



REGIONE LIGURIA - Giunta Regionale

Copertina

REGIONE LIGURIA

Registro

Tipo Atto Decreto del Direttore Generale

Numero Protocollo NP/2020/1372339

Anno Registro 2020

Numero Registro 3720

Dipartimento

Dipartimento territorio, ambiente, infrastrutture e trasporti

Struttura

Settore Assetto del territorio

Oggetto

Accordo di avvalimento sottoscritto con A.d.B. Distrettuale Appennino Settentrionale. Adozione variante al Piano di bacino stralcio dell'Ambito 8 – Merula, relativa all'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del T. Merula nel tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, in comune di Andora (SV).

Data sottoscrizione

01/07/2020

Responsabile procedimento

Roberto Boni

Dirigente responsabile

Roberto Boni

Soggetto emanante

Cecilia Brescianini

La regolarità amministrativa, tecnica e contabile del presente atto è garantita dal Dirigente/Direttore Generale della struttura proponente.

Il decreto rientra nei provvedimenti dell'allegato alla Delibera di Giunta Regionale 254/2017

Il decreto è costituito dal testo e da 1 allegati

allegati:

A01_2020-AM-
3901_SV_ANDORA_MERULAFASCE_ALLEGATI_DD_G_ADOZ_comp.pdf

Comunicazioni

Non pubblicazione (sottratto integralmente all'accesso ai sensi della l. 241/1990 e ss.mm.ii). NO

Soggetto a Privacy: NO

Pubblicabile sul BURL: NO

Modalità di pubblicazione sul BURL:

Pubblicabile sul Web: SI



REGIONE LIGURIA - Giunta Regionale
Dipartimento/Direzione Dipartimento territorio,
ambiente, infrastrutture e trasporti
Struttura Settore Assetto del territorio

Decreto del Direttore Generale

codice AM-3901
anno 2020

OGGETTO:

Accordo di avvalimento sottoscritto con A.d.B. Distrettuale Appennino Settentrionale. Adozione variante al Piano di bacino stralcio dell'Ambito 8 – Merula, relativa all'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del T. Merula nel tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, in comune di Andora (SV).

IL VICE DIRETTORE

RICHIAMATI:

- il D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, recante "*Norme in materia ambientale*", ed in particolare, la parte terza, recante norme in materia di difesa del suolo, come modificata con L. 28 dicembre 2015, n. 221, che ha innovato il sistema previgente di pianificazione di bacino, prevedendo al riguardo la soppressione delle Autorità di Bacino ex lege 183/1989 e l'istituzione delle nuove Autorità di bacino distrettuali, ed in particolare del nuovo distretto idrografico dell'Appennino Settentrionale di cui all'art. 64, comma 1, lettera c), comprendente i bacini liguri ricadenti nel territorio della soppressa Autorità di Bacino regionale ligure, di cui, da ultimo, alla L.R. 15/2015;
- il Decreto del Ministro dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare n. 294 del 25 ottobre 2016, recante "*Disciplina dell'attribuzione e del trasferimento alle Autorità di bacino distrettuali del personale e delle risorse strumentali, ivi comprese le sedi, e finanziarie delle Autorità di bacino, di cui alla legge 18 maggio 1989, n. 183*", pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 27 del 2 febbraio 2017 ed entrato in vigore in data 17 febbraio 2017, con conseguente soppressione dell'Autorità di Bacino regionale;
- il Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 4 aprile 2018, emanato ai sensi dell'art. 63 comma 4 del d.lgs. 152/2006 e del decreto n. 294/2016 e pubblicato nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana – Serie generale n. 135 del 13.06.2018, avente ad oggetto l'individuazione e il trasferimento delle unità di personale, delle risorse strumentali e finanziarie delle Autorità di bacino ex legge n.183/1989, e la determinazione delle dotazioni organiche delle Autorità di bacino distrettuali, la cui entrata in vigore ha portato a conclusione la riforma distrettuale ex d.lgs. 152/2006 e sancito la definitiva operatività delle Autorità distrettuali;
- l'accordo sottoscritto in data 29/10/2018, ai sensi e per gli effetti dell'art. 15 della legge 241/1990, nonché dell'art. 27 della L.R. 15/2018, tra Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale e Regione Liguria (nel seguito "Accordo"), di cui alla D.G.R. 852 del 24/10/2018, ad oggetto "*Svolgimento in collaborazione di attività di interesse comune in materia di difesa del suolo e tutela delle acque nel territorio dei bacini regionali liguri*", finalizzato ad assicurare la continuità della gestione tecnico-amministrativa dei piani di bacino stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) regionali liguri a seguito dell'entrata in vigore del D.P.C.M. 4 aprile 2018, sopra richiamato;
- il Decreto del Segretario Generale (nel seguito DSG) dell'Autorità Distrettuale n. 49 del 7/11/2018, con il quale, ai sensi dell'art. 3 dell'Accordo, sono state stabilite le modalità procedurali per la gestione dei PAI vigenti, che confermano gli indirizzi procedurali previgenti in materia di pianificazione di bacino regionale;

- il Decreto del Direttore Generale n. 605/2019 di adozione della variante al PdB stralcio del T. Merula, avente ad oggetto "l'aggiornamento delle fasce di inondabilità del Torrente Merula a seguito di nuovi rilievi topografici, nell'area in corrispondenza del tratto di Via Dante compreso tra via Vespucci e via Piana di Merula, in Comune di Andora (SV)";

RICHIAMATI, altresì, i criteri ed indirizzi di riferimento dell'Autorità di bacino regionale, che costituiscono tuttora il riferimento ai sensi dell'Accordo e del DSG n. 49/2018 sopra richiamati, ed in particolare la D.G.R. n. 16/2007, con cui sono stati approvati gli indirizzi relativi alla ripermimetrazione delle fasce di inondabilità a seguito di interventi o di studi di maggior dettaglio, e la D.G.R. 91/2013, contenente criteri ed indirizzi per l'individuazione di aree a minor pericolosità relativa e di ambiti normativi nella fascia B;

DATO ATTO CHE:

- la gestione dei piani di bacino regionali, vigenti fino alla emanazione di analoghi atti a livello distrettuale, rientra nelle competenze della nuova Autorità di bacino distrettuale;
 - al fine di garantire la continuità tecnico-amministrativa e gestionale nell'ambito del territorio afferente alla ex Autorità di bacino regionale, nell'attuale fase di riorganizzazione e transizione verso strumenti di pianificazione distrettuali omogenei, in data 29/10/2018 è stato sottoscritto l'Accordo di collaborazione sopra richiamato, che, in particolare, ha previsto l'avvalimento, da parte dell'Autorità di bacino distrettuale, delle strutture regionali che hanno svolto funzioni di Autorità di bacino regionale;
- secondo l'Accordo, in coerenza con l'art. 170, c.11 del D. Lgs. 152/2006 nonché con gli indirizzi ex DSG n.49/2018, le suddette attività sono svolte sulla base degli atti, indirizzi e criteri adottati nell'ambito del regime normativo previgente in materia di pianificazione di bacino e i procedimenti di pianificazione in corso alla data dell'entrata in vigore del D.P.C.M. ex art. 64, c.3, D. Lgs. 152/2006, sono conclusi con le modalità dell'Accordo, facendo salvi i pareri e i provvedimenti assunti ai sensi della normativa previgente;

PREMESSO CHE:

- con il citato Decreto del Direttore Generale n. 605 del giorno 11/02/2019 è stata adottata la variante al PdB Merula avente ad oggetto l'aggiornamento delle fasce di inondabilità del Torrente Merula a seguito dell'acquisizione di nuovi rilievi topografici, nell'area in corrispondenza del tratto di Via Dante compreso tra via Vespucci e via Piana di Merula, in Comune di Andora (SV);
- in accordo con quanto previsto nel DSG 49/2018, la variante è stata sottoposta al periodo di pubblicità partecipativa e, in questa fase, è stata presentata da un privato, con nota assunta a protocollo di Regione Liguria prot. PG/2019/82305 del 14/03/2019, un'osservazione con la quale – tra gli altri elementi – si comunicava che lo stato dei luoghi era nel frattempo mutato, con la realizzazione di opere di adeguamento del profilo del terreno alle quote dei terreni circostanti nell'area interessata dalla variante;
- con nota prot. 16695 del 22/07/2019 assunta a protocollo di Regione Liguria con prot. PG/2019/217821 del 25/07/2019, il Comune di Andora ha inoltrato uno studio idraulico bidimensionale del T. Merula compreso tra le sezioni a monte del Ponte Italia 61 e lo sbocco a mare, basato sul rilievo utilizzato nel PdB vigente per quanto riguarda l'alveo inciso e su un rilievo LiDar per le aree perfluviali dal quale si evinceva che l'area, oggetto dell'osservazione sopra citata, era inondabile solo per piene con tempo di ritorno pari a 500 anni;

CONSIDERATO che:

- nella valutazione dell'osservazione è emerso che lo studio presentato dal Comune non era adeguato ai fini della variante in quanto non rispondente ai criteri del PdB anche in considerazione del fatto che lo stesso non era sufficientemente esteso per descrivere compiutamente la dinamica di esondazione nel tratto focivo del corso d'acqua;
- gli studi idraulici alla base delle fasce di inondabilità del piano di bacino vigente sono ormai risalenti ad alcuni anni fa, e al fine di valutare compiutamente l'osservazione di cui sopra è emersa l'opportunità di procedere alla redazione di uno studio idraulico sul Torrente Merula, esteso a tutto il tratto di torrente lungo cui si concentra l'abitato del Comune di Andora, indicativamente compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, basato su uno stato attuale aggiornato dei luoghi, al fine dell'aggiornamento del piano di bacino;
- a tal fine è stato affidato un incarico per l'acquisizione di uno studio idraulico specifico relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità nel tratto focivo del Torrente Merula in Comune di Andora, sulla base dei criteri regionali;
- lo studio si è concluso con la consegna da parte della società incaricata, di cui alla nota LG/as/167 del 26/03/2020, assunta a protocollo di Regione Liguria con PG/2020/120354 dell'8 aprile 2020;

DATO ATTO CHE:

- il suddetto studio costituisce un significativo aggiornamento dell'analisi contenuta nel piano di bacino, sia per quanto riguarda l'approfondimento delle geometrie del corso d'acqua, grazie al raffittimento delle sezioni cartografate, sia per quanto riguarda la modellazione idraulica della dinamica dell'esondazione, evidenziando la necessità di un aggiornamento delle condizioni di pericolosità idraulica rispetto a quella presente nel Piano di Bacino;
- sulla base della suddetta documentazione pervenuta sono emersi nuovi elementi rilevanti, rispetto al Piano di Bacino del Torrente Merula vigente:
 - a) una maggiore estensione delle fasce di inondabilità, con un sensibile aumento – più marcato sulla sponda sinistra del corso d'acqua – delle fasce di ritorno per i tre tempi di ritorno indagati;
 - b) la possibilità di utilizzare, nelle aree in fascia B duecentennale, il criterio della pericolosità relativa in funzione di tiranti idrici e velocità di scorrimento, con la determinazione di ambiti normativi cd. B0 "a minore pericolosità", ex D.G.R. 91/2013;
- tale studio di dettaglio, in considerazione dell'area oggetto di approfondimento sulla base di un rilievo aggiornato dello stato dei luoghi e su di una modellazione idraulica approfondita, unitamente agli esiti del sopralluogo condotto, ha determinato una revisione sostanziale della variante già adottata, che necessita di una nuova fase di pubblicità partecipativa, essendo interessate anche aree non precedentemente vincolate;
- la variante di che trattasi riguarda l'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica allo stato attuale del torrente Merula, nel tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, sulla base dello studio idraulico di dettaglio aggiornato e sugli esiti del sopralluogo condotto;
- la variante, come rielaborata, riguarda aspetti tecnici, finalizzati all'aggiornamento del quadro di pericolosità del Piano di bacino e non incidenti sulle linee fondamentali del piano stesso, e come tale rientrante nell'art.3 c.2 lett. a) dell'Accordo, relativo alle varianti cd "non sostanziali" ai Piani vigenti;
- il punto 5 dell'Allegato 1 dell'Accordo, prevede che, per le così dette varianti "non sostanziali" ai PAI vigenti, gli uffici regionali competenti, preliminarmente all'assunzione del provvedimento finale, trasmettano al Segretario Generale una relazione istruttoria, e che lo stesso, laddove ne

verifichi l'opportunità, può convocare entro il termine di 5 giorni, una seduta del tavolo di coordinamento di cui all'articolo 3, comma 1 per l'illustrazione e l'esame della pratica, fermo restando che decorso tale termine gli atti possano essere assunti;

- il Settore Assetto del Territorio, in attuazione del punto 5 dell'Allegato 1 dell'Accordo, ha pertanto trasmesso, con nota PG/2020/179648 del 9/06/2020, la relazione istruttoria relativa alla variante in oggetto al Segretario Generale dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale;
- poiché il Segretario Generale non ha ritenuto necessario convocare il tavolo di coordinamento di cui all'art. 3, c.1 dell'Accordo, è possibile, ai sensi del p.to 5 dell'allegato 1 del citato Accordo, procedere all'adozione della variante;
- trattandosi di una variante che interessa ampie porzioni di territorio ed interessa anche aree non precedentemente vincolate o con diverso grado di vincolo, è necessario far precedere l'approvazione della variante da una fase di pubblicità partecipativa, come previsto dalle modalità procedurali indicate nell'Allegato 1 del DSG n. 49/2018;

DATO ATTO che, ai fini della fase della pubblicità partecipativa, vengono pubblicati i seguenti elaborati oggetto della variante, contenuti nell'allegato 1, parte integrante e sostanziale del presente atto:

- Relazione illustrativa dello studio idraulico di dettaglio del tratto vallivo del T. Merula;
- Carta delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi del PdB T. Merula – Tavola 3;
- Carta delle aree inondabili del PdB T. Merula – Tavola 3;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata cinquantennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata cinquantennale – Tavola unica;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata duecentennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata duecentennale – Tavola unica;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata cinquecentennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata cinquecentennale – Tavola unica;

DATO ATTO, altresì, che l'aggiornamento degli ulteriori elaborati di Piano, diretta conseguenza della modifica di che trattasi e pertanto non soggetti alla pubblicità partecipativa, è demandato alla successiva fase dell'approvazione della variante;

RITENUTO, pertanto, alla luce delle argomentazioni sopra svolte, che il Vice Direttore del Dipartimento territorio, ambiente, infrastrutture e trasporti, operando in nome e per conto dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale, in applicazione dell'Accordo di avvalimento e delle modalità procedurali di cui al DSG n. 49/2018, adotti la variante al Piano di bacino stralcio dell'Ambito 8 – Merula, relativa all'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del T. Merula nel tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, in comune di Andora (SV), come rielaborata, di cui all'allegato 1, parte integrante e sostanziale del presente atto, ai fini dell'indizione della prevista fase di pubblicità partecipativa, preventiva all'approvazione della variante stessa, per consentire a chiunque sia interessato di esprimere eventuali osservazioni;

RITENUTO, inoltre, in attuazione delle modalità procedurali ex DSG n. 49/2018, di dare mandato al Dirigente del Settore Assetto del territorio di procedere agli adempimenti connessi alla fase di pubblicità partecipativa, nel termine di trenta giorni consecutivi;

RITENUTO, infine, necessario che, in conformità alle modalità procedurali di cui al DSG n. 49/2018, fino all'entrata in vigore definitiva della variante in adozione, si applichino le disposizioni più restrittive tra quelle del piano vigente e quelle della variante adottata, quale adeguato regime transitorio;

DECRETA

per i motivi indicati in premessa, operando in nome e per conto dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale, in applicazione dell'Accordo di cui alla DGR 852/2018 e delle modalità procedurali di cui al Decreto del Segretario Generale n. 49/2018:

1. di adottare, ai fini dell'avvio della fase di pubblicità partecipativa, la variante al Piano di bacino dell'Ambito 8 – Merula, relativa all'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del T. Merula nel tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, in comune di Andora (SV), come rielaborata, di cui all'allegato 1, parte integrante e sostanziale del presente atto;
2. di dare mandato al Dirigente del Settore Assetto del territorio di procedere agli adempimenti connessi alla fase di pubblicità partecipativa di cui al punto 1, al fine di consentire a chiunque sia interessato di esprimere eventuali osservazioni, nei termini di cui al DSG n. 49/2018, per un periodo di trenta giorni consecutivi;
3. di stabilire, ai sensi delle modalità procedurali di cui al DSG n. 49/2018 che, fino all'entrata in vigore della variante in oggetto, si applichino le disposizioni più restrittive tra quelle del piano vigente e quelle della variante adottata.

Avverso il presente provvedimento è possibile proporre ricorso al T.A.R. Liguria, entro 60 gg. o, alternativamente, ricorso amministrativo straordinario al Presidente della Repubblica entro 120 gg. dalla notifica, comunicazione o pubblicazione dello stesso.

Cecilia Brescianini

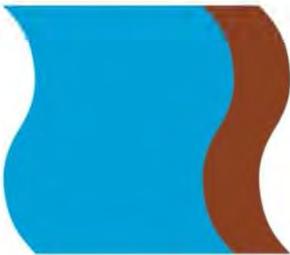
Firmato digitalmente ai sensi del D.lgs. 82/2005 e s. m.

Accordo di avvalimento ex DGR 852/2018
con Autorità di Bacino Distrettuale Appennino Settentrionale.

**Decreto di adozione della variante al Piano di bacino stralcio dell'Ambito 8 – Merula,
relativa all'aggiornamento del quadro della pericolosità idraulica del T. Merula nel
tratto compreso tra il ponte della ferrovia e la foce, in comune di Andora (SV)**

ALLEGATO 1

- Relazione illustrativa dello studio idraulico di dettaglio del tratto vallivo del Torrente Merula;
- Carta delle fasce di inondabilità e degli ambiti normativi del PdB Merula –Tavola 3;
- Carta delle aree inondabili del PdB Merula –Tavola 3;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata cinquantennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata cinquantennale – Tavola unica;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata duecentennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata duecentennale – Tavola unica;
- Carta dei tiranti idrici massimi per la portata cinquecentennale – Tavola unica;
- Carta delle velocità di scorrimento per la portata cinquecentennale – Tavola unica.



REGIONE LIGURIA

DIPARTIMENTO TERRITORIO, AMBIENTE,
 INFRASTRUTTURE E TRASPORTI

VICE DIREZIONE GENERALE AMBIENTE

Settore Assetto del Territorio

TORRENTE MERULA IN COMUNE DI ANDORA (SV)



**Studio idrologico e idraulico
 relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

Relazione tecnica

3541	-	0	1	-	0	0	1	0	0	DOC	LD	1
00	MAR. 20	R. LUCHI	L. DUTTO	L. DUTTO								
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE								



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

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	ANALISI CRITICA DELLO STATO ATTUALE DEI LUOGHI	1
2.1	Stato di rischio da pianificazione idraulica vigente	1
2.2	Assetto attuale del corso d'acqua	3
3.	CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO E IDROLOGIA DI PIENA	17
3.1	Caratteri idrologici del bacino	17
3.2	Portate di piena e analisi dell'evento idrologico critico	22
3.2.1	Dati di progetto da normativa vigente	22
3.2.2	Curve di possibilità pluviometrica di riferimento	22
3.2.3	Determinazione dell'idrogramma di piena di progetto	23
3.2.4	Definizione di idrogrammi equiprobabili per diverse durate di pioggia	25
4.	ALLESTIMENTO DEL MODELLO NUMERICO	27
4.1	Caratterizzazione topografica dell'area di studio	27
4.2	Approccio metodologico modellistico	30
4.3	Condizione al contorno di valle (mare)	32
4.4	Messa a punto del modello monodimensionale	34
4.5	Messa a punto del modello bidimensionale delle aree esterne all'alveo	38
4.6	Parametri e condizioni al contorno del modello MIKE Flood	39
5.	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	41
5.1	Profili di corrente in alveo	42
5.1.1	SIM1: evento di piena cinquantennale	42
5.1.2	SIM2: evento di piena duecentennale	46
5.1.3	SIM3: evento di piena cinquecentennale	50
5.1.4	Franchi idraulici	54
5.2	Analisi della propagazione delle esondazioni	57
5.2.1	SIM1: evento di piena cinquantennale	57
5.2.2	SIM2: evento di piena duecentennale	60
5.2.3	SIM3: evento di piena cinquecentennale	63
6.	ANALISI DI SENSITIVITÀ DEI RISULTATI	66
6.1	Scenari di simulazione integrativi	66
6.2	Ostruzione parziale degli attraversamenti (SIM_A e SIM_B)	67
6.2.1	SIM_A1: evento di piena TR50	68
6.2.2	SIM_A2: evento di piena TR200	71
6.2.3	SIM_A3: evento di piena TR500	73
6.2.4	SIM_B1: evento di piena TR50	75
6.2.5	SIM_B2: evento di piena TR200	77
6.2.6	SIM_B3: evento di piena cinquecentennale	79
6.3	Variazione di scabrezza (SIM_C)	81
6.3.1	SIM_C1: evento di piena TR50	81
6.3.2	SIM_C2: evento di piena TR200	84

6.3.3 SIM_C3: evento di piena TR500	86
6.4 Annullamento del franco idraulico (SIM_D)	88
6.4.1 SIM_D1: evento di piena TR50	88
6.4.2 SIM_D2: evento di piena TR200	91
6.4.3 SIM_D3: evento di piena TR500	93
6.5 Analisi dei risultati degli scenari di simulazione integrativi.	95
7. PROPOSTA DI RIPERIMETRAZIONE DELLE AREE DI PERICOLOSITÀ	96
7.1 Perimetrazione delle fasce di inondabilità	96
7.2 Ambiti normativi di fascia B (ex DGR 91/2013)	99
8. INDIVIDUAZIONE DI MASSIMA DI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO	101

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - HD
- ALLEGATO 2 – Descrizione del codice di calcolo MIKE21 - HD
- ALLEGATO 3 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - UHM
- ALLEGATO 4 – Dettaglio dei risultati per gli scenari di simulazione integrativi
- ALLEGATO 5 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena dell'evento con tempo di ritorno di 200 anni per lo scenario SIM_2.

1. PREMESSA

Nell'ambito della pianificazione di bacino regionale, il tratto terminale del torrente Merula in comune di Andora (SV) è stato oggetto di studi idraulici per la individuazione delle relative fasce di inondabilità, secondo gli indirizzi normativi vigenti. Tali studi risalgono a vari anni fa, e nell'ambito della attività di revisione del piano di bacino ne è previsto l'aggiornamento, sia per quanto riguarda la descrizione geometrica dell'alveo che relativamente alle analisi idrauliche volte alla definizione degli scenari di pericolosità.

La Regione Liguria ha pertanto affidato alla scrivente Hydrodata S.p.A. un servizio per lo svolgimento di studi idraulici di dettaglio e la determinazione di scenari di pericolosità.

Il tratto oggetto di tale studio è quello esteso da valle dell'attraversamento della linea ferroviaria fino alla foce, per un estensione di circa 1500 m.

La presente relazione tecnica descrive in dettaglio le risultanze di tale studio, che sulla base di sopralluoghi, nuovi rilievi topografici e analisi del materiale disponibile da studi pregressi, mediante allestimento di modellistica idrodinamica numerica bidimensionale, ha consentito di descrivere con accuratezza le effettive dinamiche di propagazione degli eventi di piena, con specifico riferimento a tre tempi di ritorno: 50, 200 e 500 anni.

Le analisi sono state svolte considerando una pluralità di scenari alternativi, per valutare la sensitività del modello a possibili modificazioni di parametri idraulici o di funzionalità delle opere.

Sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile definire una proposta di nuova perimetrazione delle fasce di pericolosità idraulica per l'aggiornamento del PAI vigente. Sono stati inoltre determinati i cosiddetti "ambiti normativi" della fascia B (ambiti BB e B0), in applicazione dei criteri ex DGR 91/2013.

Sono fornite infine indicazioni relative a possibili interventi per la mitigazione delle condizioni di rischio idraulico individuate.

Annessi al presente documento sono fornite tavole grafiche di restituzione dei rilievi topografici eseguiti.

2. ANALISI CRITICA DELLO STATO ATTUALE DEI LUOGHI

2.1 Stato di rischio da pianificazione idraulica vigente

Nel vigente Piano di Bacino (PdB) del torrente Merula, ambito 8, è contenuta una perimetrazione delle fasce fluviali e delle aree di rischio idraulico sul territorio in esame.

In Figura 1 è riportato uno stralcio delle aree di pericolosità idraulica definite per l'area di interesse, relativo all'ultima variante approvata nell'ambito del DdDG n. 176 del 25/06/2018, in vigore dall'11/07/2018. Risulta inoltre in corso un'ulteriore variante (con DDG n. 605 del 11/02/2019); il confronto tra le perimetrazioni del Piano di Bacino vigente e quelle definite dalla variante in corso è riportato in Figura 2.

Si può notare che la perimetrazione in variante estende l'area della fascia B (relativa all'esondazione della piena duecentennale) in sinistra idrografica nell'area a monte di Via Dante. Tale variazione è conseguente all'acquisizione di un rilievo topografico aggiornato e di dettaglio di alcune aree limitrofe alla sponda sinistra del torrente Merula durante le attività istruttorie svolte dal Settore Assetto del Territorio nell'ambito di un procedimento di verifica di assoggettabilità alla VAS. Il nuovo rilievo, relativo al tratto di Via Dante compreso tra via Vespucci e via Piana di Merula, ha evidenziato un'incoerenza tra la perimetrazione vigente delle fasce di inondabilità e l'attuale morfologia dei luoghi, in quanto l'area su cui è proposta l'estensione della fascia B è posta a quote pari o inferiori a quelle adiacenti indicate come allagabili.

La variante adottata vige in regime di salvaguardia, e pertanto fino all'approvazione è necessario fare riferimento sia al piano vigente che alla variante in corso.

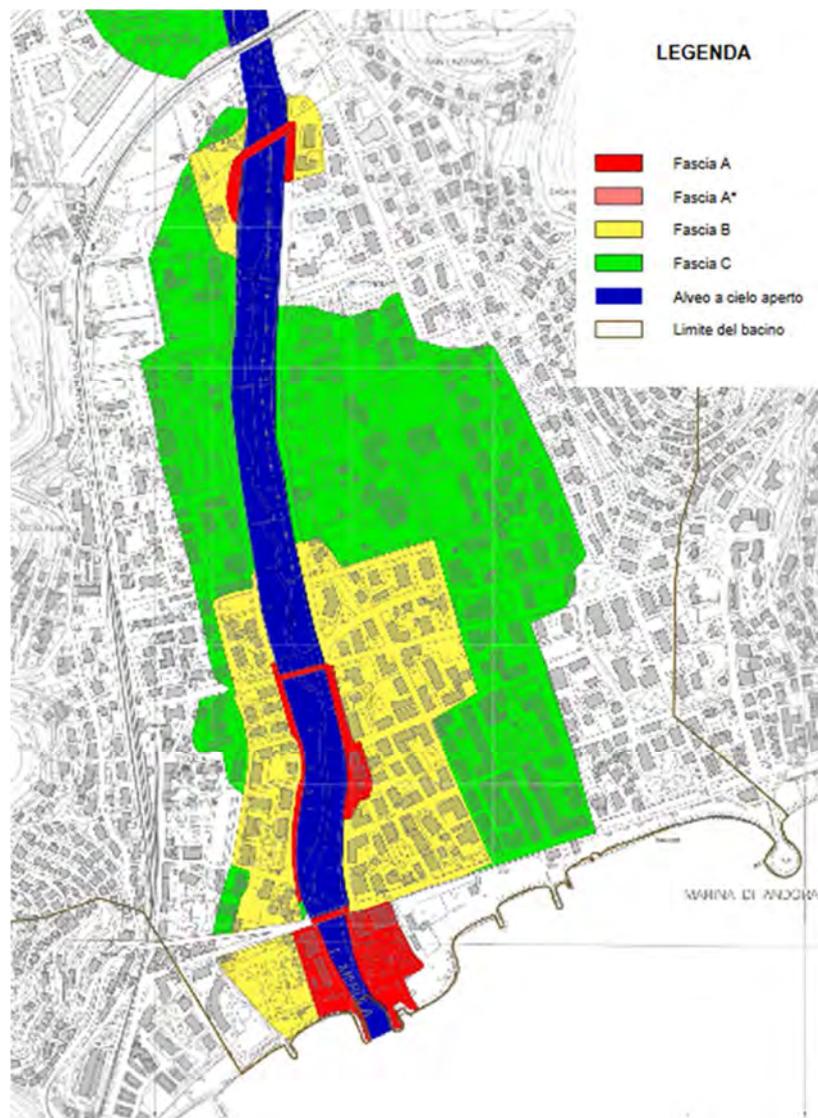


Figura 1 – Fasce fluviali per il torrente Merula definite dal vigente Piano di Bacino, DdDG n. 176 del 25/06/2018 in vigore dall'11/07/2018 (estratto dalla cartografia di Piano: Carta delle fasce di inondabilità).

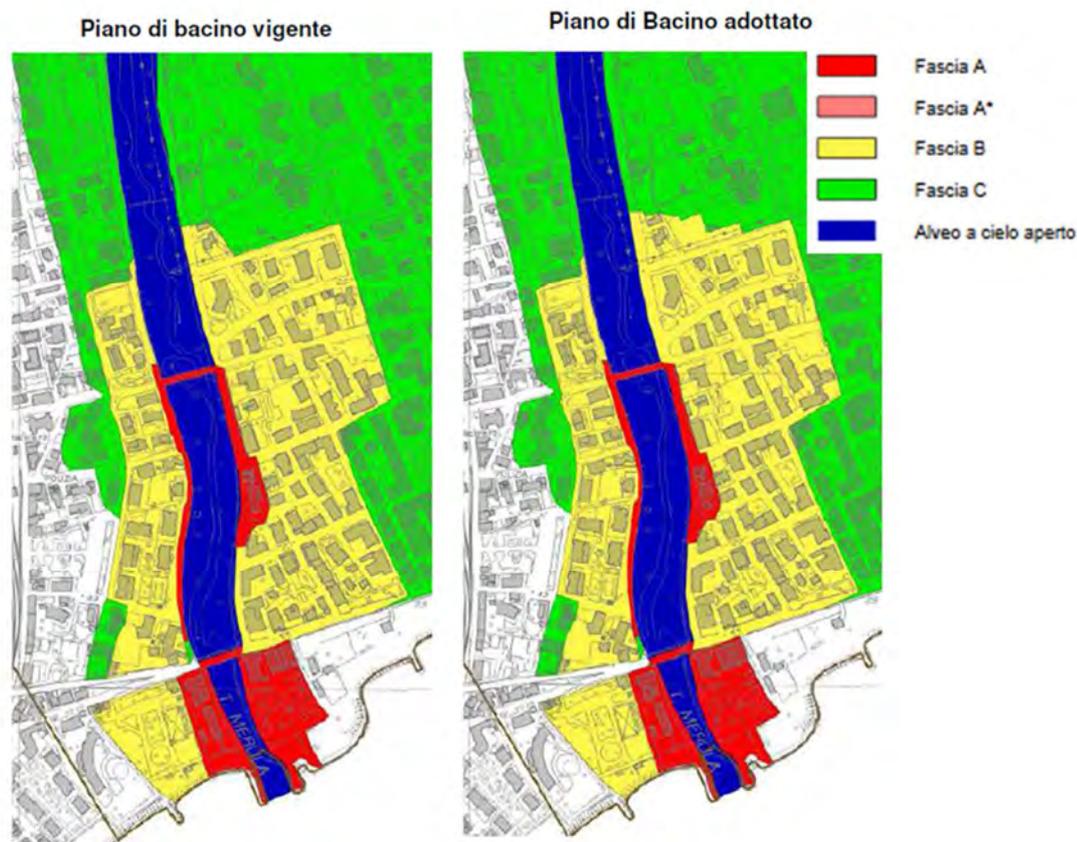


Figura 2 – Confronto tra le fasce fluviali per il torrente Merula definite dal vigente Piano di Bacino e dalla variante in corso (DDG n. 605 del 11/02/2019).

2.2 Assetto attuale del corso d'acqua

Il tratto di torrente Merula di interesse per il presente studio è quello terminale, in Comune di Andora (SV), che si estende per circa 1500 m a valle della linea ferroviaria fino alla foce, in contesto urbano continuo (Figura 3). Su entrambe le sponde, su cui corrono le strade di Via Vespucci e Via Risorgimento, si è infatti sviluppato il tessuto urbano andorese.

Il torrente in questo tratto presenta un andamento pressoché rettilineo, con sezione regolarizzata da passati interventi di sistemazione avente larghezza omogenea e muri di sponda in calcestruzzo, elevati fino alla quota del piano campagna.

È presente un alveo di magra debolmente sinuoso che si sviluppa prevalentemente nella parte centrale, mentre il resto della sezione risulta coperto da una fitta vegetazione erbacea e arbustiva (Figura 4 e Figura 5).



Figura 3 – Planimetria del tratto di studio con indicata la localizzazione dei ponti e degli affluenti (Rio Bevuo, Rio Rinnovo e altri due sbocchi di tombinature su corpi idrici minori).



Figura 4 – Vista dal ponte di viale Europa Unita dell'alveo a valle.



Figura 5 – Vista dal ponte di Via Aurelia dell'alveo del tratto a monte.

Nel tratto oggetto di studio sono presenti 4 attraversamenti, descritti di seguito procedendo da monte verso valle.

- Attraversamento della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia (Figura 6), composto da 3 arcate di larghezza media al piede di circa 14,4 m. Lo spessore medio delle due pile poggianti in alveo è di 2,6 m.

- Ponte di viale Europa Unita (Figura 7), che mette in comunicazione le quattro direttrici principali della viabilità urbana: S.P.13 Val Merula, via Cavour, via Vespucci e via San Lazzaro. La struttura è costituita da un travato in c.a. posto circa 1 m al di sotto della sommità arginale e sostenuto da tre pile in alveo di spessore medio di circa 90 cm.
- Ponte Italia 61 (Figura 8) lungo via Colombo, che attraversa in direzione Est-Ovest il centro urbano retrostante la S.S.1 Aurelia. Tale ponte presenta impalcato orizzontale a soletta piana con la presenza di 4 pile in alveo di spessore pari a circa 50 cm.
- Ponte della S.S.1 Aurelia (Figura 9) composto da 3 arcate di larghezza media pari a circa 14,8 m che poggiano su due pile in alveo di spessore alla base di circa 1,9 m.



Figura 6 – Vista da valle del ponte ferroviario e del viadotto autostradale ubicato più a monte.



Figura 7 – Vista da monte del ponte di viale Europa Unita.



Figura 8 – Vista da monte del ponte Italia 61.



Figura 9 – Vista da monte del ponte della S.S. 1 Aurelia.

È previsto a breve l'avvio di lavori (in fase di appalto da parte del Comune) per l'adeguamento¹ idraulico del ponte su viale Europa Unita per ottenere il franco di sicurezza previsto dalle NTC 2018 di 1,50 m sopra il livello di massima piena con tempo di ritorno duecentennale (per i 2/3 della luce).

¹ Rif. Comune di Andora - *Rifacimento ponte Europa Unita, Progetto definitivo – esecutivo*. Studio Associato di Ingegneria, Geologia e Architettura Ing. M. Marchiano, Ing. R. Torri, Geol. V. Vezzaro, dicembre 2019.

L'adeguamento (Figura 27) è previsto mediante lo smontaggio dell'attuale impalcato con il recupero delle travi principali, la sopraelevazione delle pile e spalle esistenti, il rimontaggio delle travi principali e la ricostruzione dell'impalcato. La sopraelevazione della struttura comporta l'adeguamento in quota degli accessi da viale Europa Unita e degli incroci con le viabilità di sponda.

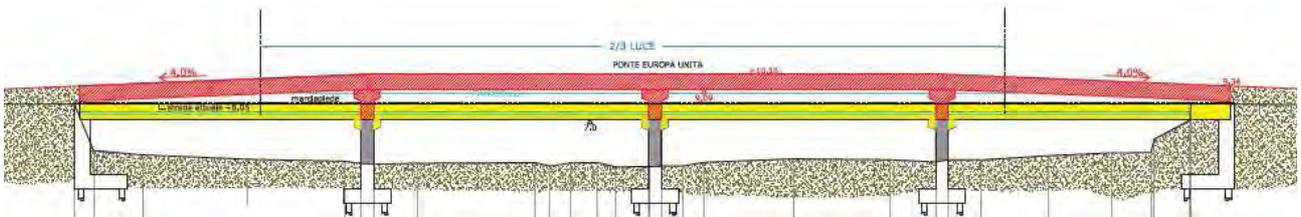


Figura 10 – Sezione di progetto del Ponte Europa Unita estratto da 'Planimetria finale stato di progetto e Sezioni' del Progetto esecutivo del rifacimento Ponte Europa Unita.

Lungo il tratto che va dal ponte ferroviario al ponte dell'Aurelia le sponde sono state sistemate con muri di sponda in calcestruzzo di altezza media di 4 m (Figura 11, Figura 12 e Figura 13). Essi presentano una base inclinata a 45° e un tratto sommitale verticale, tranne nella porzione iniziale tra il ponte ferroviario e quello di viale Europa Unita in cui il rivestimento di sponda è inclinato per tutta la sua altezza.

Lungo il tratto che va dal ponte Italia 61 al ponte dell'Aurelia, in sola sponda sinistra è presente un muretto arginale continuo in calcestruzzo, elevato al di sopra del piano stradale di via Vespucci per circa 60 cm (Figura 14).



Figura 11 – Sponda sinistra a valle del ponte ferroviario.



Figura 12 – Sponda sinistra (foto sx) e sponda destra (foto dx) a monte del ponte Europa Unita.



Figura 13 – Sponda sinistra (foto sx) e sponda destra (foto dx) a valle del ponte Europa Unita.



Figura 14 – Muretto in sponda sinistra nel tratto tra il ponte Italia 61 e il ponte dell'Aurelia (foto sx); particolare del muretto in sponda sinistra in corrispondenza del ponte dell'Aurelia (foto dx).

Si nota che il tratto di alveo che va dal ponte dell'Aurelia alla foce (Figura 15) è stato sistemato in destra con un rivestimento spondale in massi naturali sormontato da un muretto in calcestruzzo fino ad una quota di circa 2,2 m s.m., mentre nessun intervento è stato eseguito in sponda sinistra.

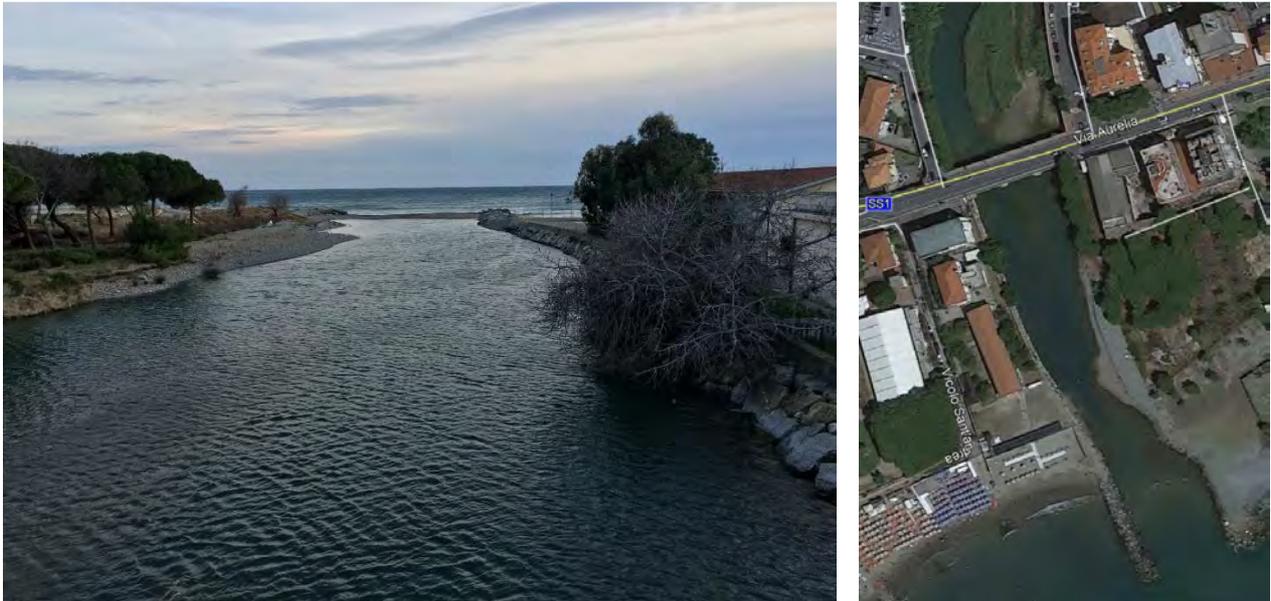


Figura 15 – Vista dal ponte di Via Aurelia (sx) e da foto aerea (dx) del tratto di valle che sfocia in mare.

Il tratto di foce costituisce una consistente strettoia rispetto alle sezioni di monte (Figura 15), già in uscita dal ponte e con andamento della sponda sinistra che si estende progressivamente verso il centro alveo, per poi allargarsi nuovamente nel tratto terminale con una porzione di sponda protetta da scogliera in massi, in continuità con quella fronte mare.

La larghezza in questo tratto è variabile da circa 40 a circa 25 m, a fronte dei circa 60 m del tratto di monte; è presente inoltre un accumulo detritico in sinistra, in allineamento con l'arcata sinistra del ponte dell'Aurelia, che restringe ulteriormente la sezione di deflusso.

Dall'esame di foto aeree riferite a diversi anni del periodo recente (Figura 17) risulta spesso presente una barra di foce in corrispondenza degli esistenti pennelli a mare, soggetta a variazione in relazione alle dinamiche morfologiche fluviali e agli eventi di mareggiata (nonché eventualmente in caso di possibili interventi di dragaggio). Tale elemento non è stato considerato per le finalità dell'analisi idraulica, ipotizzando che in occasione di eventi gravosi come quelli in esame la barra possa essere asportata dalla corrente di piena ben prima che l'idrogramma raggiunga il suo colmo.



Figura 16 – Sponda sinistra (foto sx) e sponda destra (dx) a valle del ponte di Via Aurelia.



Figura 17 – Evoluzione del tratto focivo dal 2014 al 2018.

Nel tratto in studio sono state individuate due soglie di fondo (Figura 18). La prima si trova circa 25 m a monte del ponte Italia 61 e risulta rigurgitata da valle e soggetta a interrimento, non provocando alterazioni al profilo di fondo alveo. La seconda è invece ubicata circa 125 m a valle del medesimo ponte e realizza un piccolo salto di fondo.



Figura 18 – Localizzazione di due soglie a monte e a valle del ponte Italia 61.

Nel tratto oggetto di studio il Merula riceve il contributo di alcuni affluenti minori, tutti da sponda destra. Essi sono rappresentati in Figura 3 e risultano tombinati nella quasi loro totalità dei tratti di interesse per il presente studio.

Subito a monte del ponte della ferrovia si trova lo sbocco del Rio Bevuo, che (verosimilmente nell'ambito dei lavori di spostamento della linea ferroviaria) ha subito una significativa deviazione verso monte rispetto al tracciato originario.

Procedendo verso valle si incontra lo sbocco di una tombinatura di rilevanti dimensioni a oggi identificabile come un canale di drenaggio urbano tombinato (indicato nel presente studio come Rio 1); secondo il recente aggiornamento del reticolo idrografico prodotto dalla Regione (Figura 19) esso allo stato attuale non risulta collegato a un bacino contribuente di monte relazionabile con l'ampiezza della sezione di deflusso; si suppone che originariamente questo fosse il tratto di sbocco in Merula del rio Bevuo.



Figura 19 – Reticolo idrografico definito dalla Regione Liguria per l'area di interesse. In blu i corpi idrici significativi, in rosso i canali di drenaggio urbano.

La sezione allo sbocco è rettangolare, con dimensione di 2,0 m x 2,0 m (Figura 20). La tombinatura proviene da Ovest sviluppandosi al di sotto della traversa di via Europa Unita fino a via Carminati. In corrispondenza di tale incrocio si ha un breve tratto scoperto consistente in una camera di raccordo per una curva circa a 45° della tombinatura (Figura 21). La sezione proveniente da monte è ad arco e di minori dimensioni. L'alveo è ingombro di vegetazione anche arborea; vi sono tubazioni e cavidotti staffati alla parete della tombinatura da monte.

Le quote di fondo della vasca e del piano campagna circostante non sono tali da poter ipotizzare una fuoriuscita delle acque di piena del Merula, o effetti di rigurgito dai livelli di piena di quest'ultimo vista l'assenza di un bacino contribuente.

Una locale esondazione dovuta ai livelli di piena del Merula potrebbe invece verificarsi nel tratto terminale, a causa di un'apertura realizzata in sponda sinistra per il drenaggio di un'area coltiva depressa, a tergo di un tratto in cui la stradina di sponda assume carattere di rilevato arginale. Tale apertura è costituita da un breve tratto di tubazione DN600, con fondo 85 cm al di sopra del fondo scorrevole del tombino (Figura 20, Figura 21).



Figura 20 – Sezione di sbocco (foto sx) del Rio 1 nel torrente Merula e apertura in sponda sx del canale (foto centrale e dx).



Figura 21 – Vasca di raccordo a cielo aperto all'incrocio con via Carminati (sx). Interno della tombinatura in corrispondenza dell'apertura laterale nel tratto di valle (dx).

A valle del Rio 1 si trova un affluente che, non presentando denominazione nel reticolo idrografico regionale, è stato qui indicato come Rio 2. La sezione di sbocco della tombinatura risulta di geometria rettangolare con dimensioni $b \times h$ pari a circa $2,05 \times 1,50$ m; l'imbocco è individuabile su via Carminati in corrispondenza di un pozzetto a valle dell'attraversamento del rilevato ferroviario (Figura 22). Non si riscontrano altri punti di comunicazione con l'esterno che possano risultare causa di eventuali allagamenti da parte dei livelli di piena del Merula.



Figura 22 – Sezione di sbocco del Rio 2 nel torrente Merula (sx) e imbocco tombinatura a valle dell'attraversamento del rilevato ferroviario (dx).

Circa 150 m a monte del Ponte Italia 61, in corrispondenza della parrocchia di S. Matilde, si ha la confluenza in Merula del rio Rinnovo, caratterizzato da un bacino contribuente di circa 0,52 km². Lo sbocco avviene con una sezione di geometria rettangolare e dimensioni $b \times h$ pari a circa 2,1 m x 1,1 m (Figura 23).

Il rio proviene da monte di via Cavour, dove si sviluppa a cielo aperto con sezione rettangolare rivestita in calcestruzzo e di modesto approfondimento rispetto al piano campagna (circa 1 m). All'intersezione con via Cavour ha quindi inizio una tombinatura di lunghezza pari a circa 65 m, con sezione di imbocco di luce modesta (rettangolare di dimensioni $b \times h = 2,15 \text{ m} \times 0,90 \text{ m}$, Figura 24).

A monte di via Risorgimento è presente una camera di raccordo a cielo aperto (lunga circa 4 m) tra questa tombinatura e quella terminale che sbocca in Merula (Figura 25). I manufatti descritti sono stati oggetto di rilievo topografico, restituito negli elaborati grafici annessi.

In relazione alla limitata pendenza dell'alveo e del piano campagna, è verosimile supporre in condizioni di piena gravose del Merula la possibile fuoriuscita di portata dalle sezioni a cielo aperto del rio Rinnovo. Sicuramente i livelli di piena dell'asta principale indurrebbero un rilevante effetto di rigurgito che limiterebbe fortemente la capacità di smaltimento delle portate proprie del rio; vista tuttavia la differenza tra le superfici di bacino sotteso, per le finalità del presente studio non è stata considerata la concomitanza tra la piena del Merula e la presenza di una portata significativa nel rio.



Figura 23 – Sezione di sbocco del Rio Rinnovo nel torrente Merula (sx). Vista da valle della camera di raccordo a cielo aperto a monte di via Risorgimento (dx).

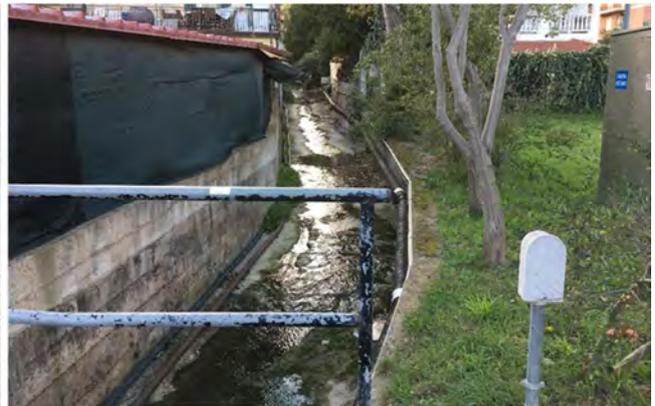


Figura 24 – Sezione di imbocco (sx) del tratto tombinato del Rio Rinnovo a monte di via Cavour e vista da via Cavour del tratto di monte (dx).



Figura 25 – Viste dall'alto della camera di raccordo a cielo aperto a monte di via Risorgimento.

L'ultimo corpo idrico affluente nel tratto in studio è il rio Binelli, che sbocca in Merula a valle del ponte Italia 61, circa 40 m a valle della soglia di fondo. La sezione di sbocco è rettangolare, di dimensioni $b \times h = 2,05 \times 1,55$ m (Figura 26).

Il rio risulta tombato fino a monte della linea ferroviaria, dove si ha un breve tratto a cielo aperto fino a via del Poggio.



Figura 26 – Rio Binelli nel tratto a cielo aperto tra via del Poggio e il rilevato ferroviario (sx); sezione di sbocco nel Merula (dx).

3. CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO E IDROLOGIA DI PIENA

3.1 Caratteri idrologici del bacino

Il bacino idrografico del torrente Merula, avente superficie contribuyente di poco inferiore a 49 Km², è situato sul versante tirrenico nella parte occidentale della Provincia di Savona e comprende parti del territorio dei Comuni di Andora, Stellanello, Testico.

Esso è caratterizzato da una forma 'a L', orientata da monte verso valle secondo una prima direttrice E-O, con quindi una curvatura verso Sud dovuta alla presenza di un rilievo morfologico. La forma è allungata, con larghezza trasversale dell'area contribuyente pressoché costante; sono presenti numerosi affluenti laterali di modesta dimensione, tutti simili in termini di dimensioni e estensione dell'area drenata.

Il bacino del torrente Merula è rappresentato in Figura 27, con indicazione del reticolo idrografico significativo.

Per esso sono state determinate le principali caratteristiche fisiografiche, riportate in Tabella 1, mediante procedure di elaborazione in ambiente GIS sul modello digitale del terreno a maglia 1 m da rilievo LiDAR del Ministero dell'Ambiente (MATTM).

La lunghezza L è definita in senso idrologico, ovvero come la massima distanza tra il confine del bacino imbrifero e la sezione di chiusura (massimo percorso che una goccia di pioggia deve percorrere per raggiungere la sezione di chiusura).

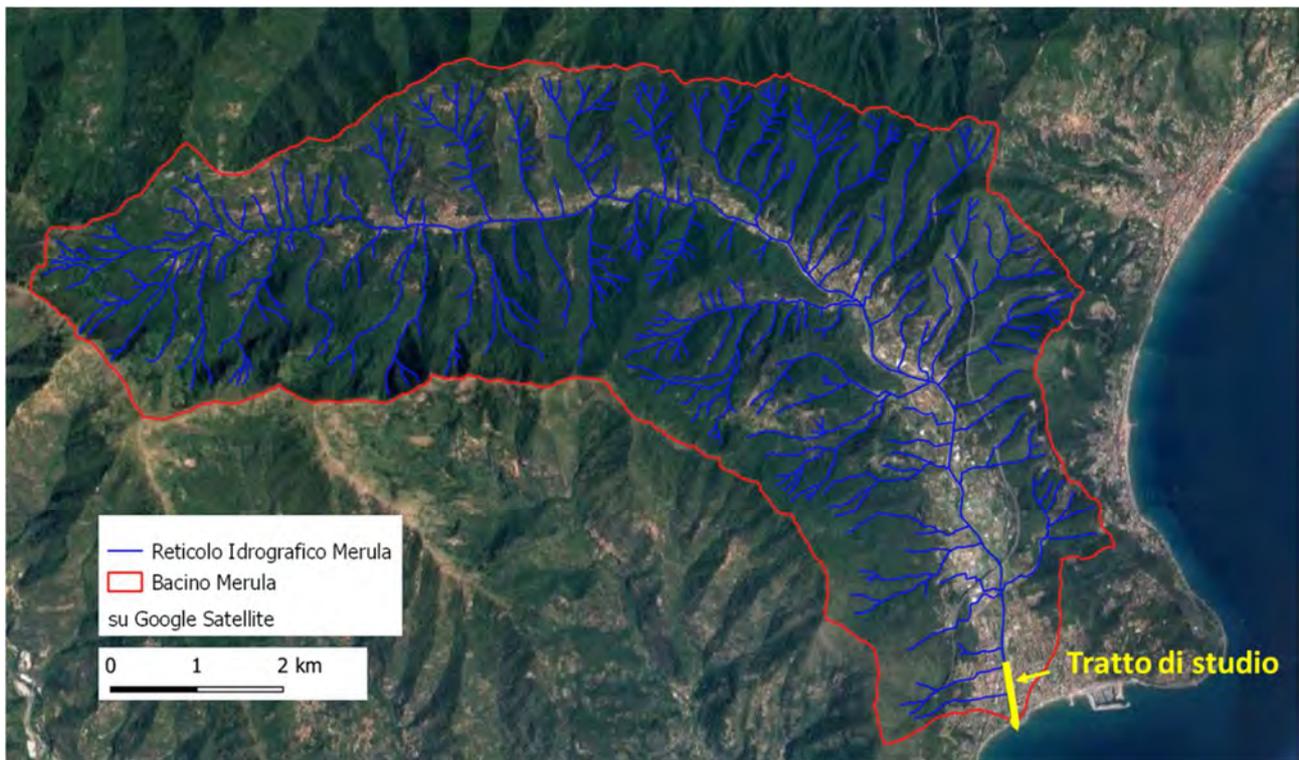


Figura 27 – Bacino del torrente Merula con indicato il reticolo idrografico ed evidenziato il tratto di studio.

Descrizione	Parametro	Unità	Valore
superficie	S	(km ²)	48,93
altitudine massima	Hmax	(m s.m.)	985,05
altitudine media	Hmed	(m s.m.)	283,5
quota della sezione di chiusura	Hmin	(m s.m.)	0,00
lunghezza dell'asta principale	L	(km)	16,7
pendenza dell'asta principale	i	(m/m)	0,06
pendenza dei versanti	y	(m/m)	45,91

Tabella 1 – Parametri morfologici caratterizzanti il bacino del torrente Merula.

Il parametro CN, ovvero il *Runoff Curve Number*, coefficiente sperimentale che schematizza le caratteristiche idrologiche del bacino classificate secondo i criteri stabiliti dal U.S. Soil Conservation Service (Department of Agriculture), è uno dei principali parametri idrologici che sintetizzano l'effetto della tipologia di suolo all'interno dei modelli di trasformazioni afflussi-deflussi.

Il valore di tale coefficiente si ricava sulla base di valutazioni in merito alla classe di appartenenza del suolo, al tipo di copertura e destinazione d'uso del terreno e alle condizioni di umidità (contenuto d'acqua) del suolo (Tabella 2).

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

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

Tabella 2 – Valori del coefficiente CN (Rif. Mc Cuen – SCS Method).

Considerando condizioni di umidità medie del terreno (AMC II) e classi di appartenenza B-C in funzione delle caratteristiche litologiche macroscopiche medie delle diverse zone, si perviene alla determinazione dei coefficienti CN per macroaree (Figura 28), e quindi a un valore medio sull'area del bacino pari a **CN=60**.

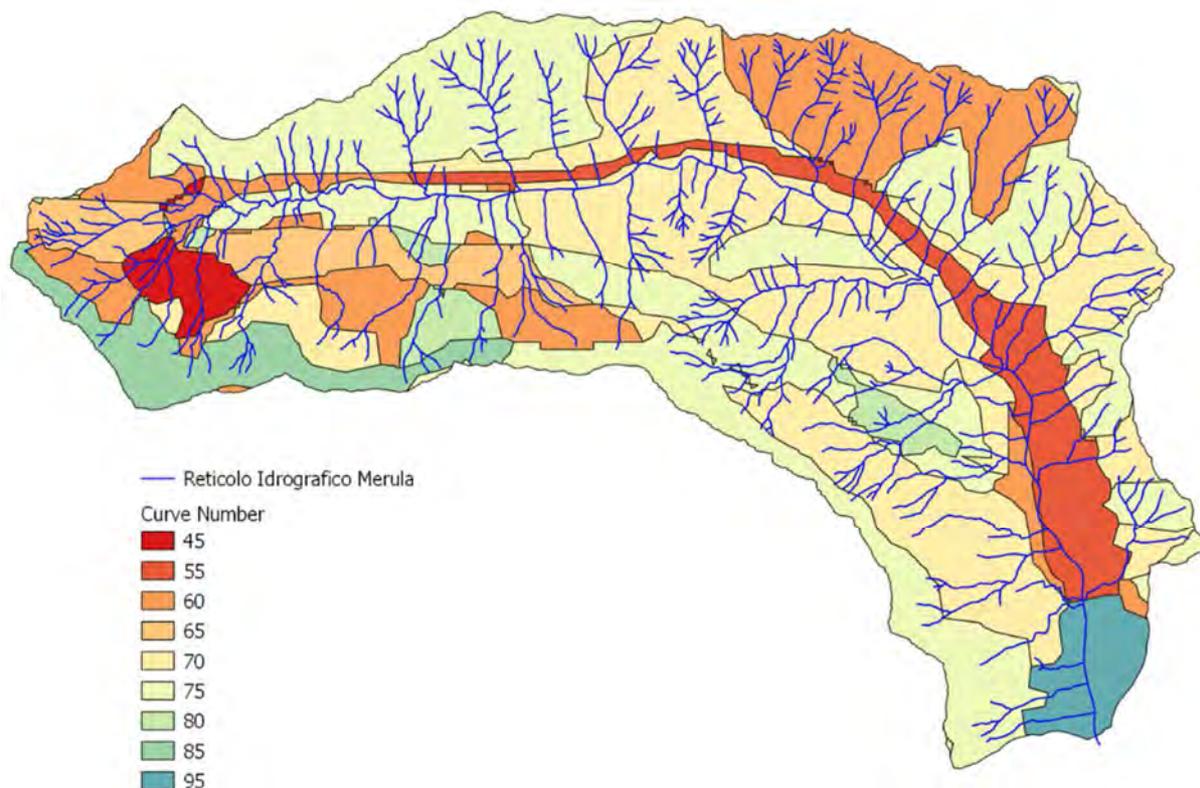


Figura 28 – Definizione del parametro CN per macroaree sul bacino oggetto di studio.

Il tempo di corrivazione t_c di un dato bacino è un valore caratteristico che rappresenta il tempo in cui l'intera superficie del bacino, sottoposta ad una pioggia omogeneamente distribuita, contribuisce a formare la portata che si registra nella sezione di chiusura del bacino stesso. Esso dipende da una serie di parametri quali la superficie del bacino, la lunghezza e pendenza dell'asta principale, la struttura morfologica e altimetrica (quote e pendenze dei versanti, ramificazione degli affluenti).

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

Per il calcolo del tempo di corrivazione t_c sono disponibili numerose formule in letteratura tecnica. Di seguito si riporta una selezione tra le formule di maggiore utilizzo che si ritengono maggiormente idonee a descrivere le caratteristiche del bacino in esame, con t_c espresso in ore.

Nella simbologia utilizzata, A indica la superficie del bacino, L la lunghezza dell'asta principale, H_{med} e H_{min} rispettivamente la quota media e minima, i la pendenza media dell'asta principale, y la pendenza media dei versanti e S è un parametro del metodo SCS che rappresenta la massima ritenzione del bacino, funzione del tipo e del grado di saturazione del terreno e dell'uso del suolo, pari a:

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

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

Formula di Giandotti:

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

Formula di Pezzoli:

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

Formula di Ventura:

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

Formula S.C.S.:

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

Il peso da associare al risultato di ciascuna formula deve essere valutato in base a considerazioni di carattere generale sui campi di applicabilità di ogni singola formula essendo di origine sperimentale.

Dalla letteratura tecnica si rileva che Giandotti ricavò la sua formula per bacini di tipo alpino, con dimensioni superiori ai 70 km². La formula di Pezzoli e Ventura sono state ottenute per bacini naturali di dimensioni non troppo grandi: la formula di Pezzoli è stata sviluppata sui dati di piccoli bacini montani a elevata pendenza di dimensioni inferiori ai 20 km², Ventura considera bacini di dimensioni medie (anche fino a 40 km²) e pendenze più ridotte. Il metodo S.C.S., sviluppato per bacini di tipo collinare, presenta un campo di applicazione piuttosto vasto e fornisce buoni risultati per un'ampia gamma di condizioni.

I valori ottenuti per il bacino complessivo (sezione di foce) sono riportati in Tabella 3. Si può notare come le formule di Giandotti, Pezzoli e Ventura forniscano valori simili del tempo di corrivazione, compresi tra 3,5 ore e 4,0 ore, mentre il metodo SCS si discosta con un valore inferiore di circa 1 ora. La formulazione di Giandotti tuttavia è stata sviluppata per bacini di tipologia più ramificata, mentre il modello SCS è teoricamente più adatto alla descrizione di tipologie di bacino di forma più allungata, come quello in esame. Cautelativamente si è pertanto deciso di tenere conto di tutti i valori ottenuti con uguale peso, definendo il tempo di corrivazione di riferimento come loro media aritmetica.

Si ottiene pertanto un tempo di corrivazione per il bacino alla foce pari a circa **tc = 3,5 ore**.

formula	tc [ore] alla foce
Giandotti	3,94
Pezzoli	3,78
Ventura	3,66
SCS	2,57
media	3,49

Tabella 3 – Calcolo del tempo di corrivazione per il bacino del torrente Merula alla foce.

3.2 Portate di piena e analisi dell'evento idrologico critico

3.2.1 Dati di progetto da normativa vigente

Le portate di piena di progetto per il bacino in esame, riferibili a vari tempi di ritorno, sono definite nel capitolo 2 del vigente Piano di Bacino.

In particolare per le verifiche idrauliche condotte nel presente studio si è fatto riferimento ai seguenti valori di portata al colmo con tempo di ritorno 50 anni, 200 anni e 500 anni, definiti per la sezione di foce del torrente Merula:

- tempo di ritorno di 50 anni $Q = 320 \text{ m}^3/\text{s}$;
- tempo di ritorno di 200 anni $Q = 460 \text{ m}^3/\text{s}$.
- tempo di ritorno di 500 anni $Q = 550 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2.2 Curve di possibilità pluviometrica di riferimento

Le curve di possibilità pluviometrica $h(t,T)$ per differenti durate di pioggia t e per differenti tempi di ritorno T sono state definite per il bacino in esame facendo riferimento alla procedura di regionalizzazione contenuta nello studio *Caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena dei bacini liguri*, redatto dal Centro di Ricerca in Monitoraggio Ambientale (CIMA) dell'Università di Genova per conto della Regione Liguria, secondo la seguente espressione:

$$h(t,T) = K_T \cdot E[H_{12}] \cdot \left(\frac{t}{12}\right)^n$$

dove K_T è un fattore di frequenza delle portate tabellato in funzione del tempo di ritorno e $E[H_{12}]$ rappresenta il valore atteso della altezza di precipitazione massima annuale per la durata di 12 ore.

Quest'ultimo valore risulta legato al valore della pioggia indice $E[H_1]$, riferito alla durata di 1 ora, secondo la seguente relazione che deriva dall'aver assunto un esponente n sempre costante per i vari tempi di ritorno e pari a 0,39:

$$E[H_{12}] = E[H_1] \cdot 12^{0,39}.$$

La pioggia indice $E[H_1]$ può essere ottenuta dall'analisi di una serie storica di dati pluviometrici come media dei massimi annuali di pioggia per durata pari a 1 ora; un valore di riferimento per l'intero territorio regionale è fornito nello studio citato, derivante dalle regionalizzazioni svolte a seguito dell'analisi di tutte le stazioni pluviometriche disponibili, ed è tabellato in funzione della longitudine.

Per il bacino del torrente Merula si è valutata una longitudine media di $8^{\circ}5'$, a cui corrisponde un valore di $E[H_1]$ pari a **36,2 mm**. I valori di K_T per i tempi di ritorno di interesse sono riportati in Tabella 4.

TR [anni]	50	200	500
K_T	2,1	2,78	3,28

Tabella 4 – Coefficienti di crescita (fattori di frequenza) delle portate per diversi tempi di ritorno.

Le curve di possibilità pluviometrica ottenute per i tre differenti tempi di ritorno considerati nello studio (TR50, TR200 e TR500) sono rappresentate in Figura 29.

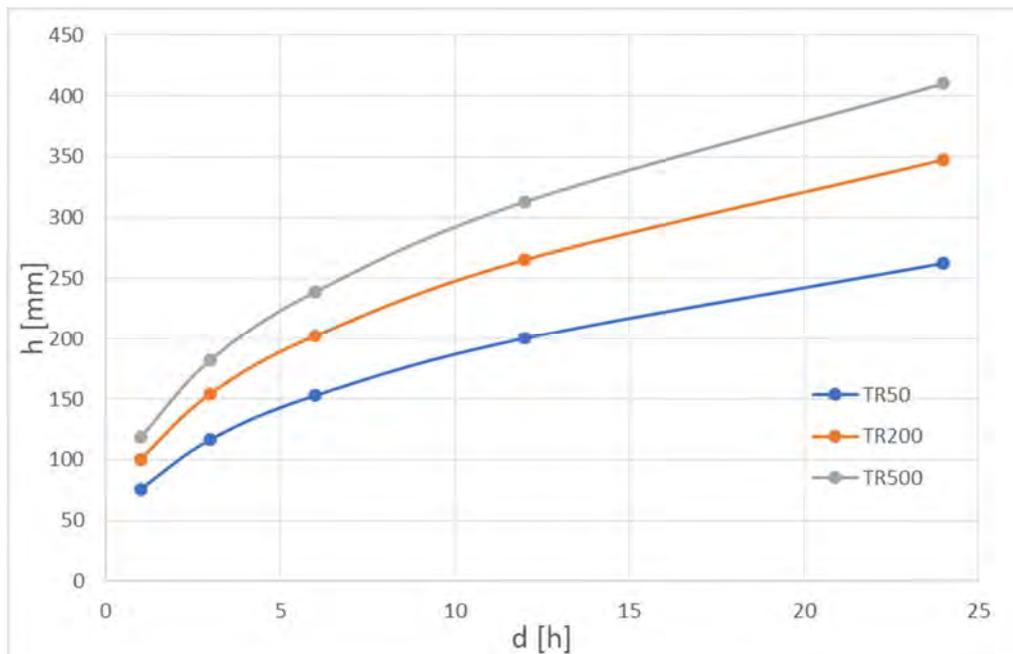


Figura 29 – Curve di possibilità pluviometrica (altezza di pioggia h – durata di pioggia d) per diversi tempi di ritorno (TR).

3.2.3 Determinazione dell'idrogramma di piena di progetto

Le analisi svolte nel presente studio sono basate su uno schema di moto vario, per cui risulta necessario definire gli idrogrammi di piena di riferimento per la descrizione degli scenari di inondazione, nell'ipotesi di evento idrologico con massimo valore delle portate al colmo (come definiti nel capitolo 3.2.1).

Per la loro determinazione è stato messo a punto un modello idrologico afflussi-deflussi che implementa il metodo dell'idrogramma unitario, mediante il codice di calcolo MIKE 11 – UHM del DHI (sinteticamente descritto in ALLEGATO 3).

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

L'evento critico per il bacino in esame è quello che comporta una precipitazione di massima intensità (scroscio) di durata pari al tempo di corrvazione di circa 3,5 ore. La corrispondente altezza di pioggia h è stata valutata per i diversi TR sulla base delle curve di possibilità pluviometrica definite nel capitolo 3.2.2.

Le ipotesi principali per la messa a punto del modello, basato come detto sul metodo dell'idrogramma unitario adimensionale del metodo SCS, sono riassunte nel seguito:

- è stata ipotizzata una portata iniziale di base costante pari a circa $1 \text{ m}^3/\text{s}$, sul quale si sovrappone lo scroscio intenso di progetto, in modo da rappresentare un idrogramma complessivo di durata 18 ore che consente di descrivere in modo compiuto tutti i fenomeni idrodinamici;
- le perdite idrologiche iniziali sono state calcolate con il metodo SCS a partire dai valori di CN e AMC precedentemente indicati;
- il “lag time” è stato opportunamente tarato in funzione del tempo di corrivazione noto del bacino ($t_c=3,5$ ore);
- la precipitazione è stata assegnata uniforme su tutto il bacino a intensità costante e di durata pari al tempo di corrivazione. Dalle curve di possibilità pluviometrica di riferimento le altezze di pioggia risultano pari a 123,7 mm, 163,8 mm e 193,3 mm rispettivamente per TR = 50, 200 e 500 anni.

Le portate di massima piena restituite dal modello risultano assai prossime a quelle “di progetto” definite dal Piano di Bacino: $321,75 \text{ m}^3/\text{s}$ per TR=50 anni (anziché $320 \text{ m}^3/\text{s}$ da PdB), $461,65 \text{ m}^3/\text{s}$ per TR=200 anni (anziché $460 \text{ m}^3/\text{s}$ da PdB), $554,67 \text{ m}^3/\text{s}$ per TR=500 anni (anziché $550 \text{ m}^3/\text{s}$ da PdB). Il modello appare pertanto adeguatamente calibrato e rappresentativo delle caratteristiche idrologiche del bacino considerate nella pianificazione vigente.

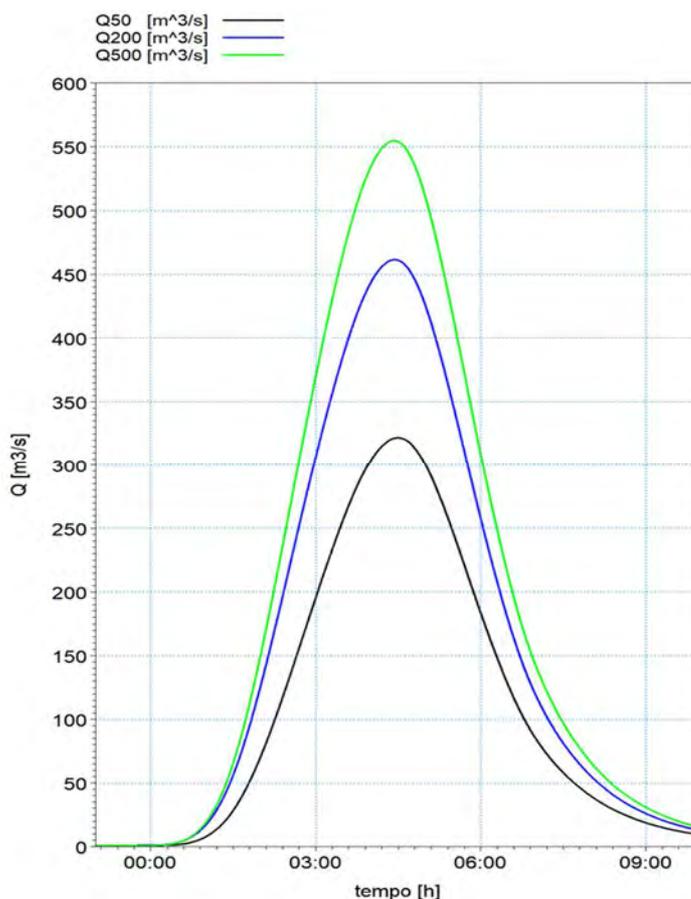


Figura 30 – Idrogrammi di portata calcolati con il modello idrologico per il torrente Merula e relativi ai tempi di ritorno di 50 anni (Q50), 200 anni (Q200) e 500 anni (Q500).

Per le finalità dello studio gli idrogrammi ottenuti dal modello sono stati quindi leggermente scalati sulle ordinate per ottenere esattamente le portate al colmo del Piano di Bacino; gli idrogrammi definitivi di riferimento per le simulazioni sono rappresentati in Figura 30.

Il volume complessivo sotteso dalle curve è pari a circa 4,4 Mm³ per TR50, 6,5 Mm³ per TR200, 7,8 Mm³ per TR500.

3.2.4 Definizione di idrogrammi equiprobabili per diverse durate di pioggia

Per le finalità del presente studio, oltre all'analisi degli scenari di inondazione associati al massimo valore della portata al colmo per differenti tempi di ritorno (idrogrammi definiti nel capitolo 3.2.3), è stata condotta anche una valutazione degli eventi idrologici che a parità di tempo di ritorno sono invece caratterizzati dal massimo volume esondante.

Questa valutazione è stata condotta definendo, a parità di tempo di ritorno, gli idrogrammi associati a durate di pioggia maggiori del tempo di corrivazione, che al crescere della durata risultano caratterizzati da minore portata al colmo ma maggiori volumi sottesi. Tali idrogrammi sono stati definiti applicando nuovamente il modello afflussi-deflussi precedentemente descritto (basato sul codice MIKE11-UHM), modificando la durata e intensità di pioggia con riferimento alle curve di possibilità pluviometrica di cui al capitolo 3.2.2.

Nella Figura 31, Figura 32 e Figura 33 sono rappresentati gli idrogrammi di pioggia al variare della durata di pioggia (d) e al variare del tempo di ritorno dell'evento di piena.

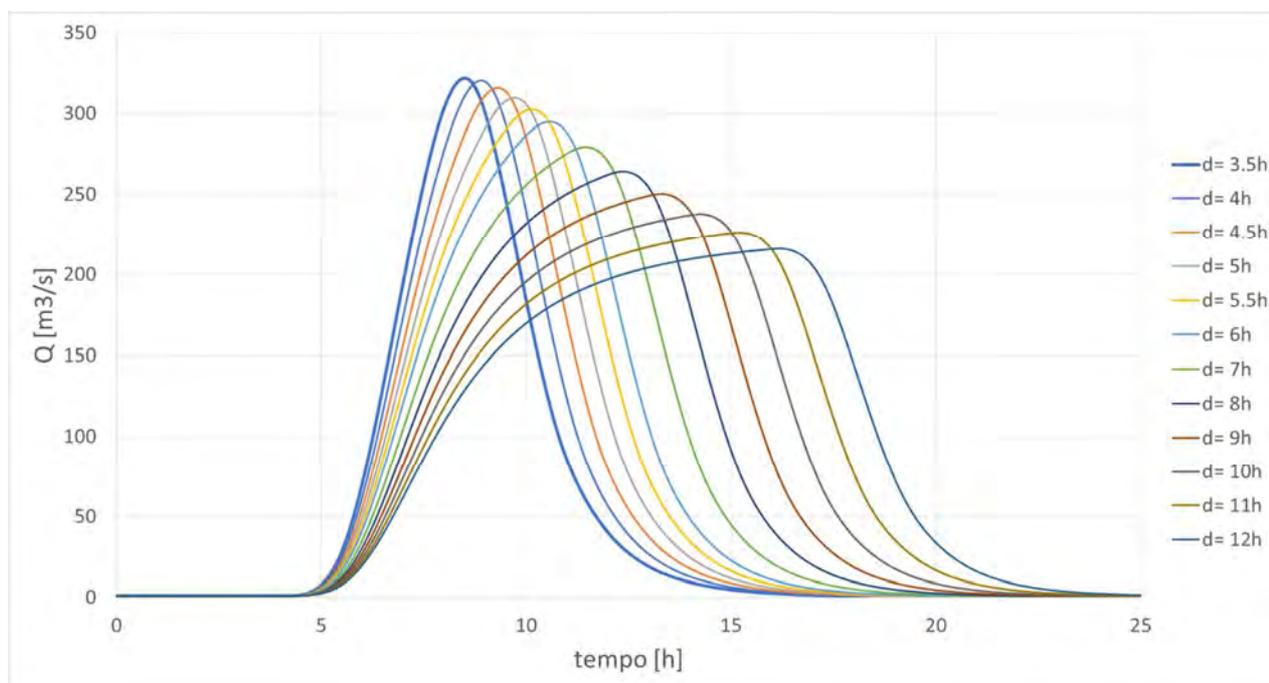


Figura 31 – Idrogrammi di portata calcolati con il modello idrologico per diversi tempi di durata di pioggia (d) e tempo di ritorno di 50 anni.

