



PROVINCIA DI GENOVA
AREA 06
Difesa del Suolo e Pianificazione di Bacino

Area 06 Certificata ISO 9001:2000 - Sistema di Gestione Qualità - RINA - Certificato N° 6556/02

STUDIO DI FATTIBILITA'

Studio di approfondimento volto alla
delimitazione delle fasce fluviali ed
individuazione degli scenari d'intervento
per la sistemazione idraulica del torrente
Rupinaro in Comune di Chiavari

COMMESSA:

AGG.: DATA:

04a 09-10-2007

OGGETTO:

Relazione Tecnico-Idraulica

DATA:

9 OTT 2007

Elaborato N°:

i00b

SCALA:

PROGETTAZIONE:

MED INGEGNERIA

MED INGEGNERIA S.r.l.

sede legale:

Via Kennedy, 37

44100 FERRARA

unità operativa 1:

Via Panà, 56/A

35027 Noventa Padovana (PADOVA)

tel. +39 0498705567

fax. +39 0499819692

<http://www.medIngegneria.it>



PROGETTISTI:

Ing. Marco GONELLA

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI TORINO N. 7387K

Ing. Paolo POLO

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI BELLUNO N. 939

Ing. Fabrizio FOLTRAN

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI ALESSANDRIA N. A-1506

COLLABORATORI:

Ing. Alessandro CIMO

Ing. Stefano GHIROTTI

RILIEVI:



WATERSOIL S.r.l.

sede legale:

Via Kennedy, 37

44100 FERRARA

unità operativa:

Via Zangheri, 16

48100 Fornace Zarattini (RAVENNA)

tel. +39 0544467609

fax. +39 0544501984

<http://www.watersoil.com>

Responsabile

Dott. Geol. Alessandro Bertoni

Ordine dei Geologi della Regione Emilia-Romagna N. 927

Direttore Tecnico

Ph.D. Geol. Andrea Zamariolo

Ordine dei Geologi della Regione Emilia-Romagna N. 1201

Revisione:	data	Disegnato da:	Verificato da:	Approvato da:	Descrizione revisione
04a	9 ottobre 2007	A.CIMO	F.FOLTRAN	P. POLO	REDAZIONE DEFINITIVA
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

file name:	Image attach file:	last modified - file size:	paper size:	plot style:	plot scale:
			A4		



INDICE

1. Premessa	3
2. Inquadramento geografico	5
3. Notizie storiche	7
4. Caratterizzazione topografica del territorio	12
5. Modelli idraulici utilizzati	13
5.1 Modello idraulico monodimensionale HEC-RAS	13
5.2 Modello idraulico bidimensionale FLO-2D	14
6. Costruzione modello idraulico bidimensionale FLO-2D	17
6.1 Definizione della griglia di calcolo	17
6.2 Definizione del torrente Rupinaro	20
6.3 Definizione delle strade e dei rilevati	29
6.4 Definizione della scabrezza	32
7. Portate di piena	33
7.1 Definizione degli ietogrammi	33
7.2 Definizione degli idrogrammi di riferimento	37
8. Trasporto solido	42
9. Inquadramento meteo-marino	43
9.1 Dati di base	45
9.2 Analisi Statistica	49
9.3 Traslazione delle onde da largo verso riva	53
9.4 Scelta delle onde rappresentative sottocosta	55
9.5 Propagazione del moto ondoso locale	56
9.5.1 Risultati ottenuti con il modulo PMS	57
9.6 Ricostruzione delle correnti sottocosta	61
9.6.1 Analisi dei risultati	61



10.	<i>Modello idraulico bidimensionale foce Rupinaro</i>	72
10.1	Mesh di calcolo	72
10.2	Modello bidimensionale RMA-2	73
10.3	Condizioni al contorno e parametri di input	75
10.3.1	Condizione al contorno di monte.....	75
10.3.2	Condizione al contorno di valle.....	75
10.4	Risultati modello	76
11.	<i>Cartografia di stato attuale</i>	77
12.	<i>Ipotesi di intervento</i>	78
12.1	Interventi su ponti e sezioni di deflusso	78
12.1.1	Sopraelevazione muri laterali e ponti	78
12.1.2	Adeguamento sezione ponti e sopraelevazione muri laterali.....	81
12.1.3	Approfondimento e allargamento sistematico della sezione esistente	88
12.1.4	Approfondimento localizzato della sezione esistente	89
12.1.5	Verifica strutturale muri di sponda	90
12.1.6	Interventi effettivamente possibili su ponti e sezione.....	91
12.2	Interventi in foce	92
12.3	Interventi in zona collinare a monte tratto studio	93
12.3.1	Canale scolmatore	93
12.3.2	Casse di espansione	94
12.4	Aspetti economici – Stima costi interventi proposti	98
13.	<i>Conclusioni</i>	99



1. PREMESSA

Con la presente si relaziona in merito alle attività svolte nell'ambito dello *“Studio di approfondimento volto alla delimitazione delle fasce fluviali ed individuazione degli scenari d'intervento per la sistemazione idraulica del torrente Rupinaro in Comune di Chiavari”*.

Lo studio parte dall'analisi degli eventi di piena storici che hanno interessato il Torrente Rupinaro ed il Rio di Campodonico e analizza il livello del rischio di inondabilità determinato da essi sul territorio dell'abitato di San Pier di Canne e di Chiavari allo stato attuale.

Per eseguire tale valutazione, si è utilizzato un modello idraulico bidimensionale il quale tiene conto, oltre che della topografia del “floodplain” e della geometria delle sezioni, anche della presenza di strade, muretti/marciapiedi, rilevati, diminuzioni di volume causate dalla presenza di edifici e delle condizioni a contorno allo sbocco in mare. I risultati del modello consistono sostanzialmente nella valutazione dei tiranti e delle velocità di scorrimento nelle aree soggette ad allagamento. Questi parametri risultano di fondamentale importanza ai fini della delimitazione delle fasce fluviali considerando inoltre l'intensa urbanizzazione della piana interessata dagli allagamenti storici.

La taratura del modello è stata eseguita replicando un modello monodimensionale dell'alveo del Rupinaro alla luce dei nuovi rilievi topografici di precisione eseguiti, utilizzando le scabrezze e le portate (rapporto CIMA) riportate nel Piano di Bacino stralcio ex D.L. 180/98 (Ambito 16) e confrontando i livelli ottenuti in alveo con quelli risultanti dal modello bidimensionale per portate basse (senza generazione di esondazione).

La scelta dell'idrogramma di riferimento per i diversi tempi di ritorno è stata eseguita nell'ottica di massimizzare i volumi dell'esondato.

È stato, inoltre eseguito uno studio con modello idraulico marino PMS, sulla propagazione del moto ondoso del mare, nell'intorno e al largo della foce del Torrente Rupinaro, da cui sono derivati dati di ingresso di un'ulteriore studio localizzato alla foce eseguito con il modello bidimensionale RMA-2 volto a studiare la condizione di sbocco in mare del corso d'acqua.



Sono state redatte le Carte di inondabilità del territorio per eventi di piena con tempo di ritorno 30, 50, 200 e 500 anni (tiranti e velocità) e le Carte degli ambiti Normativi.

Alla luce delle considerazioni fatte si sono proposte alcune soluzioni di intervento possibili sui corsi d'acqua al fine di minimizzare il rischio sulla porzione di territorio analizzato.



2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il Bacino del T. Rupinaro si estende per un'area pari a circa 11 km² e confina con il bacino della Val Lavagna a Nord e con il bacino dell'Entella a Est.

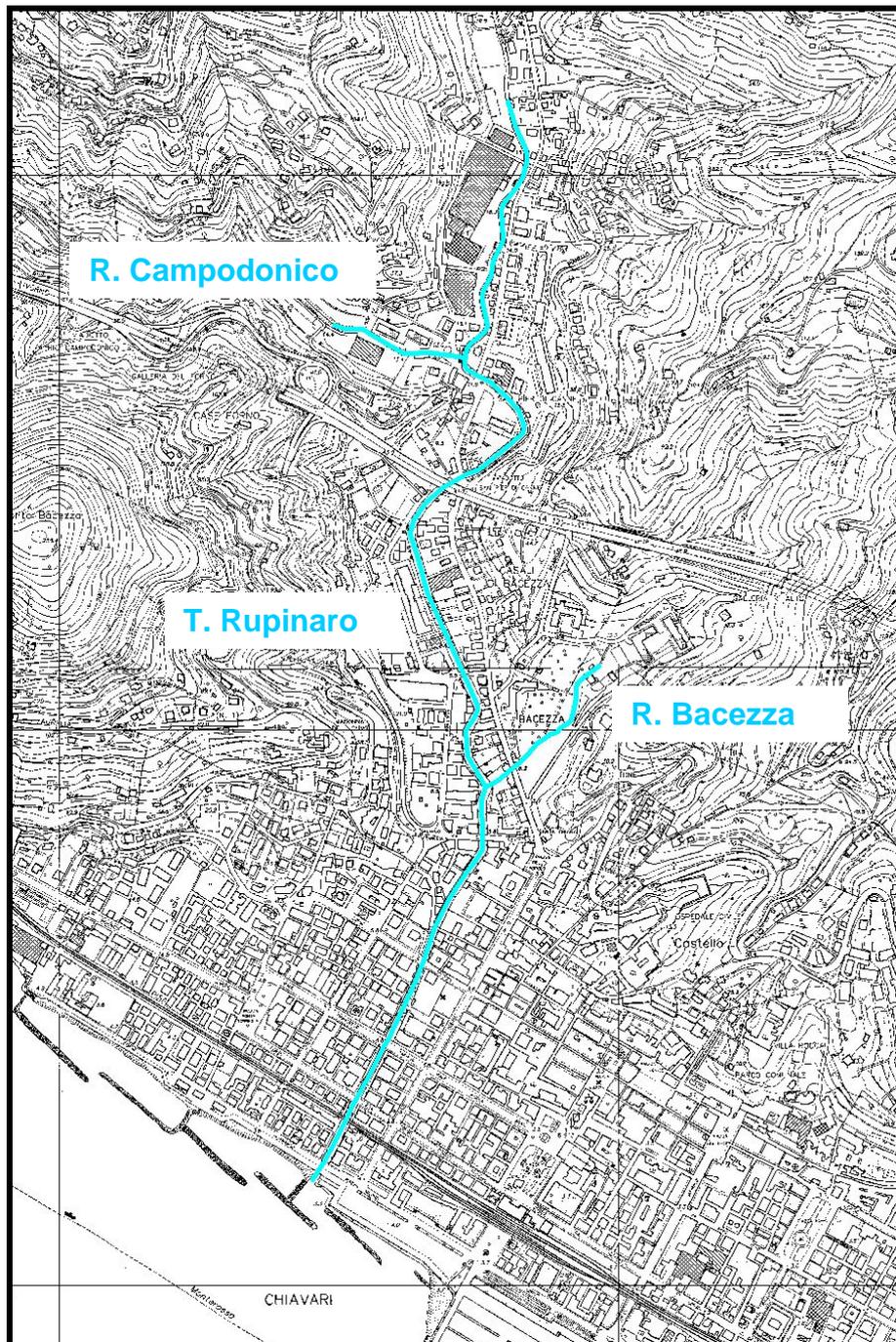


Figura 1: Corografia del tratto di canalizzazione studiata



A Nord, lo spartiacque segue i crinali di Costa Lunga, passo del Bocco; ad Ovest passa da M. Anchetta (547 m) a Monte Roccasse (543 m); ad Est, scende lungo il crinale di San Bartolomeo e passa da M. Curlo (307 m) e da località Castello; a Sud infine è delimitato dalla linea di costa.

Il Rupinaro nasce alle pendici della cresta di Costa Lunga a sud ovest del Bocco di Leivi in località Costalonga e l'asta del torrente si sviluppa per una lunghezza di circa 5.9 km fino allo sbocco in mare; il tratto iniziale presenta direzione NO-SE fino a loc. Rostio e poi, una volta superata la strettoia della vallata, attraversa l'intero centro abitato di Chiavari e la relativa piana in direzione prevalente N-S. L'alveo presenta inoltre poche meandrizzazioni a fronte di un elevato contenuto energetico della corrente dovuto localmente a forti pendenze e alla tipologia di alveo prevalentemente canalizzato nella zona del centro abitato.

Il principale affluente è il Rio Campodonico, affluente di destra, che possiede una lunghezza d'asta di 3,2 Km.

Nelle simulazioni è stato inoltre considerato il contributo del rio Bacezza, affluente di sinistra del Rupinaro nella loc. omonima.



3. NOTIZIE STORICHE

Prima del 1800 il torrente Rupinaro non era arginato e, ad ogni piena, allagava i piani circostanti, cioè la cosiddetta Franca, dove adesso è Via Col. Franceschi. Il suo percorso, dopo il ponte di Corso Genova, si divideva in due rami. Il principale piegava verso ponente, fino all'antico Canto dei Morti detto anche del Santo turco e sfociava agli Scogli (attuale zona di Piazza Gagliardo), il secondo ramo, più ristretto del precedente, andava direttamente al mare e, nei giorni di piena, le sue acque giungevano alla foce molto velocemente, coprendo i terreni cosiddetti "Mandracchi". Tali terreni, che si estendevano dall'attuale Piazza Milano sino a Via Prandina, divennero in seguito un fitto e selvaggio canneto; soltanto in piccola parte erano coltivati a orto. Nel 1930 furono bonificati, originando il quartiere di Marina Giulia.

Durante la Repubblica di Genova, il Municipio di Chiavari, per evitare i continui guai che causavano le frequenti piene, su progetto del prete Vincenzo Lagomaggiore arginò il torrente rettificandone il percorso: il ramo principale soppresso e il ramo diretto al mare allargato (fonte internet)

Gli eventi alluvionali più significativi sono tre:

- alluvione 19/01/1807,
- alluvione 1934,
- alluvione 11/01/2002.

Il 19 ottobre 1807, dopo quattro giorni di pioggia, le acque del Rupinaro arrivarono fino all'altare maggiore della Chiesa di San Giacomo e invasero numerose botteghe e locali di lavorazioni artigiane lungo "carruggio dritto" e le traverse adiacenti. Nell'alluvione del 1934 il Rupinaro fece crollare un argine nella Franca. L'acqua a San Pier di Canne raggiunse un metro d'altezza sulla piazza della Chiesa (fonte internet).

Il giorno 24/11/2002 una fitta e incessante pioggia è caduta sul Tigullio (150-200 mm in 12 ore) provocando la piena del Rupinaro. Proprio per le sue caratteristiche ci si illudeva che i muri di contenimento, che separano il letto dalle case, costituissero una protezione sufficiente. Quel giorno invece, poco dopo le ore 13, il torrente, non trovando sfogo sotto il ponte di Via Castagnola ostruito dai detriti è uscito dall'alveo, all'altezza del distributore della Esso e ha sfondato gli argini alle spalle del supermercato Basko. In un attimo tutti gli scantinati e i garage che si trovano a livello del torrente sono stati invasi dall'acqua.



L'onda fangosa ha inondato tutta la zona della Franca, di Via Santa Chiara e di Via Arata e della parte occidentale del centro storico dove i negozi sono stati coperti da un metro di acqua e fango (fonte internet).

Di seguito si riportano alcune foto dell'evento alluvionale del 2002 reperite su internet.



Figura 2: Centro storico



Figura 3: Sottopasso via Garibaldi



Figura 4: Via Millo



Figura 5: Piazza del Popolo



Figura 6: Piazza Mazzini



Figura 7: San Giovanni



Figura 8: Via Santa Chiara



Figura 9: Rupinaro in loc. San Pier di Canne



Figura 10: Allagamenti in località San Pier di Canne



Figura 11: Rupinaro in prossimità dell'ansa negozio "Expert"



4. CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DEL TERRITORIO

Il tratto di T. Rupinaro indagato si estende da 500 m a monte della confluenza con il rio Campodonico fino allo sbocco in mare. Anche il rio Campodonico rientra nell'ambito dell'indagine topografica e idraulica per un tratto di poco inferiore a 200 m a monte della confluenza.

Al fine di descrivere la topografia del territorio in modo ottimale sono state utilizzate le seguenti informazioni:

- Rilievo topografico di 61 sezioni trasversali lungo il torrente Rupinaro, 5 sezioni lungo il rio Campodonico e la sezione di sbocco del rio Bacezza alla confluenza con il Rupinaro, comprensivo di definizione geometrica dei manufatti interferenti, eseguito nel maggio 2007;
- Rilievo topografico di dettaglio delle aree perfluviali a descrizione delle altimetrie caratterizzanti il territorio in analisi, in maniera particolare delle strutture in rilevato, dei locali interrati e delle strade, eseguito nel maggio 2007 e perfezionato in giugno;
- Batimetria di dettaglio della linea costiera prospiciente il centro abitato di Chiavari;
- D.T.M. 40 X 40 m Progetto IT2000 della Regione Liguria;
- C.T.R. Regione Liguria in scala 1:5.000 fogli 231081 e 231082.

Si sottolinea che il rilievo plano-altimetrico è stato esteso nell'area perfluviale sinistra oltre il limite stabilito dal bando di gara ai fini di raggiungere un sensibile cambio di pendenza che costituisca limite topografico alla piena del Rupinaro. Tale limite si attesta lungo viale Kasman, a ridosso della sponda destra del Fiume Entella.



5. MODELLI IDRAULICI UTILIZZATI

5.1 Modello idraulico monodimensionale HEC-RAS

Al fine di eseguire un'analisi idraulica preliminare e di determinare le scabrezze da utilizzare nel modello bidimensionale e le scale di deflusso dei manufatti presenti lungo il torrente Rupinaro, si è utilizzato il modello di analisi dei corsi d'acqua HEC-RAS v.3.1.3. (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) del US Army Corps of Engineers. La procedura computazionale è basata sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia; le perdite di carico sono valutate con l'equazione di Manning e utilizzando i parametri di contrazione/espansione.

La geometria del modello RAS costruito è riportato in Figura 12.

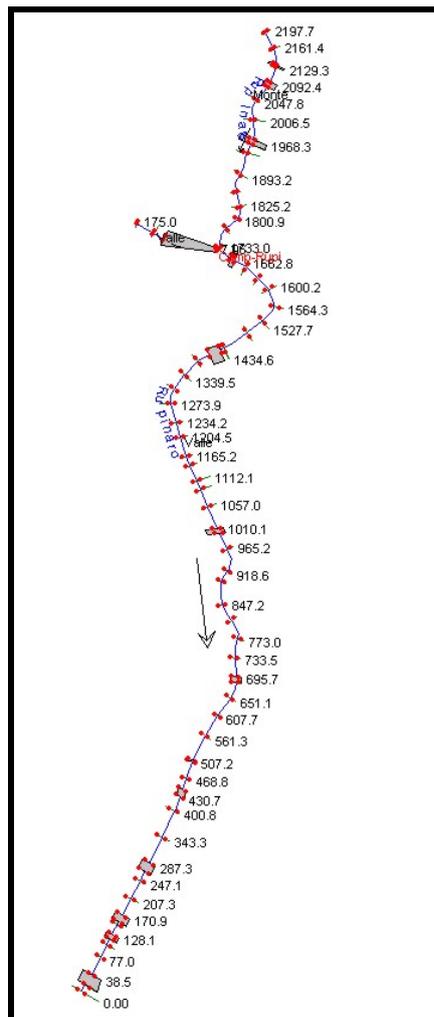


Figura 12 – Geometria schematica modello HEC-RAS



5.2 Modello idraulico bidimensionale FLO-2D

Lo scenario di studio è stato sviluppato utilizzando un modello idraulico di tipo bidimensionale: il modello FLO-2D v.2006.01 sviluppato da Jimmy S. O'Brien della FLO Engineering inc.

FLO-2D è un modello di conservazione del volume che distribuisce l'idrogramma di piena su un sistema di elementi costituenti una griglia a maglia quadrata che schematizzano il territorio.

All'interno di questa griglia possono essere inseriti una serie di elementi che schematizzano i corsi d'acqua, le sezioni trasversali e gli eventuali manufatti presenti nella zona di interesse: canali, opere di regolazione idraulica, strade, argini.

Ad ogni elemento della griglia sarà associata una quota, un coefficiente di scabrezza ed, eventualmente, parametri di precipitazione, infiltrazione ed evaporazione (per il calcolo idrologico).

Importante è poi la definizione degli elementi di inflow, nei quali si considera l'ingresso dell'acqua nel sistema secondo un idrogramma, e di outflow nei quali si impone l'uscita dell'acqua dal sistema.

Il risultato della modellazione è la distribuzione dei livelli idrici, dei conseguenti tiranti e delle velocità che si verificano in ognuno degli elementi costituenti la griglia di calcolo.

L'equazione che regola il modello è l'equazione costitutiva dei fluidi, incluse l'equazione di continuità e l'equazione bidimensionale del moto (equazione del momento dell'onda dinamica):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h \cdot V_x}{\partial x} + \frac{\partial h \cdot V_y}{\partial y} = i$$

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$$

$$S_{fy} = S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t}$$

Il moto nei canali è regolato dalla relazione di Manning – Gauckler Strickler.



Il codice è particolarmente adatto allo studio di onde di allagamento che si propagano su terreno asciutto. Il modello è alle differenze finite, in ogni cella risolve le equazioni del moto nelle 8 direzioni che collegano la cella a quelle adiacenti.

Peculiarità del modello è la conservazione del volume durante la simulazione, fondamentale negli studi di esondazione non confinata.

Il modello pur avendo la rigidità tipica dei modelli alle differenze finite, in cui la dimensione della cella è costante in tutto il dominio di calcolo, permette di simulare caratteristiche del sistema che hanno dimensione inferiore al lato della cella, o caratteristiche idrauliche diverse dal semplice moto piano.

La Figura 13 illustra i processi che si possono simulare con FLO-2D.

All'interno della griglia di calcolo si possono definire dei canali rettangolari, a sezione trapezia o a sezione naturale, definendo per ogni cella, oltre che la sezione, la lunghezza del tratto di canale che la interessa. Il moto all'interno del canale è risolto con uno schema monodimensionale, il canale scambia volumi d'acqua con le celle adiacenti sulla base dei livelli interni al canale e delle aree circostanti, Figura 14.

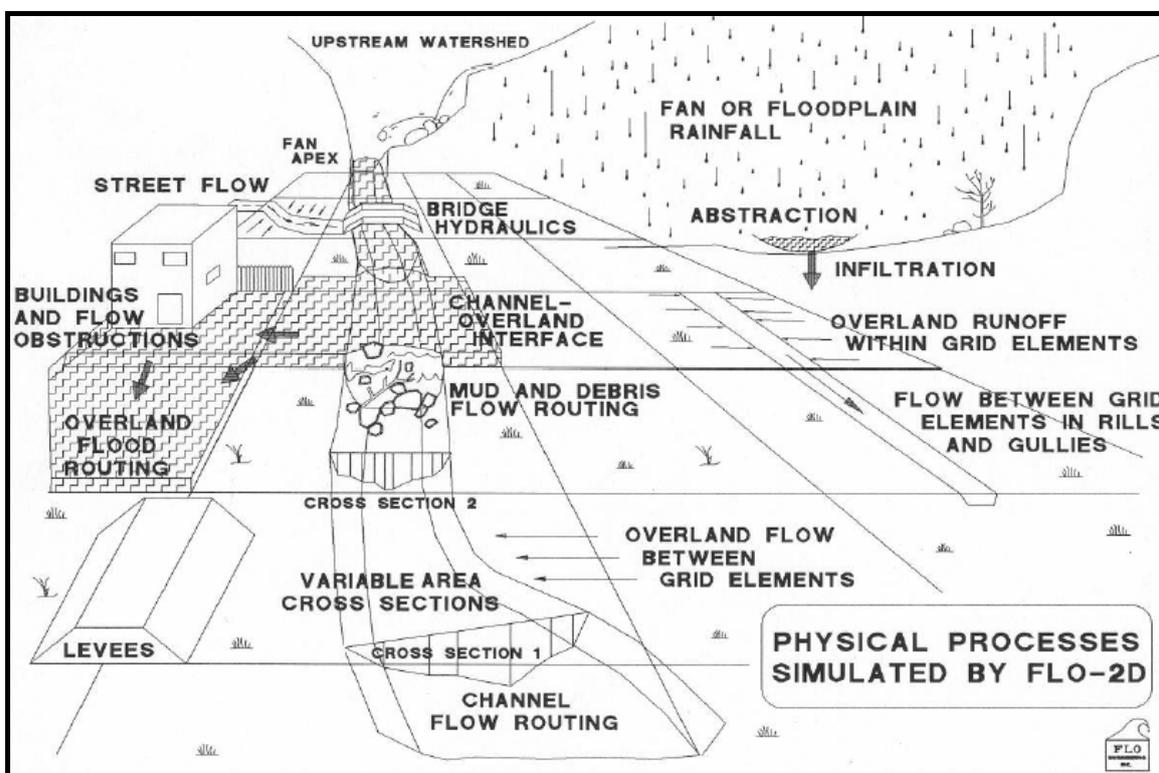


Figura 13 – Processi fisici che si possono simulare con FLO-2D.

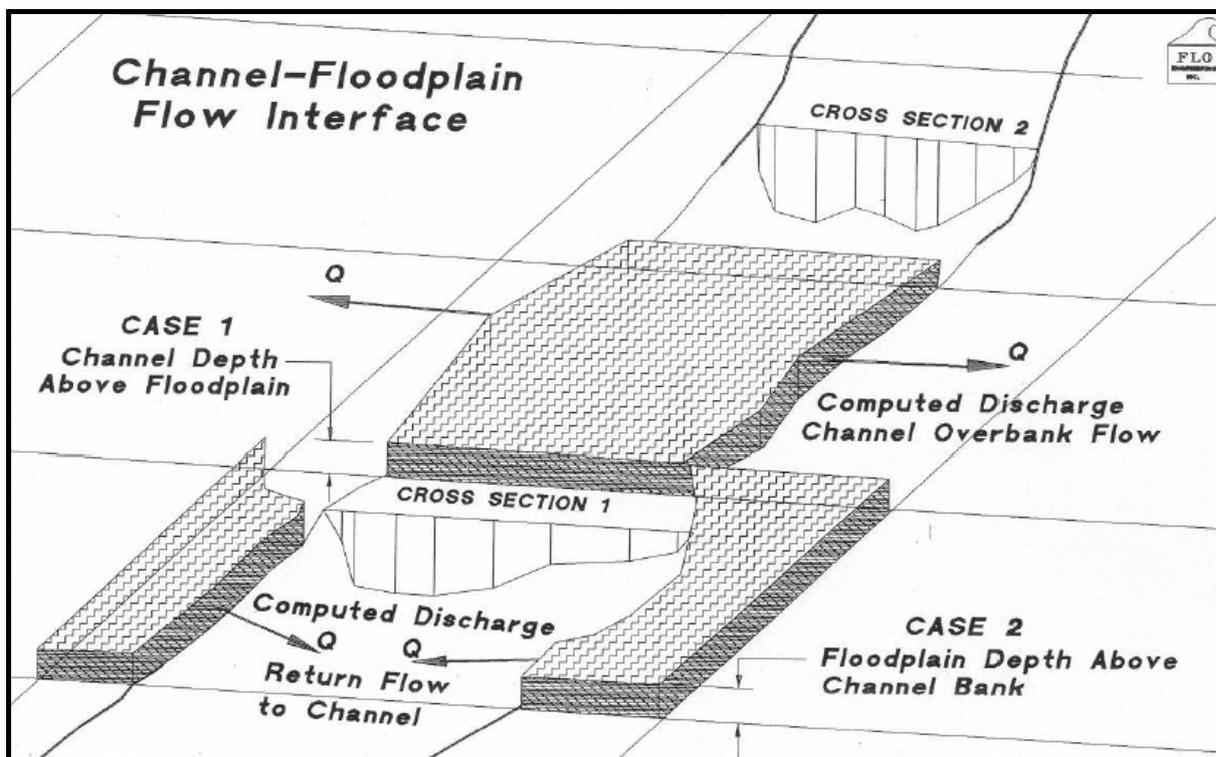


Figura 14 – Interscambio di volumi d’acqua tra il canale e le zone golenali.

Le equazioni utilizzate per risolvere il moto all’interno delle strade sono identiche a quelle utilizzate per i canali a sezione rettangolare. Analogamente ai canali si ha uno scambio di volumi d’acqua con le aree circostanti sulla base dei rispettivi livelli.

La definizione dei rilevati arginali può essere effettuata limitando lo scambio tra celle adiacenti attraverso il contorno in comune. Si definiscono le direzioni bloccate dalla presenza dell’argine e la quota dell’argine. Oltre tale quota il codice determina la portata di sfioro mediante la formula degli stramazzi.

Il modello FLO-2D è uno degli standard di calcolo più utilizzati per problematiche analoghe negli Stati Uniti e la sua diffusione si va estendendo a tutto il mondo. E’ dotato di una ricca bibliografia tecnica di base ed applicativa. E’ infine uno degli standard di calcolo riconosciuti dal FEMA (Federal Emergency Management Agency) statunitense per problematiche di esondazione e di analisi del rischio idraulico.



6. COSTRUZIONE MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE FLO-2D

6.1 Definizione della griglia di calcolo

La definizione base del modello consiste nella griglia di calcolo, in cui ogni cella rappresenta, con una quota univoca, una porzione di territorio.

La discretizzazione dell'area di studio dipende fortemente dalla larghezza della canalizzazione indagata e degli elementi geometrici costituiti dalle strade che vanno modellati, per quanto possibile, all'interno di una singola cella. Conseguentemente la dimensione minima assegnabile alla griglia è una maglia di lato 20 m. Tale dimensione potrebbe sembrare eccessivamente approssimativa, vista la dimensione totale dell'area e la presenza di molti elementi che interferiscono con il deflusso delle acque di piena, ma come scritto nel paragrafo precedente è possibile affinare il modello mediante una serie di elementi di calcolo aggiuntivi definiti all'interno delle singole celle.

Risulta, anzi, spesso preferibile definire i più comuni elementi di interferenza con il deflusso, come canali e strade, come elementi particolari all'interno delle celle piuttosto che definirli facendo uso di celle con particolari quote geometriche.

Nella Figura 15 è riportata la griglia di calcolo.

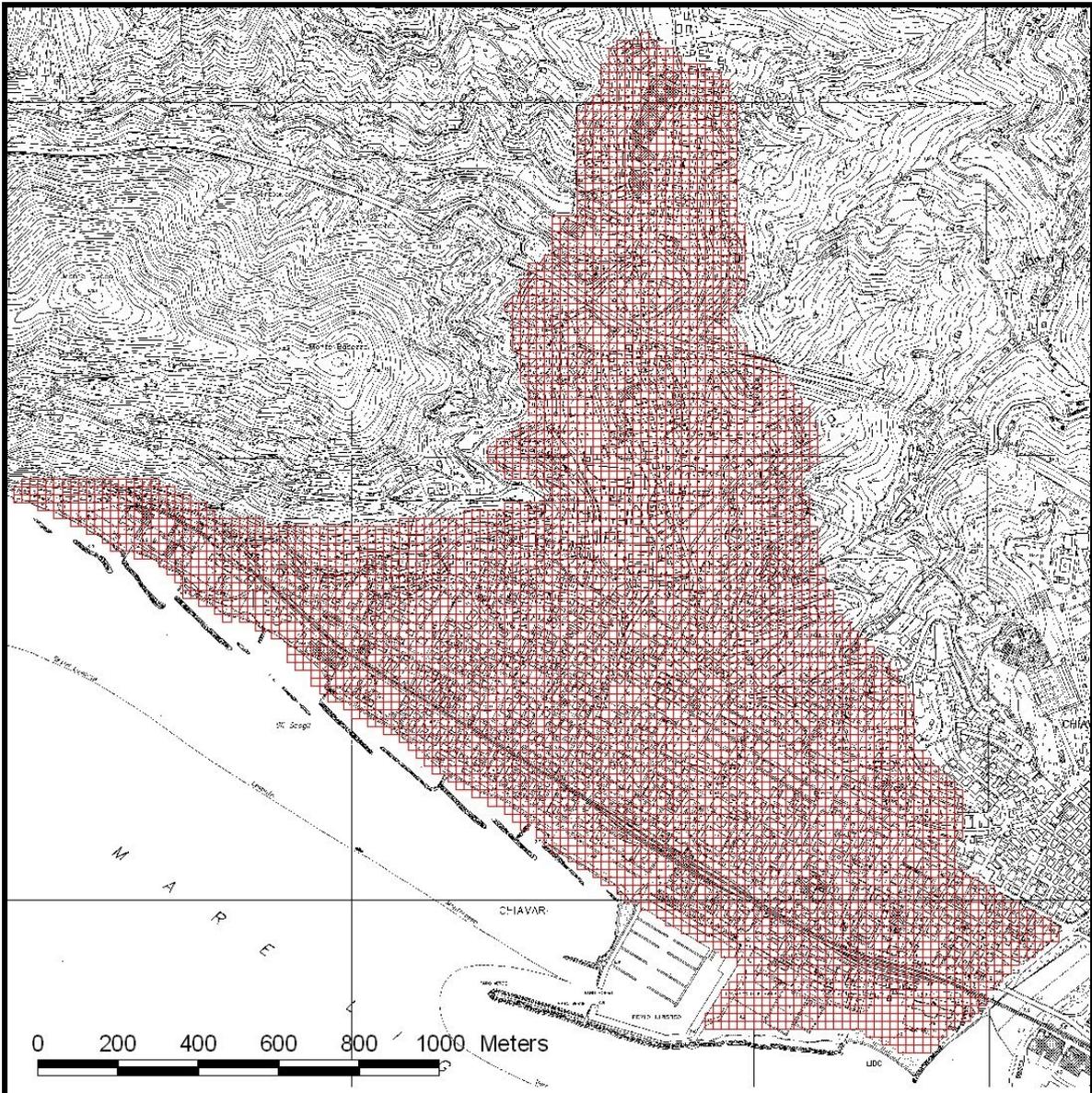


Figura 15 – Griglia di calcolo.

