

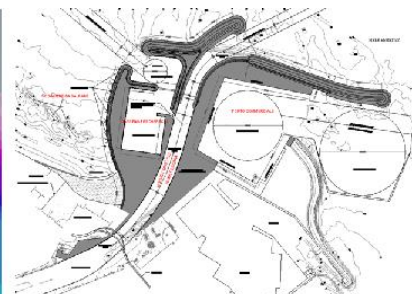
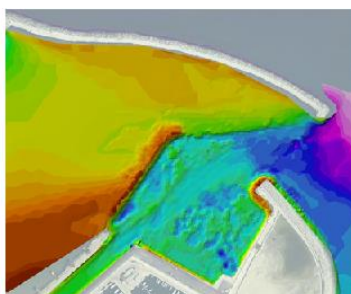


CITTÀ DI PESCARA

APPROFONDIMENTI E IMPLEMENTAZIONI DEGLI STUDI IDRAULICI E DI MORFODINAMICA FLUVIALE E COSTIERA A CORREDO DEL P.R.P. DI PESCARA

CIG 66247157C1

CUP J22I16000000001



1

Relazione descrittiva delle attività condotte e dei risultati ottenuti

Scala

-

Progettazione

Il progettista

Il responsabile del progetto



WATER AND NATURAL
RESOURCES
CONSULTANTS

Via Guido Rossa, 29/A
35020 Ponte S. Nicolò
Padova - Italia
info@betastudio.it
www.betastudio.it
tel +390498961120
fax +390498961090

BETA Studio srl

Ing. Massimo COCCATO



0	Prima emissione	27.06.2016	ingg. F.Ramazzina, C.Tonetto, N.Sguotti	ing. F.Ramazzina	ing. M.Coccatto
rev.	motivo	data	redatto	verificato	approvato

cod. el. 0930ST01

file 0930ST01_00.docm

Indice

	Pag.
Introduzione	III
1. Raccolta e analisi dei dati	1
1.1 Documenti di riferimento	1
1.2 Rilievi topografici	2
1.2.1 Confronto e validazione dei dati topografici	4
1.3 Elaborazione dei rilievi batimetrici disponibili	6
1.4 Altri dati disponibili	11
2. Studio idraulico	13
2.1 Regime idrologico del fiume Pescara	13
2.1.1 Regime ordinario	14
2.1.1.A Curva caratteristica di durata delle portate	14
2.1.1.B Ricostruzione di una serie di portate annuale	17
2.1.2 Regime di piena	19
2.1.3 Approfondimenti circa la scala delle portate di Santa Teresa	19
2.1.4 Eventi storici	21
2.1.4.A Evento di piena dell'Aprile 1992	21
2.1.4.B Evento di piena del 2013	23
2.2 Elaborazioni idrauliche relative alle portate con TR50, 100 e 200 anni	25
2.2.1 Scelta del modello numerico	25
2.2.2 Implementazione del modello idraulico a fondo fisso	26
2.2.2.A Geometria di calcolo	26
2.2.2.B Condizioni al contorno e di scabrezza	28
2.2.2.C Taratura	29
2.2.3 Risultati ottenuti: profili di piena	32
2.2.4 Risultati ottenuti: velocità di propagazione	38
2.2.5 Risultati ottenuti: pericolosità idraulica	41
2.3 Restituzioni a fiume dei collettori di fognatura	49
2.4 Analisi delle conseguenze del disormeggio dei natanti	54
3. Studio morfologico associato alla dinamica e al trasporto solido fluviale	57
3.1 Il sistema fluviale e la connettività dei processi	57
3.2 Modellazione della dinamica morfologica fluviale	61
3.2.1 Implementazione del modello idraulico a fondo mobile	62
3.2.2 Condizioni al contorno e di scabrezza	64
3.3 Simulazioni condotte e risultati ottenuti	67
3.3.1 Simulazione degli eventi di piena	67
3.3.2 Simulazione di medio periodo	74
3.3.3 Valutazione del profilo di equilibrio in configurazione di PRP	79
3.4 Sintesi dei risultati ottenuti	81
4. Studi morfologici associati alla dinamica litoranea	83
4.1 Dati meteomarini	83
4.1.1 Variazioni del livello del mare	83
4.1.2 Dati di vento	84
4.1.3 Clima ondosso al largo	85
4.1.3.A Correlazione altezza-periodo	88
4.1.4 Propagazione sotto costa di mareggiate significative	89
4.1.4.A Settaggio del modello	90
4.1.4.B Risultati della propagazione	92
4.2 Evoluzione morfodinamica storica	95
4.3 Studio morfologico dell'evoluzione del litorale in stato attuale	98
4.3.1 Premessa alla modellazione	98
4.3.2 Propagazione del moto ondosso sotto costa	99
4.3.3 Profondità di chiusura e altezza di swash	101