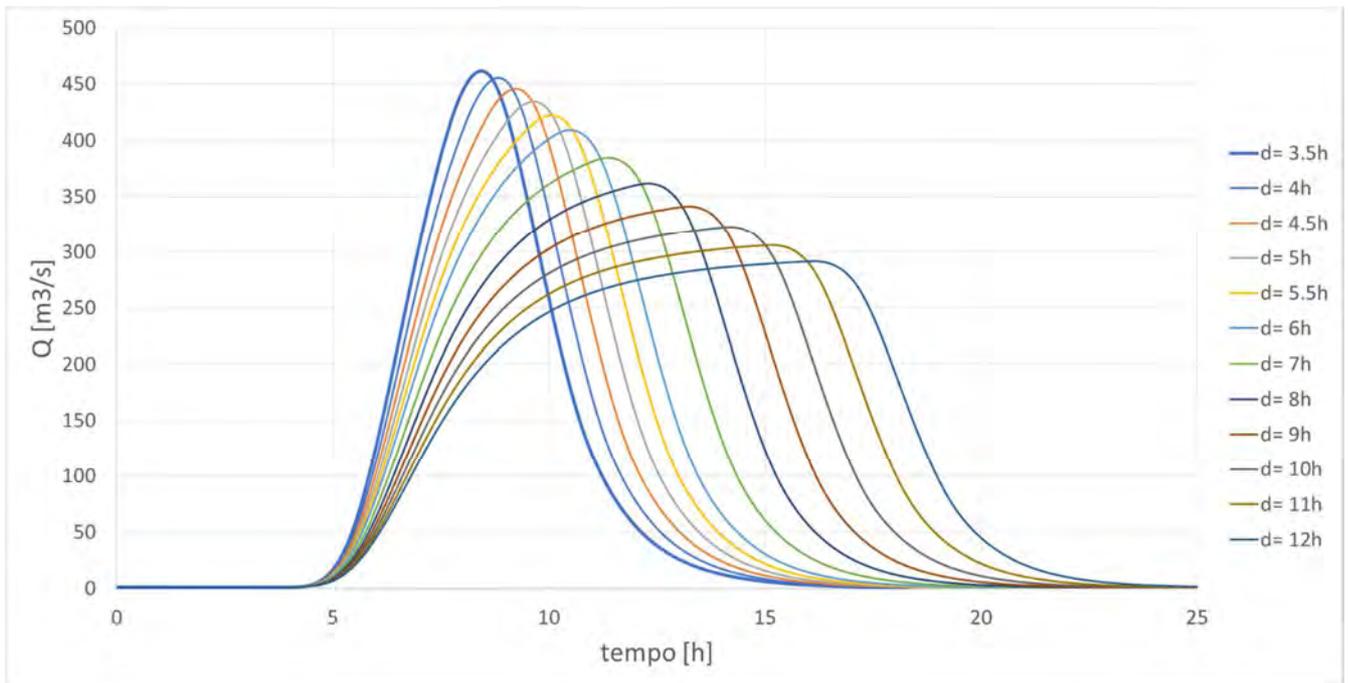


Figura 32 – Idrogrammi di portata calcolati con il modello idrologico per diversi tempi di durata di pioggia (d) e tempo di ritorno di 200 anni.

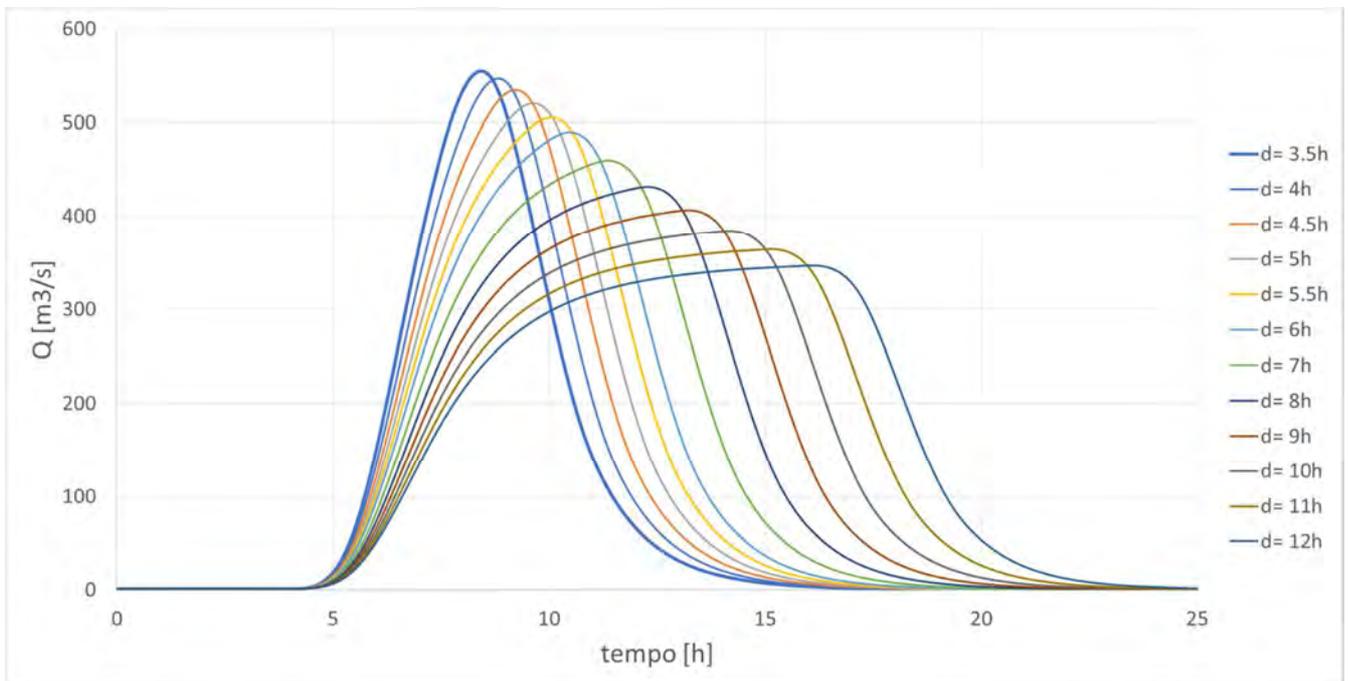


Figura 33 – Idrogrammi di portata calcolati con il modello idrologico per diversi tempi di durata di pioggia (d) e tempo di ritorno di 500 anni.

L'evento caratterizzato dal massimo volume esondante è da selezionare sulla base del valore di portata per cui risultano avere avvio i fenomeni di esondazione sulla base dell'analisi idraulica svolta per l'idrogramma caratterizzato dalla massima portata al colmo.

Una valutazione qualitativa, a titolo di esempio, di come variano i volumi esondati in funzione della durata di pioggia è riportata nel grafico di Figura 34 per gli eventi con tempo di ritorno di 200 anni. Fissato il valore di portata di esondazione (Q_{ES}) e assumendo che al di sopra di tale soglia tutta la portata contribuisca al volume esondato, è possibile calcolare dagli idrogrammi precedentemente esposti il volume esondabile al variare della durata di pioggia.

Nel grafico di Figura 34 sono riportati gli andamenti associati a 3 differenti valori di soglia della portata di esondazione Q_{ES} . Si può osservare che all'aumentare del valore di Q_{ES} (differenti curve nel grafico) la durata di pioggia per cui si registra il massimo valore di volume esondabile diminuisce. In particolare per valori di Q_{ES} pari a $150 \text{ m}^3/\text{s}$, $200 \text{ m}^3/\text{s}$ e $300 \text{ m}^3/\text{s}$ l'evento associato al massimo volume esondabile risulterebbe rispettivamente pari a 9,0 ore, 7,0 ore e 4,5 ore di pioggia.

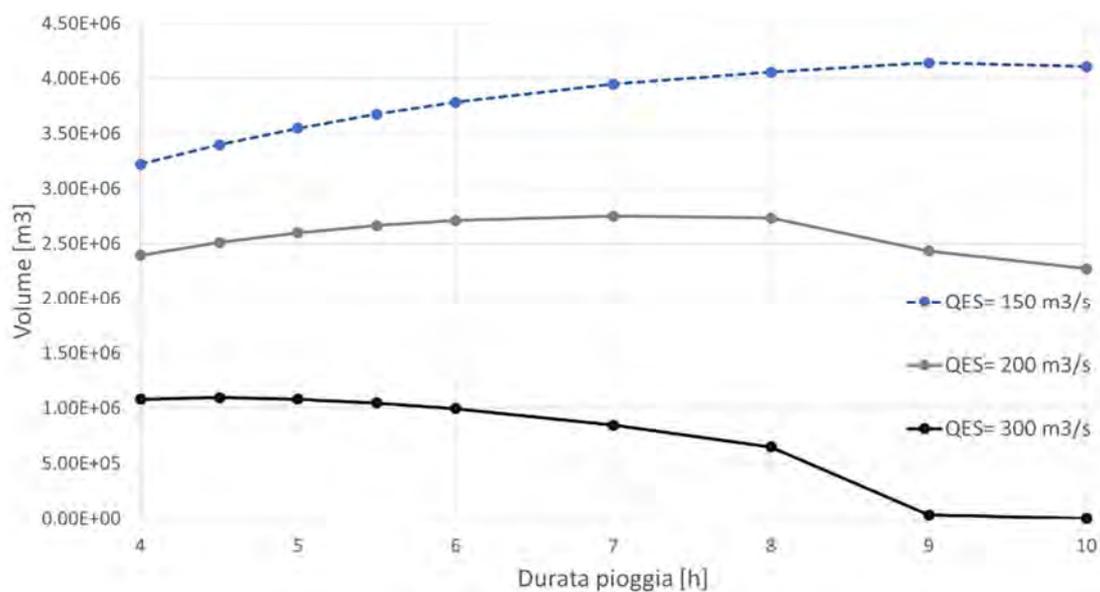


Figura 34 – Volumi potenzialmente esondabili per diverse durate di pioggia (d) e tempo di ritorno di 200 anni, definendo differenti soglie di portata di esondazione Q_{ES} .

4. ALLESTIMENTO DEL MODELLO NUMERICO

4.1 Caratterizzazione topografica dell'area di studio

Per descrivere la morfologia del terreno nelle aree di esondazione e propagazione dell'onda di piena è stato fornito dalla Regione un modello digitale del terreno (DTM) con risoluzione a terra pari a 1 metro, nel sistema di riferimento Roma 40 Gauss Boaga fuso Ovest. Tale DTM è un'elaborazione dei modelli topografici derivanti da scansione LiDAR su piattaforma aerea eseguita dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del

Mare nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale 2009-2011, in sistema di riferimento WGS84.

Al fine della caratterizzazione geometrica dell'alveo inciso del fiume e delle opere di attraversamento presenti si è fatto riferimento alle informazioni geometriche derivanti dal DTM fornito e alle sezioni trasversali d'alveo nel tratto di interesse disponibili da studi pregressi. Tali dati topografici sono stati opportunamente verificati, e integrati dove necessario, per mezzo di un nuovo rilievo topografico celerimetrico finalizzato a rappresentare con adeguata accuratezza l'effettivo stato attuale dell'alveo e delle aree circostanti.

Le sezioni pregresse disponibili nel tratto di studio sono innanzitutto quelle utilizzate per il modello idraulico su cui si basa la perimetrazione delle fasce fluviali inclusa nel vigente Piano di Bacino (PdB). Nello specifico le sezioni del PdB di interesse sono quelle dalla 26, localizzata a monte del ponte ferroviario, alla 1, in prossimità della foce. Tale rilievo è risultato in particolare utile per la definizione della geometria degli attraversamenti (verificata nell'ambito del nuovo rilievo con alcuni punti battuti sugli impalcati), mentre le sezioni d'alveo risultano talvolta di geometria eccessivamente schematica.

Inoltre, nell'ambito del progetto di rifacimento del ponte Europa Unita è stato recentemente effettuato il rilievo di un tratto di circa 720 m che si estende da circa 170 m a monte del ponte della ferrovia (sezione 27 del PdB) fino a circa 190 m a valle del ponte Europa Unita (sezione 16 del PdB).

Il nuovo rilievo topografico celerimetrico specifico per il presente studio è stato effettuato nel mese di febbraio 2020 con stazione totale Leica TS15 e GPS Leica system GS16, e restituito nel sistema di riferimento ETRF2000-UTM32.

Esso in particolare ha riguardato i seguenti elementi che risultavano non adeguatamente descritti dalla documentazione pregressa raccolta o che si è ritenuto di voler dettagliare maggiormente:

- la linea di ritenuta delle sponde sull'intero tratto, per una definizione accurata delle quote che determinano o meno l'eventuale esondazione;
- il rilievo di due sezioni d'alveo complete nel tratto compreso tra ponte Europa Unita e ponte Italia 61, in cui l'interasse tra le sezioni pregresse risultava eccessivamente spaziato;
- il rilievo di alcune sezioni degli affluenti in sponda destra per caratterizzarne i tratti tombinati e a cielo aperto, con riferimento specifico agli elementi potenzialmente significativi in rapporto alle esondazioni del Merula;
- il rilievo di alcune quote delle strutture dei ponti al fine della verifica di congruenza con i rilievi precedenti;
- il rilievo del sottopasso di Via Aurelia e delle aree prospicienti in corrispondenza di Vicolo Sant'Andrea, nell'area adiacente la sponda destra, che non viene correttamente riprodotto dal LiDAR e attraverso il quale può defluire la portata di esondazione.

I rilievi eseguiti sono restituiti negli specifici elaborati grafici annessi al presente studio.

Per quanto riguarda l'area dell'alveo è stata verificata la compatibilità tra le quote del DTM LiDAR e le sezioni trasversali disponibili sul tratto in esame, per un'analisi della rappresentatività delle sezioni da utilizzare nel modello.

Il confronto è riportato, per alcune sezioni significative, in Figura 35, Figura 36 e Figura 37, da cui si possono dedurre le seguenti considerazioni.

- Si può notare in Figura 35 come la forma delle sezioni del Piano di Bacino risulti spesso caratterizzata da una forma triangolare del fondo alveo, con semplificazione geometrica che può talora risultare eccessiva in relazione all'effettiva morfologia del fondo osservata nei sopralluoghi condotti e rappresentata dal DTM. La quota del thalweg indicata da tali sezioni risulta tendenzialmente inferiore di meno di 50 cm rispetto alle quote indicate dal LiDAR.
Vi è una ottima corrispondenza nell'andamento delle sponde per quanto riguarda la definizione della larghezza della sezione, mentre la quota sommitale delle sponde indicata nel PdB risulta tendenzialmente maggiore di quella restituita dal DTM.
- Dal confronto tra le sezioni del progetto di adeguamento del ponte Europa Unita e quelle del rilievo 2020 con il LiDAR (Figura 36 e Figura 37) è emersa una buona congruenza per quanto riguarda la definizione dell'andamento delle sponde e del fondo medio.
Si rileva come il DTM sovrastimi la quota del thalweg quando questa è associata a un alveo inciso di magra: verosimilmente la presenza di acqua in tale porzione al momento dei rilievi LiDAR non ha consentito di definire correttamente le quote del fondo al di sotto della superficie libera. Analogamente, nel rilievo 2020 è emersa la difficoltà tecnica di rilevare l'alveo di magra per la presenza di acqua e di un fondo cedevole che ha impedito l'accesso dell'operatore.
Anche in questo caso si riscontra come il LiDAR non descriva accuratamente le quote di sponda, soprattutto in relazione alla pendenza della scarpata e alla discretizzazione delle celle del DTM, a cui viene associata una quota media sull'areale di riferimento.

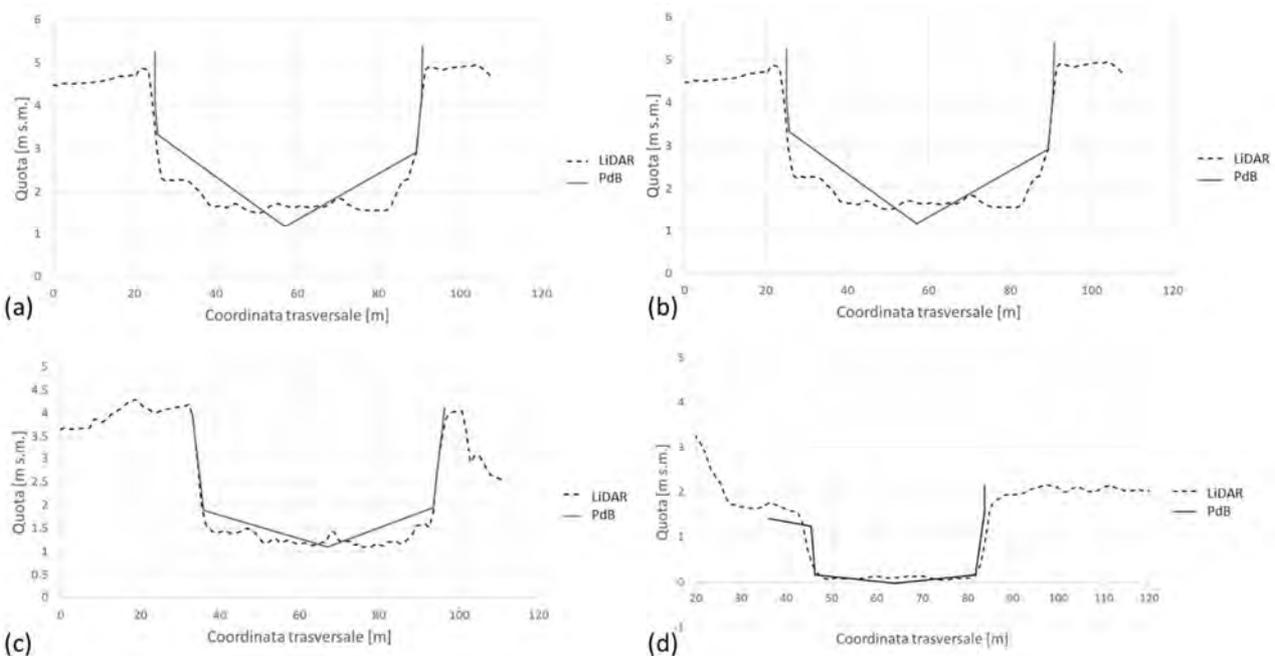


Figura 35 – Confronto tra le sezioni del Piano di Bacino con il LiDAR: (a) Sezione 15 PdB; (b) Sezione 13 PdB; (c) Sezione 9 PdB; (d) Sezione 1 PdB.

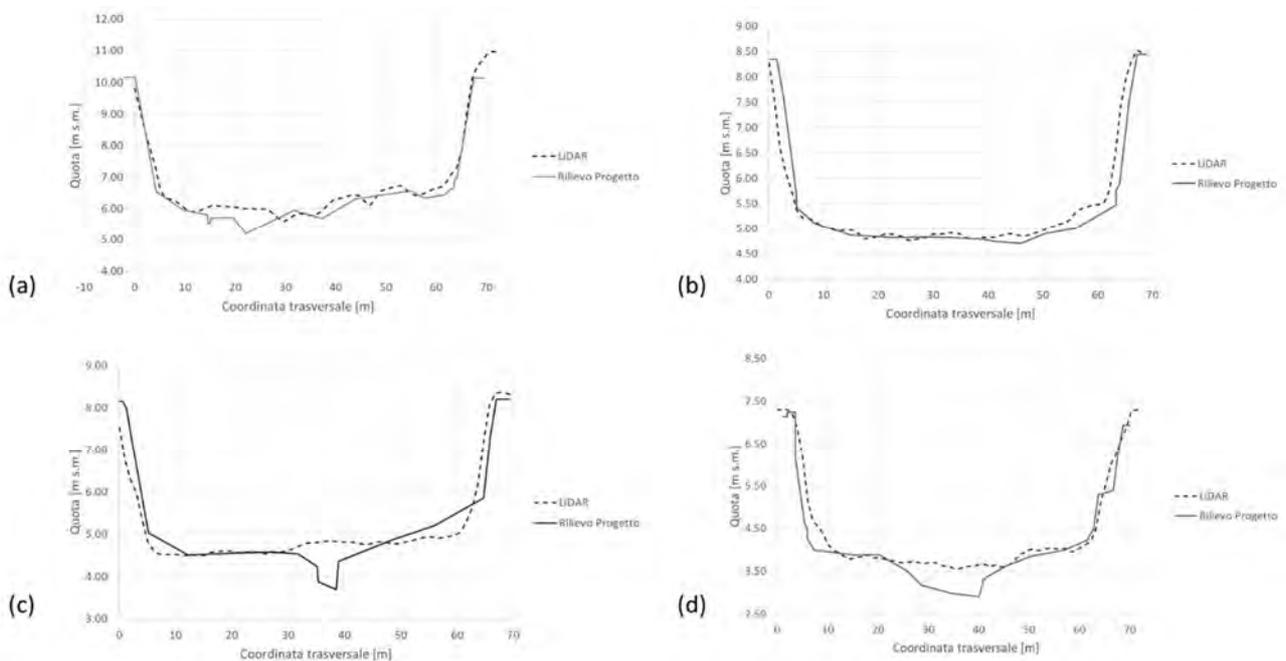


Figura 36 – Confronto tra le sezioni del progetto del ponte Europa Unita con il LiDAR: (a) sezione 18 progetto; (b) sezione 13 progetto; (c) sezione 9 progetto; (d) sezione 1 progetto.

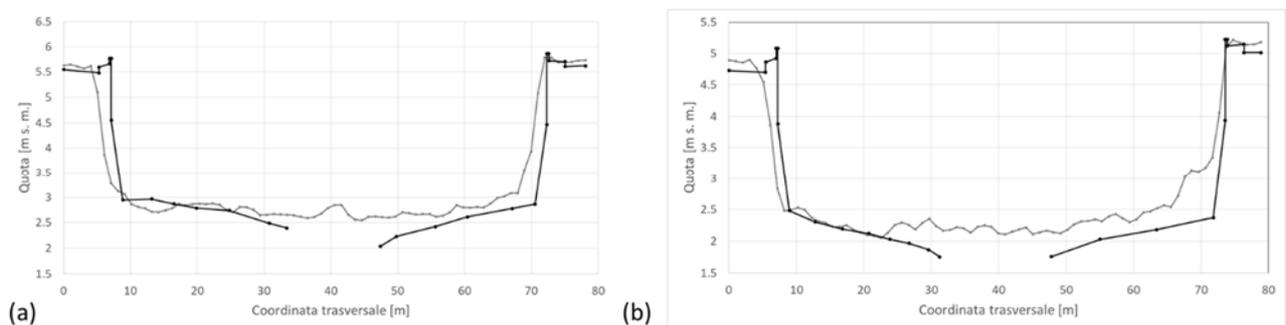


Figura 37 – Confronto tra le sezioni del rilievo 2020 con il LiDAR: (a) Sezione 1 di rilievo; (b) Sezione 2 di rilievo.

4.2 Approccio metodologico modellistico

A partire dalle informazioni topografiche precedentemente citate è stato allestito un modello numerico idraulico utilizzato per l'analisi 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.

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'uno dall'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 il modello allestito, 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.

4.3 Condizione al contorno di valle (mare)

La condizione idrodinamica di valle del modello 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 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).

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

L'analisi degli effetti combinati dovuti alla marea astronomica e allo storm surge in corrispondenza del tratto di litorale oggetto di studio è stata valutata partendo dai dati d'innalzamento del livello del mare registrati presso il mareografo ubicato nel porto di Imperia, appartenente alla rete R.M.N. (Rete Mareografica Nazionale) e posta a circa 11 km di distanza dal sito di interesse. Si è assunto quindi che tali misurazioni possano risultare ragionevolmente valide anche per il sito di interesse, che presenta peraltro il medesimo orientamento.

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

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

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

La regolarizzazione statistica è stata effettuata utilizzando il modulo EVA - Extreme Values Analysis del DHI. I risultati dell'analisi statistica sono riportati in forma grafica in Figura 38. La distribuzione di densità di probabilità che ha approssimato meglio i dati è risultata quella di Weibull.

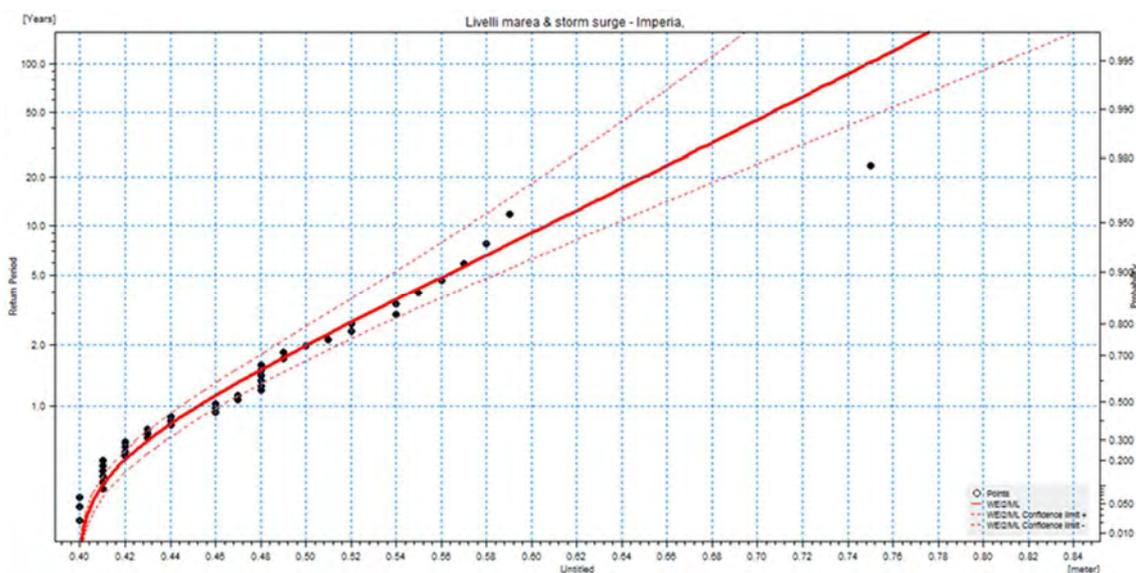


Figura 38 - Distribuzione di probabilità dei massimi livelli di marea e storm surge (Imperia).

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

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

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

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

4.4 Messa a punto del modello monodimensionale

Il modello monodimensionale schematizzato nel codice MIKE11 HD (modulo idrodinamico) è costituito da 42 sezioni trasversali, che rappresentano la geometria del torrente Merula nella sua parte incisa per un tratto di circa 1750 m fino allo sbocco a mare (SEZ 44).

Il modello è stato esteso più a valle dell'area di diretto interesse per evitare che le modalità di assegnazione delle condizioni al contorno di mare possano influenzare i risultati ottenuti. È stata introdotta in particolare una sezione fittizia di geometria rettangolare larga per estendere di un centinaio di metri il modello a valle della foce; per aumentare il dettaglio della rappresentazione idrodinamica le sezioni sono state infittite in tale tratto tramite interpolazione.

In Figura 39 e Tabella 5 si riporta l'estensione del modello (traccia dell'asse e delle sezioni utilizzate) su base foto aerea Google e l'anagrafica delle sezioni trasversali inserite.

Queste ultime sono frutto del confronto e dell'integrazione delle geometrie rilevate (specificamente per lo studio e da rilievi pregressi) e della base dati fornita dal DTM LiDAR, al fine di rappresentare in maniera più accurata possibile lo stato attuale dell'alveo e delle aree circostanti.

Sulla base di tale confronto, descritto nel paragrafo 4.1, si è scelto di utilizzare nel modello dalla sezione 2 alla sezione 18 le sezioni rilevate nell'ambito del progetto di adeguamento del ponte Europa Unita. Per la sezione 24 e 26 si sono utilizzate le sezioni del rilievo 2020, mentre le restanti sezioni derivano dall'informazione topografica del DTM, coerente con le sezioni del PdB ma più accurate nella rappresentazione della geometria del fondo.

Le quote di sponda di tutte le sezioni utilizzate sono state imposte pari a quelle derivanti dal rilievo 2020 per una corretta definizione della linea di ritenuta.

In corrispondenza degli attraversamenti sono state inserite nel modello specifiche strutture di tipo "culvert" 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 opportunamente le perdite di carico che si manifestano. Per la localizzazione e descrizione delle caratteristiche dei manufatti esistenti nel tratto in esame e riprodotti nel modello numerico si rimanda al paragrafo 2.2.

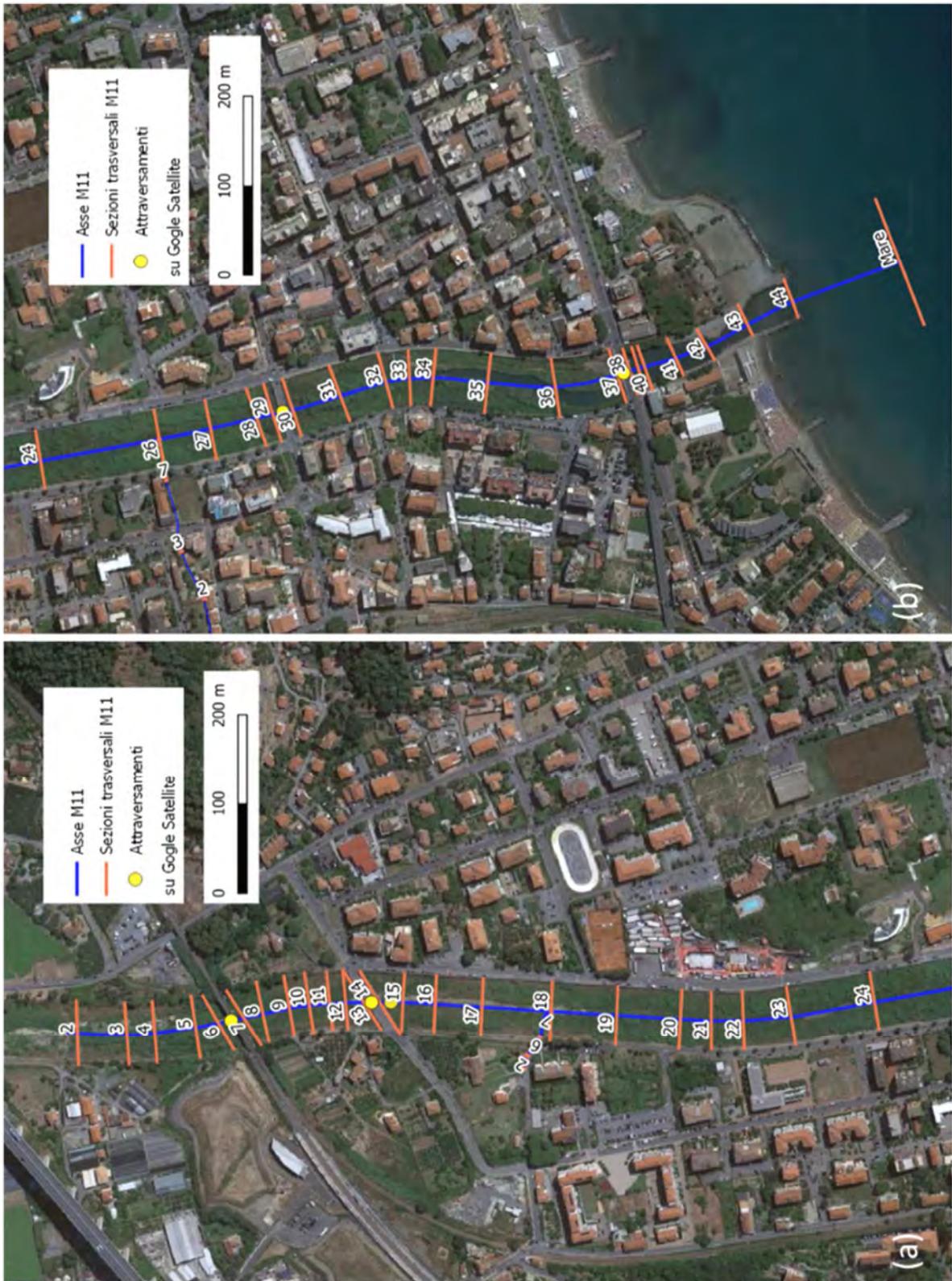


Figura 39 – Network del modello MIKE11 allestito per il torrente Merula ((a) tratto monte; (b) tratto valle).

Ramo	Sezione	Descrizione	Progressiva [m]	Fondo alveo [m s.m.]	Quota intradosso manufatto [m s.m.]
MERULA	SEZ 2		0,00	5,86	
MERULA	SEZ 3		54,82	5,64	
MERULA	SEZ 4		85,71	5,19	
MERULA	SEZ 5		131,43	3,98	
MERULA	SEZ 6	Monte Ponte ferrovia	157,13	4,37	12,20
MERULA	SEZ 7	Valle Ponte ferrovia	185,81	4,37	
MERULA	SEZ 8		207,41	4,05	
MERULA	SEZ 9		237,38	4,48	
MERULA	SEZ 10		259,66	4,71	
MERULA	SEZ 11		282,31	4,57	
MERULA	SEZ 12		299,84	3,69	
MERULA	SEZ 13	Monte Ponte Europa Unita	319,81	3,62	7,00
MERULA	SEZ 14	Valle Ponte Europa Unita	337,40	3,62	
MERULA	SEZ 15		362,71	3,09	
MERULA	SEZ 16		399,00	3,12	
MERULA	SEZ 17		450,83	2,77	
MERULA	SEZ 18	Confluenza Rio1	527,55	2,90	
MERULA	SEZ 19		600,17	3,12	
MERULA	SEZ 20		670,72	3,07	
MERULA	SEZ 21		704,91	2,99	
MERULA	SEZ 22		740,35	3,00	
MERULA	SEZ 23		793,42	2,72	
MERULA	SEZ 24		887,14	2,03	
MERULA	SEZ 26	Confluenza Rio Rinnovo	1020,76	1,75	
MERULA	SEZ 27		1078,67	1,84	
MERULA	SEZ 28		1130,85	1,51	
MERULA	SEZ 29	Monte Ponte Italia 61	1149,43	1,45	4,00
MERULA	SEZ 30	Valle Ponte Italia 61	1171,87	1,45	
MERULA	SEZ 31		1226,82	1,41	
MERULA	SEZ 32		1279,36	1,09	
MERULA	SEZ 33		1305,81	0,56	
MERULA	SEZ 34		1331,93	0,23	
MERULA	SEZ 35		1392,57	0,08	
MERULA	SEZ 36		1467,63	0,12	
MERULA	SEZ 37	Monte Ponte dell'Aurelia	1537,69	0,10	4,60
MERULA	SEZ 38	Valle Ponte dell'Aurelia	1552,26	0,10	
MERULA	SEZ 39		1562,01	0,10	
MERULA	SEZ 40		1569,20	0,05	
MERULA	SEZ 41		1605,00	0,05	
MERULA	SEZ 42		1641,70	0,02	
MERULA	SEZ 43		1692,90	0,03	
MERULA	SEZ 44		1748,98	0,03	
RINNOVO	SEZ 1		0,00	6,80	
RINNOVO	SEZ 2		55,42	6,40	
RINNOVO	SEZ 3		114,22	4,75	
RINNOVO	SEZ 4		130,14	4,26	
RINNOVO	SEZ 5		130,89	4,26	
RINNOVO	SEZ 6		196,72	2,65	
RINNOVO	SEZ 7		197,27	2,65	

Ramo	Sezione	Descrizione	Progressiva [m]	Fondo alveo [m s.m.]	Quota intradosso manufatto [m s.m.]
RINNOVO	SEZ 8		201,22	2,55	
RINNOVO	SEZ 9		201,67	2,55	
RINNOVO	SEZ 10		210,55	2,37	
RINNOVO	SEZ 11		243,40	1,75	
RIO1	SEZ 1		0,00	4,89	
RIO1	SEZ 2		14,12	4,80	
RIO1	SEZ 3		14,48	4,80	
RIO1	SEZ 4		15,08	4,79	
RIO1	SEZ 5		15,79	4,79	
RIO1	SEZ 6		40,57	4,62	
RIO1	SEZ 7		71,84	2,90	

Tabella 5 – Anagrafica delle sezioni inserite nel modello numerico.

I coefficienti delle perdite di carico concentrate da assegnare alle strutture inserite nel modello sono stati imposti raggruppando gli attraversamenti in due categorie in funzione dell'entità dell'ostacolo indotto al deflusso della piena. In particolare per i ponti con numero ridotto di campate e luci verticali di maggiore ampiezza (ponte ferroviario e della S.S.1 Aurelia) sono stati utilizzati coefficienti di perdita idraulica assegnati in ingresso e uscita dalla struttura pari rispettivamente a 0,5 e 1,0 ("standard" del modello MIKE11), mentre per i ponti di via Europa e Italia 61 anche la perdita in ingresso è stata assegnata pari a 1,0.

Per le sezioni degli attraversamenti si è fatto riferimento al rilievo eseguito nell'ambito del progetto di adeguamento del ponte Europa Unita per quest'ultimo e per il ponte ferroviario più a monte, mentre per gli altri due attraversamenti si è utilizzata la geometria degli impalcati fornita nel Piano di Bacino. Tali geometrie sono state verificate sulla base dei punti di rilievo battuti e sono risultate rispondenti all'esistente.

Per l'allestimento del modello si è tenuto conto della posizione inclinata del ponte Europa Unita, che forma un angolo di circa 33° rispetto all'asse del corso d'acqua. Il rilievo della geometria della struttura del ponte è stato infatti eseguito parallelamente alla struttura stessa. Nel modello monodimensionale si è considerata invece la geometria della sezione ottenuta dalla proiezione del rilievo lungo la perpendicolare all'asse della corso d'acqua. Si precisa come l'inclinazione sia relativa al solo impalcato, mentre l'orientamento delle pile sia parallelo alle linee di corrente.

Sono stati rappresentati nel modello 1D anche due degli affluenti da sponda destra, il Rio 1 e il Rio Rinnovo per un tratto rispettivamente di circa 40 m (6 sezioni) e 211 m (10 sezioni) a monte dello sbocco nel torrente Merula. La confluenza di tali affluenti è localizzata in corrispondenza delle sezioni 18 e 26 del ramo del Merula rispettivamente per il Rio 1 e per il Rio Rinnovo. Per esigenze di stabilità numerica, per entrambi gli affluenti si è introdotta una sezione fittizia di valle avente come quota del thalweg quella relativa alla corrispondente sezione del Merula e larghezza pari a quella della sezione dell'affluente.

Tali rii sono stati rappresentati in quanto si è valutato che le quote della superficie libera attese nell'alveo del torrente Merula durante l'evento di piena possano indurre un effetto di rigurgito con possibile propagazione delle esondazioni nei tratti a cielo aperto più a monte, anche in assenza di portata propria negli affluenti.

In ALLEGATO 5 si fornisce rappresentazione di tutte le sezioni implementate nel modello 1D, con indicazione del massimo livello di piena risultante per l'evento di piena associato a TR=200 anni (cfr. capitolo 5).

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

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 ottenuto 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 fornito dalla Regione, 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 infatti 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, delle strutture interferenti e delle possibili vie di deflusso conseguenti a fenomeni di esondazione. Si è deciso pertanto di adottare una griglia di calcolo piuttosto fitta, a maglia 2,0 x 2,0 m, composta da 1050 righe e 860 colonne (903.000 punti di calcolo).

Nella Figura 40 è riportata la batimetria complessiva del modello dove è stata inserita la geometria dei fabbricati presenti all'esterno dell'alveo, modificando la quota delle celle della batimetria che ricadono all'interno della loro impronta (per le finalità della modellazione la quota edifici è stata imposta a +190 m).

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 del ramo di alveo inciso appartenente al dominio del modello MIKE11. Il contributo di tali celle al deflusso della piena infatti viene già descritto da quest'ultimo modello.

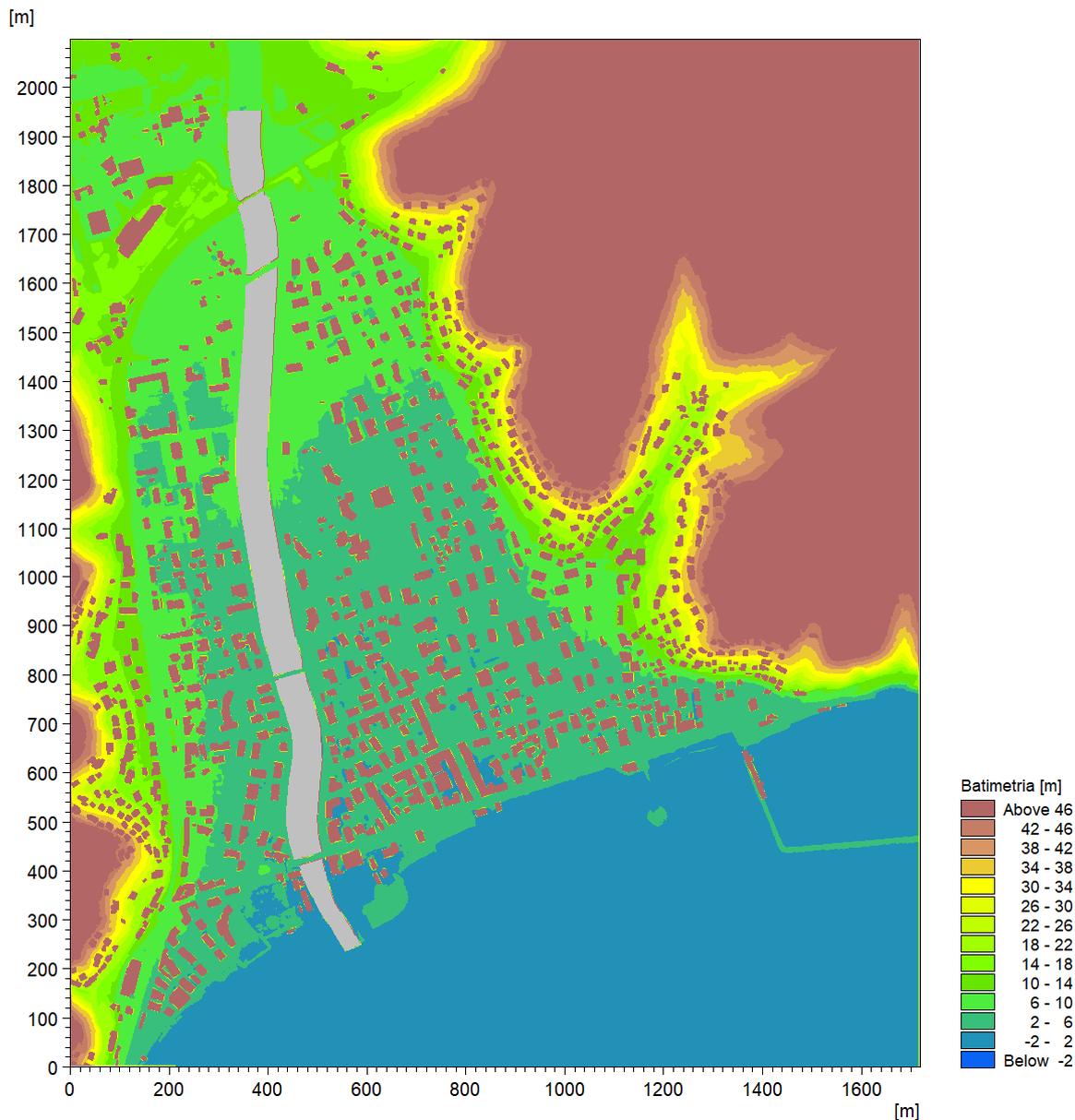


Figura 40 – Batimetria del modello 2D del torrente Merula a maglia 2,0 x 2,0 m (dominio di calcolo complessivo).

4.6 Parametri e condizioni al contorno del modello MIKE Flood

Il modello di simulazione, oltre alla descrizione geometrica, necessita 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 sull'asta del corso d'acqua e gli studi pregressi 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 6), e successivamente, come riscontro, valori tipici di riferimento riscontrabili in letteratura tecnica.

Descrizione corso d'acqua	Coeff. di scabrezza di Gauckler Strickler $K_s [m^{1/3}s^{-1}]$
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 6 – Coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso indicati nelle NTA del vigente Piano di Bacino.

In accordo con i valori prescritti dalle NTA e con le assunzioni del modello monodimensionale su cui si basa l'analisi idraulica del vigente Piano di Bacino, si è adottato per il nuovo modello 1D un valore del coefficiente di scabrezza K_s di Gauckler-Strickler pari a $28 m^{1/3}/s$ lungo l'intero alveo del Merula. Per il Rio 1 e il Rio Rinnovo, affluenti in sponda destra quasi interamente tombinati, con sezioni sempre rivestite in calcestruzzo, si è utilizzato un valore di K_s di Gauckler-Strickler pari a $40 m^{1/3}/s$.

Per quanto riguarda l'area esterna all'alveo, modellata con schema bidimensionale e caratterizzata soprattutto da aree urbane pavimentate con la presenza di strade asfaltate che rappresentano le linee di deflusso principali, si è adottato un coefficiente di scabrezza K_s di Gauckler-Strickler di $40 m^{1/3}/s$.

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.

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 0,4 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. A tale coefficiente è stato assegnato un valore costante pari a $0,5 m^2/s$ 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 del 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. In considerazione della limitata estensione del tratto in studio, sono stati cautelativamente inseriti in input nella sezione di monte del modello gli idrogrammi definiti per la sezione di foce del torrente Merula, rappresentati in Figura 30 (capitolo 3.2.3).

La condizione idrodinamica di valle è rappresentata dal valore di riferimento per il livello idrico massimo di mare, che risulta pari a 0,90 m s.m. (v. capitolo 4.3).

In sintesi, per lo scenario simulato con il modello accoppiato 1D+2D sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno.

- Condizione al contorno di monte del Torrente Merula (nel modello MIKE11): portate in ingresso nella sezione di monte (SEZ 2) 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. Le portate al colmo per i diversi tempi di ritorno valgono rispettivamente 320 m³/s, 460 m³/s, 550 m³/s.
- Condizione al contorno di valle del torrente Merula (nel modello MIKE11): livello idrico costante (mare) pari a 0,90 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 torrente Merula 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 DELLE SIMULAZIONI

I risultati delle simulazioni effettuate con il modello integrato mono-bidimensionale sono illustrati nei capitoli seguenti mediante l'ausilio di rappresentazioni grafiche esplicative quali:

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

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 Fiume = identificativo asta;
- ID Sez. = identificativo sezione;
- Progr. = progressiva metrica lungo l'asta (m);
- Q = portata massima (m³/s);
- P.L. = quota di pelo libero (m s.m.);
- h = altezza d'acqua sul fondo (m);
- v = velocità media della corrente (m/s);
- Fr = numero di Froude della corrente (-);
- H = carico idraulico totale (m s.m.).

Non sono restituiti i risultati sulle sezioni interpolate (introdotte unicamente per migliorare l'integrazione delle equazioni del moto ottimizzando il passo spaziale). Inoltre i parametri idraulici non sono definiti in corrispondenza delle strutture inserite all'interno del modello (gli attraversamenti); per queste si fa riferimento alla sezione immediatamente a monte (ad esempio per la valutazione del franco idraulico).

I risultati di seguito esposti fanno riferimento alle simulazioni associate agli idrogrammi di piena di riferimento nell'ipotesi di evento con massimo valore delle portate al colmo. Tali idrogrammi sono stati definiti nel paragrafo 3.2.3.

Sono stati considerati 3 scenari per diverso tempo di ritorno, così definiti nel seguito:

- SIM_1: evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50);
- SIM_2: evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200);
- SIM_3: evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500);

5.1 Profili di corrente in alveo

5.1.1 SIM1: evento di piena cinquantennale

Nella Tabella 7 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 50 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 41 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'inviluppo dei massimi livelli idrici e al relativo carico totale per il medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	320,00	8,39	2,53	2,87	0,69	8,81
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	320,00	8,10	2,46	2,94	0,71	8,54
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	319,99	7,99	2,80	2,69	0,62	8,36
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	319,99	7,92	3,94	2,23	0,47	8,18
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	319,98	7,89	3,52	2,11	0,44	8,12
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	319,98	7,22	2,85	3,03	0,73	7,69
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	319,97	7,14	3,09	2,81	0,66	7,54
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	319,97	6,97	2,49	2,95	0,70	7,42
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	319,96	6,90	2,19	2,73	0,63	7,28
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	319,96	6,79	2,22	2,79	0,65	7,19
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	319,96	6,74	3,05	2,62	0,60	7,10
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	319,96	6,79	3,17	1,90	0,37	6,98
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	319,96	6,72	3,10	1,96	0,39	6,91
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	319,96	6,41	3,32	2,79	0,65	6,80
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	319,96	6,28	3,16	2,63	0,60	6,63
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	319,96	6,16	3,39	2,38	0,51	6,45
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	319,96	5,96	3,06	2,37	0,51	6,24
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	320,45	5,69	2,57	2,66	0,60	6,05

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m³/s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	320,43	5,44	2,37	2,58	0,59	5,78
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	320,43	5,33	2,34	2,56	0,58	5,66
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	320,42	5,18	2,18	2,66	0,61	5,54
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	320,42	4,94	2,22	2,80	0,66	5,34
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	320,42	4,63	2,60	2,43	0,54	4,93
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	320,40	4,35	2,60	2,13	0,45	4,58
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	320,89	4,12	2,28	2,56	0,59	4,46
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	320,85	4,01	2,50	2,30	0,50	4,28
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	322,45	4,00	2,55	2,10	0,43	4,23
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	323,19	3,88	2,43	2,26	0,48	4,13
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	320,85	3,66	2,25	2,62	0,59	4,01
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	320,85	3,51	2,42	2,48	0,54	3,82
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	320,85	3,46	2,90	2,35	0,49	3,74
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	320,85	3,41	3,18	2,26	0,47	3,67
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	320,85	3,34	3,26	2,02	0,41	3,55
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	320,84	3,17	3,05	2,20	0,46	3,42
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	320,86	3,02	2,92	2,20	0,45	3,27
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	320,88	2,84	2,74	2,45	0,49	3,14
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	317,12	2,79	2,74	2,63	0,54	3,14
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	313,53	2,76	2,71	2,68	0,56	3,13
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	293,37	2,59	2,54	3,09	0,67	3,08
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	266,58	2,41	2,39	3,47	0,78	3,02
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	244,79	2,05	2,02	3,89	0,95	2,82
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	211,07	1,52	1,69	4,15	1,13	2,40
RINNOVO	SEZ 1	0,00	6,80	0,50	6,97	0,17	0,87	0,68	7,00
RINNOVO	SEZ 2	55,42	6,40	0,50	6,51	0,11	1,46	1,38	6,62
RINNOVO	SEZ 3	114,22	4,75	0,50	4,87	0,12	1,47	1,34	4,98
RINNOVO	SEZ 4	130,14	4,26	0,50	4,47	0,21	1,13	0,78	4,54
RINNOVO	SEZ 5	130,89	4,26	0,50	4,47	0,21	1,17	0,83	4,53
RINNOVO	SEZ 6	196,72	2,65	0,55	4,35	1,70	0,29	0,10	4,35
RINNOVO	SEZ 7	197,27	2,65	0,55	4,35	1,70	0,16	0,04	4,35
RINNOVO	SEZ 8	201,22	2,55	0,56	4,35	1,80	0,15	0,04	4,35
RINNOVO	SEZ 9	201,67	2,55	0,56	4,35	1,80	0,25	0,07	4,35
RINNOVO	SEZ 10	210,55	2,37	0,56	4,35	2,29	0,20	0,06	4,35
RIO1	SEZ 1	0,00	4,89	0,50	5,96	1,07	0,23	0,07	5,96
RIO1	SEZ 2	14,12	4,80	0,52	5,96	1,16	0,22	0,07	5,96
RIO1	SEZ 3	14,48	4,80	0,52	5,96	1,16	0,22	0,07	5,96
RIO1	SEZ 4	15,08	4,79	0,52	5,96	1,17	0,22	0,07	5,96
RIO1	SEZ 5	15,79	4,79	0,52	5,96	1,17	0,22	0,07	5,96
RIO1	SEZ 6	40,57	4,62	0,60	5,96	1,34	0,22	0,06	5,96

Tabella 7 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50, SIM_1.

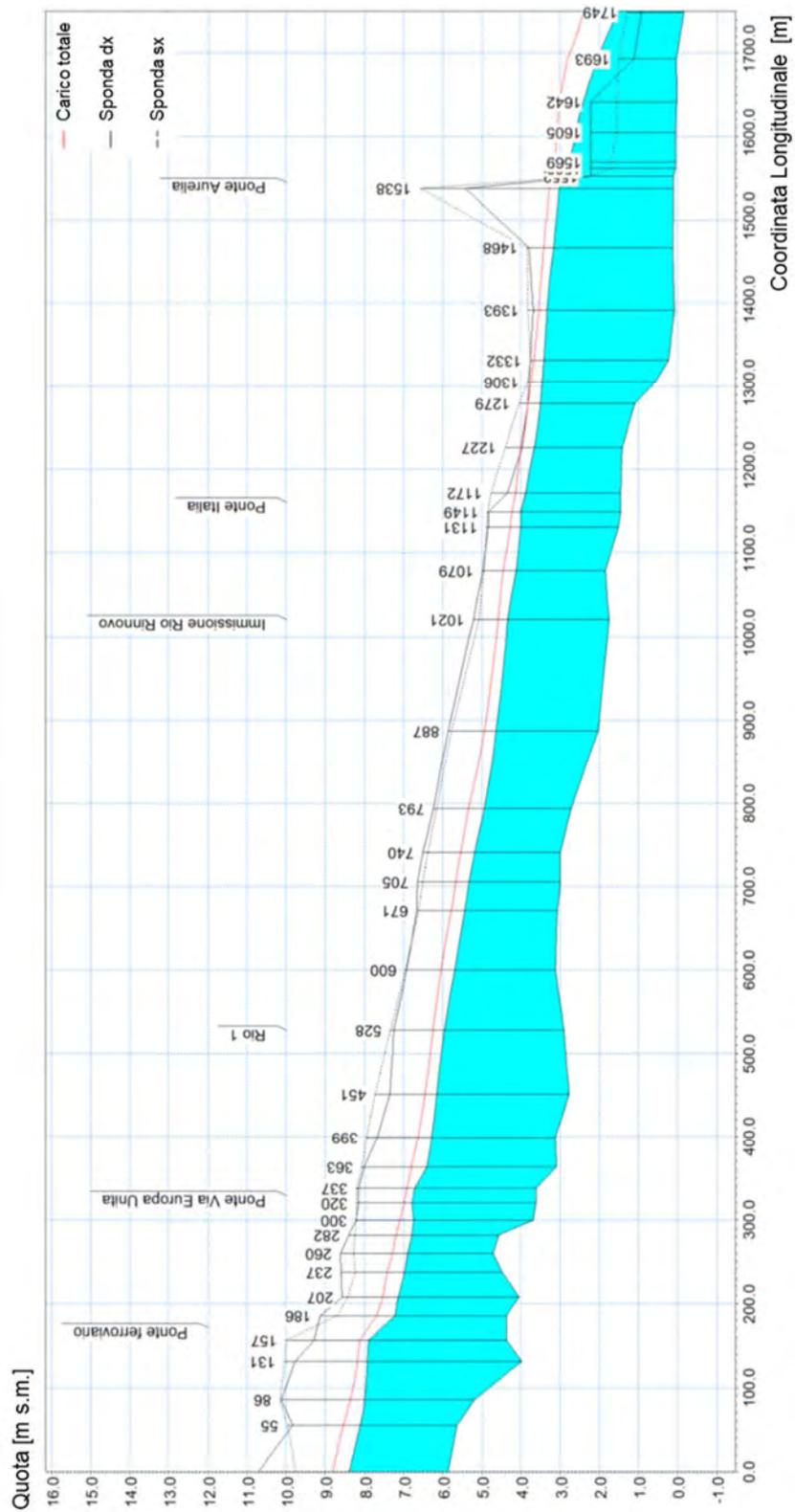


Figura 41 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_1. La linea rossa indica il carico totale della corrente.

Dall'analisi dei risultati restituiti dal modello monodimensionale si evince quanto nel seguito descritto.

- Il deflusso avviene nell'intero tratto simulato in condizioni di corrente lenta, con numeri di Froude anche dell'ordine di 0,4-0,5 nei tratti maggiormente soggetti a rigurgito. Il carico cinetico è ovunque modesto, mediamente dell'ordine dei 35 cm.
- L'alveo del torrente Merula nel tratto terminale, dalla sezione a valle del ponte dell'Aurelia (sez. 39) alla foce in mare (sez. 44), risulta inadeguato al contenimento della piena cinquantennale, in ragione del significativo restringimento rispetto al tratto di monte. Si riscontra il sormonto del muretto arginale in sponda destra e della sponda sinistra.
- Nel tratto a monte del ponte dell'Aurelia la quota della superficie libera risulta contenuta nelle sponde, così come il carico idraulico che risulta però assai prossimo alla quota della sponda destra nel tratto compreso tra la sezione 31 e la sezione 34. Il franco rispetto ai massimi livelli di piena è poco inferiore a 30 cm.
- Il livello nella sezione di monte del ponte Italia 61 risulta pari alla quota dell'intradosso del ponte, mentre in quella a monte del ponte Europa Unita il franco residuo rispetto all'intradosso della struttura è di 21 cm.
- Il Rio Rinnovo presenta un comportamento a pressione nel tratto tombinato terminale per il solo effetto di risalita dei livelli del Merula, ma l'effetto di rigurgito non induce esondazione nei brevi tratti a cielo aperto che si trovano a monte di Via Risorgimento e di via Cavour.
- I livelli di Merula in risalita entro la tombinatura del Rio 1 arrivano a lambire l'apertura in sponda sinistra di sezione circolare, producendo una modesta esondazione nel campo circostante.

In Figura 42 sono rappresentati gli idrogrammi di portata in alcune sezioni significative del modello monodimensionale. Il confronto tra l'idrogramma d'ingresso al modello (SEZ 2) e quello nella sezione a valle del ponte Italia 61 (SEZ 35) evidenzia la trascurabilità degli effetti di laminazione o comunque modificazione dell'onda nella propagazione lungo il tratto in studio, conseguente ai limitati effetti di rigurgito e all'assenza di esondazioni. L'esondazione a valle del ponte dell'Aurelia induce invece una consistente riduzione di portata al colmo, che si riduce dal valore di 320 m³/s a circa 245 m³/s in prossimità dello sbocco a mare (SEZ_43).

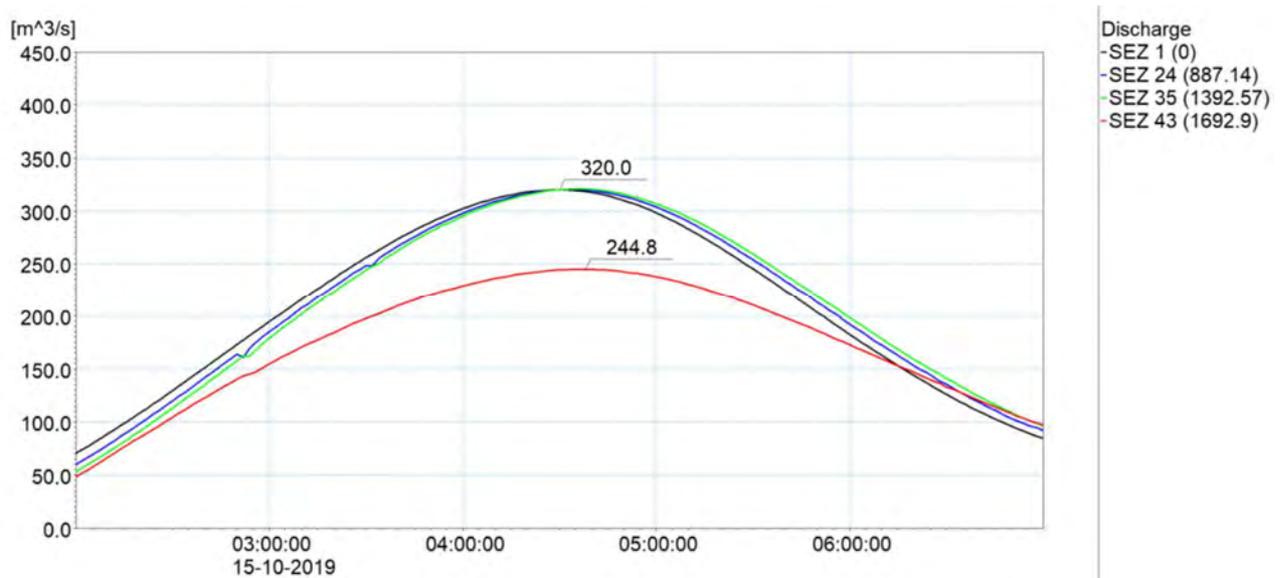


Figura 42 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 50 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

5.1.2 SIM2: evento di piena duecentennale

Nella Tabella 8 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 200 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 43 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'inviluppo dei massimi livelli idrici e al relativo carico totale per il medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	460,00	8,98	3,12	3,09	0,65	9,46
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	459,99	8,77	3,13	3,05	0,63	9,24
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	459,98	8,70	3,51	2,80	0,56	9,10
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	459,97	8,67	4,69	2,40	0,45	8,97
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	459,96	8,65	4,28	2,28	0,42	8,92
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	459,95	7,78	3,41	3,29	0,70	8,33
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	459,94	7,72	3,67	3,06	0,63	8,20
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	459,94	7,58	3,10	3,15	0,66	8,09
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	459,94	7,53	2,82	2,93	0,59	7,97
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	459,94	7,45	2,88	2,96	0,60	7,90
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	459,94	7,43	3,74	2,79	0,55	7,82
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	459,94	7,49	3,87	2,16	0,38	7,73
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	459,94	7,28	3,66	2,31	0,42	7,55
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	459,94	6,92	3,83	3,16	0,65	7,42
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	459,94	6,80	3,68	2,99	0,61	7,26
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	459,94	6,68	3,91	2,76	0,54	7,07
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	459,93	6,47	3,57	2,75	0,54	6,86
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	460,41	6,19	3,07	3,04	0,62	6,66
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	460,39	5,95	2,88	2,94	0,60	6,39
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	460,38	5,83	2,84	2,94	0,59	6,27
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	460,39	5,70	2,70	3,01	0,62	6,16
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	460,38	5,47	2,75	3,11	0,65	5,96
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	460,37	5,22	3,19	2,71	0,54	5,59
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	460,36	4,96	3,21	2,41	0,45	5,26
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	460,86	4,76	2,92	2,76	0,55	5,15
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	460,85	4,67	3,16	2,52	0,48	5,00
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	461,19	4,67	3,22	2,35	0,43	4,95
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	460,85	4,40	2,95	2,61	0,50	4,75
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	460,84	4,18	2,77	2,96	0,60	4,63
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	460,83	4,03	2,94	2,86	0,56	4,45
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	460,52	3,97	3,41	2,76	0,53	4,36
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	459,89	3,93	3,70	2,64	0,50	4,29
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	459,60	3,86	3,78	2,39	0,44	4,15
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	459,73	3,66	3,54	2,59	0,50	4,01

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	459,73	3,48	3,38	2,66	0,50	3,84
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	459,73	3,19	3,09	3,08	0,58	3,67
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	453,25	3,12	3,07	3,30	0,63	3,68
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	447,19	3,10	3,05	3,33	0,66	3,66
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	414,07	2,90	2,85	3,84	0,77	3,65
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	370,97	2,68	2,66	4,24	0,90	3,60
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	321,58	2,28	2,25	4,50	1,03	3,31
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	272,13	1,71	1,88	4,72	1,21	2,84
RINNOVO	SEZ 1	0,00	6,80	0,50	6,98	0,18	0,82	0,63	7,01
RINNOVO	SEZ 2	55,42	6,40	0,50	6,51	0,11	1,48	1,41	6,62
RINNOVO	SEZ 3	114,22	4,75	0,50	4,98	0,23	0,77	0,51	5,01
RINNOVO	SEZ 4	130,14	4,26	0,51	4,97	0,71	0,34	0,13	4,97
RINNOVO	SEZ 5	130,89	4,26	0,51	4,97	0,71	0,34	0,13	4,97
RINNOVO	SEZ 6	196,72	2,65	0,53	4,96	2,31	0,28	0,09	4,97
RINNOVO	SEZ 7	197,27	2,65	0,53	4,96	2,31	0,11	0,02	4,96
RINNOVO	SEZ 8	201,22	2,55	0,54	4,96	2,41	0,11	0,02	4,96
RINNOVO	SEZ 9	201,67	2,55	0,54	4,96	2,41	0,24	0,07	4,97
RINNOVO	SEZ 10	210,55	2,37	0,54	4,96	2,90	0,18	0,05	4,96
RIO1	SEZ 1	0,00	4,89	0,50	6,47	1,58	0,16	0,04	6,47
RIO1	SEZ 2	14,12	4,80	0,51	6,47	1,67	0,15	0,04	6,47
RIO1	SEZ 3	14,48	4,80	0,52	6,47	1,67	0,15	0,04	6,47
RIO1	SEZ 4	15,08	4,79	0,56	6,47	1,68	0,17	0,04	6,47
RIO1	SEZ 5	15,79	4,79	0,59	6,47	1,68	0,18	0,04	6,47
RIO1	SEZ 6	40,57	4,62	0,62	6,47	1,85	0,17	0,04	6,47

Tabella 8 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200, SIM_2.

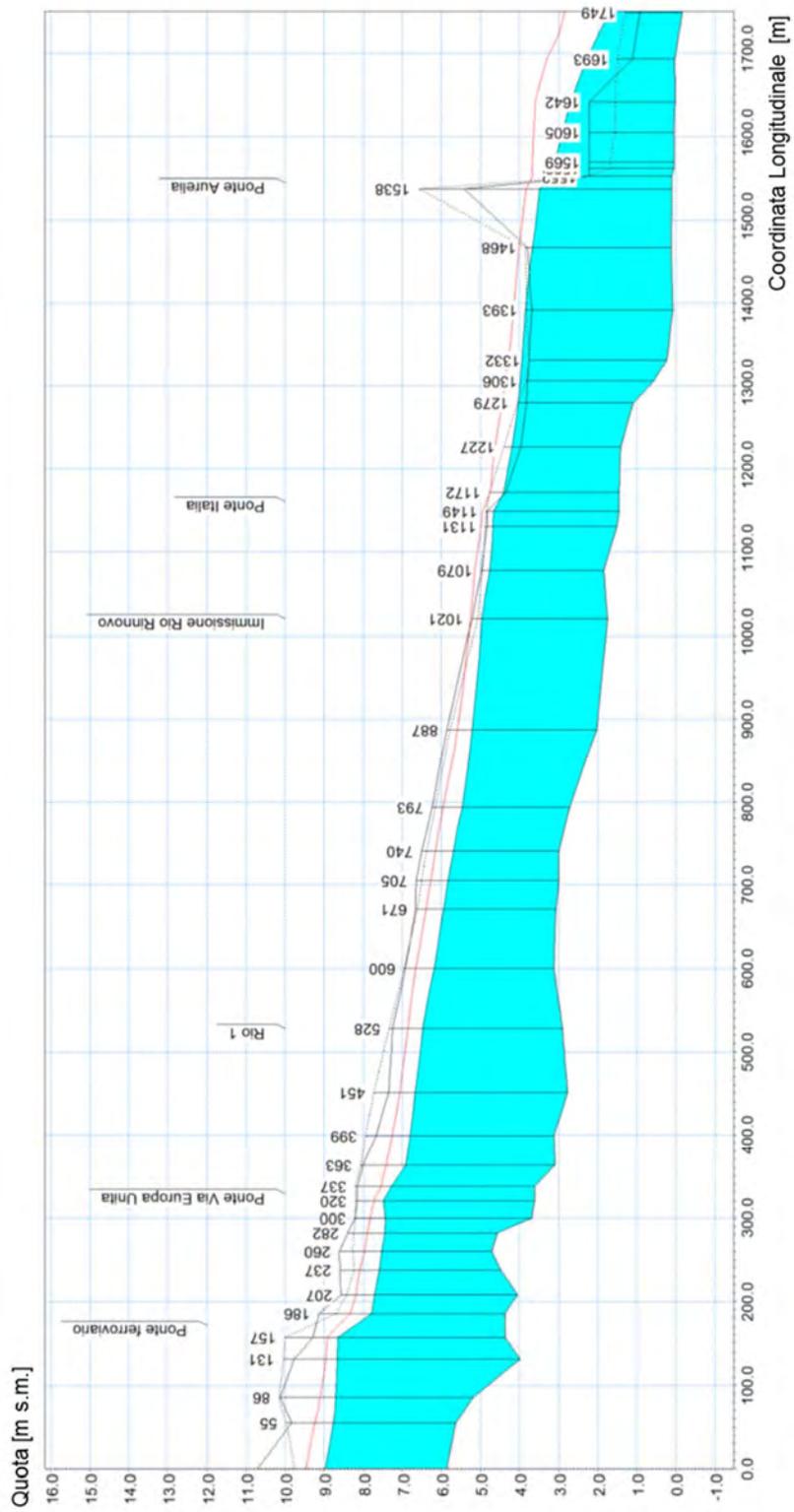


Figura 43 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_2. La linea rossa indica il carico totale della corrente.

Dall'analisi dei risultati restituiti dal modello monodimensionale si evince quanto nel seguito descritto.

- Anche in questo scenario il deflusso della piena del Merula avviene in condizioni di corrente lenta, con carico cinetico non elevato (mediamente dell'ordine dei 45 cm).
- Analogamente allo scenario con tempo di ritorno di 50 anni il tratto terminale del torrente, dalla sezione a valle del ponte dell'Aurelia (sez. 39) alla foce in mare (sez. 44), risulta inadeguato al contenimento della piena, con sormonto di entrambe le sponde.
- Nel tratto compreso tra il ponte Italia 61 e il ponte dell'Aurelia, tra la sezione 30 e la sezione 35, si ha il sormonto delle sponde per una ventina di centimetri. I livelli in questo tratto risultano condizionati dal rigurgito ad opera del ponte dell'Aurelia e del restringimento delle sezioni d'alveo più a valle.
- Nel tratto a monte della sezione 26 (presso l'immissione del rio Rinnovo) sia la quota della superficie libera che del carico totale risultano contenute dalle sponde.
- Il ponte Europa Unita e il ponte Italia 61 presentano un funzionamento in pressione, con innalzamento della superficie libera nelle rispettive sezioni di monte.
- Analogamente allo scenario SIM_1, la risalita dei livelli di Merula nel Rio Rinnovo produce un comportamento in pressione nel tratto tombinato terminale ma non si riscontrano esondazioni dai tratti a cielo aperto. Si ha invece fuoriuscita di portata attraverso l'apertura presente in sponda sinistra del Rio1.

In Figura 44 sono rappresentati gli idrogrammi di portata in alcune sezioni significative del modello monodimensionale. Il confronto tra l'idrogramma d'ingresso al modello (SEZ 2) e quello nella sezione a valle del ponte Italia 61 (SEZ 35) evidenzia anche in questo caso la sostanziale assenza di effetti di laminazione o comunque modificazione dell'onda nella propagazione lungo il tratto in studio (l'entità dell'esondazione che si verifica tra i ponti Italia 61 e Europa Unita è pressoché trascurabile in termini di volume). L'esondazione a valle del ponte dell'Aurelia induce invece una consistente riduzione di portata al colmo, da 460 m³/s a circa 322 m³/s in prossimità dello sbocco a mare (SEZ_43).

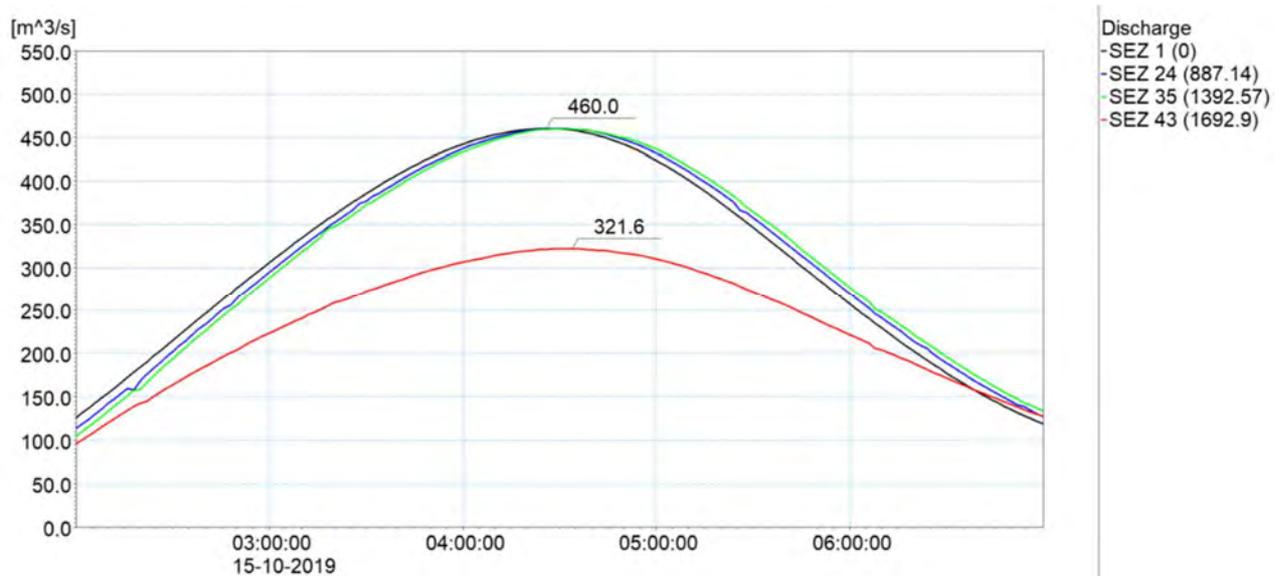


Figura 44 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 200 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

5.1.3 SIM3: evento di piena cinquecentennale

Nella Tabella 9 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con tempo di ritorno di 500 anni, intesi come inviluppo dei valori massimi. In Figura 45 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'inviluppo dei massimi livelli idrici e del relativo carico totale per il medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	549,99	9,36	3,50	3,17	0,62	9,87
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	549,99	9,18	3,54	3,09	0,60	9,67
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	549,98	9,14	3,95	2,86	0,53	9,55
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	549,97	9,12	5,14	2,50	0,44	9,43
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	549,97	9,10	4,73	2,38	0,41	9,39
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	549,97	8,11	3,74	3,42	0,69	8,71
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	549,97	8,07	4,02	3,18	0,62	8,58
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	549,97	7,94	3,46	3,25	0,64	8,48
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	550,14	7,90	3,19	3,05	0,58	8,37
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	550,61	7,83	3,26	3,08	0,58	8,31
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	550,91	7,81	4,12	2,91	0,54	8,24
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	550,75	7,86	4,24	2,33	0,39	8,14
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	550,69	7,59	3,97	2,51	0,43	7,91
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	550,62	7,24	4,15	3,31	0,65	7,80
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	550,49	7,12	4,00	3,18	0,61	7,63
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	550,45	7,00	4,23	2,95	0,55	7,44
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	549,97	6,77	3,87	2,96	0,55	7,22
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	550,38	6,48	3,36	3,25	0,63	7,02
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	550,49	6,26	3,19	3,12	0,60	6,75
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	550,51	6,14	3,15	3,13	0,60	6,64
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	550,38	6,00	3,00	3,19	0,62	6,52
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	550,31	5,78	3,06	3,28	0,65	6,33
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	550,26	5,54	3,51	2,88	0,54	5,96
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	549,61	5,29	3,54	2,58	0,46	5,63
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	544,15	5,12	3,28	2,85	0,54	5,53
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	538,01	5,05	3,54	2,59	0,47	5,39
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	535,54	5,05	3,60	2,42	0,42	5,35
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	535,01	4,68	3,23	2,76	0,51	5,07
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	534,41	4,48	3,07	3,06	0,59	4,96
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	532,76	4,35	3,26	2,95	0,55	4,79
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	529,97	4,30	3,74	2,85	0,51	4,71
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	525,26	4,28	4,05	2,69	0,48	4,65
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	513,91	4,24	4,16	2,36	0,41	4,53
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	509,96	4,11	3,99	2,47	0,44	4,42

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	510,75	3,97	3,87	2,53	0,44	4,30
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	508,87	3,30	3,20	3,29	0,61	3,85
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	500,58	3,23	3,18	3,51	0,66	3,86
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	493,35	3,21	3,16	3,53	0,68	3,84
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	456,24	2,99	2,94	4,07	0,81	3,84
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	405,87	2,77	2,75	4,47	0,93	3,79
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	347,46	2,35	2,32	4,70	1,06	3,47
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	290,58	1,76	1,93	4,87	1,23	2,97
RINNOVO	SEZ 1	0,00	6,80	0,50	6,97	0,17	0,82	0,63	7,01
RINNOVO	SEZ 2	55,42	6,40	0,50	6,51	0,11	1,48	1,41	6,62
RINNOVO	SEZ 3	114,22	4,75	0,52	5,29	0,54	0,34	0,15	5,30
RINNOVO	SEZ 4	130,14	4,26	0,53	5,29	1,03	0,25	0,08	5,30
RINNOVO	SEZ 5	130,89	4,26	0,53	5,29	1,03	0,28	0,09	5,30
RINNOVO	SEZ 6	196,72	2,65	0,55	5,29	2,64	0,29	0,10	5,29
RINNOVO	SEZ 7	197,27	2,65	0,55	5,29	2,64	0,10	0,02	5,29
RINNOVO	SEZ 8	201,22	2,55	0,55	5,29	2,74	0,10	0,02	5,29
RINNOVO	SEZ 9	201,67	2,55	0,55	5,29	2,74	0,24	0,07	5,29
RINNOVO	SEZ 10	210,55	2,37	0,55	5,29	3,23	0,16	0,04	5,29
RIO1	SEZ 1	0,00	4,89	0,50	6,77	1,88	0,13	0,03	6,77
RIO1	SEZ 2	14,12	4,80	0,60	6,77	1,97	0,16	0,04	6,77
RIO1	SEZ 3	14,48	4,80	0,60	6,77	1,97	0,15	0,03	6,77
RIO1	SEZ 4	15,08	4,79	0,80	6,77	1,98	0,20	0,05	6,77
RIO1	SEZ 5	15,79	4,79	0,94	6,77	1,98	0,25	0,06	6,77
RIO1	SEZ 6	40,57	4,62	1,05	6,77	2,15	0,26	0,06	6,77

Tabella 9 – Risultati di sintesi per lo scenario TR500, SIM_3.