La quotatura della griglia è stata eseguita sulla base dei rilievi topografici di precisione sopra descritti (cfr. § 4) e appositamente realizzati per questo studio.

È stato creato un DEM con il software GIS ArcView, dal quale, mediante un apposito programma sviluppato dalla nostra società, è stata ottenuta automaticamente la quotatura della griglia di calcolo.

Nelle Figura 16 e Figura 17 sono riportate rispettivamente l'altimetria dell'intero bacino del T. Rupinaro e le quote dell'area indagata allo stato attuale. Come si può notare la griglia



riporta solamente le quote del terreno perifluviale, mentre non è ancora considerato l'alveo del torrente San Michele.

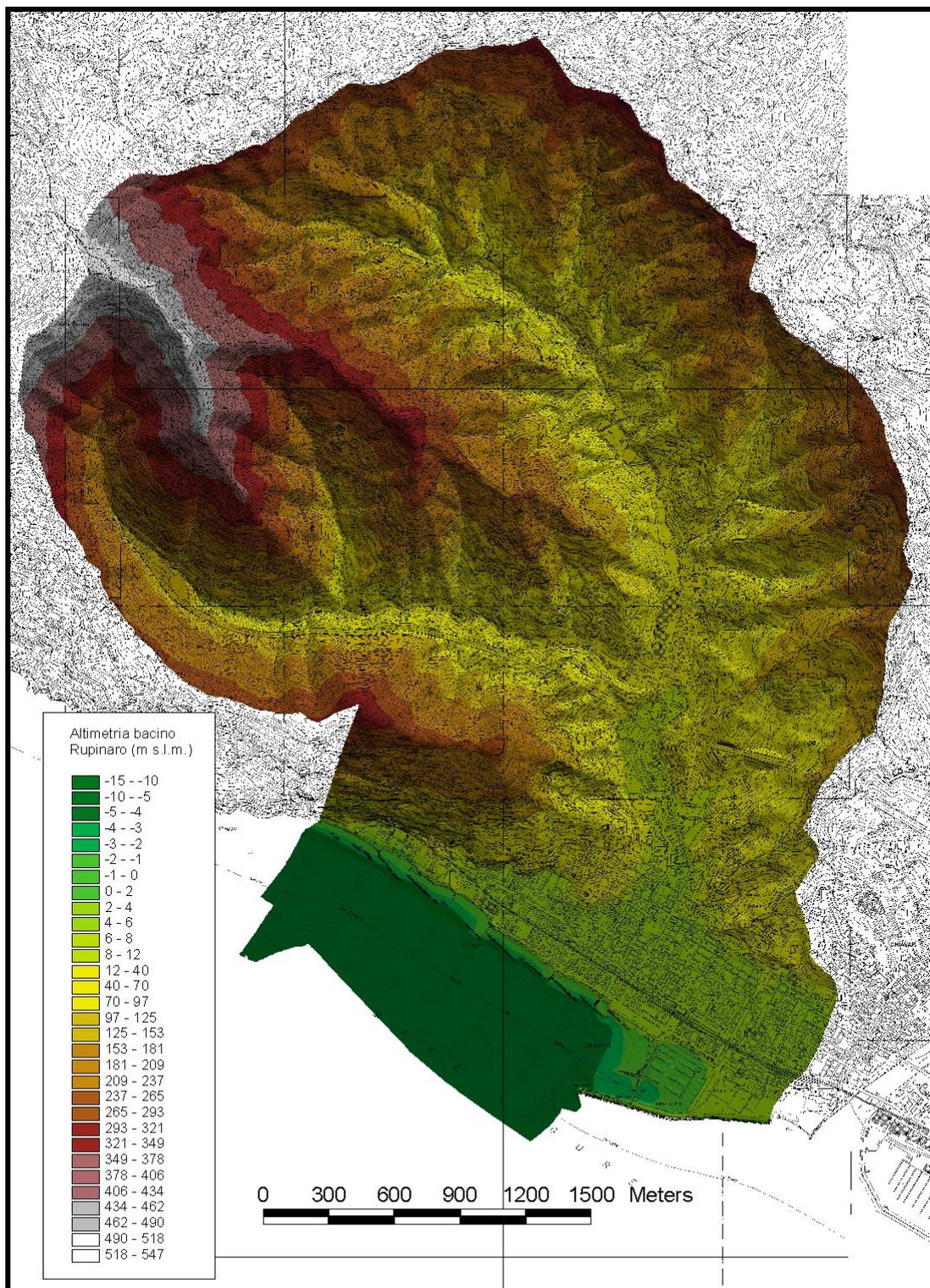


Figura 16: Altimetria bacino T. Rupinaro

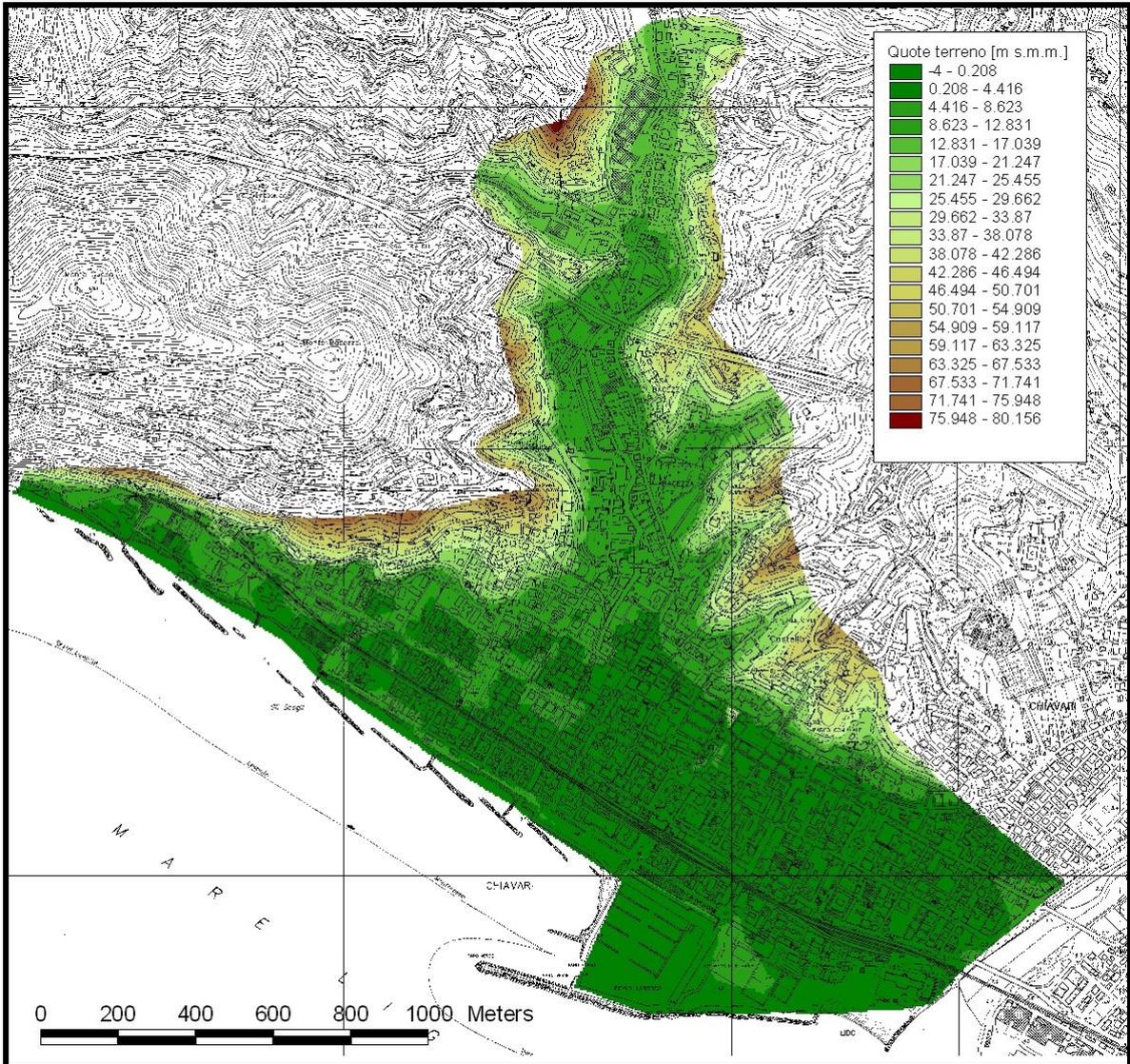


Figura 17 – Griglia con quote terreno

6.2 Definizione del torrente Rupinaro

Il torrente Rupinaro, lungo il tratto indagato, 10 12-18 presenta sezione pressoché trapezoidale con larghezza alla sommità variabile da 7 – 8, a monte della confluenza con il Campodonico, circa 10 m per le prime sezioni a valle della confluenza e 12 – 18 m per il tratto di canalizzazione che attraversa il centro abitato di Chiavari. Le altezze delle sezioni risultano piuttosto omogenee e si aggirano intorno ai 4 – 5 m (per diminuire in prossimità degli attraversamenti).

La pendenza media degli oltre 2 km di asta indagati è pari a $p = 6\%$, con punte di $p = 1.1\%$ a monte della confluenza con il rio Campodonico e $p = 2.6\%$ immediatamente a valle del ponte della linea FF.SS. Genova-Pisa. Subito a monte del ponte di via San Pier



di Canne, in corrispondenza del viadotto autostradale, si segnala la presenza di un salto di fondo probabilmente fatto realizzare per diminuire la pendenza dell'alveo altrimenti considerevolmente elevata.

Lungo l'asta del torrente Rupinaro indagata sono stati rilevati 14 attraversamenti e una passerella pedonale; lungo il rio Campodonico è presente invece un tombinamento molto lungo e a geometria interna variabile che si estende per un centinaio di metri in sponda destra del Rupinaro fino alla confluenza.

Di seguito si riportano le fotografie dei ponti effettuate durante i rilievi della prima fase di lavoro.



Figura 18: Ponte via San Rufino a monte fabbrica LAMES



Figura 19: Ponte ingresso di monte LAMES



Figura 20: Ponte ingresso di valle LAMES



Figura 21: Inizio del tratto indagato del rio Campodonico



Figura 22: Imbocco tombinamento rio Campodonico



Figura 23: Strozzatura interna tombinamento rio Campodonico



Figura 24: Sbocco tombinamento rio Campodonico in T. Rupinaro



Figura 25: Ponte via San Rufino



Figura 26: Ponte via San Pier di Canne



Figura 27: Passerella pedonale in loc. Casali di Bacezza



Figura 28: Ponte via Colonnello Franceschi



Figura 29: Confluenza rio Bacezza in T. Campodonico



Figura 30: Ponte via S. Castagnola



Figura 31: Ponte per piazzetta Solari



Figura 32: Ponte corso Genova



Figura 33: Ponte corso F. Tappani



Figura 34: Ponte corso Italia



Figura 35: Ponte FF.SS. Genova – Pisa

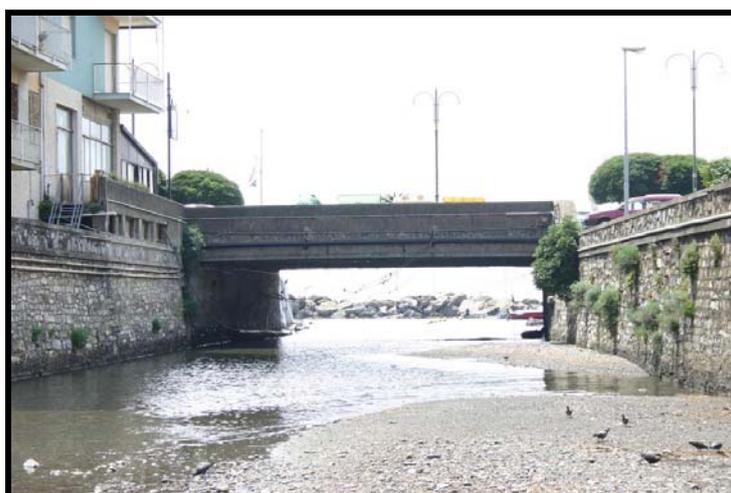


Figura 36: Ponte corso Valparaiso

La geometria delle sezioni utilizzata per la modellazione è stata ottenuta dal rilievo topografico di precisione eseguito nel maggio 2007 e approfondito in giugno. Dalla geometria di HEC-RAS, mediante un programma appositamente sviluppato dalla nostra società, si è passati alla descrizione monodimensionale del canale all'interno del modello costruito con FLO-2D. In ogni cella interessata dal canale sono quindi state definite una sezione trasversale e la lunghezza del tratto di canale interno alla cella.

Seguendo questa procedura la definizione del canale all'interno del modello bidimensionale è quindi assolutamente indipendente dalle caratteristiche della griglia, risultando il calcolo della parte monodimensionale completamente staccata da quella bidimensionale finché non avvengono scambi di volumi d'acqua tra i due sistemi. Il



modello, nel suo complesso, risulta quindi l'accoppiamento formale tra un modello monodimensionale di dettaglio dell'alveo inciso ed un modello bidimensionale delle esondazioni su terreno asciutto.

Nella Figura 37 è riportata la schematizzazione del canale all'interno della griglia di calcolo. L'asse del canale è apparentemente a "zig-zag", ma si ribadisce che la rappresentazione all'interno della griglia non ha nessuna influenza sul calcolo che si basa unicamente sulle sezioni definite e la lunghezza dei tratti di competenza di ogni cella.

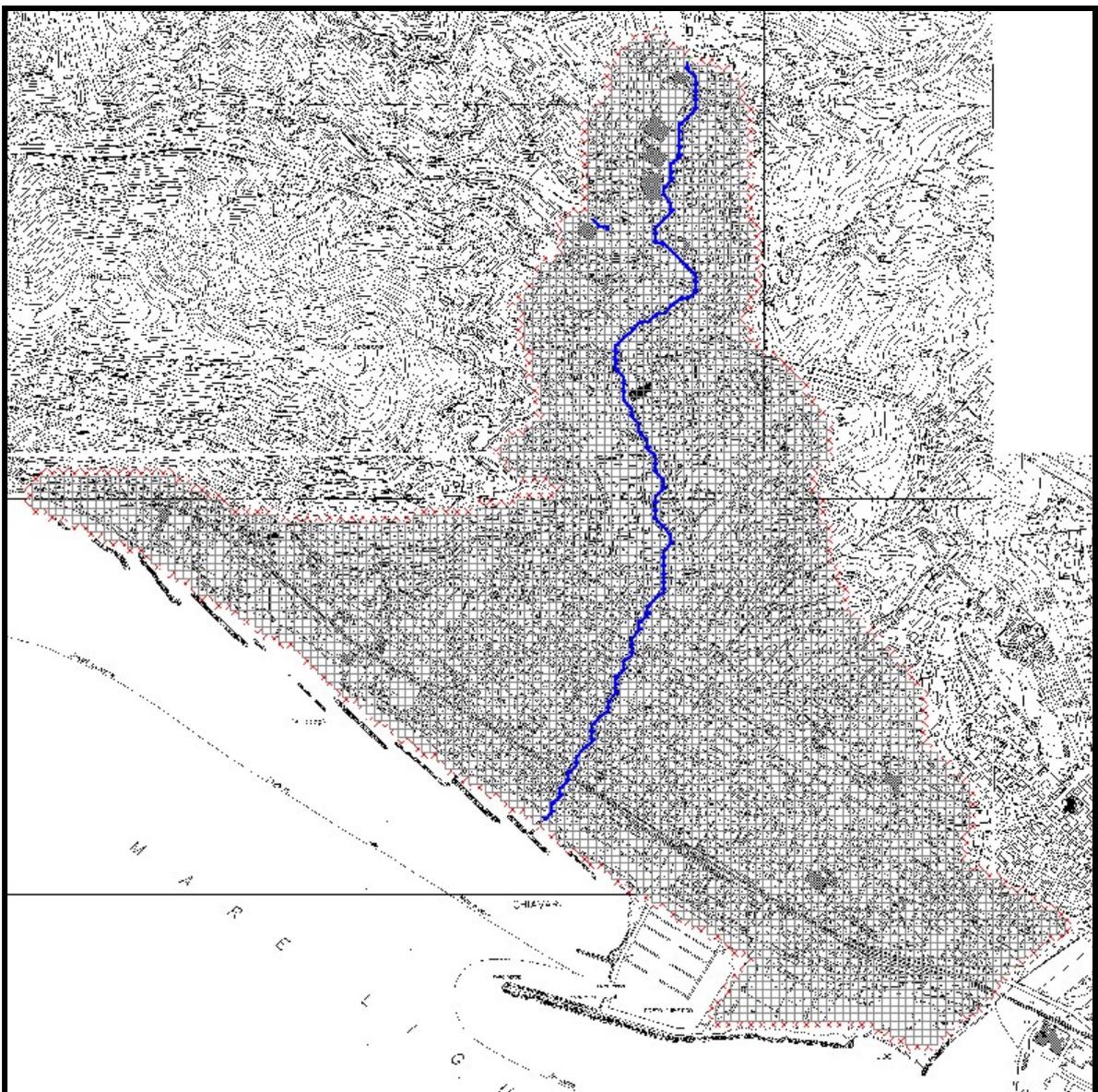


Figura 37: Definizione del torrente Rupinaro all'interno della griglia di calcolo



I ponti rilevati lungo l'asta indagata sono stati descritti all'interno del software di modellazione mediante funzioni portata - livello che definiscono le altezze raggiunte nella sezione per differenti portate di deflusso (sia in condizioni di deflusso libero, sia di deflusso in pressione che in condizioni di stramazzo quando i livelli superano l'estradosso del ponte stesso). Le funzioni sono state ottenute modellando le strutture di attraversamento all'interno di HEC-RAS e procedendo con un algoritmo di "pre-processing" nell'ambito di una simulazione in moto vario che fornisce come risultato la scala delle portate relativa ad ogni struttura sia in condizioni di deflusso libero che di deflusso in pressione (deflusso a bocca piena) che di deflusso a sfioro sull'estradosso della struttura stessa.

La traccia di canale del rio Campodonico è accennata nel suo tratto iniziale poiché il resto dell'alveo è tombinato e quindi definito attraverso una struttura che trasferisce il deflusso, con opportuna scala delle portate, dall'ultima cella di canalizzazione a cielo aperto alla cella di Rupinaro in cui avviene la confluenza.

6.3 Definizione delle strade e dei rilevati

Le strade sono sostanzialmente divise in due tipologie: le strade che corrono alla stessa quota del piano campagna e le strade in rilevato. La viabilità a piano campagna costituisce una via preferenziale per il deflusso delle acque di esondazione, sia perché ha una scabrezza inferiore a quella delle zone limitrofe (minore ostacolo al deflusso), sia perché a volte la presenza di marciapiedi o muretti le rendono veri e propri canali di deflusso.

In FLO-2D in ogni cella possono essere definite diverse strade, attribuendo ad ognuna la larghezza e l'altezza del marciapiede. La strada avrà una quota pari a quella della cella in cui è definita, dedotta l'altezza del marciapiede.

Sono state definite nell'ambito di questa tipologia le strade che costeggiano in sponda destra e sinistra l'alveo del T. Rupinaro (via San Rufino, via S. P. di Canne, via E. Ritrovato, via Lertora, via F. Colonnello, corso Montevideo e viale E. Millo) e i vialoni del centro abitato che corrono in direzione perpendicolare all'alveo (corso Genova, corso F. Tappani, corso Italia, corso Valparaiso e i loro prolungamenti verso il F. Entella).

Le strade sono indicate in verde in Figura 38.

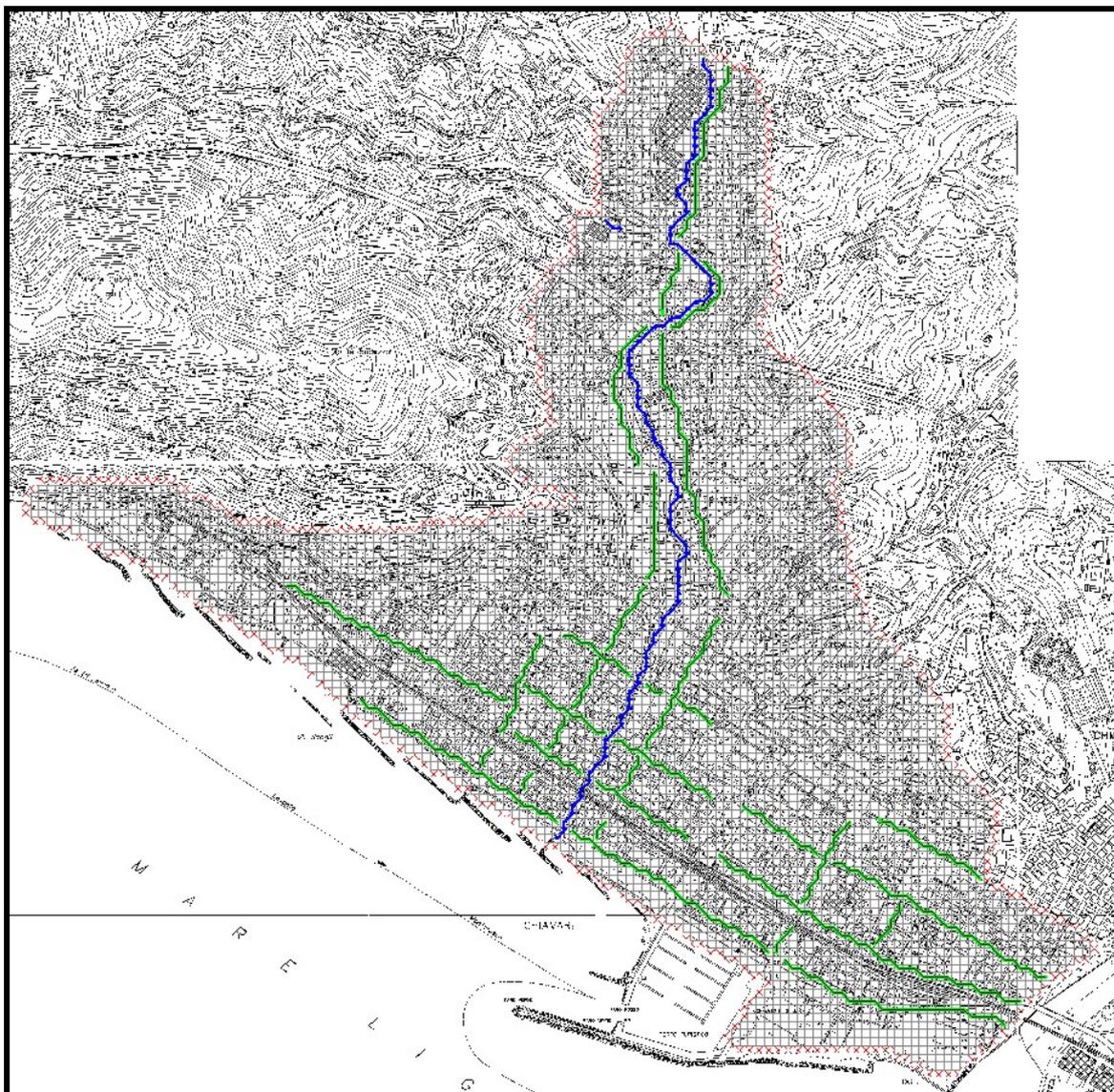


Figura 38 – Definizione delle strade all'interno della griglia di calcolo.

Si è inoltre tenuto conto dei sottopassi che intercettano la ferrovia in prossimità della linea di costa.

Le strade o le ferrovie in rilevato devono, invece, essere definite come rilevati (*levees*) in quanto, in questo caso, rappresentano ostacolo al deflusso libero delle acque sul piano campagna.

L'entità dell'elevazione del piano viario rispetto al piano campagna è variabile da poche decine di centimetri fino a superare il metro.



Nel caso in oggetto sono stati rappresentati come rilevati la linea FF.SS. Genova – Pisa e i muretti più alti presenti nell'area di indagine.

In FLO-2D i rilevati sono simulati come barriere per la propagazione del flusso dell'acqua affluente all'interno di una cella, in una determinata direzione e fino ad una quota di sommità stabilita, pari alla quota di testa del rilevato.

In Figura 39 i "levees" sono riportati in rosso.

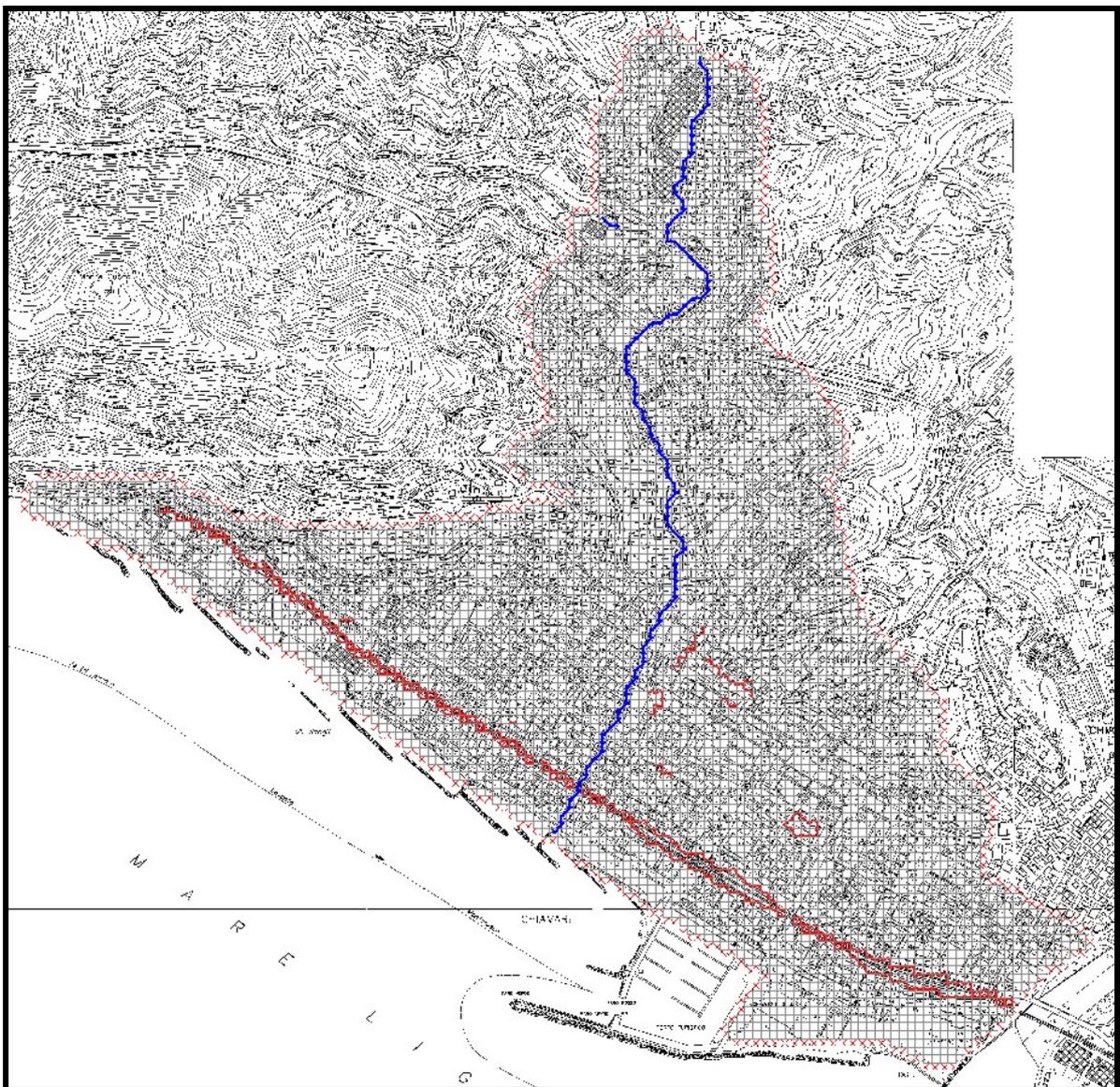


Figura 39 – Definizione dei rilevati



6.4 Definizione della scabrezza

All'interno dell'area di studio esistono tre aree ben distinte con caratteristiche di scabrezza diverse: alveo torrentizio, strade e spazi aperti (interpretabili come zone golenali).

Mentre per l'alveo del rio Campodonico e del T. Rupinaro si è fatto riferimento alla taratura, sezione per sezione, con il modello monodimensionale HEC-RAS e, conseguentemente, alle scabrezze della relazione di Piano d'Ambito, il valore iniziale di scabrezza, secondo la formulazione di Manning, associato a strade e area perfluviale e golenale è rispettivamente $n=0.015 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $n=0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (quest'ultimo proveniente sempre dalla relazione di Piano d'Ambito).

Il modello ha delle funzioni di controllo per cui, durante il calcolo, la scabrezza iniziale può variare fino al raggiungimento di un valore limite del numero di Froude della corrente. Infatti, nella realtà, quando le velocità di deflusso aumentano anche i fenomeni di trasporto solido ed in genere tutti quei fenomeni che determinano una resistenza al moto (come trasporto di flottanti, modificazioni geometriche per crolli o erosioni ecc.) si incrementano e di conseguenza aumentano i fenomeni di dissipazione dell'energia, con un corrispondente incremento dei valori di n .

In FLO-2D è possibile fissare un valore massimo del numero di Froude per le varie aree di scabrezza, se tale valore è superato il programma di calcolo aumenta il valore di scabrezza nell'elemento in cui si è verificato questo superamento, fino ad ottenere un valore uguale a quello limite di Froude assegnato.

Nel caso in esame è stato posto un valore massimo del numero di Froude per il torrente Rupinaro piuttosto elevato (circa 5) in quanto nella taratura con HEC-RAS si è visto che le velocità raggiunte dalla corrente in alveo erano molto elevate e, per valori più bassi del numero di Froude, il modello bidimensionale tendeva a sovrastimare eccessivamente i tiranti d'acqua rispetto alla corretta modellazione con metodo monodimensionale (applicato in questo caso a portate relativamente basse per impedire l'insorgenza di esondazioni – fase in cui il modello monodimensionale perde di significatività). Così facendo il modello simula correttamente condizioni di corrente veloce, anche in relazione alla discreta pendenza del fondo, all'assenza di vere e proprie forme meandriche e all'antropizzazione di fondo e sponde dell'alveo.

Per le strade invece il valore limite è stato posto pari a 5, in questo caso infatti forti velocità non inducono fenomeni di trasporto solido che possono aumentare i fenomeni dissipativi, essendo il fondo stradale asfaltato non erodibile.