4.3.4	Taratura del modello.....	101
4.3.4.A	Considerazioni preliminari.....	101
4.3.4.B	Parametri utilizzati nel modello	102
4.3.4.C	Risultati taratura	104
4.3.5	Evoluzione morfologica in stato attuale.....	105
4.3.5.A	Parametri utilizzati nel modello	105
4.3.5.B	Evoluzione della linea di riva in configurazione attuale.....	106
4.4	Circolazione idrodinamica in configurazione attuale	107
4.4.1	Settaggio del modello.....	107
4.4.1.A	Condizioni di input imposte nel modello.....	109
4.4.2	Propagazione del moto ondoso sotto costa	109
4.4.3	Circolazione idrodinamica	111
4.5	Trasporto solido in configurazione attuale	117
4.5.1	Settaggio del modello.....	117
4.5.1.A	Durata delle simulazioni	117
4.5.1.B	Sedimentologia utilizzata	117
4.5.2	Trasporto solido ed evoluzione dei fondali	118
4.5.3	Considerazioni sui volumi di trasporto litoraneo.....	126
4.5.3.A	Volumi di trasporto litoraneo annui	127
4.6	Dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara in configurazione attuale	128
4.6.1	Settaggio del modello.....	128
4.6.1.A	Condizioni di input	128
4.6.2	Circolazione idrodinamica	130
4.6.3	Trasporto solido	133
4.6.4	Aree di deposizione dei sedimenti del F. Pescara.....	137
4.7	Descrizione della configurazione di P.R.P.	141
4.8	Evoluzione del litorale in configurazione di P.R.P.	141
4.8.1	Parametri utilizzati nel modello.....	142
4.8.2	Evoluzione della linea di riva in configurazione di P.R.P.	142
4.9	Circolazione idrodinamica in configurazione di P.R.P.....	143
4.9.1	Settaggio dei modelli.....	143
4.9.1.A	Condizioni di input imposte nel modello.....	144
4.9.2	Propagazione del moto ondoso sotto costa in configurazione di P.R.P.	144
4.9.3	Circolazione idrodinamica in configurazione di P.R.P.	148
4.10	Trasporto solido in configurazione di P.R.P.	153
4.10.1	Trasporto solido ed evoluzione dei fondali	153
4.10.2	Considerazioni sui volumi di trasporto litoraneo in configurazione di P.R.P.	161
4.10.2.A	Volumi di trasporto litoraneo annui	162
4.11	Dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara in configurazione di P.R.P.....	163
4.11.1	Circolazione idrodinamica	163
4.11.2	Trasporto solido	165
4.11.3	Aree di deposizione dei sedimenti del F. Pescara.....	167
4.11.4	Conclusioni risultati ottenuti	170
5.	Conclusioni	171
5.1	Studio idraulico	171
5.2	Studio morfologico fluviale	173
5.3	Studio morfodinamico costiero	174
5.4	Ulteriori approfondimenti conoscitivi	176
App. A	Il modello idraulico InfoWorks ICM.....	A.1
App. B	Il modello idraulico MIKE 21C	B.1
App. C	Descrizione del codice di calcolo STWAVE.....	C.1
App. D	Descrizione del codice di calcolo CMS-flow	D.1
App. E	Descrizione del codice di calcolo GENESIS	E.1

Introduzione

In data 05.05.2016 il Comune di Pescara ha affidato a BETA Studio l'incarico per la redazione degli "Approfondimenti e implementazioni degli studi idraulico e di morfodinamica fluviale e costiera a corredo del P.R.P. di Pescara".

Lo studio è finalizzato a **calcolare la capacità di trasporto solido e le tendenze di evoluzione morfologica del tratto urbano del fiume Pescara e della zona litoranea prossima alla foce** in riferimento a cinque diverse configurazioni:

- 1) Attuale;
- 2) Porte chiuse (varchi di via Orazio, museo delle genti e ponte villa Fabio);
- 3) PRP nella condizione porte chiuse;
- 4) Vasche (casce di laminazione sul f. Pescara) nella condizione porte chiuse;
- 5) Vasche (casce di laminazione sul f. Pescara) + PRP nella condizione porte chiuse.

Per quanto riguarda le porte di cui alle configurazioni 2, 3, 4, 5, si tratta dei varchi n.2, 3, 4, indicati in Figura 0.1.

Per "PRP" qui e nel seguito del documento si intende l'assetto di progetto del Piano Regolatore Portuale come da progetto del 2008, la cui planimetria è riportata in Figura 0.2.

Le "vasche" sono gli interventi del Progetto "Opere di laminazione delle piene del fiume Pescara" e sono costituite da tre aree di espansione per la laminazione delle piene, nei comuni di Rosciano, Cepagatti, Manoppello e Chieti, a monte delle principali situazioni di rischio idraulico (Figura 0.3).