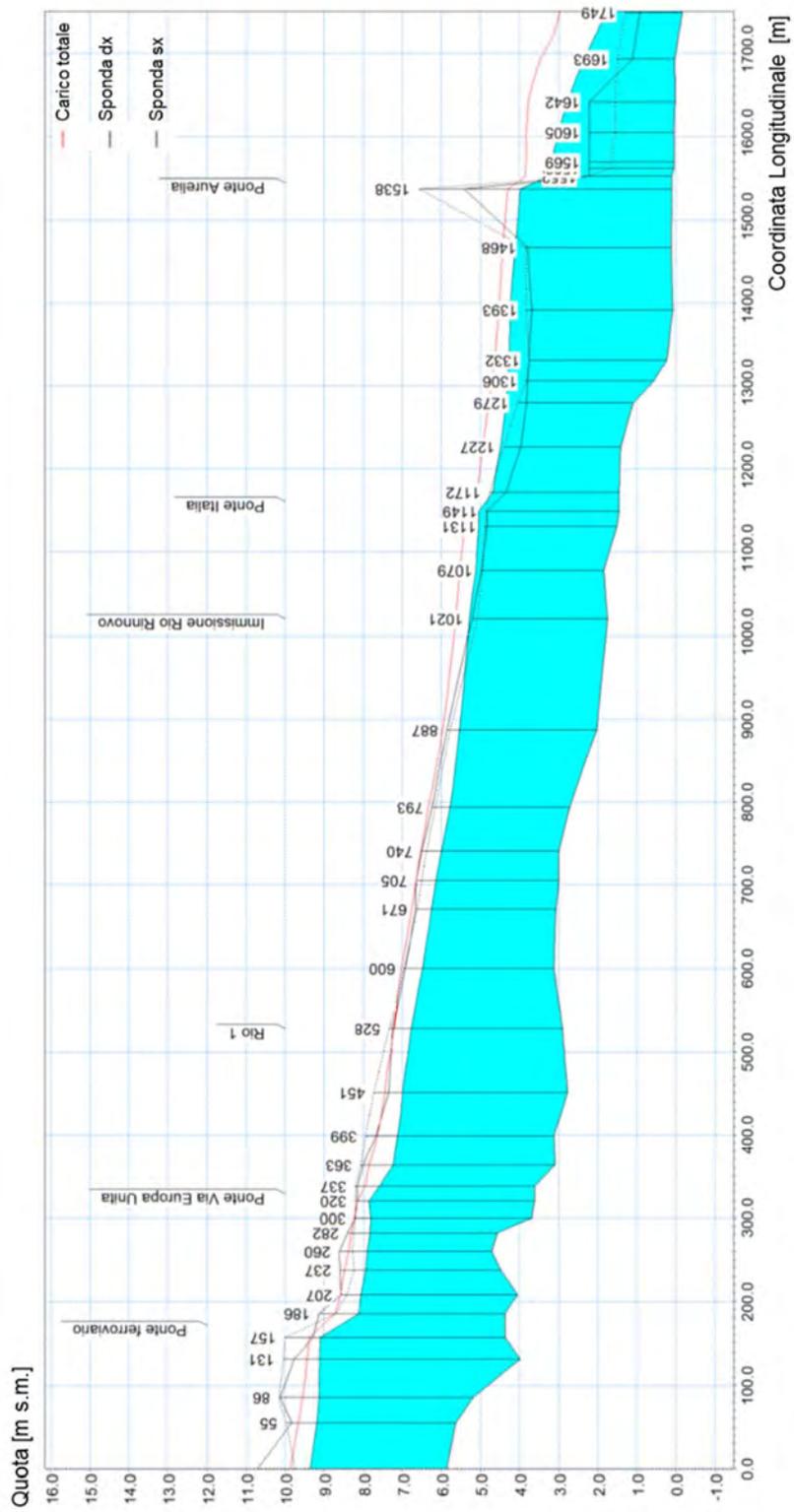


Figura 45 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_3. La linea rossa indica il carico totale della corrente.

Dall'analisi dei risultati restituiti dal modello monodimensionale si evince quanto nel seguito descritto.

- Anche in questo scenario il deflusso della piena del Merula avviene in condizioni di corrente lenta, con carico cinetico non elevato (mediamente dell'ordine dei 50 cm).
- I risultati in termini di dinamiche di deflusso in alveo sono analoghi a quelli commentati per lo scenario TR200 con la differenza che l'incremento delle altezze d'acqua, conseguente alle maggiori portate, estende l'esondazione per circa 100 m a monte del ponte Italia 61, pur limitatamente a una ventina di centimetri di sormonto. Il sormonto delle sponde nel tratto a valle del ponte Italia 61 è invece dell'ordine dei 50 cm.
- A partire circa dalla sezione 24 e verso monte i massimi livelli di pelo libero risultano contenuti in alveo e il carico totale risulta prossimo alla quota delle sponde.
- Il ponte Europa e il ponte Italia 61 presentano un funzionamento in pressione, con innalzamento della superficie libera nelle rispettive sezioni di monte.
- La risalita dei livelli di Merula nel Rio Rinnovo produce un comportamento in pressione nel tratto tombinato terminale che induce esondazioni dai tratti a cielo aperto a monte di via Risorgimento e di via Cavour. Si ha anche fuoriuscita di portata attraverso l'apertura presente in sponda sinistra del Rio1.

In Figura 46 sono rappresentati gli idrogrammi di portata in alcune sezioni significative del modello monodimensionale. Si riscontrano modificazioni all'onda di piena ancora trascurabili (come nei precedenti scenari) fino al ponte Italia 61, mentre le esondazioni a valle di quest'ultimo riducono il colmo di portata dal valore di 550 m³/s nella SEZ 1 a quello di circa 514 m³/s nella SEZ 35. A valle del ponte dell'Aurelia si ha una più consistente riduzione della portata massima defluente in alveo che risulta pari a circa 348 m³/s in prossimità dello sbocco a mare (SEZ_43).

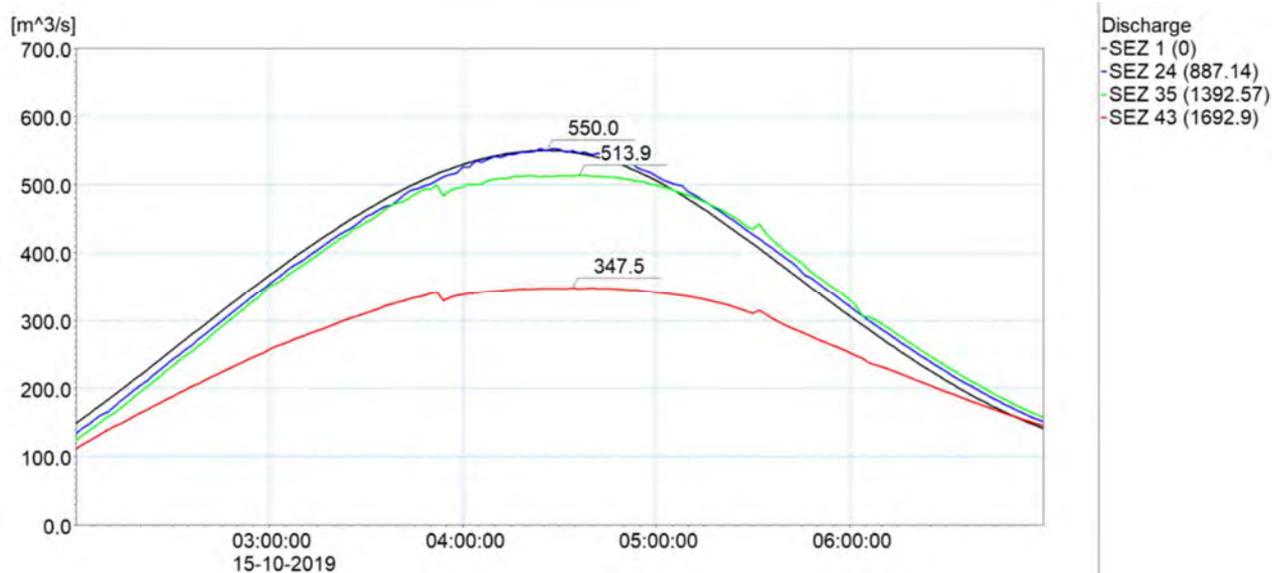


Figura 46 – Idrogrammi estratti dai risultati della simulazione con tempo di ritorno di 500 anni in alcune sezioni trasversali significative del modello monodimensionale.

5.1.4 Franchi idraulici

In Tabella 11 sono indicati i franchi idraulici minimi, rispetto alle quote di ritenuta spondale (“Franco sx”, per la sponda sinistra e “Franco dx” per la sponda destra), estratti dai risultati del modello monodimensionale dei tre eventi di piena simulati. Essi sono indicati con valore negativo nel caso in cui si verificano dei sormonti delle sponde con conseguente allagamento delle aree limitrofe.

L’analisi dei franchi con riferimento alle simulazioni degli scenari SIM_1, SIM_2 e SIM_3 è consistente anche se si tratta di simulazioni in moto vario, in quanto (a meno dell’evento TR500, e comunque per entità modesta) l’idrogramma di piena non viene significativamente modificato nella sua propagazione verso valle, per cui tutte le sezioni sono verificate con riferimento alla portata di massima piena idrologica. A valle del ponte della via Aurelia tale assunzione viene a mancare, ma i franchi risultano comunque sempre negativi, per cui tale tratto non è significativo per l’analisi.

In Tabella 12 sono sintetizzati i franchi minimi di sicurezza rispetto alle quote di intradosso degli attraversamenti, estratti dai risultati dei tre eventi di piena simulati (si fa riferimento alla sezione posta immediatamente a monte, non essendo definito il livello in corrispondenza della struttura). Essi sono indicati con valore negativo nel caso in cui il moto sia in pressione ed identificano la differenza tra le altezze dell’intradosso del ponte e le altezze piezometriche nella sezione di monte del ponte stesso.

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 con tempo di ritorno 200 anni; in particolare sono definiti i franchi idraulici di sicurezza che devono essere rispettati (per almeno i 2/3 della luce) in funzione della dimensione del bacino del corso d’acqua interferito e delle caratteristiche del manufatto (Tabella 10).

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 tombinate (ove ammesse), ponti e strutture di attraversamento di estensione oltre m. 12	cm. 150/200	cm 100

Tabella 10 – 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).

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 gli attraversamenti non rientrerebbero nelle disposizioni specifiche per i "tombini" ai sensi di quanto indicato dalla Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n.7/2019.

Il torrente Merula presenta un bacino sotteso di estensione di poco inferiore a 49 Km² e quindi, secondo il PdB, ricade nell'ambito del reticolo principale. Inoltre può essere considerato un bacino poco dissestato, con previsione di trasporto solido non ingente in caso di piena, per cui è possibile fare riferimento al valore minimo tra quelli indicati in Tabella 10.

ID Sezione	TR50		TR200		TR500	
	Franco sx [m]	Franco dx [m]	Franco sx [m]	Franco dx [m]	Franco sx [m]	Franco dx [m]
SEZ 2	1,37	2,32	0,78	1,73	0,40	1,36
SEZ 3	1,87	1,73	1,21	1,07	0,79	0,65
SEZ 4	2,17	2,14	1,46	1,43	1,02	0,99
SEZ 5	2,12	1,85	1,37	1,10	0,92	0,65
SEZ 6	2,11	1,39	1,35	0,63	0,90	0,18
SEZ 7	1,47	1,91	0,91	1,35	0,58	1,02
SEZ 8	1,30	1,44	0,71	0,85	0,36	0,50
SEZ 9	1,26	1,63	0,65	1,02	0,29	0,66
SEZ 10	1,38	1,71	0,75	1,08	0,38	0,71
SEZ 11	1,46	1,61	0,80	0,95	0,43	0,58
SEZ 12	1,46	1,48	0,77	0,79	0,39	0,41
SEZ 13	1,41	1,36	0,71	0,66	0,34	0,29
SEZ 14	1,48	1,43	0,92	0,87	0,61	0,56
SEZ 15	1,66	1,60	1,15	1,09	0,83	0,77
SEZ 16	1,66	1,39	1,14	0,87	0,82	0,55
SEZ 17	1,57	1,19	1,05	0,67	0,74	0,36
SEZ 18	1,38	1,29	0,87	0,78	0,57	0,48
SEZ 19	1,28	1,24	0,77	0,73	0,48	0,44
SEZ 20	1,18	1,22	0,67	0,71	0,36	0,40
SEZ 21	1,19	1,33	0,68	0,82	0,37	0,51
SEZ 22	1,20	1,32	0,69	0,81	0,38	0,50
SEZ 23	1,22	1,30	0,69	0,77	0,38	0,46
SEZ 24	1,14	1,23	0,55	0,64	0,23	0,32
SEZ 26	0,73	0,87	0,12	0,26	-0,21	-0,07
SEZ 27	0,83	0,86	0,19	0,22	-0,17	-0,14
SEZ 28	0,86	0,82	0,20	0,16	-0,18	-0,22
SEZ 29	0,85	0,84	0,18	0,17	-0,20	-0,21
SEZ 30	0,90	0,48	0,37	-0,05	0,09	-0,33
SEZ 31	0,74	0,30	0,22	-0,22	-0,08	-0,52
SEZ 32	0,55	0,32	0,02	-0,21	-0,30	-0,53
SEZ 33	0,38	0,35	-0,14	-0,17	-0,47	-0,50

ID Sezione	TR50		TR200		TR500	
	Franco sx [m]	Franco dx [m]	Franco sx [m]	Franco dx [m]	Franco sx [m]	Franco dx [m]
SEZ 34	0,35	0,35	-0,17	-0,17	-0,52	-0,52
SEZ 35	0,48	0,35	-0,04	-0,17	-0,42	-0,55
SEZ 36	0,68	0,62	0,19	0,13	-0,26	-0,32
SEZ 37	3,56	2,41	3,10	1,95	2,61	1,46
SEZ 38	-0,53	-0,61	-0,88	-0,96	-0,99	-1,07
SEZ 39	-1,16	-0,57	-1,49	-0,90	-1,60	-1,01
SEZ 40	-1,08	-0,54	-1,42	-0,88	-1,53	-0,99
SEZ 41	-1,04	-0,37	-1,35	-0,68	-1,44	-0,77
SEZ 42	-0,86	-0,19	-1,13	-0,46	-1,22	-0,55
SEZ 43	-0,56	-0,93	-0,79	-1,16	-0,86	-1,23
SEZ 44	-0,03	-0,40	-0,22	-0,59	-0,27	-0,64

Tabella 11 – Franco disponibile dalla quota del pelo libero simulato (per gli scenari TR50, TR200 e TR500) alla quota di sommità spondale.

Il franco minimo richiesto rispetto alle quote di sponda è dunque pari al valore massimo tra 0,5 m e il carico cinetico. Quest'ultimo per TR200 risulta quasi sempre pari o inferiore a 0,5 m a monte del ponte dell'Aurelia, con l'eccezione della sola sezione 7; a valle dell'Aurelia invece il profilo evolve verso condizioni di corrente critica allo sbocco in mare, con un profilo di richiamo che incrementa le velocità e porta il carico cinetico a valori fino a oltre 1,0 m. In questo tratto in ogni caso i livelli di massima piena risultano sempre superiori alle quote di sponda.

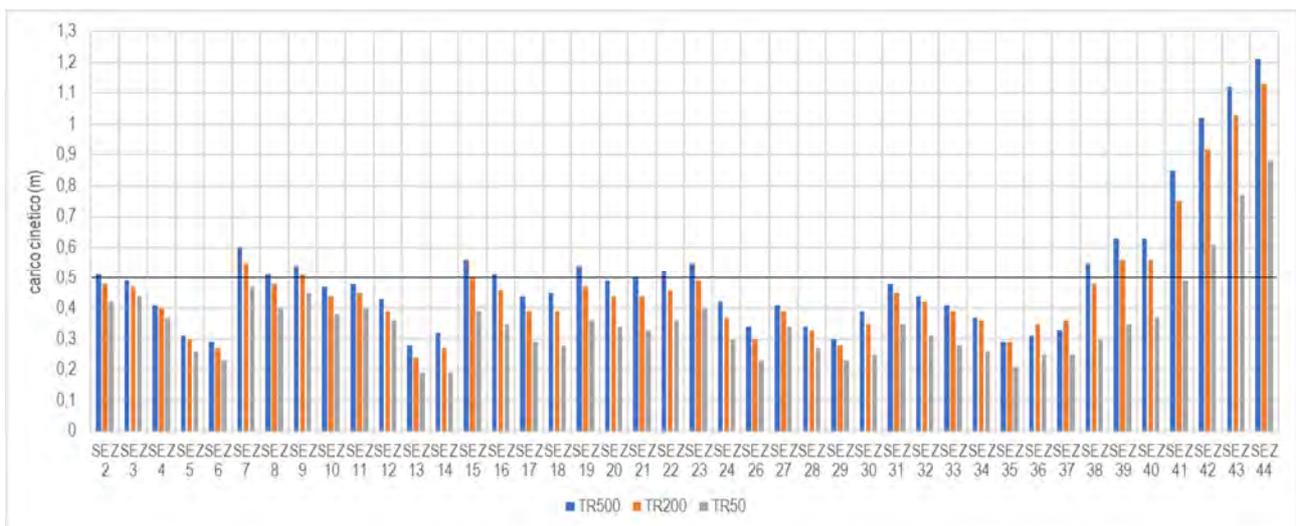


Figura 47 – Andamento del carico cinetico sulle diverse sezioni del modello per i tre tempi di ritorno indagati.

Per l'evento con tempo di ritorno di 50 anni il valore del franco idraulico minimo non viene rispettato a partire dalla sezione 30 verso valle, nel tratto che si estende dal ponte Italia 61 fino alla foce. Nel tratto a monte del ponte Italia 61, tra la sezione 2 e la sezione 24 i franchi idraulici sono superiori al metro per entrambe le sponde.

Per l'evento con tempo di ritorno di 200 anni il valore del franco idraulico minimo non viene rispettato a partire dalla sezione 26 fino alla foce. Nel tratto di monte il franco medio risulta pari a circa 90 cm, con valori che variano da 0,5 m a 1,7 m.

Per l'evento cinquecentennale, nei tratti in cui non si ha esondazione (dalla sezione 24 verso monte), la quota della superficie libera è prossima alle sponde e il franco idraulico minimo non viene rispettato, tranne che in poche sezioni a monte del ponte della ferrovia e a valle di ponte Italia 61.

ID Sezione	ID Struttura	TR50	TR200	TR500
		FR_INTR [m]	FR_INTR [m]	FR_INTR [m]
SEZ 6	Ponte ferroviario	3,11 (4,31)	2,35 (3,55)	1,90 (3,10)
SEZ 13	Ponte Europa Unita	0,21	-0,49	-0,86
SEZ 29	Ponte Italia 61	0,00	-0,67	-1,05
SEZ 37	Ponte dell'Aurelia	0,58 (1,58)	0,12 (1,12)	0,63 (-0,37)

Tabella 12 – Franco disponibile dalla quota del pelo libero simulato (per le simulazioni TR50, TR200 e TR500) alla quota di intradosso degli attraversamenti. Per i ponti con geometria ad arco si indica il franco minimo rispetto ai 2/3 della luce, e in parentesi il valore massimo rispetto alla quota di intradosso in chiave).

Per quanto riguarda il comportamento degli attraversamenti, il ponte Europa Unita e il ponte Italia 61 presentano un franco idraulico non adeguato per l'evento di piena cinquantennale. Per gli eventi con tempo di ritorno superiore (TR200 e TR500) presentano un comportamento in pressione (franco negativo).

Il ponte dell'Aurelia risulta idraulicamente inadeguato per tutti i tempi di ritorno considerando il franco minimo presente sui 2/3 della luce, pur non mostrando un funzionamento in pressione. Si precisa come l'impalcato abbia una larghezza di circa 14 m, per cui l'attraversamento rientra nella classe per cui il PdB, congruentemente con le NTC2018, richiede un franco minimo di 1,5 m.

Il ponte ferroviario risulta invece adeguato idraulicamente per tutti e tre i tempi di ritorno considerati.

5.2 Analisi della propagazione delle esondazioni

5.2.1 SIM1: evento di piena cinquantennale

In Figura 48 e Figura 49 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) rispettivamente 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.

In Figura 48 le sfumature di colorazione blu evidenziano le aree di esondazione con minori tiranti idrici, quelle rosse con i maggiori. In Figura 49 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. Il modello restituisce allagamenti sulle aree di costa dovuti alla

condizione di valle imposta (livello di mare) che risulta maggiore delle quote di spiaggia; essi non sono da considerare per la finalità di definizione delle aree a rischio idraulico.



Figura 48 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_1. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.



Figura 49 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_1. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

Il passaggio dell'onda di piena cinquantennale provoca un'esondazione a valle del ponte dell'Aurelia, dove la quota della superficie libera sormonta inizialmente la sponda sinistra, priva di sistemazioni arginali, e in seguito la sponda destra.

L'esondazione ha inizio quando la portata nel tratto di valle risulta pari a circa $65 \text{ m}^3/\text{s}$. La portata fuoriuscita si propaga nelle aree circostanti la foce fino a raggiungere il mare.

L'allagamento interessa anche il sottopasso di Via Aurelia in corrispondenza di Vicolo Sant'Andrea, che si trova nell'area adiacente la sponda destra del Merula. Attraverso tale varco la portata esondata a valle dell'Aurelia si propaga verso monte fino a raggiungere via Genova, allagando un'area depressa rispetto alle quote di sponda.

Una limitatissima esondazione interessa nel tratto più a monte l'area adiacente all'apertura in sponda sinistra nella tombinatura del Rio 1.

Le altezze idriche massime sono localizzate in prossimità del corso d'acqua, soprattutto nell'area vegetata adiacente alla sponda sinistra, con valori anche dell'ordine di 1 m. Le velocità massime sono generalmente inferiori a 1 m/s, con valori di picco che superano i 2 m/s nelle aree in prossimità della foce.

5.2.2 SIM2: evento di piena duecentennale

In Figura 50 e Figura 51 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) rispettivamente 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.

In Figura 50 le sfumature di colorazione blu evidenziano le aree di esondazione con minori tiranti idrici, quelle rosse con i maggiori. In Figura 51 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. Il modello restituisce allagamenti sulle aree di costa dovuti alla condizione di valle imposta (livello di mare) che risulta maggiore delle quote di spiaggia; essi non sono da considerare per la finalità di definizione delle aree a rischio idraulico.

Analogamente allo scenario con tempo di ritorno di 50 anni, il passaggio dell'onda di piena duecentennale provoca innanzitutto un'esondazione a valle del ponte dell'Aurelia al superamento di portate di $65 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per un valore di portata di $440 \text{ m}^3/\text{s}$, valore già prossimo al picco di piena, i livelli di piena nel tratto tra i ponti Italia 61 e della via Aurelia sormontano entrambe le sponde tra le sezioni 30 e 35. In destra l'esondazione è limitata a una porzione di via Risorgimento adiacente alla sponda, mentre in sinistra la portata esondata si propaga per ruscellamento superficiale secondo la pendenza del terreno, provocando più estesi allagamenti nell'area delimitata da Via Clavesana, Via Doria e Via dei Mille.

Analogamente allo scenario TR50 si riscontra una limitata esondazione dall'apertura sulla tombinatura del Rio 1 e una propagazione verso monte delle portate esondate a valle della via Aurelia in sponda destra, attraverso il sottopasso stradale.

A monte dell'Aurelia, le velocità sono quasi ovunque inferiori a 0,4 m/s e le altezze d'acqua prevalentemente inferiori a 0,2 m in sponda sinistra, a 0,6 m in sponda destra.

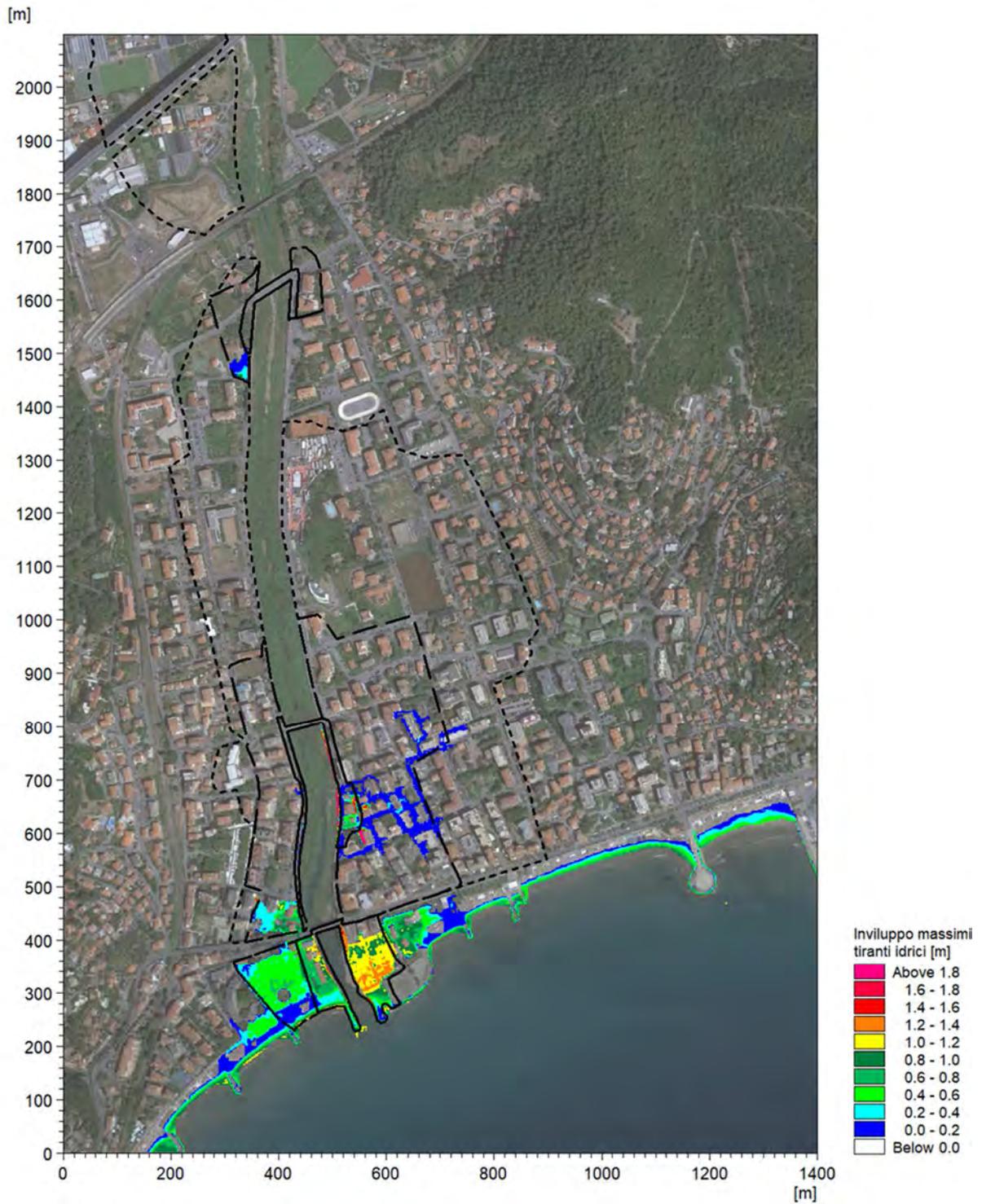


Figura 50 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_2. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

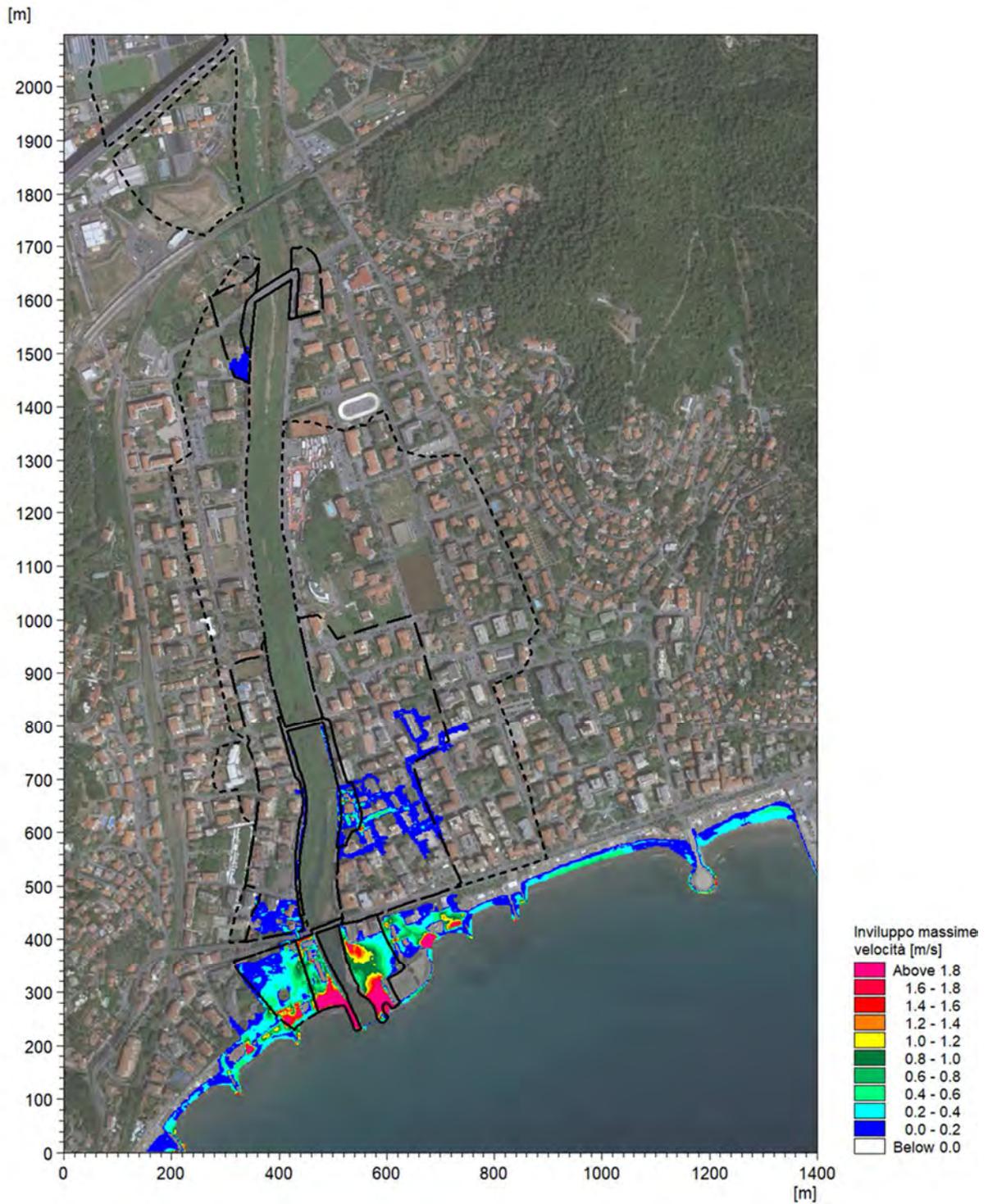


Figura 51 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_2. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

5.2.3 SIM3: evento di piena cinquecentennale

In Figura 52 e Figura 53 sono riportate le distribuzioni (output del modello MIKE21) rispettivamente 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.

In Figura 52 le sfumature di colorazione blu evidenziano le aree di esondazione con minori tiranti idrici, quelle rosse con i maggiori. In Figura 53 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. Il modello restituisce allagamenti sulle aree di costa dovuti alla condizione di valle imposta (livello di mare) che risulta maggiore delle quote di spiaggia; essi non sono da considerare per la finalità di definizione delle aree a rischio idraulico.

L'incremento delle altezze d'acqua dovuto alle maggiori portate defluenti rispetto agli scenari precedenti provoca un maggior sormonto delle sponde (anche in termini spaziali, con estensione fino a circa 100 m a monte del ponte Italia 61), e volumi di esondazione decisamente più consistenti che si propagano quindi per ruscellamento su aree assai più ampie, soprattutto in sponda sinistra dove l'estensione degli allagamenti supera verso Est l'attuale perimetrazione della fascia C. In sponda destra invece le esondazioni risultano sostanzialmente coerenti con il limite esterno di fascia C.

Si osserva come, rispetto alla perimetrazione vigente, le esondazioni non si estendano più di 300 m a monte del ponte Italia 61 (in sinistra, meno di 200 m in destra); tutto il tratto più a Nord non mostra esondazioni se non a causa della fuoriuscita di portata dall'apertura laterale della tombinatura del Rio 1.

Le altezze idriche massime nelle aree a monte dell'Aurelia sono generalmente dell'ordine dei 50 cm, con velocità massime che lungo le direttrici principali (strade perpendicolari a via Vespucci) superano 1 m/s.

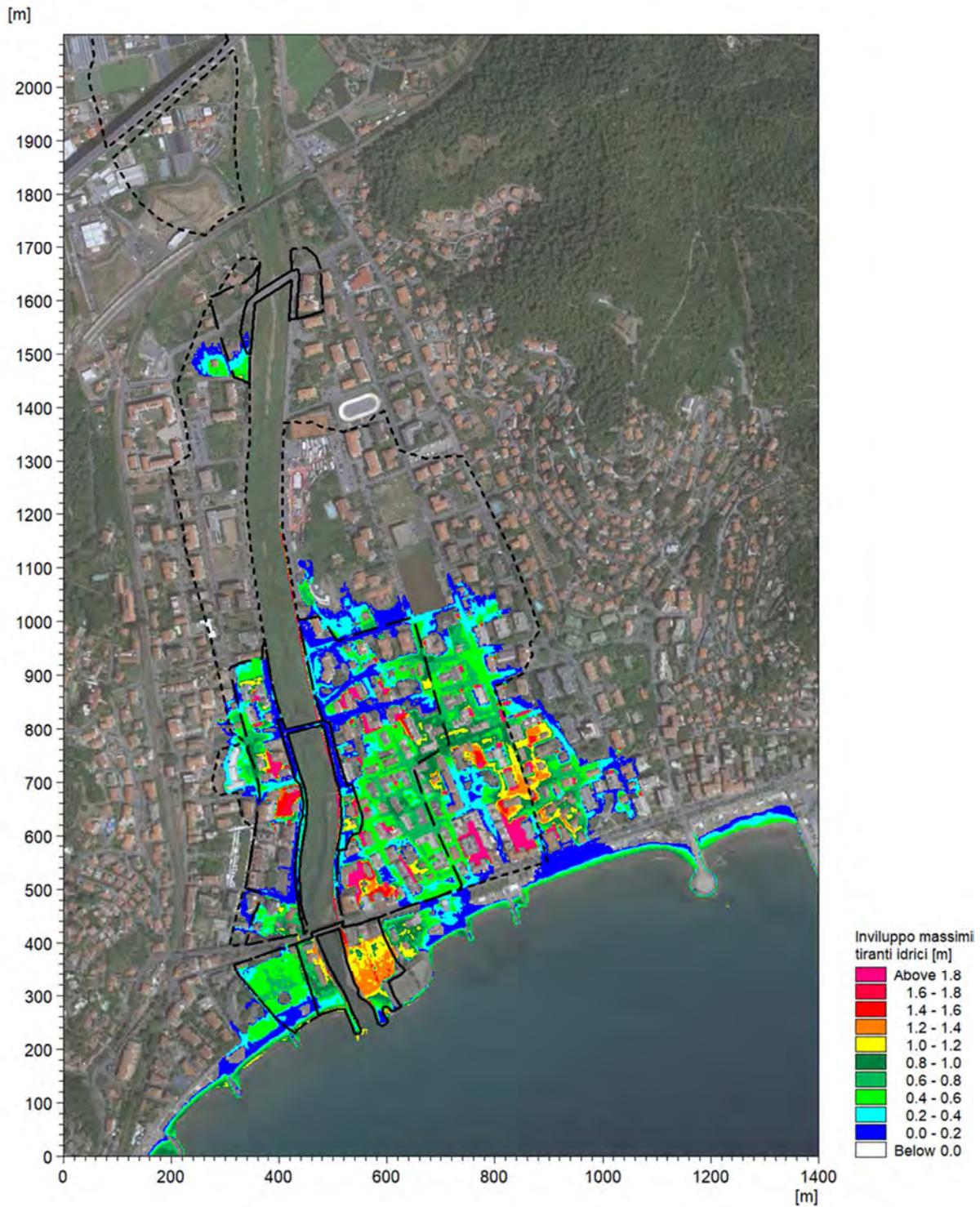


Figura 52 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_3. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

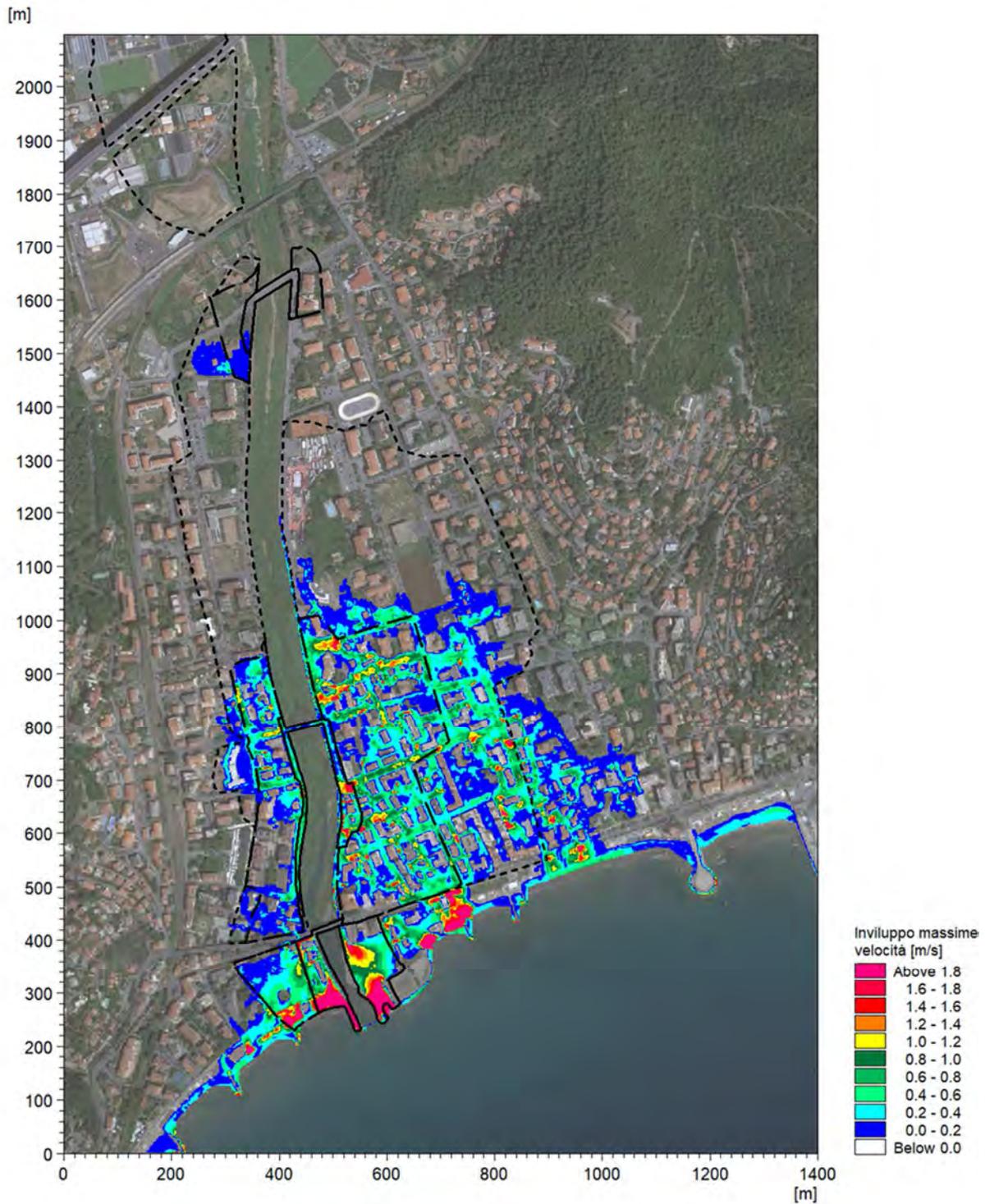


Figura 53 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_3. Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6. ANALISI DI SENSITIVITÀ DEI RISULTATI

6.1 Scenari di simulazione integrativi

Le analisi idrauliche effettuate con riferimento agli idrogrammi caratterizzati dalla massima portata al colmo (descritte nel capitolo 5) hanno evidenziato esondazioni relativamente modeste, particolarmente per l'evento duecentennale, rispetto alle perimetrazioni di pericolosità idraulica vigenti.

Poiché – a meno del tratto a valle dell'Aurelia, che risulta tuttavia già ampiamente interessato da allagamenti – la portata oltre al quale hanno avvio le esondazioni è piuttosto elevata (circa 440 m³/s) e prossima al valore al colmo dell'evento duecentennale, non risulta significativa l'analisi per differenti eventi di piena equiprobabili caratterizzati da massimo volume esondante: sulla base dell'analisi condotta come descritto nel capitolo 3.2.4, l'idrogramma più critico in termini di volume al di sopra della portata di 440 m³/s risulta il medesimo caratterizzato dal massimo valore al colmo.

Tuttavia, è opportuno osservare la notevolissima differenza tra l'estensione degli allagamenti per l'evento TR500 rispetto al TR200, considerando come in quest'ultimo vi siano dei franchi piuttosto ridotti (pari o inferiori a 25 cm) per ampi tratti di sponda, corrispondenti a quelli su cui si verifica il sormonto della piena cinquecentennale.

Il franco idraulico rappresenta, in generale, il coefficiente di sicurezza da assumere rispetto agli esiti delle modellazioni eseguite, per tenere conto di tutte le incertezze (concettuali, matematiche e numeriche) e dei vari fenomeni che possono occorrere durante gli eventi di piena che la modellazione non può rappresentare, così da assicurare l'affidabilità delle previsioni effettuate, particolarmente in termini di perimetrazione di aree di maggiore o minore rischio idraulico.

Ai fini della determinazione delle aree inondabili, fin dagli inizi delle attività relative alla pianificazione di bacino (cfr. ad es. raccomandazioni n. 1/1995 e n.7/1999), è stato fatto riferimento al concetto di capienza certa nell'alveo dei corsi d'acqua, presupponendo quindi una valutazione anche dell'incertezza con la quale vengono determinati i livelli del pelo libero durante gli eventi di piena considerati. Inoltre, negli indirizzi ex DGR 16/2007 è segnalata la necessità, in casi di carenza di franco, di analizzare le condizioni di pericolosità residua, che dipendono anche dalla tipologia dell'alveo e delle opere esistenti, oltre che dalle caratteristiche cinetiche della corrente e dai fenomeni di trasporto solido e flottante nel corso dell'evento.

Nei criteri per la redazione dei piani di bacino (testo integrato di cui alla DGR 1265/2011), recepiti nella normativa attualmente vigente dei piani di bacino regionali, viene ulteriormente specificato che le aree inondabili sono determinate "nei tratti in cui le portate di massima piena, corrispondenti ai vari tempi di ritorno, non trovano più capienza certa nell'alveo, tenendo conto quindi della tolleranza con cui sono determinati i livelli idrici attraverso un adeguato franco". Il concetto è ancor più esplicitato laddove (confermando peraltro quanto già previsto dalla raccomandazione n.7/1999 e dai criteri ex DGR 357/2001), si specifica che particolare attenzione va posta "ai tratti in corrispondenza di opere, per le quali, in assenza di specifiche analisi sugli effetti del trasporto solido, è opportuno prevedere valutazioni di riduzione di sezione utile per gli effetti di piena (ostruzioni di arcate di ponti o coperture per eccezionale trasporto solido, etc.)".

Considerando infine come dalle simulazioni eseguite il carico totale della corrente risulti per TR200 pari o superiore alle quote di sponda nei tratti sopra richiamati, appare in definitiva opportuno eseguire ulteriori scenari

di simulazione che permettano di effettuare un'analisi di sensitività dei risultati ottenuti rispetto alla variazione di alcuni parametri rappresentativi della geometria e delle condizioni al contorno dell'alveo inciso.

Sono stati in particolare definiti gli scenari di seguito descritti.

- **SIM_A**: analisi dell'effetto dell'ostruzione parziale del ponte della via Aurelia.
- **SIM_B**: analisi dell'effetto dell'ostruzione parziale del ponte Italia 61.
- **SIM_C**: analisi dell'effetto della variazione del coefficiente di scabrezza, fino ai valori minimi previsti dal Piano di Bacino per alvei caratterizzati dalla presenza di una fitta vegetazione.
- **SIM_D**: analisi dell'effetto di annullamento dei franchi idraulici minimi richiesti dal Piano di Bacino (ovvero del coefficiente di sicurezza nella stima dei livelli di piena), ottenuto mediante un innalzamento del fondo delle sezioni di 50 cm.

Gli scenari SIM_A e SIM_B sono relativi ai due attraversamenti che presentano i maggiori effetti di interferenza con la corrente di piena.

Gli idrogrammi utilizzati per tutte le simulazioni degli scenari integrativi sono i medesimi di riferimento per le simulazioni SIM_1, SIM_2 e SIM_3 descritte nel capitolo 5 (definiti nel capitolo 3.2.3). A meno di quanto esplicitato nella descrizione dei vari scenari, le condizioni al contorno sono state mantenute pari a quelle già descritte nel capitolo 4.

I risultati delle simulazioni effettuate sono rappresentati nei successivi capitoli in termini di profili longitudinali di inviluppo dei massimi livelli idrici e massimi carichi totali lungo l'alveo inciso e delle mappe delle aree di esondazione con rappresentazione delle altezze idriche massime sul piano campagna, secondo i medesimi criteri già descritti nel capitolo 5.

In allegato, per completezza di restituzione, sono invece fornite le tabelle con elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula e le mappe delle aree di esondazione con rappresentazione delle massime velocità di flusso.

6.2 Ostruzione parziale degli attraversamenti (SIM_A e SIM_B)

Gli attraversamenti con pile in alveo e campate di contenuta larghezza possono essere soggetti nel corso degli eventi di piena a una riduzione della capacità di deflusso, e conseguente rialzo del pelo libero di monte, dovuta alla parziale ostruzione delle luci ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente.

Si è quindi valutato l'effetto di tale possibile evento considerando una parziale ostruzione di una campata del ponte dell'Aurelia nello scenario denominato SIM_A e del ponte Italia 61 nello scenario SIM_B, come di seguito descritto. Sono stati selezionati unicamente questi due attraversamenti in quanto ubicati nel tratto di maggiore incertezza in relazione alle possibili esondazioni, in quanto caratterizzato da franchi idraulici modesti.

SIM_A: si è considerata l'ostruzione della porzione inferiore di una delle tre campate del ponte dell'Aurelia, di entità tale da risultare in una riduzione complessiva del 20% dell'area bagnata associata alla simulazione con tempo di ritorno di 200 anni precedentemente analizzata (SIM_2).

Sono state eseguite tre simulazioni, associate ai diversi tempi di ritorno:

- SIM_A1: parziale ostruzione ponte Aurelia per evento con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50);
- SIM_A2: parziale ostruzione ponte Aurelia per evento con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200);
- SIM_A3: parziale ostruzione ponte Aurelia per evento con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500).

SIM_B: Si è considerata la completa ostruzione di una delle 5 campate del ponte Italia 61, con una riduzione quindi del 20% dell'area totale di deflusso dell'attraversamento (le campate hanno pari luce).

Sono state eseguite tre simulazioni, associate ai diversi tempi di ritorno:

- SIM_B1: parziale ostruzione ponte Italia 61 per evento con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50);
- SIM_B2: parziale ostruzione ponte Italia 61 per evento con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200);
- SIM_B3: parziale ostruzione ponte Italia 61 per evento con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500).

Le condizioni al contorno sono le medesime descritte nel paragrafo 4.6.

6.2.1 SIM_A1: evento di piena TR50

In Figura 54 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario con parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50).

In Figura 55 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

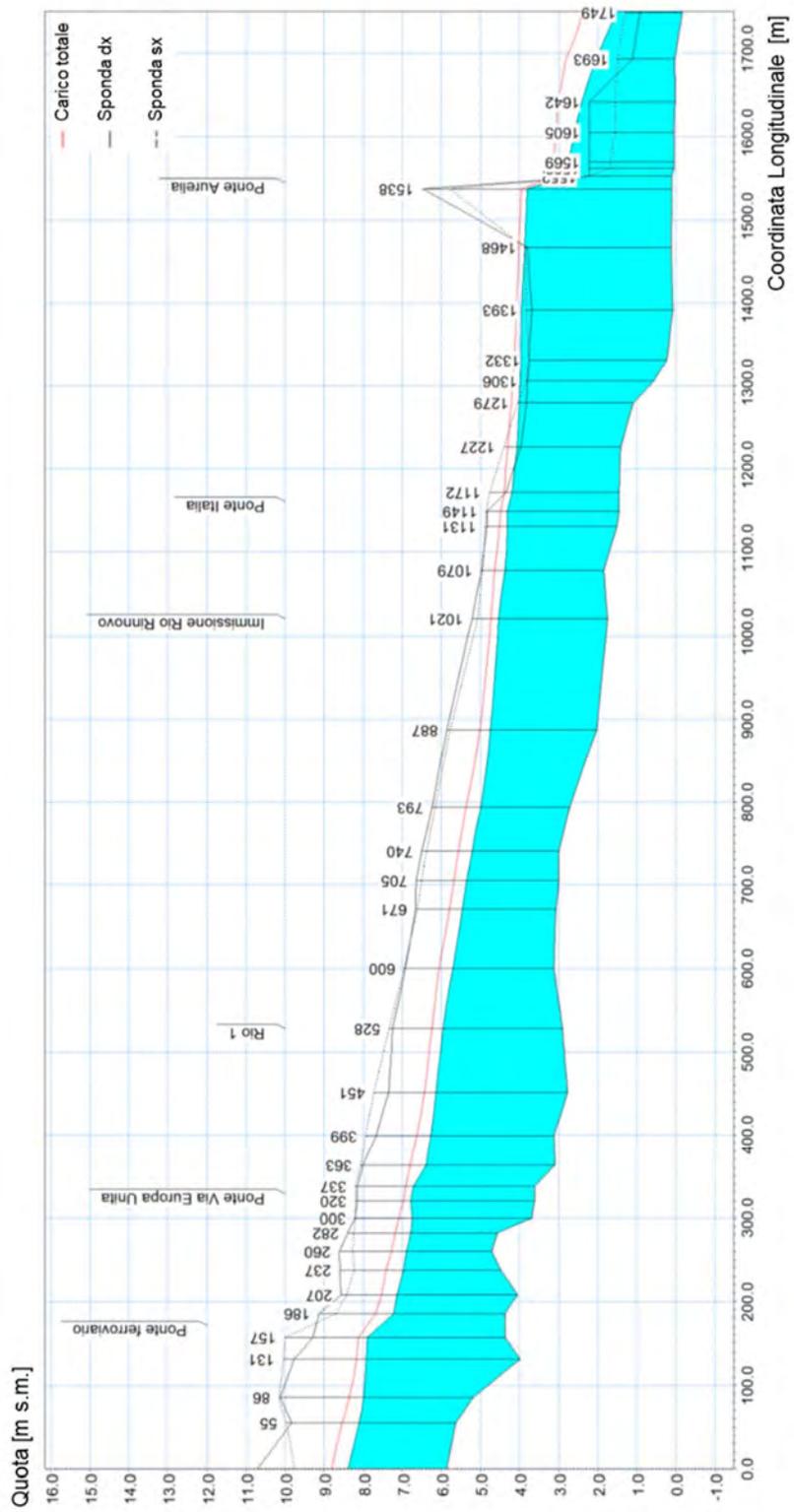


Figura 54 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_A1 (ostruzione ponte Aurelia).

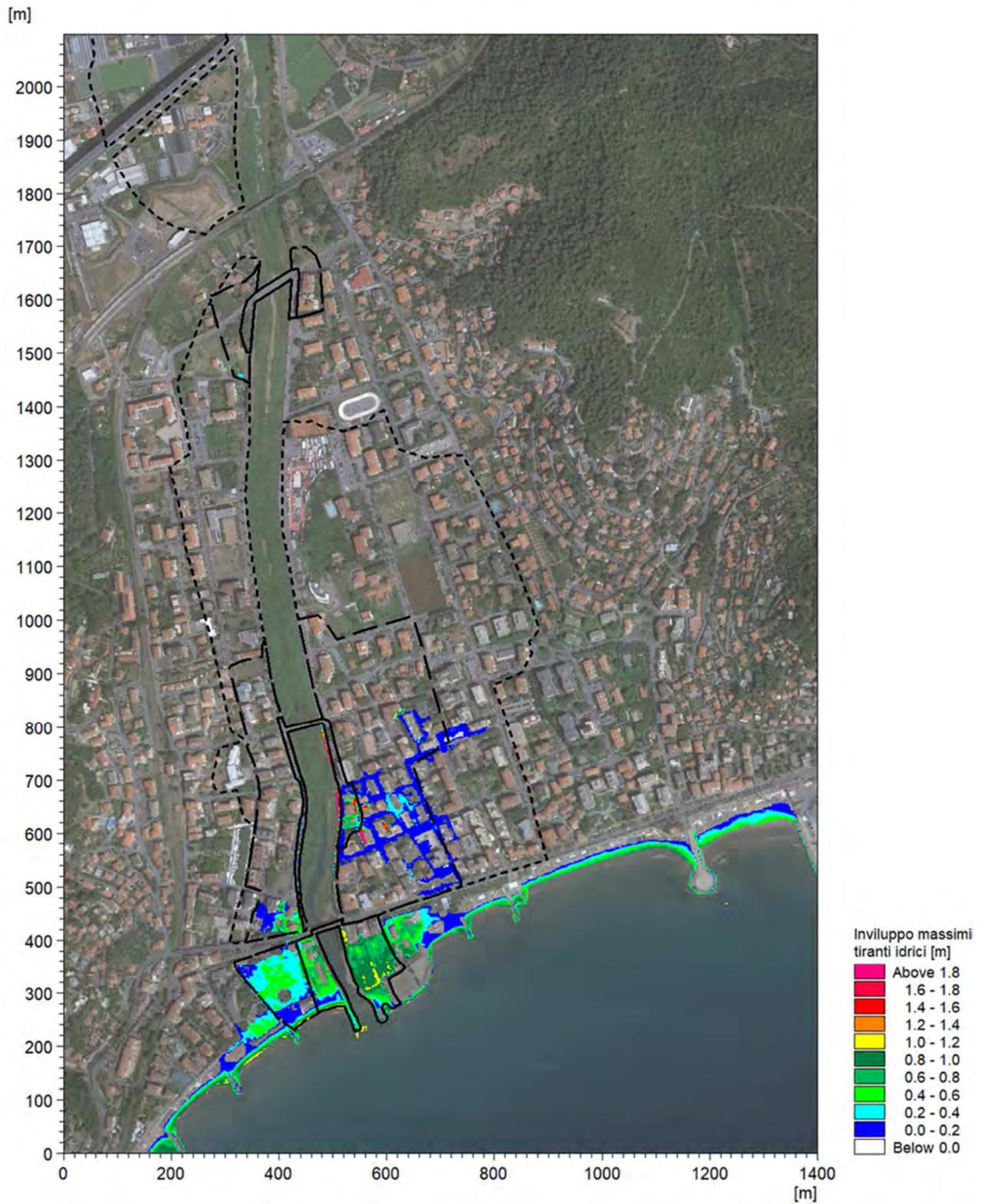


Figura 55 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_A1 (ostruzione ponte Aurelia). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.2.2 SIM_A2: evento di piena TR200

In Figura 56 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento TR200. In Figura 57 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

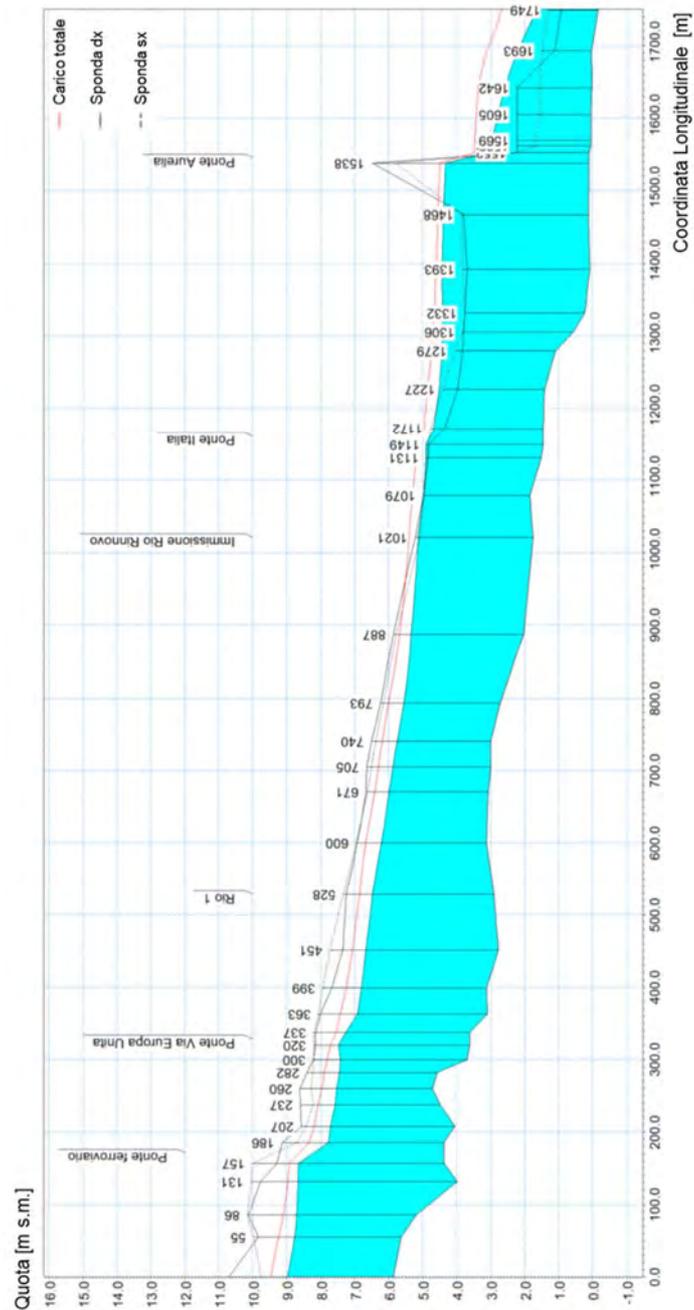


Figura 56 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_A2 (ostruzione ponte Aurelia).

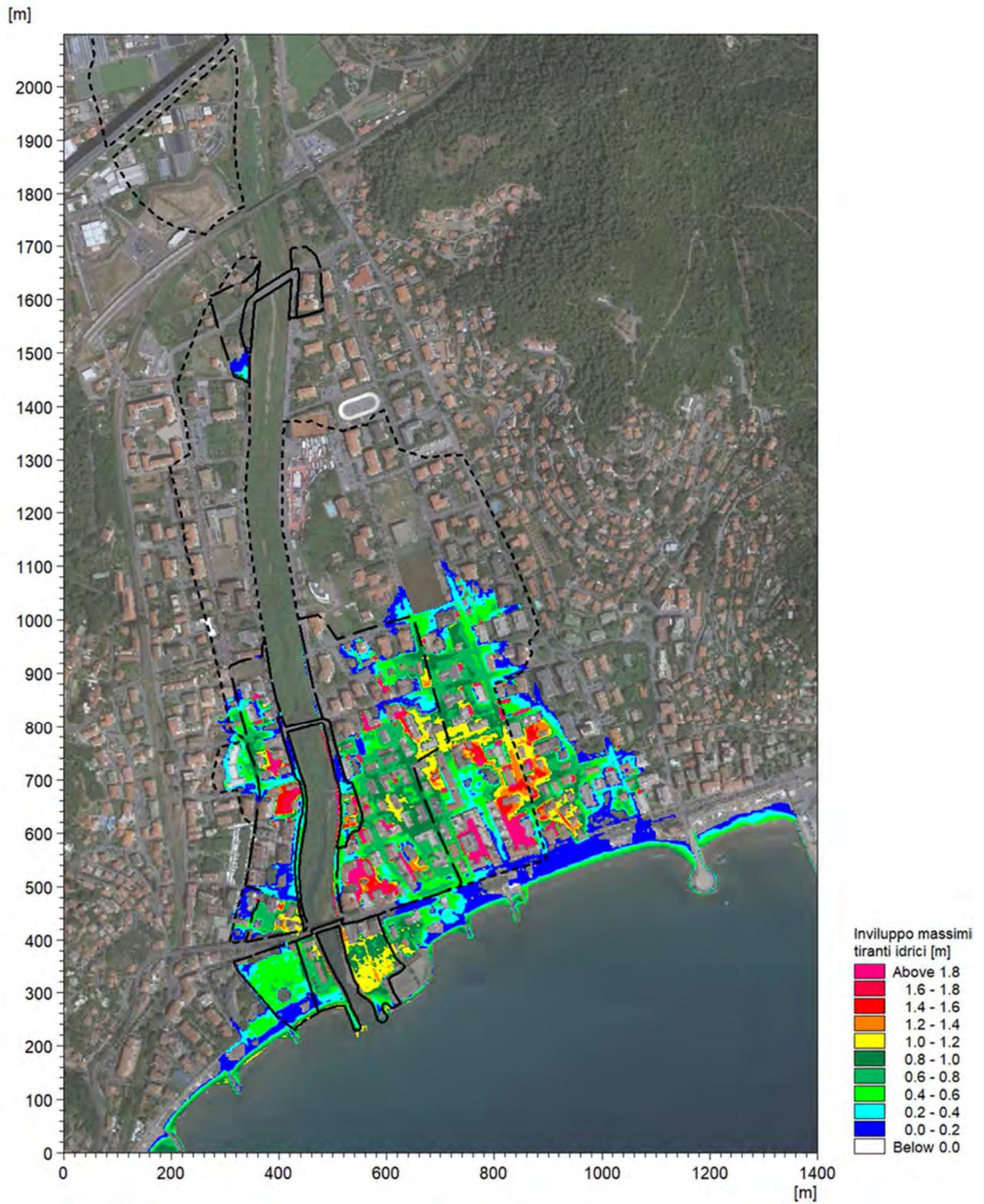


Figura 57 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_A2 (ostruzione ponte Aurelia). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.2.3 SIM_A3: evento di piena TR500

In Figura 58 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento di piena TR500. In Figura 59 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

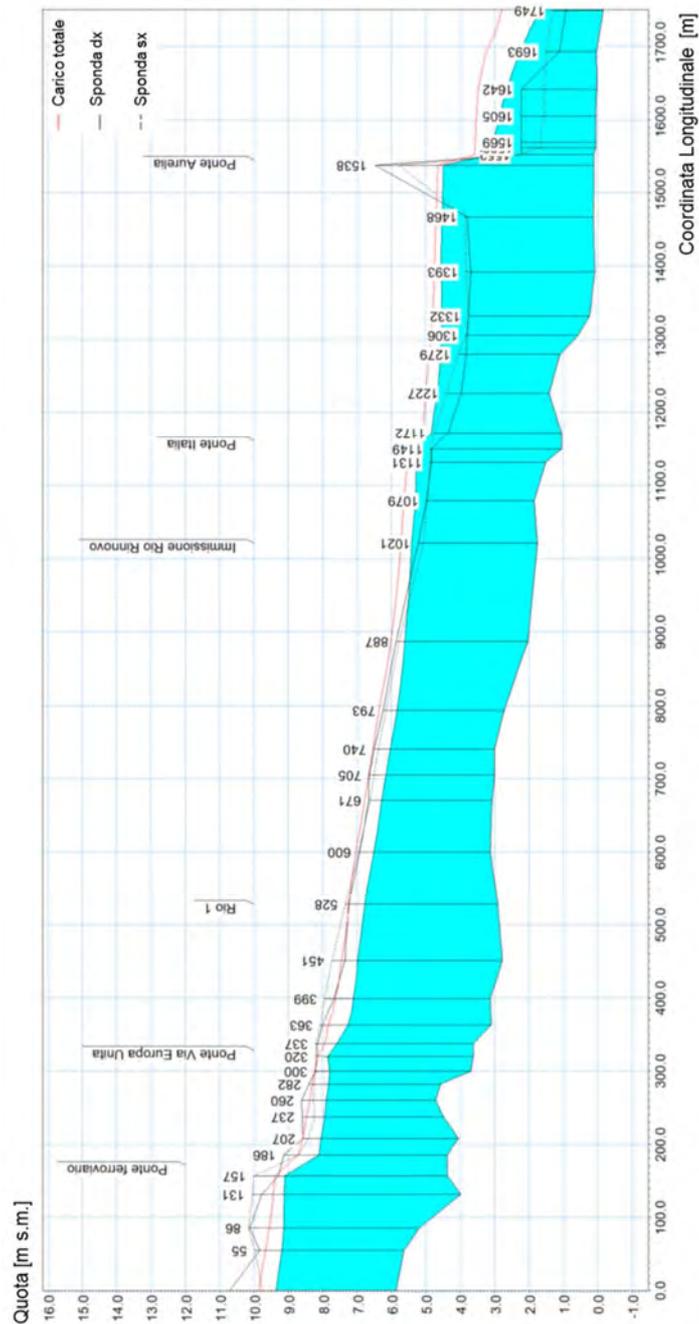


Figura 58 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_A3 (ostruzione ponte Aurelia).

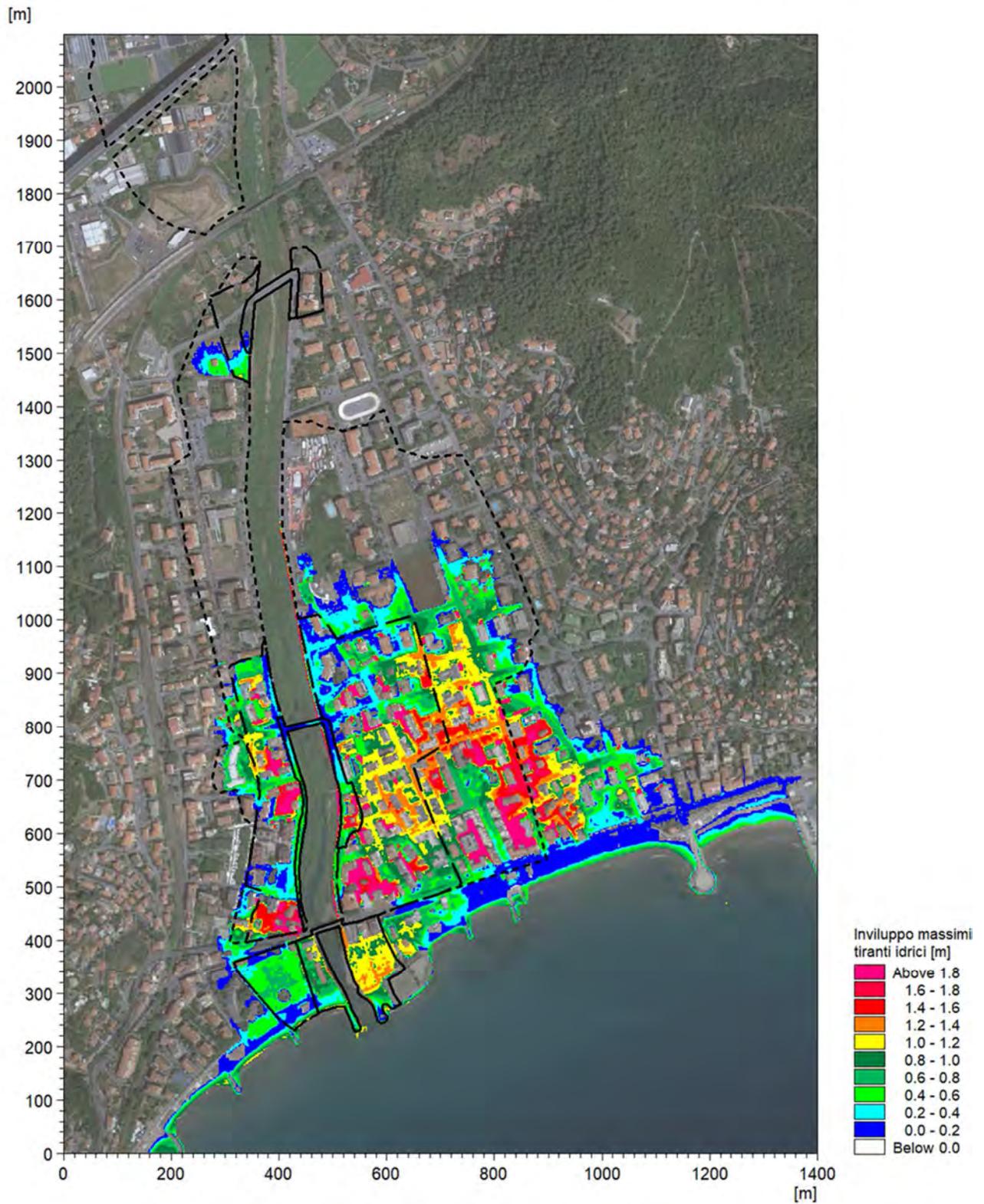


Figura 59 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_A3 (ostruzione ponte Aurelia). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.2.4 SIM_B1: evento di piena TR50

In Figura 60 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per l'evento di piena TR50. In Figura 61 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

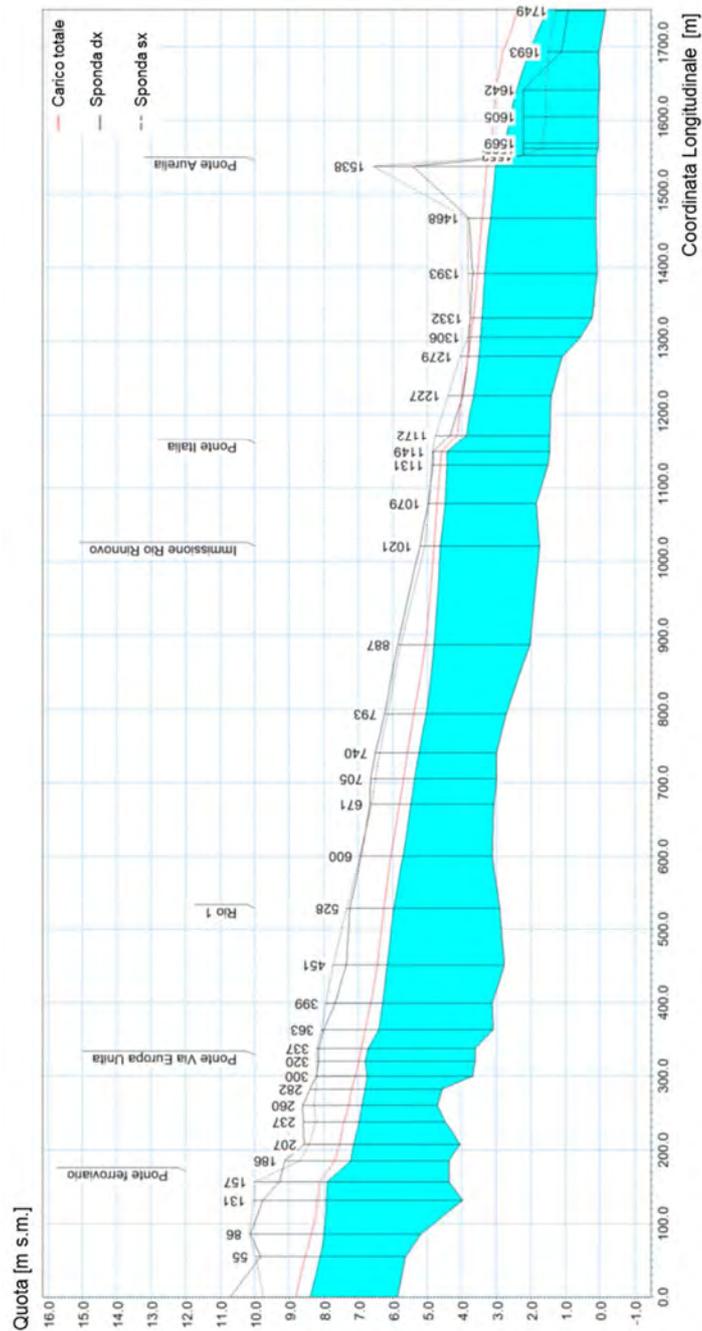


Figura 60 - Profilo di involucro dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_B1 (ostruzione ponte Italia 61).

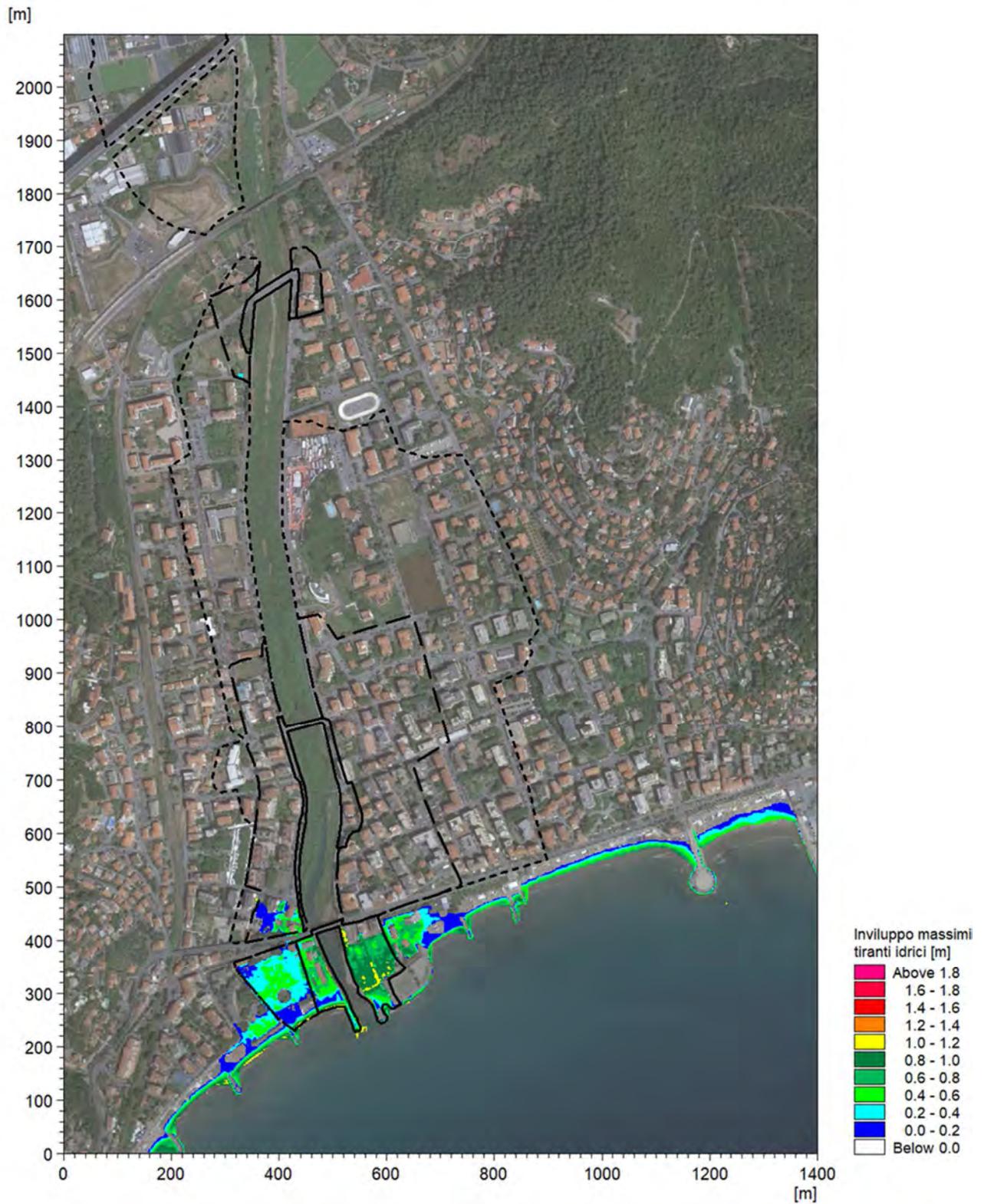


Figura 61 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_B1 (ostruzione ponte Italia 61). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.2.5 SIM_B2: evento di piena TR200

In Figura 62 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per l'evento di piena TR200. In Figura 63 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

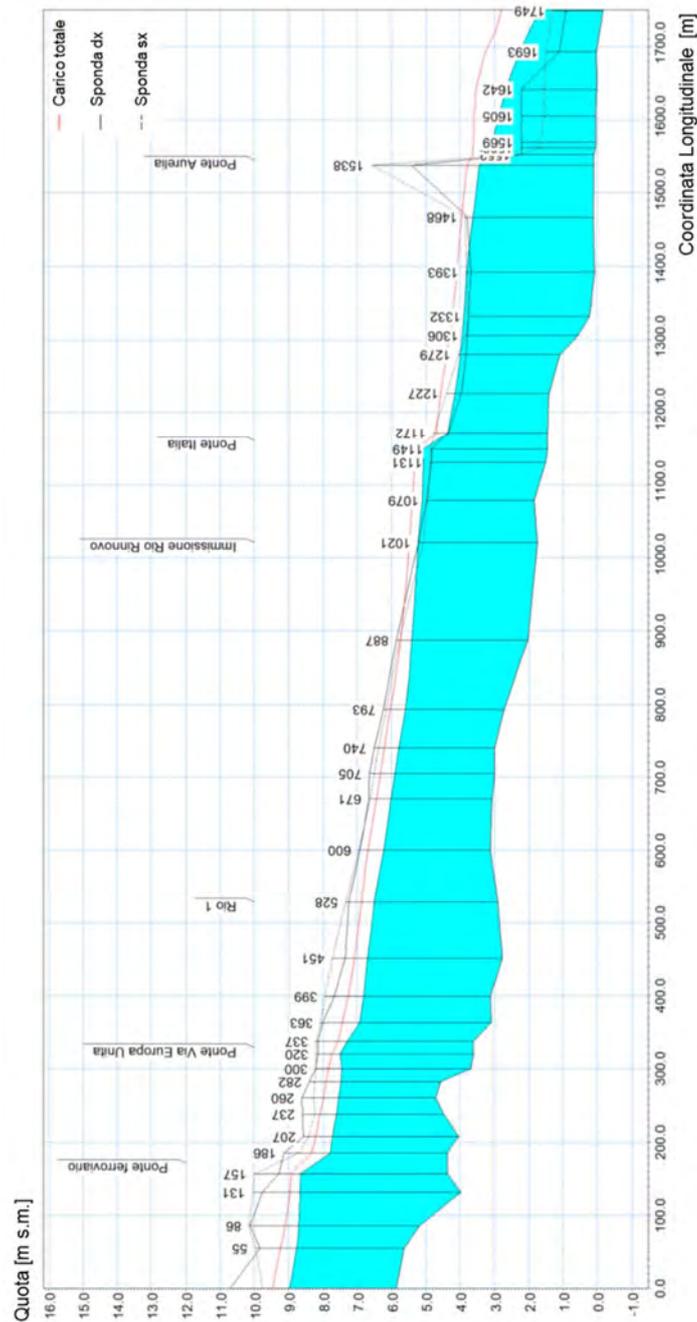


Figura 62 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_B2 (ostruzione ponte Italia 61).