7. PORTATE DI PIENA

Le portate di riferimento per i tempi di ritorno $T_r = 50, 200$ e 500 anni sono state acquisite dalla relazione del Piano d'Ambito (rapporto CIMA), mentre per la determinazione delle portate $T_r = 30$ anni è stata eseguita una semplice regressione, mediante foglio di calcolo, delle portate sopra elencate.

Le portate in questione rappresentano però solo il picco della piena per un dato tempo di ritorno e in corrispondenza di una sezione precisa; in realtà l'input per il modello bidimensionale è costituito da un idrogramma di riferimento. Poiché tale informazione non è contenuta nella relazione di Piano d'Ambito, si è palesata quindi la necessità di ricostruire tali idrogrammi da zero.

7.1 Definizione degli ietogrammi

In un modello afflussi – deflussi il primo step per la determinazione degli idrogrammi di piena coincide con la determinazione degli ietogrammi di pioggia ovvero nella definizione della tipologia di evento meteorologico (durata e intensità).

Per la definizione degli ietogrammi critici è stato preliminarmente determinato il tempo di corrivazione del bacino, infatti una pioggia con durata pari al tempo di corrivazione è quella che può con maggior probabilità generare un evento critico. Per la determinazione del tempo di corrivazione è stato utilizzato il modello bidimensionale FLO2D, simulando una pioggia generica di intensità costante su tutto il bacino del T. Rupinaro e graficando, in prossimità di una sezione di chiusura significativa del bacino stesso (posta immediatamente a valle della confluenza con il rio Campodonico), la tipica curva ad S delle portate generate da una pioggia costante (Figura 40). Il tempo di corrivazione risulta pari a 1.4 ore, tale valore coincide con quello ricavato dalle tradizionali formule empiriche per la determinazione di T_c (media fra formule di Pugliesi-Zanframundo, Pezzoli e Kirpich)

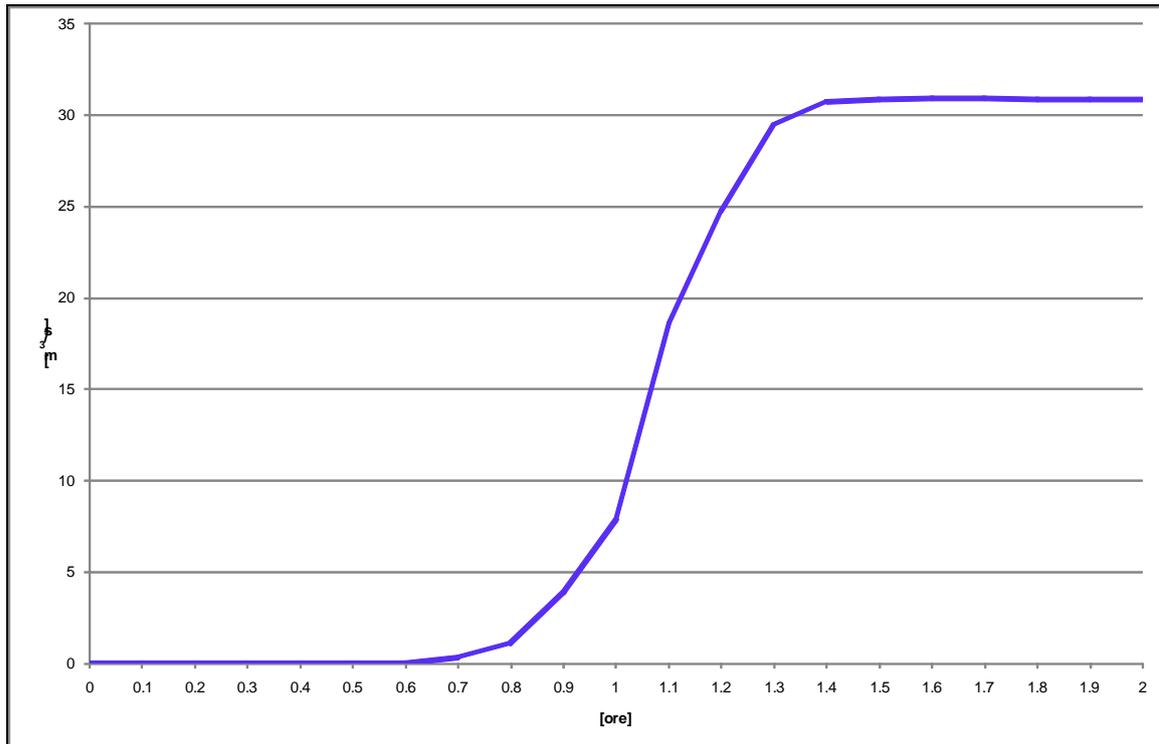


Figura 40: Curva delle portate per pioggia costante

Per la definizione delle intensità di pioggia si è fatto riferimento alla curva segnalatrice $h=at^n$ di Chiavari ottenuta regolarizzando le precipitazioni misurate mediante la distribuzione lognormale. Per i diversi tempi di ritorno n rimane costante e pari a 0.27, mentre a varia ed assume valori di 98.3, 108.9, 139.2 e 159.9 rispettivamente per i tempi di ritorno di 30, 50, 200 e 500 anni.

Gli ietogrammi sono stati ottenuti considerando un tempo di pioggia di 5 ore con un'intensità massima ottenuta dalla curva segnalatrice per un tempo di 1.5 ore (pari circa al tempo di corrvazione) e le restanti intensità, variabili ogni 0.5 ore, tali per cui la pioggia caduta in ogni intervallo di tempo superiore a 1.5 ore sia il massimo consentito dalla curva segnalatrice. Nelle figure seguenti sono riportati gli ietogrammi utilizzati per i diversi tempi di ritorno.

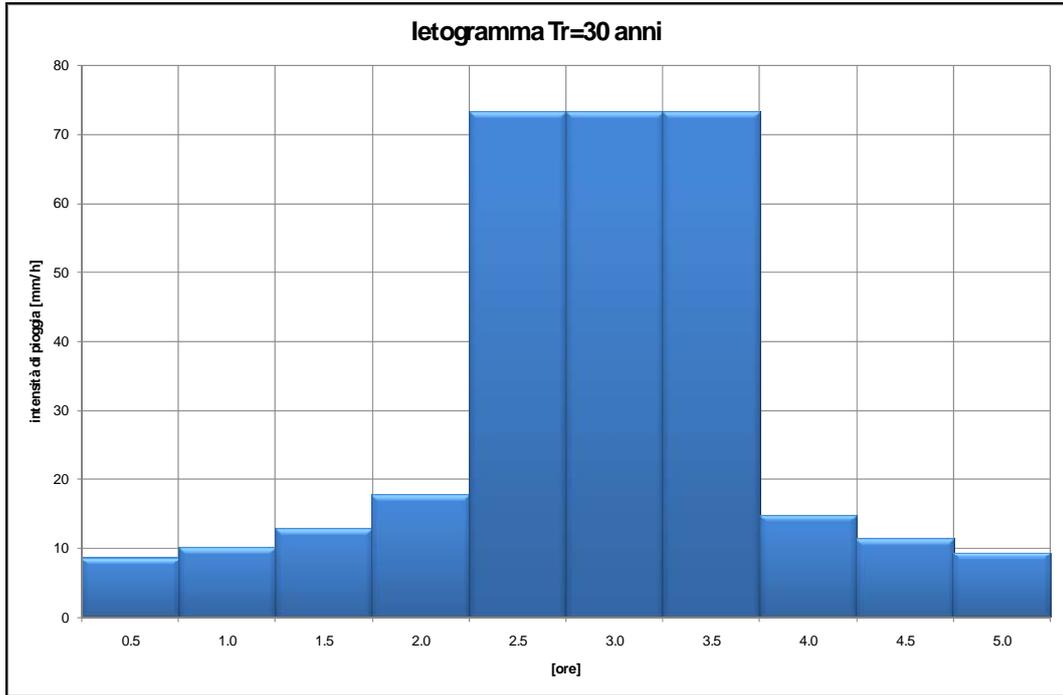


Figura 41: Ietogramma per la generazione dell'evento trentennale

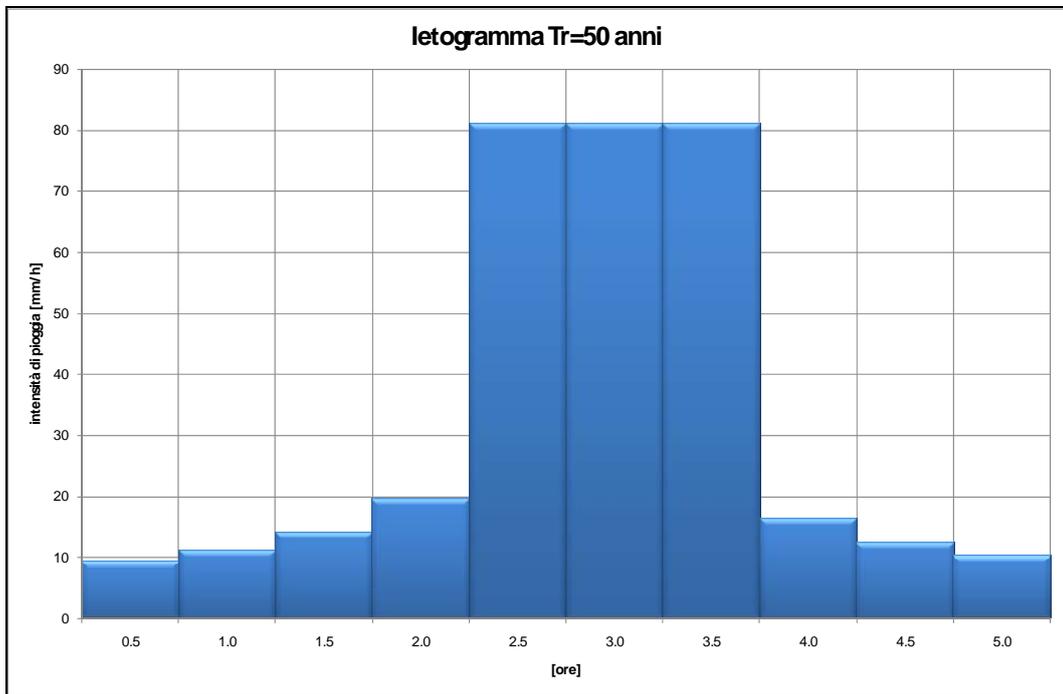


Figura 42: Ietogramma per la generazione dell'evento cinquantennale

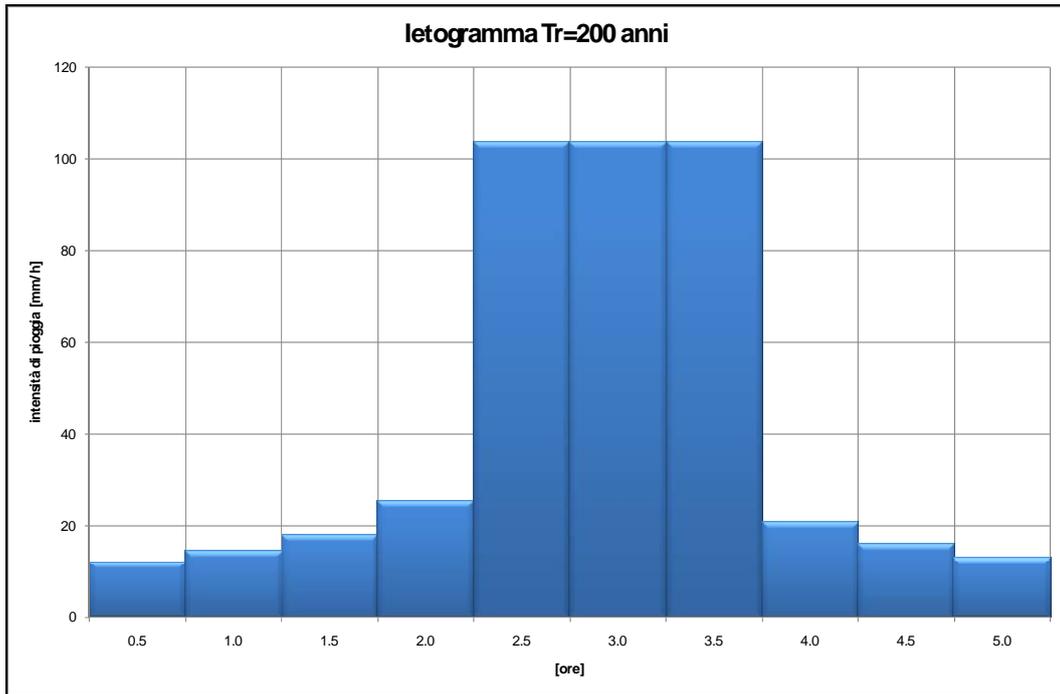


Figura 43: Ietogramma per la generazione dell'evento duecentennale

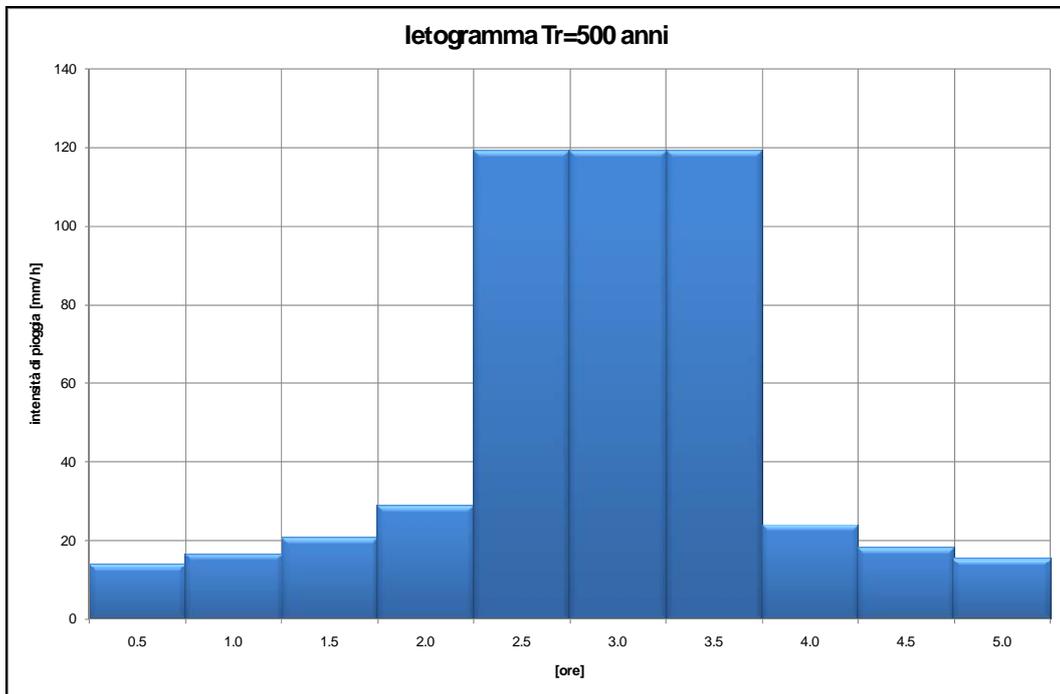


Figura 44: Ietogramma per la generazione dell'evento cinquecentennale



7.2 Definizione degli idrogrammi di riferimento

Gli idrogrammi di riferimento sono stati determinati nuovamente utilizzando da un punto di vista idrologico il modello bidimensionale FLO2D. Sono stati simulati degli eventi meteorici costanti su tutto il bacino con intensità variabile nel tempo come indicato negli idrogrammi definiti nel paragrafo precedente. Per ottenere le portate al colmo indicate nel Piano d'Ambito sono stati modificati i coefficienti di infiltrazione del modello (in pratica il coefficiente di deflusso) nelle diverse simulazioni. Gli idrogrammi sono stati estratti nelle 3 sezioni in cui verrà fornito l'input al modello di allagamento:

- Rupinaro a monte della confluenza,
- Campodonico a monte della confluenza,
- Bacezza a monte della confluenza.

	Q (m³/s) Tr = 30 anni	Q (m³/s) Tr = 50 anni	Q (m³/s) Tr = 200 anni	Q (m³/s) Tr = 500 anni
Rupinaro a monte confluenza Campodonico	80	95	138	166
Campodonico a monte confluenza Rupinaro	53	64	93	111
Bacezza a monte confluenza Rupinaro	6	8	11	13

Tabella 1: Portate di progetto

Di seguito si riportano gli idrogrammi di riferimento per differenti tempi di ritorno e per le differenti sezioni di chiusura.

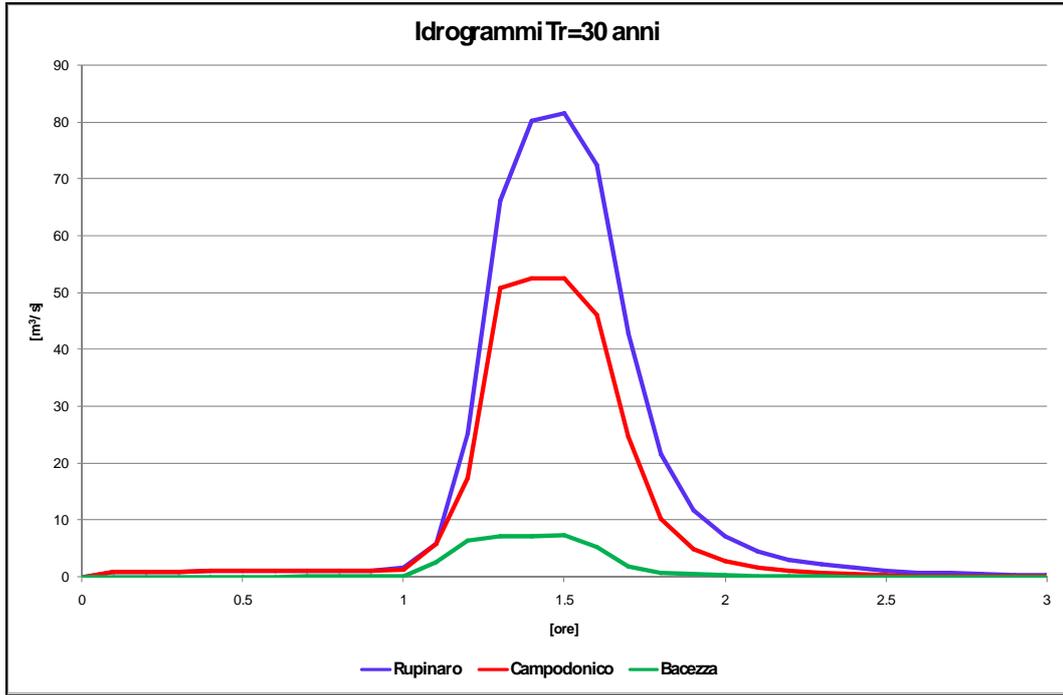


Figura 45: Idrogrammi di input per l'evento trentennale

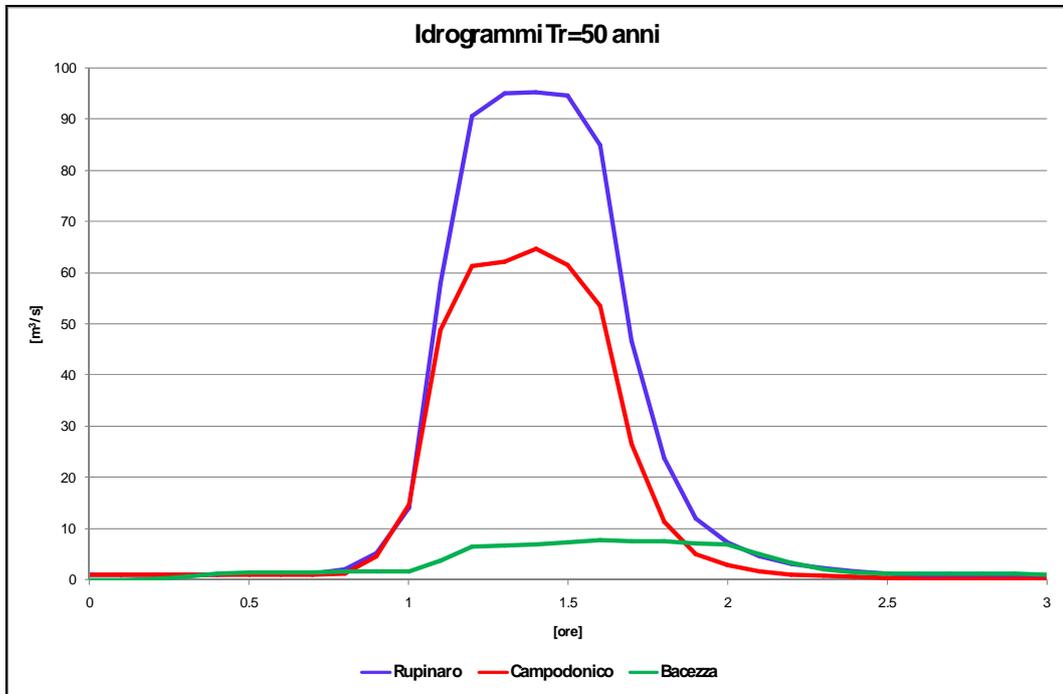


Figura 46: Idrogrammi di input per l'evento cinquantennale

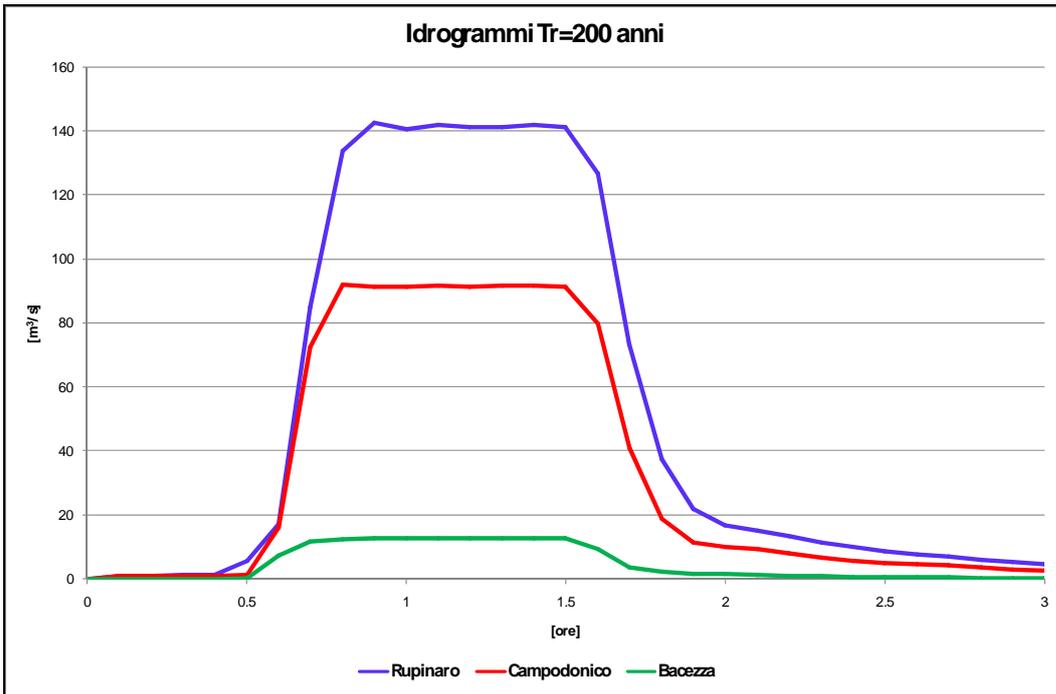


Figura 47: Idrogrammi di input per l'evento duecentennale

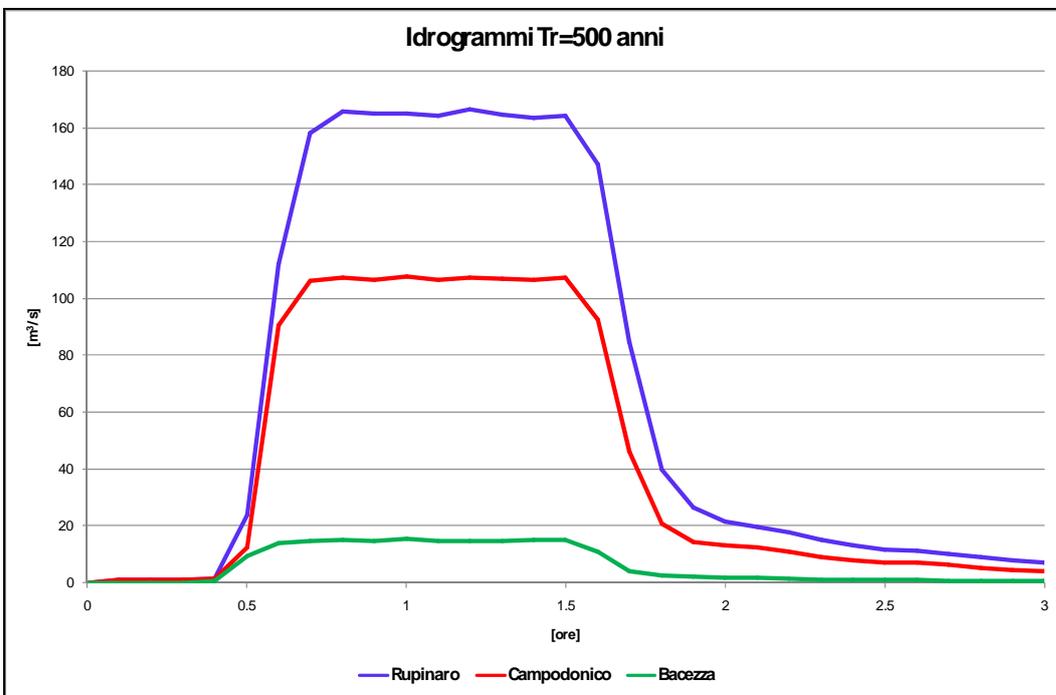


Figura 48: Idrogrammi di input per l'evento cinquecentennale



Dalle figure precedenti si nota come all'aumentare del tempo di ritorno la forma del colmo dell'idrogramma si appiattisca. Questo effetto è causato dal fatto che all'aumentare dell'intensità di pioggia il modello aumenta la velocità di ruscellamento nei versanti e quindi di fatto il tempo di corrivazione diminuisce. Si è preferito tenere costante la durata dell'evento critico (1.5 ore) per tutti i tempi di ritorno, ottenendo quindi idrogrammi con volumi che possono essere considerati cautelativi.

Nonostante aver ottenuto degli idrogrammi con volumi cautelativi si è verificato se un evento con durata maggiore non si possano ottenere portate al colmo minori, ma volumi esondanti maggiori. Per tale motivo per l'evento con $Tr=200$ anni è stato considerato un evento critico di 2 ore, riportato nella figura seguente.

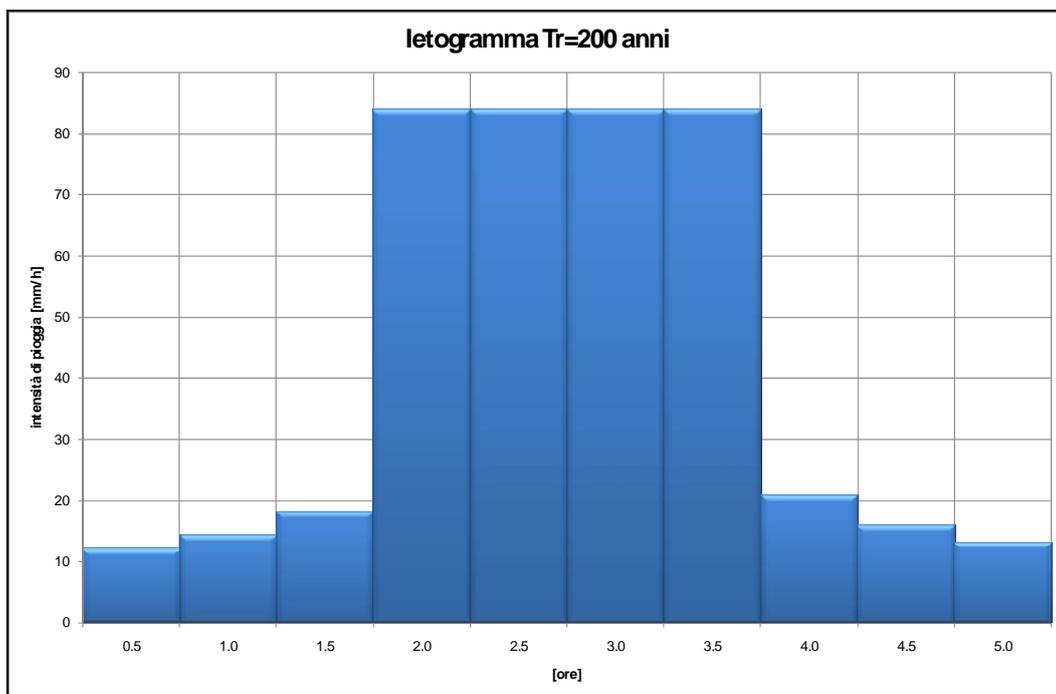


Figura 49: Ietogramma per la generazione dell'evento duecentennale con valore al colmo inferiore

Gli idrogrammi ottenuti con questo Ietogramma sono riportati nella figura seguente.

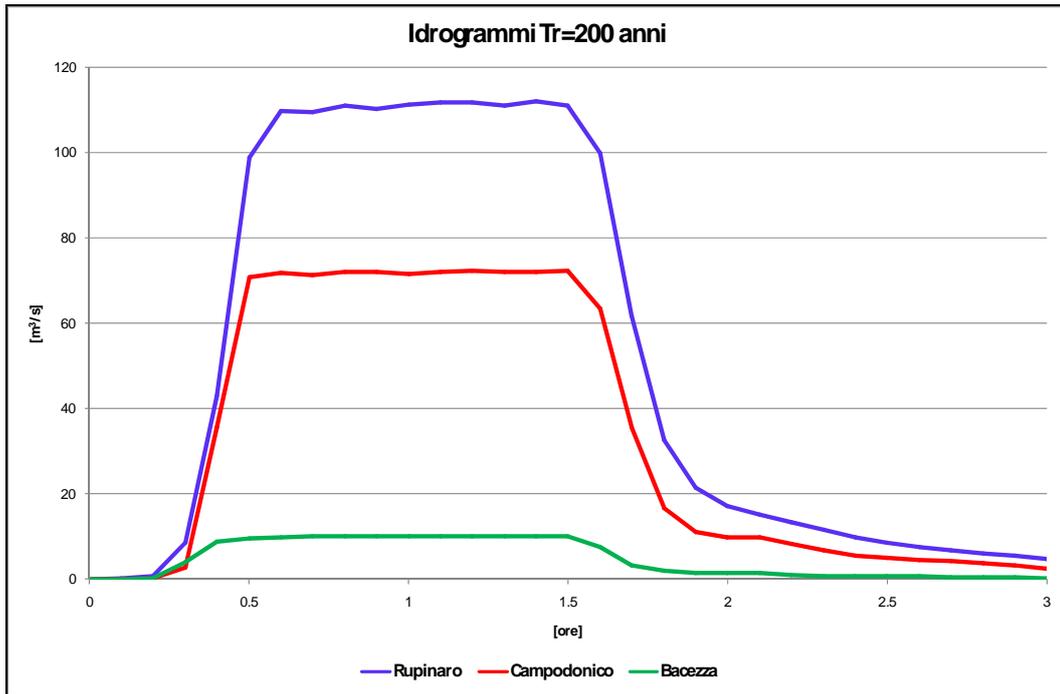


Figura 50: Idrogrammi di input per l'evento duecentennale con valore al colmo inferiore

Utilizzando questi idrogrammi di input si è verificato con il modello bidimensionale di esondazioni che i volumi che esondano sono superiori nel primo caso, per cui nelle analisi per la valutazione del rischio sono stati utilizzati gli eventi con durata critica di 1.5 ore per tutti i tempi di ritorno.



8. TRASPORTO SOLIDO

I tratti in esame del Torrente Rupinaro e del Rio di Campodonico sono inseriti nel contesto urbano consolidato di Chiavari.

La sezione è rettangolare con sponde costituite da muri in pietra e platea in calcestruzzo.

Nel tratto urbano non vi è alcuna possibilità di apporto di materiale di trasporto solido.