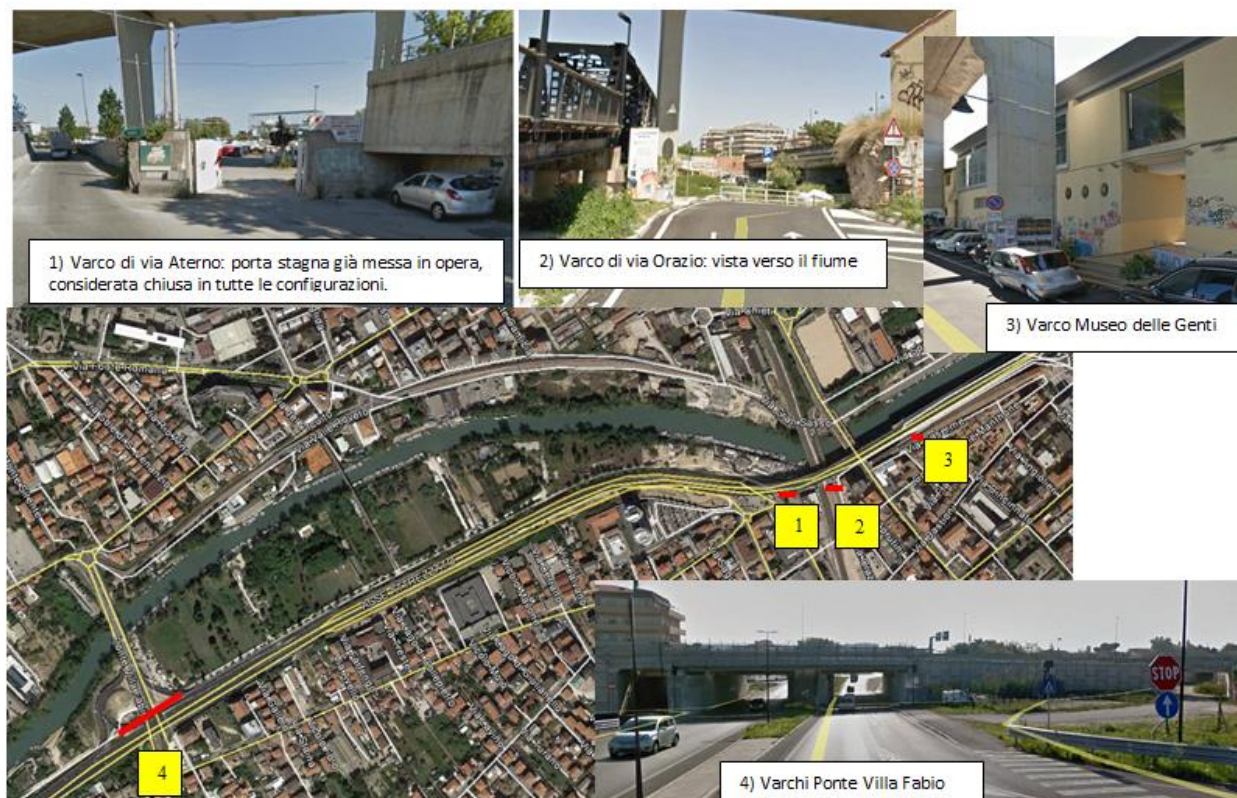


Figura 0.1 – Individuazione dei varchi.