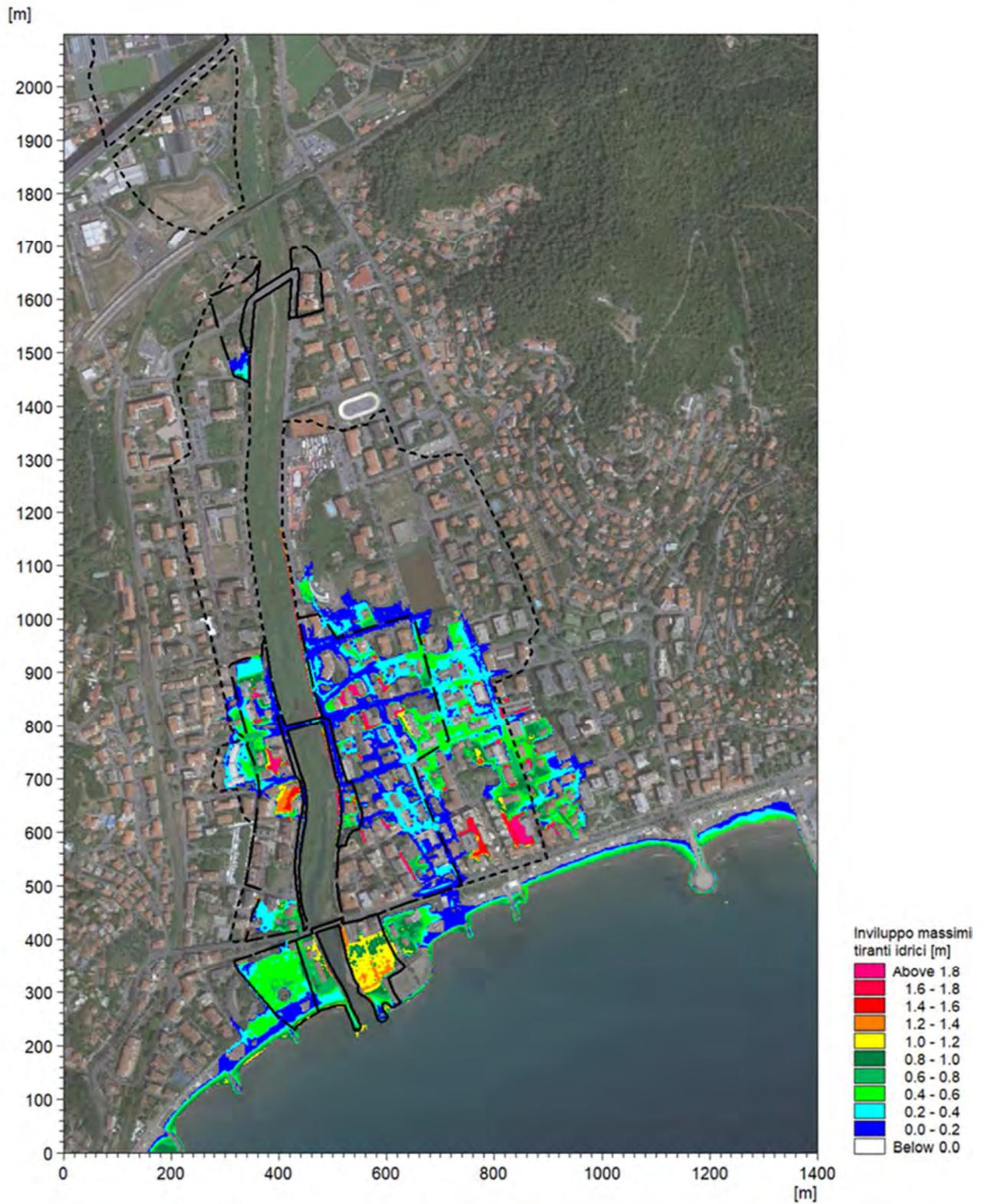


Figura 63 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_B2 (ostruzione ponte Italia 61). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.2.6 SIM_B3: evento di piena cinquecentennale

In Figura 64 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per l'evento di piena TR500. In Figura 65 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

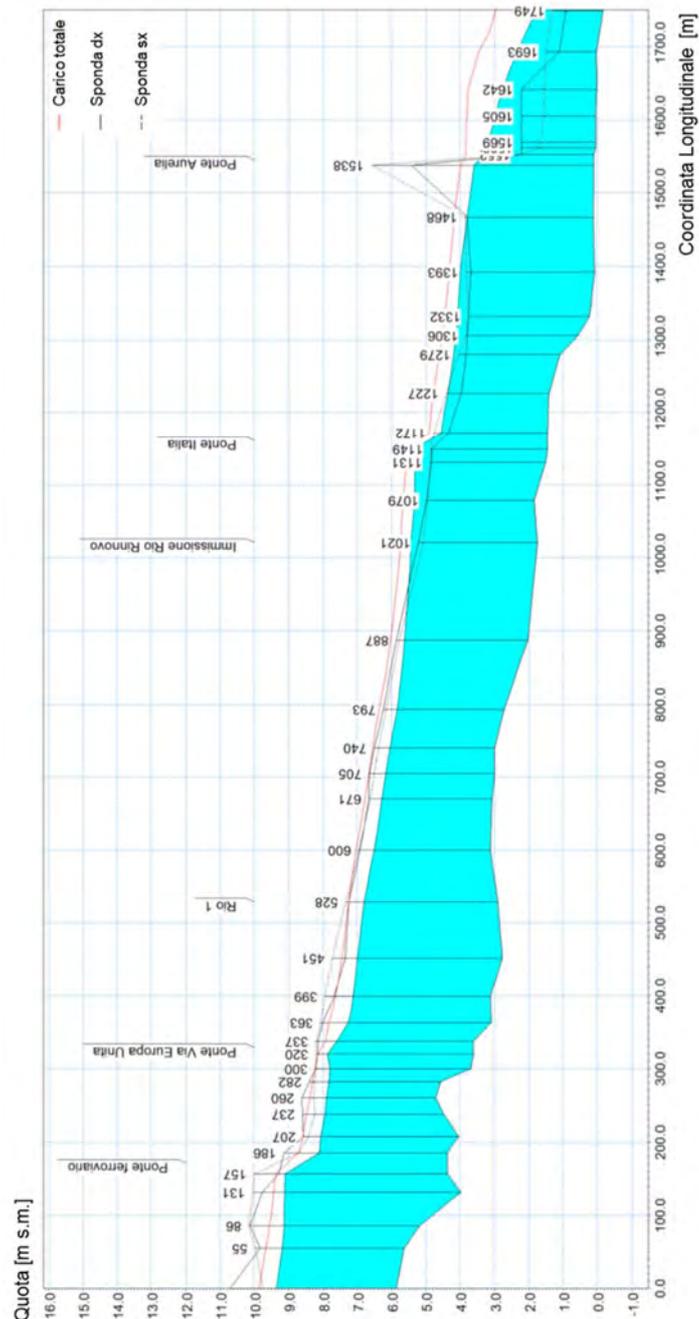


Figura 64 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_B3 (ostruzione ponte Italia 61).

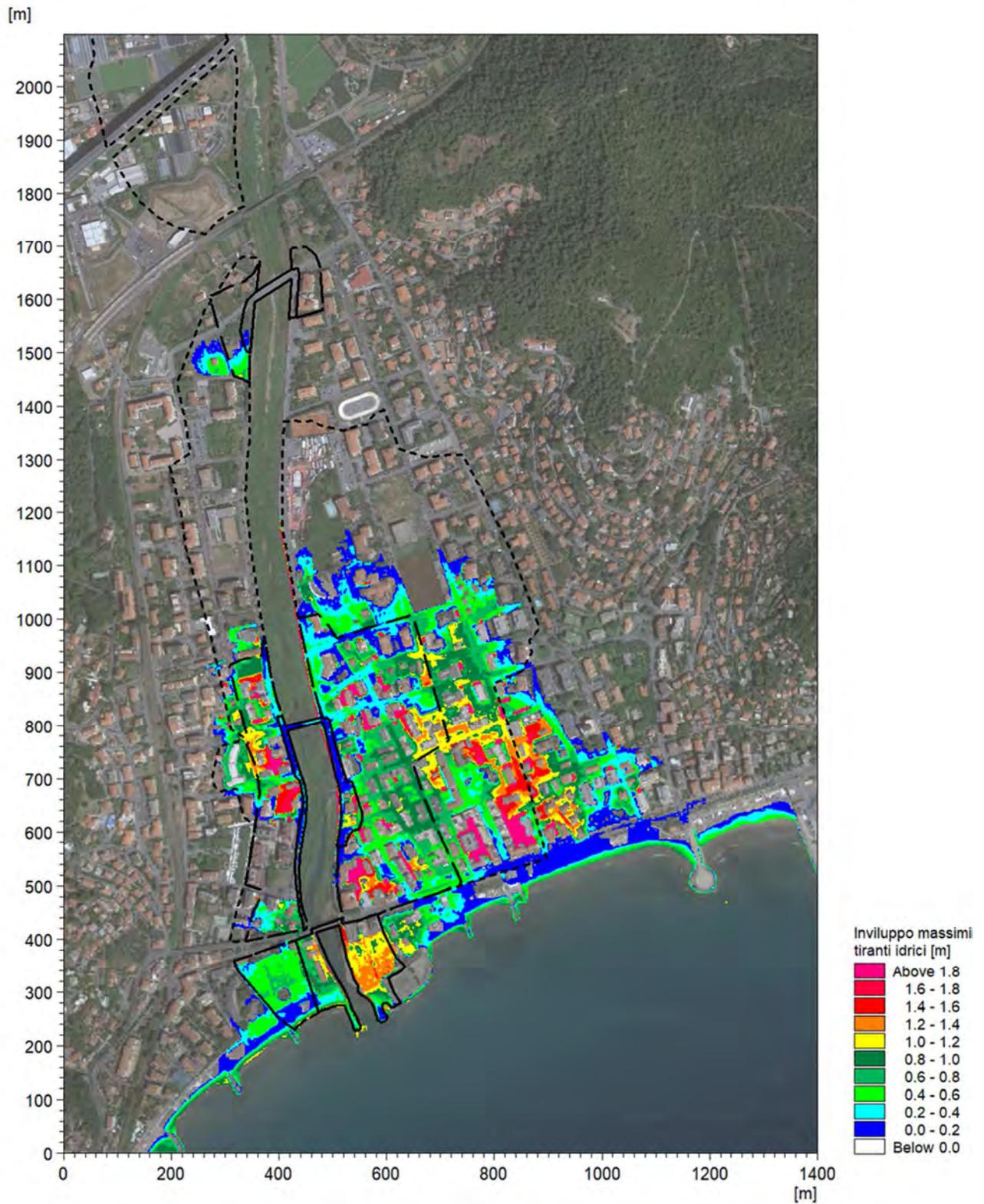


Figura 65 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_B3 (ostruzione ponte Italia 61). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.3 Variazione di scabrezza (SIM_C)

Il parametro di scabrezza associato all'alveo inciso regola le perdite per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dei canali di deflusso e risulta funzione della tipologia di alveo considerato. Valori del coefficiente di Gauckler-Strickler K_s minori, a parità di geometria e portata considerata, implicano profondità maggiori della corrente nel corso d'acqua.

I coefficienti di scabrezza per l'alveo inciso indicati nelle NTA del vigente Piano di Bacino (Tabella 6) definiscono un range di variazione di K_s tra $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per corsi d'acqua naturali con presenza di vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo.

Per il presente studio all'alveo del torrente Merula è stato associato un valore unico di K_s pari a $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, in funzione delle condizioni osservate in sito e congruentemente con i valori assunti dal modello pregresso su cui si basa il vigente PdB.

Per analizzare la sensibilità dei risultati del modello a questo parametro il valore del K_s associato all'intero alveo rappresentato dal modello 1D è stato ridotto al minimo indicato dal PdB per questa tipologia di corso d'acqua, ovvero $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (-11%).

Tale condizione può essere associabile alla presenza in alveo di vegetazione maggiormente fitta e sviluppata rispetto allo stato attuale osservato nel corso dei sopralluoghi, o alla presenza di elementi interferenti con il deflusso (ad esempio locali depositi di sedimento e/o materiale trasportato che riducano l'efficienza delle sezioni).

Sono state eseguite tre simulazioni, associate ai diversi tempi di ritorno:

- SIM_C1: K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50);
- SIM_C2: K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200);
- SIM_C3: K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500);

La geometria del modello e le restanti condizioni al contorno sono invariate rispetto a quanto descritto nel capitolo 4.

6.3.1 SIM_C1: evento di piena TR50

In Figura 66 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario con valore del coefficiente di Gauckler-Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per l'evento di piena TR50. In Figura 67 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

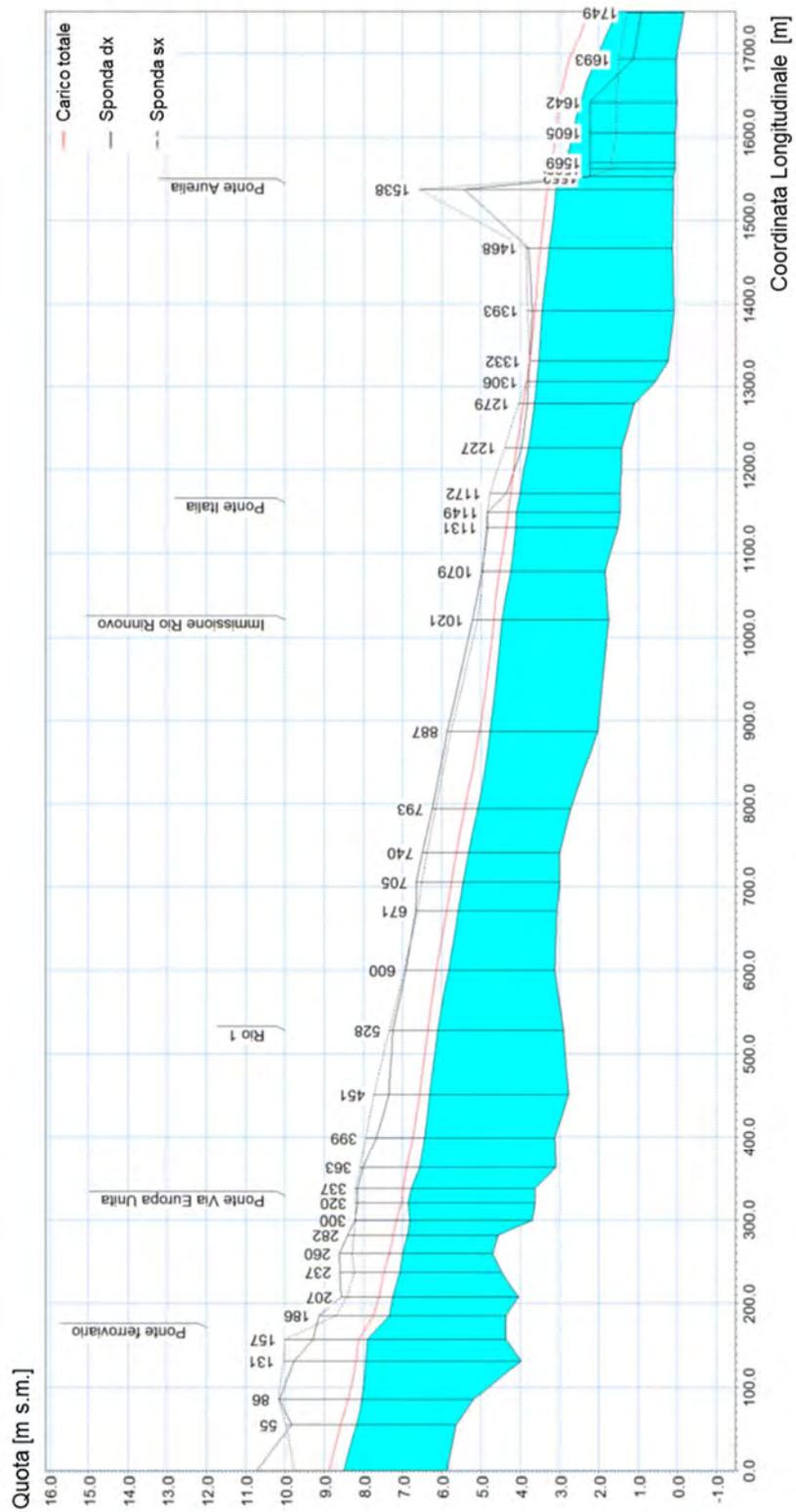


Figura 66 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_C1 (coefficiente di scabrezza ridotto).

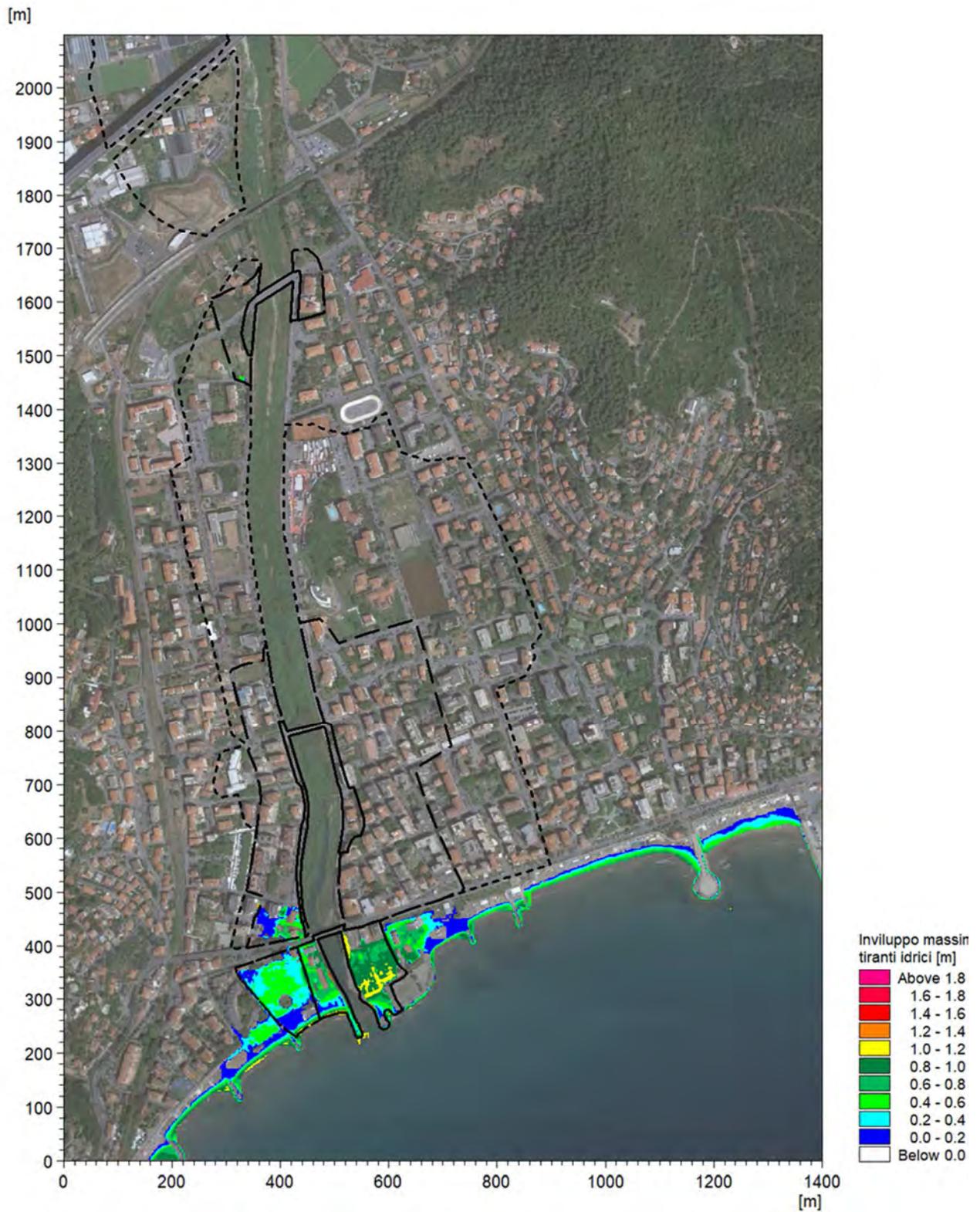


Figura 67 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_C1 (coefficiente di scabrezza ridotto). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.3.2 SIM_C2: evento di piena TR200

In Figura 68 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario con valore del coefficiente di Gauckler e Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per l'evento TR200. In Figura 69 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

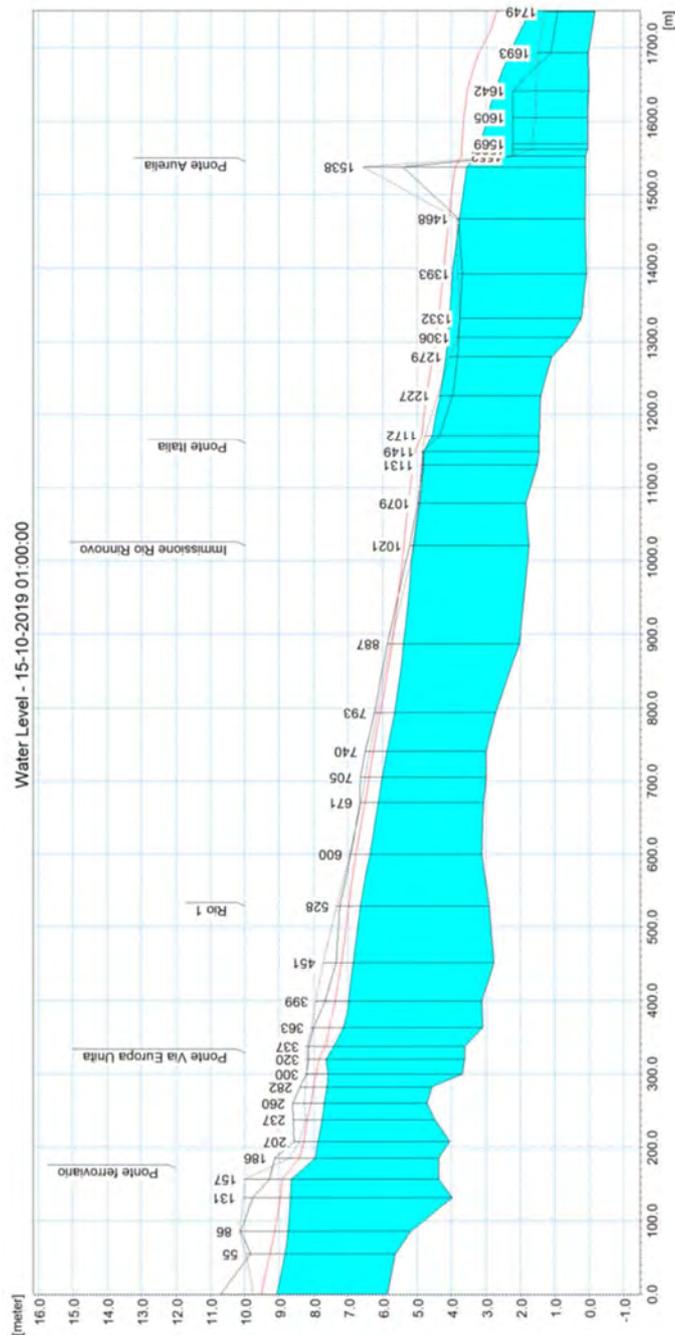


Figura 68 - Profilo di involucro dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_C2 (coefficiente di scabrezza ridotto).

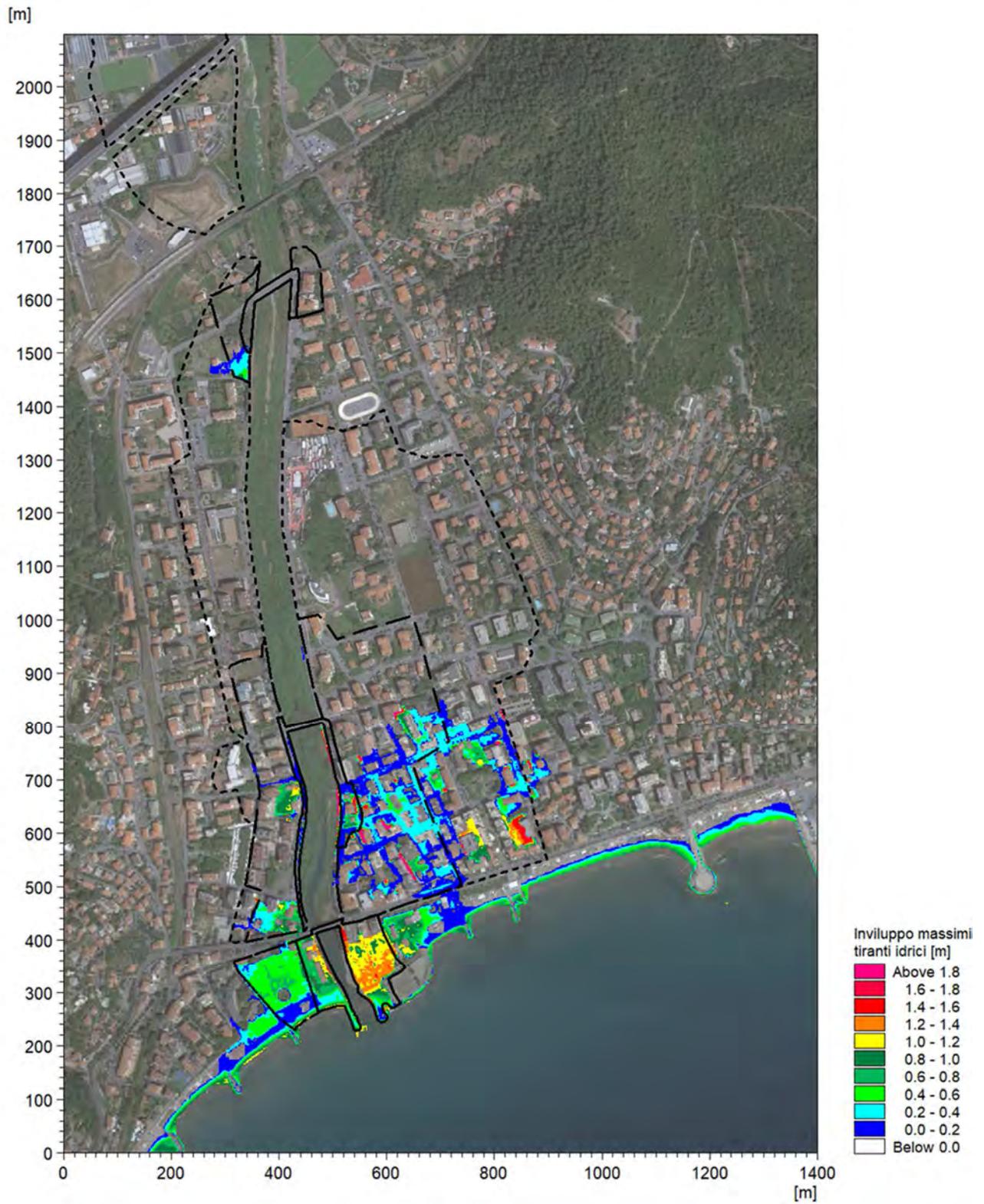


Figura 69 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_C2 (coefficiente di scabrezza ridotto). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.3.3 SIM_C3: evento di piena TR500

In Figura 70 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario con valore del coefficiente di Gauckler e Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per l'evento TR500. In Figura 71 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

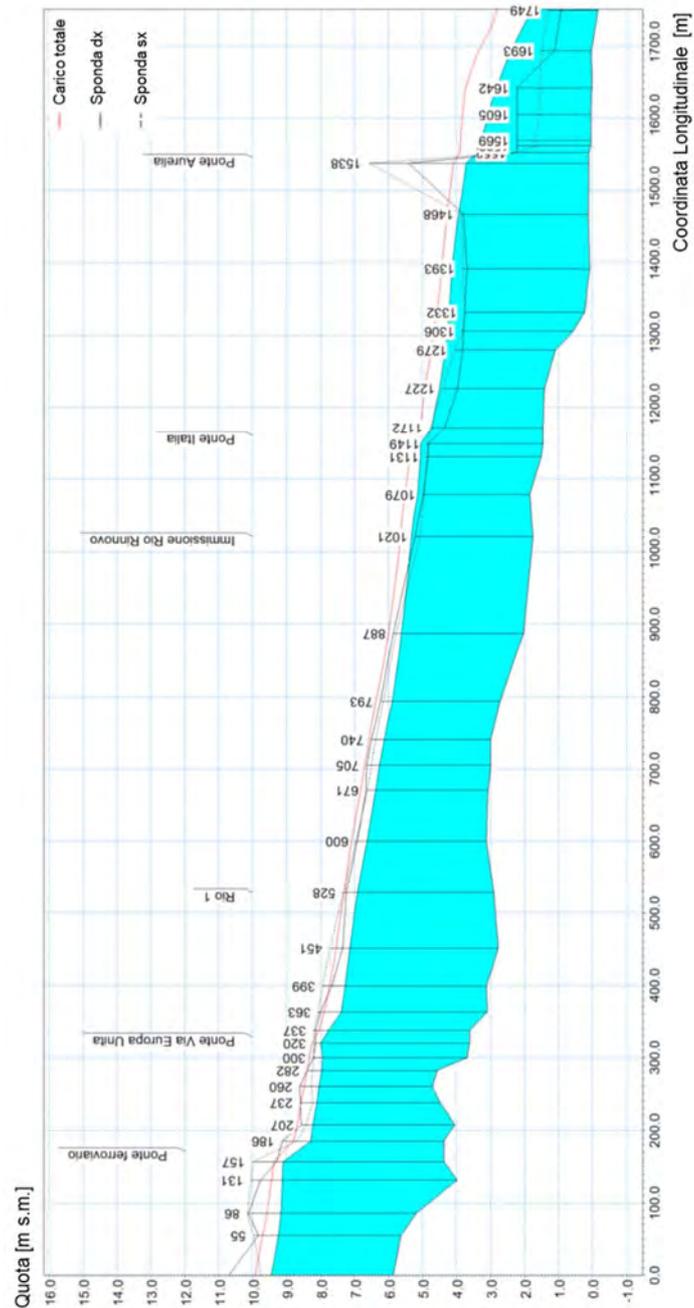


Figura 70 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_C3 (coefficiente di scabrezza ridotto).

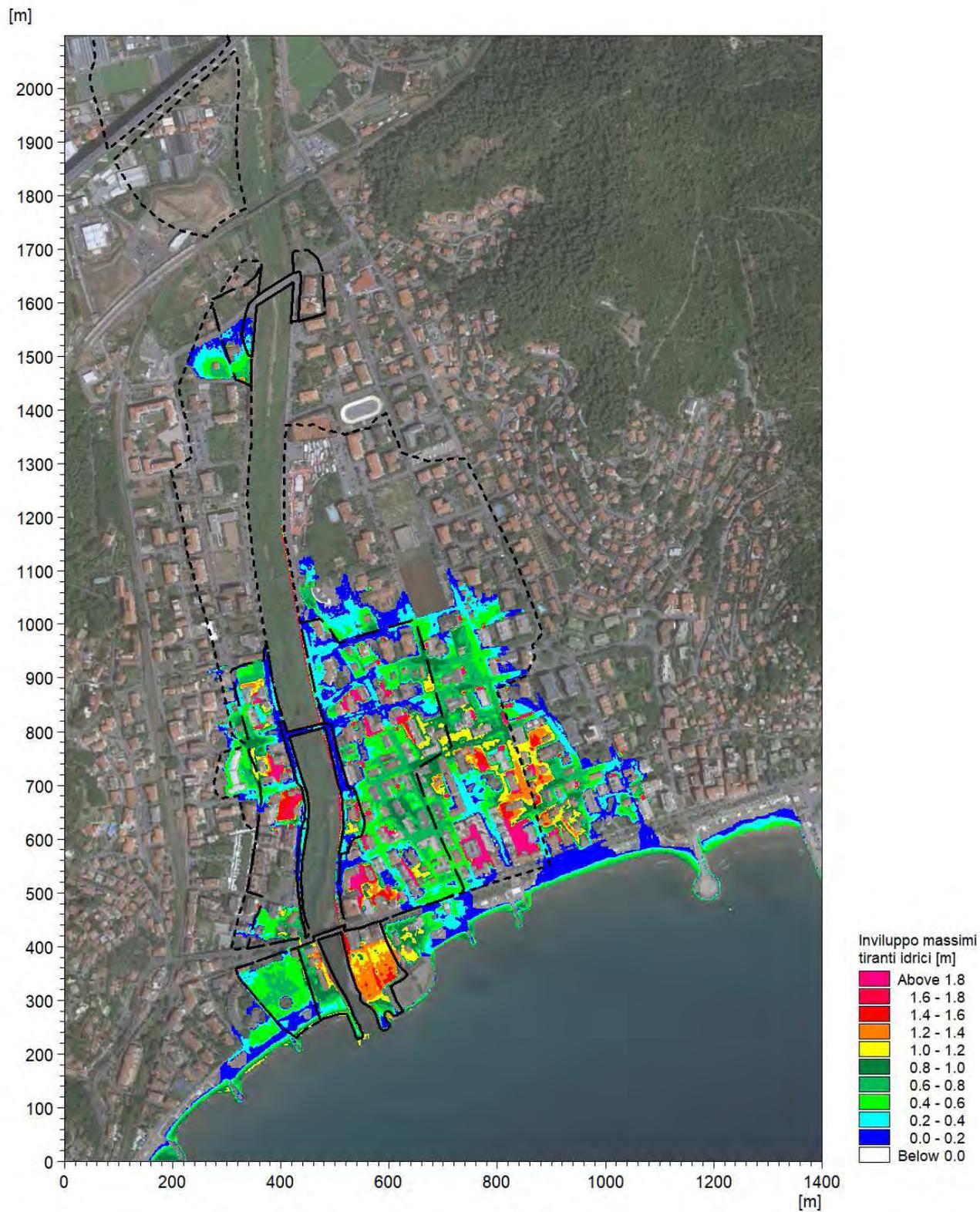


Figura 71 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_C3 (coefficiente di scabrezza ridotto). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.4 Annullamento del franco idraulico (SIM_D)

Obiettivo del presente scenario è la valutazione della pericolosità residua nelle aree esterne all'alveo all'annullamento del margine di sicurezza dell'analisi idraulica, ovvero del franco idraulico minimo richiesto dal Piano di Bacino (0,50 m).

Tale condizione è stata rappresentata nel modello mediante una modifica della geometria delle sezioni del corso d'acqua consistente nell'innalzamento del fondo medio di un valore pari a 0,50 m (si è mantenuta la forma originaria delle sezioni, traslando rigidamente verso l'alto i punti descrittivi del fondo alveo, e raccordando le sponde).

Tale scenario risulta meno fisicamente basato rispetto ai precedenti, direttamente associabili a un fenomeno fisico (ostruzione di un'arcata di un ponte, maggior crescita di vegetazione), per quanto un analogo effetto possa essere conseguente a eventuali fenomeni di sovralluvionamento legati ai processi morfologici e di trasporto solido che non vengono considerati dal presente studio.

Sono state eseguite tre simulazioni, associate ai diversi tempi di ritorno:

- SIM_D1: innalzamento del fondo medio per evento con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50);
- SIM_D2: innalzamento del fondo medio per evento con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200);
- SIM_D3: innalzamento del fondo medio per evento con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500).

6.4.1 SIM_D1: evento di piena TR50

In Figura 72 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena TR50.

In Figura 73 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

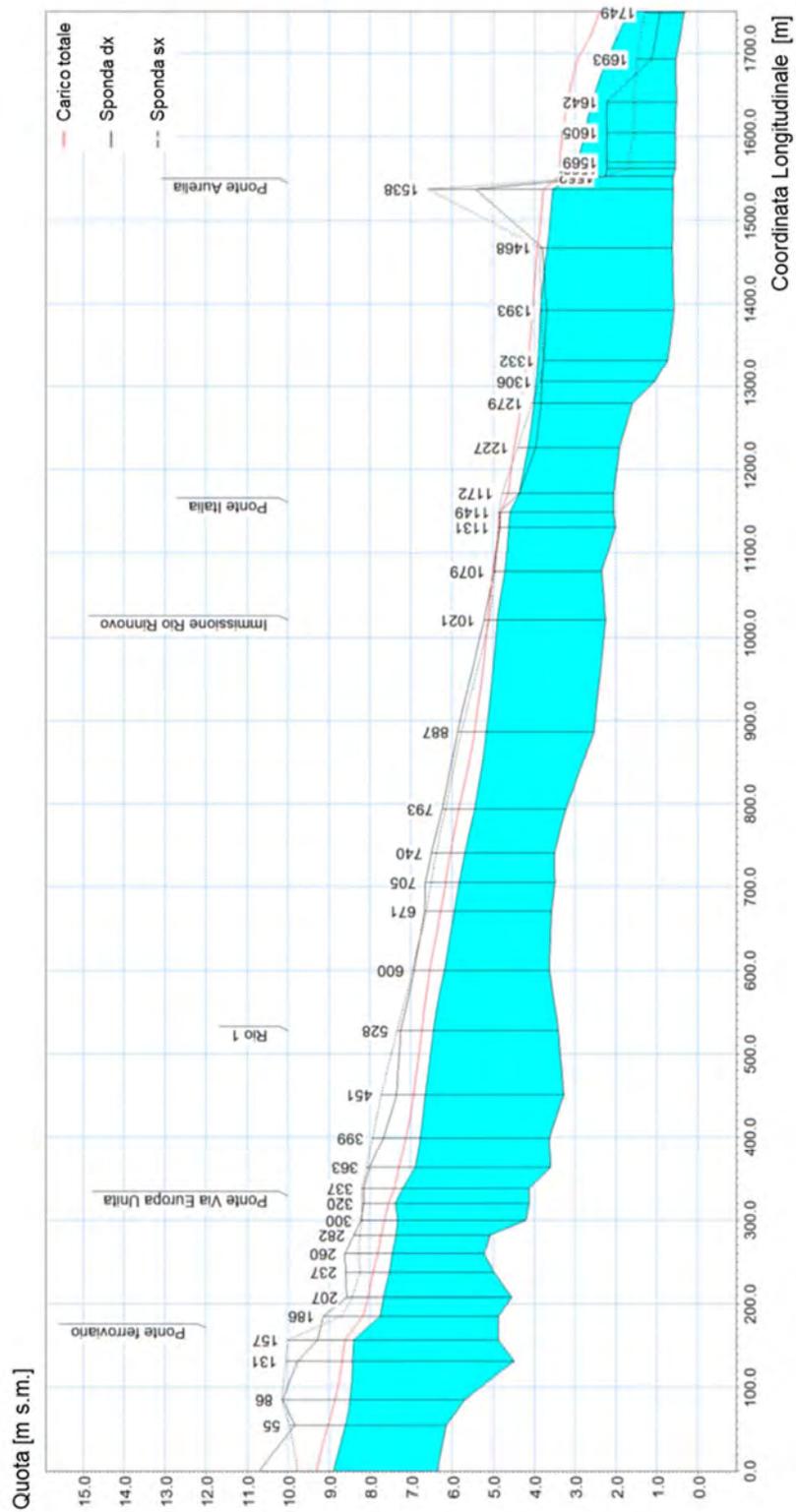


Figura 72 - Profilo di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_D1 (innalzamento fondo medio).

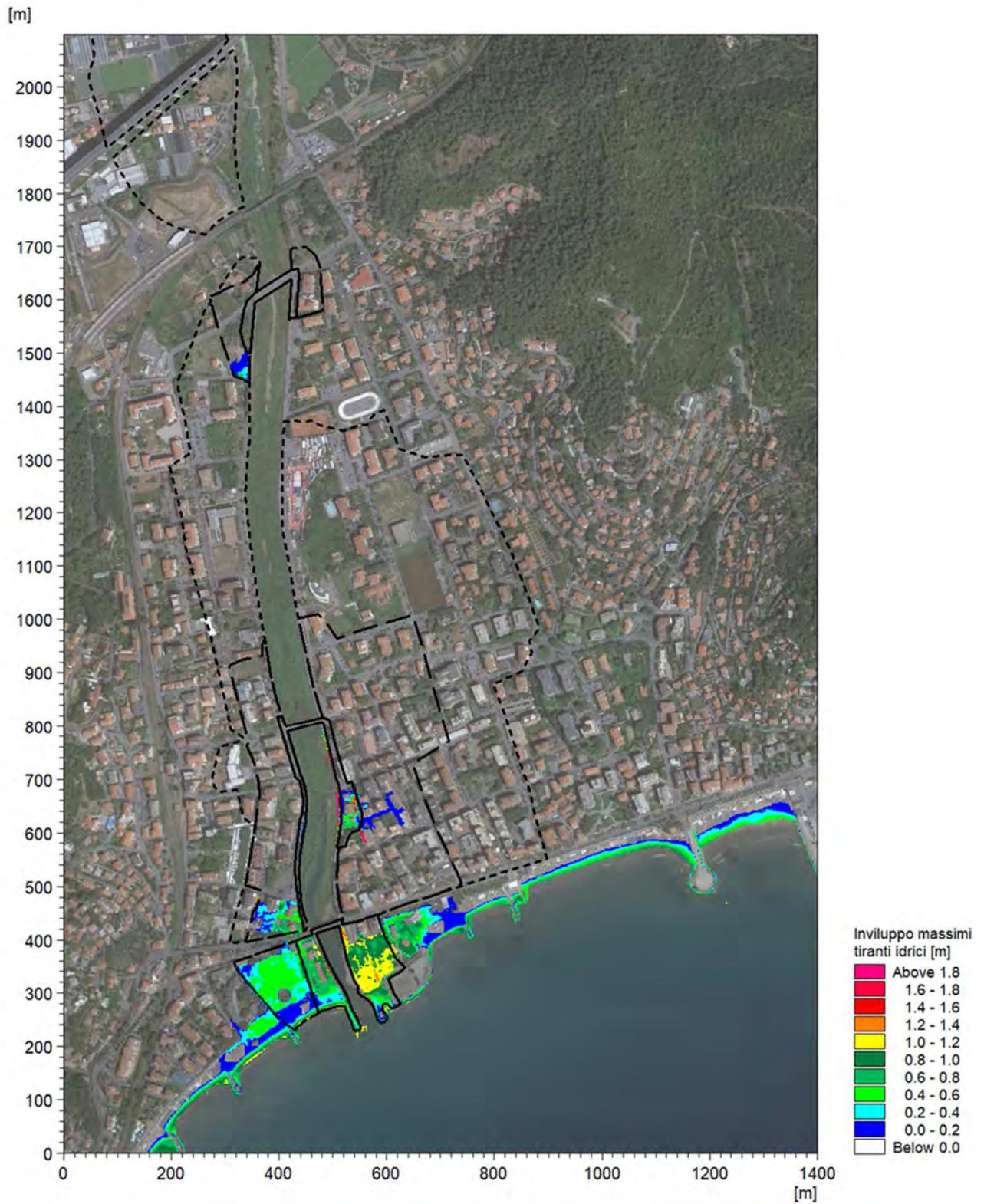


Figura 73 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=50 anni, SIM_D1 (innalzamento fondo medio). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.4.2 SIM_D2: evento di piena TR200

In Figura 74 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena TR200. In Figura 75 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

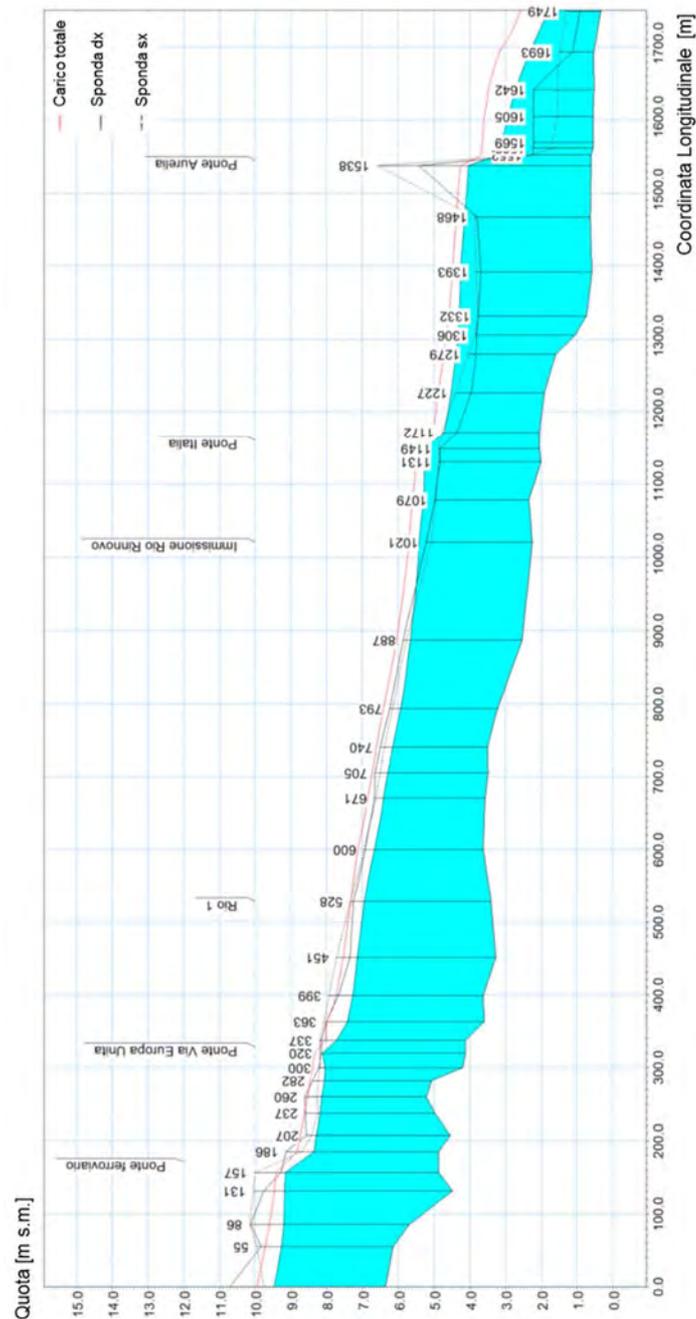


Figura 74 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_D2 (innalzamento fondo medio).

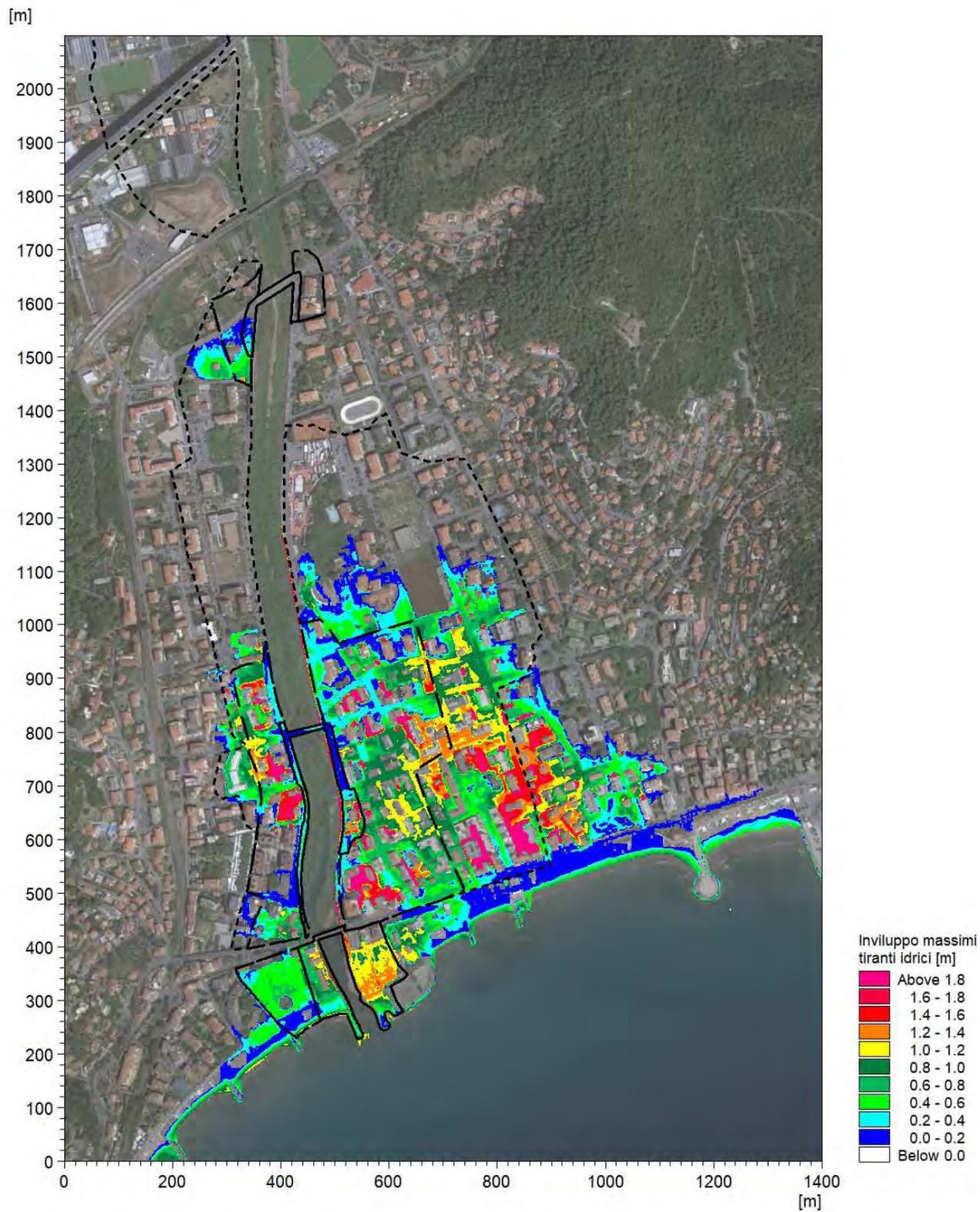


Figura 75 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=200 anni, SIM_D2 (innalzamento fondo medio). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.4.3 SIM_D3: evento di piena TR500

In Figura 76 è rappresentato graficamente il profilo di corrente relativo all'involuppo dei massimi livelli idrici dello scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena TR500. In Figura 77 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime altezze d'acqua (o tiranti idrici) rispetto al piano campagna verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

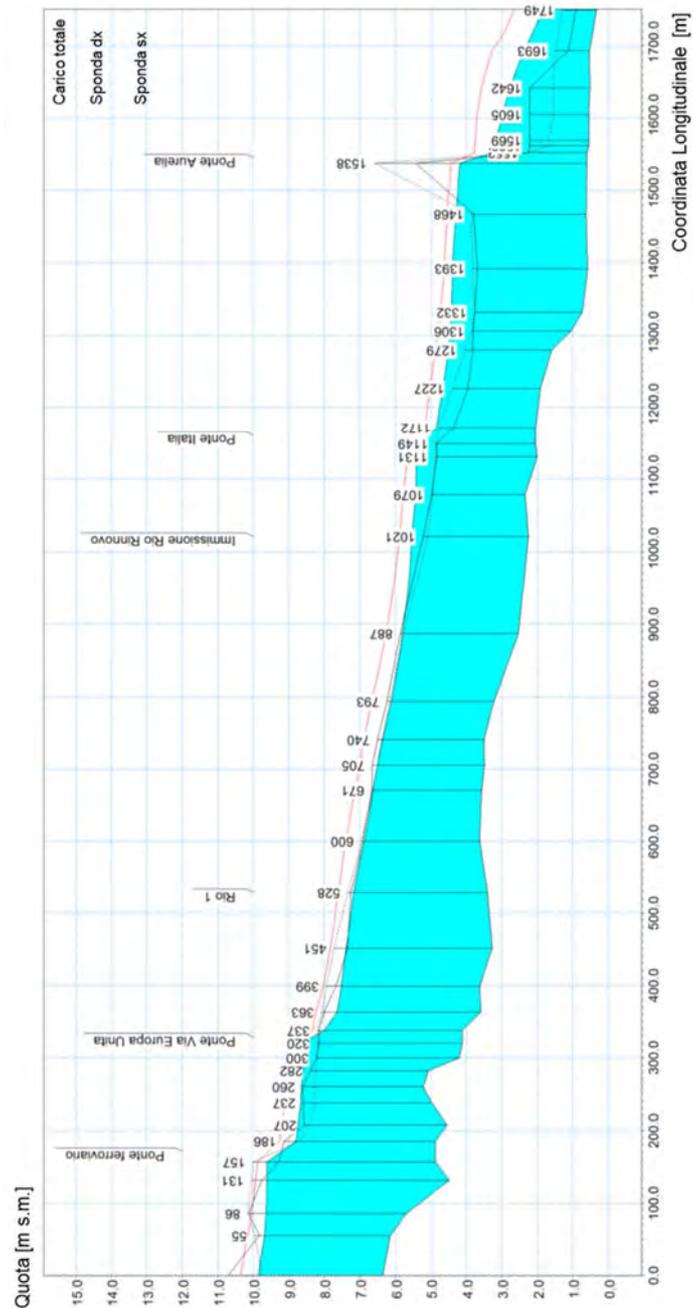


Figura 76 - Profilo di involuppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_D3 (innalzamento fondo medio).

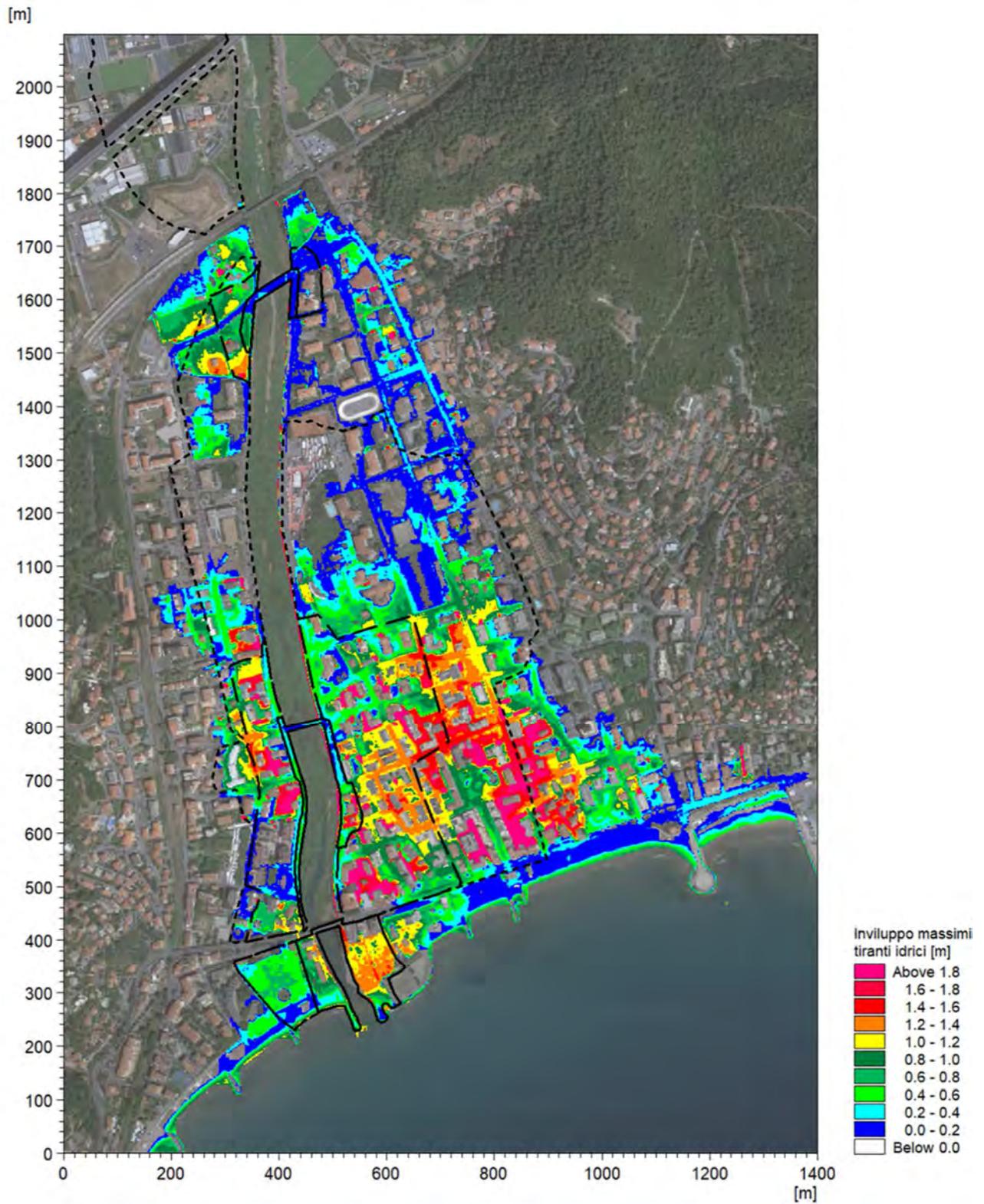


Figura 77 - Distribuzione delle massime altezze d'acqua rispetto al piano campagna per l'evento di piena con TR=500 anni, SIM_D3 (innalzamento fondo medio). Sono rappresentate le fasce del PAI; fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

6.5 Analisi dei risultati degli scenari di simulazione integrativi.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalle simulazioni degli scenari integrativi, descritti nei capitoli precedenti, si riscontra come effettivamente il modello risulti piuttosto sensibile a variazioni dei parametri idraulici o della geometria, particolarmente per quanto riguarda l'estensione delle esondazioni nel tratto compreso tra circa 150 m a monte del ponte Italia 61 e il ponte dell'Aurelia.

Si osserva come sia sufficiente una relativamente modesta variazione della scabrezza dell'alveo (circa l'11% - SIM_C), associabile ad esempio a una maggiore presenza di vegetazione rispetto alla situazione attuale, per ampliare significativamente l'estensione degli allagamenti in sponda sinistra, anche al di là dell'attuale limite esterno di fascia C (sia per TR200 che per TR500). Tale ampliamento si verifica a fronte di un incremento dei livelli di massima piena che non supera i 20 cm per l'evento TR200.

Una parziale ostruzione di uno dei due ponti presenti nel tratto, di entità non inverosimile (20%) in relazione al materiale solido che potrebbe essere trasportato da un evento di piena gravoso, produce effetti ancora maggiori, con più ampie aree allagate anche in sponda destra: l'estensione delle esondazioni per TR200 si approssima a quella riscontrata per TR500 nella simulazione "base" SIM_3.

Per TR200, lo scenario D2 (analisi della pericolosità residua per annullamento del franco) risulta praticamente un involuppo delle aree allagate degli scenari A2 e B2 (ostruzione parziale dei due ponti), e i vari scenari tendono a convergere sulla definizione di un'area di pericolosità moderata (fascia B) piuttosto simile e decisamente più ampia (soprattutto verso Est) rispetto all'attuale.

Diverso è il discorso per l'evento TR50: in questo caso solo per lo scenario di ostruzione del ponte dell'Aurelia si riscontra un significativo incremento delle esondazioni (che si attestano sostanzialmente sull'attuale perimetrazione di fascia B per il tratto a Sud di via dei Mille – circa coincidenti con gli allagamenti dello scenario TR200 della configurazione "base", SIM_2). L'ostruzione del ponte Italia 61 non produce esondazioni per TR50 (scenario identico a quello "base" SIM_1), mentre lo scenario D1 restituisce solo un modesto "sforamento" dell'attuale fascia A.

Per l'evento TR500 le configurazioni A, B, C sono sostanzialmente sovrapponibili, mentre lo scenario D3 risulta significativamente più gravoso in termini di estensione delle aree allagate, particolarmente, nella metà meridionale dell'area di studio, verso levante (fino a via Cuneo e al limitare dell'area del porto turistico) e ponente (arrivando quasi a lambire via Carminati all'altezza di via IV Novembre).

Si conferma come la metà settentrionale del dominio di calcolo sia scarsamente interessata da esondazioni, che si riscontrano solo per lo scenario D3, a meno di un'area depressa in destra, poco a valle del ponte ferroviario, protetta dall'allagamento diretto dalla stradina di sponda che in questo tratto funge da rilevato arginale, ma allagata dalla portata che fuoriesce dall'apertura laterale realizzata nel tombino del Rio 1, per risalita dei livelli di piena del Merula.

Nello scenario D3 le esondazioni che si riscontrano a monte del ponte di via Europa Unita si incanalano lungo la direttrice preferenziale di via San Lazzaro interessando quindi un'area più ampia dell'attuale perimetrazione di fascia C.

Relativamente ai livelli idrici in alveo in corrispondenza delle strutture, si può osservare quanto segue.

- Per il tratto tra il ponte Italia 61 e il ponte dell'Aurelia gli scenari più sfavorevoli risultano come già descritto quelli di parziale ostruzione di quest'ultimo (SIM_A) e di annullamento del franco minimo (SIM_D). Il franco idraulico massimo (riferito alla quota di intradosso in chiave) per TR200 per il ponte dell'Aurelia (pari a 1,12 m nello scenario "base" SIM_2), si riduce a 0,27 m e 0,57 m rispettivamente per lo scenario SIM_A2 e SIM_D2. Per lo scenario SIM_B2 e SIM_C2 il franco massimo è confrontabile con quello dalla SIM_2.
- Nel tratto soggetto ad esondazione a monte del ponte Italia 61, lo scenario più sfavorevole è SIM_D. Già nello scenario "base" SIM_2 il ponte mostra per TR200 un funzionamento in pressione con franco idraulico negativo pari a -0,67 m. Per gli scenari SIM_D, SIM_B, SIM_A e SIM_C tale differenza risulta rispettivamente pari a -1,26 m, -1,08 m, -0,91 m, -0,81 m.

7. PROPOSTA DI RIPERIMETRAZIONE DELLE AREE DI PERICOLOSITÀ

7.1 Perimetrazione delle fasce di inondabilità

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 tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni del corso d'acqua esaminato, considerando una pluralità di scenari per la verifica delle condizioni di pericolosità residua associate alla carenza di franco idraulico.

In relazione ai risultati ottenuti è stata effettuata una proposta di ripermetrazione delle fasce di pericolosità idraulica vigenti (cfr. capitolo 2.1).

Secondo i criteri definiti dal Piano di Bacino e dalla specifica normativa vigente, il tracciamento delle fasce A, B e C è da condurre considerando l'involuppo delle aree interessate da allagamenti per tempi di ritorno rispettivamente di 50, 200 e 500 anni con riferimento alla condizione più gravosa tra i vari scenari simulati.

L'analisi di sensitività svolta ha mostrato come particolarmente la porzione di valle del tratto di studio, da circa 150 m a monte del ponte Italia 61 fino alla foce, sia soggetta a significativi incrementi di aree allagabili a fronte di modifiche anche contenute dei parametri idraulici o delle geometrie.

Occorre a questo proposito considerare come la normativa vigente dei piani di bacino regionali indichi che le aree inondabili sono determinate "nei tratti in cui le portate di massima piena, corrispondenti ai vari tempi di ritorno, non trovano più capienza certa nell'alveo, tenendo conto quindi della tolleranza con cui sono determinati i livelli idrici attraverso un adeguato franco". Inoltre, negli indirizzi ex DGR 16/2007 è segnalata la necessità, in casi di carenza di franco, di analizzare le condizioni di pericolosità residua.

Si ritiene pertanto opportuno, in sintesi, fare riferimento per il tracciamento delle fasce di inondabilità alle quantificazioni delle condizioni di pericolosità residua derivanti dagli scenari di simulazione "integrativi" eseguiti. In particolare lo scenario D si configura come un sostanziale involuppo degli effetti prodotti dagli altri scenari, riferiti a modificazioni più puntuali (come la parziale ostruzione di un singolo ponte) e risulta complessivamente la condizione più gravosa.

Il tracciamento delle nuove fasce di inondabilità proposte pertanto è stato basato sulla massima estensione delle aree allagabili restituite dallo scenario D. I risultati ottenuti sono rappresentati in Figura 78.

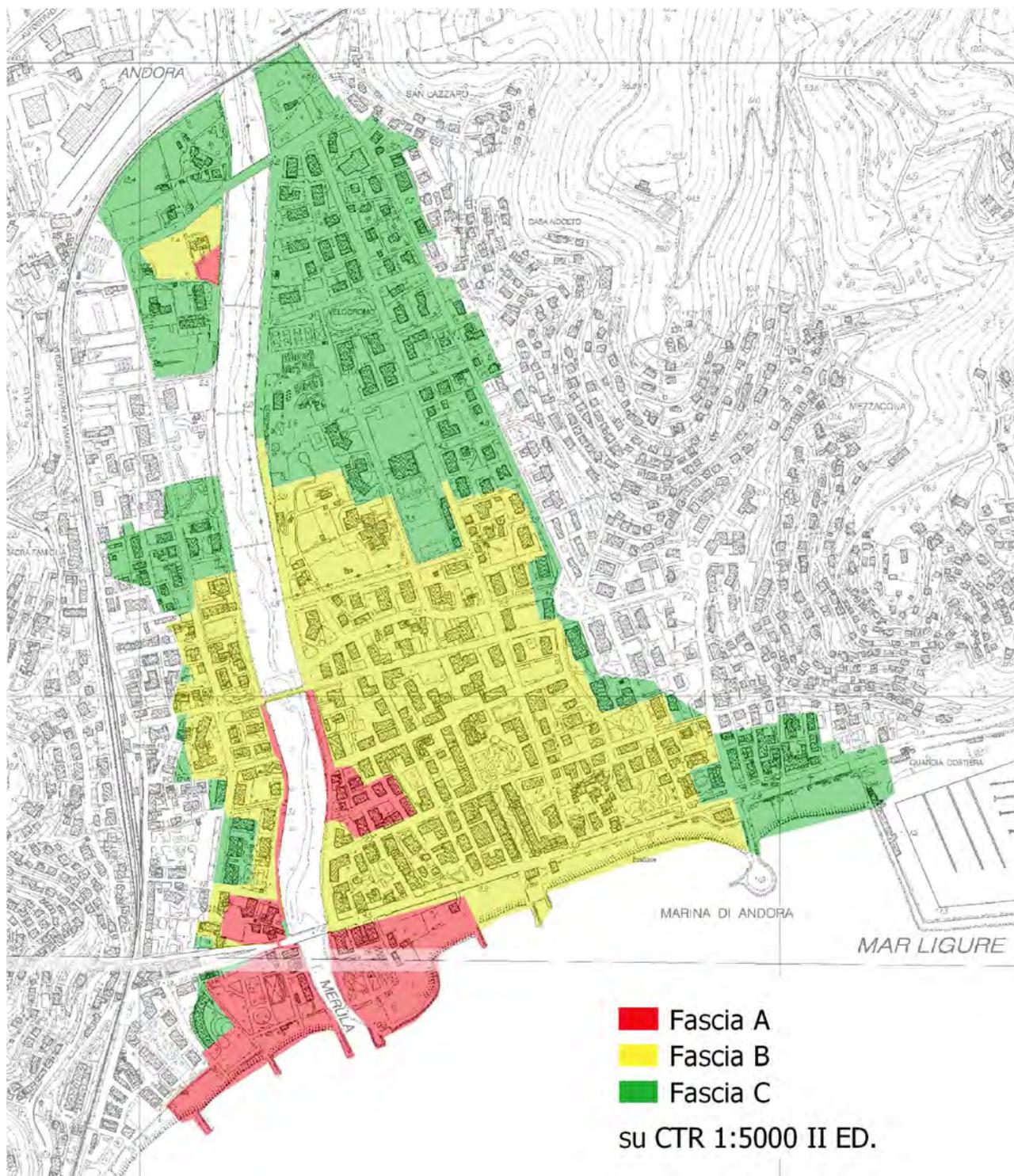


Figura 78 – Estensione delle nuove fasce A, B e C proposte per il torrente Merula.

Per immediato riscontro delle variazioni introdotte rispetto alle perimetrazioni del vigente PdB, si riporta in Figura 79 una sovrapposizione di queste ultime con gli ambiti di pericolosità definiti dal presente studio.

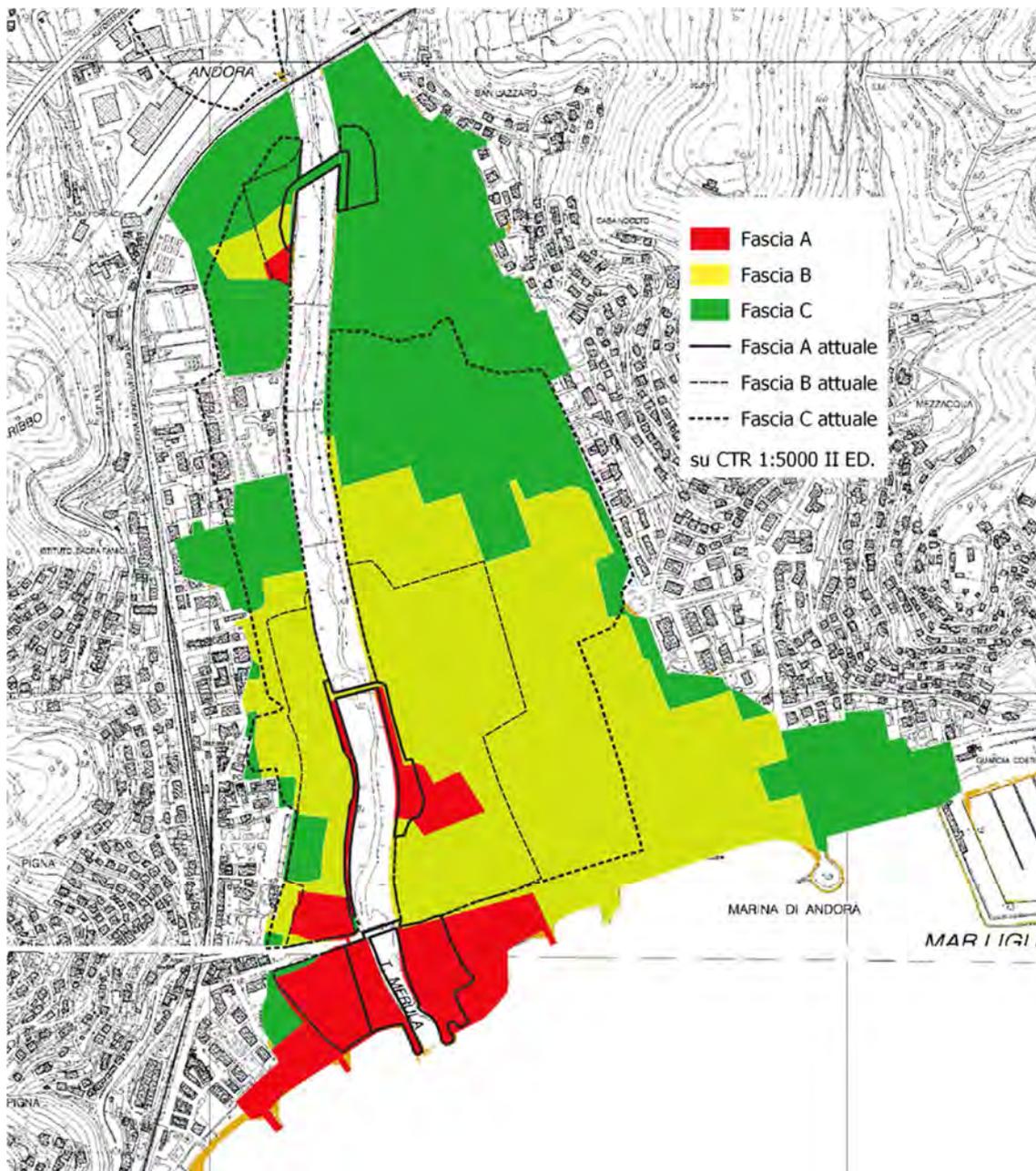


Figura 79 – Estensione delle nuove fasce A, B e C proposte per il torrente Merula a confronto con le attuali fasce del PAI: fascia A con linea nera continua, fascia B con linea nera tratteggiata e fascia C con linea nera puntinata.

La fascia A proposta (area di colore rosso), associata all'evento TR50, presenta una maggior estensione rispetto a quella vigente (area delimitata da linea nera continua), innanzitutto a valle del ponte dell'Aurelia.

In questa zona l'attuale fascia A del PAI è limitata alle aree in prossimità delle sponde del corso d'acqua, ma le consistenti portate esondate si propagano maggiormente in direzione laterale prima di trovare recapito in mare. Inoltre gli allagamenti si propagano anche verso Nord attraverso il sottopasso in corrispondenza di Vicolo Sant'Andrea, allagando un'area depressa a monte dell'Aurelia.

Tra il ponte Italia 61 e quello dell'Aurelia viene confermata in destra l'estensione di fascia A attuale, mentre in sinistra si riscontra una contenuta estensione verso Est. In destra è inoltre presente una piccola area di fascia A nel tratto di monte, associata all'allagamento prodotto dai livelli di piena del Merula che risalgono nella tombinatura del Rio 1 e fuoriescono da un'apertura laterale.

La fascia B (associata all'evento TR200) risulta nettamente più ampia dell'attuale, soprattutto in sponda sinistra, estendendosi anche verso levante esternamente all'attuale fascia C. Nel tratto di monte l'area in fascia B è nuovamente associata alle portate fuoriuscite dal tombino del Rio 1.

La differenza più rilevante tra la fascia C (evento TR500) attualmente vigente e la nuova proposta riguarda la maggiore estensione di quest'ultima verso Nord in sinistra idrografica. L'evento di piena cinquecentennale provoca infatti esondazioni che interessano il tratto studiato a partire dal ponte della ferrovia. In sponda destra vi è un tratto deperimetrato, non risultando allagabile in nessuno degli scenari considerati.

7.2 Ambiti normativi di fascia B (ex DGR 91/2013)

Sono state 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 80.

Gli ambiti “B0” e “BB” per il tratto di studio del torrente Merula sono rappresentati in Figura 81 (derivati dai risultati dello scenario SIM_D2). Le aree perimetrare in fascia B risultano prevalentemente associabili a un ambito BB.

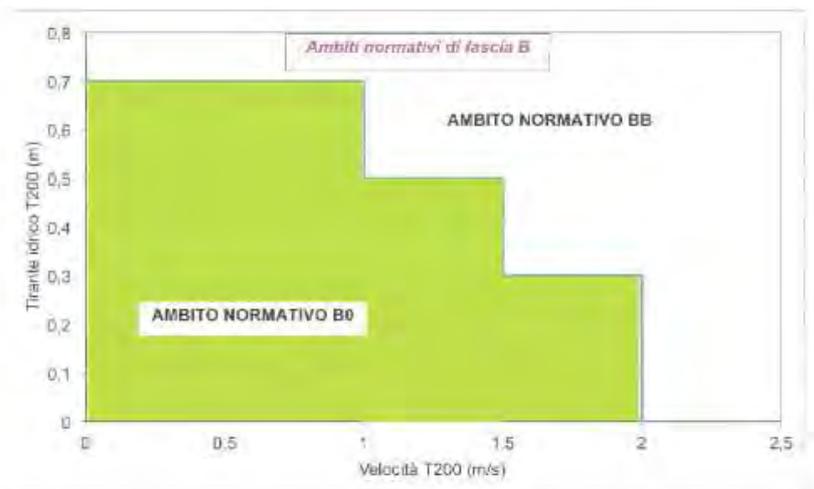


Figura 80 – Definizione delle fasce fluviali BB e B0 ai sensi della DGR 91/2013.