Il materiale che si può accumulare nel tratto studiato proviene dalla parte alta dell'asta dei corsi d'acqua ed è costituito sostanzialmente da materiale medio fine (sabbia-limo-argille).

Tale materiale, può depositarsi dopo gli eventi piovosi, sulla platea ma risulta di facile rimozione nel caso la sua quantità fosse eccessiva.



9. INQUADRAMENTO METEO-MARINO

Il paraggio marino in cui sfocia il Torrente Rupinaro è sito nel versante di Levante del mar Ligure nell'intorno delle coordinate geografiche 44°19' N e 9°21' E.



Figura 51 – Localizzazione Geografica della foce del Torrente Rupinaro

Il tratto di costa, che è compreso tra il promontorio di Sestri Levante a Sud Est e la Punta di Portofino a Nord Ovest, è lungo circa 15 km e pressoché rettilineo con la normale a riva orientata di 215°N. La foce del T. Rupinaro si trova circa a metà di tale tratto di costa tra i porti di Lavagna (a Sud Est) e di Chiavari (a Nord Ovest).

La batimetria del paraggio appare piuttosto regolare con un andamento delle isobate pressoché rettilineo e circa parallelo alla linea di costa. Per quanto riguarda la pendenza del fondo sottocosta si hanno dei valori che vanno dal 5 all'8%, mentre oltre la -10 m si può notare che le isobate sono distanziate di 400÷600 m ogni 10 m di profondità fino alla profondità di 50 m, quindi con ha una pendenza che va dal 1.5 al 2.5%. Più al largo oltre la profondità di 50m si hanno pendenze dell'ordine dell'1÷1.6 %.

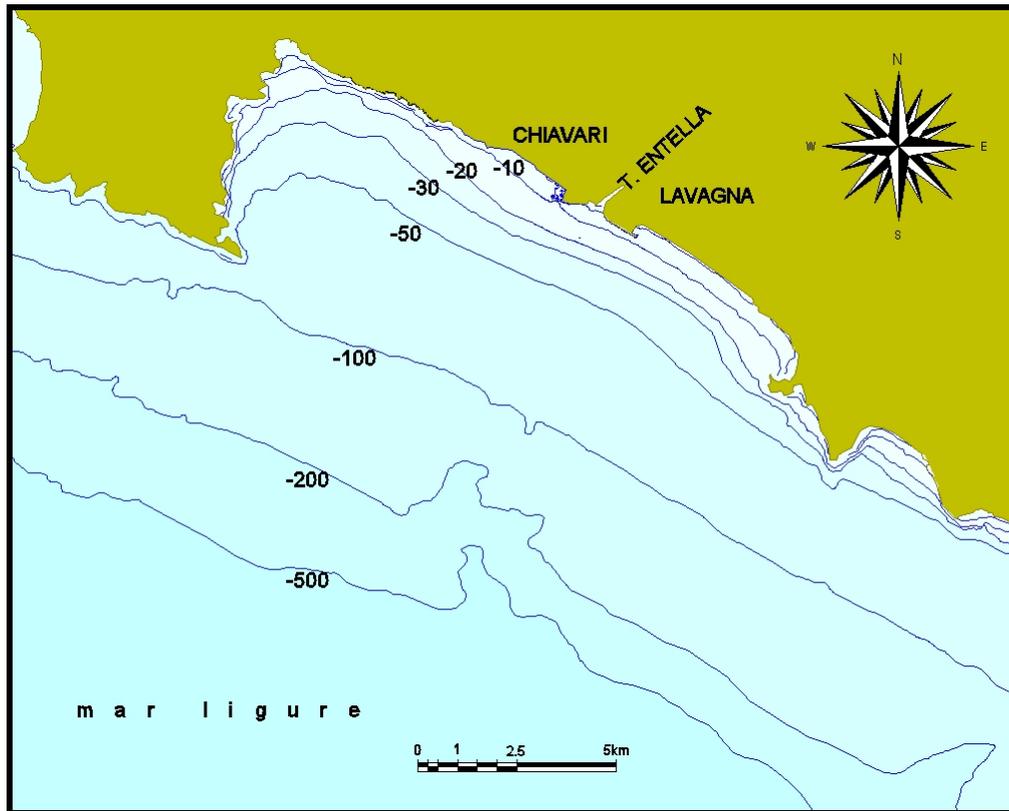


Figura 52 – Batimetria al largo



Figura 53 – Tratto di costa in oggetto estratto dall'atlante delle spiagge italiane



Il tratto di litorale in oggetto è interessato in parte da costa alta e rocciosa ed in parte, nelle immediate vicinanze dei porti di Chiavari e Lavagna, da spiagge sabbiose. Secondo l'Atlante delle spiagge Italiane il tratto di spiaggia di Lavagna è in arretramento.

9.1 Dati di base

I dati raccolti per lo studio idraulico marittimo alla foce del T.Rupinaro sono prevalentemente di due tipi:

- dati morfologici
- dati meteomarini

Per quanto riguarda i dati morfologici sono state acquisite le batimetrie e la linea di costa riportate nelle carte nautiche dell'Istituto Idrografico della Marina. In particolare sono state digitalizzate le carte nautiche numero 360 (o 300 della serie internazionale) per la definizione delle isobate più profonde che vanno dai 50 ai 500 m. Le isobate più sottocosta sono state invece tratte dalla carta n°57, sempre dell'Istituto Idrografico della Marina, che vanno dall'isobata -30 m fino a riva. Un ulteriore dettaglio della zona in oggetto è stato possibile grazie al rilievo batimetrico effettuato nel 2002 (Tavola 701) che va dalle profondità più sottocosta fino a profondità dell'ordine della -10 m, spingendosi fin dentro la foce dell'Entella. Tale rilievo è stato integrato con un ulteriore studio effettuato nel 2007.

È importante notare che per quanto riguarda le batimetrie sottocosta il rilievo su cui si basa la carta n°57 dell'IIM fa riferimento al 1977-1978.

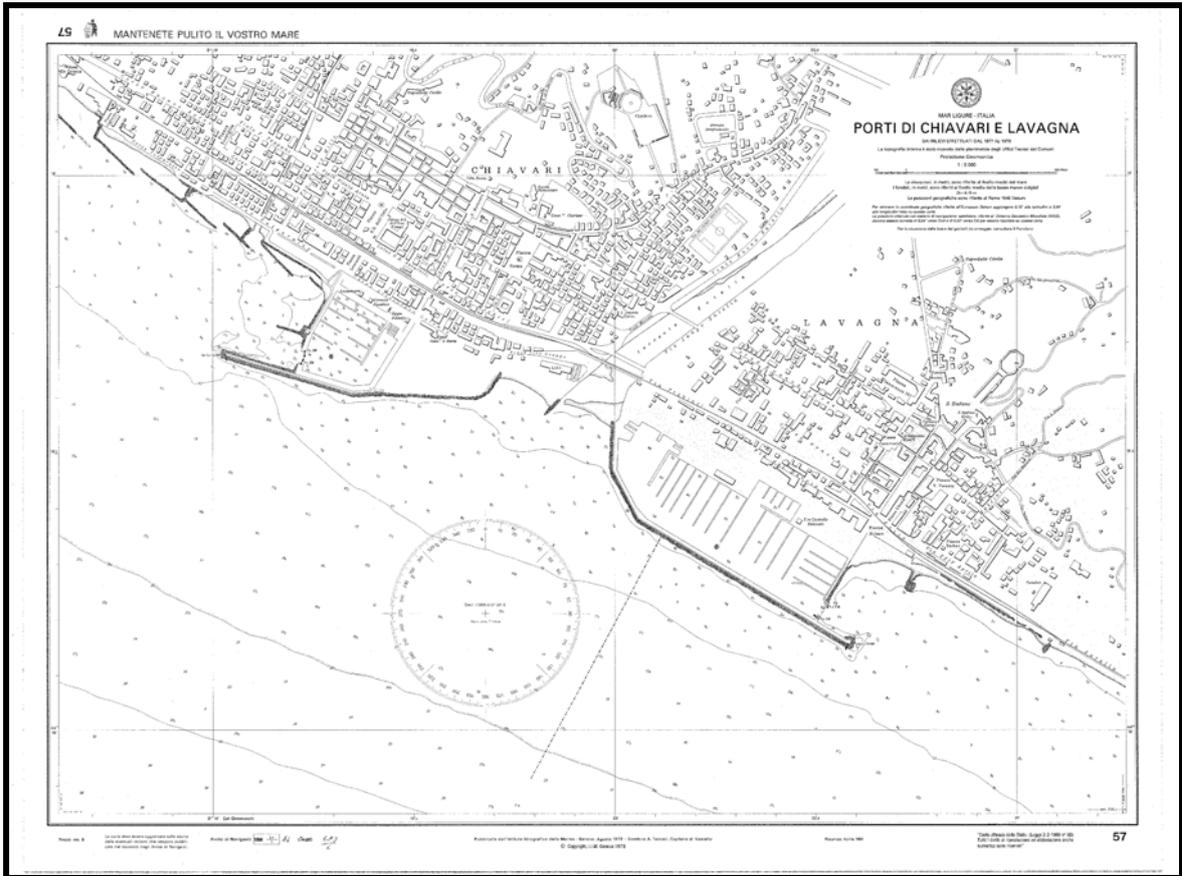


Figura 54 – Carta Nautica n°57 dell’Istituto Idrografico della Marina

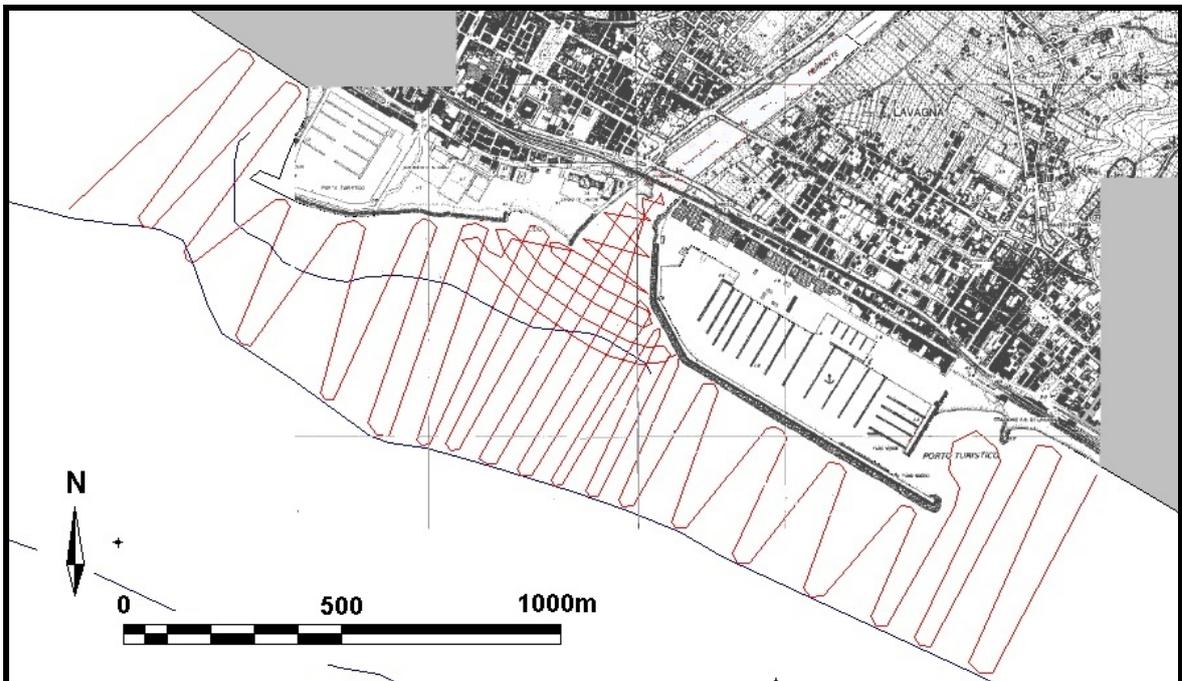


Figura 55 – Tracciamento delle rotte di rilievo per l’area in oggetto come da specifiche tecniche

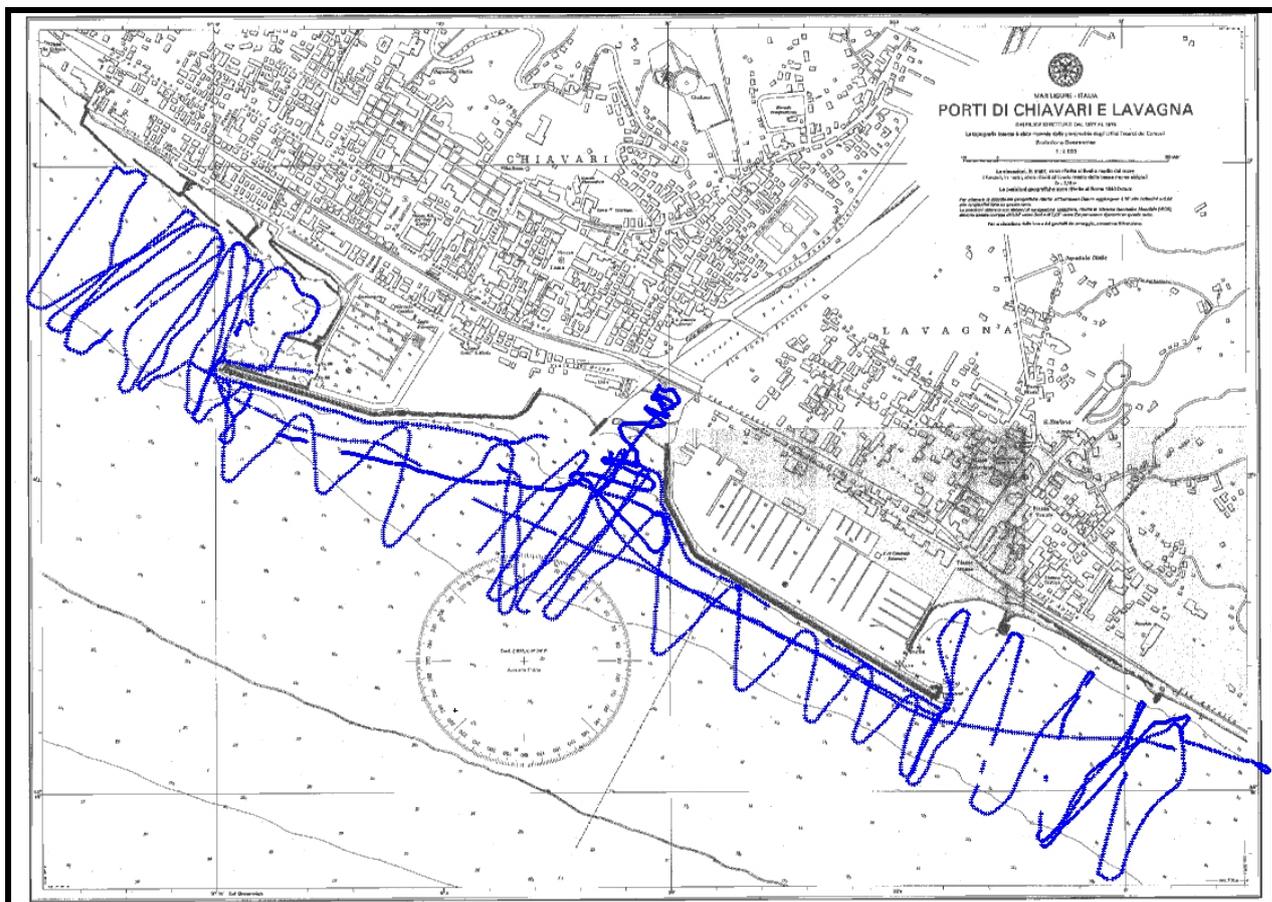


Figura 56 – Sovrapposizione del rilievo del dicembre 2002 con la carta nautica n°57

Per quanto riguarda i dati meteomarinari è stata fatta la ricostruzione del clima ondoso al largo di Lavagna da parte dell'Istituto per lo Studio della Dinamica delle Grandi Masse del CNR. Più precisamente è stato definito, a partire da dati da modello calibrati mediante dati da satellite, il clima in corrispondenza del punto di coordinate 9° E, 44° N, situato a circa 20 miglia (~37 km) al largo del litorale ligure, su un fondale di circa 950 m.

La ricostruzione meteomarina del clima parte dai dati ottenuti dall'archivio del Centro Meteorologico Europeo (ECMWF), dove un sofisticato modello per il calcolo del moto ondoso (WAM) è operativo dal 1992. Le informazioni originali del modello WAM, disponibili come campi bidimensionali, sono organizzate in serie temporali che comprendono altezza significativa H_s , periodi medio T_{-10} e di picco T_p , direzione media D_m , sia come parametri globali che singolarmente per il mare da vento (wind waves) e per il mare morto (swell). I dati coprono il periodo luglio 1992- ottobre 2001, ad intervalli di sei ore.



Poiché per ragioni connesse all'orografia ed alla sua rappresentazione nel modello meteorologico, la velocità del vento e quindi le altezze d'onda, sono in buona misura sottostimate, è indispensabile correggere tali dati usando i dati da satellite.

La procedura di taratura implica considerare, nella regione interessata, le tracce a terra del satellite TOPEX/POSEIDON e la co-localizzazione spazio-temporale dei dati da satellite e di quelli corrispondenti da modello. Poiché il passaggio del satellite non coincide, né in tempo né in spazio, con l'output dei dati da modello, questi ultimi vanno bi-interpolati per ottenere i valori di confronto. Avendo quindi a disposizione un congruo numero di coppie ($H_{\text{saltimeetro}}$, H_{smodello}), è possibile procedere alla calibrazione. Il periodo considerato per la calibrazione va dal luglio 1992 al giugno 1999.



Figura 57 – Posizione del punto al largo di ricostruzione del clima ondoso



9.2 Analisi Statistica

La serie temporale calibrata è stata analizzata allo scopo di caratterizzare il clima meteomarinico mediante statistiche uni e bivariate, miranti alla caratterizzazione complessiva della distribuzione percentuale degli eventi ondosi.

Le statistiche sono fornite in termini di popolazione percentuale per classe di appartenenza, in base ad altezza, periodo e direzione di provenienza. Le classi sono state così definite:

- Partizione PH per l'altezza H_s : da 0 a 6 m con intervalli di 0.5 m, da 6 a 8 m con intervalli di 1.0 m, per un totale di 14 classi.
- Partizione PT per il periodo T_{-10} : da 2 a 12 s con intervalli di 1 s, più un intervallo da 12 a 14 s, per un totale di 11 classi.
- Partizione PA1 per i settori di provenienza: da 0 a 360° con intervalli di 30° (12 classi)
- Partizione PA2 per i settori di provenienza: da 0 a 360° con intervalli di 10° (36 classi)

In seguito a tale analisi è stata elaborata la Tabella 2, in cui sono riportate le percentuali di occorrenza delle altezze d'onda significative per settori direzionali.



Dir.°N		Hs (m)															
		0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	3.0-3.5	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-7.0	7.0-8.0	8.0-10.0	
0	10	0.469	0.484	0.256	0.073	0.08	0.036	0	0.015	0	0	0	0	0	0	0	1.413
10	20	0.499	0.616	0.242	0.147	0.051	0.015	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0	1.584
20	30	0.484	0.733	0.343	0.161	0.051	0.036	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	1.815
30	40	0.485	0.653	0.345	0.205	0.088	0	0	0.007	0	0	0	0	0	0	0	1.783
40	50	0.426	0.572	0.601	0.241	0.103	0.044	0.03	0.007	0	0	0	0	0	0	0	2.024
50	60	0.316	0.491	0.41	0.198	0.051	0	0.007	0	0.007	0	0	0	0	0	0	1.48
60	70	0.264	0.418	0.206	0.109	0.007	0.015	0	0.007	0	0	0	0	0	0	0	1.026
70	80	0.226	0.411	0.249	0.036	0.022	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.951
80	90	0.19	0.316	0.155	0.066	0.015	0.007	0	0	0.007	0.015	0	0	0	0	0	0.771
90	100	0.19	0.293	0.132	0.059	0.015	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0.703
100	110	0.212	0.265	0.154	0.022	0.036	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.689
110	120	0.265	0.279	0.16	0.058	0.007	0.007	0.015	0.014	0	0	0	0	0	0	0	0.805
120	130	0.308	0.374	0.191	0.111	0.022	0.014	0.015	0	0	0	0	0	0	0	0	1.035
130	140	0.535	0.477	0.293	0.161	0.044	0.022	0.014	0.007	0	0	0	0	0	0	0	1.553
140	150	0.946	0.652	0.315	0.213	0.059	0.037	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0	2.236
150	160	1.004	0.719	0.308	0.139	0.029	0.014	0.014	0	0.007	0	0	0	0	0	0	2.234
160	170	1.262	0.726	0.49	0.153	0.051	0.022	0.022	0	0	0	0	0	0	0	0	2.726
170	180	1.423	1.086	0.588	0.161	0.095	0.015	0.022	0	0	0	0	0	0	0	0	3.39
180	190	1.875	1.503	0.543	0.117	0.08	0.036	0.021	0	0	0.007	0.007	0	0	0	0	4.189
190	200	1.752	1.538	0.725	0.293	0.154	0.044	0.037	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	4.557
200	210	2.29	2.49	1.429	0.703	0.395	0.182	0.058	0.022	0.014	0.014	0.007	0	0	0	0	7.604
210	220	5.386	5.054	2.666	1.533	0.983	0.623	0.404	0.147	0.059	0.007	0.007	0	0	0	0	16.87
220	230	9.328	5.218	1.998	1.414	1.151	0.615	0.572	0.199	0.19	0.044	0.014	0.03	0	0	0	20.77
230	240	4.577	2.429	1.078	0.791	0.314	0.153	0.029	0.043	0.029	0.022	0.014	0.014	0.007	0	0	9.5
240	250	1.224	0.647	0.234	0.059	0.029	0.028	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	2.228
250	260	0.235	0.183	0.095	0.051	0.036	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6
260	270	0.147	0.104	0.124	0.066	0.022	0.029	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.492
270	280	0.162	0.132	0.029	0.066	0.022	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.411
280	290	0.102	0.089	0.059	0.015	0.007	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0.286
290	300	0.095	0.117	0.044	0.081	0.014	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0.365
300	310	0.096	0.073	0.037	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.213
310	320	0.102	0.206	0.044	0.022	0.014	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.395
320	330	0.11	0.154	0.073	0.029	0.044	0.014	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.424
330	340	0.198	0.205	0.081	0.08	0.007	0	0.015	0.007	0.007	0	0	0	0	0	0	0.6
340	350	0.197	0.351	0.153	0.096	0.051	0.037	0.007	0	0	0	0	0	0	0	0	0.892
350	360	0.286	0.469	0.344	0.154	0.081	0.036	0.007	0	0	0.007	0	0	0	0	0	1.384
		37.67	30.53	15.19	7.89	4.23	2.116	1.338	0.496	0.327	0.116	0.049	0.044	0.007	0	0	100

Tabella 2 – Percentuali di occorrenza delle altezze d’onda significative suddivise per classi di 0.5 m e per settori direzionali di 10°

Dall’osservazione della Tabella 2 si nota come la maggior parte delle onde del clima provenga dalla direzione di Libeccio con percentuali totali anche del 20% dalla direzione compresa tra i 220 e 230°N con altezze massime che vanno dai 5.5 ai 6.0 m, mentre le altezze maggiori che risultano essere 6.0-7.0 m si hanno per il settore compreso tra i 230 e i 240°N. Per tali direzioni si hanno infatti dei fetch efficaci dell’ordine dei 300-400 km



come si nota dalla Tabella 3 e dalla Figura 59. Per le altre direzioni di provenienza del moto ondoso, in particolare per il II Quadrante, si hanno delle percentuali di apparizione dell'ordine di qualche per cento con altezze significative massime nell'intorno dei 4.0 m. Le direzioni che interessano il I ed il IV Quadrante sono al di fuori del settore di traversia della zona di foce.

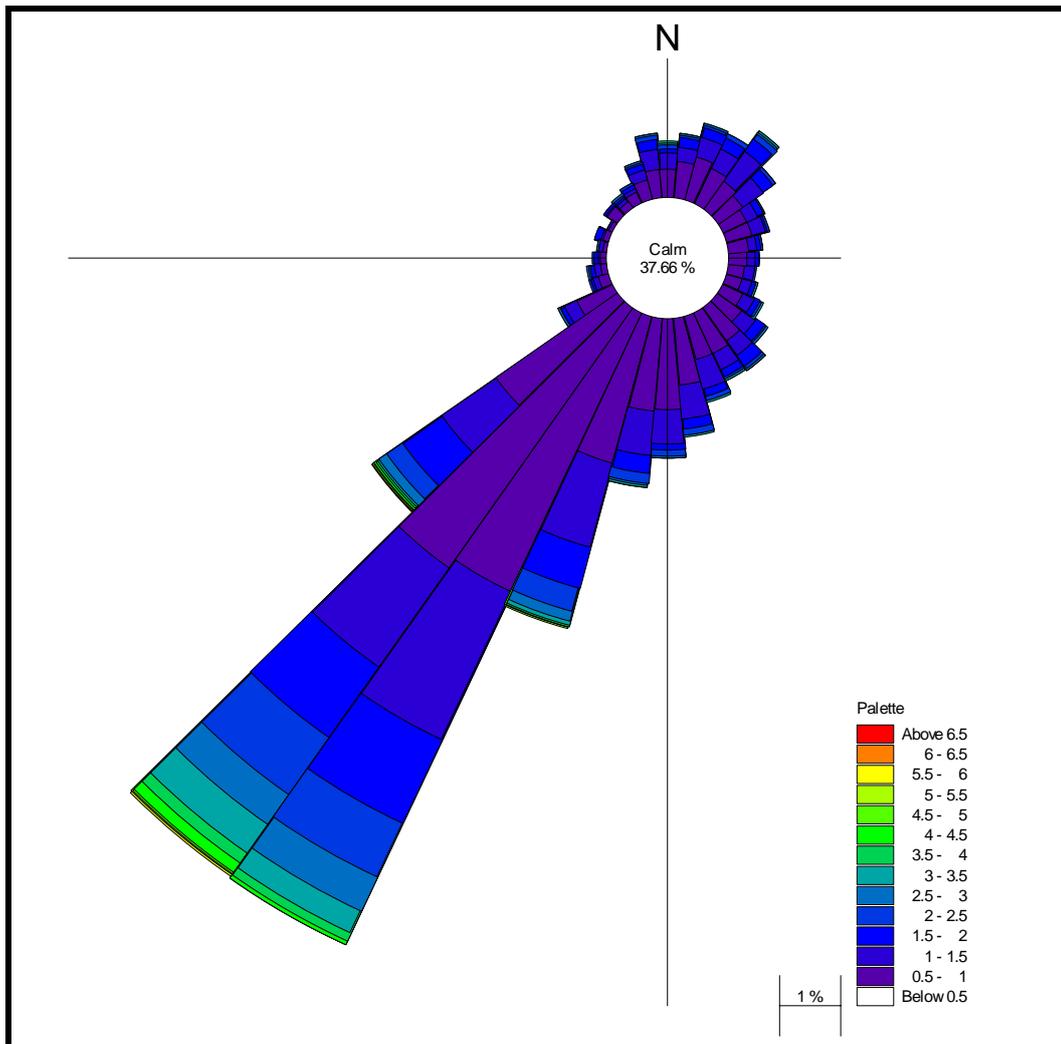


Figura 58 – Rosa delle onde al largo

I fetch geografici sono stati determinati ogni 5° e fissando una lunghezza limite di 600 km. I fetch efficaci sono stati calcolati con il metodo dei coseni pesati con un angolo di 5°. Dalla Tabella 3 e dalla Figura 59 si può notare come il III Quadrante sia caratterizzato da fetch piuttosto ampi e non delimitati dalla presenza della costa. Per il II Quadrante la presenza delle coste settentrionali della Corsica e della Sardegna limita l'estensione dei fetch.

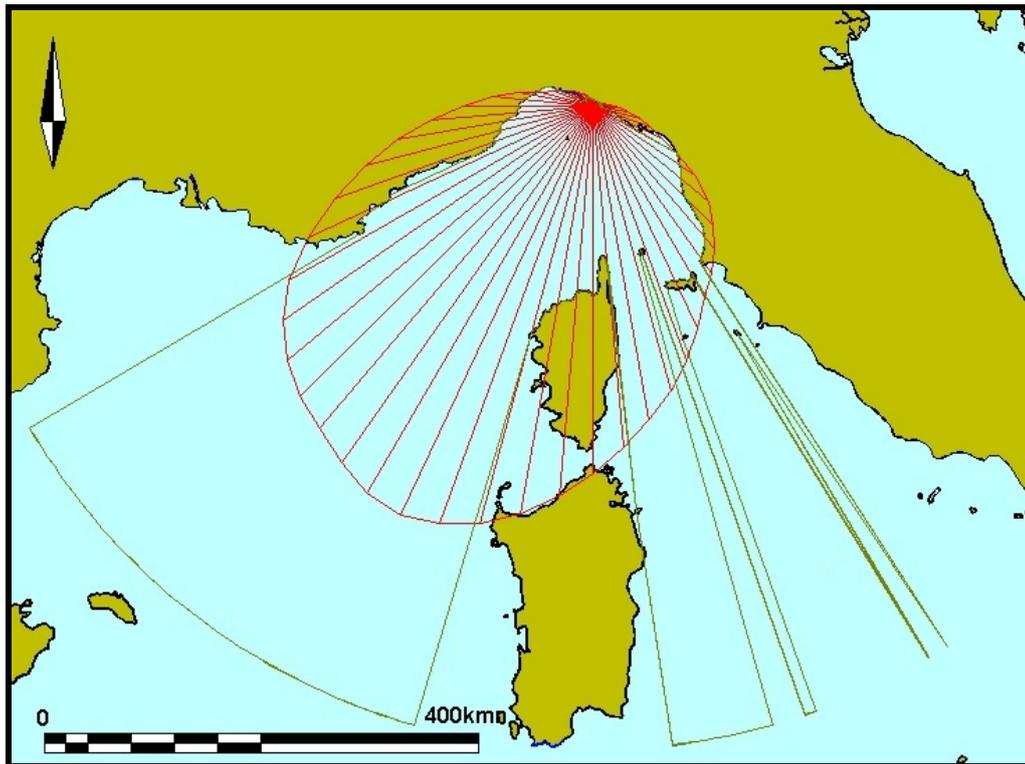


Figura 59 – Rappresentazione dei fetch geografici (linea verde) e dei fetch efficaci (linea Rossa)

Direzione(°N)	Fetch. eff. (km)	Direzione(°N)	Fetch. eff. (km)
15	5.3	195	402.7
30	5.1	210	416.4
45	5.3	225	383.2
60	5.7	240	324.5
75	7.9	255	217.6
90	18.8	270	120.3
105	45.6	285	49.4
120	88.4	300	27.5
135	156.5	315	16.5
150	205.2	330	9.4
165	275.2	345	6.7
180	342.4	360	6

Tabella 3 – Fetch efficaci



È importante inoltre definire delle relazioni che descrivano l'andamento dei periodi in funzione dell'altezza d'onda e della direzione di provenienza. Infatti per i fetch maggiori ci si aspetta dei periodi maggiori a parità di altezza d'onda.

Dall'analisi dei dati elaborati dall'IDGM si ottengono infatti le percentuali di occorrenza dei periodi per classi di altezza d'onda divise per settori di 30° dai quali, ipotizzando una relazione del tipo $T_p = \alpha_p H_s^2$ o $T_{-10} = \alpha_{-10} H_s^2$, è possibile dedurre un periodo di picco o un periodo medio per ogni altezza d'onda proveniente da uno specifico settore.

Settore (°N)	α_{-10}	α_p
90° - 120°	4.27	4.73
120° - 150°	4.54	5.03
150° - 180°	4.61	5.11
180° - 210°	4.27	4.73
210° - 240°	4.60	5.10
240° - 270°	5.40	5.98

Tabella 4 – Coefficienti per il calcolo approssimato del periodo d'onda

Come si osserva dalla Tabella 4 i maggiori periodi si hanno per i settori compresi tra 150 e 180°N e tra 240 e 270°N. Significa che da tali settori proviene una grande percentuale di onde di swell.