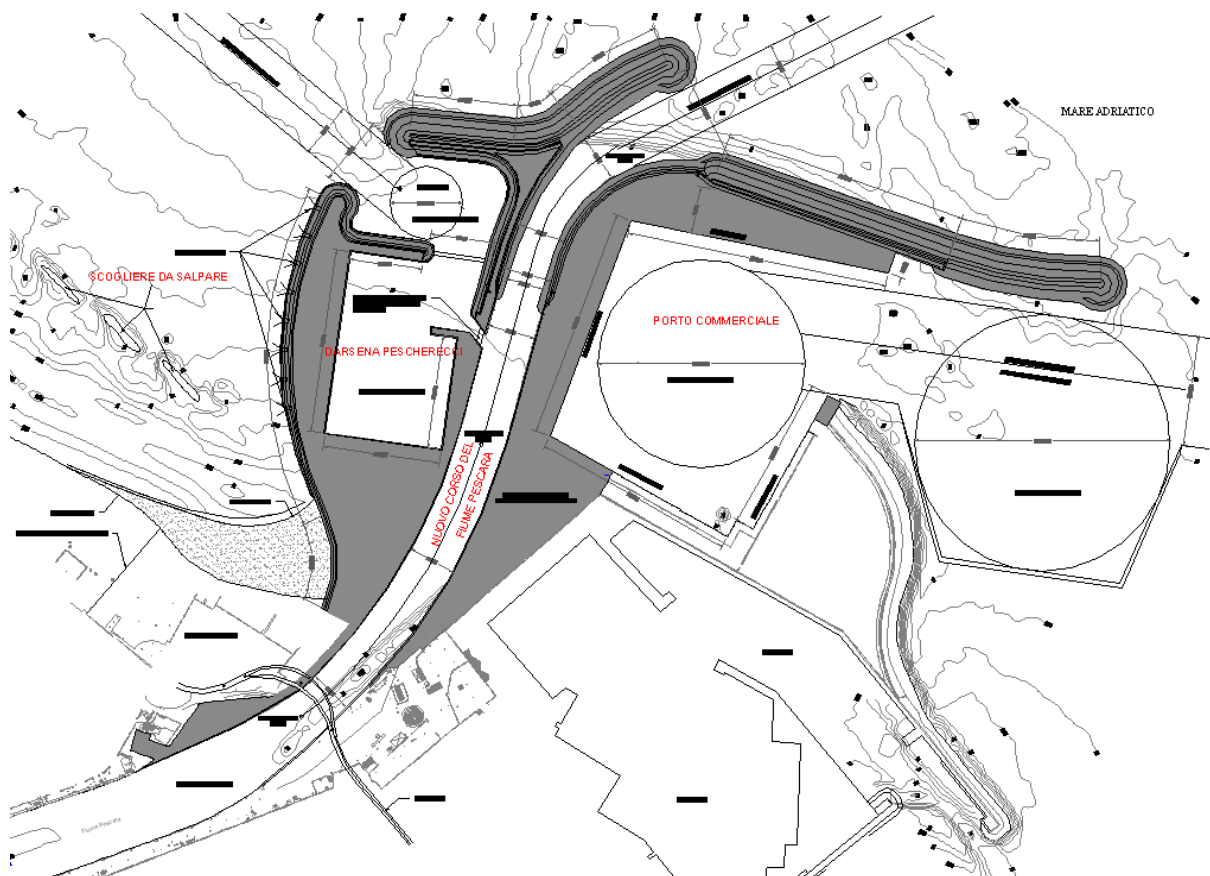


Figura 0.2 – Planimetria del Piano Regolatore Portuale 2008 (PRP) – Estratto Tavola M7.

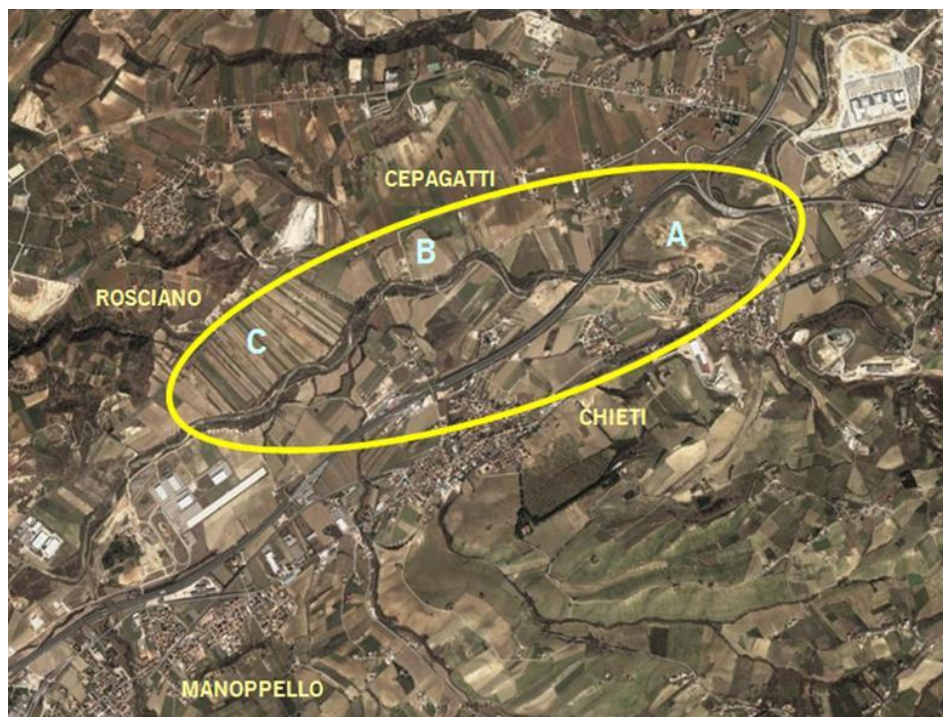


Figura 0.3 – Ubicazione delle casse di laminazione sul f. Pescara ("vasche").