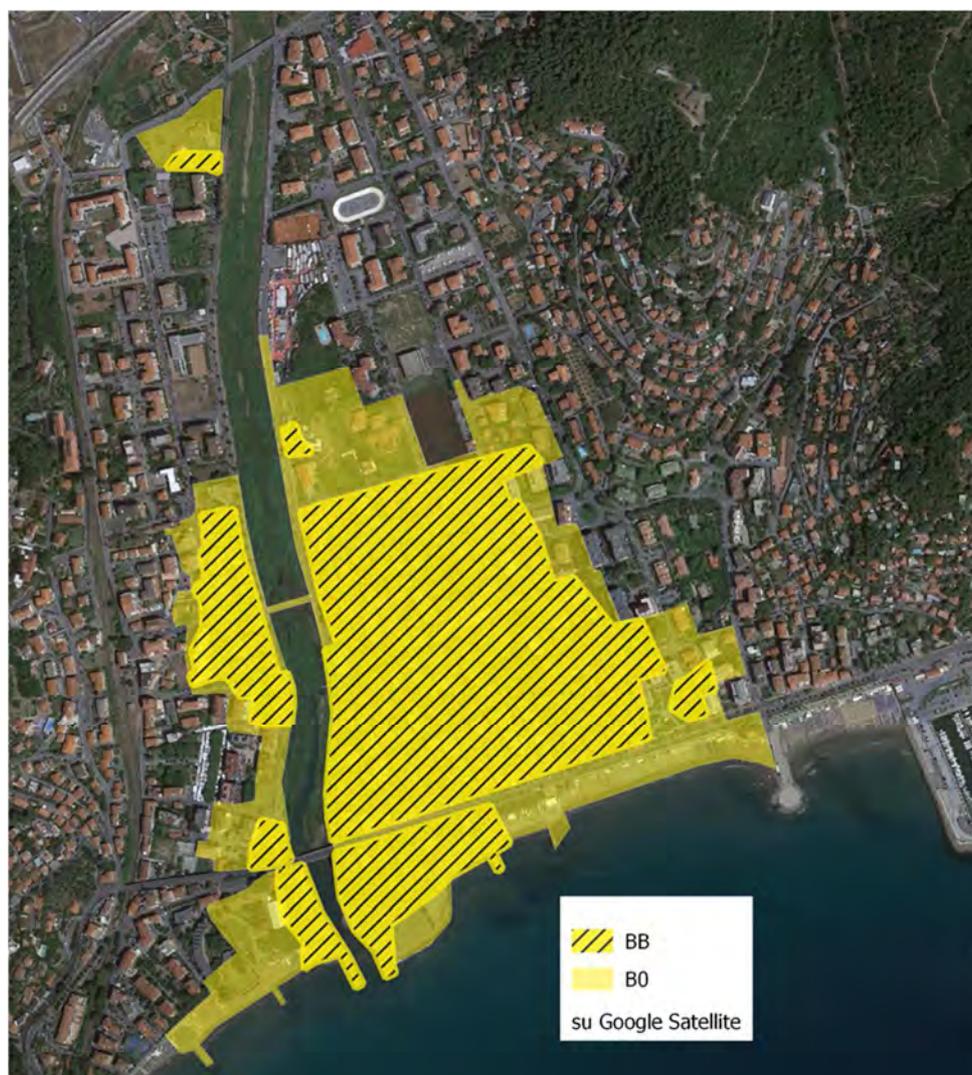


Figura 81 – Definizione delle fasce fluviali BB e B0 ai sensi della DGR 91/2013.

8. INDIVIDUAZIONE DI MASSIMA DI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO

La pianificazione vigente del Piano di Bacino individua come maggiori criticità del corso d'acqua quelle relative agli attraversamenti del ponte Italia 61 e del ponte viale Europa Unita, prevedendone l'adeguamento; si indica inoltre la necessità di adeguamento degli argini per un tratto di circa 400 m tra il ponte Aurelia e il Ponte Italia 61. Un ulteriore possibile intervento è individuato nel ripristino della briglia a monte del ponte Italia 61, che risulta completamente interrata.

Allo stato attuale risulta di prossima attuazione il rifacimento del ponte Europa Unita, sulla base del già citato progetto definitivo-esecutivo del dicembre 2019, per l'adeguamento al franco di sicurezza di 1,50 metri previsto dalle NTC 2018 con riferimento all'evento di piena duecentennale.

I risultati ottenuti nel presente studio hanno evidenziato come critico il tratto fluviale ubicato a monte del ponte dell'Aurelia, suscettibile di potenziali esondazioni in relazione all'effetto di rigurgito da valle; in particolare è risultato piuttosto rilevante l'effetto di una possibile parziale ostruzione dell'attraversamento.

Si è voluto pertanto indagare l'efficacia di un intervento di adeguamento del ponte dell'Aurelia, che in termini di effetti producibili sulle aree esterne risulterebbe maggiormente impattante rispetto al ponte Italia 61. Tale adeguamento comporterebbe necessariamente l'eliminazione di tutte le pile, in quanto la larghezza d'alveo non è tale da consentirne la realizzazione secondo i nuovi criteri normativi che imporrebbero un luce minima di 40 m.

È stato pertanto condotto un ulteriore set di simulazioni rappresentativi di un possibile stato di progetto, nelle quali è stata introdotta anche la nuova geometria del Ponte Europa Unita prevista in progetto così da considerarne l'effetto.

Le configurazioni analizzate sono le seguenti.

- SIM_noAurelia: configurazione dello scenario SIM_D in cui si è eliminato il ponte dell'Aurelia ed è stata inserita la nuova geometria del Ponte Europa Unita.
- SIM_noAurelia_argini: come la configurazione precedente ma considerando un innalzamento degli argini a monte del ponte dell'Aurelia così da impedire eventuali sormonti delle sponde.

In Figura 82 e Figura 83, riferite rispettivamente alla porzione di monte e di valle del tratto fluviale in esame, sono rappresentati graficamente i confronti tra i profili di inviluppo dei massimi livelli idrici nell'alveo del torrente Merula per i due differenti schemi analizzati, con riferimento agli eventi con tempo di ritorno di 50 e 200 anni.

Nel tratto di monte non si risente dell'effetto dell'adeguamento del ponte dell'Aurelia, ma si può apprezzare la riduzione del livello di massima piena conseguente al minore rigurgito prodotto dal ponte di viale Europa Unita, più significativo per TR200. Oltre alla riduzione del livello, le condizioni di deflusso della piena attraverso il ponte sono migliorate dall'ottenimento di un congruo franco idraulico.

Non si riscontrano tuttavia effetti in termini di variazione di aree esondabili, in quanto per TR200 già nella condizione attuale i livelli idrici risultano contenuti dalle sponde (si rammenta che la geometria d'alveo fa riferimento allo scenario SIM_D, per cui è già implicitamente considerata una riduzione del franco di 0,50 m).

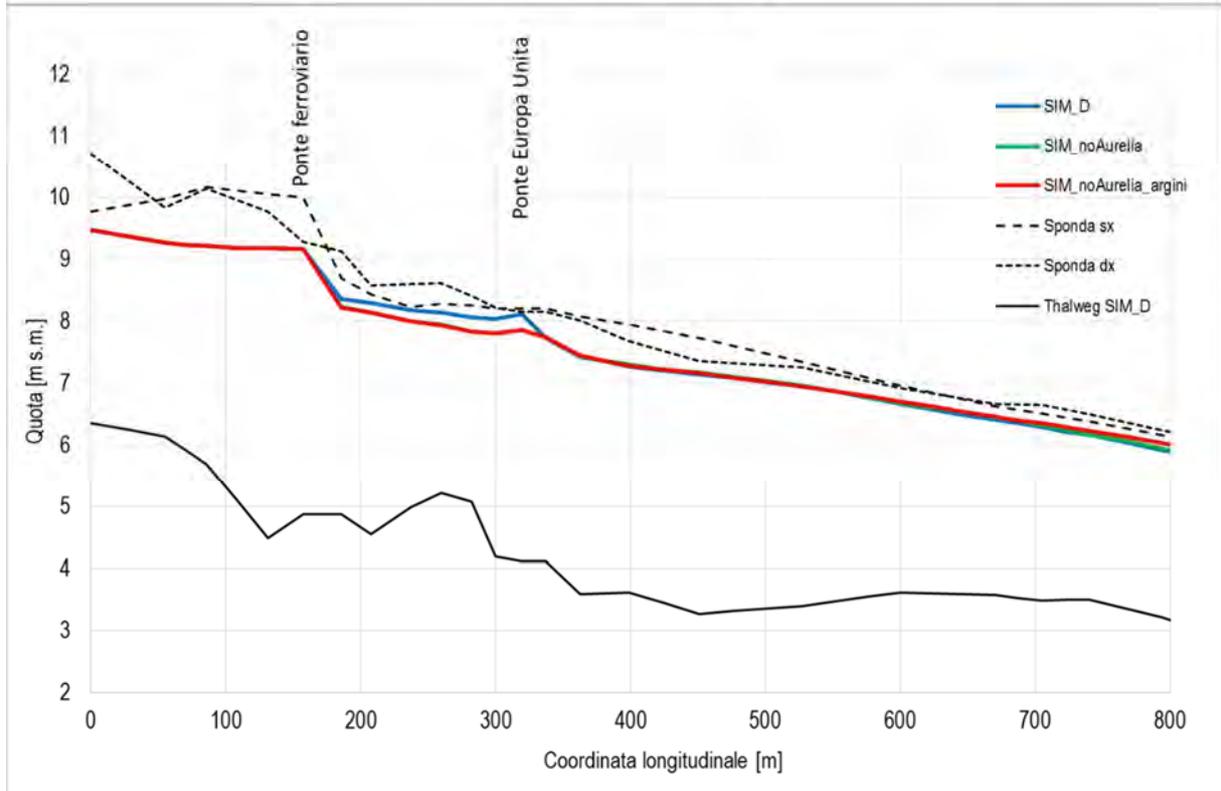
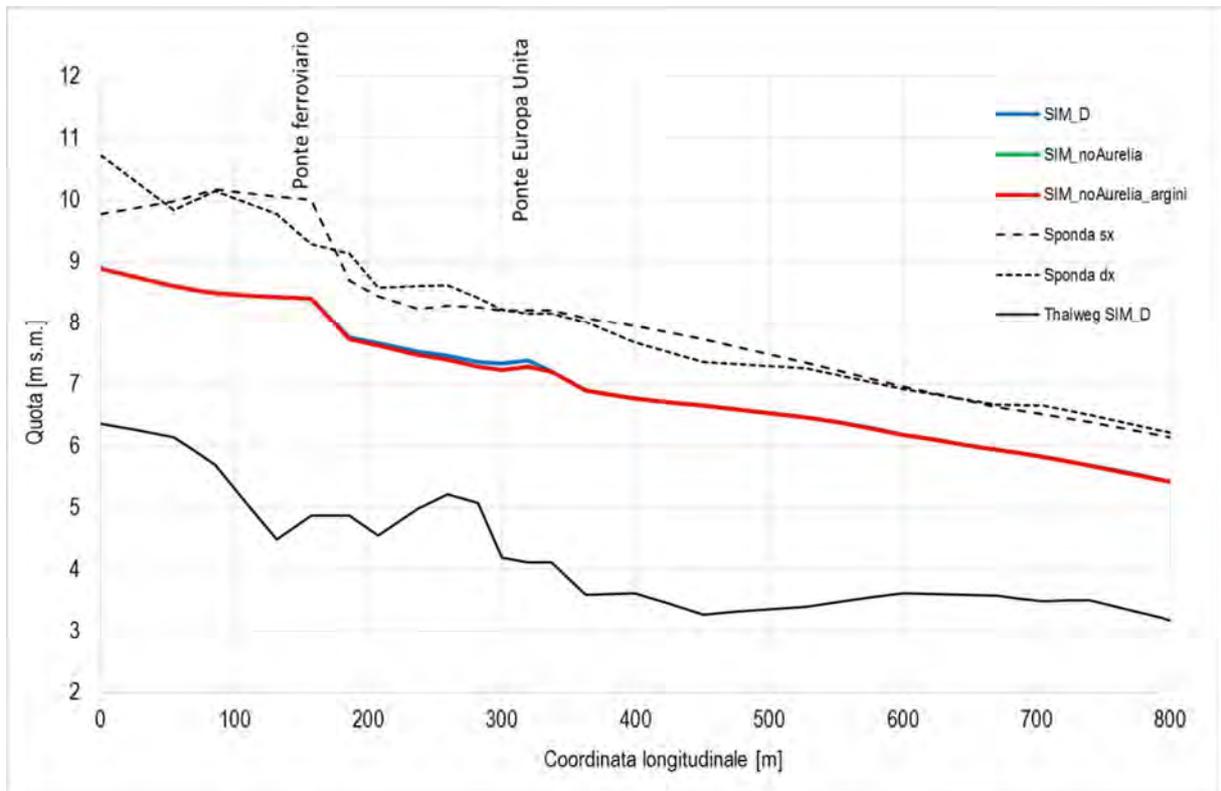


Figura 82 – Confronto tra i profili di inviluppo dei massimi livelli idrici nel tratto di monte del torrente Merula per i due schemi progettuali analizzati (sopra: TR50; sotto: TR200).

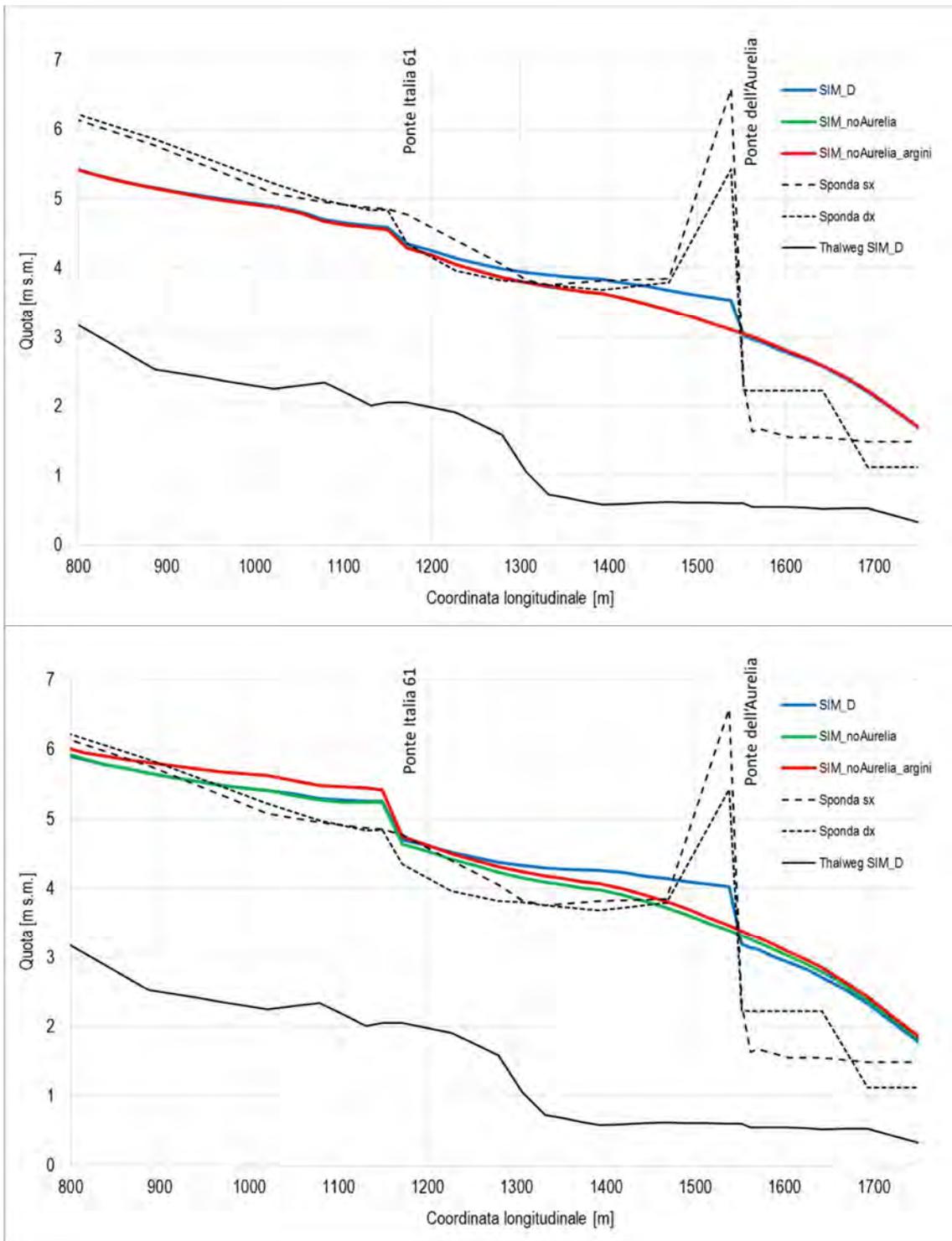


Figura 83 – Confronto tra i profili di inviluppo dei massimi livelli idrici nel tratto di valle del torrente Merula per i due schemi progettuali analizzati (sopra: TR50; sotto: TR200). La configurazione geometrica è quella dello scenario SIM_D; le quote di sponda rappresentate sono quelle attuali.

Relativamente alla porzione di valle si riscontra un rilevante abbassamento dei massimi livelli di piena a monte del ponte dell'Aurelia, non essendoci più l'effetto di rigurgito prodotto dalle pile; anche in questo caso l'effetto è più pronunciato per TR200.

Tuttavia, il tratto subisce ancora un effetto di rigurgito da valle, prodotto dal restringimento di sezione a valle dell'Aurelia fino alla foce (pur considerando le dinamiche di esondazione laterale che limitano il sovrizzo).

L'intervento di adeguamento del ponte non risulta di per sé sufficiente ad annullare le esondazioni laterali per TR200, mentre riesce sostanzialmente a far sì che i livelli di piena cinquantennale siano contenuti dalle sponde attuali (sempre considerando che il profilo idrico rappresentato considera già implicitamente un franco di 0,50 m, derivando la geometria dallo scenario SIM_D).

Per l'annullamento delle esondazioni associabili alla fascia B sarebbe quindi ancora necessario prevedere delle arginature. Considerando il rapporto costi/benefici, per ottimizzare l'intervento parrebbe quindi più conveniente realizzare direttamente le arginature (già previste dal Piano), pur se con maggiore altezza, evitando l'adeguamento del ponte, a meno di non ipotizzare un più ampio intervento di sistemazione che riguardi anche una risagomatura dell'alveo a valle. Si confermano comunque gli interventi già previsti dal Piano.

La realizzazione delle arginature contestuale all'adeguamento del ponte produrrebbe la presenza di maggiori livelli in alveo come indicato in Figura 83, in quanto si annullano le esondazioni laterali che ridurrebbero la portata massima defluente nell'alveo. Il profilo rosso può essere in questo caso assunto come quota indicativa di impostazione dell'elemento di ritenuta.

L'alveo del Merula nel tratto in esame è artificializzato in modo rilevante, essendo stato risagomato con passati interventi di sistemazione che ne hanno regolarizzato le sezioni e fissato le sponde con rivestimenti in calcestruzzo. Non è pertanto significativo parlare di una fascia di riassetto fluviale (di cui ai criteri regionali per la pianificazione di bacino ex DGR 1265/2001 e alla normativa di attuazione del PAI vigente - art. 12, c., lett. b NdA PAI), che può essere fatta coincidere con l'alveo stesso.

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 vaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'vaso (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 – Descrizione del codice di calcolo MIKE11 - UHM

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

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

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

1. MODELLO DELLE PERDITE NEL BACINO

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

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

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

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

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

1. Perdita proporzionale (metodo razionale)

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

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

con:

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

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

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora).

2. Perdita fissa iniziale e perdita costante

Il metodo prevede che non si produca pioggia netta fino a quando la perdita iniziale, definita a priori dall'utente, non sia stata raggiunta. Di conseguenza la pioggia netta è generata solo quando il tasso di precipitazione è superiore a uno specifico tasso costante di perdita.

$$P_{\text{netta}} = \begin{cases} 0 & \text{per } P_{\text{somma}} < I_a + I_c \cdot dt \\ A_f \cdot P - I_c & \text{per } P_{\text{somma}} > I_a \end{cases}$$

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

P_{somma} = pioggia cumulata dall'inizio dell'evento (mm);

I_a = perdita iniziale definita dall'utente (mm);

I_c = tasso costante di perdita definito dall'utente (mm/ora);

A_f = fattore areale;

P = precipitazione totale (mm/ora);

dt = passo di tempo di calcolo (ore).

In questo modo il metodo tiene conto del fatto che le perdite sono maggiori all'inizio dell'evento di precipitazione.

3. Perdita con metodo SCS

Il metodo del U.S. Soil Conservation Service (SCS) è stato sviluppato nel 1972 per il calcolo delle perdite durante un evento di pioggia.

Durante un evento di pioggia, l'altezza di pioggia netta (o deflusso diretto P_e) è sempre minore o uguale all'altezza totale di pioggia P ; perciò, quando inizia il deflusso superficiale, l'altezza d'acqua immagazzinata nel bacino, F_a , è minore o uguale alla massima ritenzione potenziale S .

Si individua una certa quantità di pioggia I_a (perdita iniziale) per la quale non si produce alcun deflusso; in tal modo il deflusso potenziale è definito come $P - I_a$.

L'ipotesi del metodo SCS è che il rapporto fra le quantità attuali e potenziali di perdita e precipitazione sia uguale e cioè:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Per il principio di continuità è:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

che è l'equazione base per il calcolo dell'altezza di pioggia netta o deflusso diretto del metodo SCS.

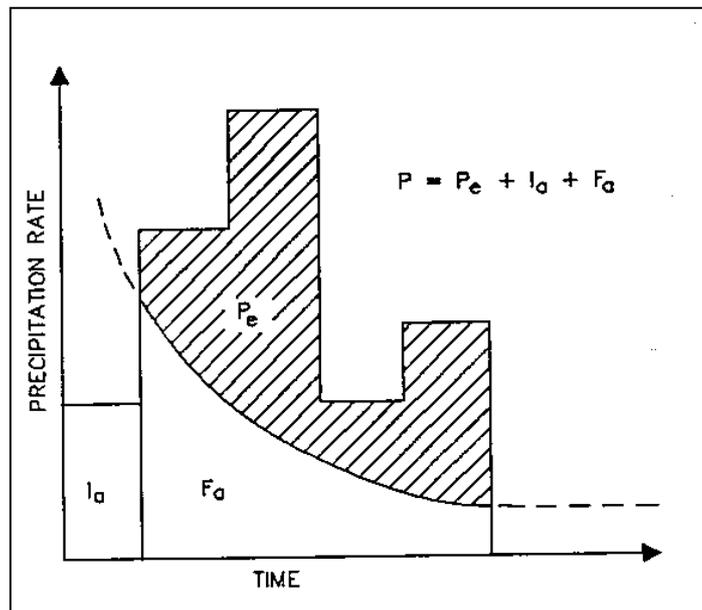


Figura 1. Variabili del metodo SCS.

Sono stati utilizzati i risultati di numerosi piccoli bacini sperimentali per ottenere la relazione empirica:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Ne deriva l'equazione base utilizzata nel modello UHM:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Il fattore \$S\$, ritenzione massima potenziale del bacino, è calcolato attraverso il parametro adimensionale \$CN\$, utilizzando la seguente formula empirica derivata dall'analisi del fenomeno afflussi-deflussi su un gran numero di bacini:

$$S = ((1000/CN) - 10) \cdot 25.4 \quad (\text{mm})$$

Il valore del parametro \$CN\$ (curve number) dipende dal tipo di suolo, dall'uso del suolo e dalle condizioni precedenti di imbibizione del suolo all'inizio dell'evento di pioggia (confronta tabella 1 allegata). Varia fra 0, cioè nessun deflusso, e 100, cioè pioggia netta pari alla pioggia totale. Per bacini naturali generalmente \$CN\$ varia fra 50 e 100.

Le classi di appartenenza del suolo nel metodo SCS sono:

- A. Suoli ad alta permeabilità, costituiti da sabbie grossolane, silt calcarei non consolidati ed omogenei.
- B. Suoli a moderata permeabilità, costituiti da sabbie limose ed argillose.
- C. Suoli a medio-bassa permeabilità, costituiti da argille e limi, con contenuti organici.
- D. Suoli a bassa permeabilità, costituiti da argille plastiche, con livello piezometrico permanentemente alto.

Il modello opera considerando tre diverse condizioni precedenti di imbibizione:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2. MODELLO DELL'IDROGRAMMA UNITARIO

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

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

Le seguenti ipotesi sono la base del metodo:

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

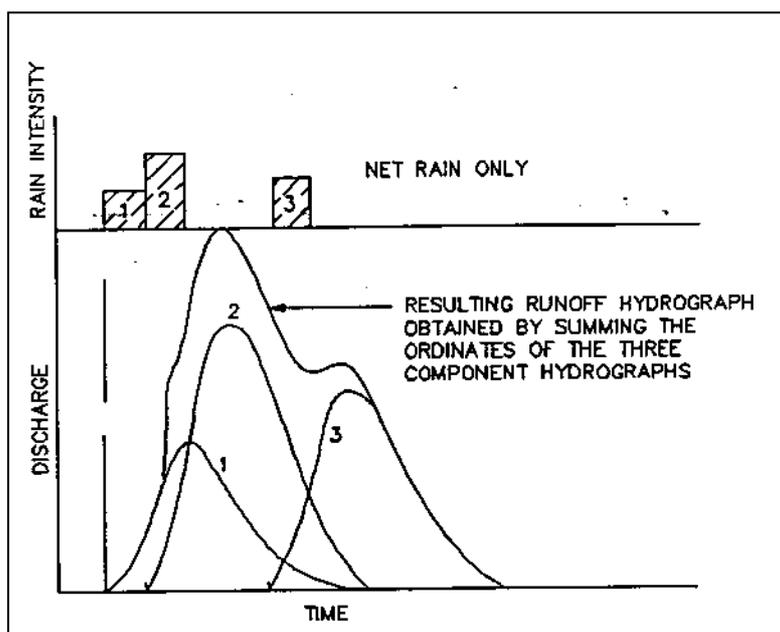


Figura 2. Principio di sovrapposizione degli idrogrammi di portata.

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

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

2.1 Tipi di idrogrammi unitari

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

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

$$T_p = t_r/2 + t_l$$

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

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

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

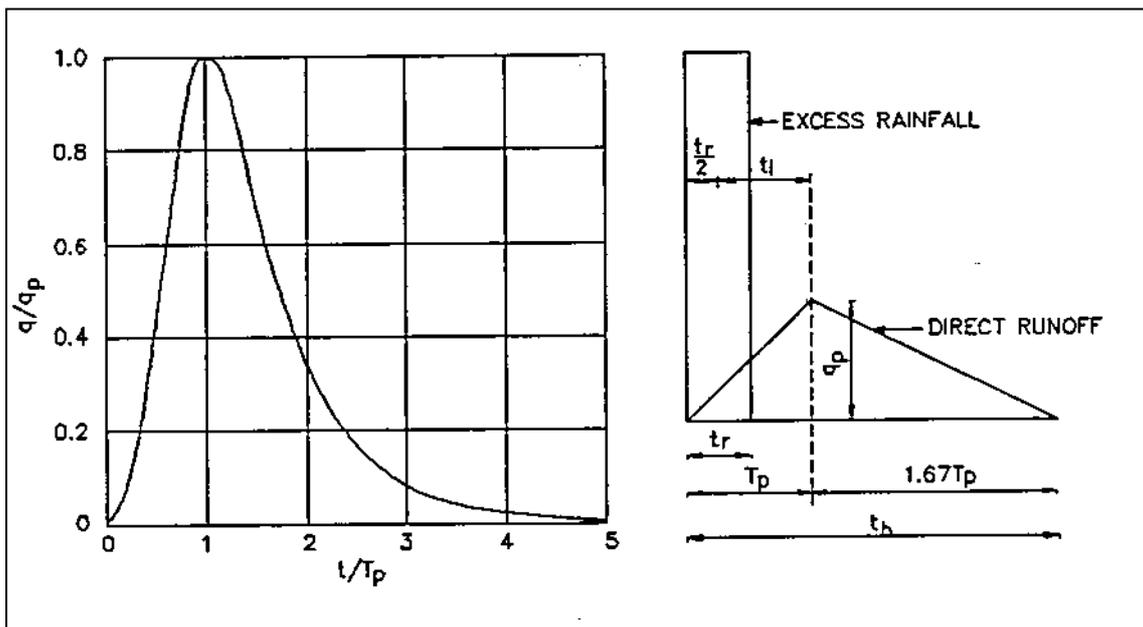


Figura 3. Idrogrammi sintetici del Soil Conservation Service.

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

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

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

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

dove:

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

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

t è tempo di calcolo attuale

dt è il passo di tempo di calcolo

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

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

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

dove

t_l = lag time (ore)

L = lunghezza del bacino (km)

CN = SCS curve number

Y = pendenza media del bacino (%)

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

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

2.2 Passo di tempo di calcolo

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

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

ALLEGATO 4 – Dettaglio dei risultati per gli scenari di simulazione integrativi

1. Analisi dell'ostruzione parziale degli attraversamenti

Nella Tabella 13 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50).

In Figura 84 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	320,00	8,39	2,53	2,87	0,69	8,81
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	320,00	8,10	2,46	2,94	0,71	8,54
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	319,99	7,99	2,80	2,69	0,62	8,36
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	319,99	7,92	3,94	2,23	0,47	8,18
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	319,98	7,89	3,52	2,11	0,44	8,12
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	319,98	7,22	2,85	3,03	0,73	7,69
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	319,97	7,13	3,08	2,81	0,66	7,54
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	319,96	6,97	2,49	2,96	0,70	7,41
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	319,96	6,89	2,18	2,73	0,63	7,27
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	319,96	6,79	2,22	2,80	0,65	7,18
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	319,96	6,74	3,05	2,63	0,60	7,09
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	319,96	6,79	3,17	1,91	0,38	6,97
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	319,96	6,71	3,09	1,96	0,39	6,91
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	319,96	6,40	3,31	2,80	0,65	6,80
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	319,96	6,27	3,15	2,64	0,60	6,63
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	319,95	6,15	3,38	2,39	0,52	6,44
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	319,94	5,96	3,06	2,37	0,51	6,24
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	320,43	5,70	2,58	2,64	0,60	6,05
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	320,40	5,46	2,39	2,55	0,58	5,79
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	320,39	5,35	2,36	2,53	0,56	5,68
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	320,38	5,22	2,22	2,61	0,59	5,56
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	320,37	5,00	2,28	2,71	0,63	5,37
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	320,34	4,75	2,72	2,30	0,50	5,02
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	320,25	4,53	2,78	1,96	0,40	4,73
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	320,70	4,37	2,53	2,27	0,49	4,63
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	320,69	4,31	2,80	2,01	0,41	4,52
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	320,68	4,31	2,86	1,86	0,36	4,48
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	320,68	4,20	2,75	1,96	0,39	4,39
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	320,66	4,07	2,66	2,16	0,45	4,31
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	320,64	4,00	2,91	2,01	0,40	4,21
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	320,35	3,98	3,42	1,92	0,36	4,17
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	319,72	3,97	3,74	1,82	0,34	4,14
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	319,01	3,94	3,86	1,61	0,29	4,08

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	318,95	3,87	3,75	1,67	0,31	4,01
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	318,95	3,81	3,71	1,66	0,29	3,95
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	318,93	2,83	2,73	2,44	0,49	3,14
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	315,22	2,78	2,73	2,62	0,54	3,13
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	311,69	2,76	2,71	2,67	0,56	3,12
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	291,81	2,59	2,54	3,08	0,66	3,07
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	265,20	2,40	2,38	3,45	0,78	3,01
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	243,69	2,04	2,01	3,89	0,95	2,81
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	210,19	1,52	1,69	4,14	1,13	2,39

Tabella 13 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50, SIM_A1.

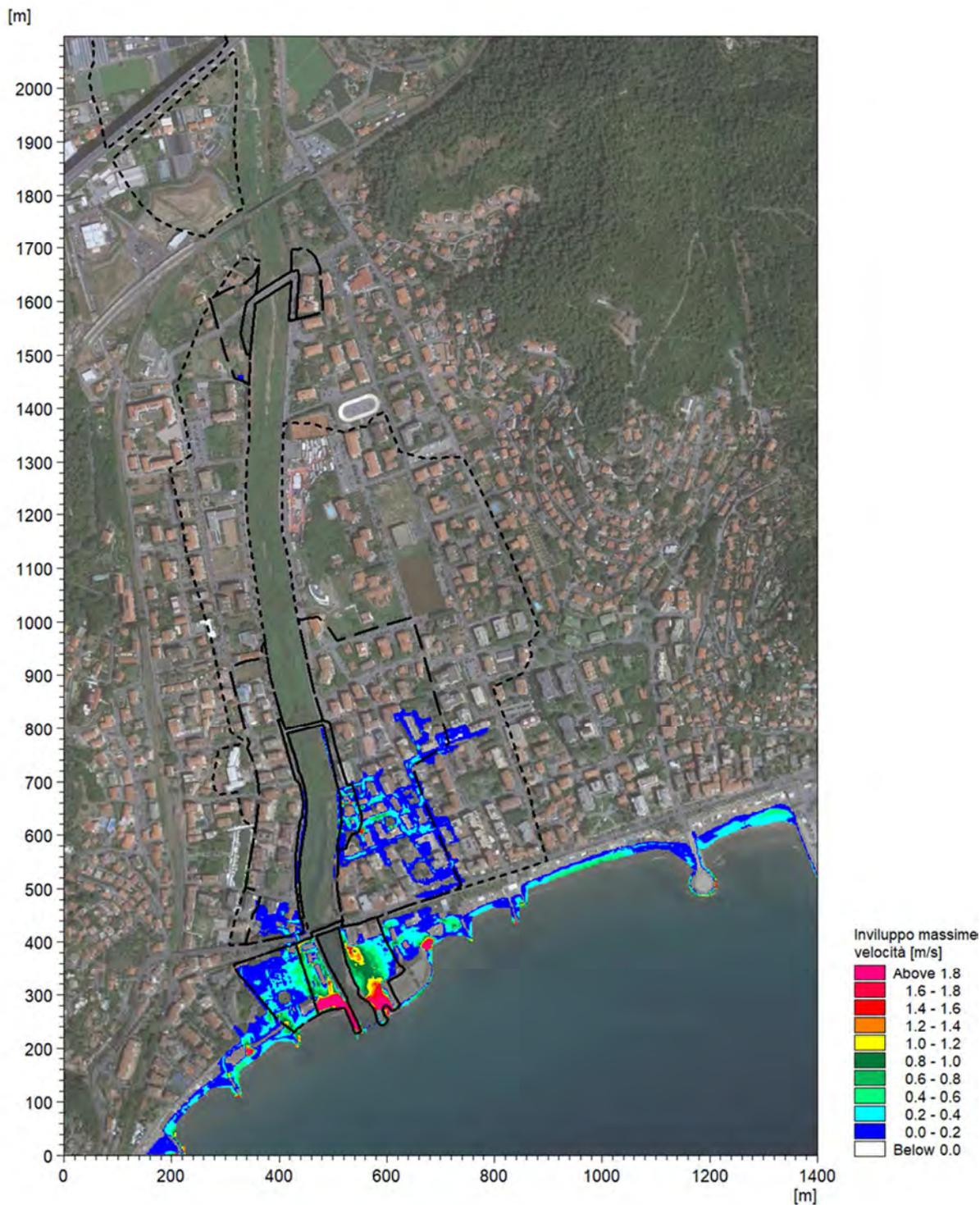


Figura 84 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR50, SIM_A1.

Nella Tabella 14 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200).

In Figura 85 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	460,00	8,98	3,12	3,09	0,65	9,46
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	459,99	8,77	3,13	3,05	0,63	9,24
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	459,98	8,70	3,51	2,80	0,56	9,10
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	459,97	8,67	4,69	2,40	0,45	8,97
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	459,96	8,65	4,28	2,28	0,42	8,92
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	459,95	7,78	3,41	3,29	0,70	8,33
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	459,94	7,71	3,66	3,06	0,64	8,19
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	459,94	7,58	3,10	3,16	0,66	8,08
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	459,93	7,53	2,82	2,94	0,60	7,97
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	459,93	7,44	2,87	2,97	0,60	7,89
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	459,92	7,42	3,73	2,80	0,56	7,82
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	459,92	7,48	3,86	2,17	0,38	7,72
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	459,92	7,27	3,65	2,32	0,42	7,54
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	459,91	6,91	3,82	3,16	0,66	7,42
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	459,91	6,80	3,68	3,00	0,61	7,25
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	459,90	6,67	3,90	2,76	0,54	7,06
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	459,88	6,48	3,58	2,75	0,54	6,86
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	460,34	6,21	3,09	3,02	0,61	6,67
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	460,31	5,99	2,92	2,90	0,59	6,41
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	460,30	5,88	2,89	2,89	0,58	6,30
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	460,30	5,75	2,75	2,94	0,60	6,19
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	460,29	5,54	2,82	3,01	0,62	6,01
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	460,27	5,34	3,31	2,59	0,50	5,68
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	460,22	5,13	3,38	2,27	0,42	5,39
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	460,65	4,97	3,13	2,54	0,49	5,30
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	460,61	4,91	3,40	2,32	0,43	5,18
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	460,57	4,91	3,46	2,17	0,39	5,15
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	460,53	4,67	3,22	2,38	0,44	4,96
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	460,03	4,51	3,10	2,60	0,50	4,86
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	457,76	4,43	3,34	2,46	0,45	4,74
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	454,36	4,41	3,85	2,36	0,42	4,70
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	447,23	4,41	4,18	2,20	0,39	4,66
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	424,08	4,43	4,35	1,85	0,31	4,60
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	406,67	4,38	4,26	1,82	0,31	4,55
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	401,85	4,33	4,23	1,80	0,30	4,50
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	401,84	3,06	2,96	2,82	0,54	3,47
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	397,33	3,00	2,95	3,03	0,59	3,47
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	392,91	2,97	2,92	3,07	0,62	3,45

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	365,28	2,78	2,73	3,55	0,73	3,42
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	328,91	2,58	2,56	3,94	0,85	3,37
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	292,26	2,20	2,17	4,27	1,00	3,13
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	249,92	1,64	1,81	4,52	1,18	2,68

Tabella 14 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200, SIM_A2.

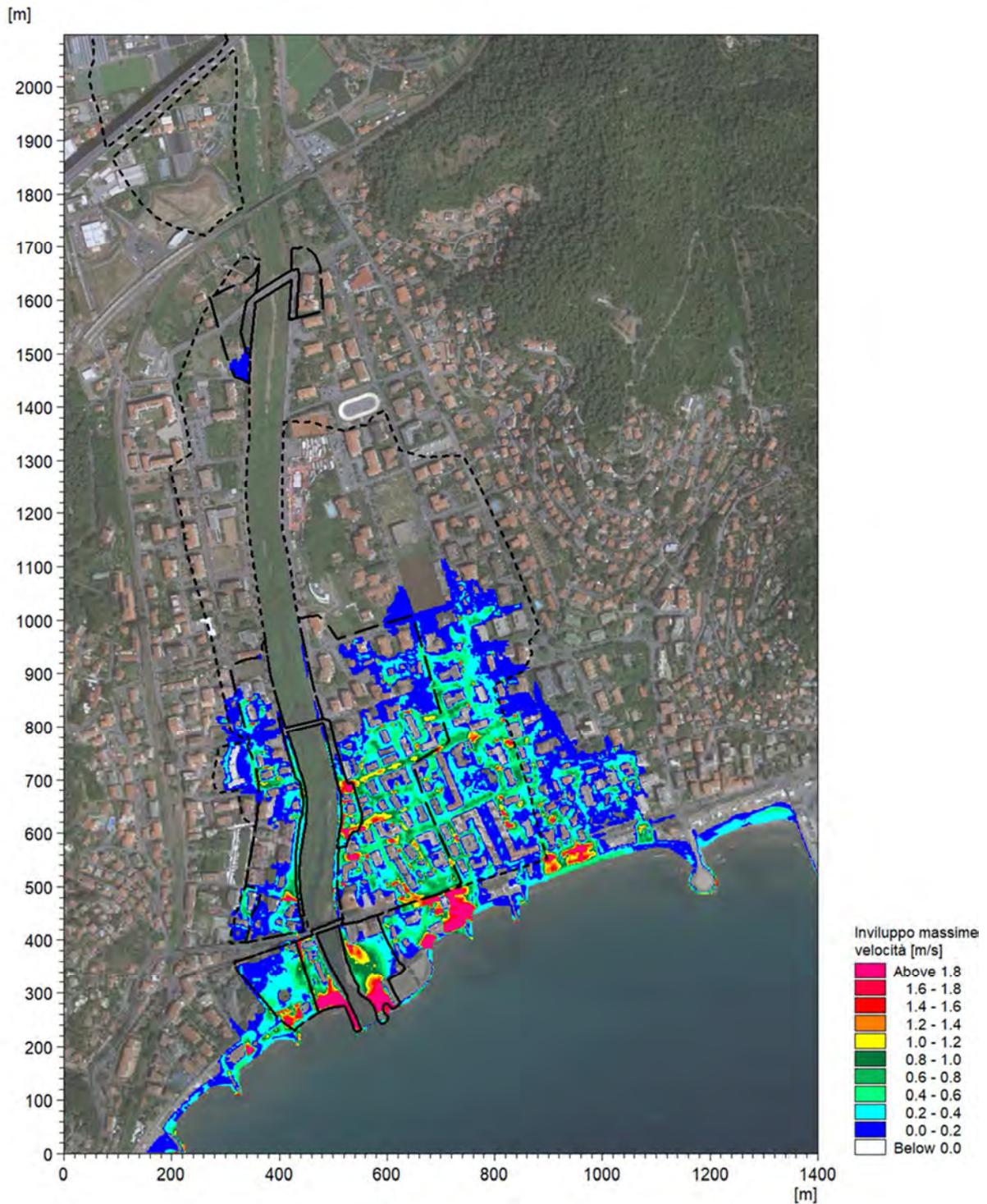


Figura 85 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR200, SIM_A2.

Nella Tabella 15 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte dell'Aurelia per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500).

In Figura 87 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	549,99	9,36	3,50	3,17	0,62	9,87
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	549,98	9,18	3,54	3,09	0,60	9,67
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	549,98	9,14	3,95	2,86	0,53	9,55
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	549,97	9,12	5,14	2,50	0,44	9,43
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	549,97	9,10	4,73	2,38	0,41	9,39
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	549,95	8,11	3,74	3,42	0,69	8,71
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	549,93	8,06	4,01	3,20	0,62	8,58
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	549,90	7,93	3,45	3,27	0,65	8,48
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	549,87	7,89	3,18	3,06	0,58	8,37
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	549,85	7,82	3,25	3,09	0,58	8,30
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	549,85	7,80	4,11	2,91	0,54	8,23
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	549,84	7,86	4,24	2,32	0,39	8,13
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	549,83	7,58	3,96	2,52	0,44	7,90
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	549,82	7,21	4,12	3,35	0,66	7,78
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	549,80	7,10	3,98	3,20	0,61	7,62
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	549,77	6,96	4,19	2,98	0,55	7,42
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	549,71	6,76	3,86	2,96	0,55	7,21
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	550,14	6,49	3,37	3,23	0,62	7,03
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	550,06	6,26	3,19	3,11	0,60	6,76
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	550,01	6,15	3,16	3,12	0,59	6,64
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	549,97	6,02	3,02	3,16	0,61	6,53
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	549,91	5,80	3,08	3,26	0,64	6,34
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	549,80	5,57	3,54	2,85	0,53	5,98
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	547,29	5,34	3,59	2,53	0,45	5,67
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	535,36	5,19	3,35	2,74	0,51	5,57
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	527,74	5,14	3,63	2,47	0,44	5,45
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	523,26	5,15	3,70	2,30	0,39	5,42
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	520,21	4,83	3,38	2,55	0,46	5,16
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	517,33	4,67	3,26	2,77	0,52	5,06
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	514,60	4,59	3,50	2,63	0,47	4,94
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	510,13	4,56	4,00	2,53	0,44	4,89
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	501,21	4,57	4,34	2,35	0,40	4,85
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	472,00	4,59	4,51	1,96	0,33	4,79
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	443,38	4,57	4,45	1,88	0,32	4,75
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	431,64	4,52	4,42	1,84	0,30	4,70
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	431,62	3,15	3,05	2,93	0,56	3,59
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	427,50	3,09	3,04	3,16	0,61	3,59
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	423,35	3,06	3,01	3,20	0,64	3,58

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	393,16	2,86	2,81	3,70	0,75	3,55
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	353,61	2,65	2,63	4,10	0,87	3,51
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	312,78	2,26	2,23	4,43	1,02	3,26
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	266,81	1,69	1,86	4,67	1,20	2,80

Tabella 15 – Risultati di sintesi per lo scenario TR500, SIM_A3.

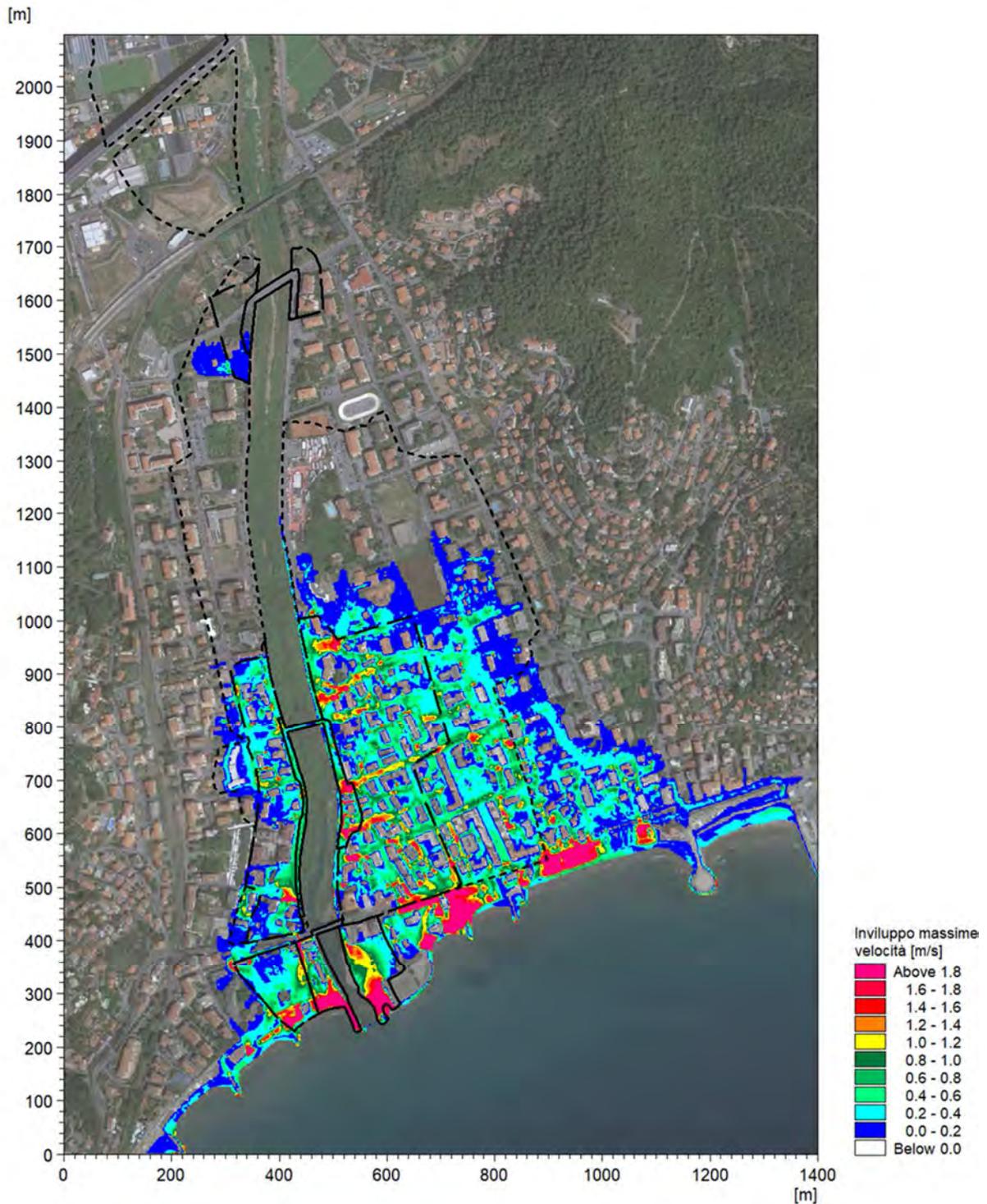


Figura 86 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR500, SIM_A3.

Nella Tabella 16 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50).

In Figura 87 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	320,00	8,39	8,39	2,87	0,69	8,81
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	320,00	8,10	8,10	2,94	0,71	8,54
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	319,99	7,99	7,99	2,69	0,62	8,36
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	319,99	7,92	7,92	2,23	0,47	8,18
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	319,98	7,89	7,89	2,11	0,44	8,12
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	319,98	7,22	7,22	3,03	0,73	7,69
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	319,97	7,14	7,14	2,81	0,66	7,54
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	319,96	6,97	6,97	2,95	0,70	7,42
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	319,96	6,90	6,90	2,72	0,63	7,28
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	319,96	6,79	6,79	2,78	0,65	7,19
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	319,96	6,75	6,75	2,62	0,60	7,10
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	319,96	6,80	6,80	1,90	0,37	6,98
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	319,96	6,72	6,72	1,96	0,39	6,92
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	319,96	6,41	6,41	2,79	0,65	6,81
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	319,96	6,29	6,29	2,62	0,59	6,64
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	319,95	6,17	6,17	2,37	0,51	6,46
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	319,94	5,97	5,97	2,35	0,51	6,26
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	320,43	5,71	5,71	2,63	0,59	6,06
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	320,41	5,48	5,48	2,53	0,57	5,80
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	320,40	5,37	5,37	2,51	0,56	5,69
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	320,39	5,24	5,24	2,58	0,58	5,58
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	320,38	5,03	5,03	2,66	0,61	5,39
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	320,36	4,81	4,81	2,23	0,48	5,06
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	320,32	4,62	4,62	1,90	0,38	4,81
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	320,79	4,48	4,48	2,16	0,46	4,72
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	320,80	4,43	4,43	1,92	0,38	4,62
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	320,80	4,43	4,43	1,77	0,34	4,59
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	320,80	3,87	3,87	2,24	0,47	4,13
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	320,80	3,66	3,66	2,62	0,59	4,00
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	320,80	3,50	3,50	2,48	0,54	3,82
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	320,79	3,46	3,46	2,35	0,49	3,74
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	320,79	3,41	3,41	2,26	0,47	3,67
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	320,78	3,34	3,34	2,02	0,41	3,55
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	320,77	3,17	3,17	2,20	0,46	3,42
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	320,77	3,02	3,02	2,20	0,45	3,27
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	320,75	2,84	2,84	2,45	0,49	3,14
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	317,08	2,79	2,79	2,63	0,54	3,14
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	313,52	2,76	2,76	2,68	0,56	3,13

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	293,37	2,59	2,59	3,09	0,67	3,08
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	266,56	2,41	2,41	3,47	0,78	3,02
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	244,76	2,05	2,05	3,89	0,95	2,82
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	211,06	1,52	1,52	4,15	1,13	2,40

Tabella 16 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50, SIM_B1.



Figura 87 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR50, SIM_B1.

Nella Tabella 17 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per

l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200). In Figura 88 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	460,00	8,98	3,12	3,09	0,65	9,46
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	459,99	8,77	3,13	3,05	0,63	9,24
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	459,98	8,70	3,51	2,80	0,56	9,10
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	459,97	8,67	4,69	2,40	0,45	8,97
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	459,96	8,65	4,28	2,28	0,42	8,92
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	459,95	7,79	3,42	3,27	0,70	8,33
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	459,94	7,73	3,68	3,04	0,63	8,20
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	459,94	7,60	3,12	3,13	0,66	8,10
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	459,94	7,55	2,84	2,91	0,59	7,98
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	459,94	7,47	2,90	2,94	0,59	7,91
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	459,94	7,45	3,76	2,77	0,55	7,84
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	459,94	7,51	3,89	2,15	0,38	7,74
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	459,94	7,29	3,67	2,30	0,42	7,56
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	459,94	6,93	3,84	3,14	0,65	7,43
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	459,93	6,82	3,70	2,97	0,60	7,27
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	459,93	6,70	3,93	2,73	0,53	7,08
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	459,91	6,50	3,60	2,72	0,53	6,88
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	460,38	6,23	3,11	2,99	0,61	6,69
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	460,36	6,01	2,94	2,87	0,58	6,43
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	460,35	5,91	2,92	2,85	0,57	6,32
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	460,35	5,79	2,79	2,90	0,59	6,21
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	460,35	5,60	2,88	2,95	0,60	6,04
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	460,34	5,41	3,38	2,52	0,48	5,74
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	459,60	5,24	3,49	2,19	0,40	5,48
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	454,74	5,11	3,27	2,39	0,45	5,40
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	450,56	5,07	3,56	2,15	0,39	5,31
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	448,32	5,08	3,63	2,01	0,35	5,28
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	446,98	4,36	2,91	2,57	0,50	4,70
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	447,05	4,14	2,73	2,92	0,60	4,57
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	447,04	3,99	2,90	2,82	0,56	4,39
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	446,97	3,93	3,37	2,72	0,52	4,31
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	446,78	3,89	3,66	2,61	0,50	4,24
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	446,71	3,81	3,73	2,36	0,44	4,10
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	446,78	3,62	3,50	2,56	0,50	3,96
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	446,77	3,45	3,35	2,62	0,49	3,79
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	446,76	3,16	3,06	3,03	0,57	3,63
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	440,61	3,09	3,04	3,25	0,63	3,63
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	434,81	3,07	3,02	3,28	0,65	3,62

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	402,86	2,87	2,82	3,78	0,77	3,59
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	360,91	2,66	2,64	4,17	0,89	3,54
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	314,59	2,26	2,23	4,45	1,03	3,27
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	266,76	1,69	1,86	4,67	1,20	2,80

Tabella 17 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200, SIM_B2.

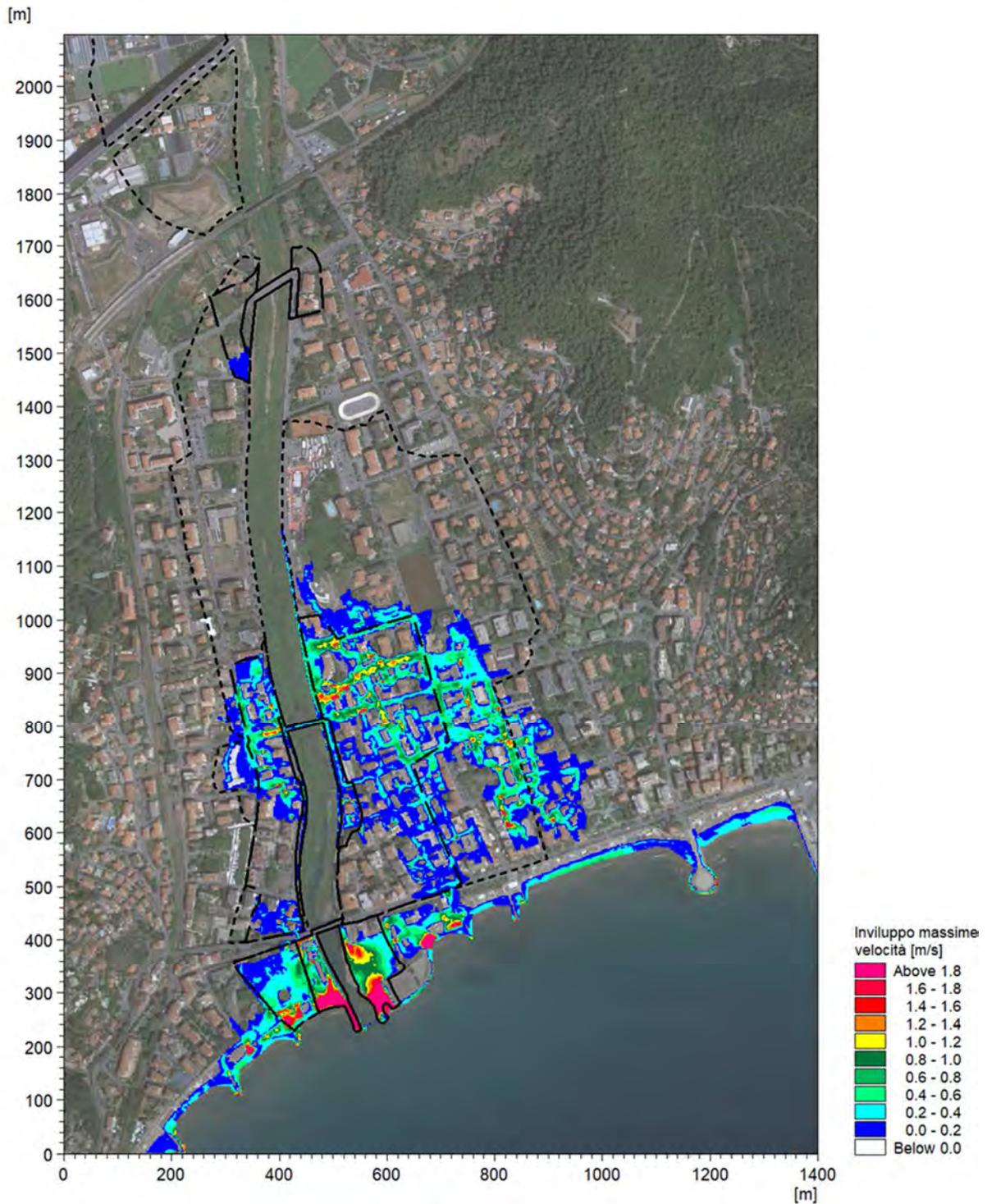


Figura 88 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR200, SIM_B2.

Nella Tabella 18 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si ha parziale ostruzione del ponte Italia 61 per

l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500). In Figura 89 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	549,99	9,36	3,50	3,17	0,62	9,87
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	549,98	9,18	3,54	3,09	0,60	9,67
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	549,98	9,14	3,95	2,86	0,53	9,55
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	549,97	9,12	5,14	2,50	0,44	9,43
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	549,97	9,10	4,73	2,38	0,41	9,39
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	549,96	8,11	3,74	3,42	0,69	8,71
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	549,94	8,07	4,02	3,18	0,62	8,58
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	549,91	7,94	3,46	3,26	0,64	8,48
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	549,89	7,90	3,19	3,05	0,58	8,38
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	549,88	7,83	3,26	3,07	0,58	8,31
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	549,87	7,80	4,11	2,91	0,54	8,23
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	549,87	7,86	4,24	2,32	0,39	8,14
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	549,87	7,60	3,98	2,50	0,43	7,92
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	549,86	7,26	4,17	3,32	0,65	7,82
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	549,85	7,13	4,01	3,16	0,60	7,64
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	549,84	7,00	4,23	2,94	0,54	7,44
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	549,80	6,80	3,90	2,93	0,54	7,23
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	550,26	6,51	3,39	3,21	0,62	7,04
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	550,21	6,28	3,21	3,10	0,60	6,77
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	550,19	6,17	3,18	3,09	0,59	6,66
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	550,15	6,05	3,05	3,14	0,61	6,55
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	550,13	5,84	3,12	3,21	0,63	6,36
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	550,08	5,63	3,60	2,80	0,51	6,03
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	541,15	5,43	3,68	2,43	0,42	5,73
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	521,70	5,33	3,49	2,54	0,46	5,66
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	502,70	5,32	3,81	2,22	0,38	5,58
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	490,16	5,35	3,90	2,04	0,34	5,56
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	482,59	4,56	3,11	2,59	0,49	4,90
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	483,55	4,35	2,94	2,91	0,57	4,78
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	491,56	4,19	3,10	2,87	0,55	4,61
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	498,00	4,12	3,56	2,84	0,53	4,53
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	500,74	4,07	3,84	2,74	0,51	4,46
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	502,74	3,99	3,91	2,50	0,45	4,31
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	502,41	3,79	3,67	2,71	0,51	4,17
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	502,77	3,60	3,50	2,80	0,51	4,00
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	502,82	3,29	3,19	3,26	0,60	3,83
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	495,60	3,22	3,17	3,49	0,66	3,84
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	488,92	3,20	3,15	3,51	0,68	3,82

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	451,13	2,98	2,93	4,04	0,80	3,81
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	403,09	2,76	2,74	4,46	0,92	3,77
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	344,92	2,34	2,31	4,67	1,06	3,46
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	289,99	1,76	1,93	4,87	1,23	2,97

Tabella 18 – Risultati di sintesi per lo scenario TR500, SIM_B3.

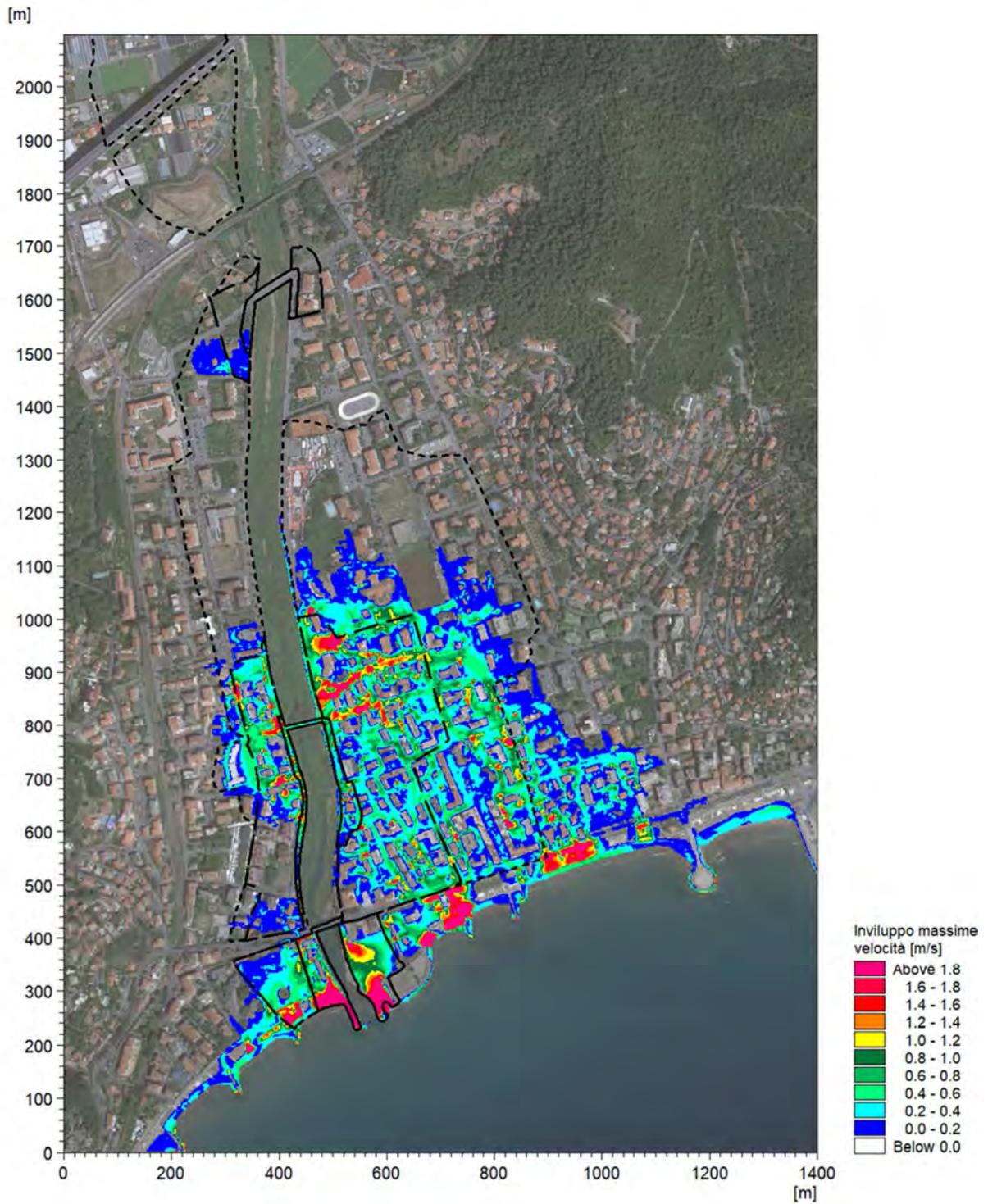


Figura 89 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR500, SIM_B3.

2. Analisi della variazione di scabrezza

Nella Tabella 19 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con valore del coefficiente di Gauckler-Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50). In Figura 90 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	320,00	8,49	2,63	2,72	0,64	8,87
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	320,36	8,17	2,53	2,83	0,67	8,58
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	320,07	8,04	2,85	2,62	0,60	8,39
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	320,04	7,94	3,96	2,22	0,47	8,19
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	319,93	7,89	3,52	2,11	0,44	8,12
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	319,93	7,33	2,96	2,84	0,67	7,75
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	319,93	7,25	3,20	2,65	0,61	7,60
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	319,96	7,08	2,60	2,79	0,65	7,47
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	320,09	6,99	2,28	2,60	0,59	7,34
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	320,66	6,88	2,31	2,67	0,61	7,24
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	319,91	6,82	3,13	2,52	0,57	7,15
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	320,69	6,85	3,23	1,87	0,36	7,03
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	320,20	6,78	3,16	1,92	0,38	6,97
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	320,39	6,57	3,48	2,58	0,58	6,91
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	319,98	6,43	3,31	2,44	0,53	6,74
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	320,21	6,31	3,54	2,23	0,47	6,56
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	319,90	6,10	3,20	2,22	0,47	6,35
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	320,31	5,83	2,71	2,48	0,54	6,14
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	320,31	5,58	2,51	2,41	0,53	5,87
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	320,54	5,46	2,47	2,40	0,52	5,76
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	320,57	5,32	2,32	2,48	0,55	5,63
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	320,38	5,08	2,36	2,60	0,59	5,42
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	320,30	4,77	2,74	2,27	0,49	5,04
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	320,21	4,47	2,72	2,02	0,42	4,68
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	320,69	4,24	2,40	2,41	0,54	4,54
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	320,69	4,11	2,60	2,19	0,46	4,36
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	320,72	4,10	2,65	2,01	0,41	4,31
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	320,75	4,01	2,56	2,12	0,43	4,24
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	320,75	3,80	2,39	2,44	0,54	4,10
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	320,66	3,64	2,55	2,34	0,50	3,91
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	320,63	3,58	3,02	2,23	0,45	3,83
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	320,61	3,53	3,30	2,15	0,44	3,77
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	320,61	3,44	3,36	1,94	0,39	3,63

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	320,61	3,26	3,14	2,12	0,44	3,49
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	320,61	3,09	2,99	2,14	0,43	3,32
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	320,61	2,91	2,81	2,38	0,47	3,20
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	316,44	2,86	2,81	2,55	0,51	3,19
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	312,38	2,83	2,78	2,59	0,54	3,17
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	289,54	2,66	2,61	2,97	0,63	3,10
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	259,21	2,46	2,44	3,28	0,73	3,01
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	232,73	2,08	2,05	3,63	0,88	2,75
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	197,24	1,55	1,72	3,82	1,03	2,29

Tabella 19 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50, SIM_C1.



Figura 90 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR50, SIM_C1.

Nella Tabella 20 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con valore del coefficiente di Gauckler-Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200). In Figura 90 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m^3/s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	460,00	9,08	3,22	2,96	0,61	9,52
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	459,99	8,83	3,19	2,96	0,61	9,28
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	459,98	8,75	3,56	2,75	0,55	9,13
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	459,97	8,69	4,71	2,39	0,44	8,98
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	459,96	8,65	4,28	2,28	0,42	8,92
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	459,95	7,95	3,58	3,06	0,63	8,42
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	459,94	7,88	3,83	2,86	0,58	8,30
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	459,94	7,75	3,27	2,94	0,60	8,19
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	459,94	7,70	2,99	2,75	0,54	8,08
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	459,91	7,62	3,05	2,78	0,54	8,01
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	459,69	7,59	3,90	2,62	0,50	7,94
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	459,64	7,64	4,02	2,07	0,35	7,85
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	459,69	7,41	3,79	2,21	0,39	7,66
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	459,87	7,14	4,05	2,89	0,58	7,56
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	459,91	6,99	3,87	2,78	0,55	7,38
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	459,90	6,86	4,09	2,58	0,49	7,20
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	459,87	6,65	3,75	2,58	0,49	6,99
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	460,34	6,37	3,25	2,84	0,56	6,78
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	460,27	6,13	3,06	2,74	0,54	6,51
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	460,26	6,01	3,02	2,74	0,54	6,39
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	460,24	5,87	2,87	2,80	0,56	6,27
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	460,22	5,65	2,93	2,89	0,58	6,08
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	460,66	5,39	3,36	2,54	0,49	5,72
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	460,73	5,12	3,37	2,28	0,42	5,39
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	461,08	4,92	3,08	2,60	0,51	5,26
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	460,94	4,82	3,31	2,39	0,45	5,11
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	460,88	4,81	3,36	2,25	0,40	5,06
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	460,79	4,56	3,11	2,47	0,46	4,87
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	460,68	4,33	2,92	2,79	0,55	4,73
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	460,37	4,17	3,08	2,71	0,52	4,54
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	459,22	4,10	3,54	2,63	0,49	4,46
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	457,10	4,06	3,83	2,52	0,47	4,38
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	455,48	3,97	3,89	2,28	0,42	4,24
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	455,63	3,77	3,65	2,48	0,47	4,08
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	455,58	3,56	3,46	2,57	0,47	3,90

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	455,57	3,27	3,17	2,97	0,55	3,72
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	448,49	3,20	3,15	3,18	0,60	3,71
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	441,94	3,18	3,13	3,20	0,62	3,70
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	405,51	2,96	2,91	3,67	0,73	3,64
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	358,04	2,73	2,71	4,01	0,84	3,55
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	303,88	2,31	2,28	4,18	0,95	3,20
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	252,76	1,72	1,89	4,34	1,10	2,68

Tabella 20 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200, SIM_C2.

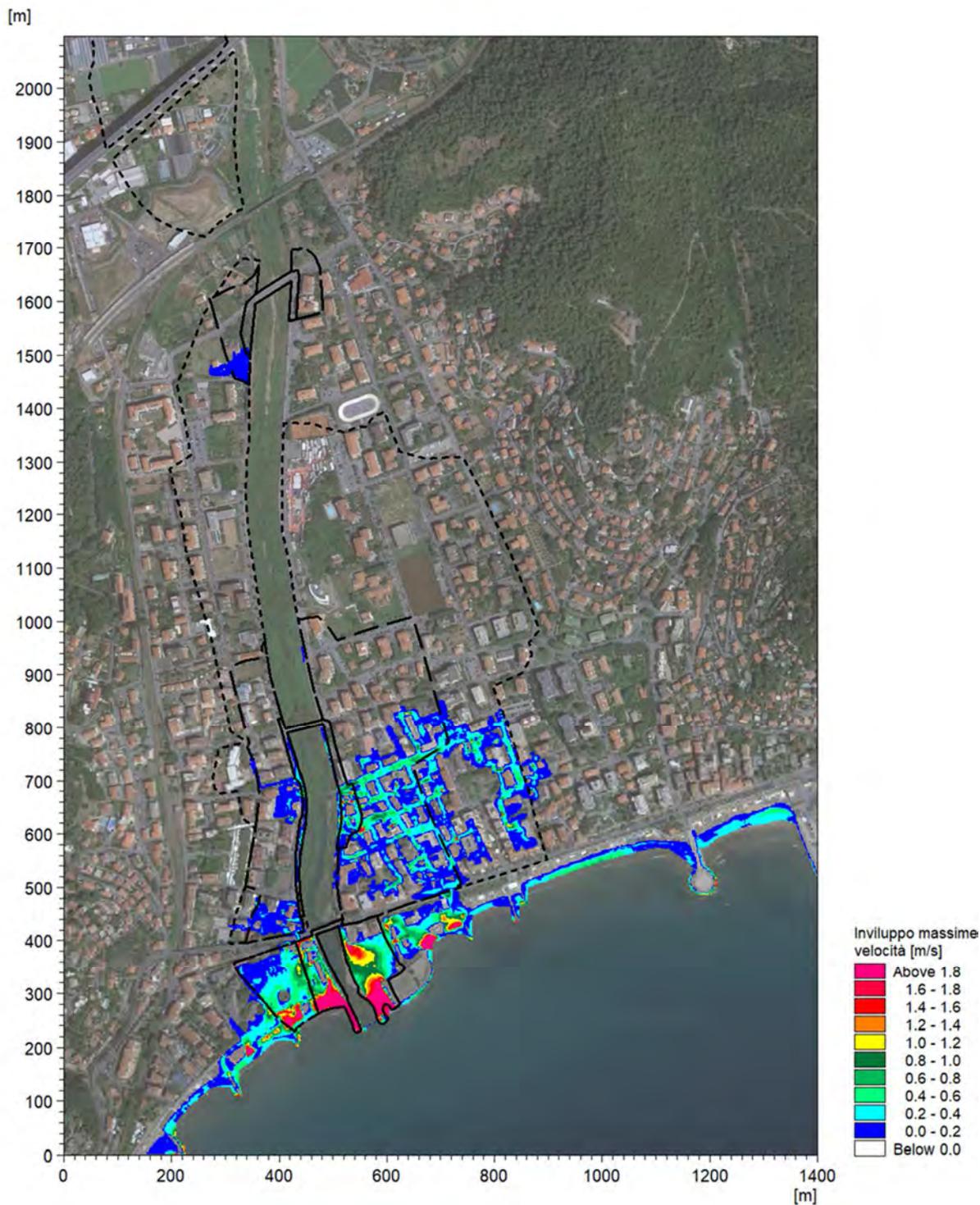


Figura 91 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR200, SIM_C2.

Nella Tabella 21 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario con valore del coefficiente di Gauckler-Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500). In Figura 91 è riportata la

distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	5,86	549,99	9,45	3,59	3,06	0,59	9,93
MERULA	SEZ 3	54,82	5,64	549,99	9,24	3,60	3,02	0,58	9,71
MERULA	SEZ 4	85,71	5,19	549,98	9,18	3,99	2,82	0,52	9,58
MERULA	SEZ 5	131,43	3,98	549,97	9,13	5,15	2,49	0,43	9,44
MERULA	SEZ 6	157,13	4,37	549,97	9,10	4,73	2,38	0,41	9,39
MERULA	SEZ 7	185,81	4,37	549,96	8,30	3,93	3,18	0,62	8,81
MERULA	SEZ 8	207,41	4,05	549,95	8,24	4,19	2,98	0,57	8,70
MERULA	SEZ 9	237,38	4,48	549,92	8,12	3,64	3,05	0,58	8,59
MERULA	SEZ 10	259,66	4,71	549,91	8,07	3,36	2,87	0,53	8,49
MERULA	SEZ 11	282,31	4,57	549,90	7,99	3,42	2,91	0,54	8,42
MERULA	SEZ 12	299,84	3,69	549,90	7,97	4,28	2,75	0,50	8,35
MERULA	SEZ 13	319,81	3,62	549,90	8,02	4,40	2,23	0,36	8,27
MERULA	SEZ 14	337,40	3,62	549,90	7,79	4,17	2,37	0,40	8,07
MERULA	SEZ 15	362,71	3,09	549,90	7,41	4,32	3,12	0,59	7,91
MERULA	SEZ 16	399,00	3,12	549,90	7,30	4,18	2,98	0,55	7,75
MERULA	SEZ 17	450,83	2,77	549,89	7,17	4,40	2,79	0,50	7,57
MERULA	SEZ 18	527,55	2,90	549,88	6,95	4,05	2,79	0,51	7,35
MERULA	SEZ 19	600,17	3,12	550,16	6,66	3,54	3,04	0,57	7,13
MERULA	SEZ 20	670,72	3,07	550,14	6,42	3,35	2,95	0,55	6,86
MERULA	SEZ 21	704,91	2,99	550,13	6,29	3,30	2,96	0,55	6,74
MERULA	SEZ 22	740,35	3,00	550,12	6,15	3,15	3,02	0,57	6,62
MERULA	SEZ 23	793,42	2,72	550,13	5,92	3,20	3,11	0,60	6,42
MERULA	SEZ 24	887,14	2,03	550,13	5,65	3,62	2,78	0,51	6,04
MERULA	SEZ 26	1020,76	1,75	544,32	5,36	3,61	2,50	0,44	5,67
MERULA	SEZ 27	1078,67	1,84	530,85	5,17	3,33	2,73	0,51	5,55
MERULA	SEZ 28	1130,85	1,51	525,33	5,09	3,58	2,49	0,45	5,41
MERULA	SEZ 29	1149,43	1,45	522,98	5,09	3,64	2,34	0,40	5,36
MERULA	SEZ 30	1171,87	1,45	521,55	4,75	3,30	2,63	0,48	5,10
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,41	520,61	4,52	3,11	2,94	0,56	4,96
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,09	519,32	4,35	3,26	2,87	0,53	4,77
MERULA	SEZ 33	1305,81	0,56	518,88	4,28	3,72	2,80	0,51	4,68
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,23	516,28	4,24	4,01	2,68	0,48	4,61
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,08	511,79	4,16	4,08	2,42	0,43	4,45
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,12	510,44	3,95	3,83	2,61	0,48	4,29
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,10	510,77	3,73	3,63	2,73	0,49	4,11
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,10	510,78	3,39	3,29	3,20	0,58	3,91
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,10	501,43	3,32	3,27	3,41	0,63	3,91
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,05	493,28	3,30	3,25	3,41	0,65	3,89

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,05	452,25	3,07	3,02	3,92	0,77	3,85
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,02	396,57	2,83	2,81	4,26	0,87	3,75
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,03	331,49	2,39	2,36	4,39	0,98	3,37
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,03	271,51	1,78	1,95	4,50	1,12	2,81

Tabella 21 – Risultati di sintesi per lo scenario TR500, SIM_C3.