9.3 Traslazione delle onde da largo verso riva

Per la definizione del clima ondoso sottocosta, a partire dal clima al largo, è stato applicato un modello di rifrazione spettrale diretta che consente di trasformare una serie di onde tenendo conto degli effetti di rifrazione, di frangimento, di shoaling e di attrito con il fondo.

Il modello applicato fa parte del pacchetto di calcolo del MIKE 21 e denominato NSW (Near-shore Spectral wind-Waves) messo a punto dal Danish Hydarulic Institute.

Per la costruzione del modello numerico sono state costruite tre differenti griglie di calcolo, tali da permettere la propagazione di onde con direzioni comprese nei settori 15÷135°N, 145÷215°N e 225÷275°N.

I dati di input sono essenzialmente le condizioni di moto ondoso che vengono imposte nel contorno off-shore. Le onde vengono imposte in termini di direzione media di



propagazione, periodo di picco, altezza significativa, coefficiente di dispersione e deviazione massima rispetto alla direzione media di propagazione.

I dati relativi alle altezze significative e alle direzioni di propagazione sono stati impostati considerando la rosa delle onde in modo tale da riprodurre una serie dalla quale fosse possibile ricostruire il clima anche sottocosta. Per quanto riguarda i valori di periodo di picco associato a ciascun onda sono stati dedotti in funzione dell'altezza e della direzione. I valori di spereading ed i valori di massima deviazione, che si ottengono, generalmente, da una meticolosa opera di calibrazione del modello, sono stati considerati in base alle passate esperienze ed ai valori tipici riportati in letteratura.

In seguito all'applicazione di tale modello sono stati ricavati i dati ondometrici, in termini di altezza, periodo e frequenza di occorrenza, in un punto sito di fronte alla foce dell'Entella ad una profondità di circa 15 m. Per una più rapida e chiara visualizzazione tali risultati sono stati sintetizzati nella seguente rosa rappresentativa del clima ondoso sottocosta:

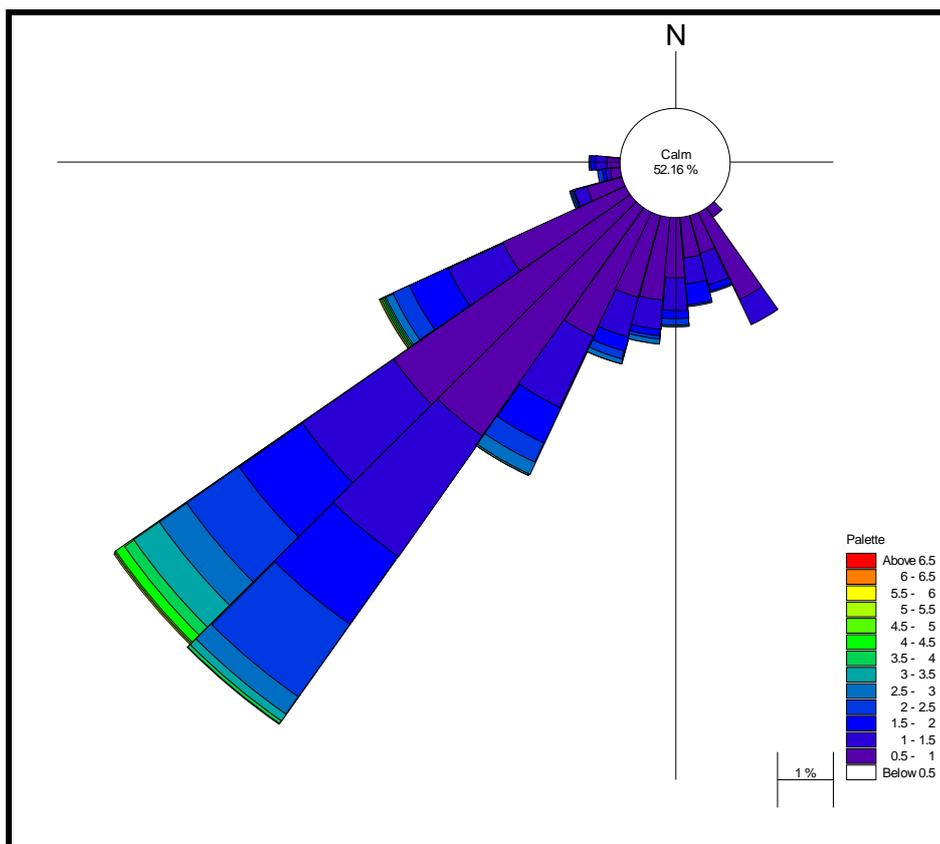


Figura 60 – Rosa delle onde sottocosta alla profondità di 15 m



9.4 Scelta delle onde rappresentative sottocosta

Sulla base dell'orientazione della costa e della localizzazione della foce del T.Rupinaro rispetto alle opere di difesa costiera è stato individuato come settore di maggiore interesse di provenienza delle onde quello relativo al III Quadrante.

Si è quindi proceduti all'individuazione di un'onda rappresentativa del clima ondoso relativo al III Quadrante; tale scelta è stata effettuata dal punto di vista dell'energia long-shore utilizzando un metodo che può essere così riassunto:

- 1) Raggruppamento delle onde a largo appartenenti al settore da 210 a 240°N;
- 2) Calcolo della componente di flusso di energia long-shore P_{ls} per ogni evento. Questo si basa sulla teoria che il trasporto dei sedimenti long-shore è proporzionale al flusso di energia lungo riva dell'onda.

$$H^2 T \sin(2(Dir_i - Dir_N)) freq$$

dove: H è l'altezza d'onda significativa a largo in metri;

T è il periodo medio in secondi;

Dir_i è la direzione dell'onda incidente al largo in gradi rispetto al Nord;

Dir_N è la direzione della normale alla linea media di riva e viene posto a 65°N;

$freq$ è la frequenza di occorrenza dell'onda

- 3) Calcolo del momento di primo ordine della relazione tra il flusso di energia e l'altezza significativa (P_{ls} ; H_s). Questo è considerato come l'altezza d'onda rappresentativa H_{rep} . Matematicamente può essere calcolato come:

$$H_{rep} = \frac{\int H P_{ls} dH}{\int P_{ls} dH} \cong \frac{\Delta H \sum H_i P_{lsi}}{\Delta H \sum P_{lsi}} = \frac{\sum H_i P_{lsi}}{\sum P_{lsi}}$$

- 4) Scelta dell'onda con l'altezza più simile all'onda con H_{rep} . Se tale altezza si presenta con differenti periodi e direzioni è consigliabile scegliere quella che determina il maggior contributo in termini di P_{ls} .
- 5) Calcolo della frequenza di occorrenza equivalente per dare alla singola onda scelta lo stesso P_{ls} di tutto il gruppo di onde rappresentato:

$$f_{rep} = \frac{\sum P_{lsi}}{H_{rep}^2 T_{rep} \sin(2(Dir_{rep} - Dir_N))}$$



Utilizzando questo tipo di procedura si ottiene un'onda avente le caratteristiche riportate in Tabella 5:

Onda	%	Onde al largo				Onde Sottocosta (-15m)				
		H _{so} [m]	Dir. [°N]	T _p [s]	T _m [s]	H _s [m]	Dir. [°N]	T _p [s]	T _m [s]	Frq rap
1	0.615	2.75	225	8.45	7.05	2.75	225.00	8.45	7.05	7.31

Tabella 5 – Onda rappresentativa del clima ondoso sottocosta

Per un'analisi più completa ed efficace, si sono studiati anche gli effetti derivanti da due onde provenienti dalla stessa direzione, ma caratterizzate da altezze d'onda e periodi superiori.

Una delle onde scelte è rappresentata dall'onda più alta tra quelle che si presentano con una frequenza d'occorrenza superiore allo 0.1%, per la direzione 225°N; l'altra è l'onda massima che si verifica per quella direzione, pur essendo caratterizzata da una frequenza molto bassa. I periodi di picco per tali onde sono stati calcolati sulla base dei coefficienti riportati in Tabella 4.

Le grandezze caratteristiche di queste due onde sono riportate in Tabella 6:

Onda	Freq [%]	H _s [m]	T _p [s]	Dir [°N]
2	0.19	4	10.2	225
3	0.03	6	12.5	225

Tabella 6 – Onde utilizzate nel presente studio

9.5 Propagazione del moto ondoso locale

Una volta estratto il clima ondoso sottocosta è possibile applicare un modello di propagazione locale delle onde. Tale modello denominato Parabolic Mild Slope (PMS) che fa parte del codice di calcolo MIKE 21 del DHI, permette di tenere in conto dei fenomeni di rifrazione, frangimento, diffrazione, shoaling e attrito col fondo.

Per tale studio è stata costruita un'appropriata griglia di calcolo caratterizzata da 288'000 celle quadrate di lato 5m, le cui dimensioni e orientamento sono visibili in Figura 61.

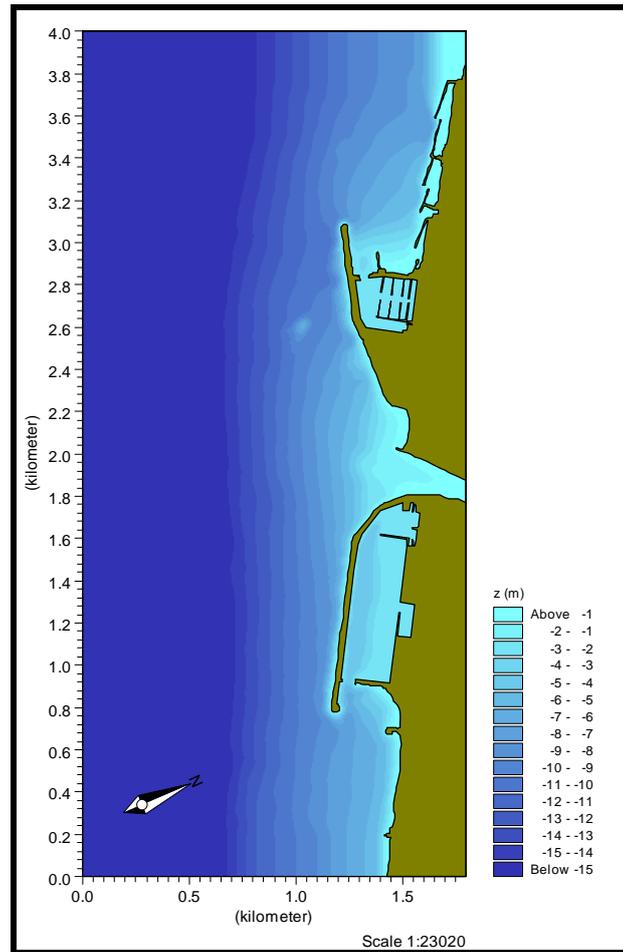


Figura 61 – Griglia di calcolo per la propagazione locale del moto ondoso

Le onde riportate in Tabella 5 e Tabella 6 sono state simulate impostando uno spettro di frequenza direzionale. Nel caso in esame è stato ricostruito, per ogni onda, uno spettro di tipo Jo.N.S.Wa.P. con $\gamma=3.3$ e con $\sigma_a=0.07$ e $\sigma_b=0.09$ utilizzando una distribuzione direzionale tipo \cos^2 e con una deviazione massima rispetto alla direzione media di propagazione di $\pm 30^\circ$. Utilizzando gli spettri direzionali è possibile riprodurre le onde molto simili alle onde reali dalle quali, per mezzo del PMS è possibile calcolare i campi di radiation stress che verranno successivamente implementati nel modello idrodinamico.

9.5.1 Risultati ottenuti con il modulo PMS

Le Figura 62, Figura 63 e Figura 64 mostrano i risultati ottenuti con il modulo PMS. In tali figure l'andamento del moto ondoso nella sua propagazione da largo verso riva è identificato da vettori che rappresentano la direzione di propagazione dell'onda e la cui lunghezza è proporzionale all'altezza d'onda. Si può osservare che l'andamento è



pressoché lo stesso per tutte le ondazioni: i vettori tendono a disporsi, nell'avvicinamento verso la costa, perpendicolarmente alla linea di riva e la loro lunghezza tende ovunque a ridursi in tale avvicinamento alla costa.

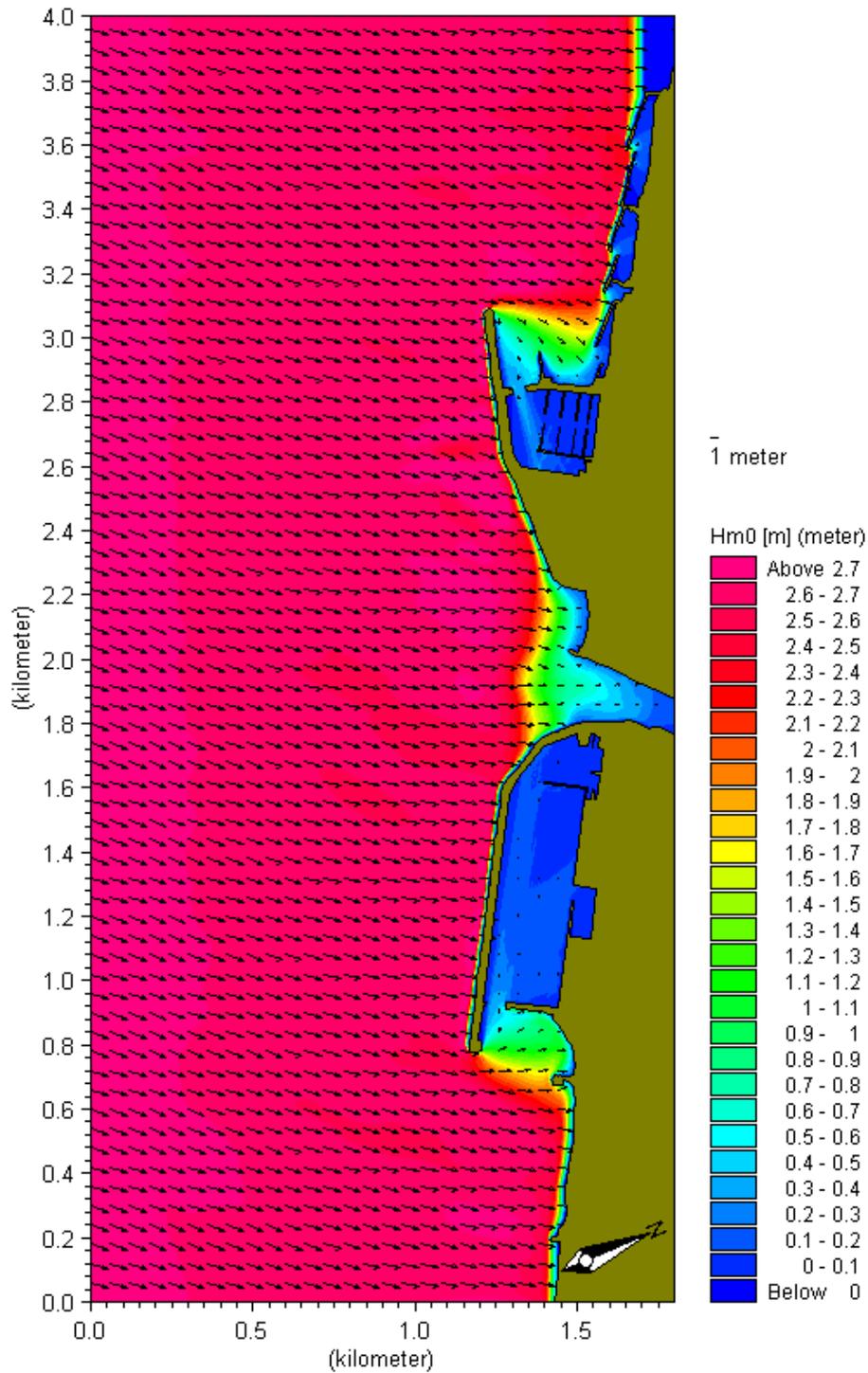


Figura 62 – Campi di moto ondoso generati dall'onda con $H_s=2.75$ m, $T_p=8.45$ s, $Dir.=225^\circ N$

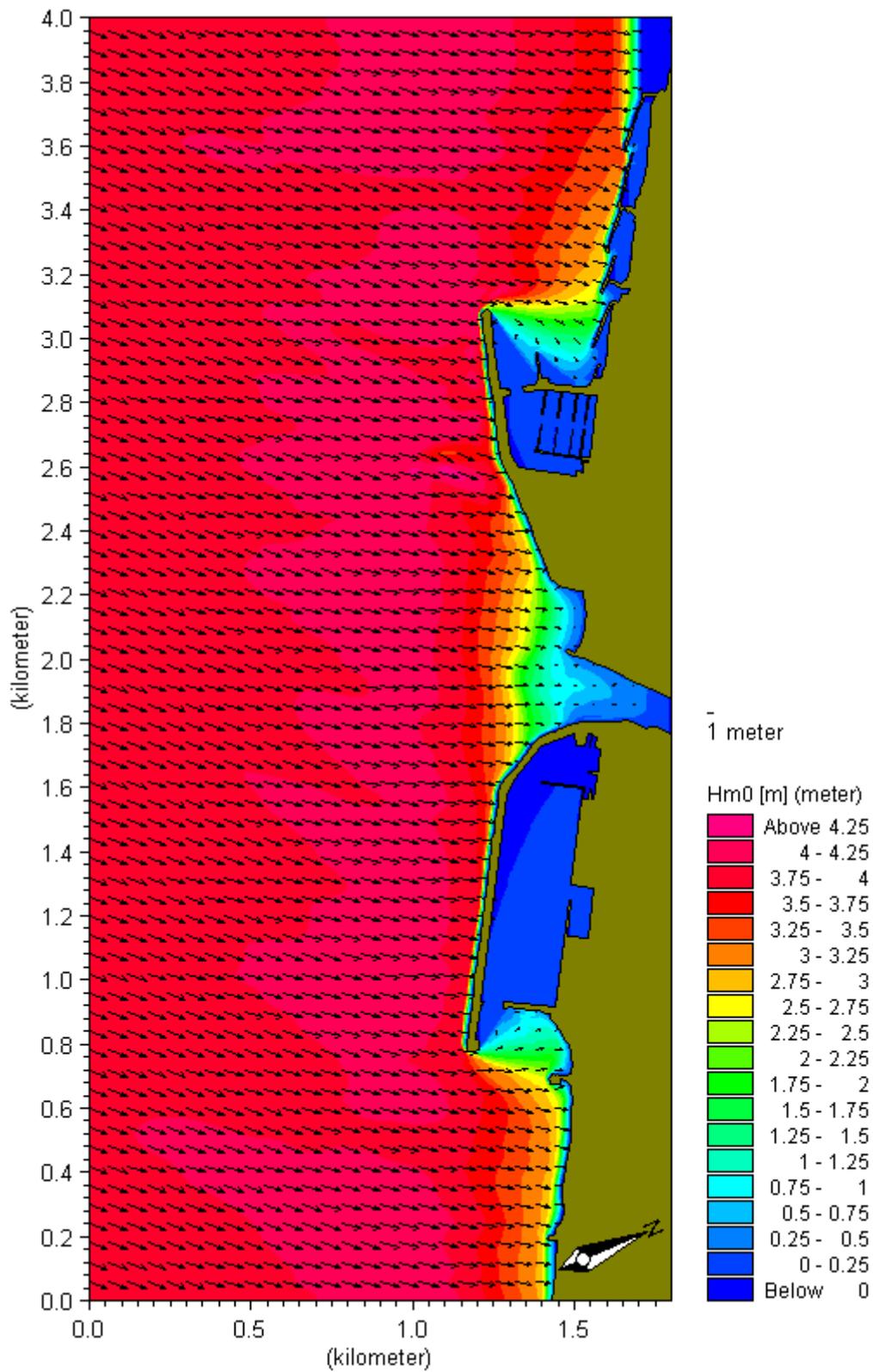


Figura 63 – Campi di moto ondoso generati dall'onda con $H_s=4$ m, $T_p=10.2$ s, $Dir.=225^\circ N$

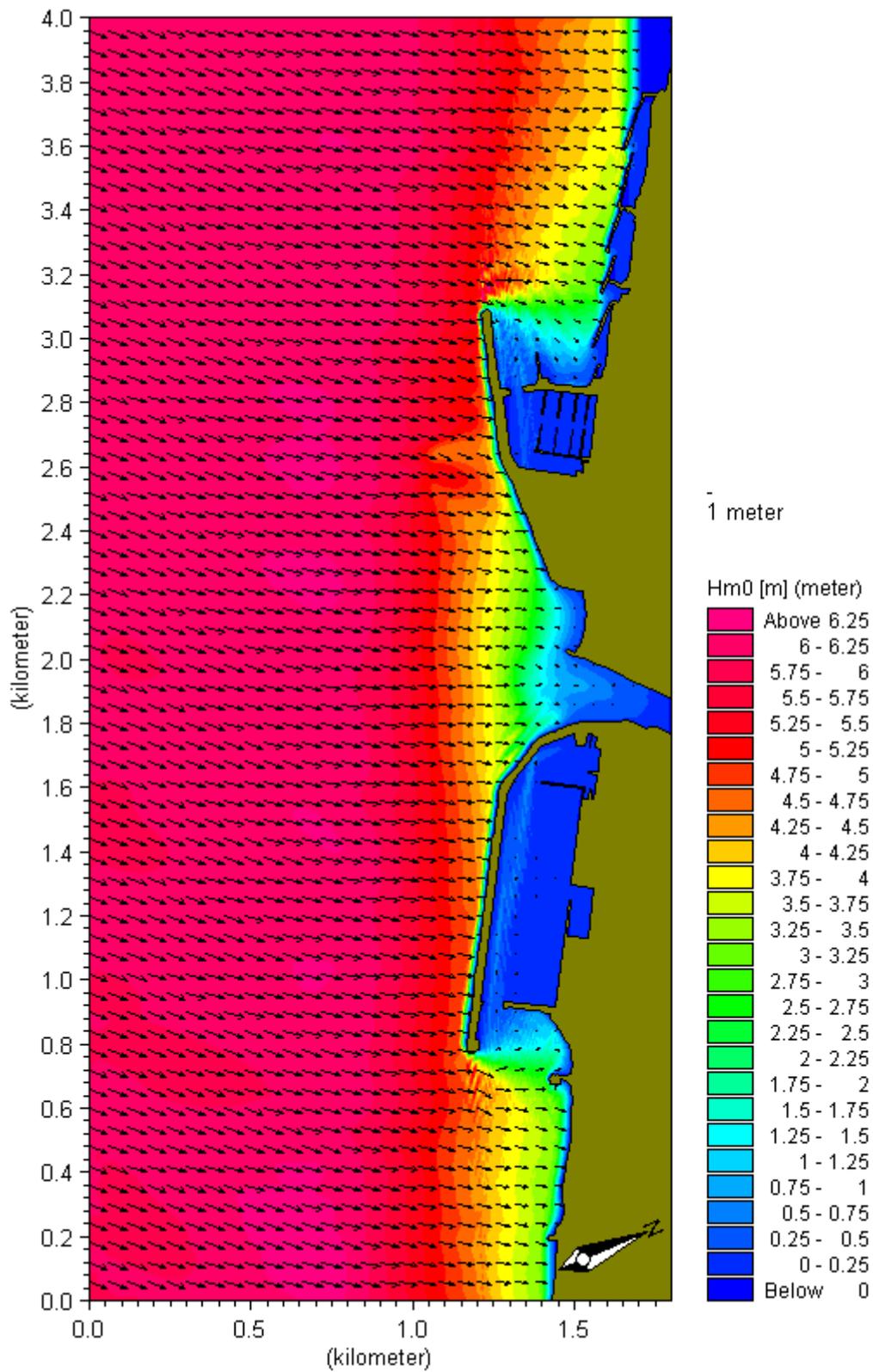


Figura 64 – Campi di moto ondoso generati dall'onda con $H_s=6$ m, $T_p=12.5$ s, $Dir.=225^\circ N$



9.6 Ricostruzione delle correnti sottocosta

Il modello di circolazione idraulica è stato costruito con il codice di calcolo MIKE 21 HD (HydroDynamic Module) che permette di calcolare le correnti costiere indotte dalle forzanti meteomarine come il moto ondoso, il vento ed eventuali immissioni di portata.

La griglia di calcolo per tale modulo è stata costruita sulla base di quella utilizzata per la propagazione locale del moto ondoso ma, al fine di ottimizzare i tempi di calcolo, è stata scelta una dimensione maggiore delle maglie, pari a 10 m di lato.

I dati di input necessari per il funzionamento di tale modello sono rappresentati dalle condizioni al contorno che vengono impostate in termini di portate nel lato sopraflutto e di livelli nel lato sottoflutto del dominio di calcolo. Nel lato off-shore vengono invece imposti dei livelli pari al livello medio del mare che rappresentano il livello idrico a monte del frangimento delle onde.

All'interno del dominio di calcolo vengono imposti i campi di radiation stress calcolati precedentemente con il modulo di propagazione locale del moto ondoso (PMS) con onde irregolari e direzionali.

9.6.1 Analisi dei risultati

Le simulazioni effettuate con il modulo HD permettono la determinazione delle circolazioni idrauliche indotte dal moto ondoso, e quindi la delineazione dell'andamento, in termini di intensità, direzione e verso, della corrente lungo riva. In Figura 65, Figura 66 e Figura 67 sono riportati tali risultati dove i vettori indicano la direzione di propagazione del flusso idrodinamico e la cui lunghezza è proporzionale all'intensità della corrente.

L'idrodinamica indotta dalle tre onde considerate è caratterizzata da un flusso diretto da Ovest verso Est in una fascia litoranea di ampiezza via via maggiore all'aumentare dell'altezza d'onda.

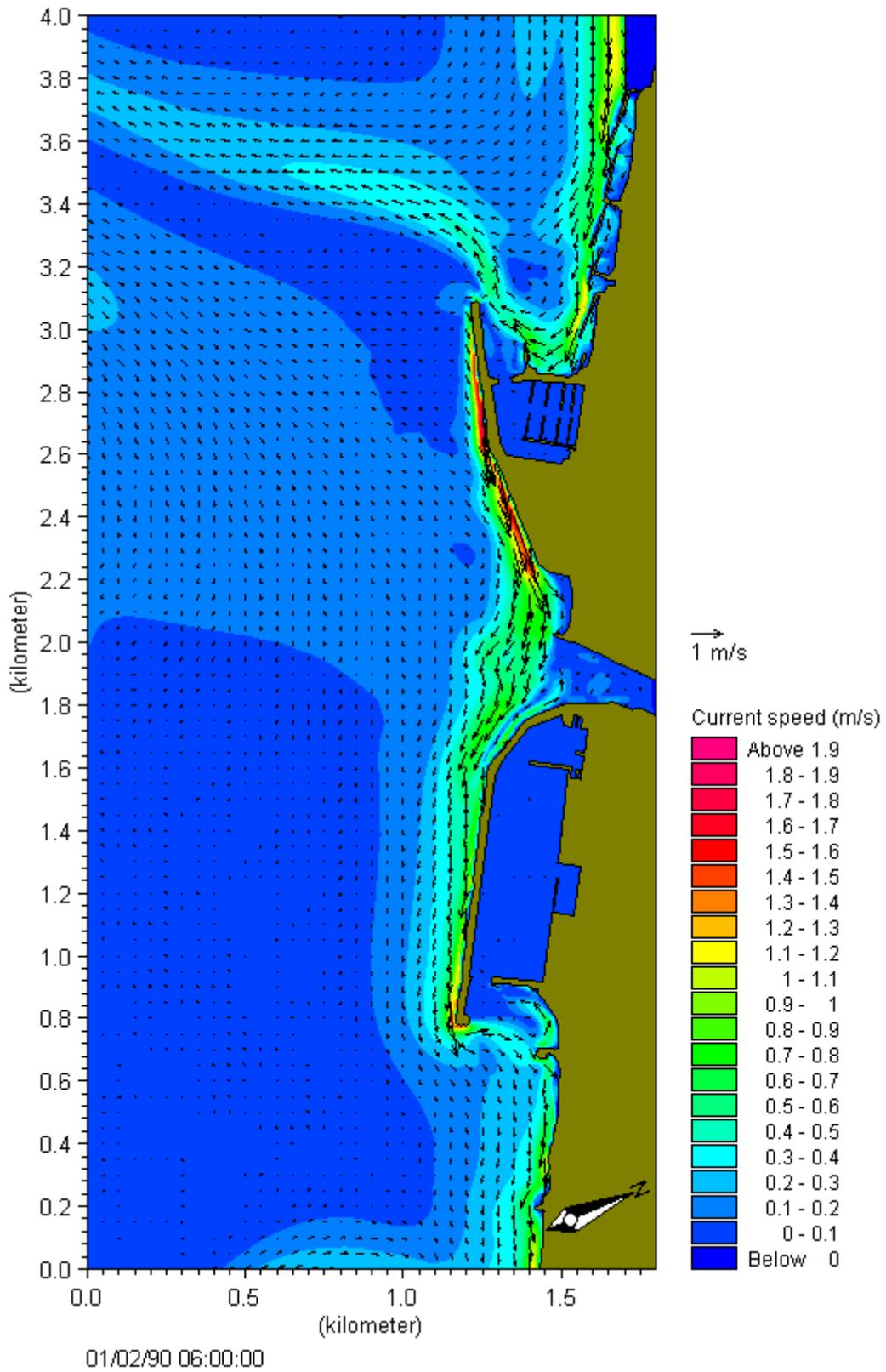


Figura 65 – Campo delle velocità indotto dal moto ondoso con $H_s=2.75$ m, $T_p=8.45$ s,
Dir.=225 °N

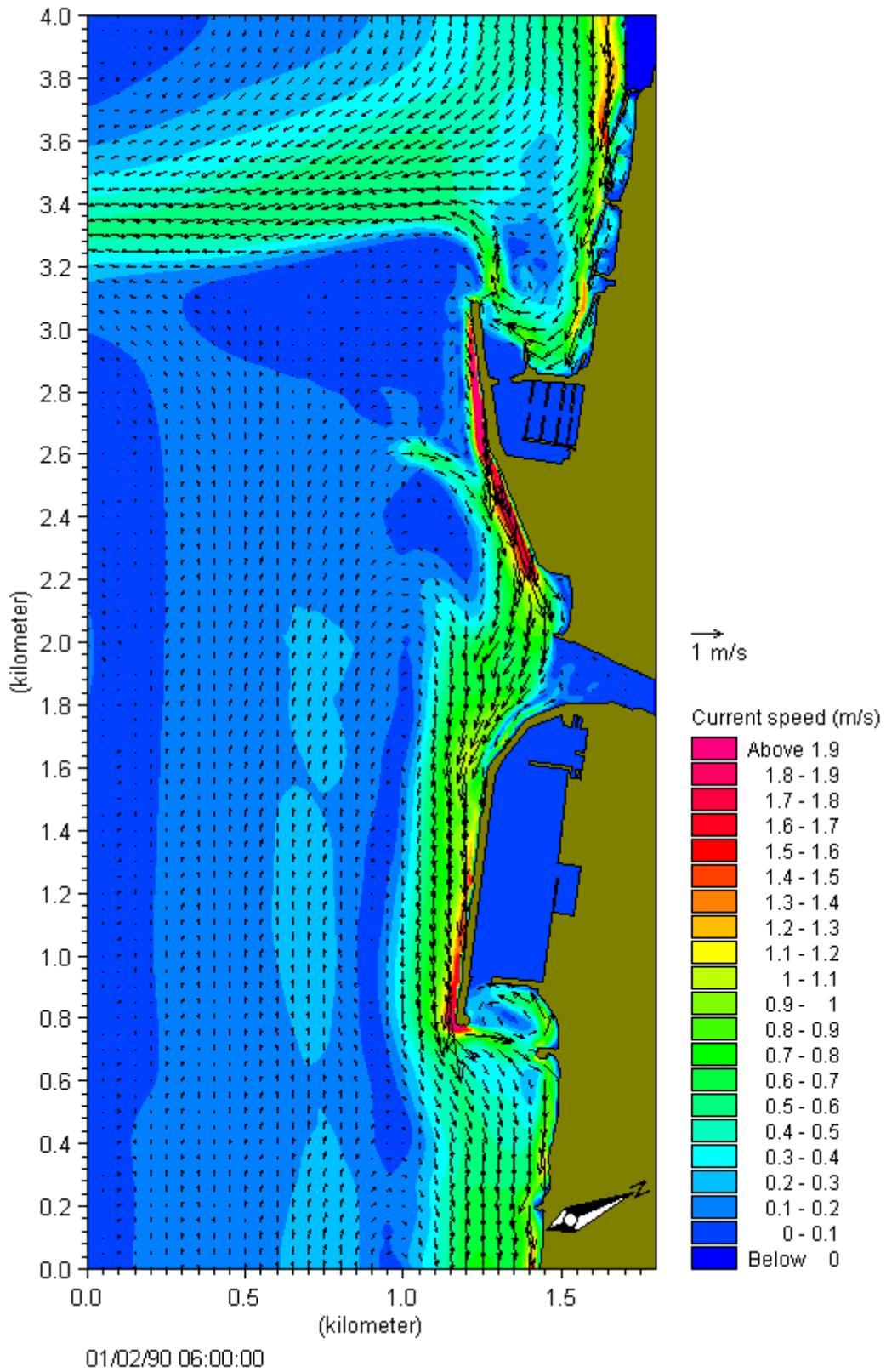


Figura 66 – Campo delle velocità indotto dal moto ondoso con $H_s=4$ m, $T_p=10.2$ s, $Dir.=225$