Le analisi sono orientate ad effettuare un **confronto tra le configurazioni**, al fine di **determinare l'evoluzione del profilo di fondo nel fiume Pescara** nell'intero tratto urbano fino allo sbocco a mare nelle diverse configurazioni di

cui sopra **e i volumi di dragaggio** previsti per mantenere i fondali del tratto terminale allo stato di progetto. Inoltre, poiché non è possibile assicurare la irrilevanza delle nuove opere sulla stabilità della linea di riva a nord e a sud del porto, così come quella dei fondali in corrispondenza alla foce del fiume Pescara, l'analisi a fondo mobile dovrà essere sviluppata tenendo conto del trasporto delle sabbie, avente come conseguenza **l'alterazione dei fondali e della linea di riva dovute alle correnti**.

Lo studio si articola in tre parti che prevedono attività di approfondimento e implementazione di alcuni aspetti degli studi di settore a corredo della proposta di PRP ed in particolare di quelli riguardanti l'idraulica e la morfodinamica fluviale e la morfodinamica costiera.

La presente Relazione descrive gli studi condotti ed i risultati ottenuti. In particolare:

- il Capitolo 1 descrive la documentazione ed i dati reperiti ed utilizzati.
- il Capitolo 2 riporta le valutazioni di carattere idraulico inerenti:
 - la ricostruzione del regime ordinario e di piena del f. Pescara;
 - le elaborazioni idrauliche relative alle portate con tempo di ritorno di 50, 100 e 200 anni, sulla base di sezioni dedotte da campagna topografica aggiornata, mirate all'individuazione dei profili liquidi e alla stima della pericolosità idraulica per le diverse configurazioni;
 - l'indicazione delle restituzioni a fiume dei collettori di fognatura;
 - l'analisi delle conseguenze del disormeggio dei natanti di varia tipologia ormeggiati lungo le rive del fiume Pescara per un tratto che si estende alcuni km a monte del ponte della ferrovia.
- il Capitolo 3 descrive lo studio morfologico associato alla dinamica fluviale e al trasporto solido fluviale ed in particolare:
 - la connettività dei processi;
 - l'implementazione del modello idraulico a fondo mobile ed i risultati ottenuti sia per gli eventi di piena che per il medio periodo;
 - valutazioni circa il profilo di equilibrio del fiume nello stato di progetto;
- il Capitolo 4 riguarda gli studi morfologici associati alla dinamica litoranea e descrive:
 - l'analisi dei dati meteomarini (livello del mare, vento, clima ondoso, ...);
 - la propagazione sotto costa di mareggiate significative;
 - l'evoluzione morfodinamica storica;
 - l'evoluzione del litorale, la circolazione idrodinamica, il trasporto solido e la dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara durante eventi di piena in configurazione attuale;
 - l'evoluzione del litorale, la circolazione idrodinamica, il trasporto solido e la dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara durante eventi di piena in configurazione di PRP;
- il Capitolo 5 riassume le conclusioni dello studio.

Le Appendici (A – E) riportano i modelli di calcolo utilizzati, mentre l'Allegato 1 riporta le sezioni del rilievo topografico eseguito dagli Scriventi nel maggio 2016.

1. Raccolta e analisi dei dati

1.1 Documenti di riferimento

I documenti e gli studi specialistici a disposizione utilizzati come riferimento per la redazione del presente studio sono i seguenti:

[01]	Elaborati di Progetto e dello Studio di Impatto Ambientale del Piano Regolatore Portuale (2008).
[02]	Parere n.56 del 10/12/2014 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
[03]	Parere n.21 del 22/10/2015 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
[04]	Comune di Pescara <i>“Verifica di compatibilità idraulica della proposta di P.R.P. della Città di Pescara. Rapporto di prova”</i> (Settembre 2015).
[05]	<i>Città di Pescara. Piano Demaniale Comunale. La linea di costa: evoluzione morfologica degli ultimi decenni</i> (2007).
[06]	<i>Porto di Pescara. Primi interventi di adeguamento strutturale. Lavori di realizzazione di una barriera soffolta. Progetto esecutivo</i> (2015).
[07]	<i>Porto di Pescara. Lavori di apertura della diga foranea e opere di protezione del porto di Pescara. Progetto definitivo - 1° stralcio</i> (2015).
[08]	<i>Rapporto tecnico sulla piena del fiume Pescara verificatasi dall'1 al 6 dicembre 2013 – Osservazioni preliminari</i> . Rev. 2 del 26 febbraio 2014 (ARTA Abruzzo, Febbraio 2014).
[09]	SIDITA s.r.l., (2006): <i>Relazione idraulica del Progetto Definitivo “Parco per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili”</i>
[10]	CESI (2005): <i>Indagine sulle metodologie di regionalizzazione per la valutazione della disponibilità idrica, integrazione con i dati meteo-idrologici disponibili e applicazione ad un caso studio</i> .
[11]	Annali idrologici.
[12]	Regione Abruzzo (2007): <i>Piano stralcio di difesa dalle alluvioni (PSDA)</i> .
[13]	Aggiornamento della Carta della Pericolosità (Autorità di Bacino della Regione Abruzzo, Marzo 2016).
[14]	ACA (2009): <i>Ricognizione della rete afferente al depuratore di via Raiale del Comune di Pescara e dei relativi scolmatori</i> .
[15]	ACA: <i>Relazione tecnica generale del Progetto Esecutivo “Intervento per il disinquinamento del fiume Pescara – DK15</i> .
[16]	ACA: <i>Sistema fognario golenale di Pescara – scaricatori di piena Relazione tecnica amministrativa</i> .
[17]	Prof. Ing. A. Noli, MODIMAR S.r.l., TECNOCONSUD S.r.l., MEDIF S.r.l. e ALPINE O.S.S. S.r.l. per conto della Regione Abruzzo (2004): <i>“B3 Studio morfodinamico” del Progetto Esecutivo dei “Lavori di riqualificazione ambientale di difesa delle aree della fascia litoranea di Martinsicuro, Pescara Sud – Francavilla al Mare, Fossacesia, Casalbordino, Vasto, Montesilvano e Pineto – Silvi”</i> .
[18]	Ing. Amedeo d'Aurelio per conto del Comune di Pescara (2013): <i>Relazione di fattibilità ambientale” del Progetto Preliminare di “manutenzione del litorale marino Sud della città di Pescara</i> .
[19]	Carlo Manzo - ARPA Piemonte (2008): <i>“Riduzione del trasporto solido fluviale e modificazioni della linea di riva tra le foci del Vomano e del Pescara: trend storico recente”</i> , articolo di pubblicato su <i>“il Quaternario - Italian Journal of Quaternary Sciences”</i> , 21(1B), 2008 - 193-206
[20]	<i>“La linea di costa – Evoluzione morfologica degli ultimi decenni”</i> , elaborati del Piano Demaniale Comunale della Città di Pescara redatto da Arch. E. Fino e Geometra L. Chiavaroli

[21]	APAT (luglio 2005): <i>Dispersione del deflusso fluviale nell'area portuale di Pescara: proposte preliminari di intervento</i> , Rapporto tecnico-scientifico.
[22]	Bruce R. Sutherland, Kai J. Barrett e Murray K. Gingras (2014): <i>Clay settling in fresh and salt water</i> , articolo pubblicato su "Environmental Fluid Mechanics", 2014.
[23]	AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO – ADBPO (2008). <i>Il recupero morfologico ed ambientale del Fiume Po. Il contributo del programma generale di gestione dei sedimenti del Fiume Po</i> . Edizioni Diabasis, 50 pp
[24]	BUCCOLINI M., SCIARRA N. (1989): <i>Conoscenze geologico – tecniche e distribuzione dei fenomeni franosi della Provincia di Pescara</i> . Studi Geologici Camerti, XI, pp. 23-35.
[25]	BULL W.B. (1979). <i>Threshold of critical power in streams</i> . Geological Society of America Bulletin, 90, 453-464.
[26]	D'ALESSANDRO L., DEL SORDO L., BUCCOLINI M., MICCADEI E., URBANI A. (2007) In APAT: <i>Rapporto sulle Frane in Italia. Il Progetto IFFI - Metodologia, risultati e rapporti regionali</i> pp. 463-492.
[27]	D'ALESSANDRO L., MICCADEI E., PIACENTINI T. (2003): <i>Morphostructural elements of Central– Eastern Abruzzi: contributions to the study of the role of tectonics on the morphogenesis of the apennine chain</i> . In: <i>Uplift and erosion: driving processes and resulting landforms, International workshop</i> , Siena, September 20 - 21, 2001. Quaternary International, 101-102C; 115-124, Elsevier Science Ltd and INQUA, Oxford U.K.
[28]	KONDOLF G.M. (1994). <i>Geomorphic and environmental effects of instream gravel mining. Landscape and Urban Planning</i> , 28, 225-243.
[29]	MICCADEI E. (1993): <i>Geologia dell'area Alto Sagittario-Alto Sangro</i> . Geologica Romana, 29, pp. 463-481.
[30]	MICCADEI E., BARBERI R., CAVINATO G.P. (1999): <i>La geologia quaternaria della Conca di Sulmona (Abruzzo, Italia Centrale)</i> . Geologica Romana, 34, pp. 58-86.
[31]	SCHUMM S.A. (1977). <i>The Fluvial System</i> . Wiley, New York, 338 pp.
[32]	SEAR D.A., NEWSON M.D., THORNE C.R. (2003): <i>Guidebook of Applied Fluvial Geomorphology. Defra/Environment Agency Flood and Coastal Defence R&D Programme, R&D Technical Report FD1914</i> , 233 pp.
[33]	Regione Abruzzo: <i>Intervento di riduzione del rischio idraulico nel Bacino Idrografico del Fiume Aterno – Pescara. Opere di laminazione delle piene del fiume Pescara</i> . Progetto definitivo (2015) e Progetto esecutivo (in corso).