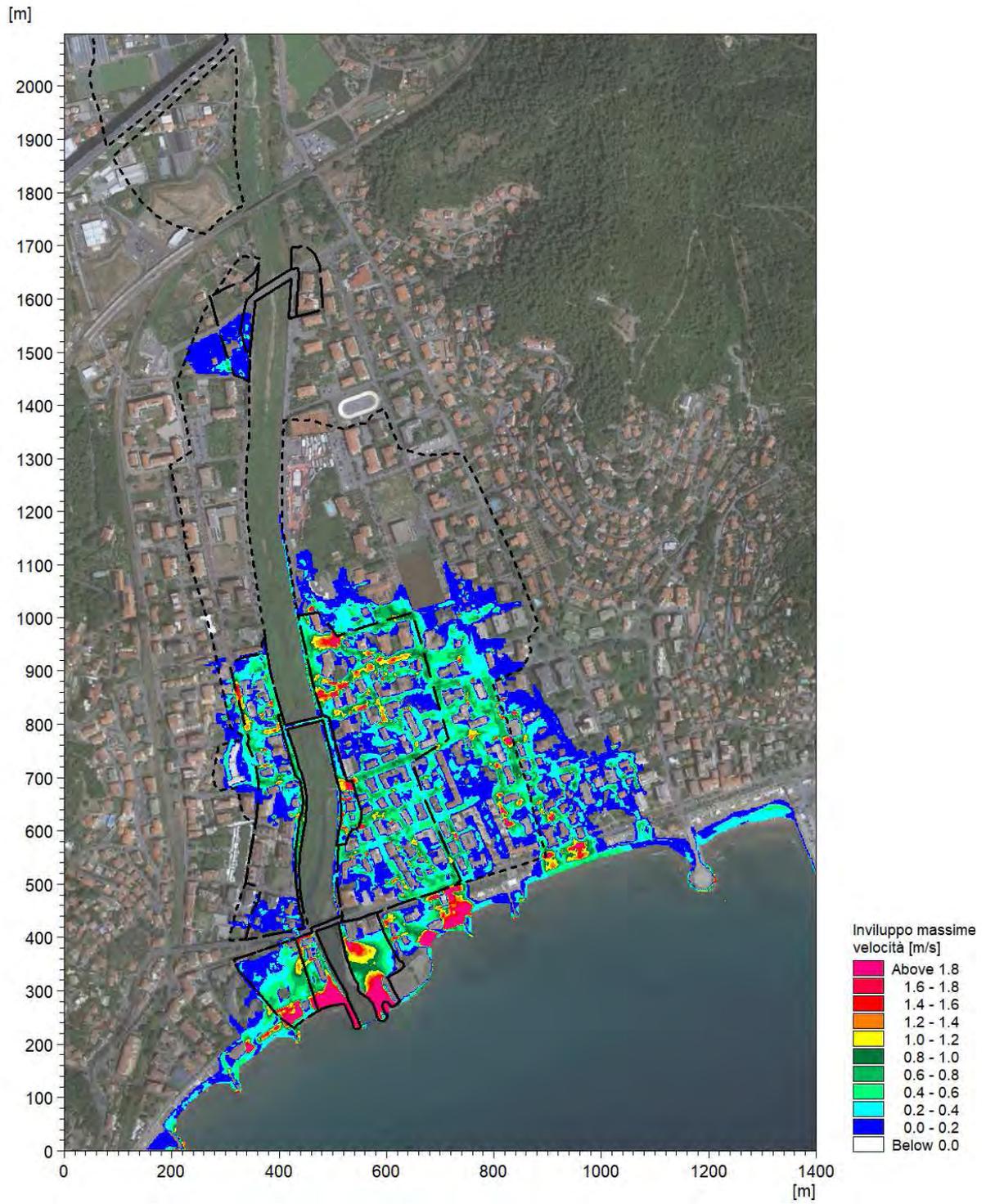


Figura 92 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR500, SIM_C3.

3. Effetto dell'annullamento dei franchi idraulici

Nella Tabella 22 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni (TR50). In Figura 93 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m³/s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	6,36	320,00	8,89	2,53	2,86	0,69	9,30
MERULA	SEZ 3	54,82	6,14	319,99	8,60	2,46	2,92	0,71	9,03
MERULA	SEZ 4	85,71	5,69	319,99	8,49	2,80	2,68	0,62	8,85
MERULA	SEZ 5	131,43	4,48	319,98	8,42	3,94	2,23	0,48	8,67
MERULA	SEZ 6	157,13	4,87	319,98	8,39	3,52	2,08	0,43	8,61
MERULA	SEZ 7	185,81	4,87	319,97	7,75	2,88	2,84	0,67	8,16
MERULA	SEZ 8	207,41	4,55	319,96	7,67	3,12	2,75	0,65	8,05
MERULA	SEZ 9	237,38	4,98	319,95	7,52	2,54	2,83	0,67	7,93
MERULA	SEZ 10	259,66	5,21	319,95	7,46	2,25	2,60	0,59	7,80
MERULA	SEZ 11	282,31	5,07	319,95	7,36	2,29	2,68	0,62	7,73
MERULA	SEZ 12	299,84	4,19	319,95	7,33	3,14	2,50	0,56	7,65
MERULA	SEZ 13	319,81	4,12	319,95	7,38	3,26	1,83	0,35	7,55
MERULA	SEZ 14	337,40	4,12	319,95	7,20	3,08	1,96	0,39	7,40
MERULA	SEZ 15	362,71	3,59	319,95	6,89	3,30	2,81	0,66	7,29
MERULA	SEZ 16	399,00	3,62	319,95	6,77	3,15	2,61	0,59	7,12
MERULA	SEZ 17	450,83	3,27	319,94	6,65	3,38	2,36	0,51	6,93
MERULA	SEZ 18	527,55	3,40	319,93	6,46	3,06	2,33	0,50	6,73
MERULA	SEZ 19	600,17	3,62	320,40	6,18	2,56	2,65	0,61	6,54
MERULA	SEZ 20	670,72	3,57	320,38	5,94	2,37	2,56	0,58	6,27
MERULA	SEZ 21	704,91	3,49	320,37	5,82	2,33	2,55	0,57	6,15
MERULA	SEZ 22	740,35	3,50	320,37	5,68	2,18	2,63	0,61	6,04
MERULA	SEZ 23	793,42	3,22	320,37	5,45	2,23	2,76	0,65	5,83
MERULA	SEZ 24	887,14	2,53	320,34	5,16	2,63	2,38	0,53	5,45
MERULA	SEZ 26	1020,76	2,25	320,26	4,90	2,65	2,07	0,43	5,12
MERULA	SEZ 27	1078,67	2,34	320,73	4,70	2,36	2,44	0,55	5,00
MERULA	SEZ 28	1130,85	2,01	320,72	4,61	2,60	2,17	0,46	4,85
MERULA	SEZ 29	1149,43	2,05	320,72	4,59	2,54	2,07	0,43	4,81
MERULA	SEZ 30	1171,87	2,05	320,72	4,35	2,30	2,34	0,51	4,63
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,91	320,70	4,14	2,23	2,58	0,59	4,48
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,59	320,69	3,99	2,40	2,46	0,54	4,30
MERULA	SEZ 33	1305,81	1,06	320,51	3,94	2,88	2,34	0,49	4,22
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,73	320,16	3,90	3,17	2,24	0,47	4,16
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,58	320,02	3,84	3,26	1,99	0,40	4,04
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,62	320,09	3,68	3,06	2,16	0,45	3,91

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,60	317,09	3,54	2,94	2,11	0,42	3,76
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,60	318,19	3,02	2,42	2,71	0,58	3,39
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,55	315,21	2,96	2,41	2,87	0,61	3,38
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,55	310,47	2,94	2,39	2,88	0,63	3,36
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,55	283,70	2,75	2,20	3,29	0,74	3,30
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,52	249,05	2,57	2,05	3,49	0,81	3,19
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,53	209,95	2,21	1,68	3,78	0,98	2,93
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,33	162,91	1,70	1,37	3,68	1,07	2,39

Tabella 22 – Risultati di sintesi per lo scenario TR50, SIM_D1.

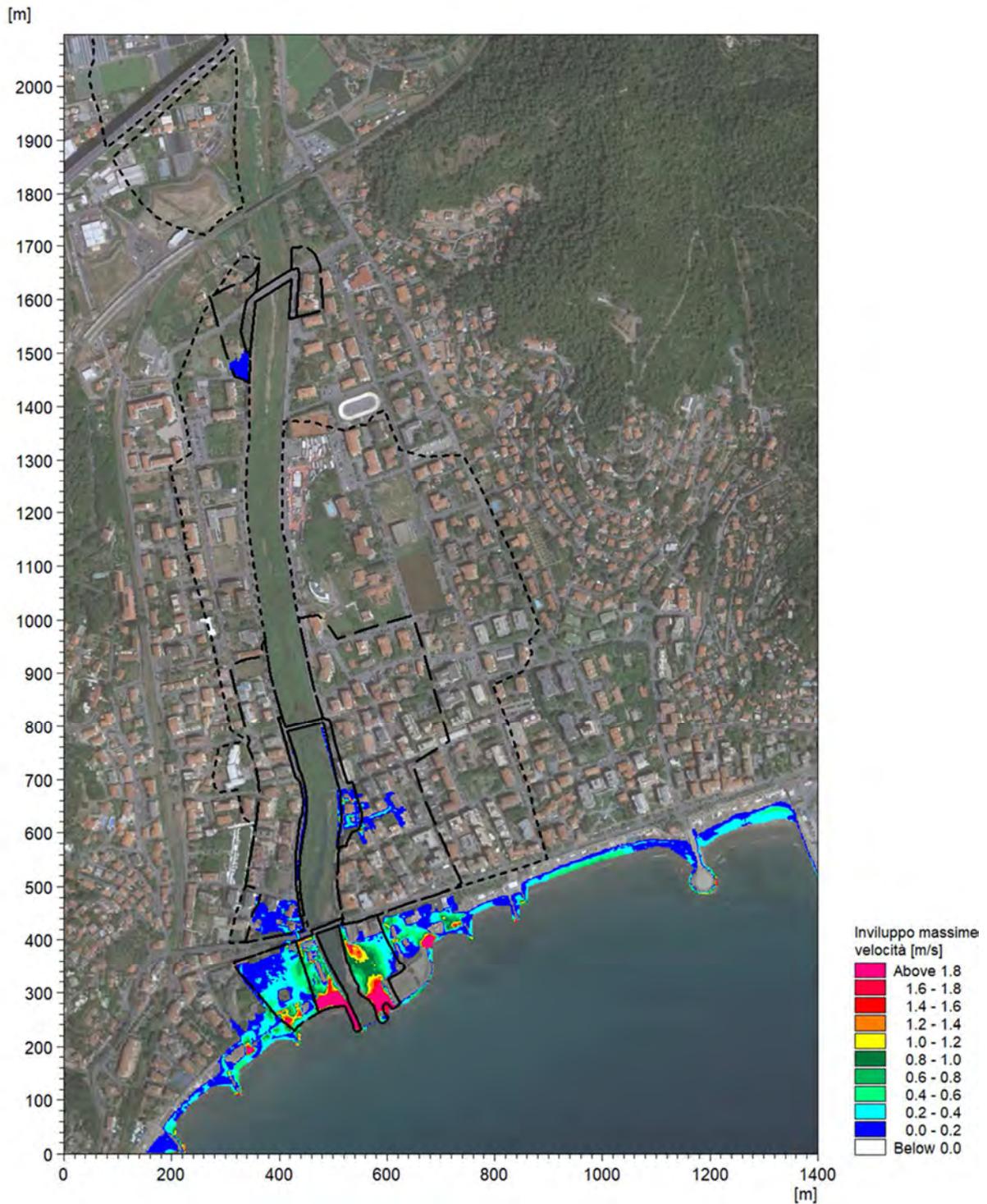


Figura 93 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR500, SIM_D1.

Nella Tabella 23 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (TR200).

In Figura 94 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	6,36	460,00	9,47	3,11	3,06	0,65	9,95
MERULA	SEZ 3	54,82	6,14	459,99	9,27	3,13	3,01	0,63	9,73
MERULA	SEZ 4	85,71	5,69	459,98	9,21	3,52	2,78	0,56	9,60
MERULA	SEZ 5	131,43	4,48	459,96	9,17	4,69	2,40	0,45	9,46
MERULA	SEZ 6	157,13	4,87	459,95	9,16	4,29	2,25	0,41	9,42
MERULA	SEZ 7	185,81	4,87	459,94	8,36	3,49	3,04	0,64	8,83
MERULA	SEZ 8	207,41	4,55	459,93	8,29	3,74	2,94	0,61	8,73
MERULA	SEZ 9	237,38	4,98	459,92	8,18	3,20	2,96	0,61	8,63
MERULA	SEZ 10	259,66	5,21	459,92	8,15	2,94	2,75	0,55	8,54
MERULA	SEZ 11	282,31	5,07	459,91	8,08	3,01	2,81	0,56	8,48
MERULA	SEZ 12	299,84	4,19	459,90	8,06	3,87	2,63	0,51	8,41
MERULA	SEZ 13	319,81	4,12	459,89	8,12	4,00	2,07	0,36	8,34
MERULA	SEZ 14	337,40	4,12	459,89	7,74	3,62	2,33	0,42	8,02
MERULA	SEZ 15	362,71	3,59	459,88	7,43	3,84	3,12	0,65	7,93
MERULA	SEZ 16	399,00	3,62	459,87	7,30	3,68	2,96	0,60	7,75
MERULA	SEZ 17	450,83	3,27	459,84	7,17	3,90	2,74	0,53	7,55
MERULA	SEZ 18	527,55	3,40	459,81	6,96	3,56	2,72	0,54	7,34
MERULA	SEZ 19	600,17	3,62	460,28	6,68	3,06	3,03	0,62	7,15
MERULA	SEZ 20	670,72	3,57	460,26	6,45	2,88	2,91	0,60	6,88
MERULA	SEZ 21	704,91	3,49	460,25	6,32	2,83	2,93	0,59	6,76
MERULA	SEZ 22	740,35	3,50	460,24	6,18	2,68	3,00	0,62	6,64
MERULA	SEZ 23	793,42	3,22	460,20	5,95	2,73	3,11	0,65	6,44
MERULA	SEZ 24	887,14	2,53	460,13	5,67	3,14	2,74	0,54	6,05
MERULA	SEZ 26	1020,76	2,25	452,70	5,43	3,18	2,38	0,45	5,72
MERULA	SEZ 27	1078,67	2,34	431,08	5,30	2,96	2,52	0,50	5,62
MERULA	SEZ 28	1130,85	2,01	415,21	5,28	3,27	2,17	0,41	5,52
MERULA	SEZ 29	1149,43	2,05	405,67	5,29	3,24	2,02	0,37	5,50
MERULA	SEZ 30	1171,87	2,05	399,33	4,72	2,67	2,48	0,50	5,03
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,91	399,84	4,54	2,63	2,68	0,56	4,91
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,59	403,82	4,39	2,80	2,60	0,52	4,74
MERULA	SEZ 33	1305,81	1,06	406,14	4,34	3,28	2,52	0,49	4,66
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,73	403,97	4,31	3,58	2,40	0,46	4,60
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,58	397,54	4,28	3,70	2,10	0,39	4,50
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,62	391,05	4,16	3,54	2,18	0,42	4,40
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,60	389,71	4,05	3,45	2,15	0,39	4,29
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,60	389,69	3,20	2,60	3,07	0,63	3,68
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,55	382,61	3,14	2,59	3,22	0,66	3,67
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,55	376,35	3,12	2,57	3,21	0,68	3,65

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,55	343,09	2,92	2,37	3,68	0,80	3,61
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,52	298,61	2,72	2,20	3,88	0,87	3,49
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,53	244,91	2,32	1,79	4,09	1,03	3,17
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,33	187,83	1,79	1,46	3,94	1,11	2,58

Tabella 23 – Risultati di sintesi per lo scenario TR200, SIM_D2.

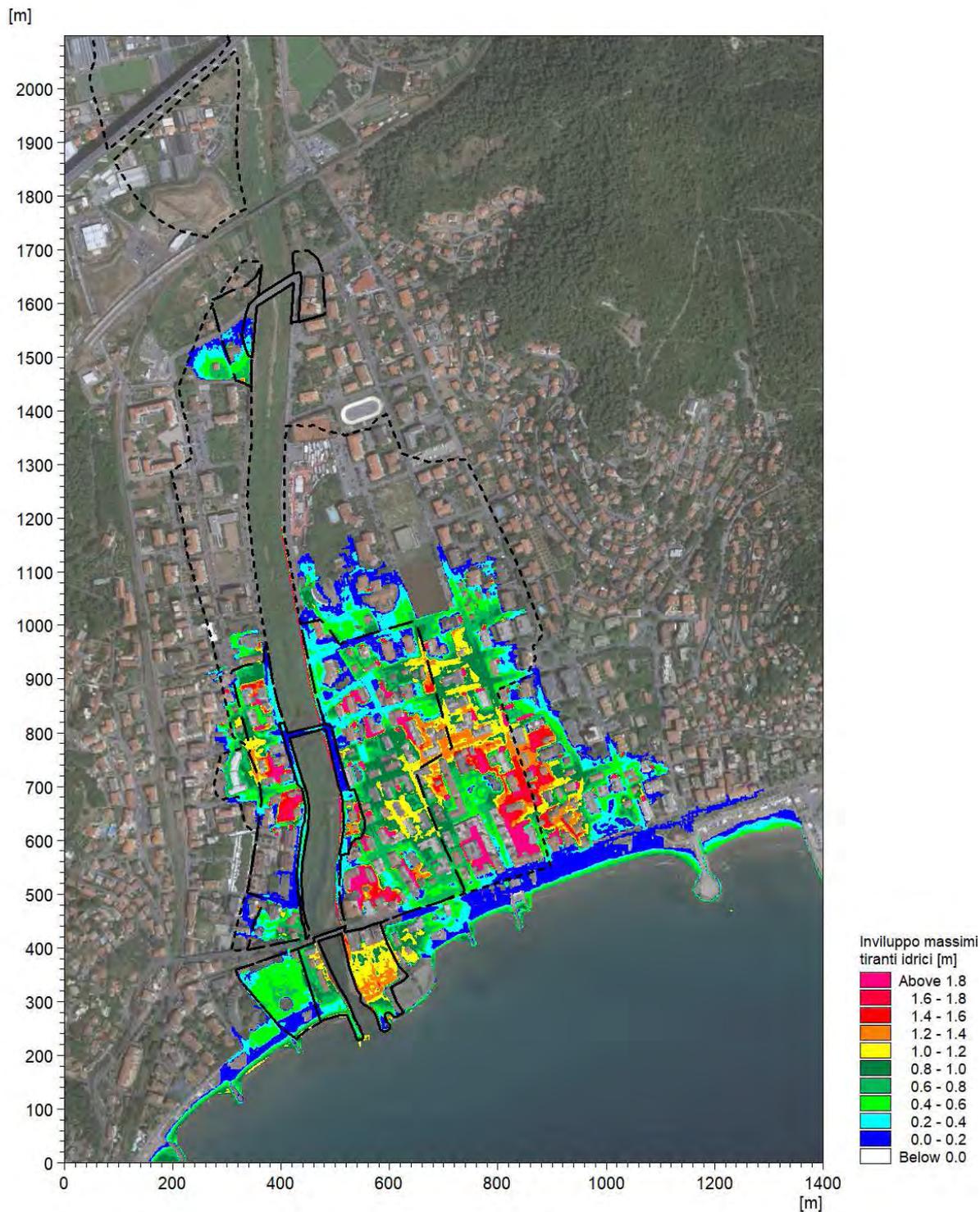


Figura 94 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR200, SIM_D2.

Nella Tabella 24 sono elencati i principali parametri idrodinamici relativi all'alveo inciso del torrente Merula (output del modello monodimensionale) per lo scenario in cui si considera un innalzamento del fondo medio per l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 500 anni (TR500).

In Figura 95 è riportata la distribuzione (output del modello MIKE21) delle massime velocità verificatesi nel corso della simulazione del medesimo scenario.

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 2	0,00	6,36	549,99	9,86	3,5	3,12	0,63	10,36
MERULA	SEZ 3	54,82	6,14	549,98	9,69	3,55	3,04	0,59	10,16
MERULA	SEZ 4	85,71	5,69	549,98	9,64	3,95	2,83	0,53	10,05
MERULA	SEZ 5	131,43	4,48	549,97	9,62	5,14	2,48	0,43	9,93
MERULA	SEZ 6	157,13	4,87	549,97	9,61	4,74	2,33	0,40	9,89
MERULA	SEZ 7	185,81	4,87	550,53	8,8	3,93	3,04	0,60	9,27
MERULA	SEZ 8	207,41	4,55	551,08	8,75	4,2	2,94	0,56	9,19
MERULA	SEZ 9	237,38	4,98	550,04	8,67	3,69	2,94	0,56	9,11
MERULA	SEZ 10	259,66	5,21	549,60	8,66	3,45	2,73	0,50	9,04
MERULA	SEZ 11	282,31	5,07	548,00	8,6	3,53	2,78	0,51	8,99
MERULA	SEZ 12	299,84	4,19	546,55	8,6	4,41	2,60	0,46	8,95
MERULA	SEZ 13	319,81	4,12	546,57	8,67	4,55	2,12	0,34	8,90
MERULA	SEZ 14	337,40	4,12	544,40	8,01	3,89	2,53	0,44	8,34
MERULA	SEZ 15	362,71	3,59	540,98	7,67	4,08	3,35	0,67	8,24
MERULA	SEZ 16	399,00	3,62	536,47	7,53	3,91	3,15	0,61	8,04
MERULA	SEZ 17	450,83	3,27	534,92	7,4	4,13	2,93	0,55	7,84
MERULA	SEZ 18	527,55	3,40	538,01	7,2	3,8	2,92	0,55	7,63
MERULA	SEZ 19	600,17	3,62	539,22	6,9	3,28	3,25	0,65	7,44
MERULA	SEZ 20	670,72	3,57	538,97	6,65	3,08	3,15	0,62	7,16
MERULA	SEZ 21	704,91	3,49	539,60	6,52	3,03	3,18	0,62	7,03
MERULA	SEZ 22	740,35	3,50	539,10	6,38	2,88	3,24	0,65	6,92
MERULA	SEZ 23	793,42	3,22	537,39	6,13	2,91	3,37	0,68	6,71
MERULA	SEZ 24	887,14	2,53	538,09	5,82	3,29	3,03	0,59	6,29
MERULA	SEZ 26	1020,76	2,25	512,10	5,56	3,31	2,58	0,48	5,90
MERULA	SEZ 27	1078,67	2,34	481,80	5,44	3,1	2,67	0,52	5,80
MERULA	SEZ 28	1130,85	2,01	455,53	5,44	3,43	2,25	0,41	5,70
MERULA	SEZ 29	1149,43	2,05	438,06	5,46	3,41	2,07	0,37	5,68
MERULA	SEZ 30	1171,87	2,05	426,87	4,85	2,8	2,52	0,50	5,17
MERULA	SEZ 31	1226,82	1,91	429,09	4,67	2,76	2,72	0,55	5,05
MERULA	SEZ 32	1279,36	1,59	438,31	4,52	2,93	2,69	0,53	4,89
MERULA	SEZ 33	1305,81	1,06	441,41	4,46	3,4	2,62	0,50	4,81
MERULA	SEZ 34	1331,93	0,73	438,39	4,44	3,71	2,50	0,47	4,76
MERULA	SEZ 35	1392,57	0,58	427,07	4,41	3,83	2,16	0,39	4,65
MERULA	SEZ 36	1467,63	0,62	414,28	4,3	3,68	2,19	0,41	4,55
MERULA	SEZ 37	1537,69	0,60	412,95	4,2	3,6	2,17	0,39	4,44
MERULA	SEZ 38	1552,26	0,60	412,86	3,27	2,67	3,17	0,64	3,78
MERULA	SEZ 39	1562,01	0,55	405,52	3,21	2,66	3,32	0,67	3,77
MERULA	SEZ 40	1569,20	0,55	399,06	3,19	2,64	3,31	0,69	3,75

ID	ID	Progressiva	Fondo	Q	P.L.	h	v	Fr	H
Fiume	Sezione	(m)	(m s.m.)	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
MERULA	SEZ 41	1605,00	0,55	363,66	2,98	2,43	3,79	0,81	3,71
MERULA	SEZ 42	1641,70	0,52	316,62	2,77	2,25	4,00	0,89	3,59
MERULA	SEZ 43	1692,90	0,53	259,35	2,37	1,84	4,20	1,04	3,27
MERULA	SEZ 44	1748,98	0,33	198,75	1,83	1,5	4,05	1,12	2,67

Tabella 24 – Risultati di sintesi per lo scenario TR500, SIM_D3.

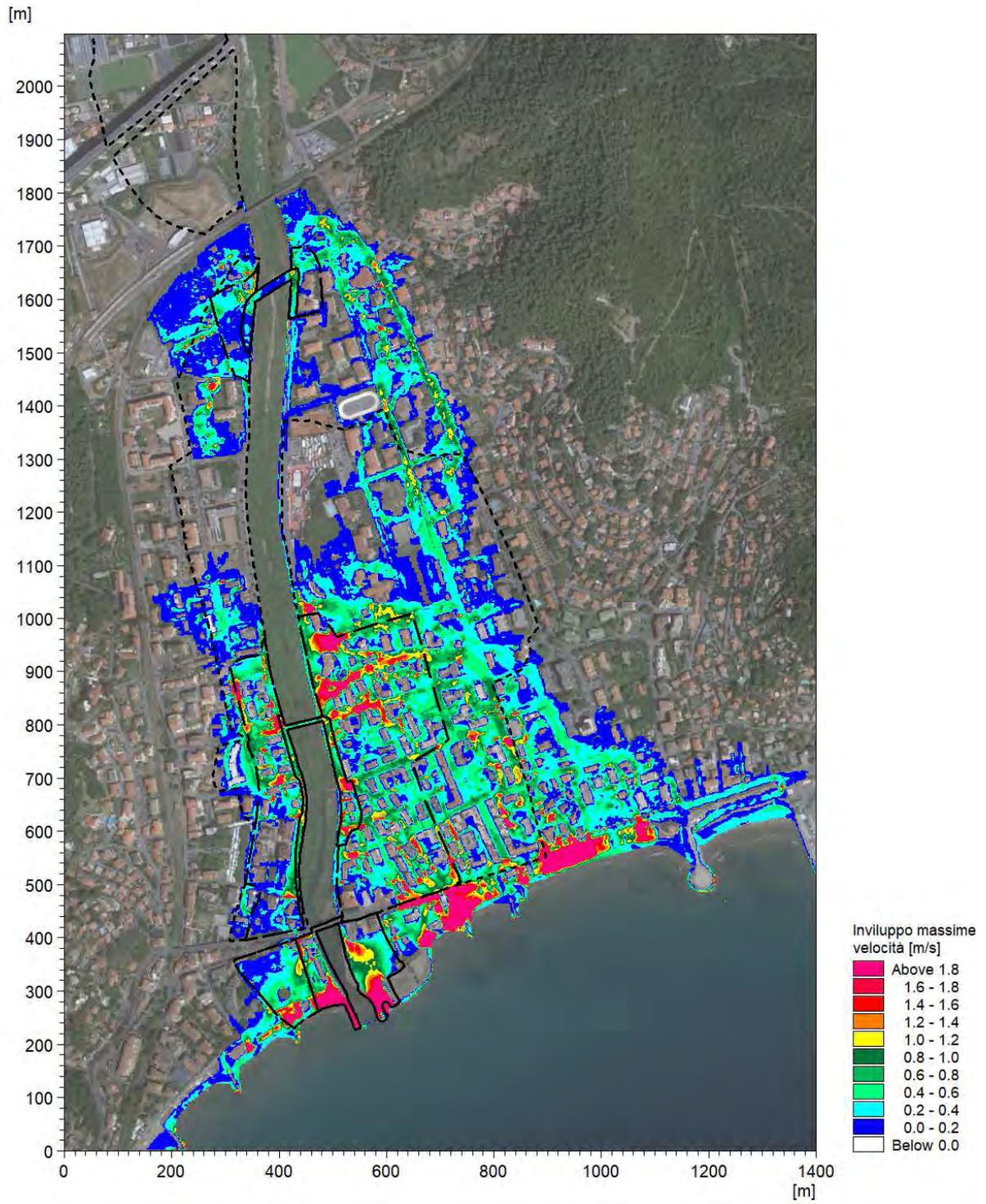
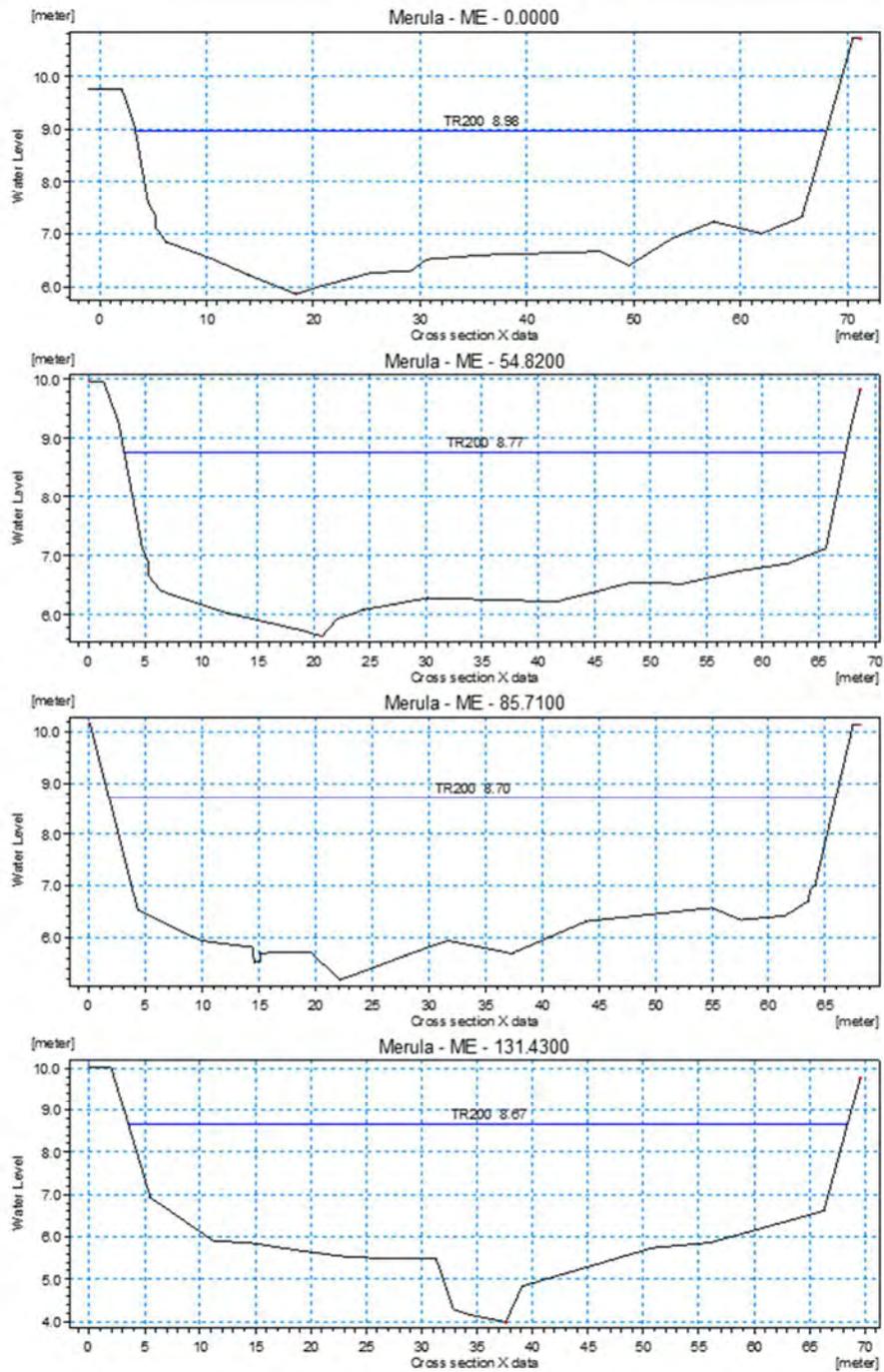
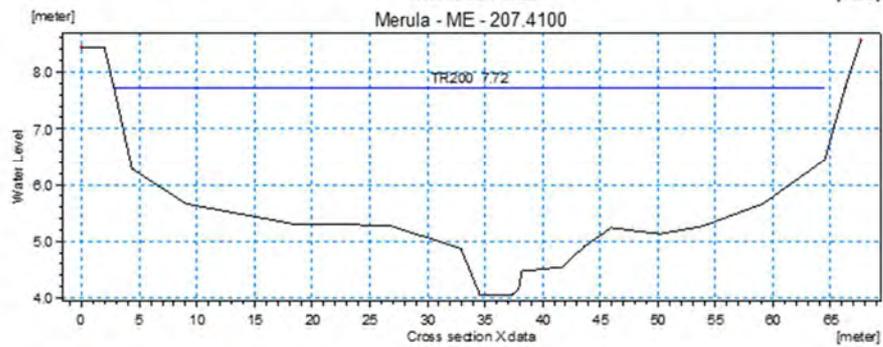
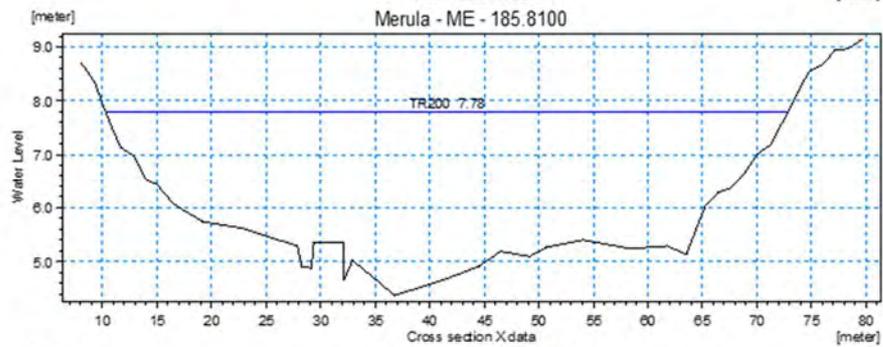
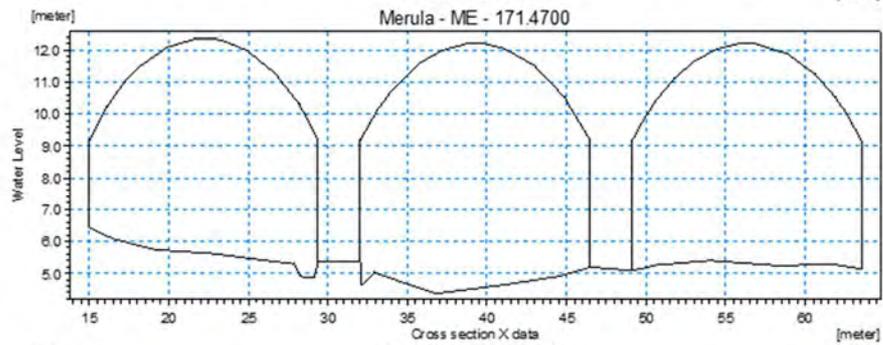
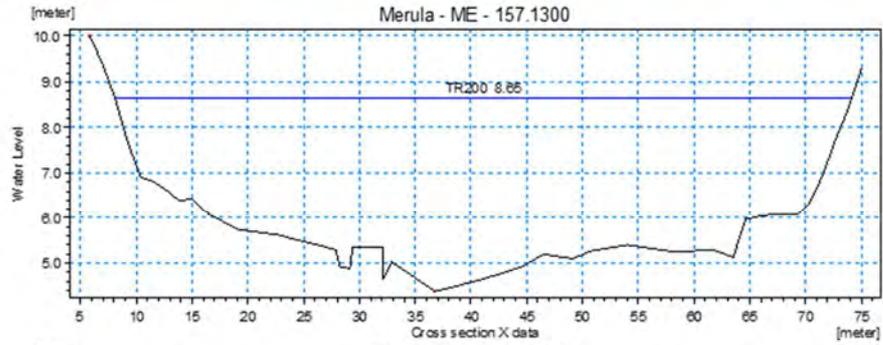


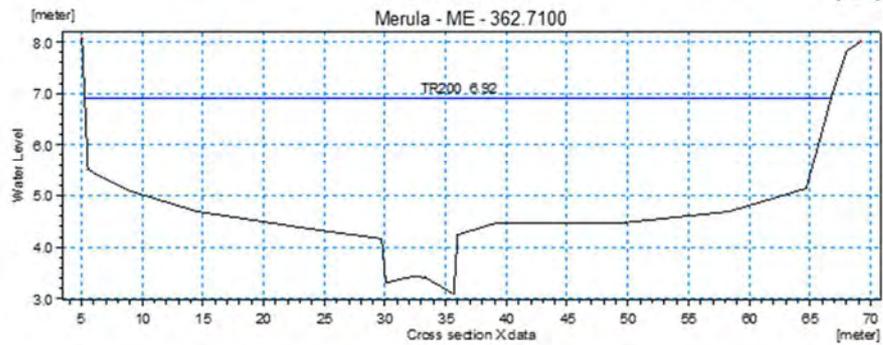
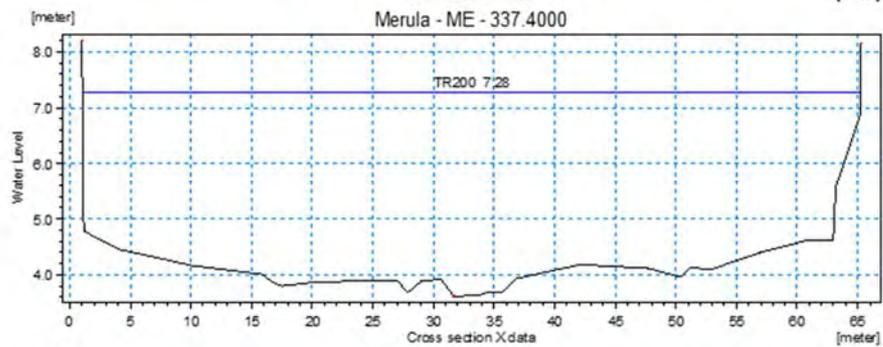
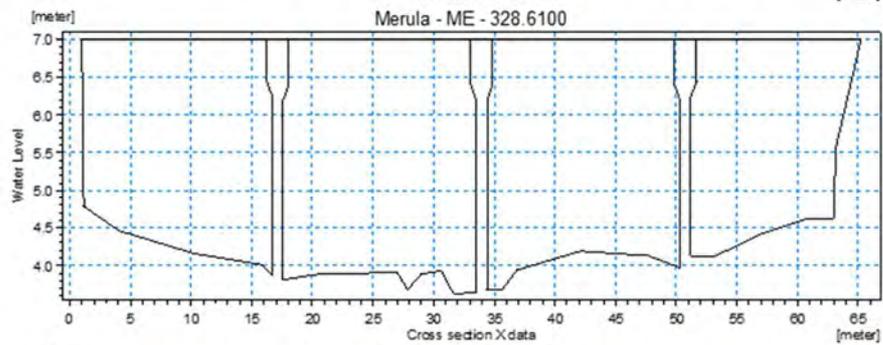
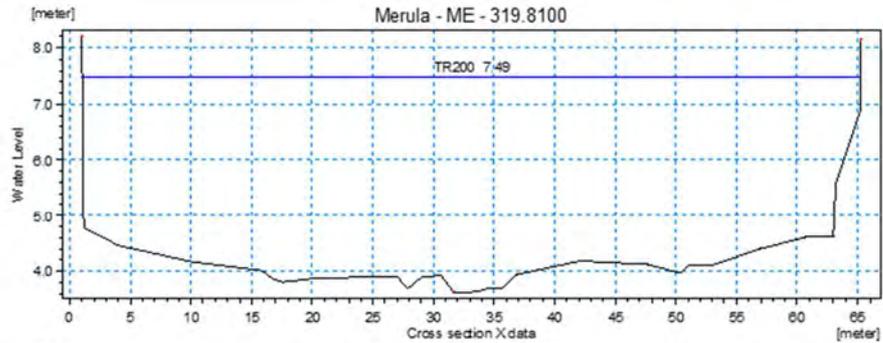
Figura 95 - Distribuzione delle velocità massime di deflusso per l'evento di piena con TR500, SIM_D3.

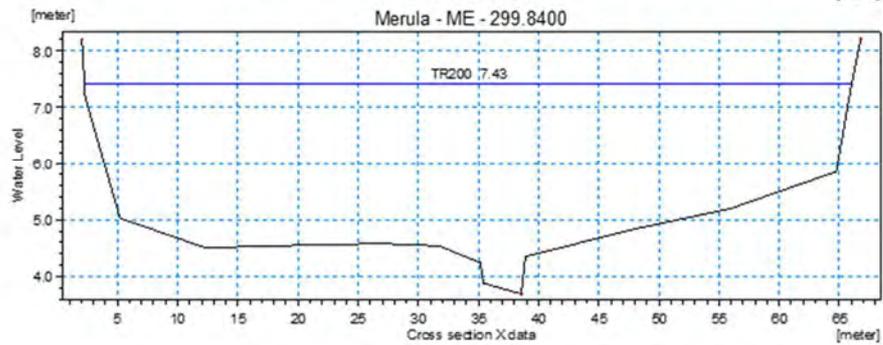
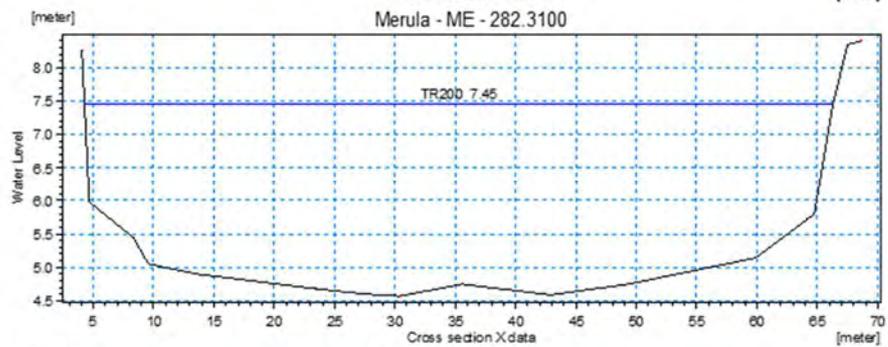
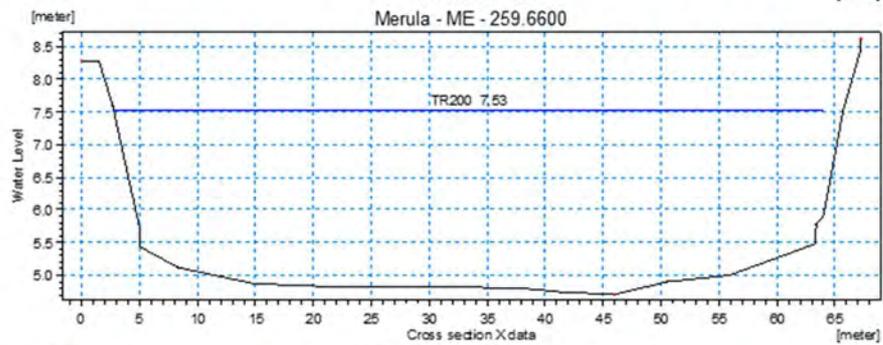
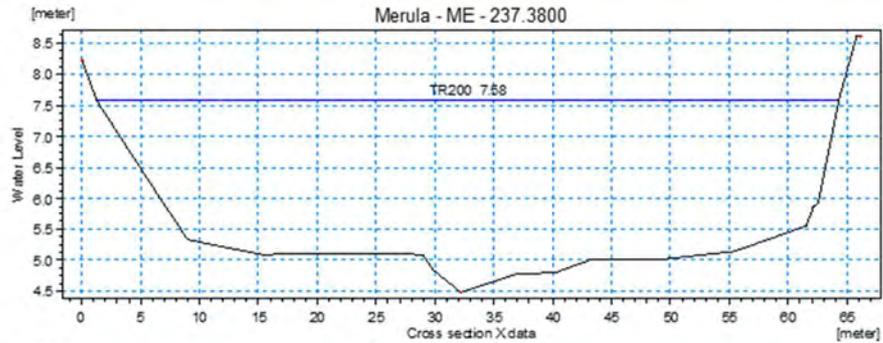
ALLEGATO 5 – Sezioni trasversali inserite nel modello idraulico, con indicato il livello massimo di piena dell'evento con tempo di ritorno di 200 anni per lo scenario SIM_2.

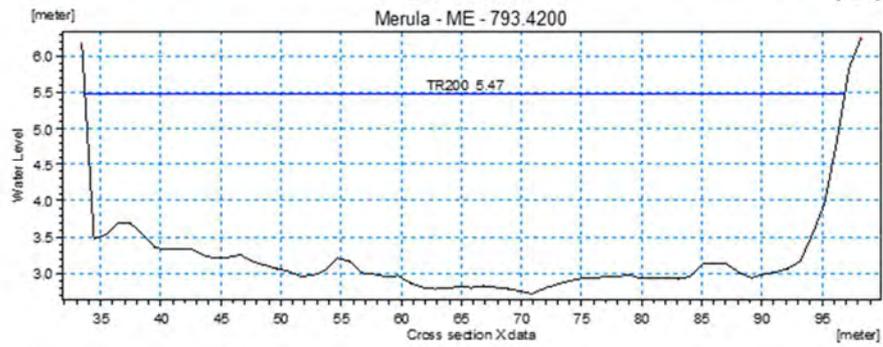
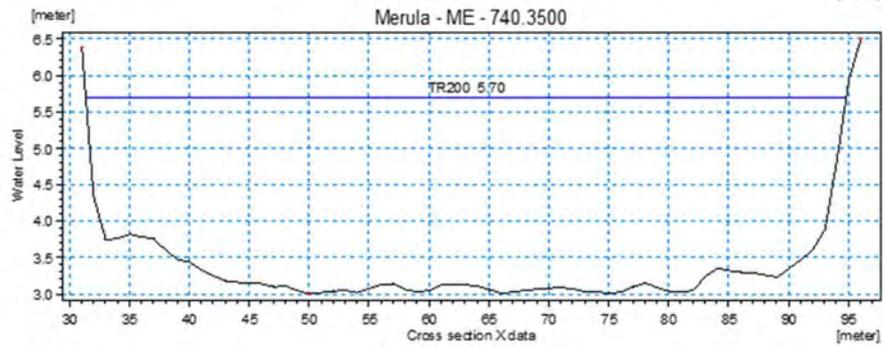
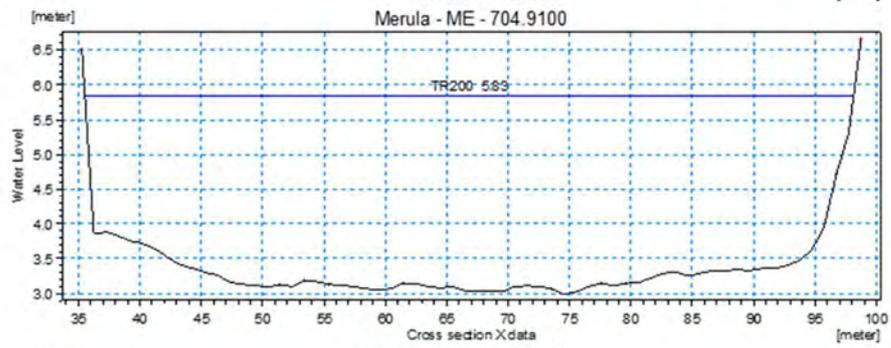
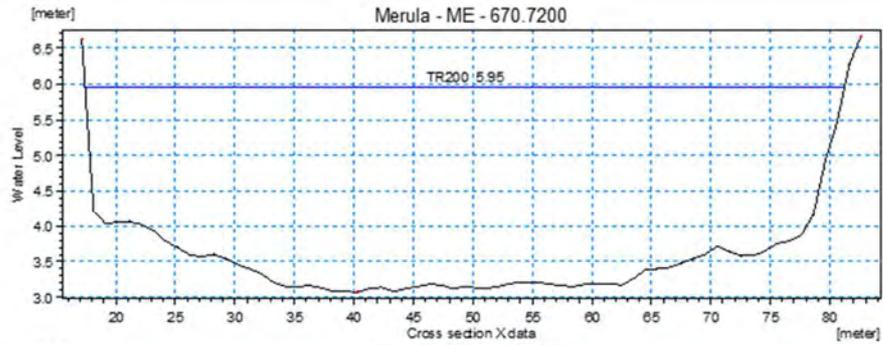
1. Sezioni torrente Merula

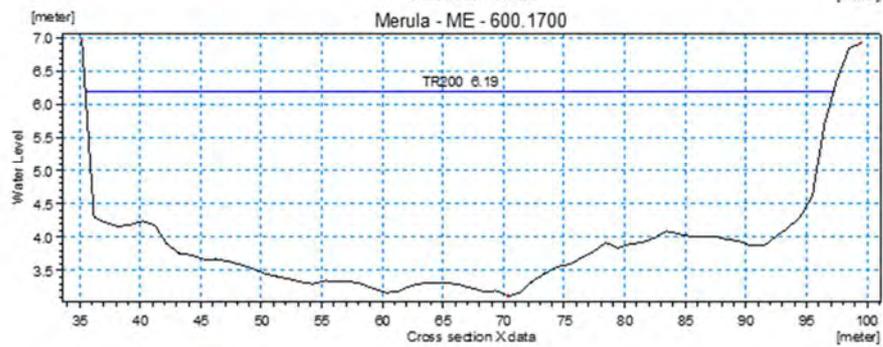
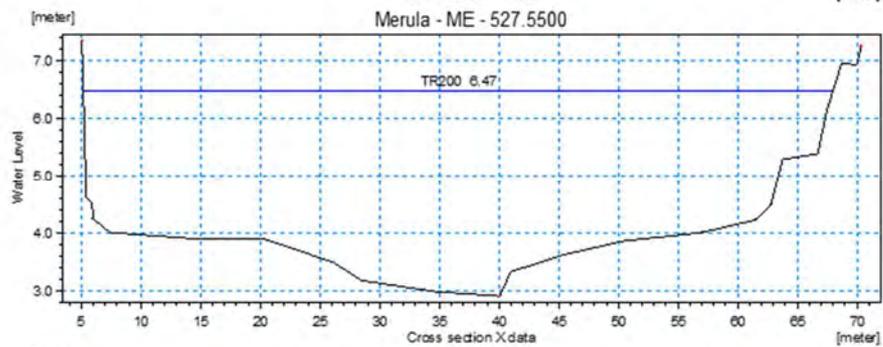
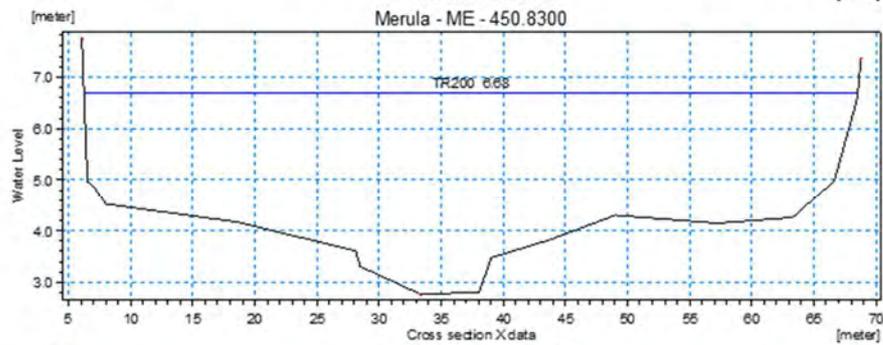
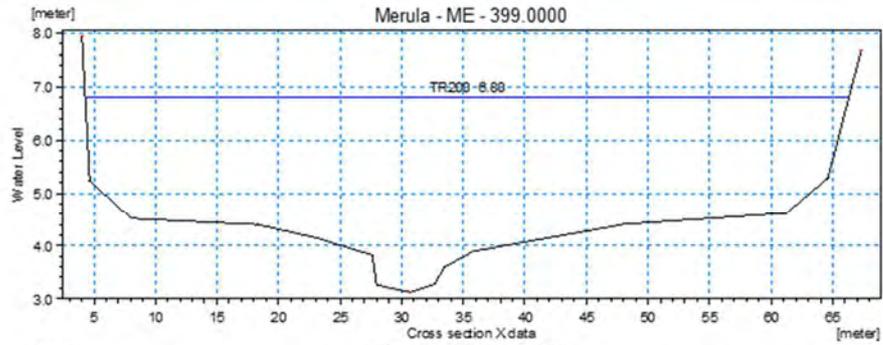


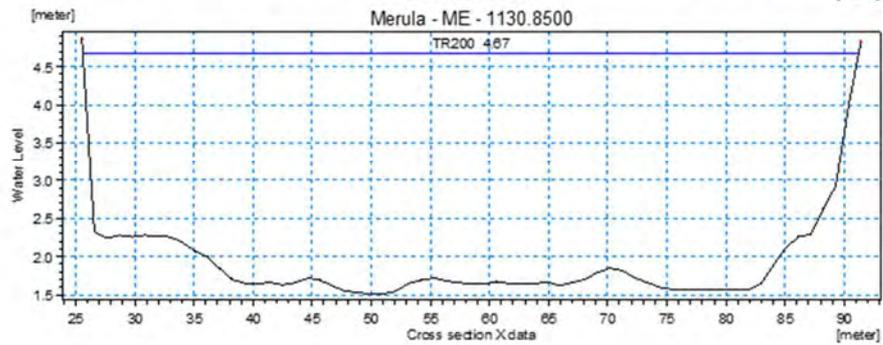
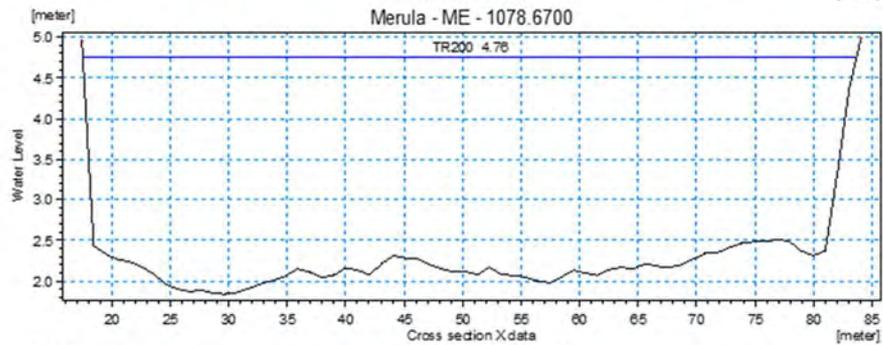
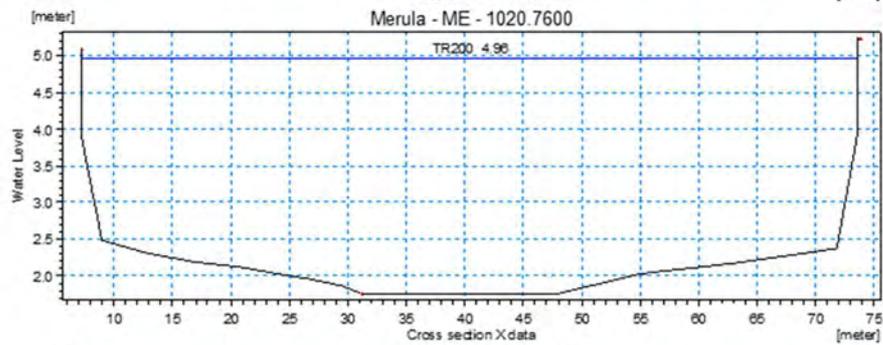
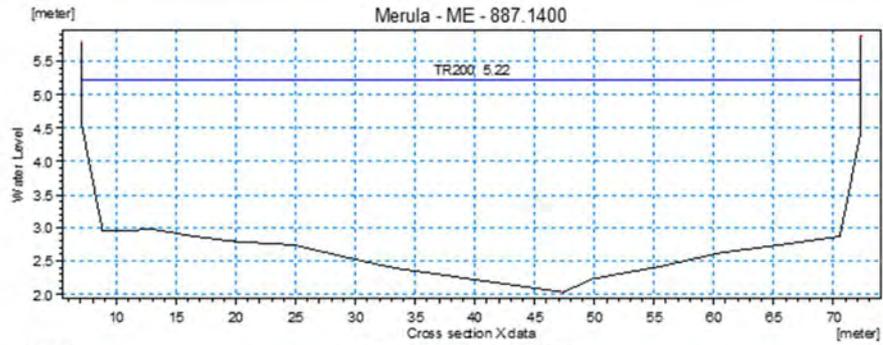


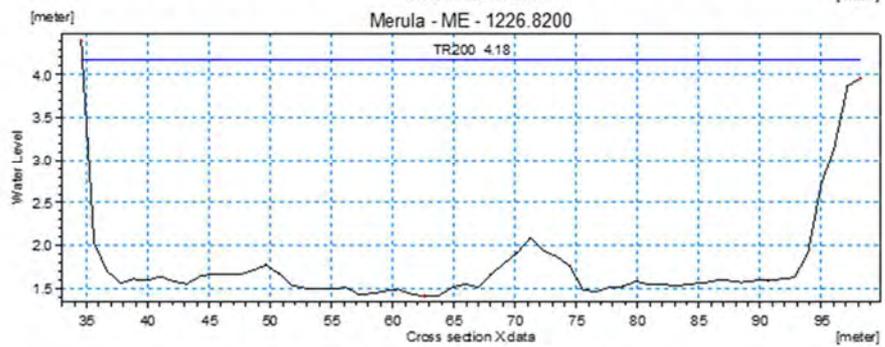
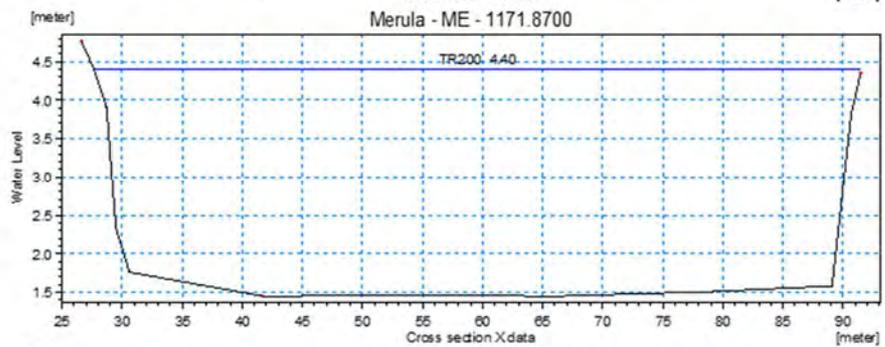
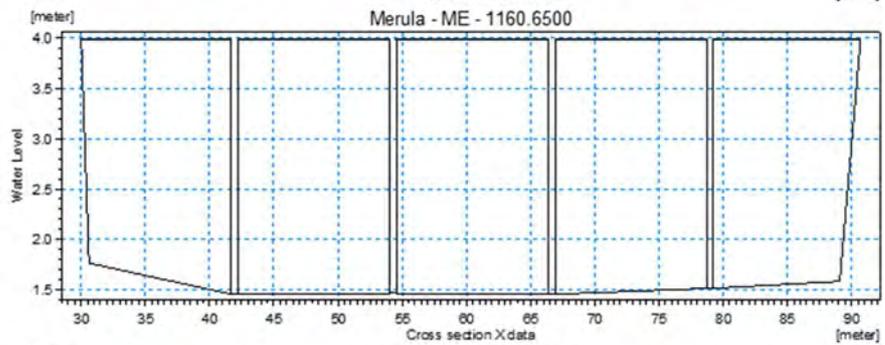
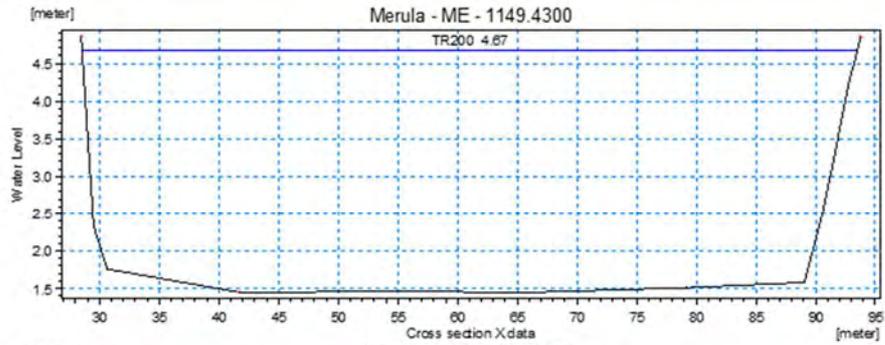


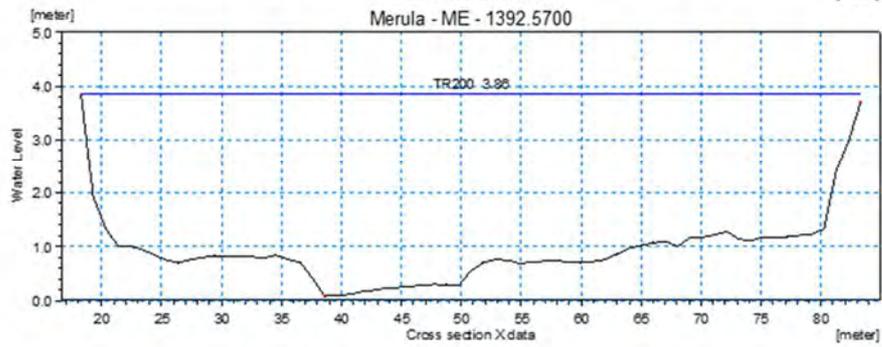
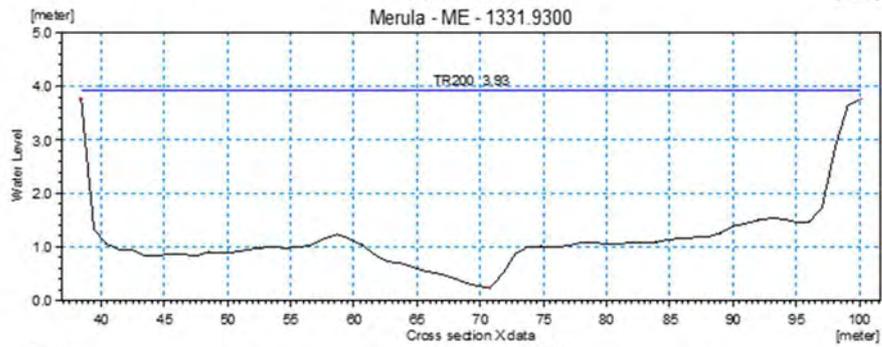
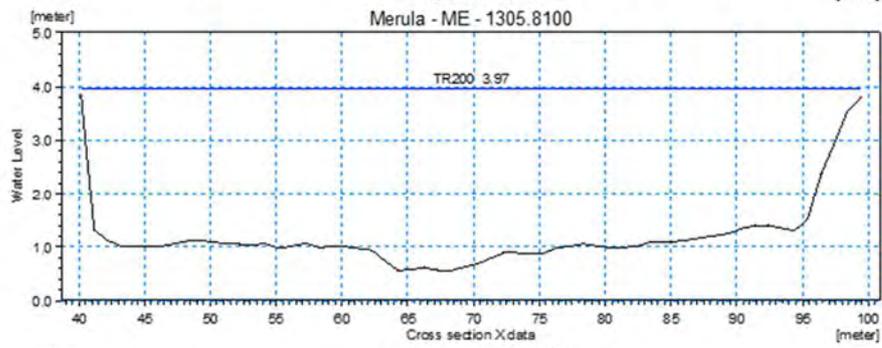
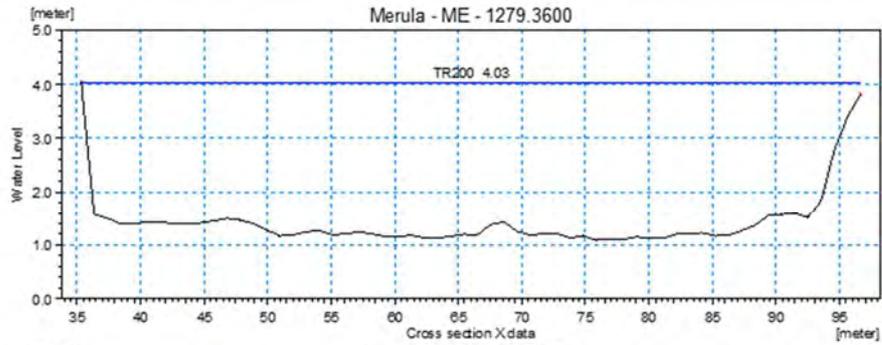


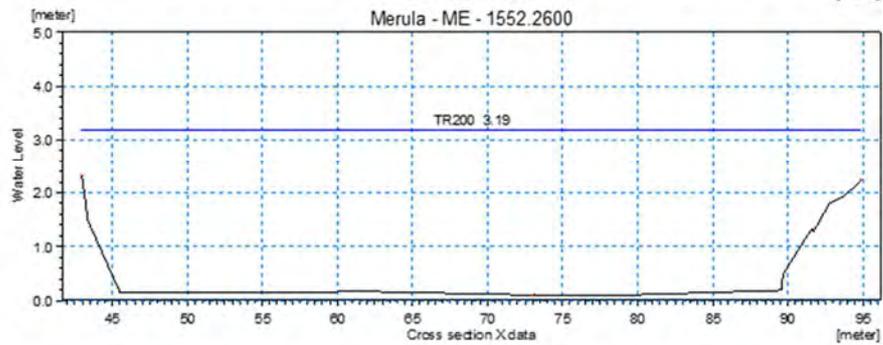
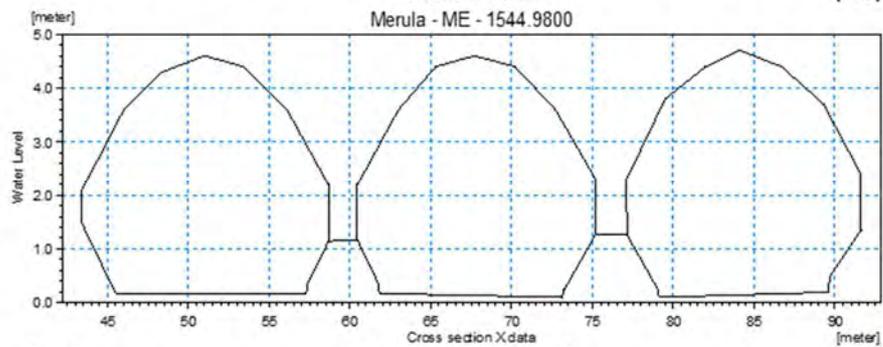
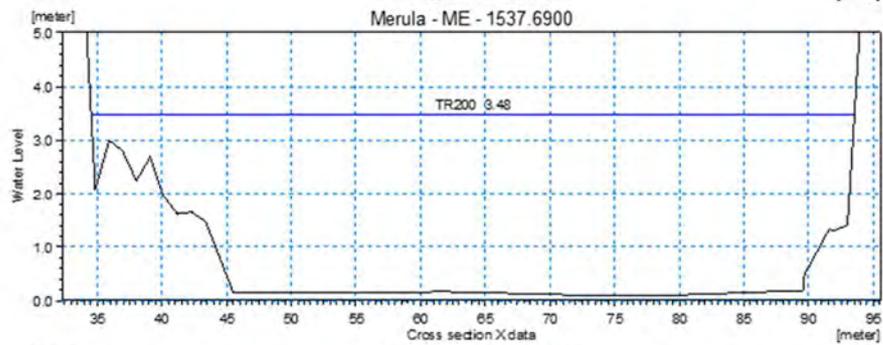
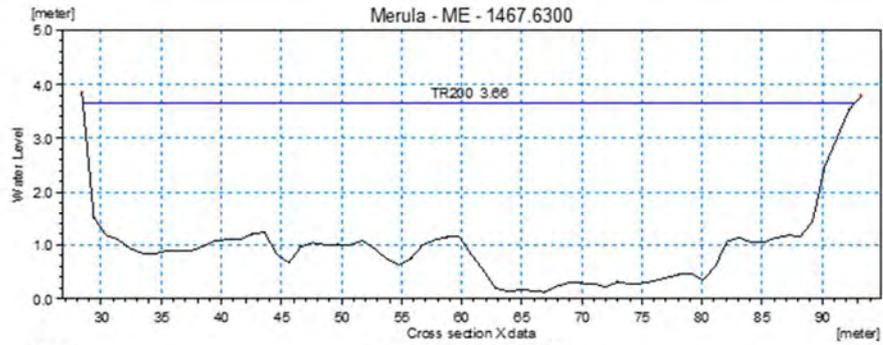


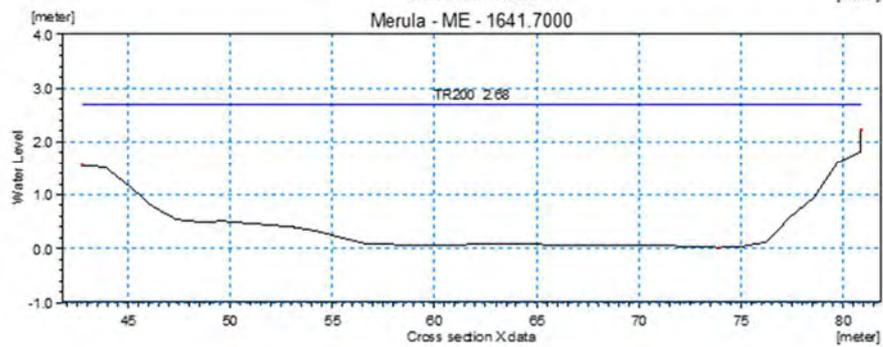
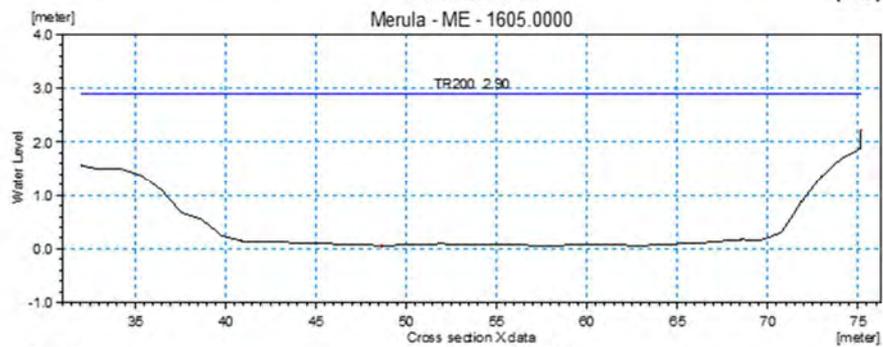
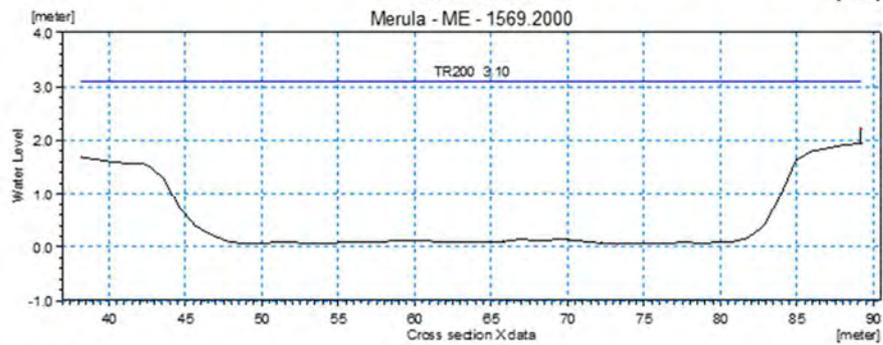
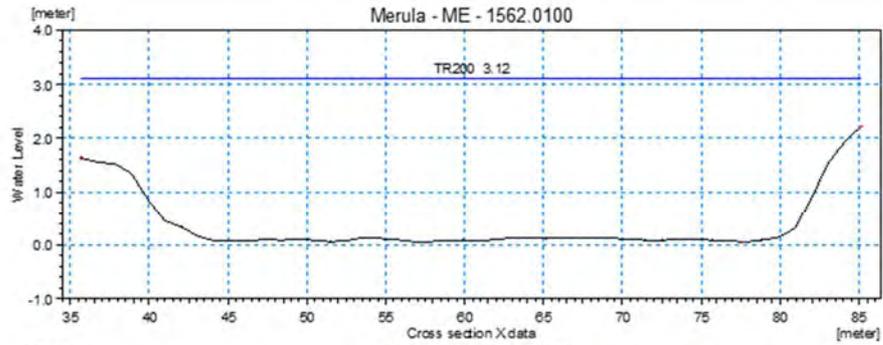


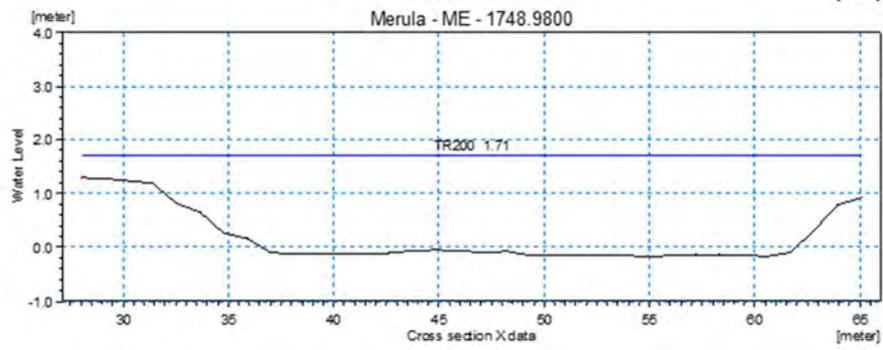
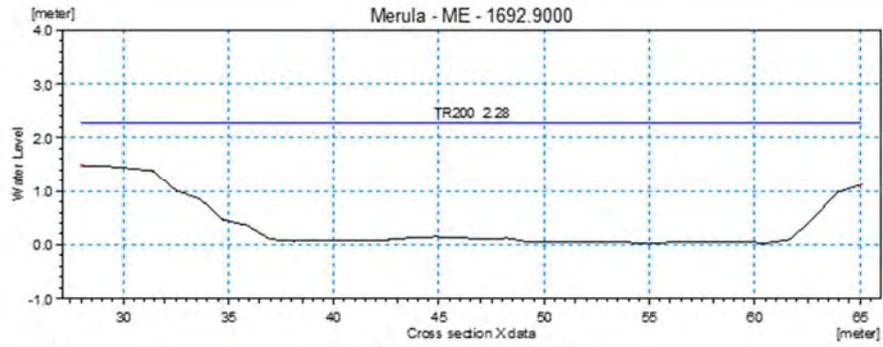




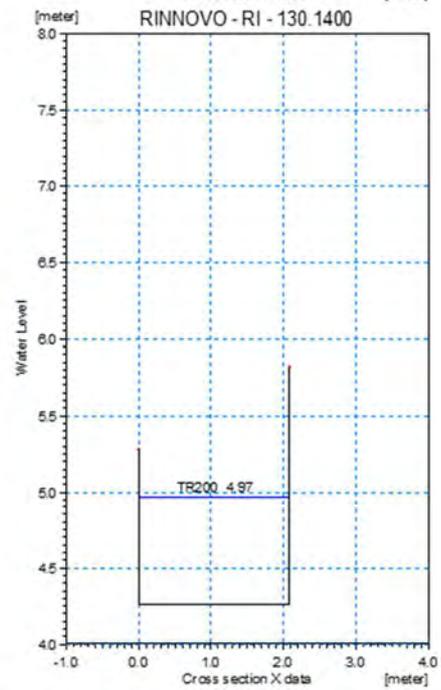
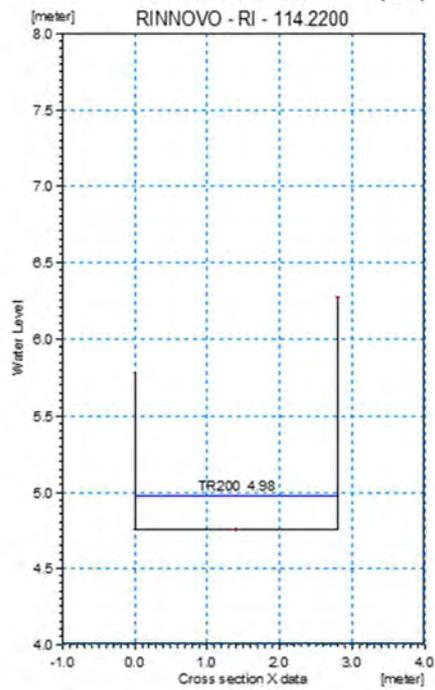
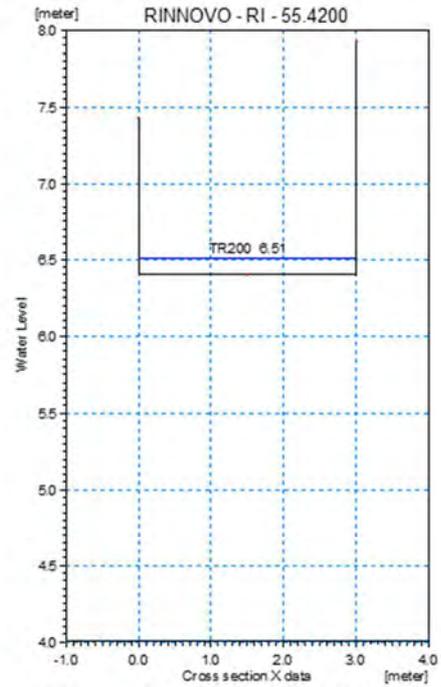
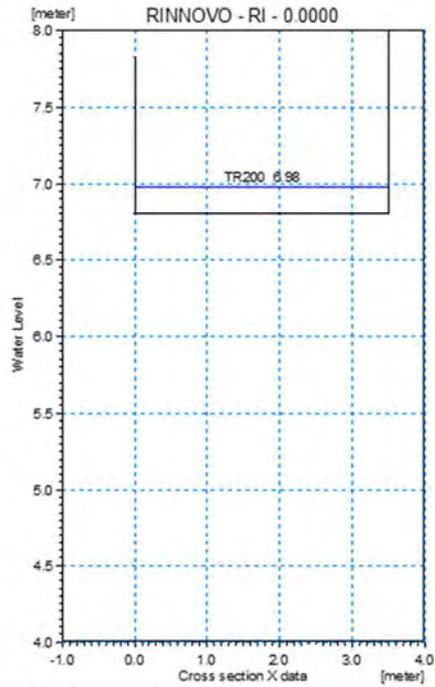