°N

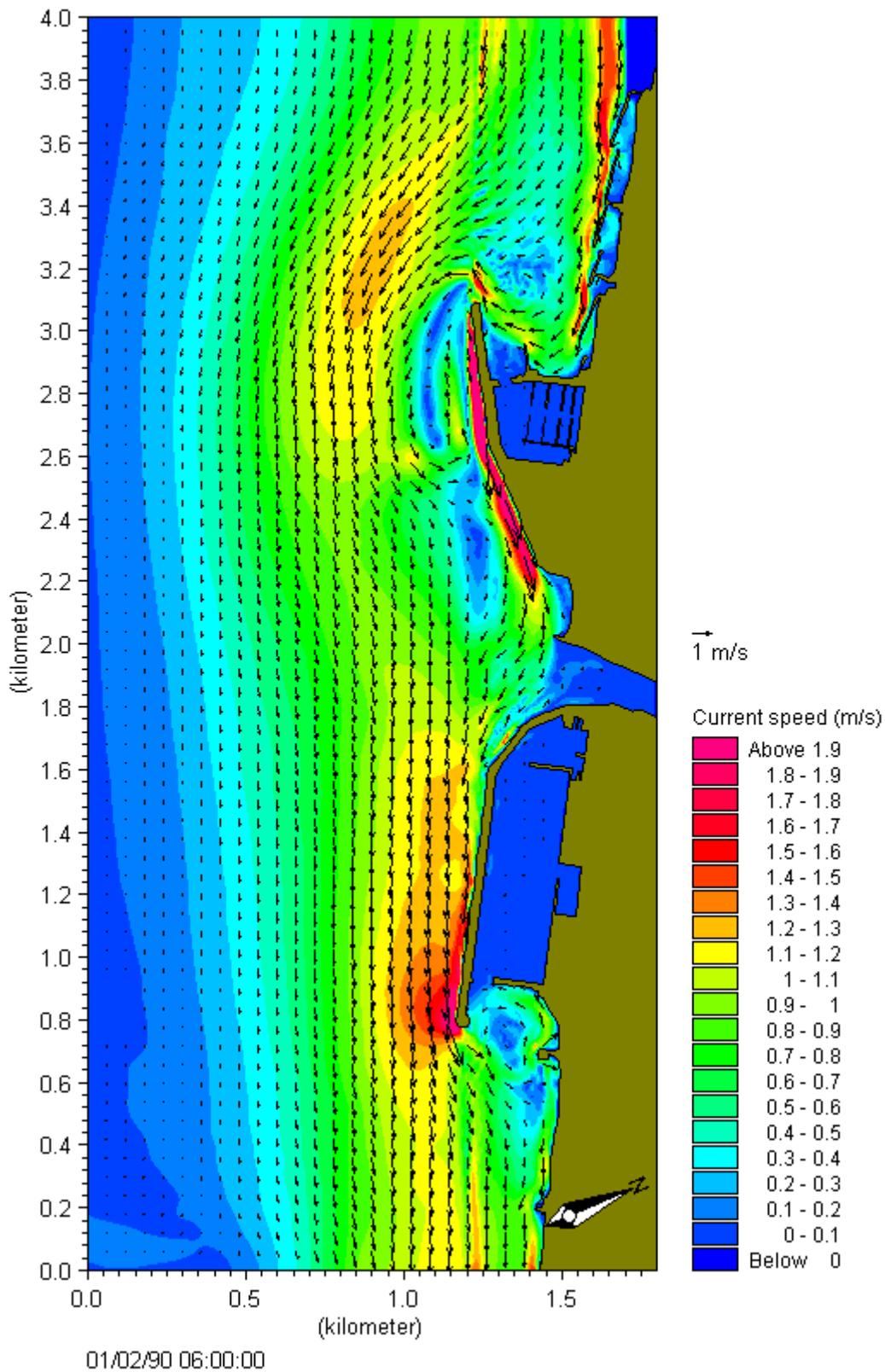


Figura 67 – Campo delle velocità indotto dal moto ondoso con $H_s=6$ m, $T_p=12.5$ s, $Dir.=225$

°N



Un altro importante dato che è possibile ottenere dai risultati del modello idrodinamico sono i campi di elevazione del livello medio del mare rispetto al livello di quiete in concomitanza con determinati eventi ondosi.

Infatti, mentre la componente S_{xz} dei radiation stress ha rilevanza nei processi costieri, in particolare nel trasporto solido litoraneo longitudinale, la componente S_{xx} condiziona l'andamento del livello medio rispetto al livello di quiete. Procedendo da profondità infinita fino a riva, si ha dapprima un set-down, ossia un abbassamento del livello che risulta massimo in corrispondenza della sezione di frangimento; successivamente a tale sezione si verifica un set-up, ossia un innalzamento del livello medio la cui pendenza risulta proporzionale alla pendenza del fondo.

In generale, a parità di andamento batimetrico, all'aumentare dell'altezza d'onda aumenta la distanza dalla linea di riva a cui si verifica il frangimento, in quanto l'onda raggiunge prima l'instabilità. Dunque maggiore è l'altezza d'onda, più lontano dalla costa inizia il fenomeno del set-up e perciò maggiore è l'innalzamento del livello del medio mare in corrispondenza della costa.

Per le tre differenti onde analizzate nel presente studio è stato quindi possibile determinare i valori di livello in corrispondenza della foce del Torrente Rupinaro, che rappresentano le condizioni al contorno di valle di tale corso d'acqua.

In Figura 68, Figura 70, Figura 72 sono riportati i risultati del modello idrodinamico in termini di livello per l'intera area considerata, per le tre differenti onde. Si osserva che per l'onda 1 l'innalzamento del medio mare rispetto al livello di quiete non supera i 0.25 m e comunque si verifica in una fascia costiera molto ristretta. Per l'onda 2 tale fascia diventa più ampia e si raggiungono valori di set-up anche pari a 0.5 m; con l'onda 3 infine l'innalzamento del livello medio del mare inizia ad una distanza dalla linea di riva di circa 500 m e sotto costa raggiunge valori anche di 0.8 m.

In Figura 69, Figura 71, Figura 73 sono riportati gli stessi risultati, ma più dettagliati nella zona di interesse di sfocio a mare del T.Rupinaro. Si osserva che in corrispondenza della foce del corso d'acqua si verificano livelli di circa 0.14 m, 0.25 m e 0.45 m rispettivamente per l'onda con altezza di 2.75 m, 4 m e 6 m.

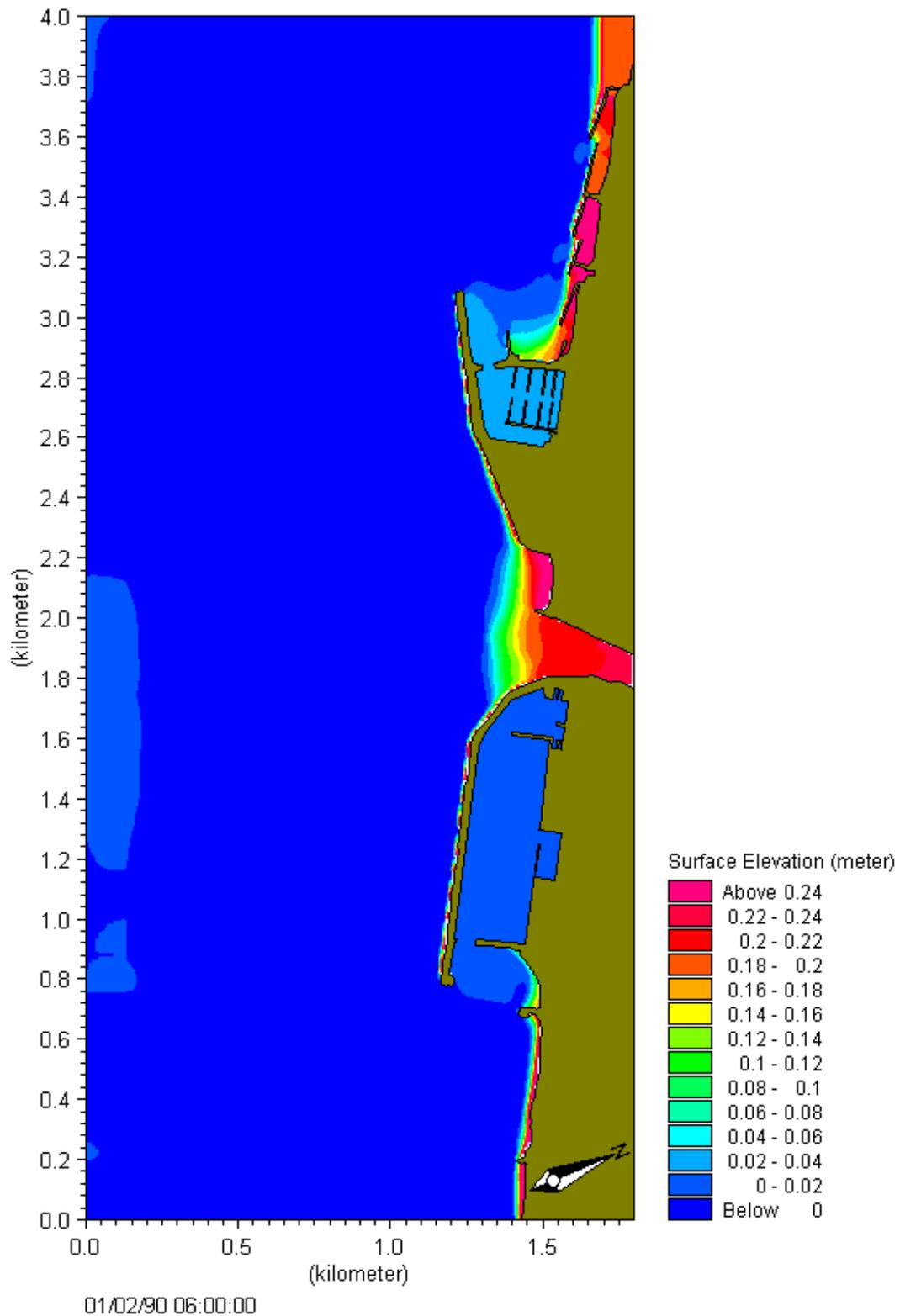


Figura 68 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=2.75$ m, $T_p=8.45$ s,
Dir.=225 °N

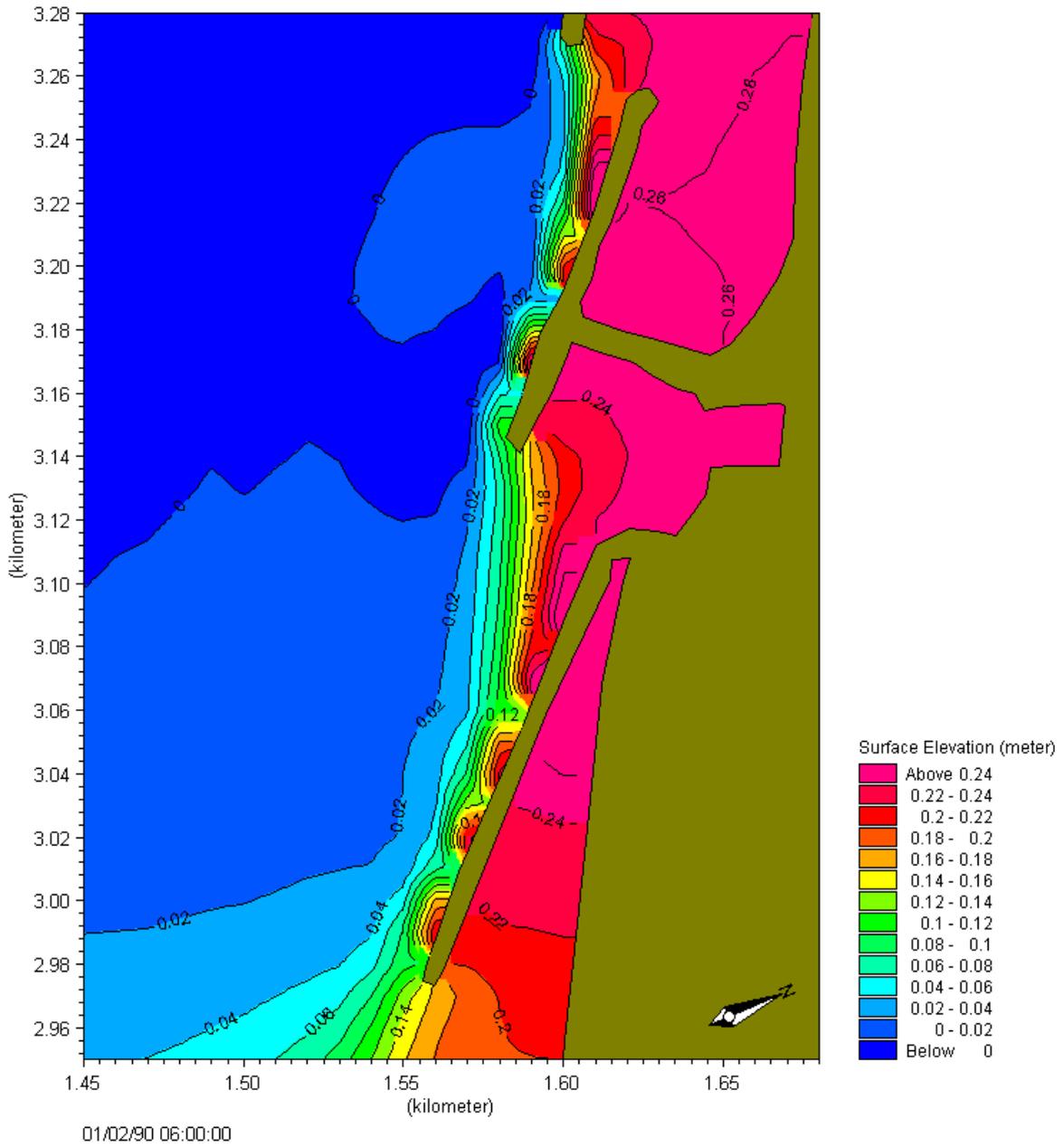


Figura 69 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=2.75$ m, $T_p=8.45$ s, $Dir.=225^\circ N$ nella zona fociva del Torrente Rupinaro

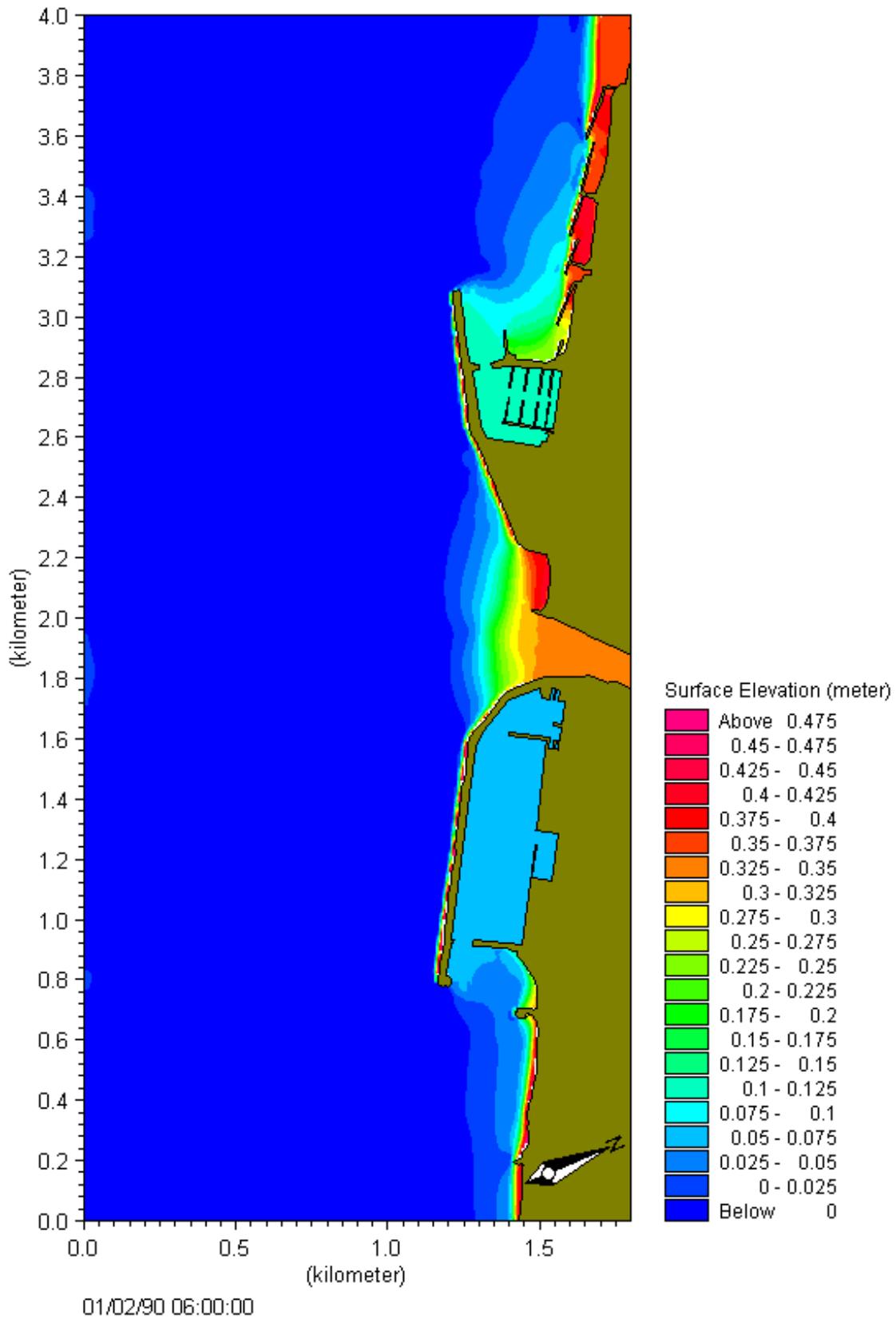


Figura 70 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=4$ m, $T_p=10.2$ s, $Dir.=225$

°N

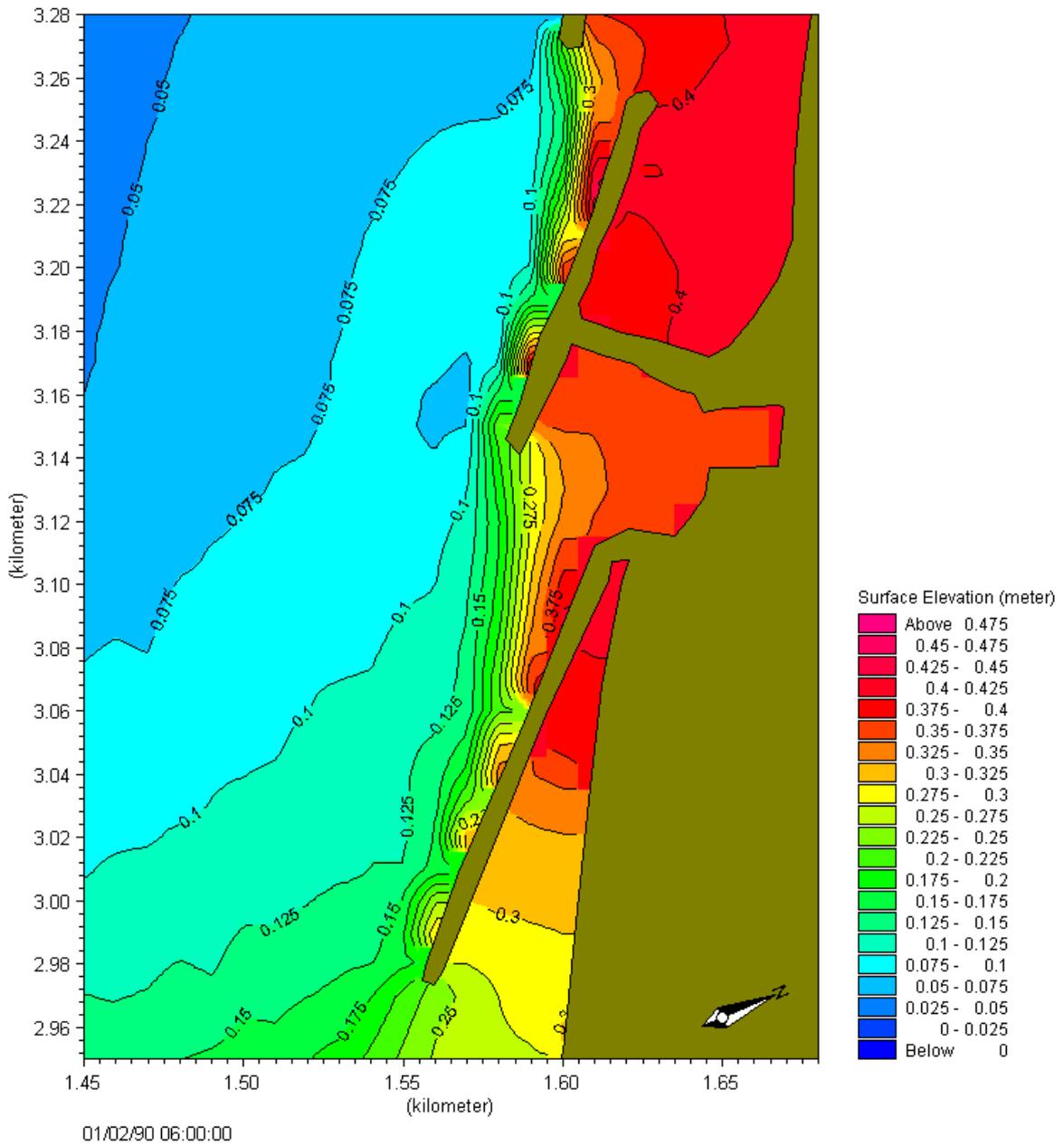


Figura 71 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=4$ m, $T_p=10.2$ s, $Dir.=225$ °N nella zona fociva del Torrente Rupinaro

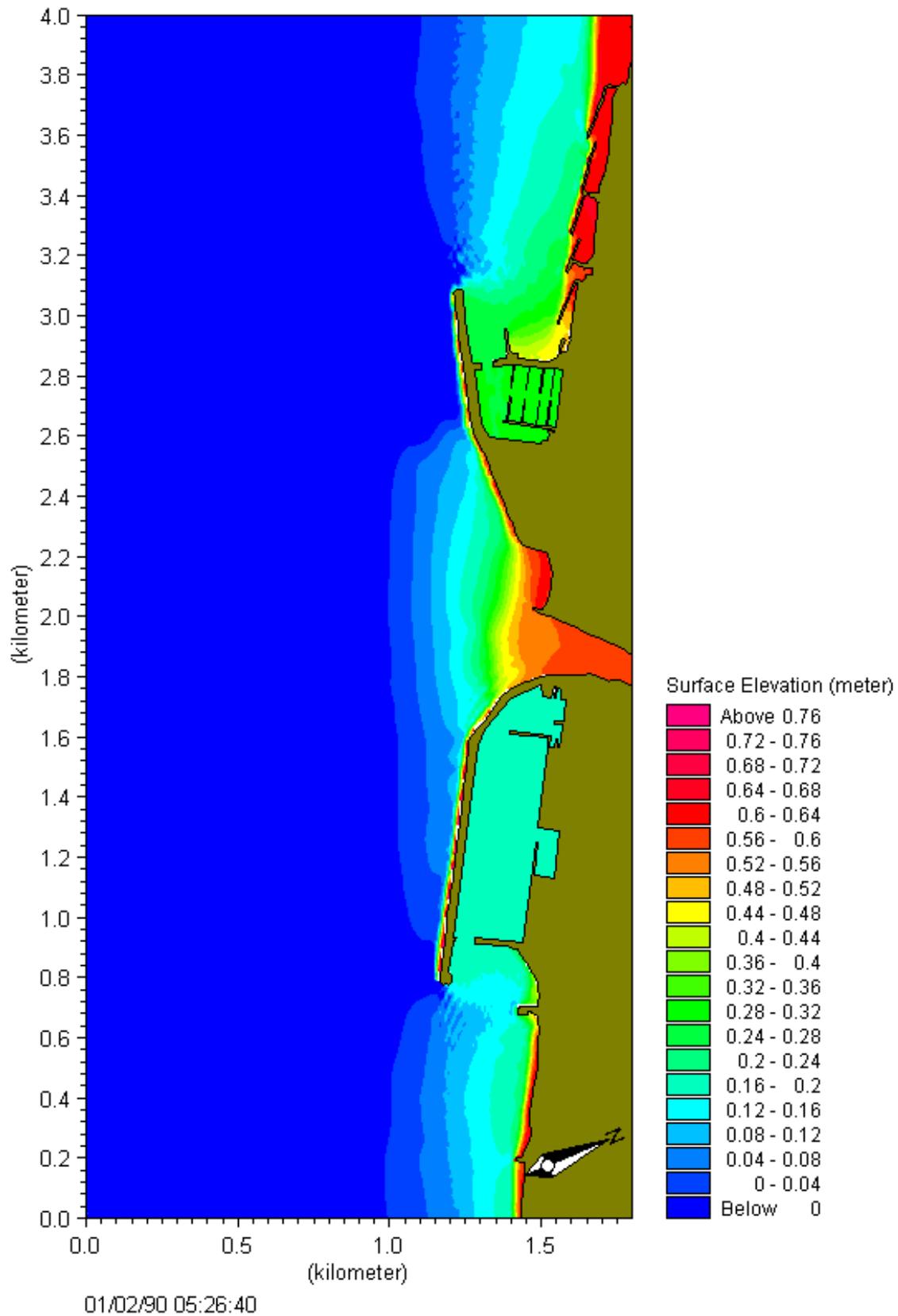


Figura 72 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=6$ m, $T_p=12.5$ s, $Dir.=225$

°N

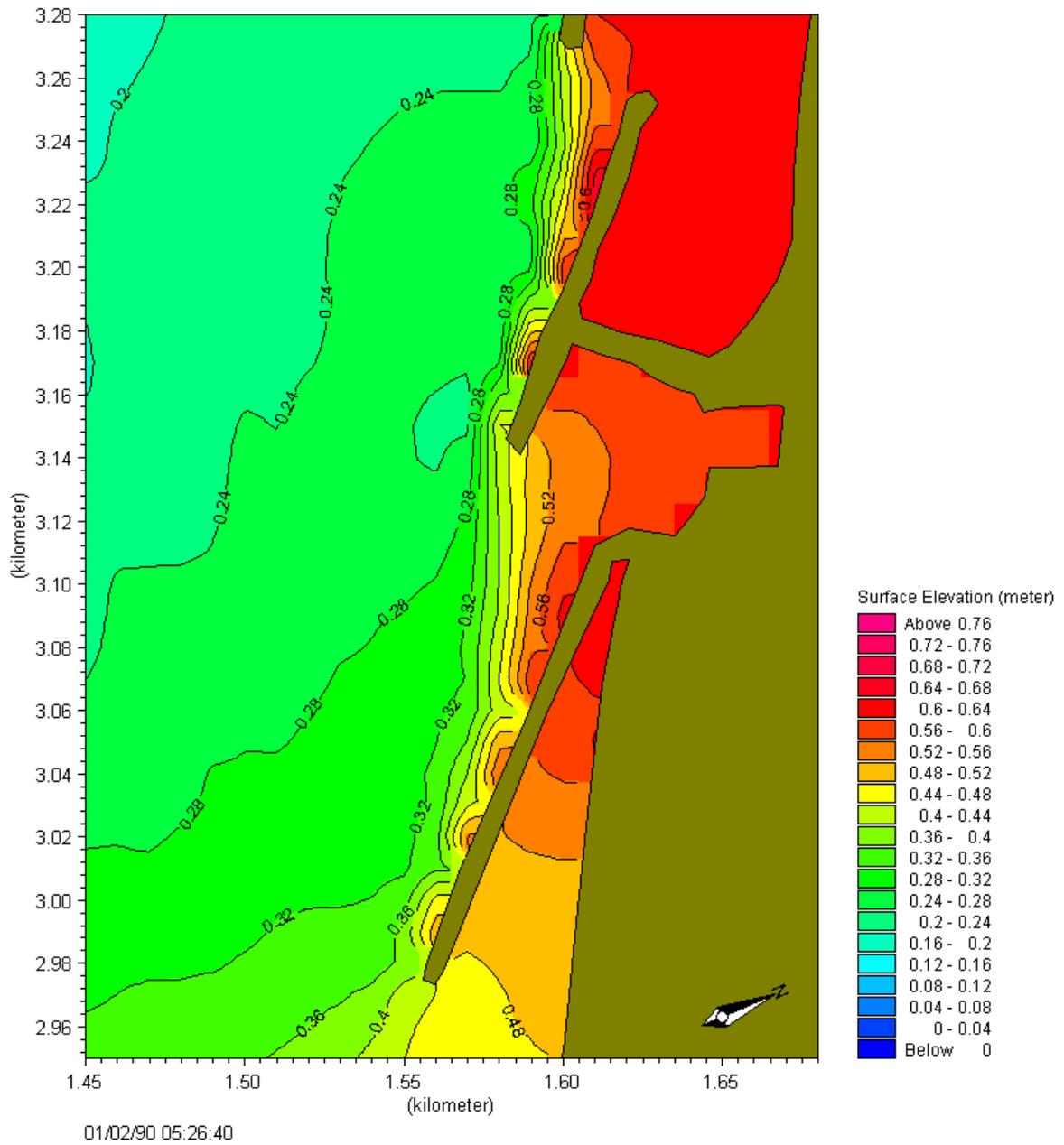


Figura 73 – Campi di elevazione del livello medio del mare con $H_s=6$ m, $T_p=12.5$ s, $Dir.=225$ °N nella zona fociva del Torrente Rupinaro



10. MODELLO IDRAULICO BIDIMENSIONALE FOCE RUPINARO

La foce del Torrente Rupinaro è stata studiata utilizzando il modello idraulico bidimensionale RMA-2 Versione 7.5 sviluppato da Ian P.King della Resource Modelling Associates di Sydney, Australia, al fine di estrapolare una scala di deflusso allo sbocco del Torrente Rupinaro da utilizzarsi come condizione al contorno di valle del modello FLO-2D.

10.1 Mesh di calcolo

La *mesh* di calcolo è stata realizzata discretizzando il territorio in una serie di elementi quadrangolari e triangolari al fine di descriverne con semplificazione geometrica l'andamento plano-altimetrico, in modo il più attinente possibile alla realtà.

Tale discretizzazione risulta più di dettaglio nelle zone di maggiore variazione topografica (alveo e zone limitrofe) e nelle zone dove il comportamento idrodinamico del corso d'acqua risulta più complesso.

Essa è stata costruita con il programma SMS (Surfacewater Modelling System) sviluppato dalla Brigham Young University.

Ogni nodo della *mesh* risulta quotato altimetricamente e georeferenziato secondo il sistema UTM 32.

Le quote dei nodi sono state valutate, mediante tecniche di interpolazione, a partire dai dati rilevati topograficamente.

Gli interpolatori determinano il valore della cella con una media, opportunamente pesata, dei punti rilevati che si trovano all'interno di un cerchio, o elisse, con centro in ogni singola cella.