1.2 Rilievi topografici

I dati topografici disponibili per l'area di studio sono:

- sezioni utilizzate nell'ambito del PSDA (2003);
- sezioni fornite dall'Autorità di Bacino in un tratto a monte della ferrovia, di cui però non si hanno informazioni dettagliate su fonte e data di acquisizione;
- sezioni fornite dal Comune di Pescara (dicembre 2015);
- rilievo Laser Scanning LiDAR (Light Detection And Ranging) appartenente al Piano straordinario di Telerilevamento (PST) del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (MATM, 2008);
- batimetrie dell'area portuale fornite dal Comune di Pescara:
 - Rilievo eseguito a cura del S.I.I.T. Lazio Abruzzo e Sardegna, estratto dalla "Tavola M2 – Opere Marittime – Stato Attuale – P.R.P. Vigente" del "Piano Regolatore Portuale 2008"
 - Rilievo di giugno-luglio 2011 eseguito a cura di ARTA Abruzzo, estratto dalla tavola del "Monitoraggio batimetrico del Porto-Canale di Pescara e dell'area antistante il molo di Levante e la diga foranea"
 - Rilievo di agosto 2012 eseguito a cura di ARTA Abruzzo, estratto dalle tavole del "Rilievo

batimetrico dei fondali del bacino portuale di Pescara”

- Rilievo di settembre 2013 eseguito a cura di SIDRA, estratto dalle tavole dei “Rilievi batimetrici di 2 pianta” eseguiti nell’ambito dei “Lavori di dragaggio di sedimenti che interessano l’area della canaletta di accesso al porto canale e la darsena commerciale nell’ambito dello scalo marittimo del Porto di Pescara”
- Rilievo di ottobre 2014 eseguito a cura di SIDRA, estratto dalle tavole del “Rilievo batimetrico con tecnologia multibeam” eseguito nell’ambito dei “Lavori di dragaggio di sedimenti che interessano l’area della canaletta di accesso al porto canale e la darsena commerciale nell’ambito dello scalo marittimo del Porto di Pescara”
- Rilievo di aprile 2015 eseguito a cura di LMD, estratto dalle tavole del “Rilievo batimetrico con tecnologia single-beam” eseguito nell’ambito dei “Lavori di dragaggio di sedimenti che interessano l’area della canaletta di accesso al porto canale e la darsena commerciale nell’ambito dello scalo marittimo del Porto di Pescara”
- Rilievo di marzo 2016 eseguito a cura di TecnologiePM S.r.l., estratto dalle tavole del “Rilievo topografico-batimetrico sinistra e destra fiume Pescara – Raffittimento dati per controllo fondale attraverso misurazioni dirette”.

Al fine di disporre di un dato omogeneo ed aggiornato, nell’ambito del presente studio, è stato eseguito un apposito rilievo di alcune sezioni del fiume Pescara, da utilizzare unitamente alle altre informazioni topografiche, una volta confrontati e validati i diversi dati disponibili, come di seguito descritto. Tale rilievo, eseguito nel maggio 2016 comprende:

- 10 sezioni del fiume, compresa la batimetria, la cui posizione è riportata in Figura 1.1;
- rilievo delle sponde in alcuni punti critici;
- rilievo di alcuni muri nel tratto cittadino a valle del ponte ferroviario.

L’Allegato 1 riporta le sezioni d’alveo rilevate.



Figura 1.1 – Ubicazione delle sezioni d’alveo rilevate nell’ambito del presente studio nell’ambito cittadino (maggio 2016).

Nel corso del rilievo topografico effettuato a maggio 2016 sono stati inoltre prelevati 4 campioni di materiale nella zona della darsena pescatori per caratterizzare, seppur limitatamente al tratto e allo strato superficiale, il fondo del fiume. I campioni prelevati sono risultati essere di materiale avente una granulometria tipica del limo sabbioso.

1.2.1 Confronto e validazione dei dati topografici

I diversi dati a disposizione sono stati confrontati al fine di scegliere le informazioni topografiche omogenee e corrette da utilizzare nell'ambito della modellazione idraulica.

Dal momento che la qualità dei dati del LiDAR è stata verificata dal MATTM stesso, questa informazione è stata presa come riferimento per i confronti tra i diversi dati: la Figura 1.2 riporta lo stralcio planimetrico del rilievo LiDAR (punti gialli), delle sezioni effettuate nell'ambito del presente studio (punti blu) e delle sezioni del Comune di Pescara (punti rossi) tra Ponte D'Annunzio e Ponte Risorgimento.