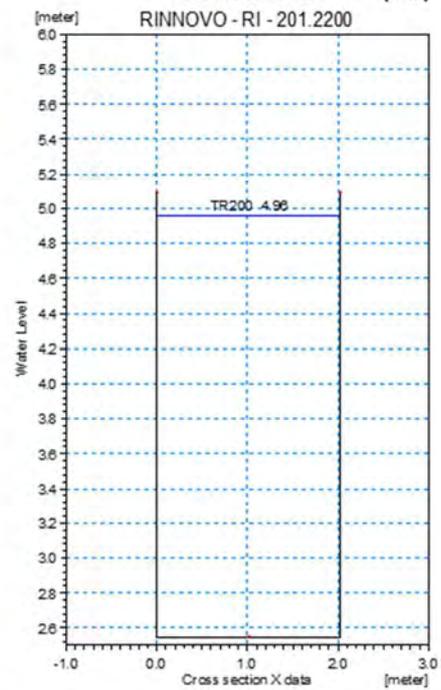
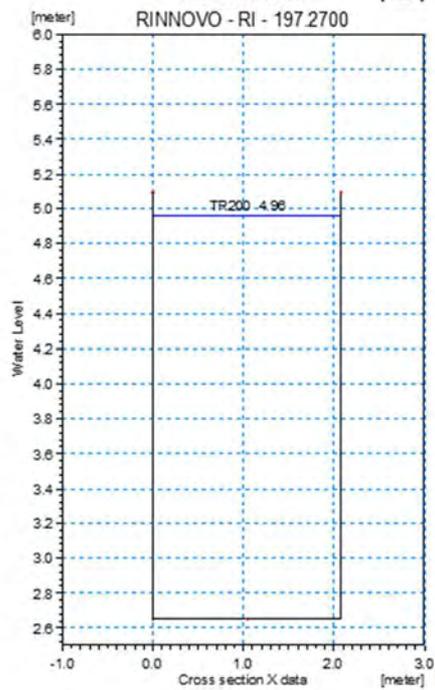
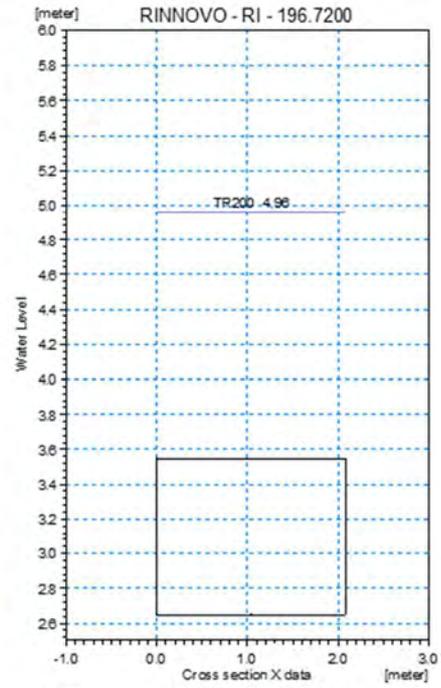
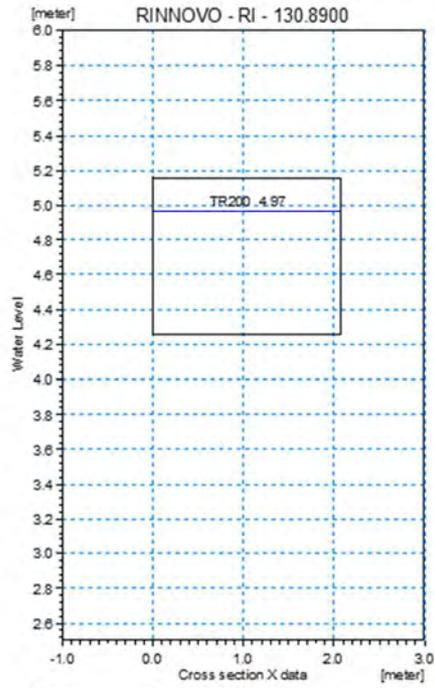


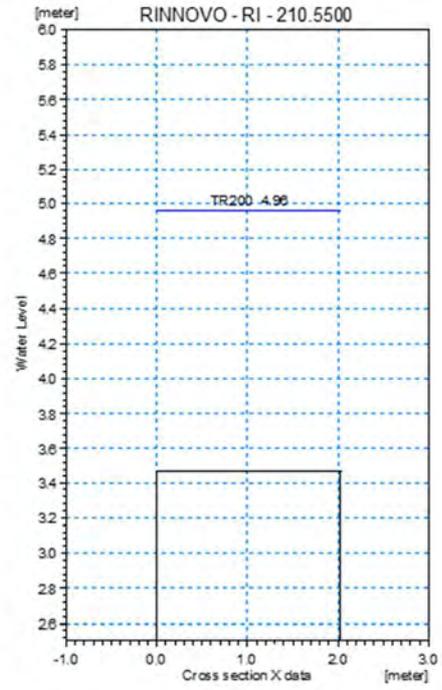
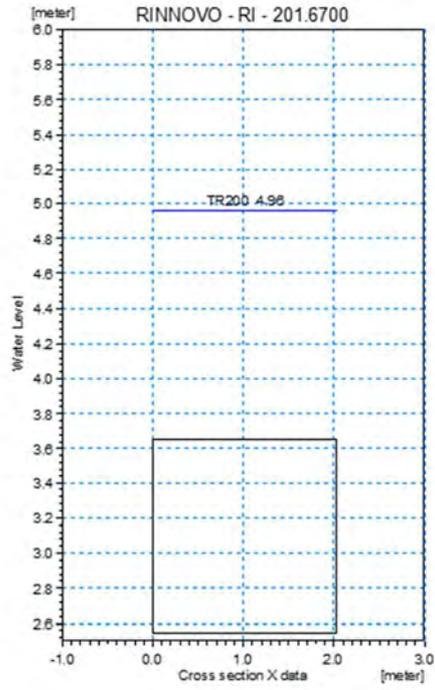




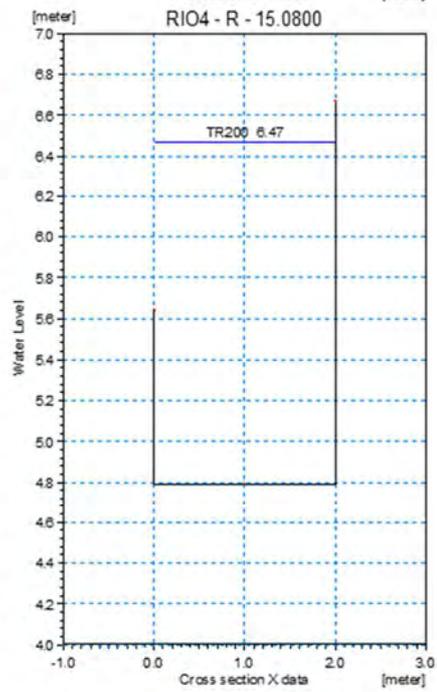
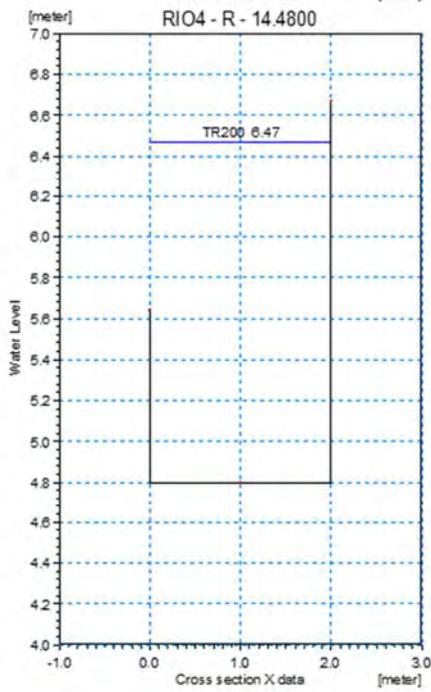
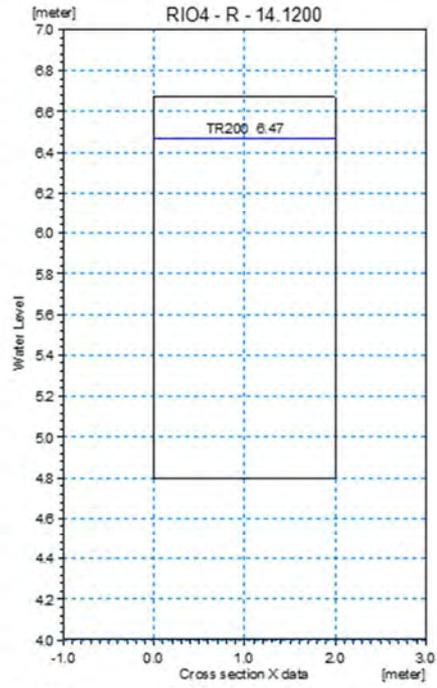
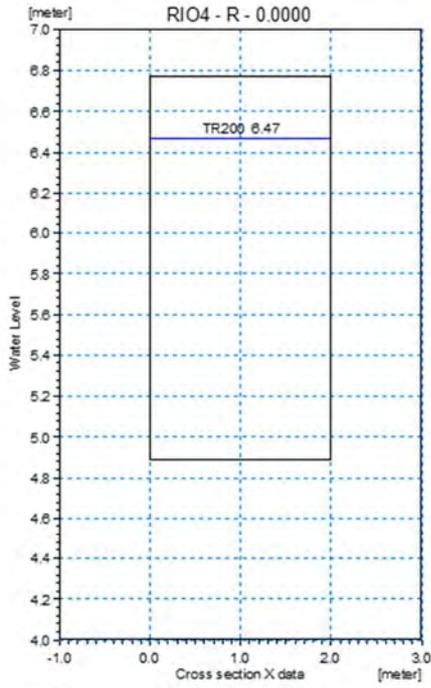
2. Sezioni Rio Rinnovo

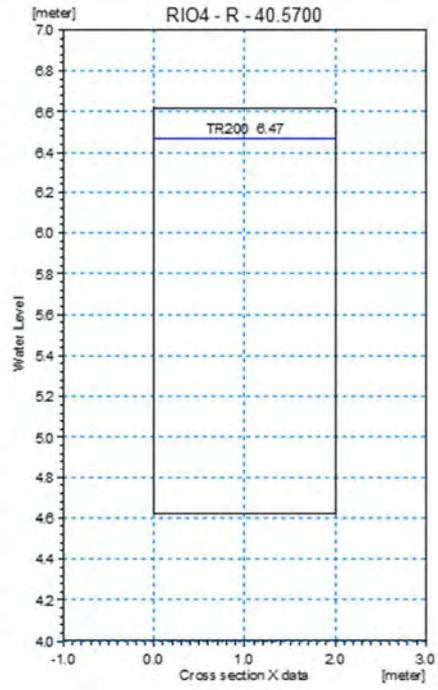
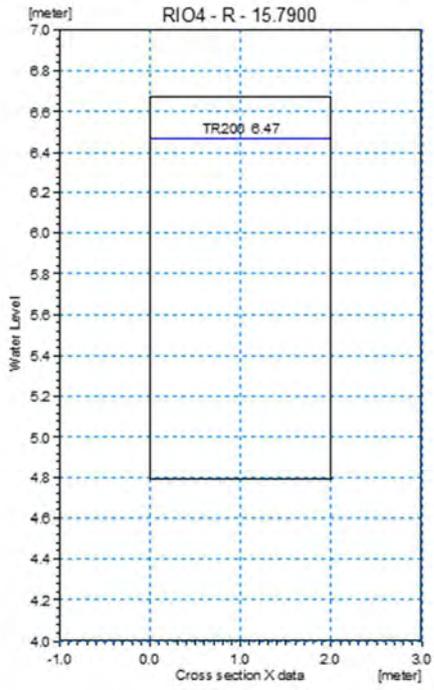






3. Sezioni Rio 1







REGIONE LIGURIA

DIPARTIMENTO TERRITORIO, AMBIENTE,
 INFRASTRUTTURE E TRASPORTI

VICE DIREZIONE GENERALE AMBIENTE

Settore Assetto del Territorio

TORRENTE MERULA IN COMUNE DI ANDORA (SV)



**Studio idrologico e idraulico
 relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

Mappe degli scenari di esondazione

3541	-	0	1	-	0	0	2	0	0	.	DOC	LD	1.1
00	MAR. 20	R. LUCHI	L. DUTTO	L. DUTTO									
REV.	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE	MODIFICHE								

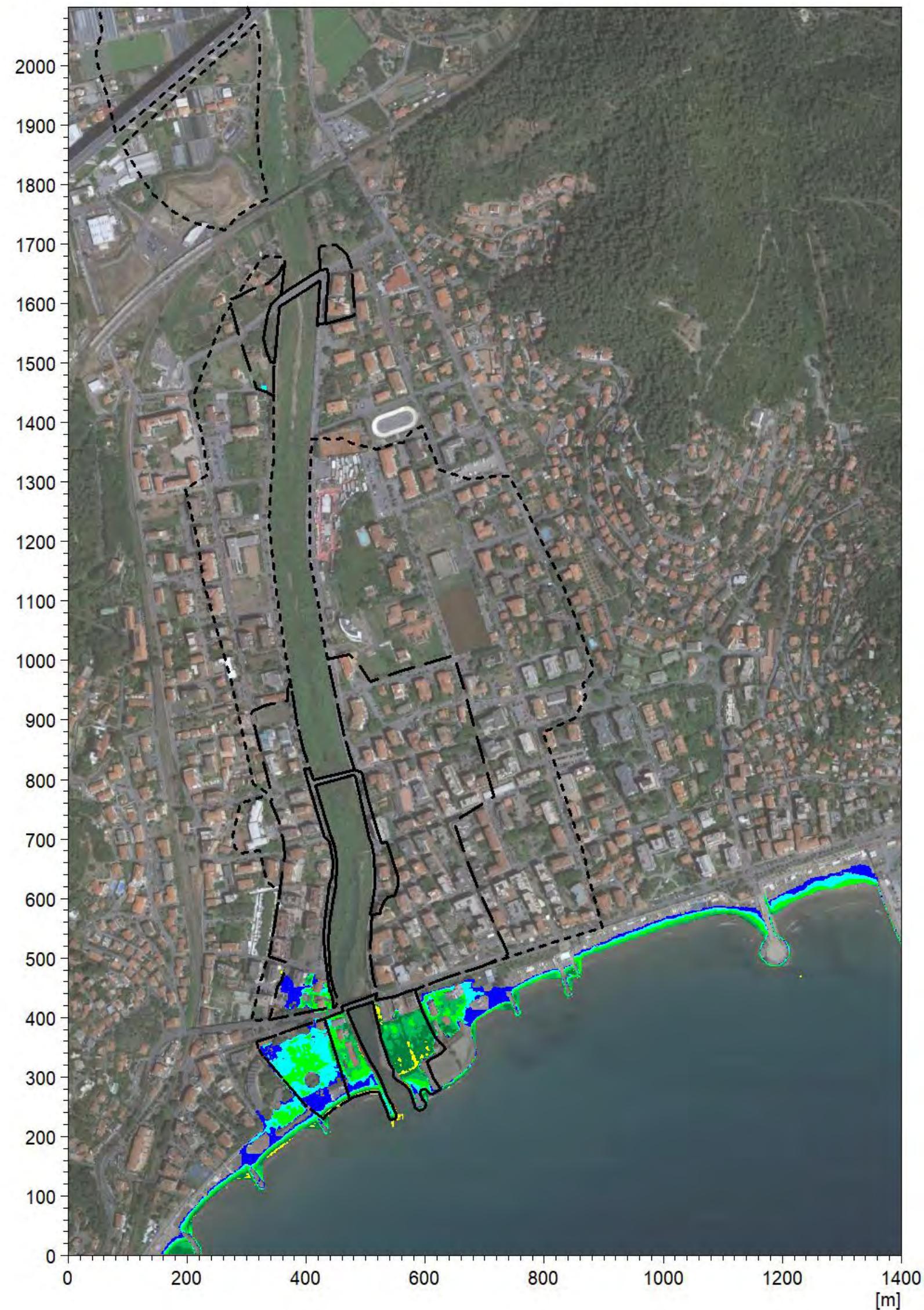
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO**
 A1721 Dott. Ing. Luca Aldo Remo Dutto

**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_1:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]

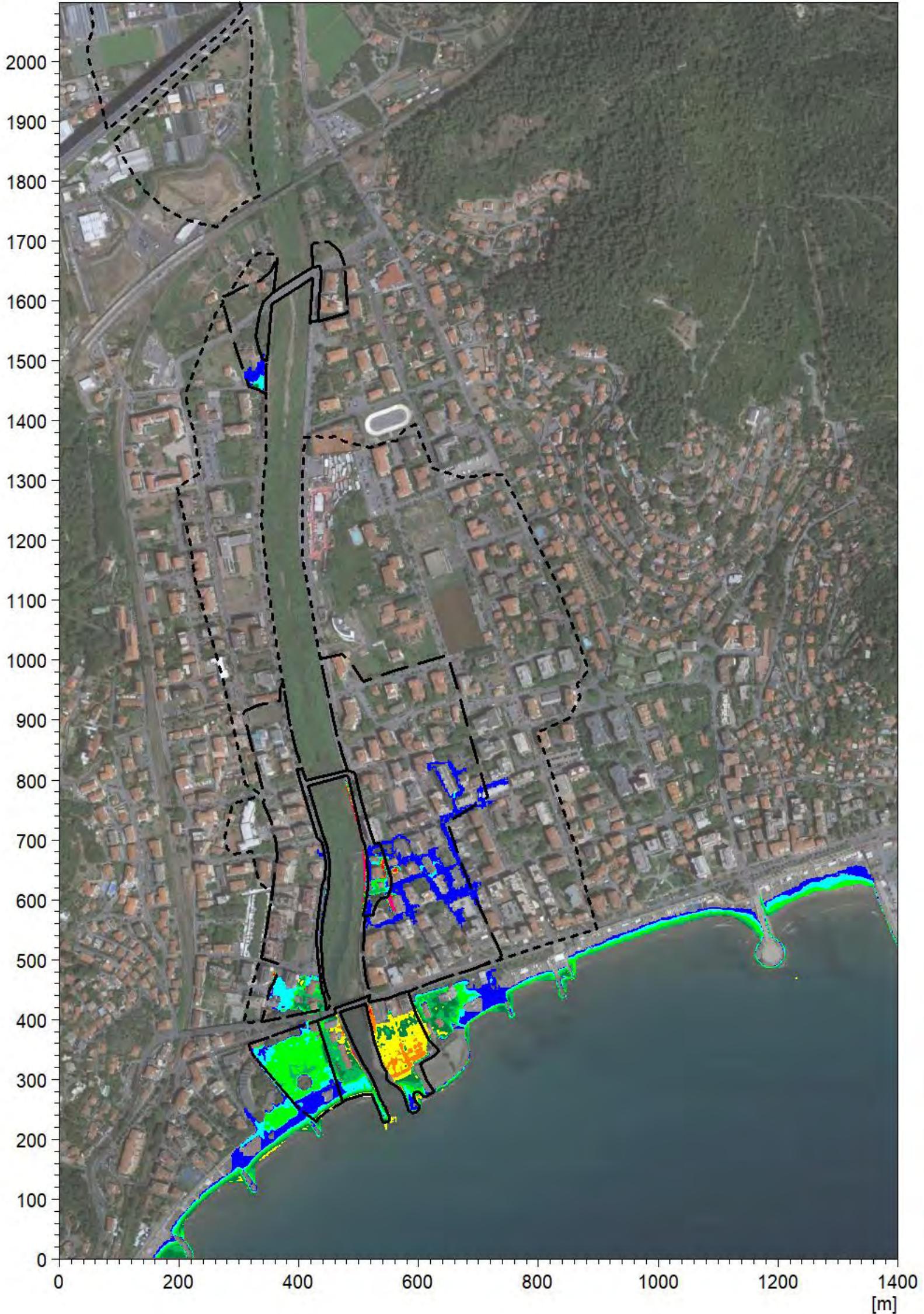


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_2:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]

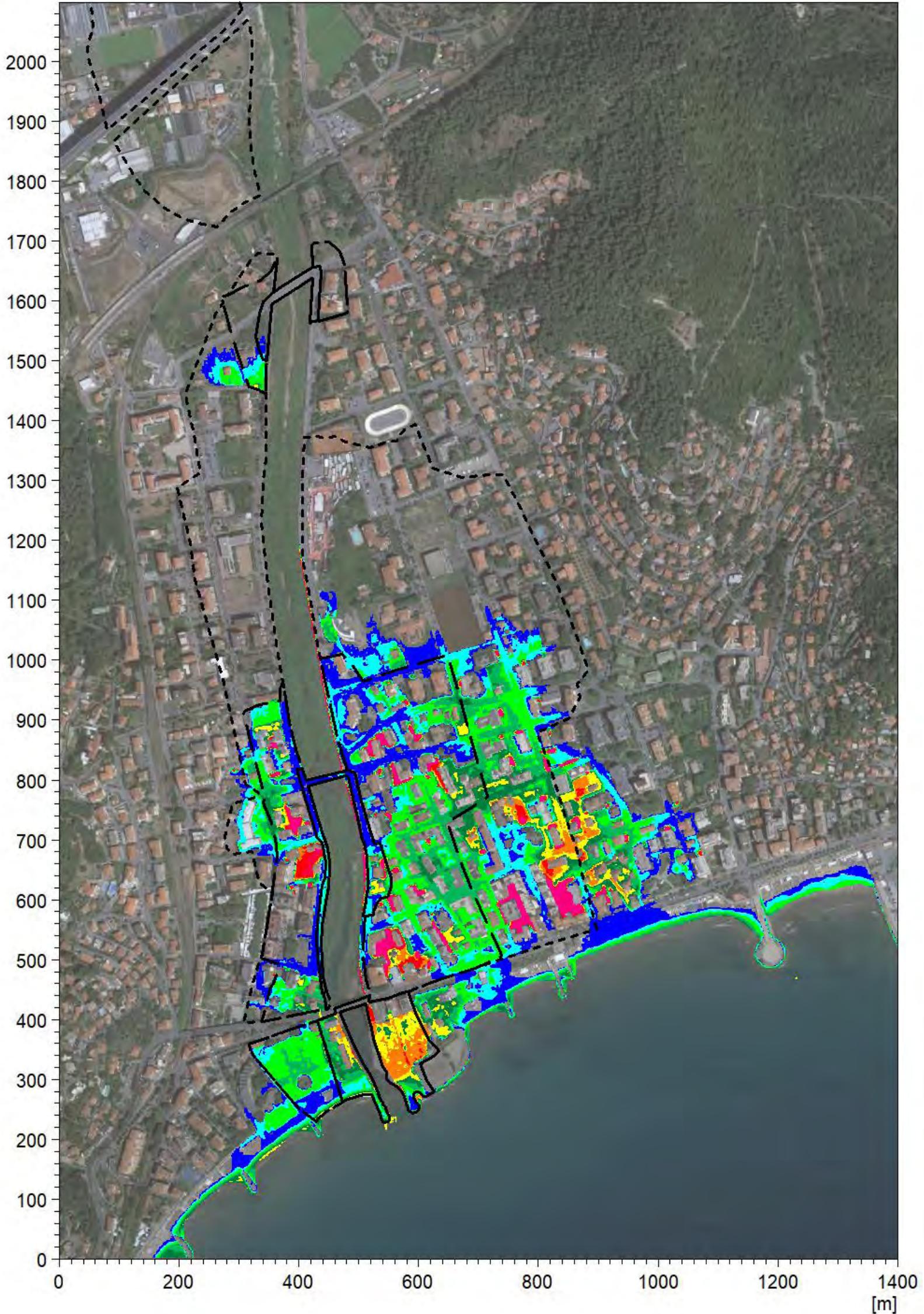


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_3:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]

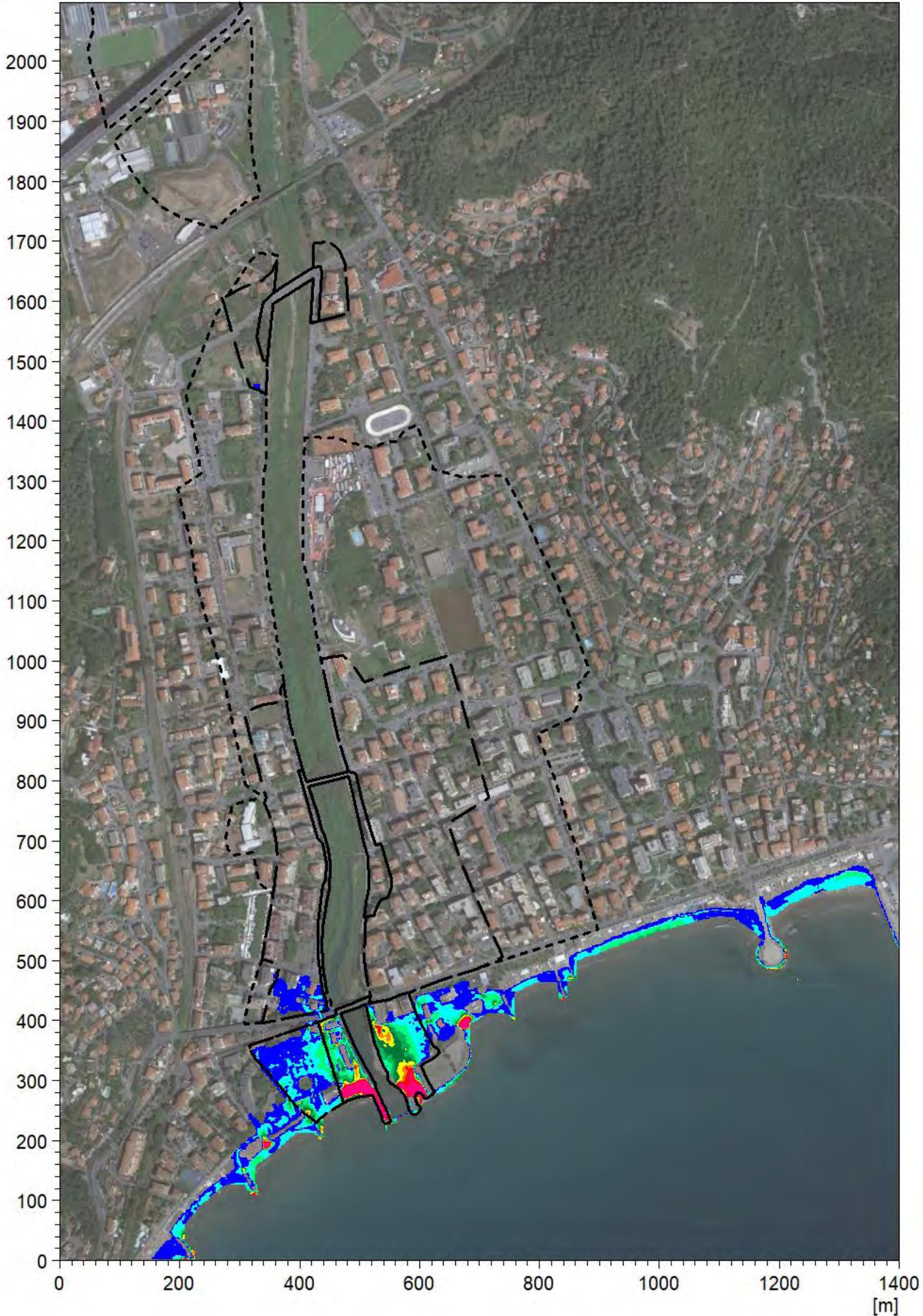


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_1:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



- Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
- · · Fascia C attuale

**Inviluppo massime
velocità [m/s]**

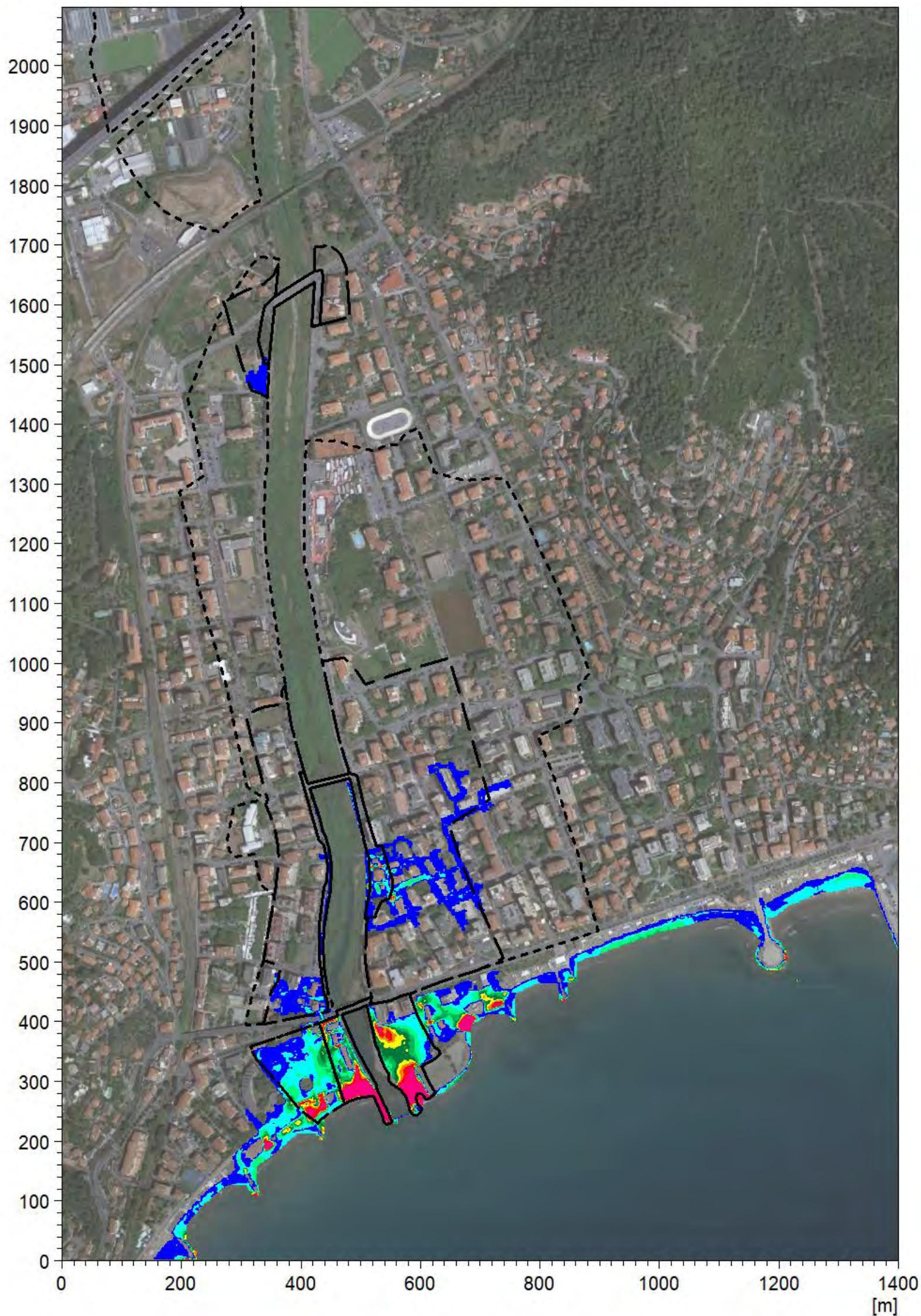
- Above 1.8
- 1.6 - 1.8
- 1.4 - 1.6
- 1.2 - 1.4
- 1.0 - 1.2
- 0.8 - 1.0
- 0.6 - 0.8
- 0.4 - 0.6
- 0.2 - 0.4
- 0.0 - 0.2
- Below 0.0

**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_2:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

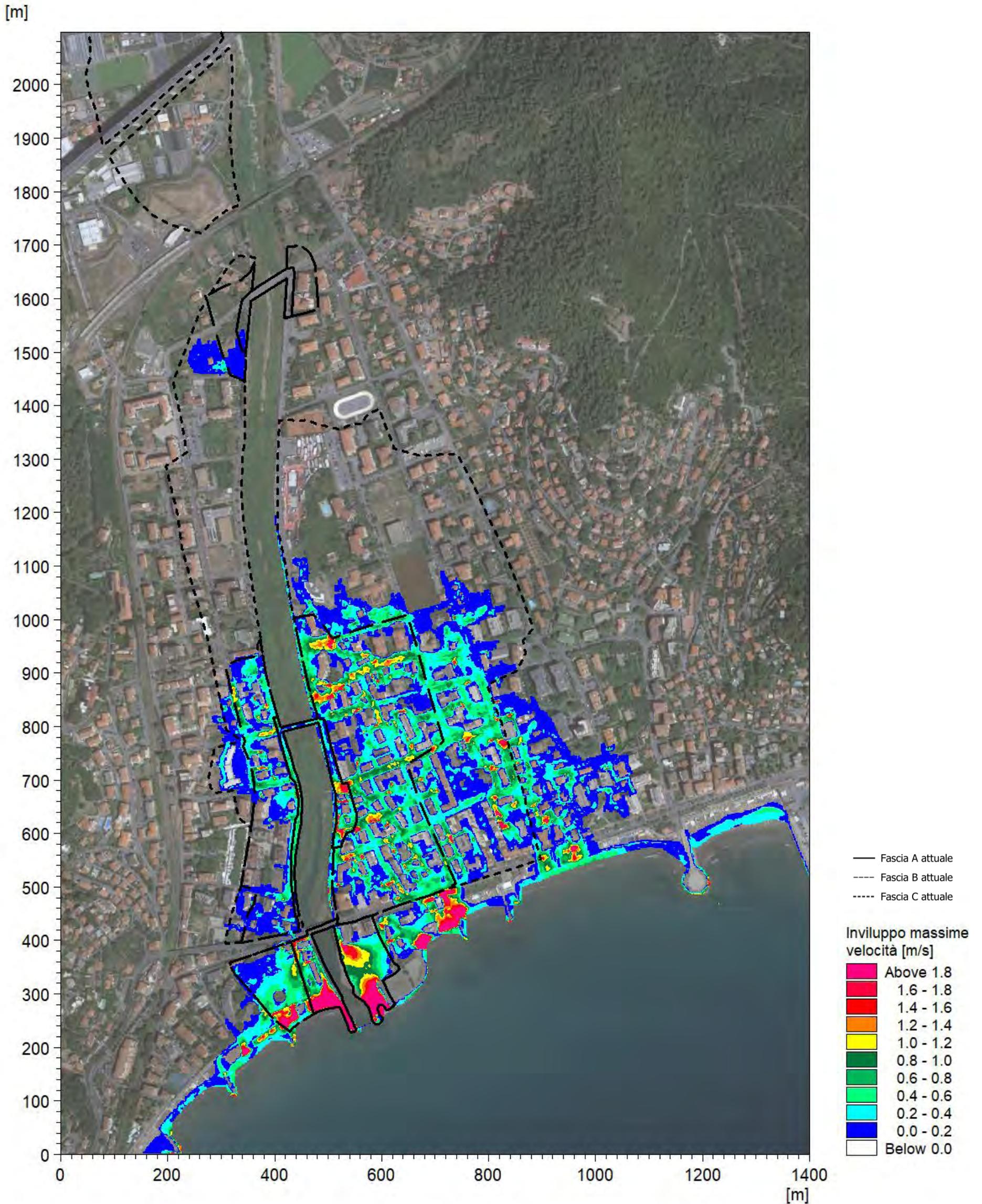
[m]



**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_3:
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**



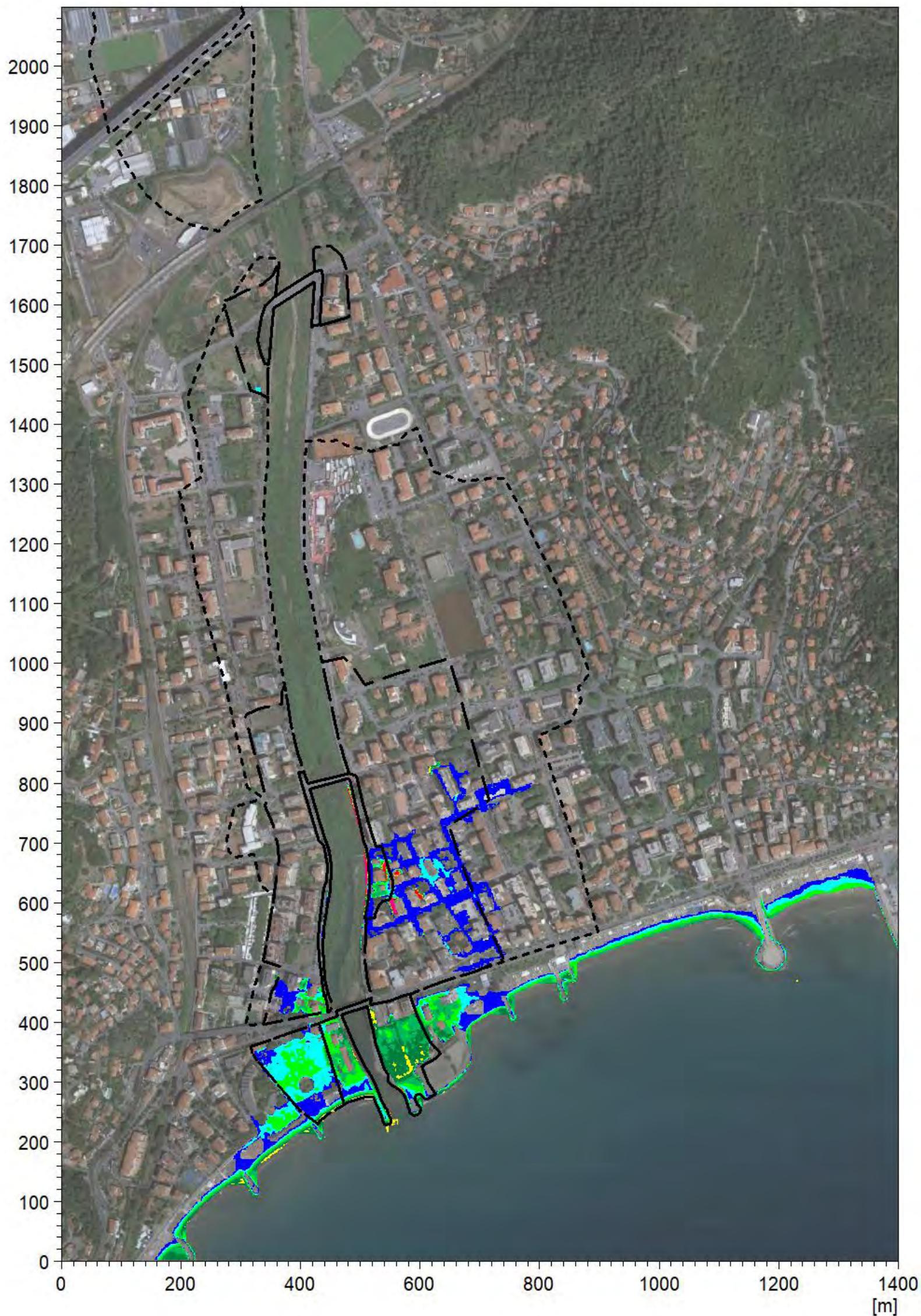
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_A1:

**parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



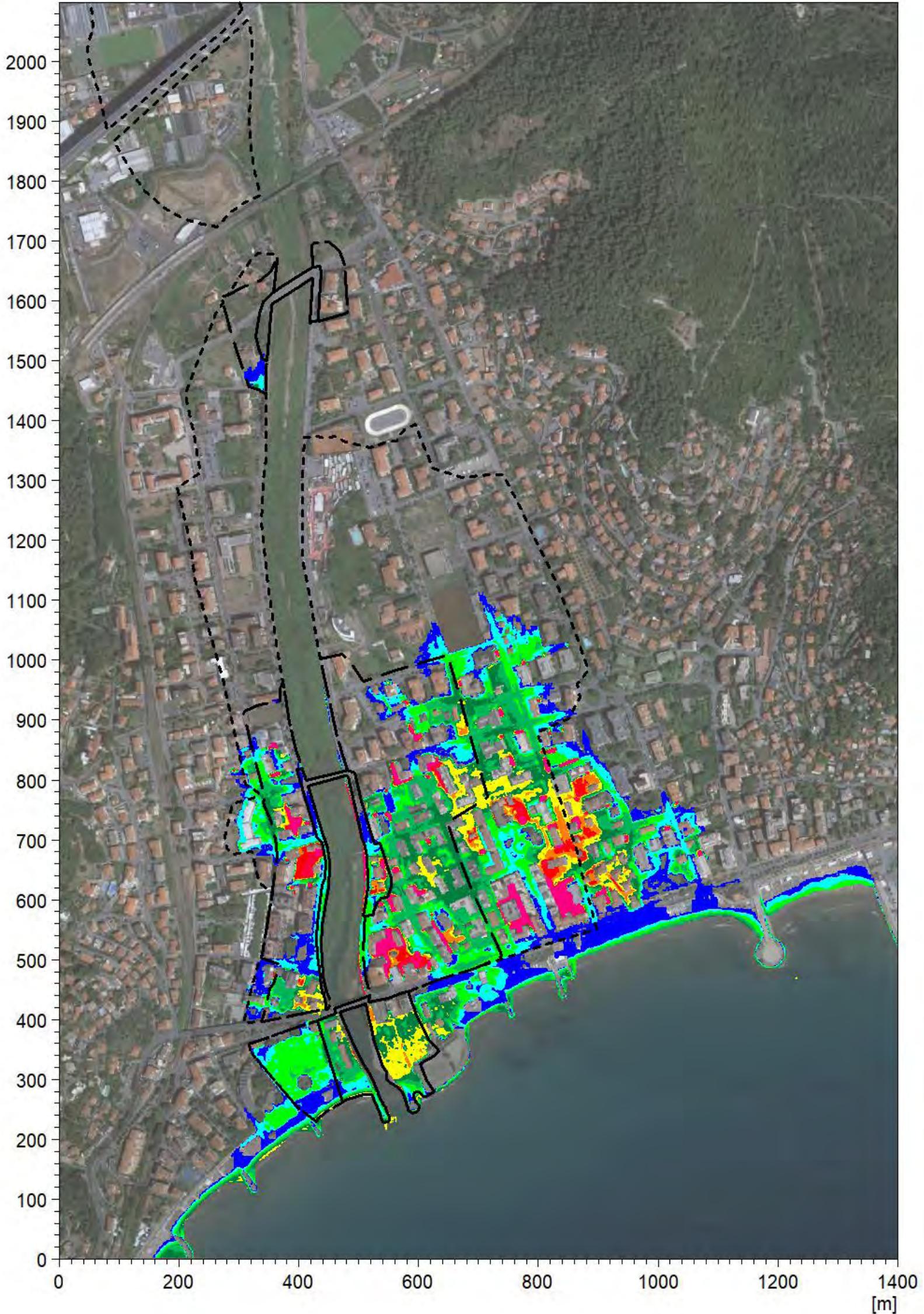
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_A2:

**parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]



— Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
· · · Fascia C attuale

**Inviluppo massimi
tiranti idrici [m]**

■ Above 1.8
■ 1.6 - 1.8
■ 1.4 - 1.6
■ 1.2 - 1.4
■ 1.0 - 1.2
■ 0.8 - 1.0
■ 0.6 - 0.8
■ 0.4 - 0.6
■ 0.2 - 0.4
■ 0.0 - 0.2
■ Below 0.0

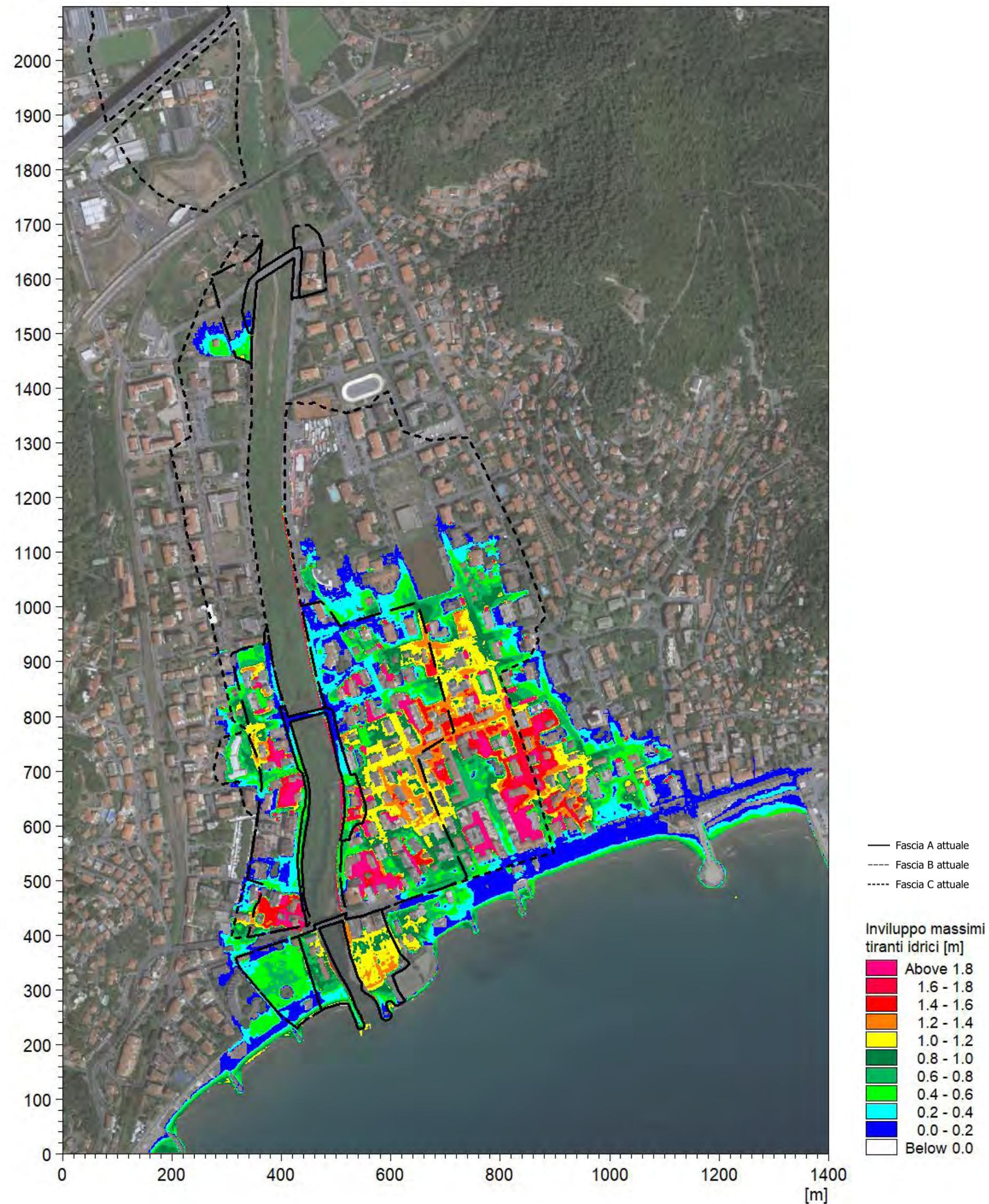
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_A3:

**parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]

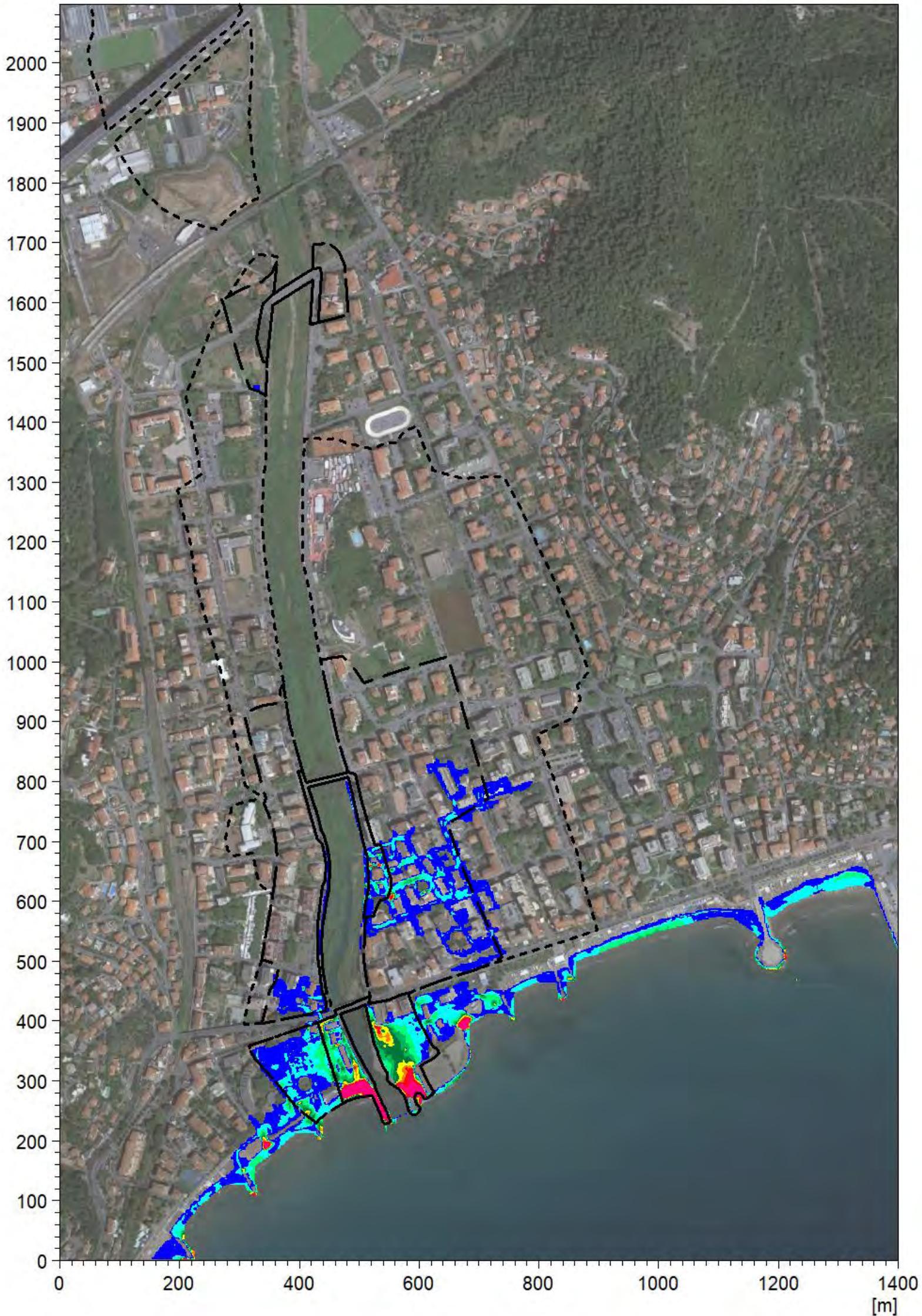


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_A1:
parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



- Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
- · · Fascia C attuale

**Inviluppo massime
velocità [m/s]**

- Above 1.8
- 1.6 - 1.8
- 1.4 - 1.6
- 1.2 - 1.4
- 1.0 - 1.2
- 0.8 - 1.0
- 0.6 - 0.8
- 0.4 - 0.6
- 0.2 - 0.4
- 0.0 - 0.2
- Below 0.0

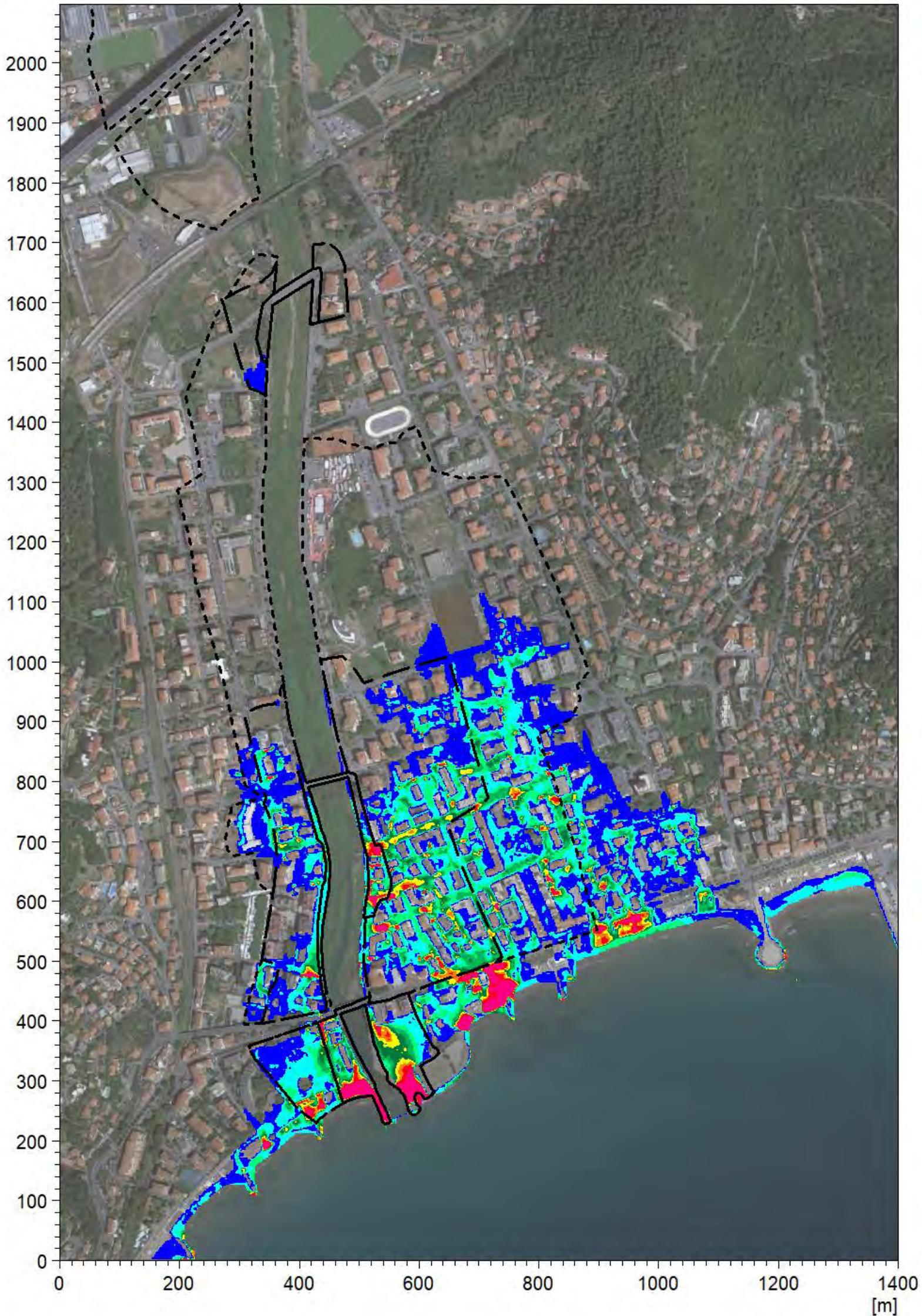
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_A2:

**parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]



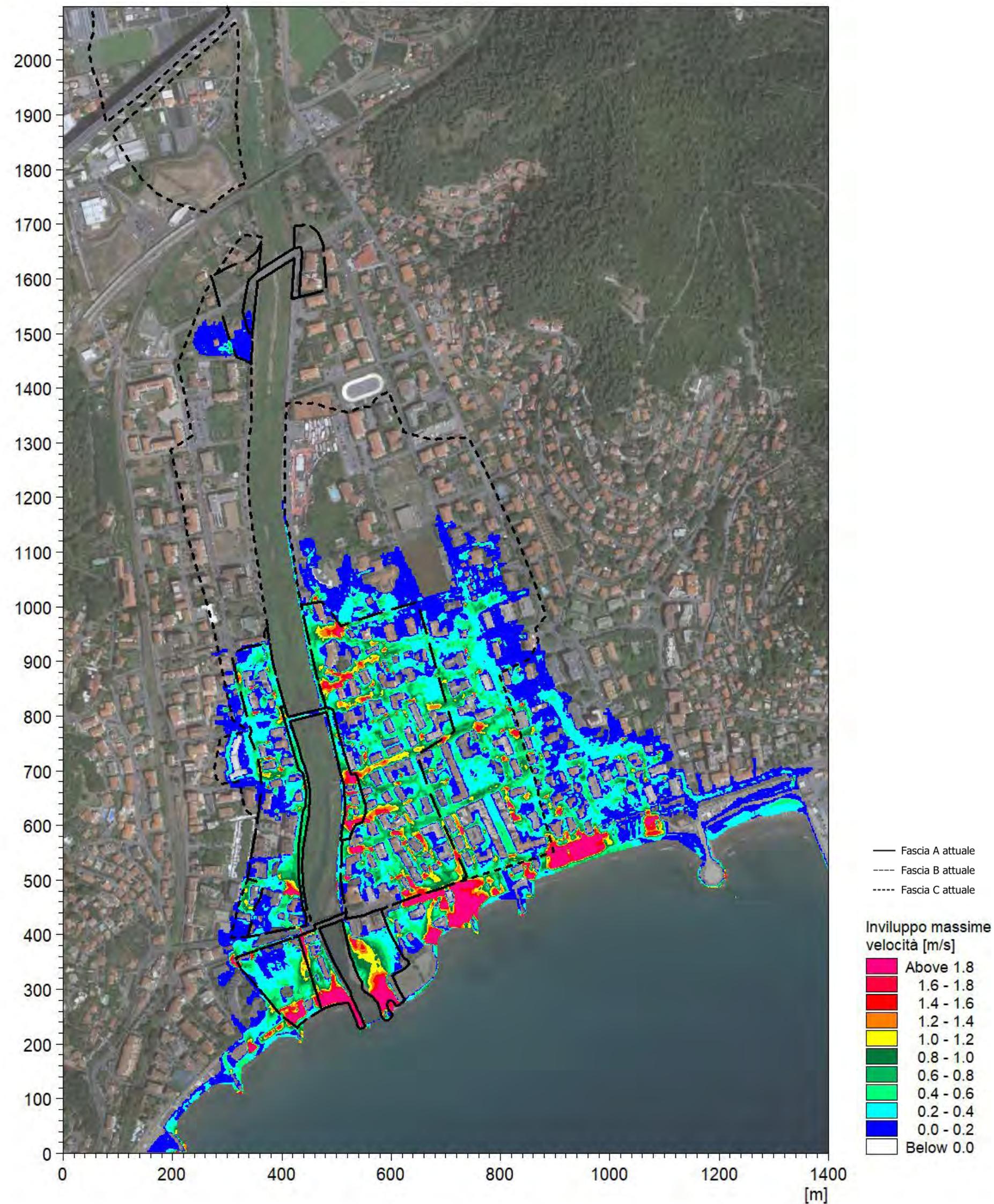
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_A3:

**parziale ostruzione ponte Aurelia per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]



**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B1:

**parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



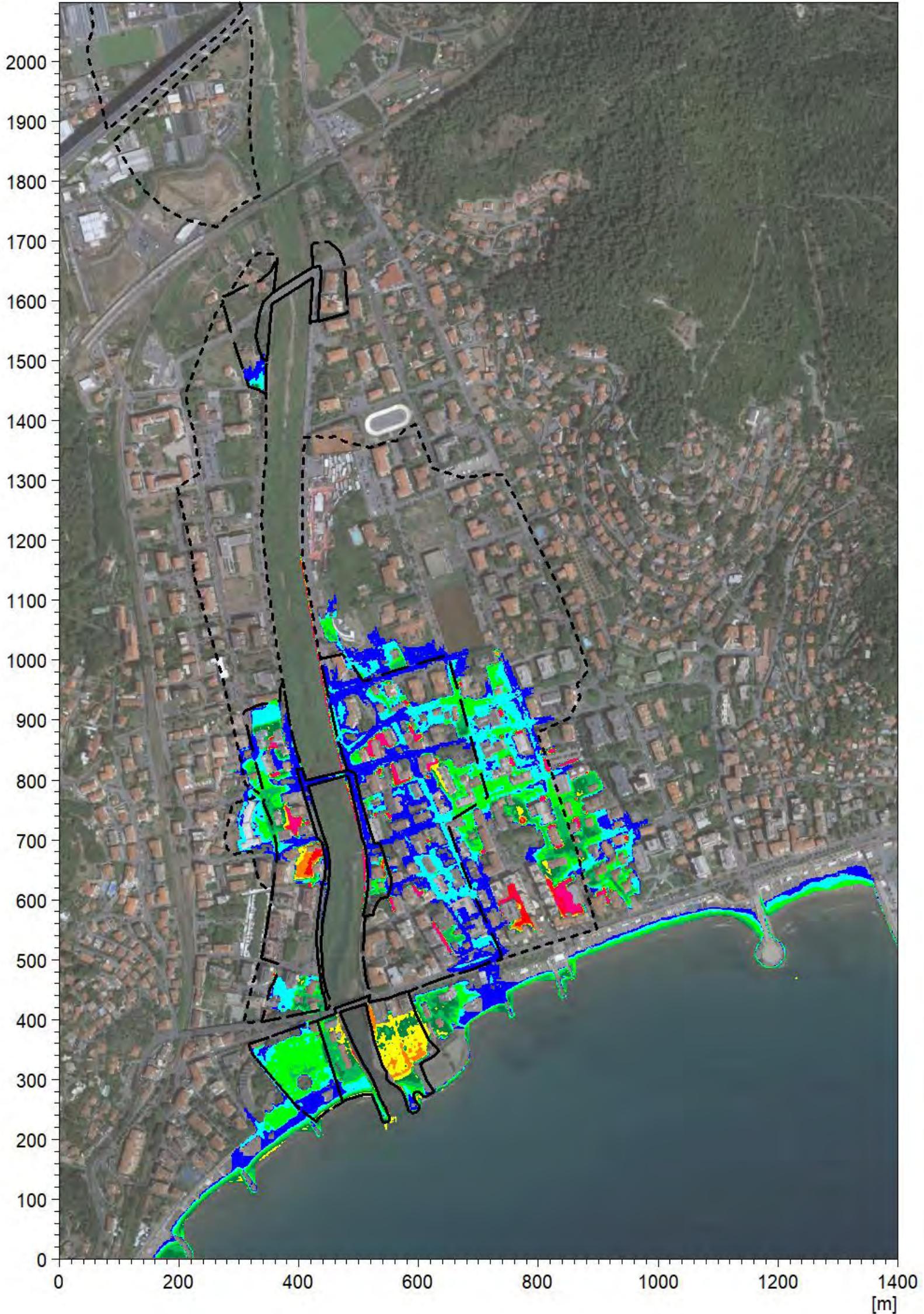
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B2:

**parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]



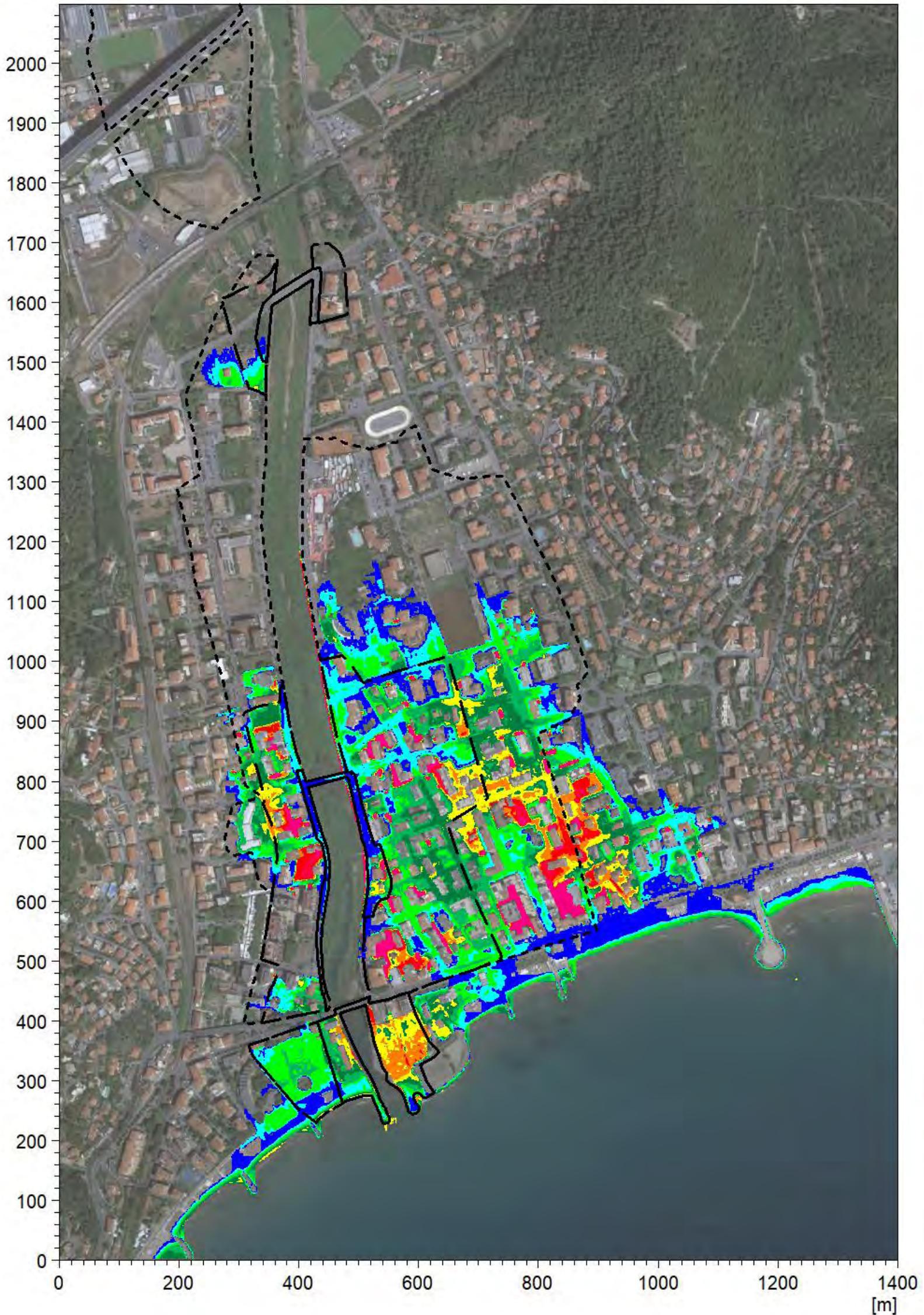
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B3:

**parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]



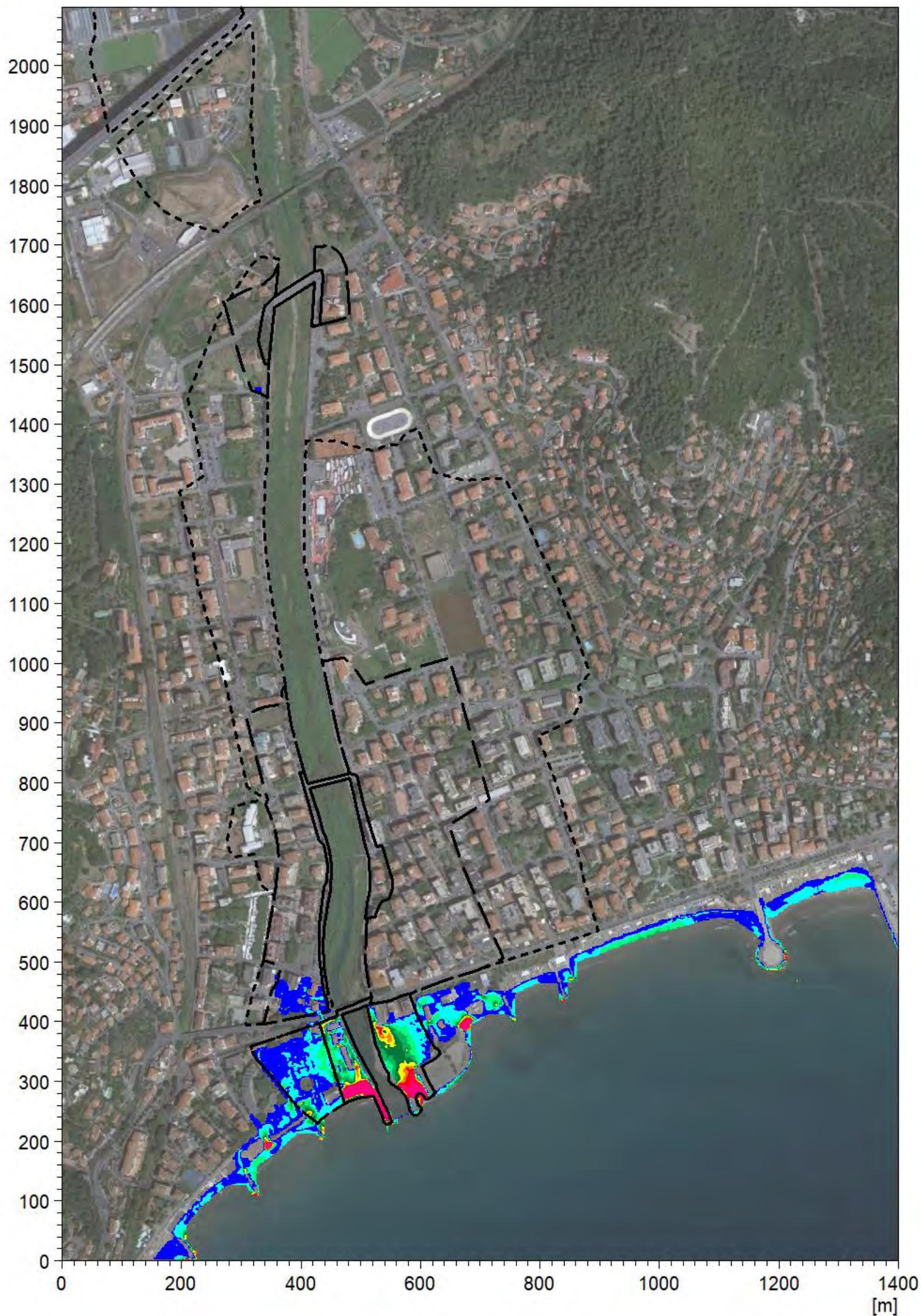
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B1:

**parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



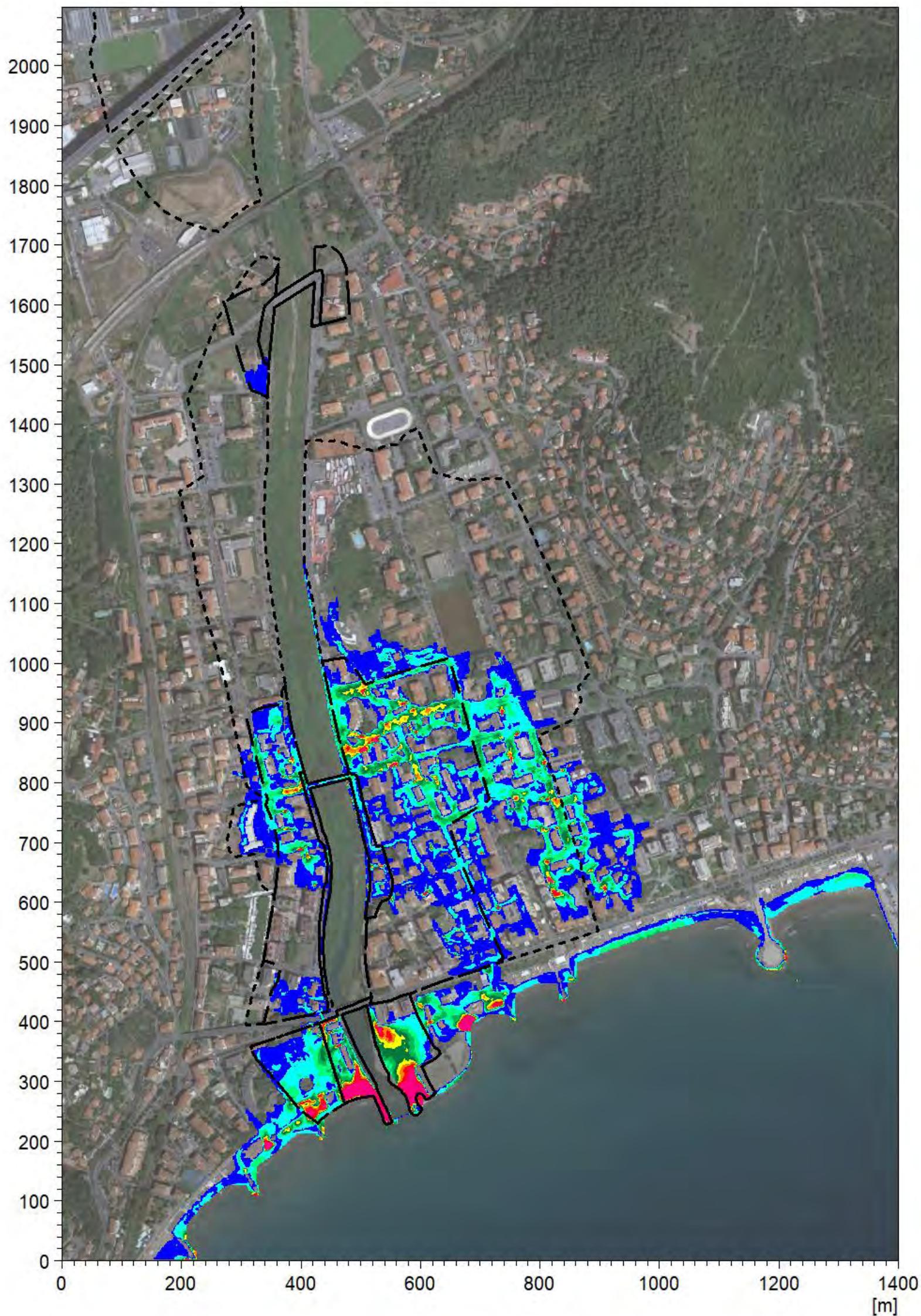
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B2:

parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)

[m]



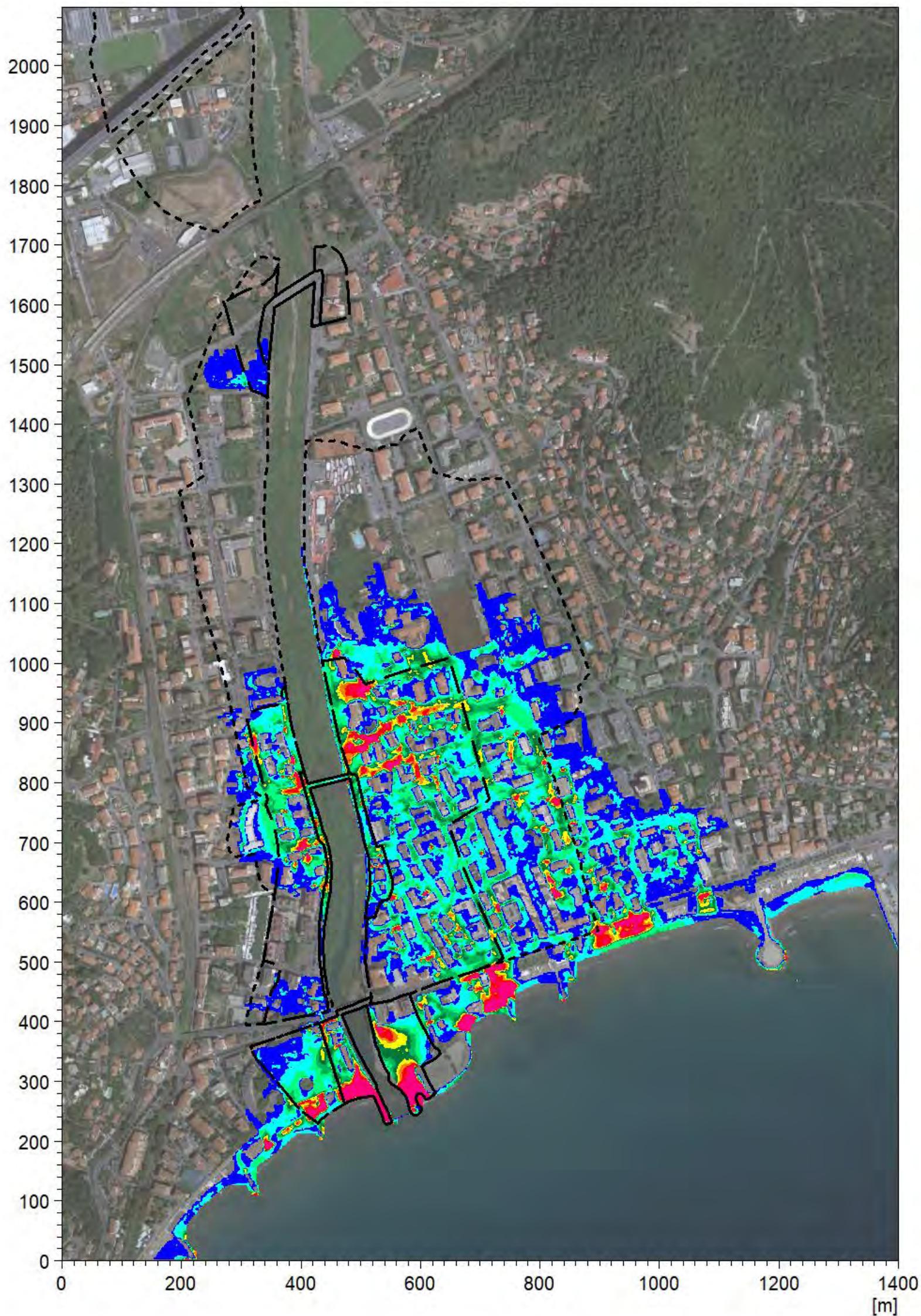
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_B3:

**parziale ostruzione ponte Italia 61 per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]

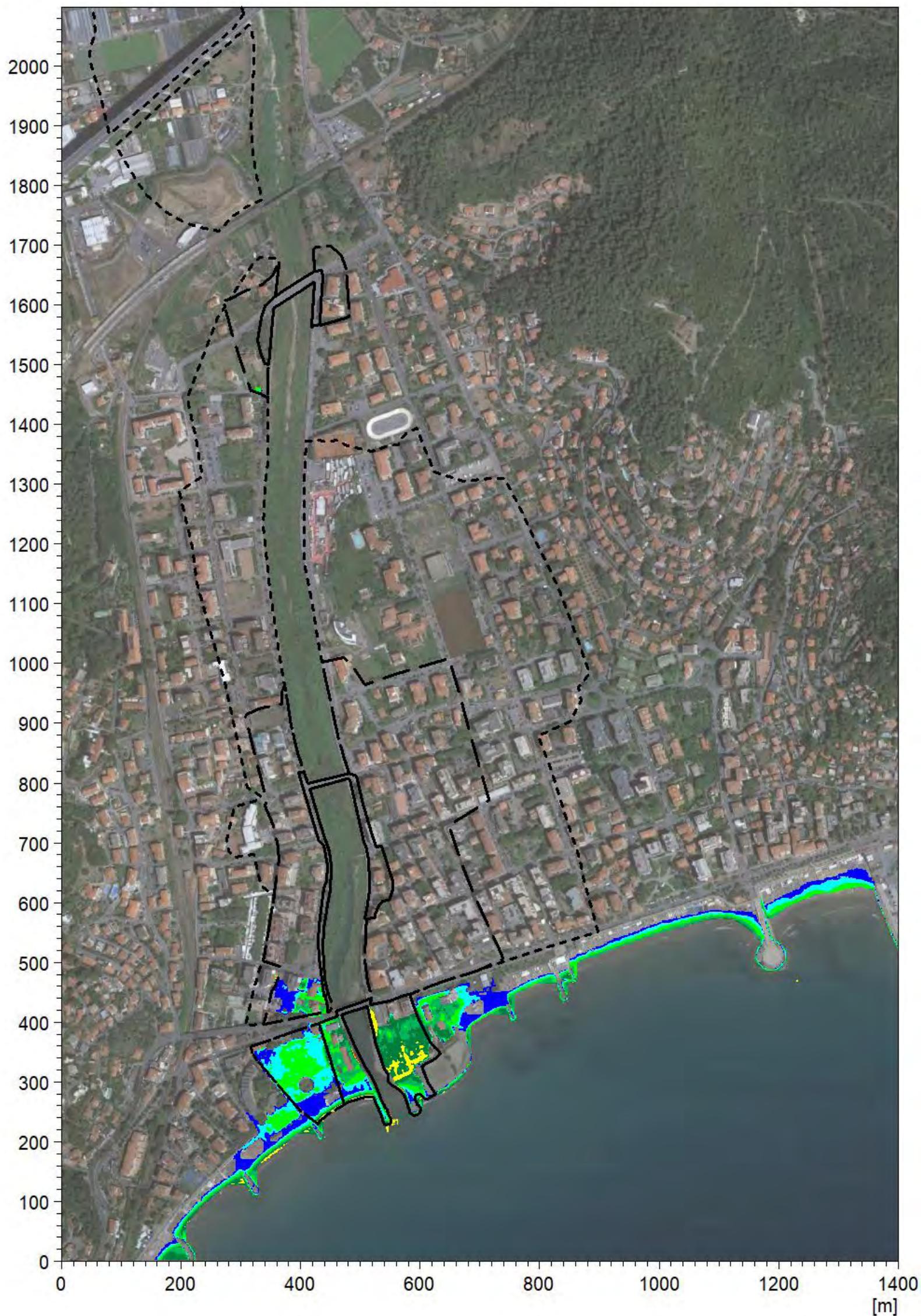


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C1:
valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 50
anni (TR50)

[m]



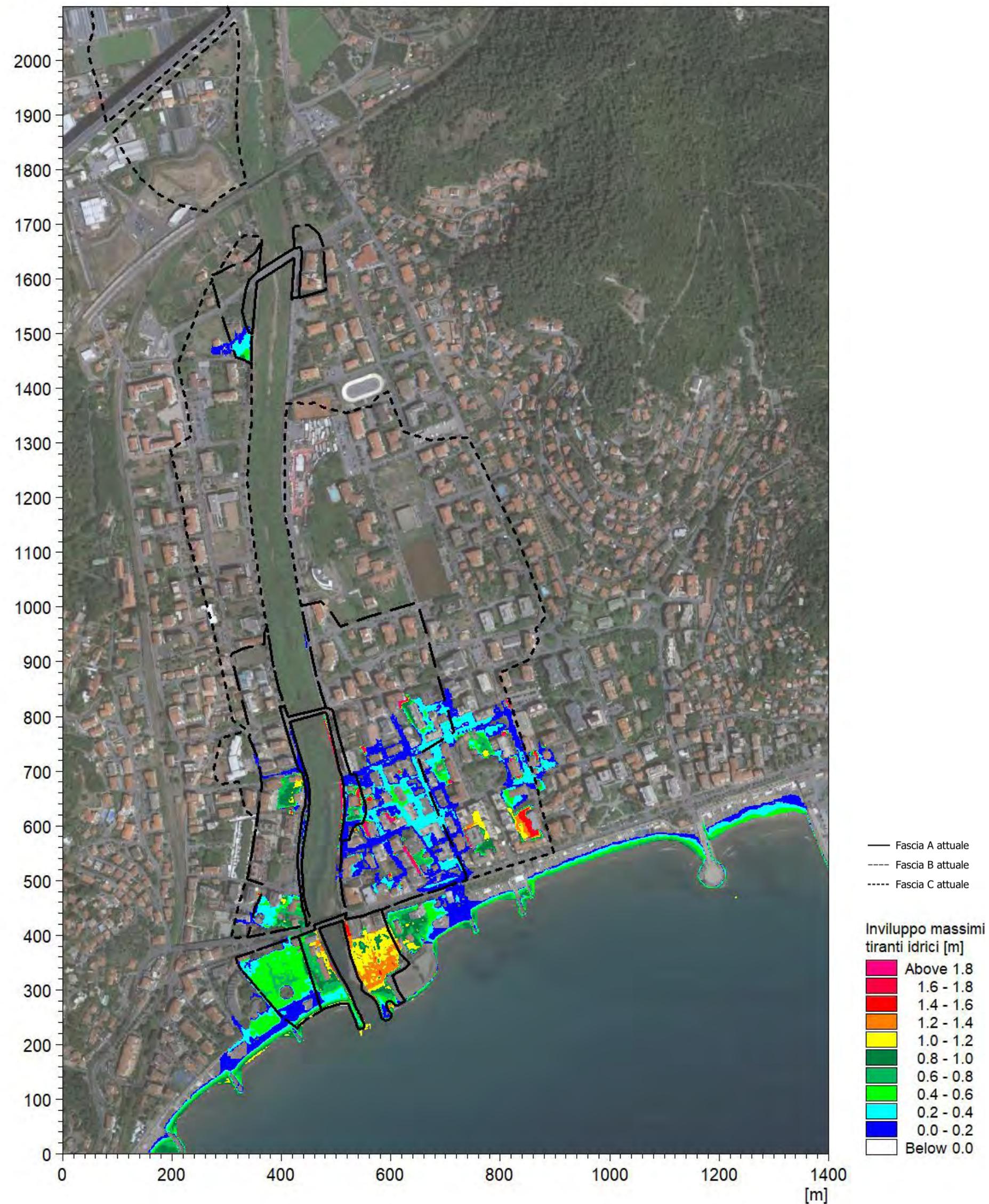
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C2:

**valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 200
anni (TR200)**

[m]



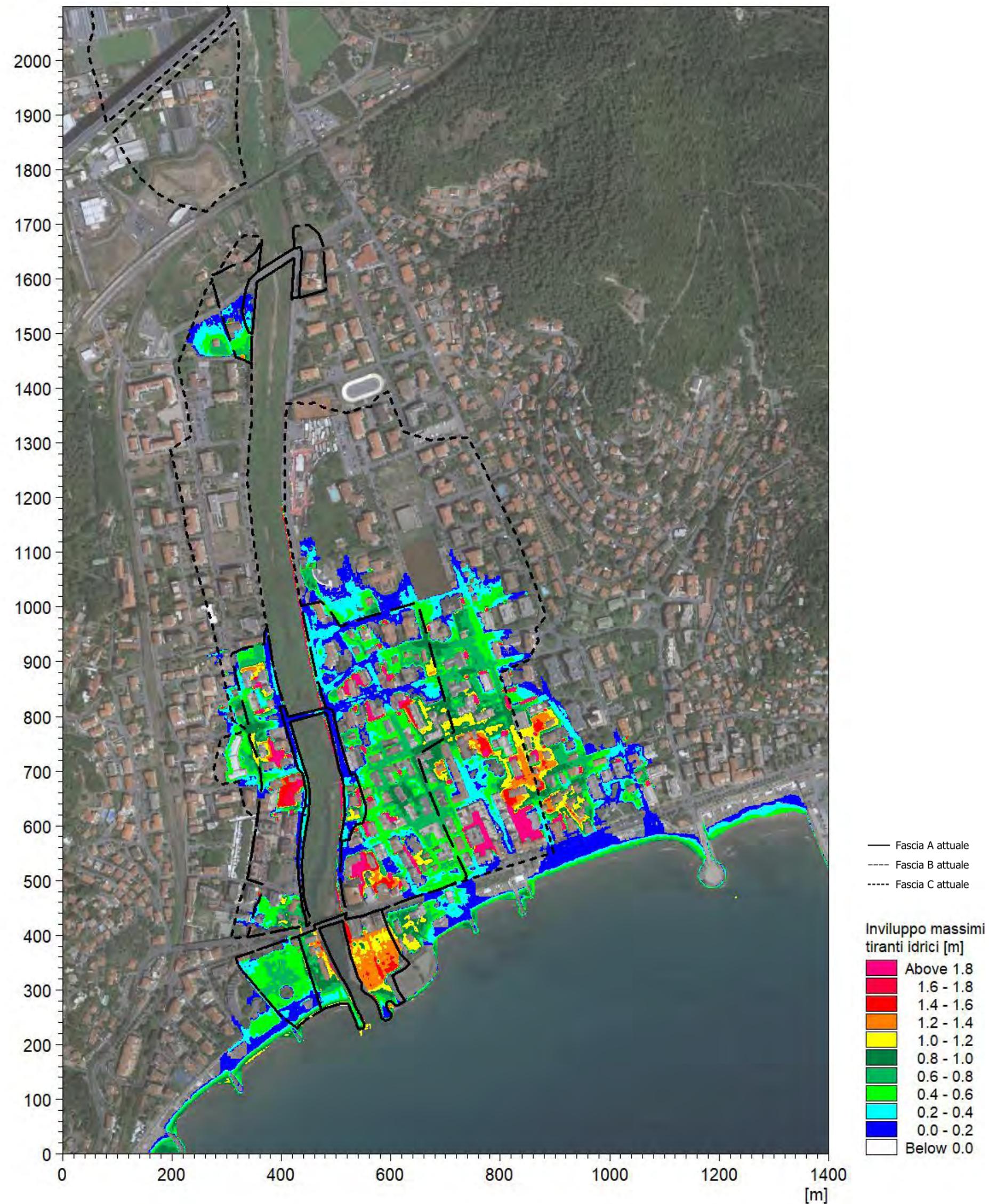
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C3:

**valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 500
anni (TR500)**

[m]



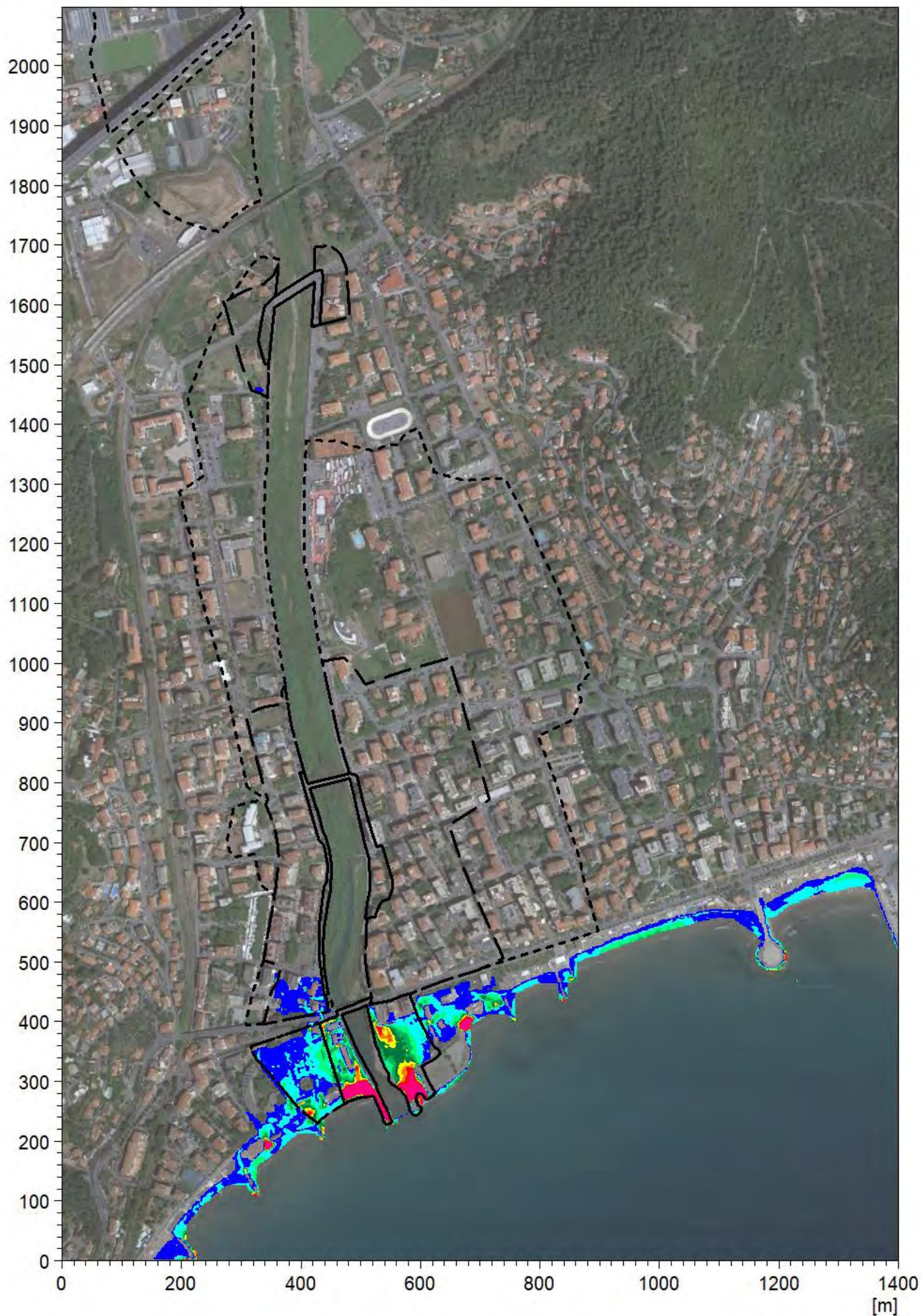
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C1:

**valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 50
anni (TR50)**

[m]



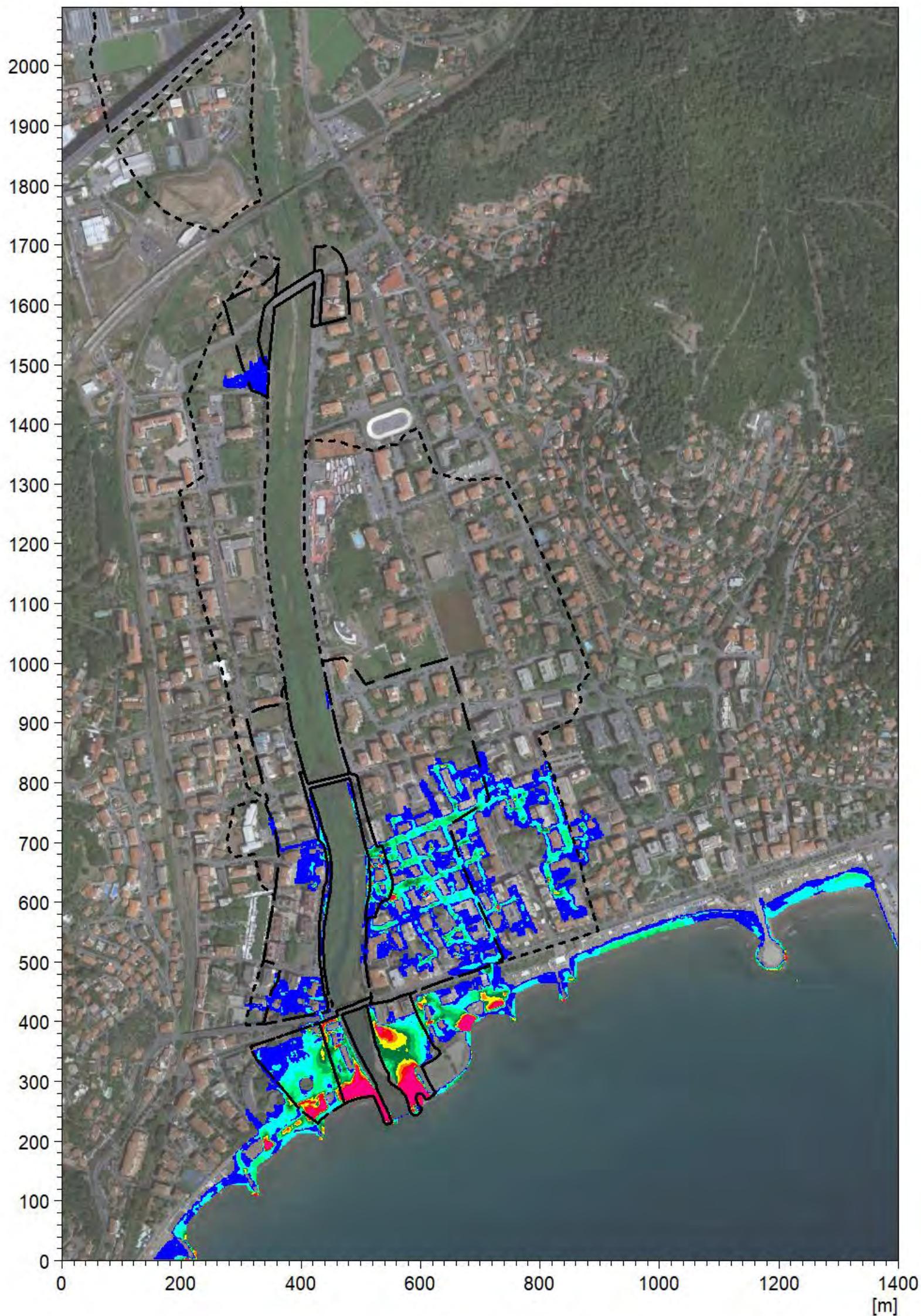
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C2:

**valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 200
anni (TR200)**

[m]



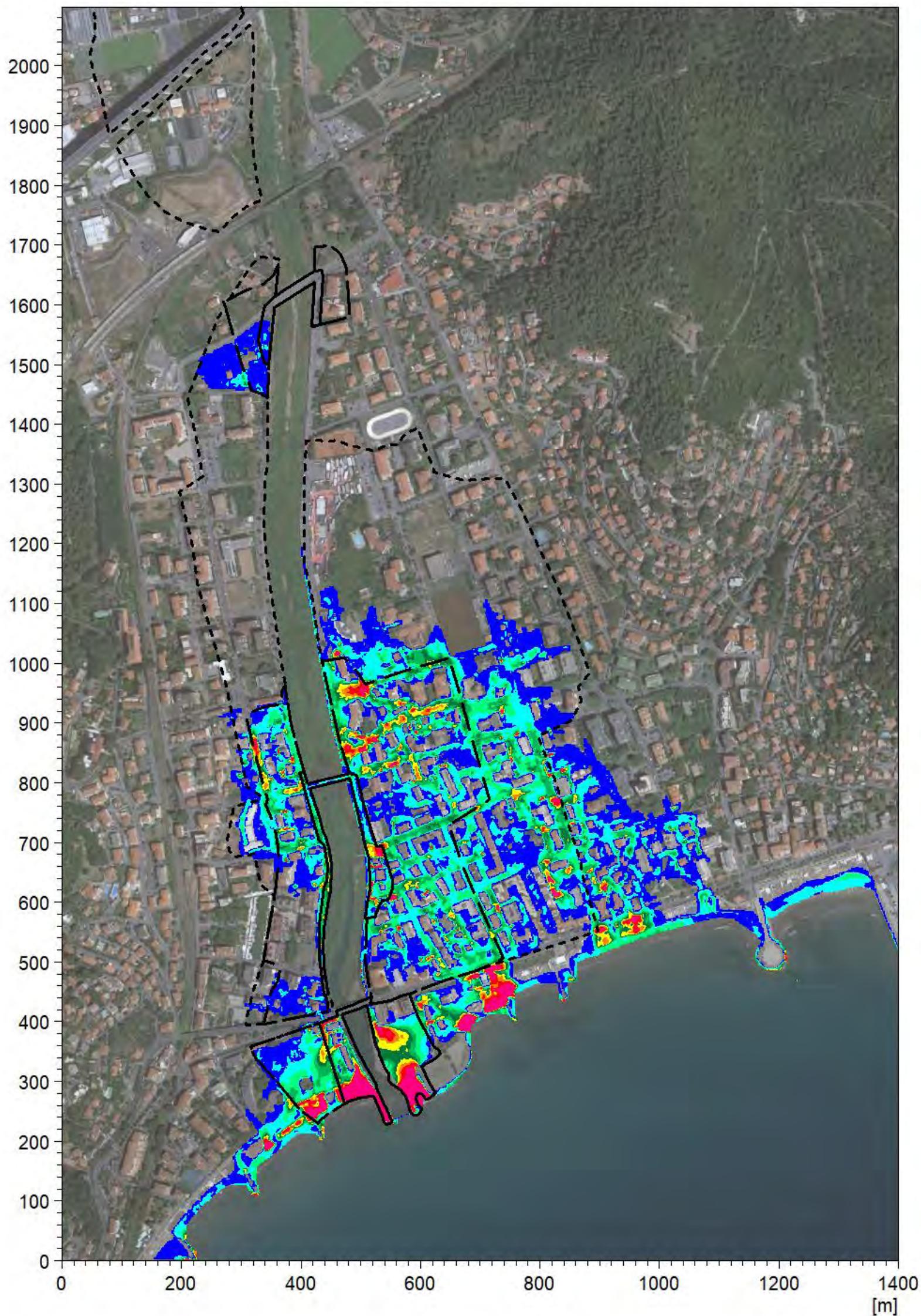
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_C3:

**valore del coefficiente di Gauckler e
Strickler K_s pari a $25 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ per evento
di piena con tempo di ritorno pari a 500
anni (TR500)**

[m]

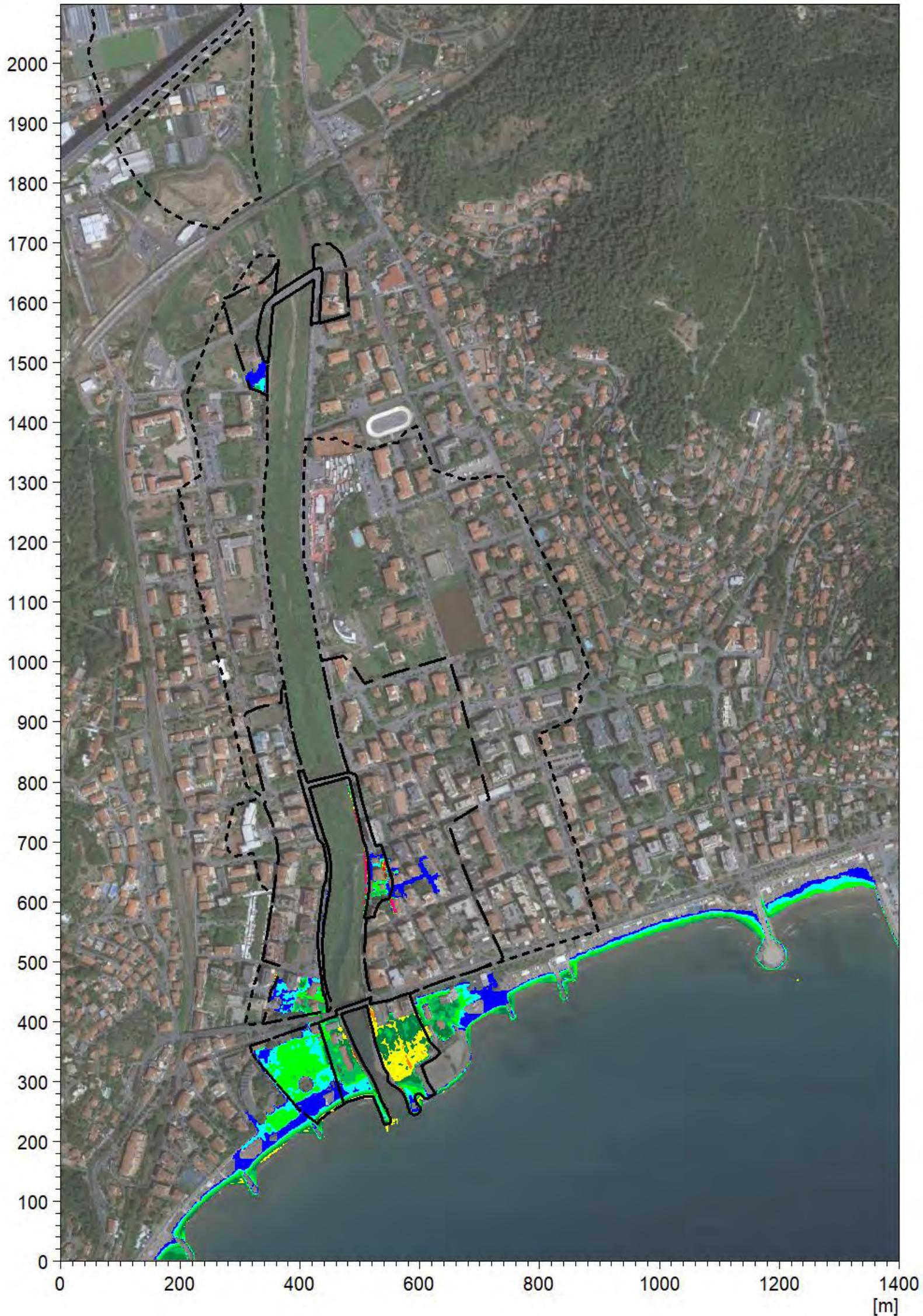


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_D1:
innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



— Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
· · · Fascia C attuale

**Inviluppo massimi
tiranti idrici [m]**

■	Above 1.8
■	1.6 - 1.8
■	1.4 - 1.6
■	1.2 - 1.4
■	1.0 - 1.2
■	0.8 - 1.0
■	0.6 - 0.8
■	0.4 - 0.6
■	0.2 - 0.4
■	0.0 - 0.2
■	Below 0.0

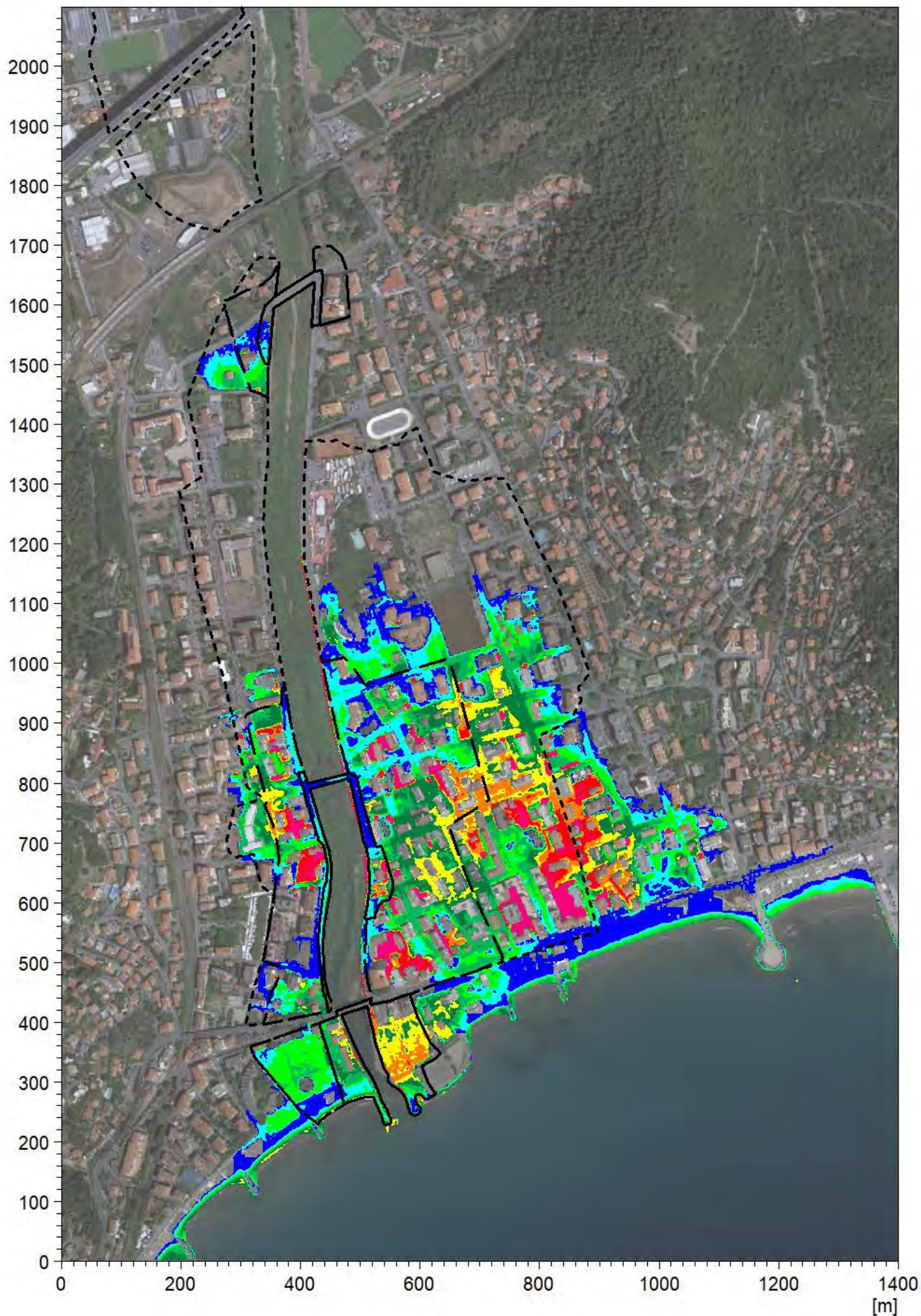
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_D2:

**innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]



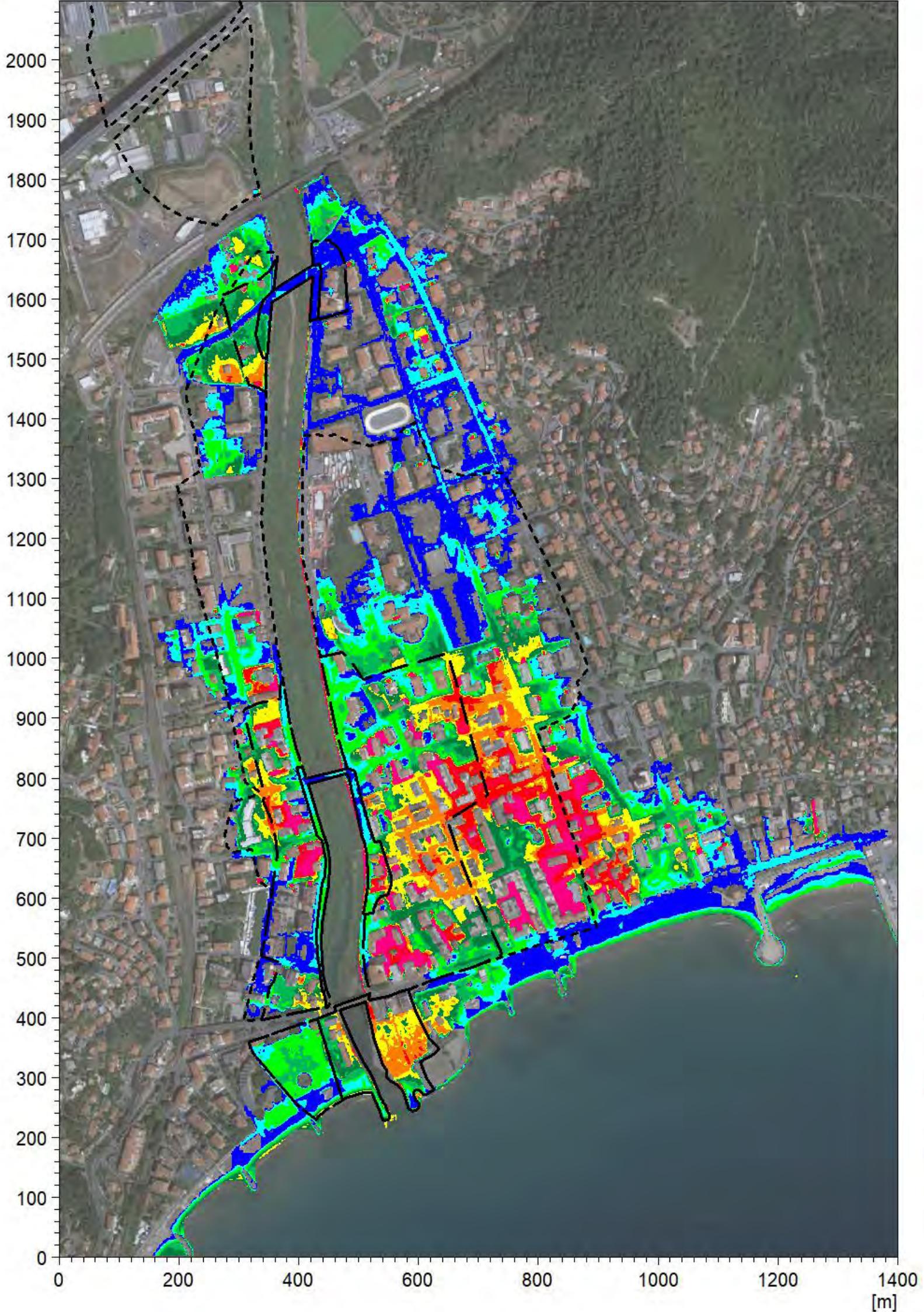
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_D3:

**innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]

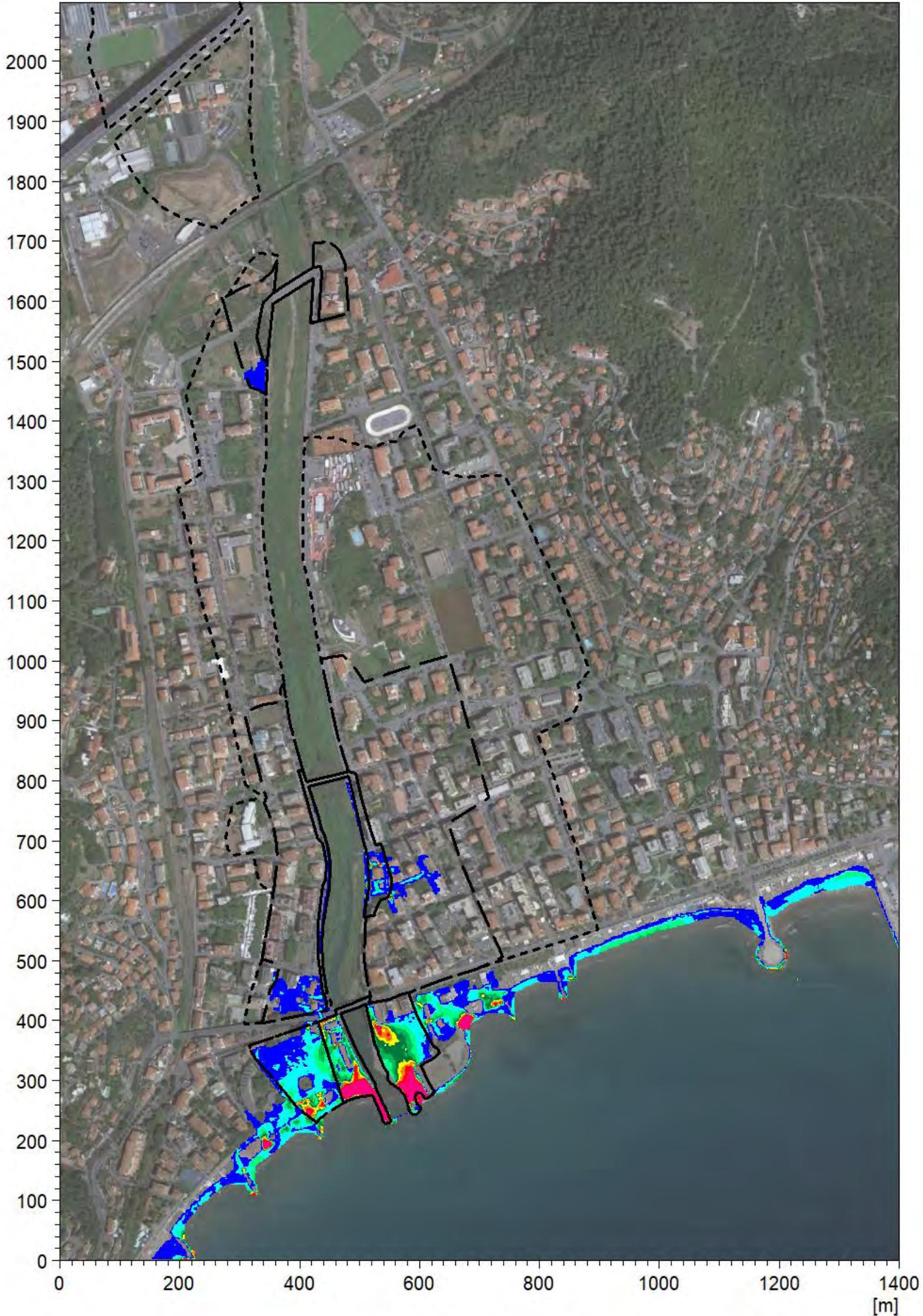


**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

**SIM_D1:
innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 50 anni (TR50)**

[m]



- Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
- · · Fascia C attuale

**Inviluppo massime
velocità [m/s]**

- Above 1.8
- 1.6 - 1.8
- 1.4 - 1.6
- 1.2 - 1.4
- 1.0 - 1.2
- 0.8 - 1.0
- 0.6 - 0.8
- 0.4 - 0.6
- 0.2 - 0.4
- 0.0 - 0.2
- Below 0.0

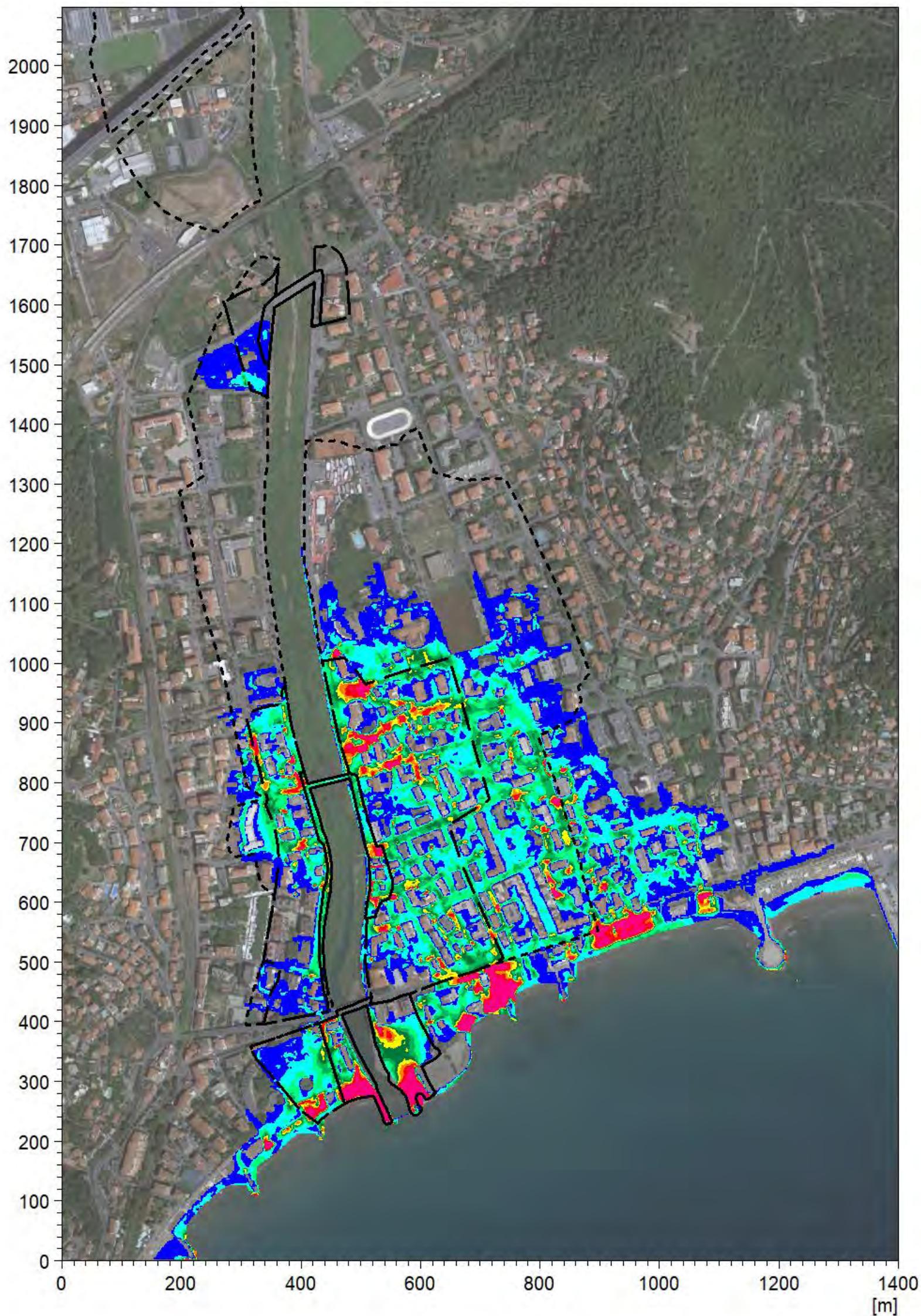
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_D2:

**innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 200 anni (TR200)**

[m]



— Fascia A attuale
- - - Fascia B attuale
· · · Fascia C attuale

**Inviluppo massime
velocità [m/s]**

■ Above 1.8
■ 1.6 - 1.8
■ 1.4 - 1.6
■ 1.2 - 1.4
■ 1.0 - 1.2
■ 0.8 - 1.0
■ 0.6 - 0.8
■ 0.4 - 0.6
■ 0.2 - 0.4
■ 0.0 - 0.2
□ Below 0.0

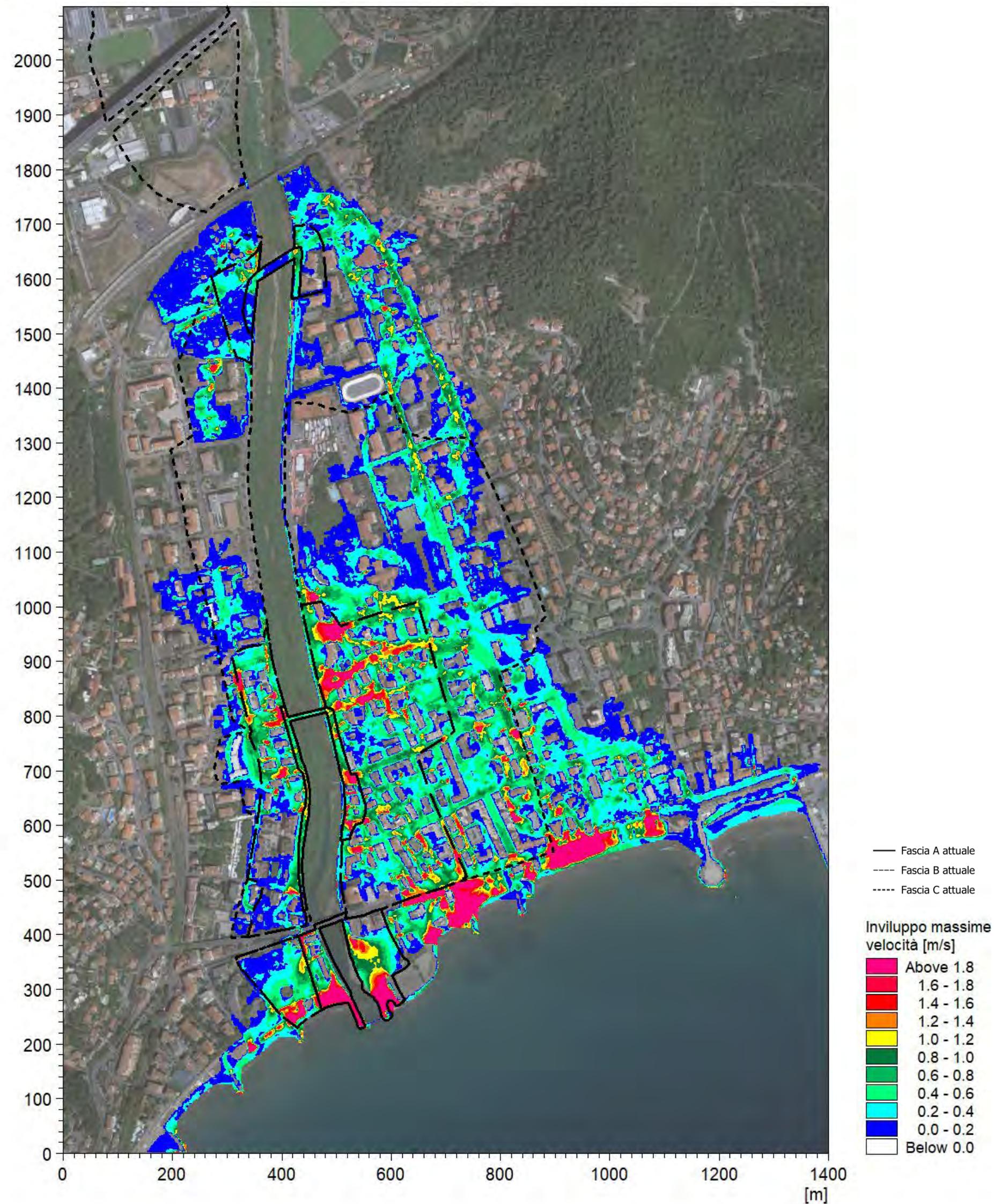
**TORRENTE MERULA
IN COMUNE DI ANDORA (SV)**

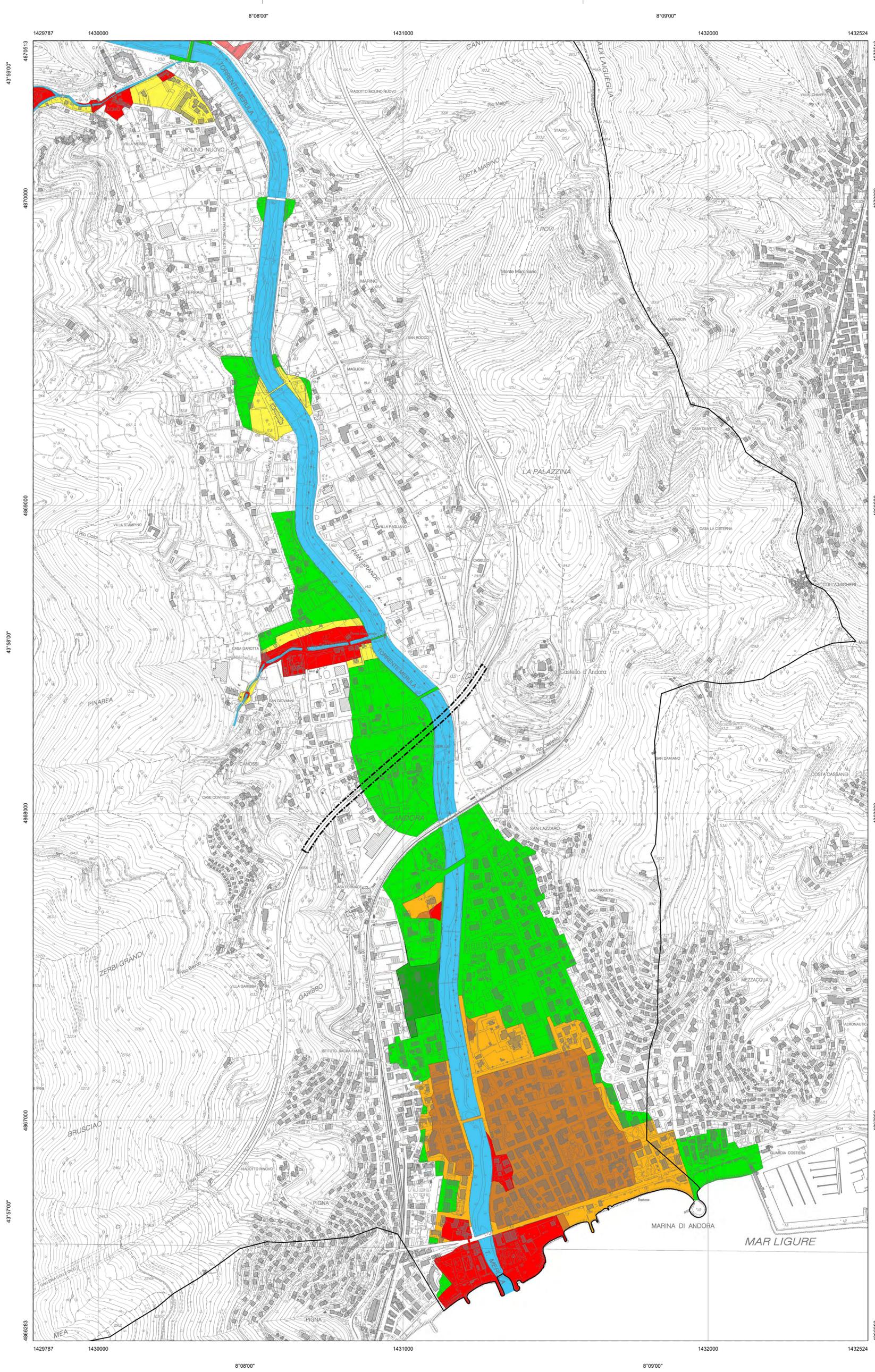
**Studio idrologico e idraulico
relativo all'aggiornamento delle fasce di inondabilità**

SIM_D3:

**innalzamento del fondo medio per
evento di piena con tempo di ritorno
pari a 500 anni (TR500)**

[m]







REGIONE LIGURIA

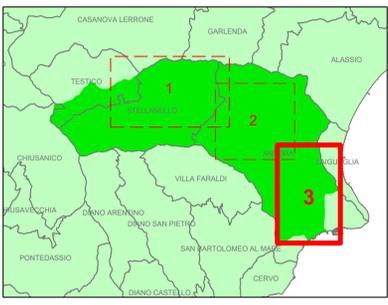


Bacini Regionali Liguri



Autorità di Bacino
Distrettuale
dell'Appennino
Settentrionale

PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - Merula
MERULA



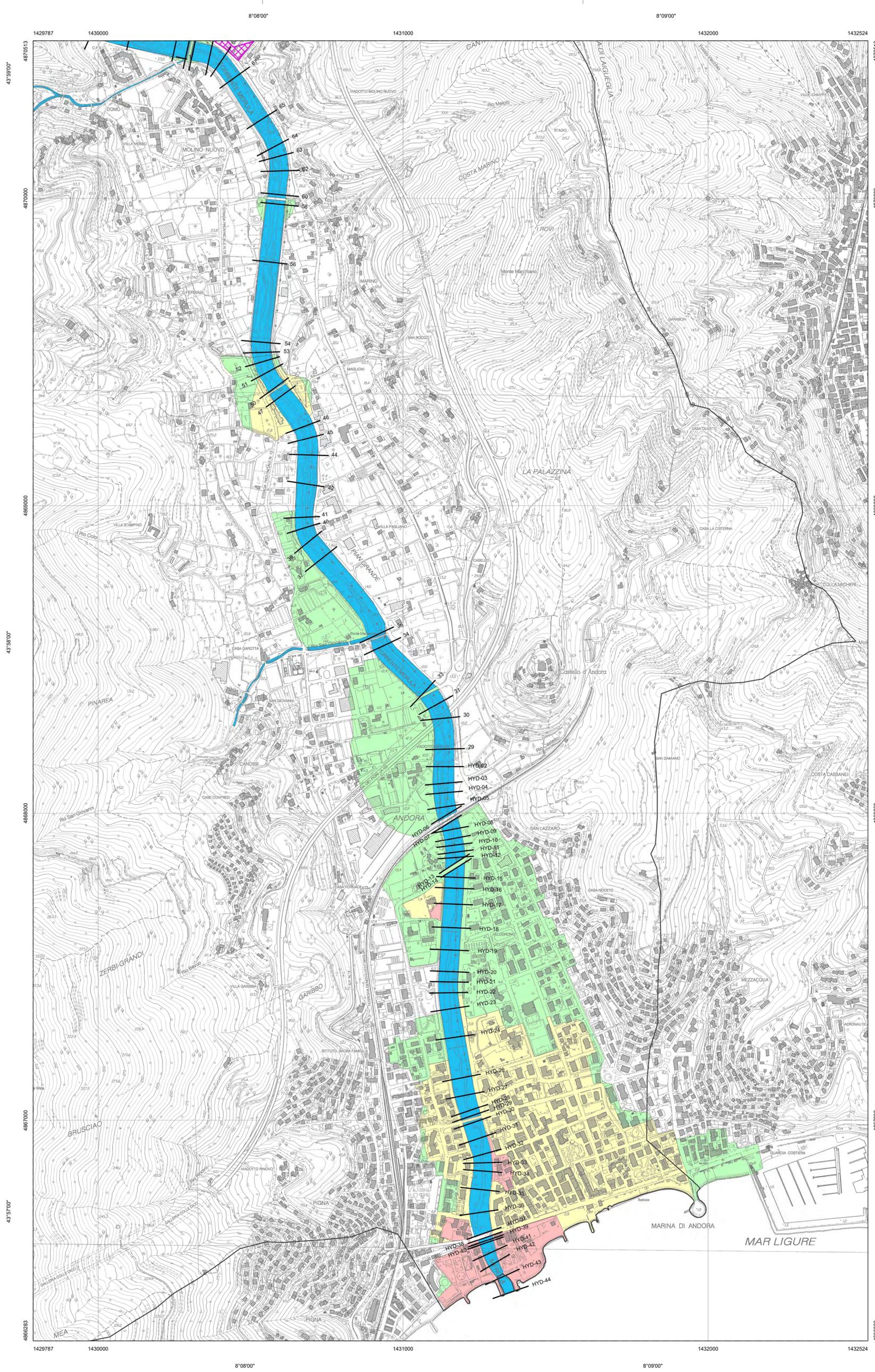
CARTA DELLE FASCE DI INONDABILITA' E DEGLI AMBITI NORMATIVI

PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 43 del 28/10/2002	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. 3005 del 30/03/2005	1:5.000	3 <small>(su 5 fogli)</small>
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del 30/03/2005 - parte II		

LEGENDA

- Fascia A
- Fascia A*
- Fascia B
- Fascia B - Ambito BB
- Fascia B - Ambito B0
- Fascia C
- Fascia C - Aree ex inondabili
- Proiezione dei viadotti
- Limite del bacino

Rilievo di base: Carta Tecnica Regionale fornita dalla Regione Liguria - CTR 5000



REGIONE LIGURIA

Bacini Regionali Liguri

Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale

PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - Merula
MERULA

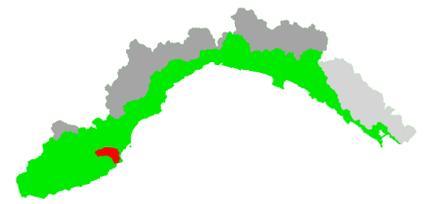
CARTA DELLE AREE INONDABILI

PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 43 del 28/10/2002	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. 3003 del 30/09/2003	1:5.000	3
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del 30/09/2003 - parte II		(in fogli)

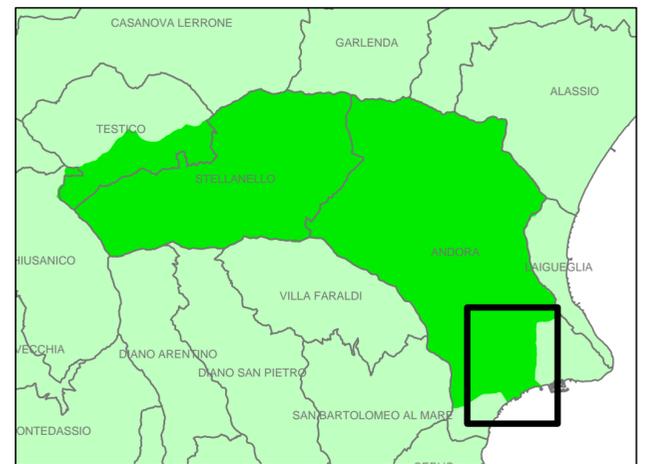
LEGENDA

- Aree inondabili per T = 50
- Aree inondate evento novembre 2014 ex DGR 59/2015
- Aree inondabili per T = 200
- Aree inondabili per T = 500
- Aree storicamente inondate (mappatura allegata alle DGR 2615/1998 e 594/2001)
- Alveo attuale (a cielo aperto)
- Ubicazione sezione idraulica
- A numero sezione idraulica
- Limite del bacino

Rilievo di base: Carta Tecnica Regionale fornita dalla Regione Liguria - CTR 5000



**PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - MERULA
MERULA**

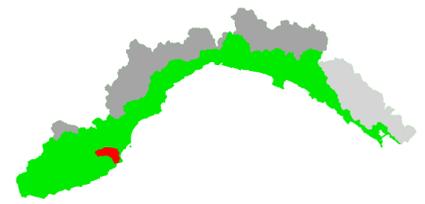
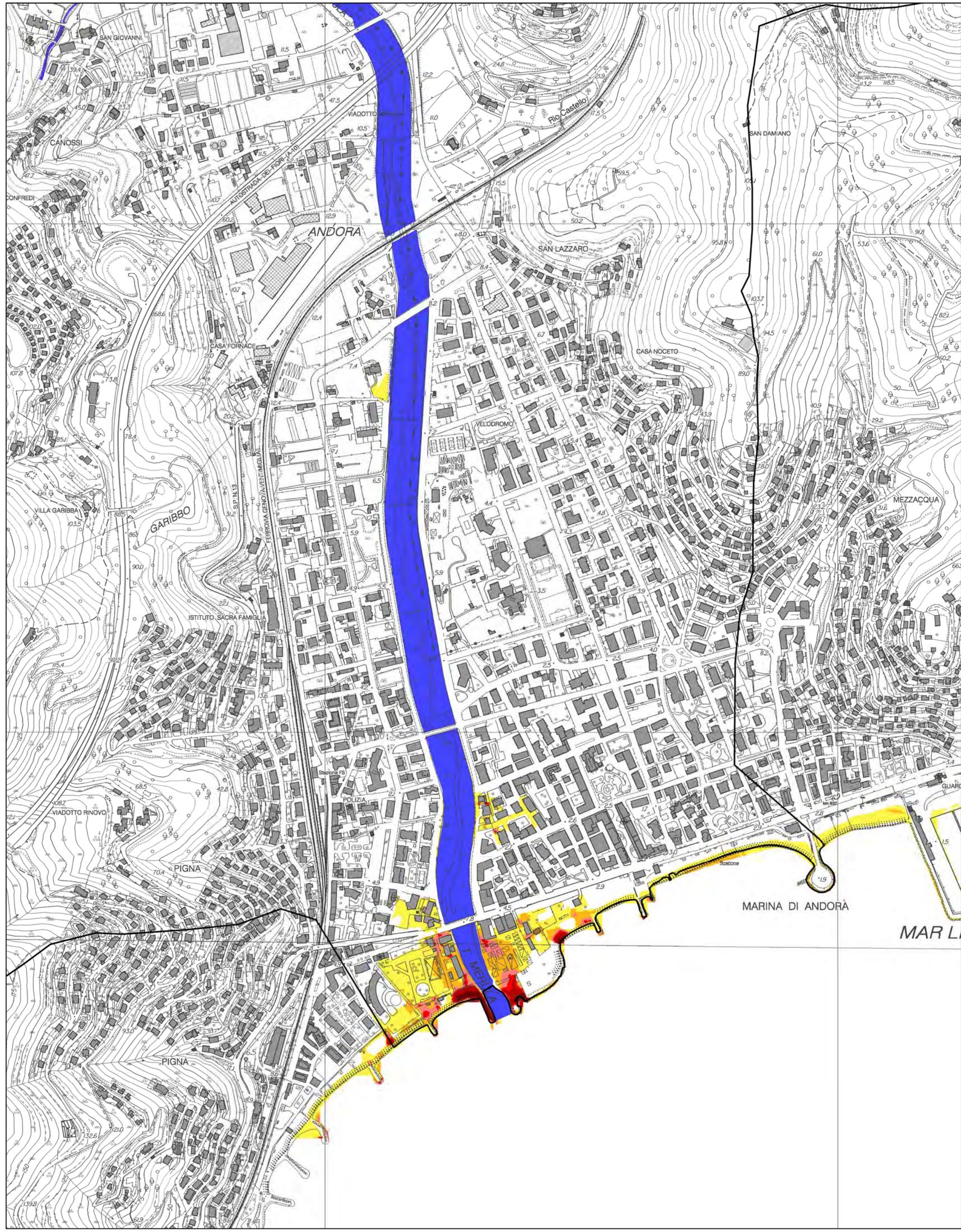


**CARTA DEI TIRANTI IDRICI MASSIMI
PER Tr = 50 ANNI**

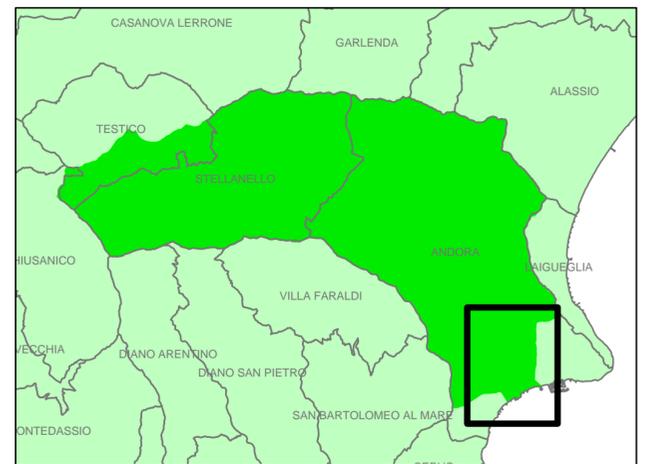
PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. XXX del XX/XX/XXXX	1:10.000	UNICA
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del XX/XX/XXXX - parte II		

LEGENDA

- Tiranti Tr50 [m]**
- 2.00 - 3.00
 - 1.00 - 2.00
 - 0.70 - 1.00
 - 0.50 - 0.70
 - 0.30 - 0.50
 - 0.00 - 0.30
 -
 - Limite del bacino
 - Alveo



**PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - MERULA
MERULA**

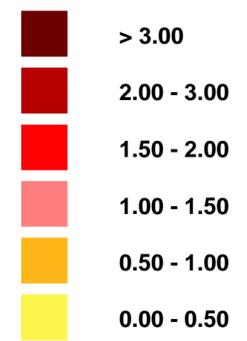


**CARTA DELLE VELOCITA' DI SCORRIMENTO
PER Tr = 50 ANNI**

PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. XXX del XX/XX/XXXX	1:10.000	UNICA
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del XX/XX/XXXX - parte II		

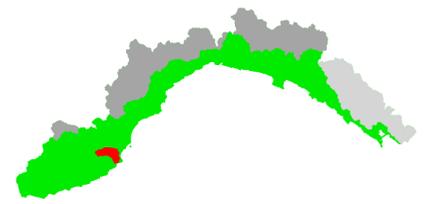
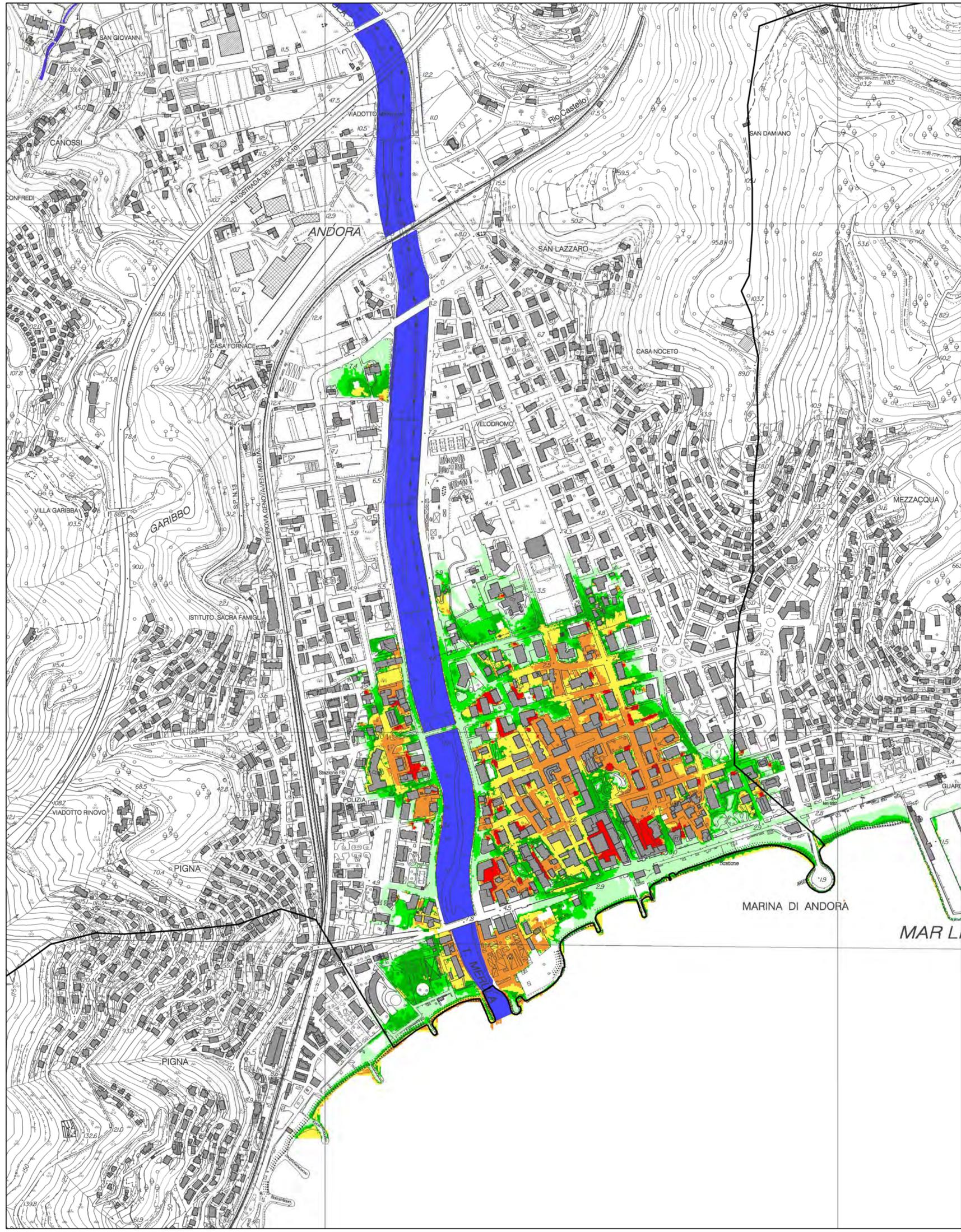
LEGENDA

Velocità Tr50 [m/s]

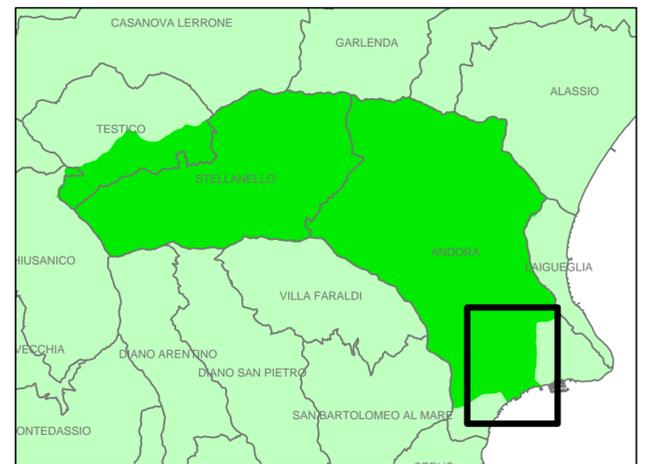


Limite del bacino

Alveo



**PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - MERULA
MERULA**

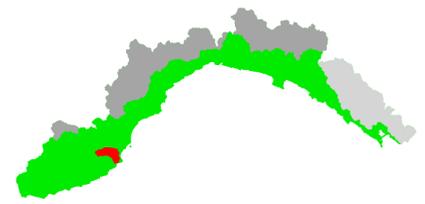


**CARTA DEI TIRANTI IDRICI MASSIMI
PER Tr = 200 ANNI**

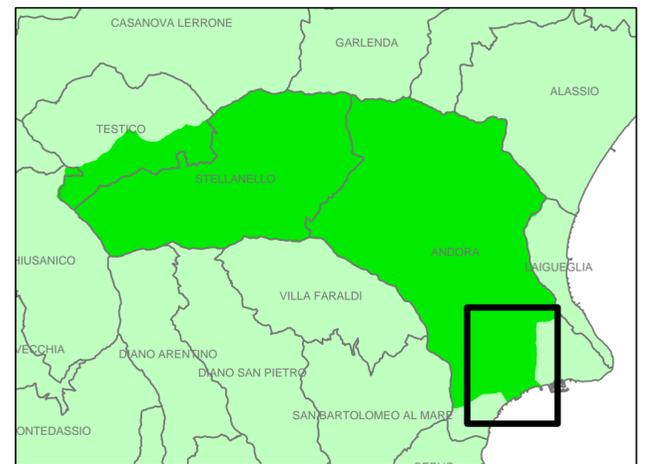
PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. XXX del XX/XX/XXXX	1:10.000	UNICA
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del XX/XX/XXXX - parte II		

LEGENDA

- Tiranti Tr200 [m]**
- 2.00 - 3.00
 - 1.00 - 2.00
 - 0.70 - 1.00
 - 0.50 - 0.70
 - 0.30 - 0.50
 - 0.00 - 0.30
 -
 - Limite del bacino
 - Alveo



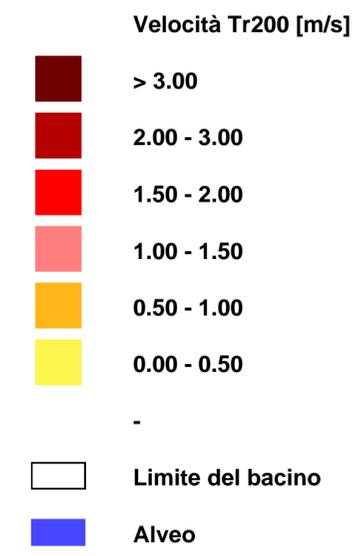
**PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - MERULA
MERULA**

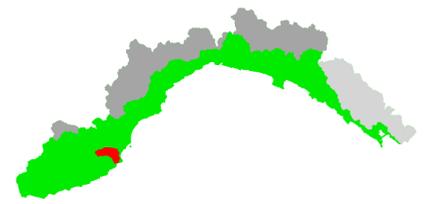
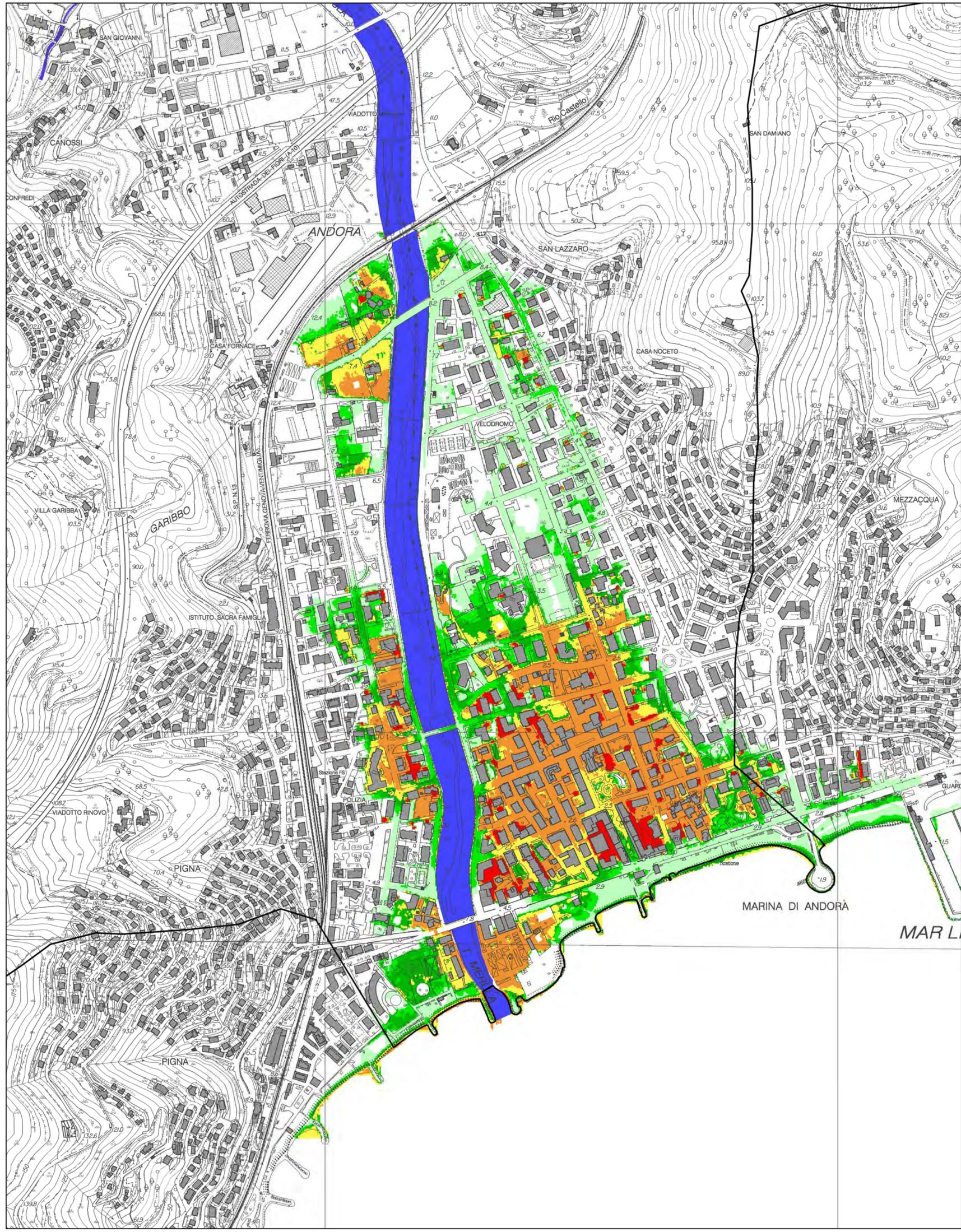


**CARTA DELLE VELOCITA' DI SCORRIMENTO
PER Tr = 200 ANNI**

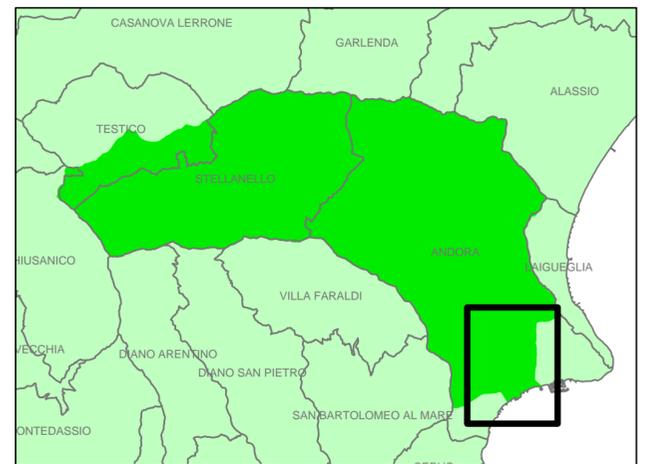
PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. XXX del XX/XX/XXXX	1:10.000	UNICA
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del XX/XX/XXXX - parte II		

LEGENDA





**PIANO DI BACINO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO
AMBITO 8 - MERULA
MERULA**



**CARTA DEI TIRANTI IDRICI MASSIMI
PER Tr = 500 ANNI**

PRIMA APPROVAZIONE	Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003	SCALA	TAVOLA
ULTIMA MODIFICA DELL'ELABORATO	Decreto del Direttore Generale n. XXX del XX/XX/XXXX	1:10.000	UNICA
ENTRATA IN VIGORE	BURL n. XX del XX/XX/XXXX - parte II		

LEGENDA

- Tiranti Tr500 [m]**
- 2.00 - 3.00
 - 1.00 - 2.00
 - 0.70 - 1.00
 - 0.50 - 0.70
 - 0.30 - 0.50
 - 0.00 - 0.30
 -
 - Limite del bacino
 - Alveo