La *mesh* utilizzata si estende dalla foce del Torrente Rupinaro fino ad addentrarsi a mare, secondo lo schema in figura Figura 74.

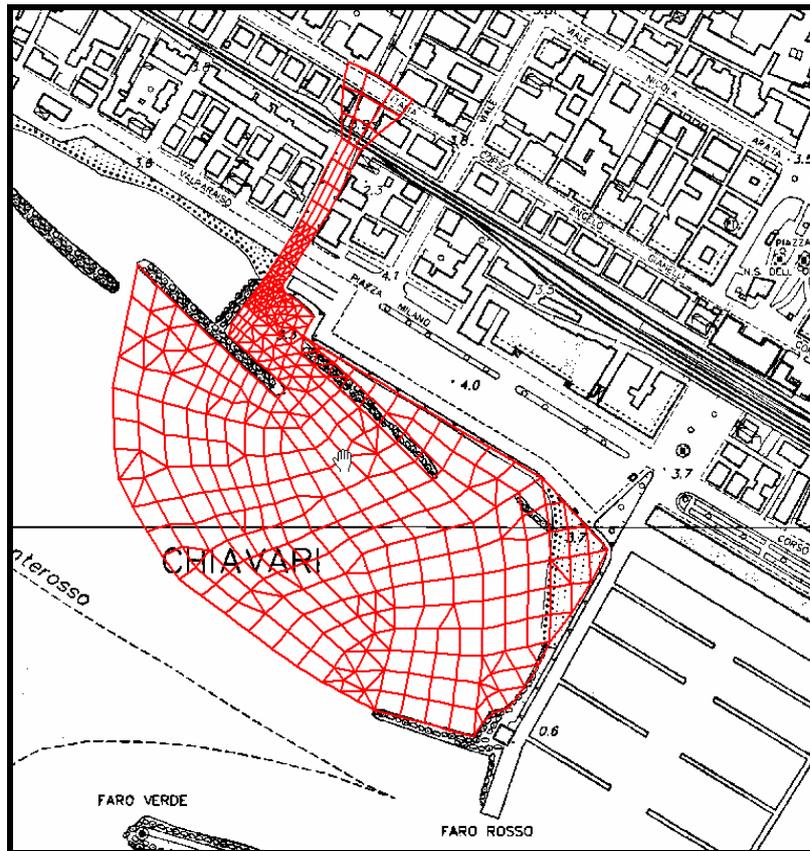


Figura 74 – Mesh di calcolo RMA2

10.2 Modello bidimensionale RMA-2

RMA2 è un modello bidimensionale agli elementi finiti che risolve le equazioni di Reynolds per il moto turbolento. Le equazioni dell'energia nelle direzioni x e y e l'equazione di continuità sono:

$$h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left[E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + gh \left[\frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{gun^2}{h^{1/3}} \sqrt{(u^2 + v^2)} - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2hv \sin \Phi = 0$$

$$h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left[E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] + gh \left[\frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{gvn^2}{h^{1/3}} \sqrt{(u^2 + v^2)} - \zeta V_a^2 \sin \psi - 2hu \sin \Phi = 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0$$



nelle quali:

h = tirante d'acqua,

u = velocità in direzione x ,

v = velocità in direzione y ,

ρ = densità dell'acqua,

E = coefficiente di eddy viscosity,

g = accelerazione di gravità,

a = quota del fondo,

n = coefficiente di scabrezza secondo la formulazione di Manning,

ζ = coefficiente di attrito del vento,

V_a = velocità del vento,

ψ = direzione del vento,

ω = velocità angolare di rotazione della terra,

Φ = latitudine.

La dimensione verticale z è stata eliminata dalle equazioni mediante integrazione delle stesse lungo la verticale, per tale motivo u e v devono essere considerate come velocità medie sulla verticale.

RMA2 usa il metodo degli elementi finiti di Galerkin per risolvere il sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali. Il dominio di calcolo viene suddiviso in sottoinsiemi denominati elementi (definiti nella *mesh*), all'interno dei quali le variabili indipendenti del sistema vengono definite sulla base dei valori sui nodi mediante opportune funzioni, dette funzioni di forma.

In RMA2 tali funzioni sono di tipo quadratico per le velocità e lineari per i tiranti d'acqua. Gli elementi supportati sono di tipo bidimensionale (triangolari a 6 punti e quadrangolari a 8 punti) e monodimensionale (lineari a 3 punti). I lati degli elementi possono essere sia rettilinei che curvilinei.

L'integrazione nello spazio è eseguita mediante le formule di quadratura di Gauss. Le derivate nel tempo sono sostituite da un'approssimazione alle differenze finite non lineare. Si assume che le variabili varino nel tempo nella forma:

$$f(t) = f(t_0) + at + bt^c$$



con coefficienti a , b e c costanti.

La soluzione è completamente implicita e il sistema di equazioni è risolto con il metodo iterativo di Newton-Raphson.

10.3 Condizioni al contorno e parametri di input

10.3.1 Condizione al contorno di monte

Nelle simulazioni eseguite è stato imposto, come condizione al contorno di monte, il deflusso del Torrente Rupinaro nel tempo da portata 0 a portata 290 m³/s (portata cinquecentennale) con incrementi di portata di 10 m³/s.

In questo modo si è valutata una curva portata-livello in corrispondenza della sezione di chiusura del modello FLO-2D individuata precedentemente.

10.3.2 Condizione al contorno di valle

Nelle simulazioni è stato imposto, come condizione al contorno di valle, il livello del mare derivante dalle simulazioni di cui in § 8.

Sono state considerate cinque diverse quote del mare: 0.00 – 0.15 – 0.275 – 0.40 – 0.6 m s.m.m., corrispondenti a diversi livelli di onda precedentemente calcolati addizionati di un'altezza d'onda di 0.15 m.



10.4 Risultati modello

I risultati del modello sono delle curve Livello–Portata in corrispondenza della sezione di chiusura del modello FLO2D per tutti i livelli marini considerati.

Esse sono sintetizzate in figura Figura 75.

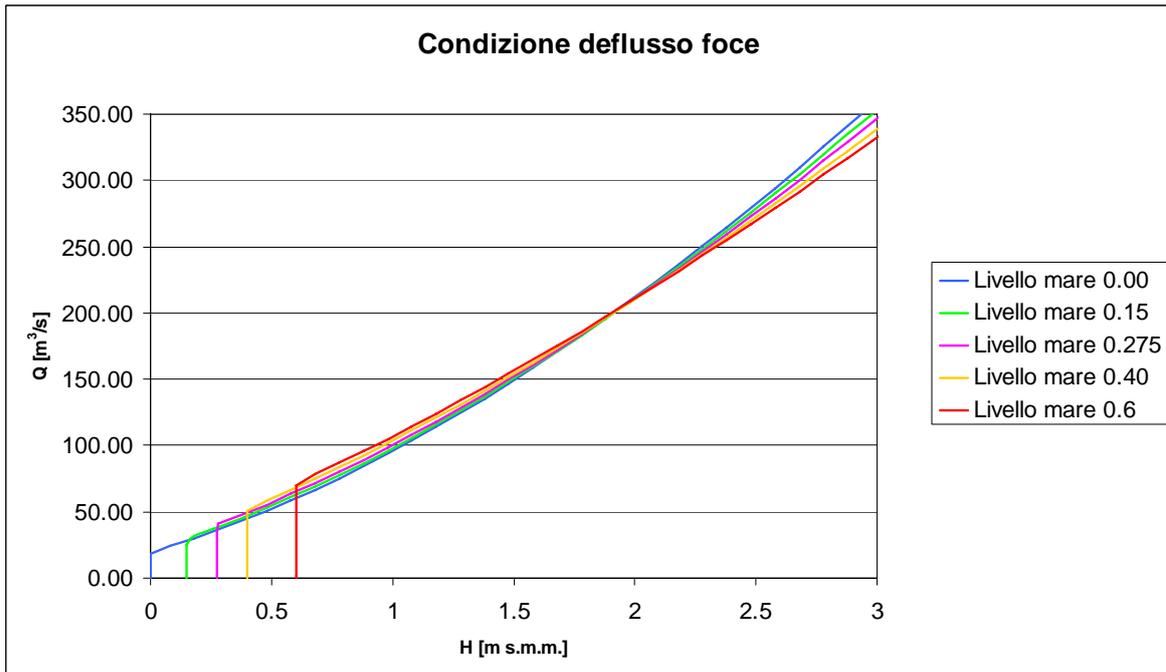


Figura 75 – Curve Livello – Portata per i diversi livelli di marea

Tra queste è stata scelta come rappresentativa la curva corrispondente a livello del mare 0.4 m s.m.m. utilizzata nel modello FLO2D.



11. CARTOGRAFIA DI STATO ATTUALE

Dalle simulazioni eseguite con il modello bidimensionale FLO-2D per i tempi di ritorno Tr 30, 50, 200 e 500 anni, sono stati estrapolati i risultati relativi a tiranti idrici massimi e velocità massime che si possono verificare durante l'evento.

In merito sono state redatte le seguenti Carte allegate alla presente Relazione:

- i01: "Carta dei tiranti idrici massimi per Tr 30 anni",
- i02: "Carta delle velocità massime per Tr 30 anni",
- i03: "Carta dei tiranti idrici massimi per Tr 50 anni",
- i04: "Carta delle velocità massime per Tr 50 anni",
- i05: "Carta dei tiranti idrici massimi per Tr 200 anni",
- i06: "Carta delle velocità massime per Tr 200 anni",
- i07: "Carta dei tiranti idrici massimi per Tr 500 anni",
- i08: "Carta delle velocità massime per Tr 500 anni":

è stata inoltre redatta una "Carta delle aree inondabili" (i9) che riporta i limiti di esondabilità raggiunti, in condizioni di stato attuale, dagli eventi di piena a differente tempo di ritorno.

Combinando i dati di tirante e velocità massimi per i tempi di ritorno Tr 50, 200 e 500 anni, è stata redatta la "Carta degli ambiti normativi" (i10) ai sensi della D.G.R. Liguria 250/2005, individuando le aree a diverso livello di rischio: AA, BB, B0 e C; di essa è stata riportata anche la versione senza aggiustamenti morfologici eseguiti con i sopralluoghi sul campo direttamente derivante dal software utilizzato ("Grid ambiti normativi" i11)

Si fa riferimento alle tavole allegate per maggiori dettagli in merito.



12. IPOTESI DI INTERVENTO

Dai risultati ottenuti si evince che l'alveo del Torrente Rupinaro e del Rio Campodonico sono assolutamente insufficienti a contenere la portata defluente ed esondano già nei primi tratti delle aste studiate.

La presenza dei ponti e della tombinatura Campodonico lungo il tracciato determinano un'ostruzione al libero deflusso delle acque.

Alla luce dei risultati ottenuti si è proceduto alla valutazione di una serie di possibili interventi progettuali, atti a minimizzare il rischio nell'area dell'abitato di Chiavari, evitando l'esondazione dei corsi d'acqua.

Di essi è stata valutata l'efficacia e la realizzabilità, considerando anche i risvolti economici e di impatto sulla città delle nuove opere realizzande.

12.1 Interventi su ponti e sezioni di deflusso

12.1.1 Sopraelevazione muri laterali e ponti

In primis, si è valutato come fosse possibile intervenire direttamente sulla sezione di deflusso nel tratto finale.

In tal senso si è eseguita una simulazione in regime stazionario con il modello monodimensionale HEC-RAS nella quale si è ipotizzato di eliminare tutti i ponti, conservando in entrata le portate massime di progetto di cui in § 7.

Ipotizzando ai lati dell'alveo degli elementi di contenimento di altezza infinita (levees), si è valutato quale dovrebbe essere l'altezza dei muri di progetto se non ci fossero ponti.

Il risultato è riportato nelle figure seguenti; in rosa è riportata la quota dell'attuale muro in sponda sinistra ed in marrone quella del muro in sponda destra; in rosso è riportato il profilo di piena per tempo di ritorno 200 anni, mentre in blu e verde sono riportati i profili di piena rispettivamente per 50 e 30 anni.

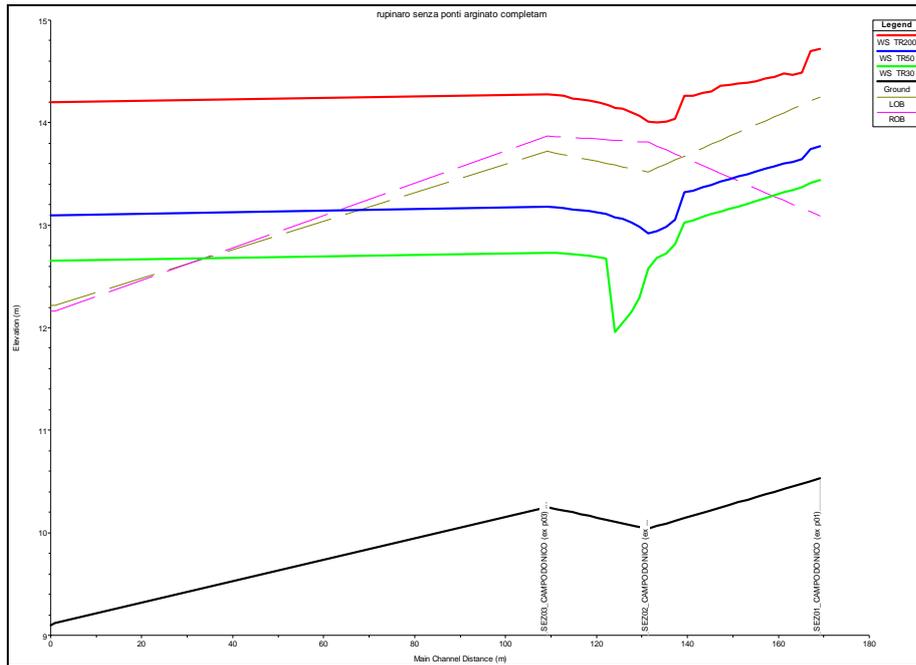


Figura 76 – Campodónico – Livelli massimi con muri laterali e senza ponti

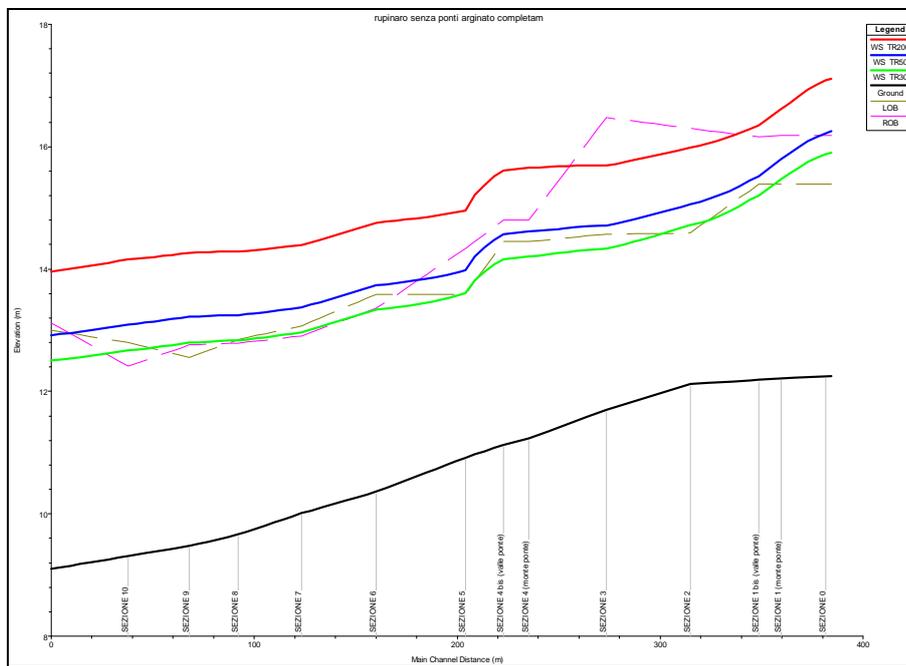


Figura 77 – Rupinaro – Monte confluenza – Livelli massimi con muri laterali e senza ponti

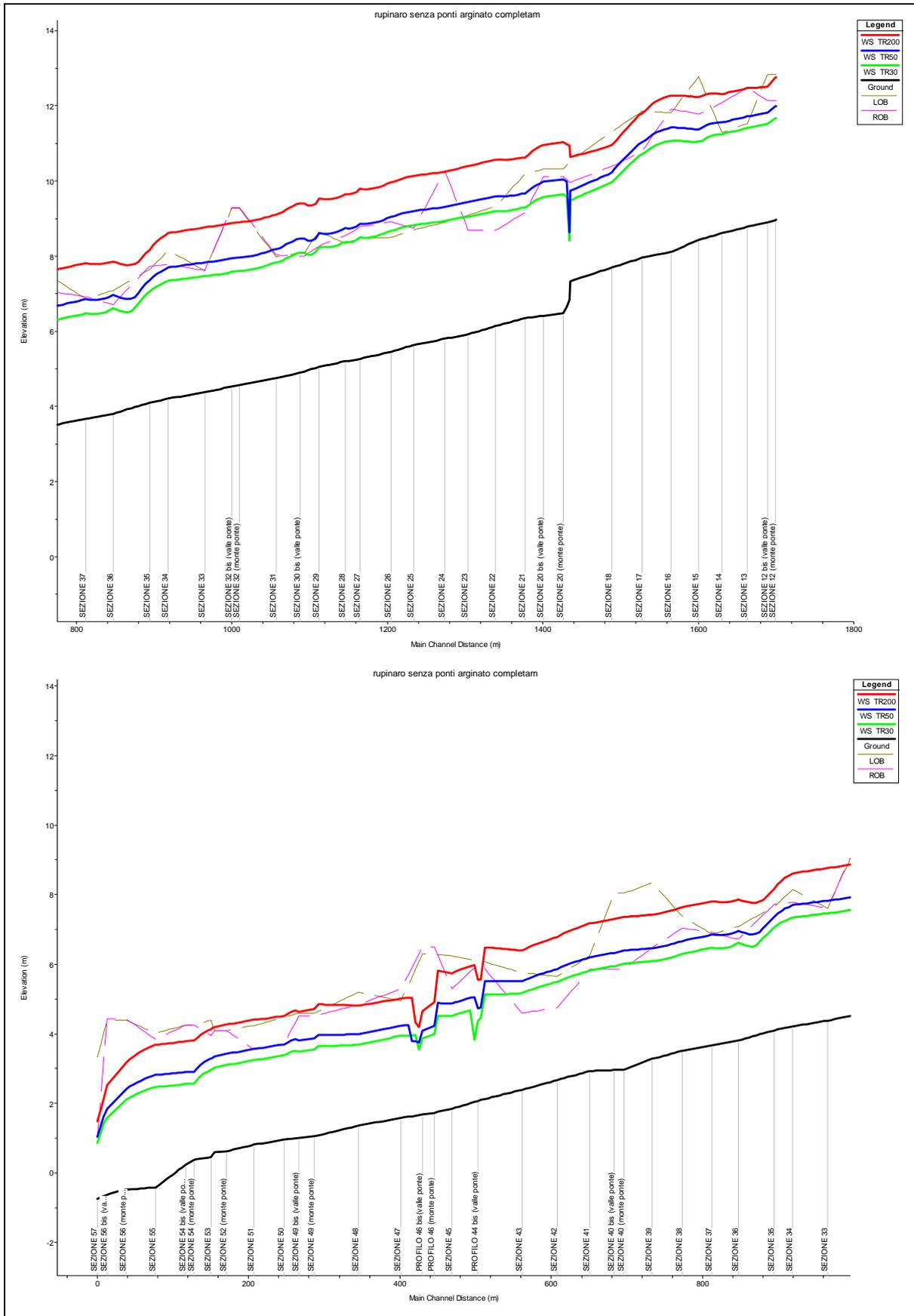


Figura 78 – Rupinaro – Valle confluenza – Livelli massimi con muri laterali e senza ponti



Se si eliminassero tutti i ponti, per contenere tutta la portata duecentennale con un minimo franco occorrerebbe aumentare la quota dei muri laterali costruendo sopraelevazioni di entità variabile fino a 2.5 m rispetto all'attuale situazione.

Eliminare i ponti, dal punto di vista reale vuol dire sopraelevarli fino a superare, assicurando un minimo franco, il livello di progetto.

Questa ipotesi, però non è perseguibile nel contesto urbano della città di Chiavari a causa delle difficoltà logistiche che determinerebbe e degli spazi estremamente ridotti a disposizione.

12.1.2 Adeguamento sezione ponti e sopraelevazione muri laterali

Non potendo perseguire l'ipotesi di innalzare tutti i ponti, si è scelto di eseguire una verifica strutturale su ognuno di essi in modo da mantenere l'assetto attuale del piano viabile, ma diminuendo al minimo indispensabile le travi di sostegno degli impalcati.

Ponte	Progressiva (m)	Spessore soletta attuale (m)	Portata smaltibile attualmente (m³/s)	Spessore soletta progetto (m)	Portata smaltibile di progetto (m³/s)
LAMES 1 (sez 0)	2126	0.8	52.86	0.50	58.20
LAMES 2 (sez 1)	2086	1.49	39.13	0.50	70.70
LAMES 3 (sez 4)	1962	0.6	85.39	0.60	88.00
Via San Rufino (sez 12)	1693	1.05	54.24	0.50	84.90
Via San Pier di Canne (sez 20)	1414	0.8 + 1.1	102.94	0.50	124.80
Ponte Via S.Chiarà-Via Franceschi (sez 32)	1005	1.4	154.66	1.00	182.90
Via Castagnola (sez 40)	690	1.1	49.92	0.50	84.40
Via Turio (sez 44)	505	arco	117.86	0.90	120.40
C.so Genova (sez 46)	437	arco	167.15	1.00	169.10
C.so Tappani (sez 49)	277	doppio arco	137.00	0.60	138.60
C.so Italia (sez 52)	162	doppio arco	138.85	0.60	133.00
FF.SS. (sez 54)	122	doppio arco	105.34	0.90	118.80
C.so Valparaiso (sez 56)	26	2.16	200.00	1.00	264.50
Tombinatura Campodonico	60	1.12	23.54	1.12	23.54

Tabella 7 – Ponti: spessori travi e portate smaltibili



Nella Tabella 7 sono riportati i ponti esaminati, i loro spessori attuali e lo spessore minimo di progetto calcolato, con le rispettive portate smaltibili attualmente

In tutti i casi si è considerata una trave rettilinea, anche a sostituzione di ponti attualmente ad arco.

Si nota che in molti casi la situazione in termini di spessore soletta migliora, e di conseguenza in termini di portata smaltibile (casi in verde), in altri peggiora (casi in rosso). Il caso del peggioramento si giustifica considerando che sono sempre stati valutati ponti in progetto con trave rettilinea che, in alcuni casi, deve essere più spessa rispetto alla sommità di un arco (tipologia attuale del ponte).

Occorre, però osservare che fra tutti i ponti ce ne sono due che fanno da discriminante per tutti gli altri, quello di Via San Rufino e quello di Via Castagnola per i quali, secondo la simulazione RAS, la portata smaltibile massima è pari a $84.4 \text{ m}^3/\text{s}$ anche in caso di sistemazione.

Ne consegue che, mantenendo il piano viabile dei ponti all'attuale livello, non sarebbe necessario ricostruire tutti i ponti lungo l'asta del Rupinaro, ma i soli ponti di Via Castagnola e di Via San Rufino, per i quali si raggiungono miglioramenti fino alla portata suddetta.

Adeguati i ponti, occorre però, al fine di evitare l'esondazione dei torrenti, alzare i muri laterali ed i parapetti dei ponti stessi fino ad una quota sufficiente a non far fuoriuscire l'acqua da essi.

Al fine di valutare l'entità di tali sopraelevazioni si è eseguita una simulazione in regime stazionario con il modello monodimensionale HEC-RAS nella quale si è ipotizzato di elevare parapetti sui ponti e levees laterali, conservando in entrata le portate massime di progetto di cui in § 7.

Il risultato è riportato nelle figure seguenti; in rosa è riportata la quota dell'attuale muro in sponda sinistra ed in marrone quella del muro in sponda destra; in rosso è riportato il profilo di piena per tempo di ritorno 200 anni, mentre in blu e verde sono riportati i profili di piena rispettivamente per 50 e 30 anni.



Si nota come i livelli raggiunti siano troppo elevati e determinino la necessità di elevare i muri fino a quote improponibili.

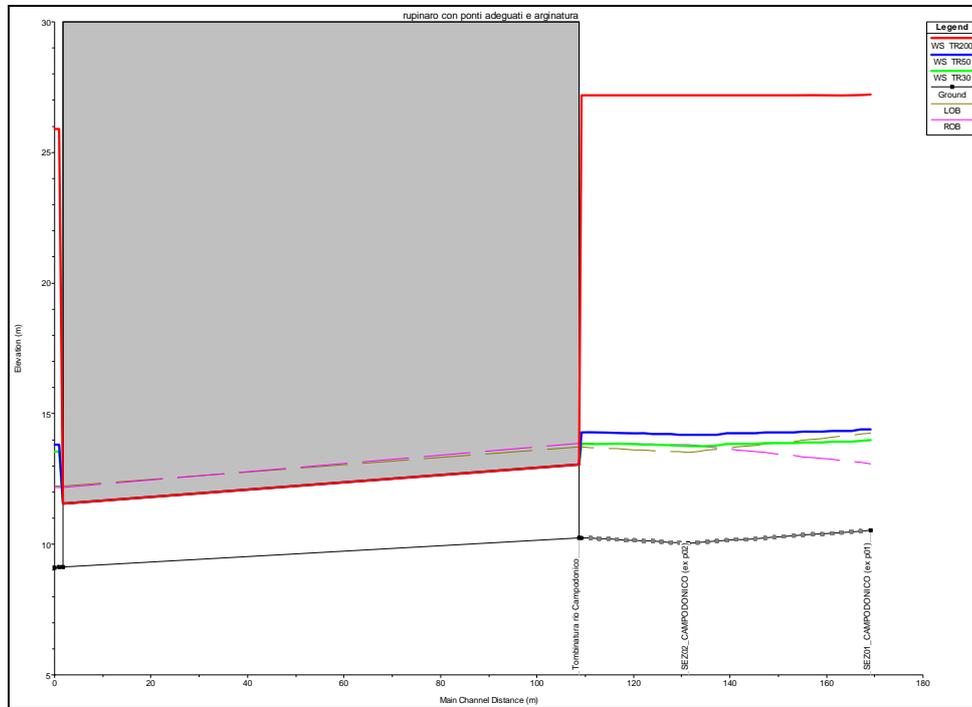


Figura 79 – Campodónico – Livelli massimi con muri laterali e parapetti ponti sopraelevati

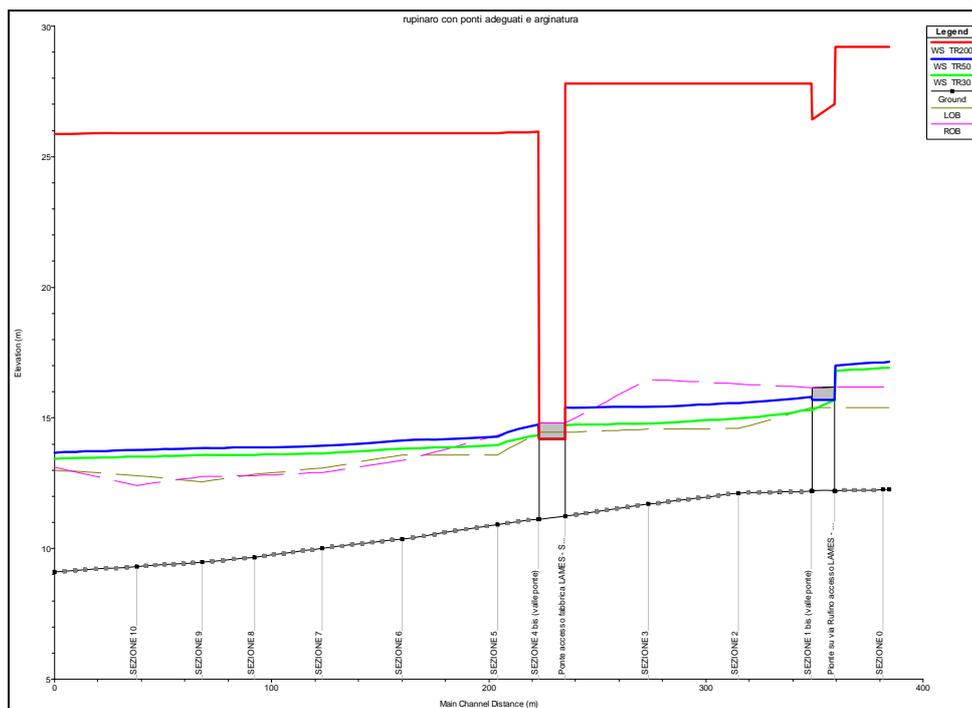


Figura 80 – Rupinaro Monte – Livelli massimi con muri laterali e parapetti ponti sopraelevati

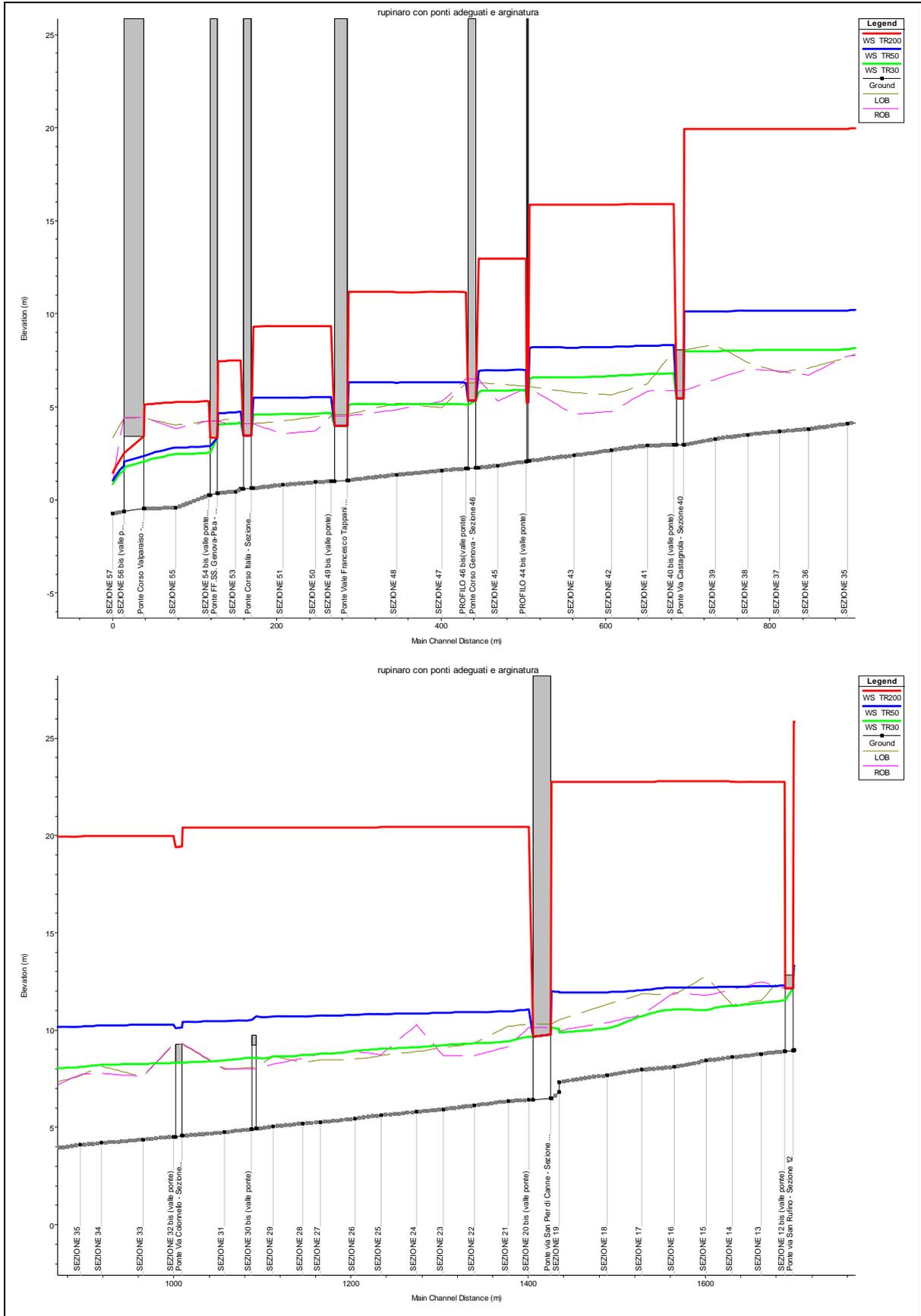


Figura 81 – Rupinaro Valle – Livelli massimi con muri laterali e parapetti ponti sopraelevati



Dovendo sopraelevare anche i parapetti dei ponti con muri ciechi, al fine di evitare di deturpare in modo eccessivo il contesto cittadino, si ritiene non si possa superare per questi la quota di 1.2 m dal piano marciapiede.

I muri a lato alveo dovranno, conseguentemente, essere elevati in modo da potersi raccordare ad essi.

Questo plausibile scenario di progetto (scenario A) è stato studiato con il modello bidimensionale FLO-2D, per quanto riguarda i tempi di ritorno 50 e 200 anni al fine di definire il nuovo assetto di ambiti normativi che si verificherebbero in caso di attuazione di esso.

La Carta risultante è riportata in Figura 82.

Sono evidenziati i soli ambiti AA (in rosso), BB (in arancio) e B0 (in verde), relativi ai tempi di ritorno analizzati; non è stata esaminato il tempo di ritorno 500 anni in quanto meno significativo dal punto di vista vincolistico e normativo.

Rispetto alla Carta di stato attuale si verifica un profondo miglioramento della situazione soprattutto nella porzione di territorio a valle di San Pier di Canne.

Se si prevede, oltre all'innalzamento dei parapetti a 1.2 m dal piano campagna e l'adeguamento dei muri, anche la demolizione dei ponti di Via San Rufino e di Via Castagnola e la loro eventuale ricostruzione in quota non interferente con il profilo di piena del Torrente Rupinaro, peraltro di difficile realizzabilità visto il contesto urbano della città di Chiavari, (scenario B) si ottiene una situazione di ambiti normativi riportata in Figura 83; alcuni miglioramenti sono apprezzabili soprattutto nei pressi della confluenza Campodonico-Rupinaro.

Si è provato a prevedere un'innalzamento di ulteriori 30 cm dei muretti ma senza avere significativi miglioramenti rispetto alla situazione suddetta; l'effetto che si ottiene è una traslazione dell'accumulo dei volumi nella zona più a valle corrispondente all'abitato di Chiavari; tale soluzione risulta anche maggiormente impattante sul contesto urbano.

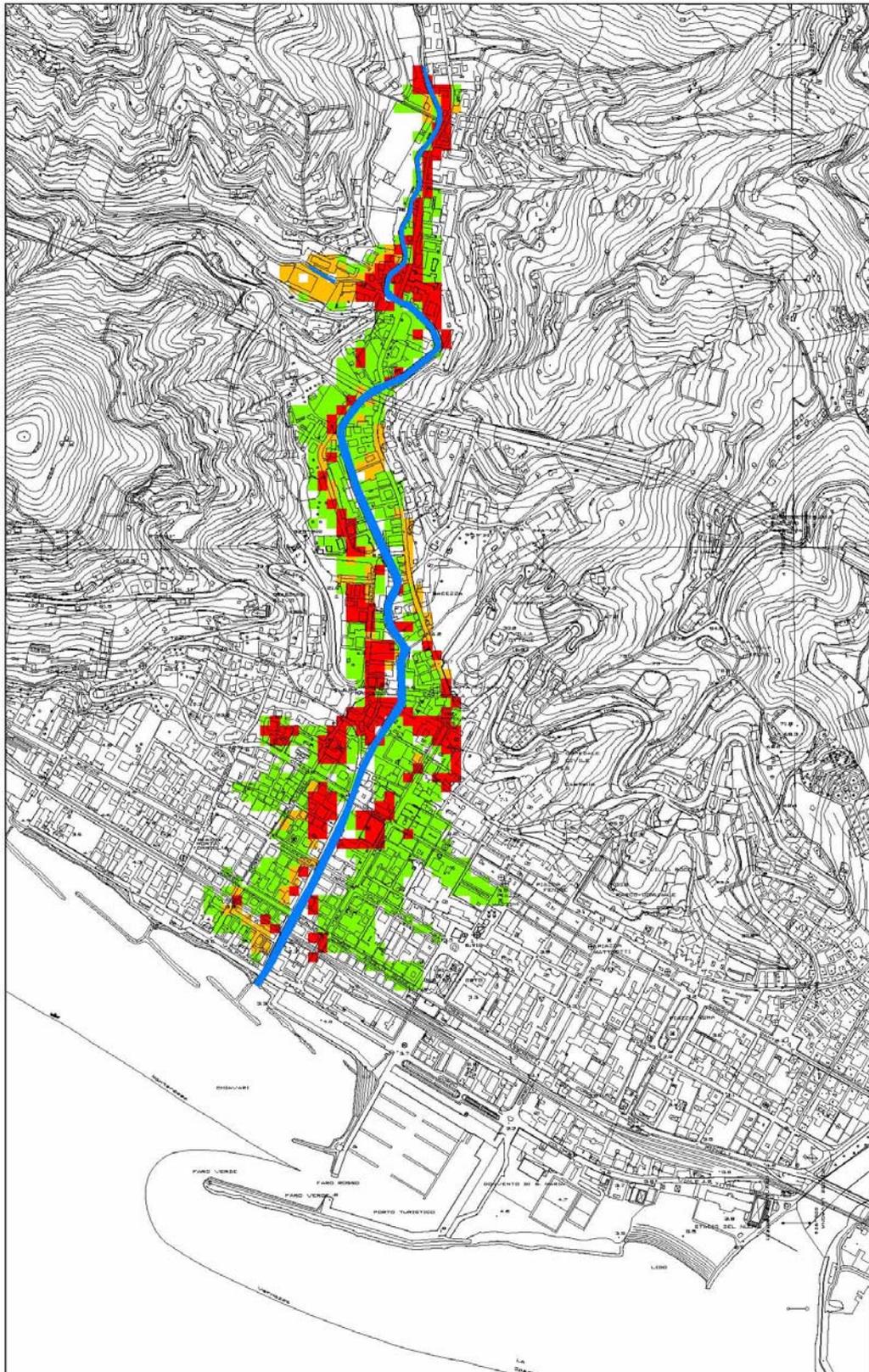


Figura 82 – Carta Ambiti Normativi - Scenario A – Parapetti ponti a 1.2 m da p.c. - Muri adeguati in altezza - Ponti Via S.Rufino e Via Castagnola adeguati

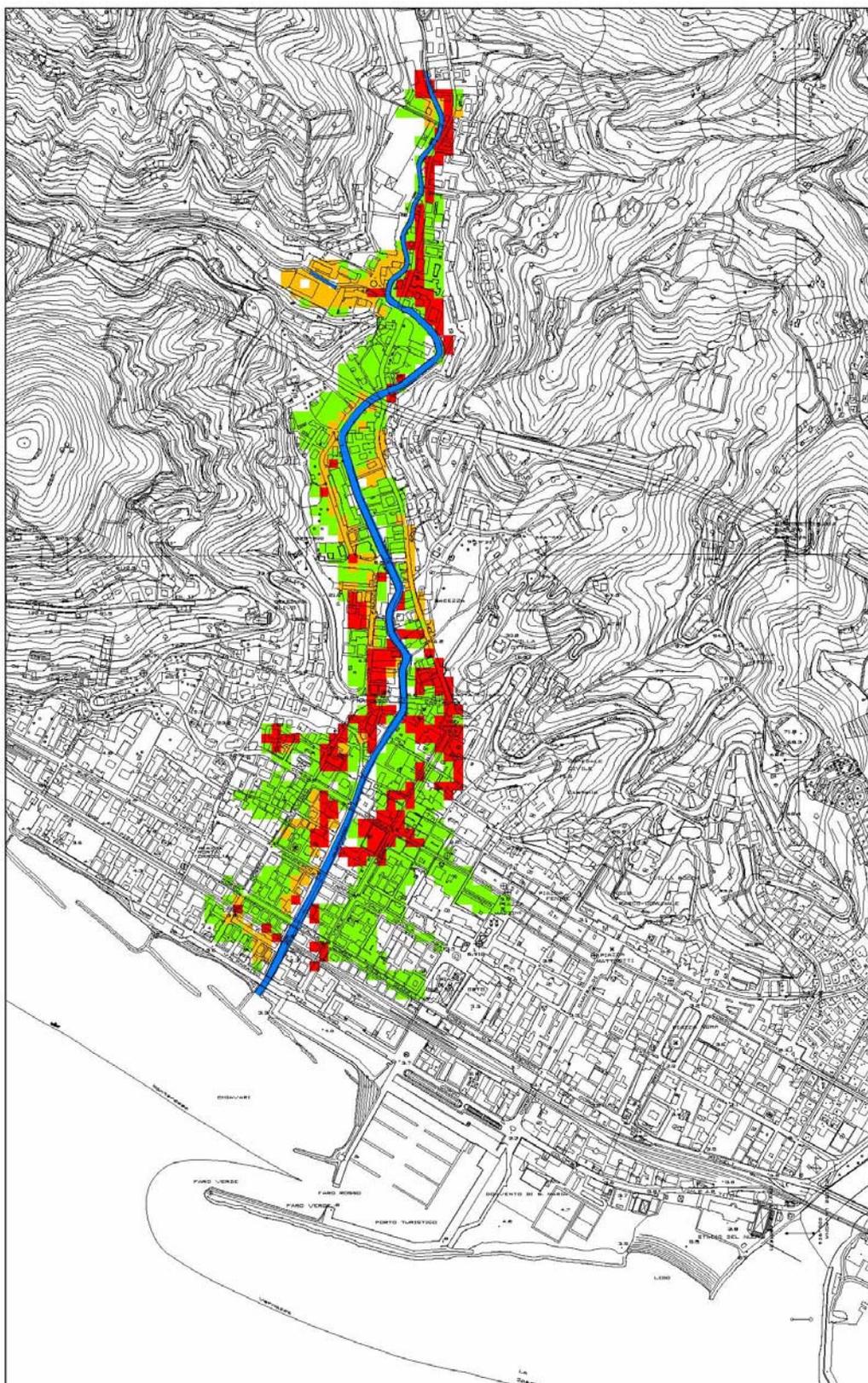


Figura 83 – Carta Ambiti Normativi - Scenario B – Parapetti ponti a 1.2 m da p.c. - Muri adeguati in altezza - Ponti Via S.Rufino e Via Castagnola eliminati



12.1.3 Approfondimento e allargamento sistematico della sezione esistente

Un intervento di allargamento della sezione non è stato preso in considerazione, in quanto il Torrente Rupinaro scorre in tessuto urbano consolidato, nel quale spesso la sponda è costituita dal muro stesso di un'abitazione o ad esso è molto vicina; sarebbe necessario, inoltre, demolire completamente i muri di sponda attuali per poi ricostruirli più a lato ed adeguare la platea di fondo, comportando possibili problemi di stabilità degli edifici limitrofi.

Un intervento di approfondimento del fondo alveo lungo tutto il corso d'acqua risulta di difficile realizzazione perché comporterebbe la necessaria demolizione della platea di fondo e sottofondazione non solo del muro di sponda esistente, ma anche di tutti gli edifici la cui stabilità risulterebbe, altrimenti, compromessa.

L'effetto di un abbassamento del fondo di 1 m prevedendo anche la realizzazione dei parapetti a 1.2 m da p.c. e l'elevazione dei muri laterali, nonché l'eliminazione dei ponti su via San Rufino e via Castagnola è stato studiato con modello FLO-2D ma il riscontro è stato di un localizzato miglioramento nella parte di monte fino all'abitato di Chiavari, cui corrisponde un peggioramento nell'area dell'abitato stesso, a causa della traslazione dei punti di esondazione, e quindi dei volumi esondati, verso valle.

L'intervento è, quindi, sconsigliabile anche dal punto di vista idraulico.



12.1.4 Approfondimento localizzato della sezione esistente

Approfondimenti localizzati possono essere applicati lungo singoli tratti di corso d'acqua a fronte di verifiche adeguate sulle strutture limitrofe esistenti.

Un intervento localizzato di abbassamento di circa 50 cm del fondo è stato previsto nell'ambito dello studio commissionato da RFI sul ponte ferroviario per verificarne l'adeguatezza.

L'abbassamento è previsto in modo progressivo a partire dalla progressiva Corso Italia al gradino attualmente presente sul fondo alveo a valle ponte ferroviario oppure a partire dalla progressiva Viale Tappani al gradino stesso.

In merito è stata realizzata una simulazione con modello FLO-2D che prevede la situazione di stato attuale senza interventi se non la riprofilatura dell'alveo fra Corso Italia e ponte ferroviario (Scenario D), considerato più efficace fra i due.

La simulazione dà risultati equivalenti allo stato attuale in quanto l'intervento localizzato non influisce significativamente sul sistema complessivo dei deflussi (prevale l'effetto di scorrimento sul floodplain esterno al corso d'acqua) e non risulta apprezzabile alla scala di studio generale.

La Carta degli ambiti risultante è equivalente a quella di stato attuale.

Esso è, comunque, localmente efficace per risolvere il problema di deflusso al di sotto del ponte con franco superiore all'attuale e migliora la situazione attuale anche alla luce di una futura sistemazione complessiva del corso d'acqua.



12.1.5 Verifica strutturale muri di sponda

I muri di sponda del Torrente Rupinaro sono costituiti da blocchi di pietra di medie dimensioni cementati fra loro.

In molti tratti, essi risultano danneggiati o permeabili o non strutturalmente adeguati.

Questo, durante l'ultima alluvione, ha comportato effetti di filtrazione dal corso d'acqua verso l'esterno e, cosa più grave, crolli che hanno causato, in un caso, una vittima che da uno di essi è stato investito.

Risulta, pertanto, fondamentale procedere ad una verifica di impermeabilità e strutturale dei muri di sponda in pietra attualmente esistenti, prima di procedere ad un'eventuale sopraelevazione, al fine di prevederne il rifacimento dei tratti in cui non fosse assicurata la loro adeguatezza.



12.1.6 Interventi effettivamente possibili su ponti e sezione

Alla luce delle considerazioni di cui ai sottoparagrafi precedenti, effettivamente, gli interventi proponibili al lato pratico sulle sezioni e sui ponti lungo il Torrente Rupinaro ed il Rio di Campodonico sono:

Rifacimento ponti di Via San Rufino e di Via Castagnola con travi sotto impalcato di spessore inferiore all'attuale;

Adeguamento parapetti dei ponti con realizzazione da entrambi i lati di un muretto in c.a. fino ad un'altezza di 1.2 m;

Verifica strutturale dei muri di sponda esistenti ed eventuale demolizione e ricostruzione in caso non fossero adeguati;

Sopraelevazione dei muri di sponda nei tratti compresi tra i ponti e raccordo con la quota di testa dei parapetti previsti su essi;

Periodica pulizia del fondo.

Abbassamento solo localizzato del fondo a fronte di accertamenti sulla stabilità degli edifici limitrofi.

La Tavola 12: "Possibili interventi di sistemazione" riporta in planimetria, per singoli tratti, gli interventi di cui sopra.

Questi interventi non sono sufficienti a evitare l'esondazione dei corsi d'acqua in oggetto di studio, in quanto le portate entranti sono troppo elevate.

Occorre intervenire a monte dei tratti urbani per eliminare parte del contributo di portata in caso durante l'evento di piena. Di questo si disquisirà nei paragrafi seguenti.



12.2 Interventi in foce

Si è presa in considerazione l'ipotesi di intervenire nell'area della foce eliminando il pennello presente.

Si è simulato, allo stesso modo della situazione attuale esposta in §10, con il modello bidimensionale RMA-2, lo scenario senza di esso, ma l'effetto dell'intervento sul deflusso verso mare è risultato di modesta entità.

L'abbassamento dei livelli in foce è rimasto contenuto entro i 10 cm, e il suo effetto si fa sentire per poche decine di metri verso monte foce, all'interno del corso d'acqua.

Tale intervento è sconsigliato in quanto non necessario.



12.3 Interventi in zona collinare a monte tratto studio

Gli interventi nei tratti di Rupinaro e Campodonico in oggetto non sono completamente efficaci se non si procede ad un taglio delle portate che affluiscono ad essi, provenienti dal bacino collinare di monte.

Si sono prese in considerazione due ipotesi: la realizzazione di un canale scolmatore e la realizzazione di casse di espansione.

12.3.1 Canale scolmatore

Una prima ipotesi per eliminare parte della portata dal Torrente Rupinaro e dal Rio Campodonico è possibile realizzare uno scolmatore in galleria, lungo circa 3 km, che ha inizio nell'area collinare del primo, attraversa il monte Castello, raccoglie parte delle acque del Campodonico e scarica in mare.

La realizzazione dello scolmatore è possibile ma molto costosa e soggetta a incontro di possibili problemi geologici.

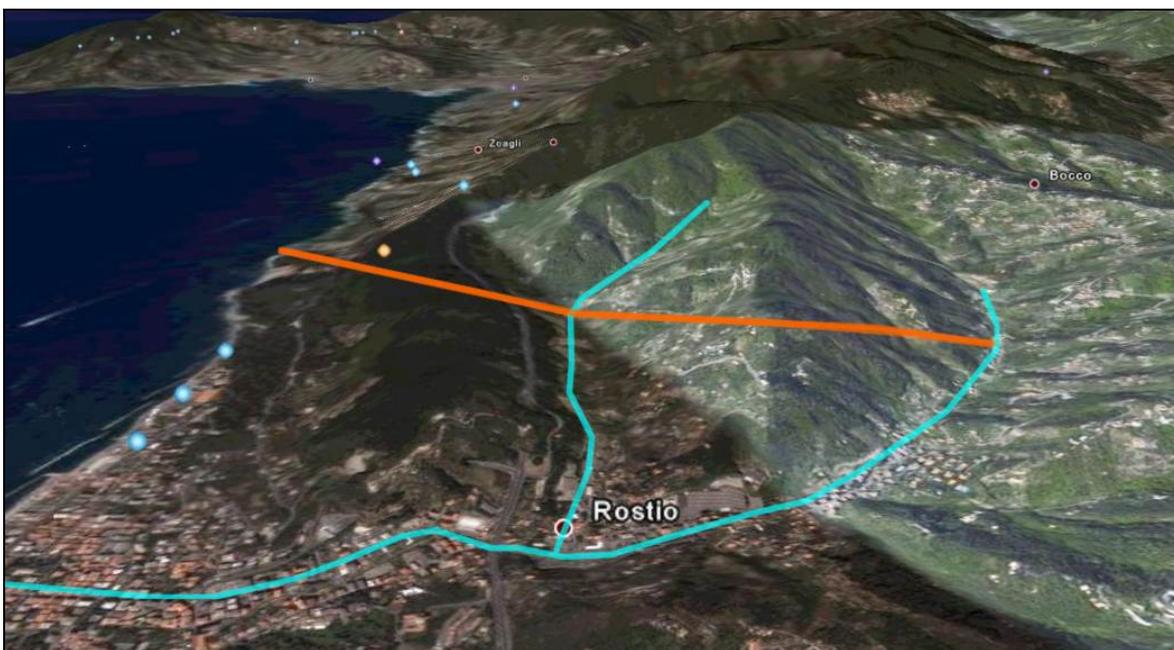


Figura 84 – Ipotesi tracciato scolmatore in galleria



12.3.2 Casse di espansione

Nelle aree collinari è possibile prevedere traverse di sbarramento che trattengano l'acqua durante gli eventi di piena e la rilascino in modo controllato durante e dopo tali eventi.

Gli invasi sono stati dimensionati in modo da assicurare la protezione completa del territorio di San Pier di Canne e Chiavari dagli eventi di piena con tempo di ritorno 50 anni e smorzare in modo significativo gli effetti degli eventi di piena con tempo di ritorno 200 anni.

Per valutare i volumi di invaso necessari, sono state realizzate una serie di simulazioni FLO-2D al fine di determinare le massime portate entranti da Campodonico e Rupinaro, che la rete in analisi possa accettare senza che avvenga esondazione.

Per il Rio di Campodonico è risultata essere $40 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre per il Torrente Rupinaro è risultata pari a $60 \text{ m}^3/\text{s}$ circa.

Si è agito poi sull'idrogramma cinquantennale per ottenere i volumi da invasare per fermare la portata in eccesso rispetto a quella massima determinata.

Risulta necessario invasare circa 65000 m^3 di acqua lungo il Rupinaro e circa 50000 m^3 lungo il Campodonico.

Gli sbarramenti previsti sono disposti in maniera trasversale; due possibili localizzazioni sono riportate nelle figure seguenti.

La Figura 85 riporta una prima ipotesi che prevede la realizzazione di due casse di espansione, una lungo il Rio di Campodonico alta circa 3 m e con capacità invasante di 50000 m^3 circa ed una lungo il Torrente Rupinaro alta circa 5 m e con capacità invasante di circa 63500 m^3 .

La Figura 86 riporta una seconda ipotesi che prevede la realizzazione di tre casse di espansione, una lungo il Rio di Campodonico alta circa 3 m e con capacità invasante di 50000 m^3 circa e due lungo il Torrente Rupinaro: quella più a monte alta circa 4 m con capacità invasante di circa 35000 m^3 e quella più a valle alta circa 2.5 m con capacità invasante di circa 30000 m^3 ; quest'ultima vasca richiede la delocalizzazione di alcune strutture abitative.

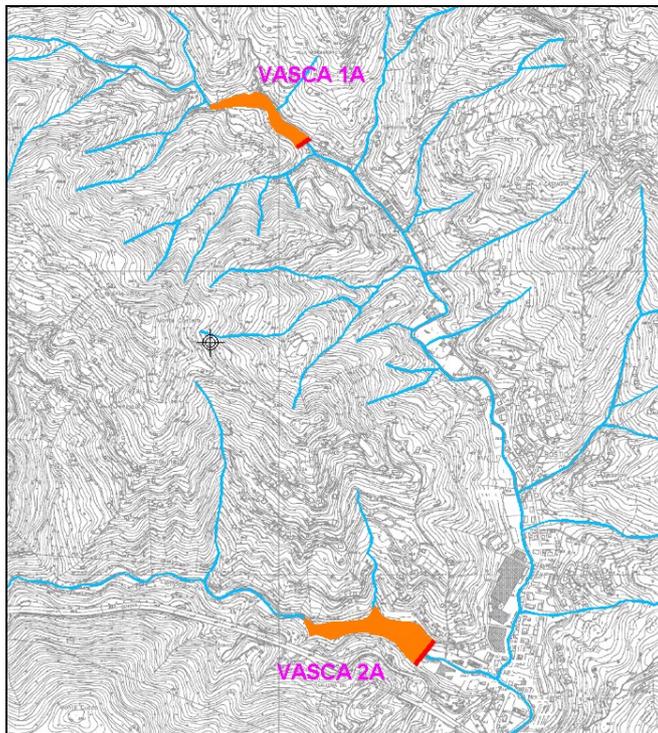


Figura 85 – Ipotesi A di localizzazione casse di espansione su Rupinaro e Campodonico

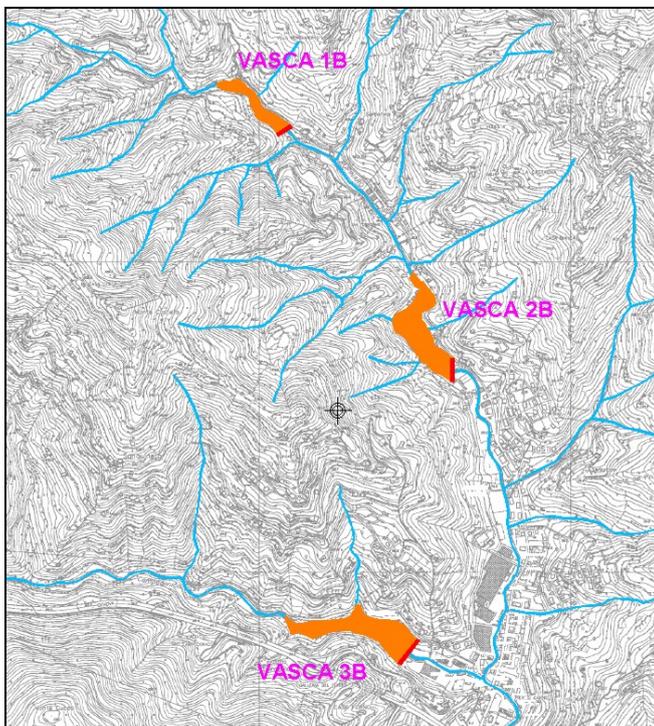


Figura 86 – Ipotesi B di localizzazione casse di espansione su Rupinaro e Campodonico



In questo studio si propongono due ipotesi di localizzazione.

Nel caso si perseguisse il filone progettuale delle vasche di laminazione dovranno essere effettuati accertamenti in merito e approfonditi studi sulle aree che saranno oggetto di allagamento; in esse non dovranno esserci insediamenti a meno di procedere a delocalizzazione di essi.

L'effetto che si ottiene dal punto di vista degli ambiti normativi sulla porzione di territorio analizzata, nel caso di realizzazione delle vasche previste, dell'innalzamento dei parapetti a 1.2 m dal p.c., dall'elevazione dei muretti e dall'eliminazione dei ponti di Via San Rufino e di Via Castagnola è riportata in Figura 87.

Se si volesse evitare anche la fuoriuscita della portata duecentennale dall'alveo, si è stimato che occorrerebbe triplicare le volumetrie suddette con evidenti difficoltà di localizzazione delle vasche

La soluzione delle vasche di laminazione è preferibile a quella dello scolmatore in quanto di più rapida e semplice realizzazione e gestione.

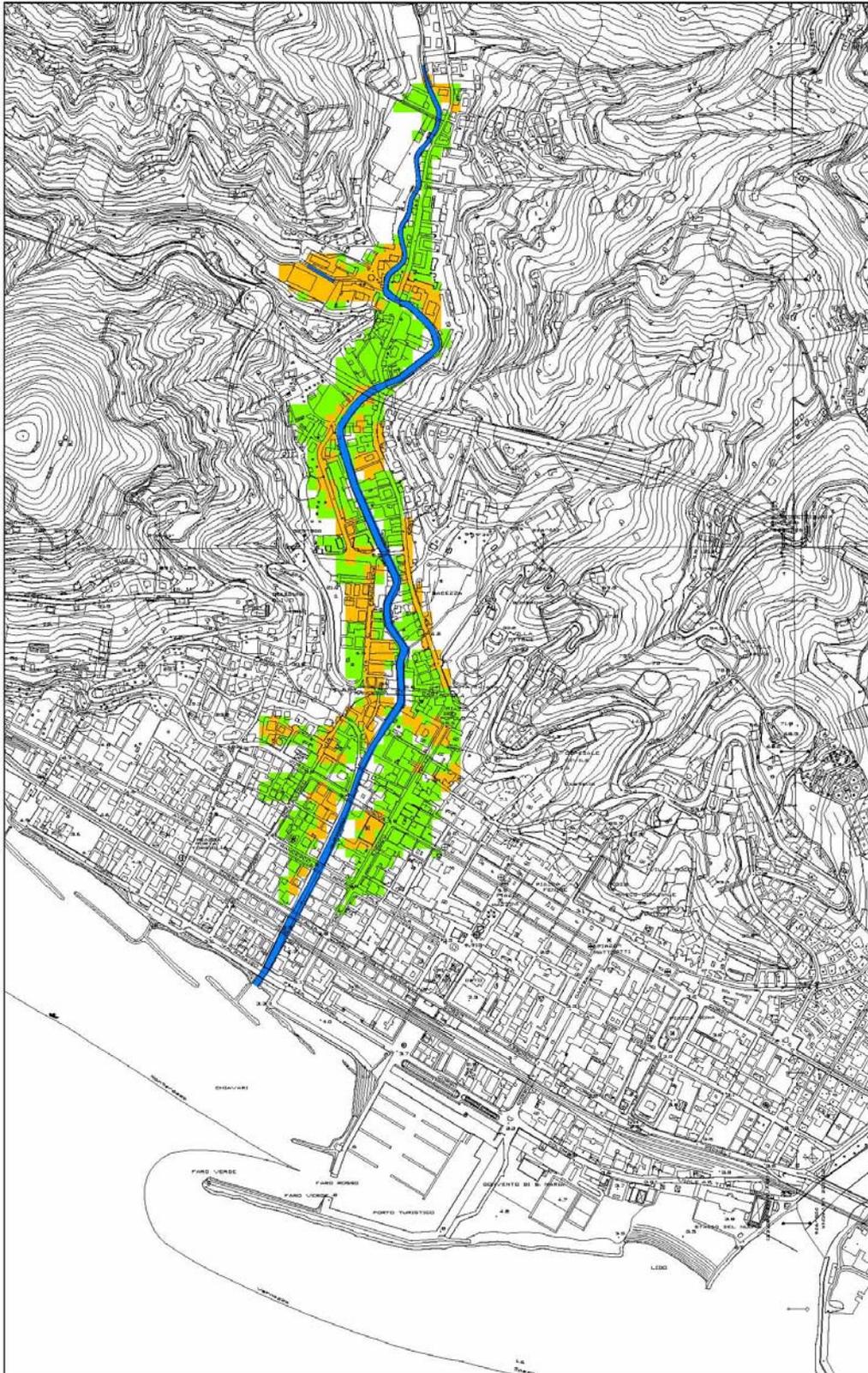


Figura 87 – Carta Ambiti Normativi - Scenario E – Parapetti ponti a 1.2 m da p.c. - Muri adeguati in altezza - Ponti Via S.Rufino e Via Castagnola eliminati – Vasche laminazione a monte confluenza



12.4 Aspetti economici – Stima costi interventi proposti

Si è proceduto ad una prima valutazione di massima dei costi di realizzazione degli interventi di possibile sistemazione idraulica di cui si è disquisito nei paragrafi precedenti per dare un'idea dell'ordine di grandezza della spesa da affrontare per ognuno di essi.

L'elevazione dei parapetti a 1.2 m dal piano viabile e la conseguente elevazione dei muretti di sponda da realizzarsi in calcestruzzo armato costa circa 1.400.000 €.

Nel caso in cui si dovessero ricostruire i muri laterali lungo tutto il tratto di Torrente Rupinaro occorrerebbe spendere circa 4.000.000 €.

L'abbassamento del fondo di 1 m con ricostruzione della platea e dei muri e l'eventuale sottofondazione delle case presenti a fianco della sponda costa circa 13.000.000 €.

La realizzazione del canale scolmatore in galleria, della lunghezza di circa 3 km, costa alcune decine di milioni di euro (stima 30.000.000 €).

La realizzazione degli sbarramenti lungo le valli del Rio di Campodonico e del Torrente Rupinaro costano circa 200.000 €, per ciascun sbarramento; in questo caso occorrerà valutare anche i costi elevati di esproprio delle superfici coperte dalle vasche.

I costi sono da considerarsi come assolutamente indicativi in quanto non si è scesi nel dettaglio costruttivo.

In caso di attuazione di uno di questi interventi occorrerà eseguire approfondimenti in sede di studio di fattibilità e progetto preliminare al fine di dare una valutazione più precisa e mirata della loro entità economica.



13. CONCLUSIONI

Il presente studio ha evidenziato l'elevato livello di pericolosità che determinano attualmente gli eventi di piena all'interno della porzione di territorio del Comune di Chiavari esaminata.

La Carta delle Aree Inondabili e quella degli Ambiti Normativi, allegate alla presente, permettono di avere un diretto riscontro del livello di rischio che sussiste nelle varie zone indagate al fine di procedere ad una corretta pianificazione degli interventi sul territorio.

Sono stati proposti, inoltre, alcuni interventi per evitare l'esondazione dei corsi d'acqua esaminati da attuarsi a monte dell'area urbana (casse di espansione in area collinare) ed in area urbana di San Pier di Canne e Chiavari (adeguamento ponti, muri di contenimento lungo i parapetti dei ponti e innalzamento muri laterali di sponda previa verifica dello stato di stabilità dei muri esistenti).