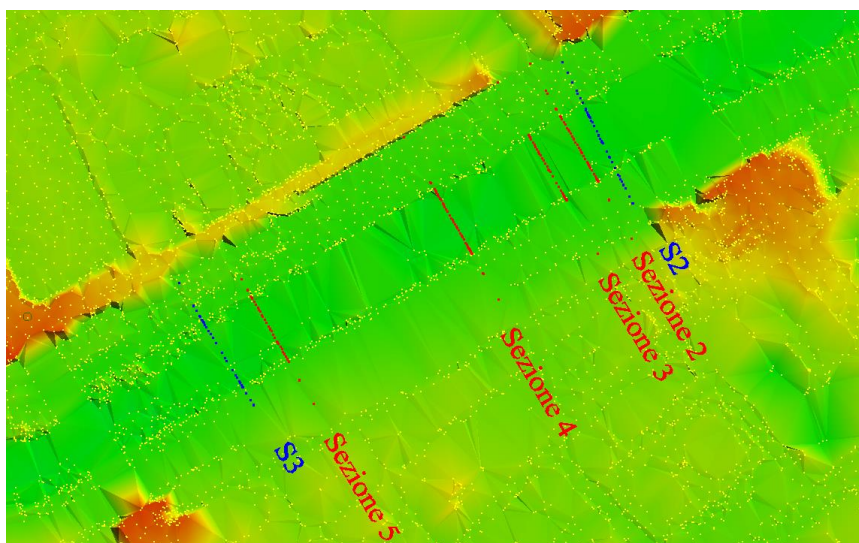


Figura 1.2 – Stralcio planimetrico del rilievo LiDAR (punti gialli), delle sezioni effettuate nell'ambito del presente studio (punti blu) e delle sezioni del Comune di Pescara (punti rossi).

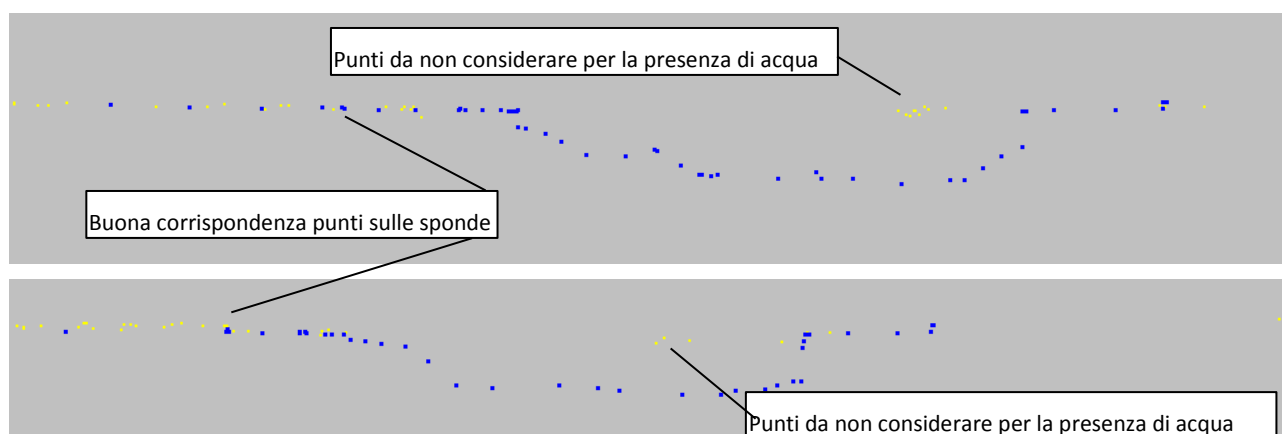


Figura 1.3 – In alto: sezione S2; in basso: Sezione S3 (punti gialli: rilievo LiDAR; punti blu: sezione rilevata). Non si notano rilevanti differenze di quota fra i due dati nelle zone non coperte dal perimetro bagnato del F. Pescara.

Il confronto mostra che:

- il rilievo topografico effettuato nell'ambito del presente studio presenta una buona corrispondenza con il dato LiDAR: tale verifica è stata fatta rispetto alle sponde del fiume (Figura 1.3) ed ai manufatti, in particolare al muro presente in via Spalti del Re (Figura 1.4);
- le sezioni rilevate nel dicembre 2015 fornite del Comune di Pescara presentano una differenza di quota non

trascurabile rispetto al LiDAR nelle zone non coperte dal perimetro bagnato del F. Pescara, in particolare le sezioni risultano a quota inferiore mediamente di un metro rispetto al rilievo LiDAR (Figura 1.5, Figura 1.6).

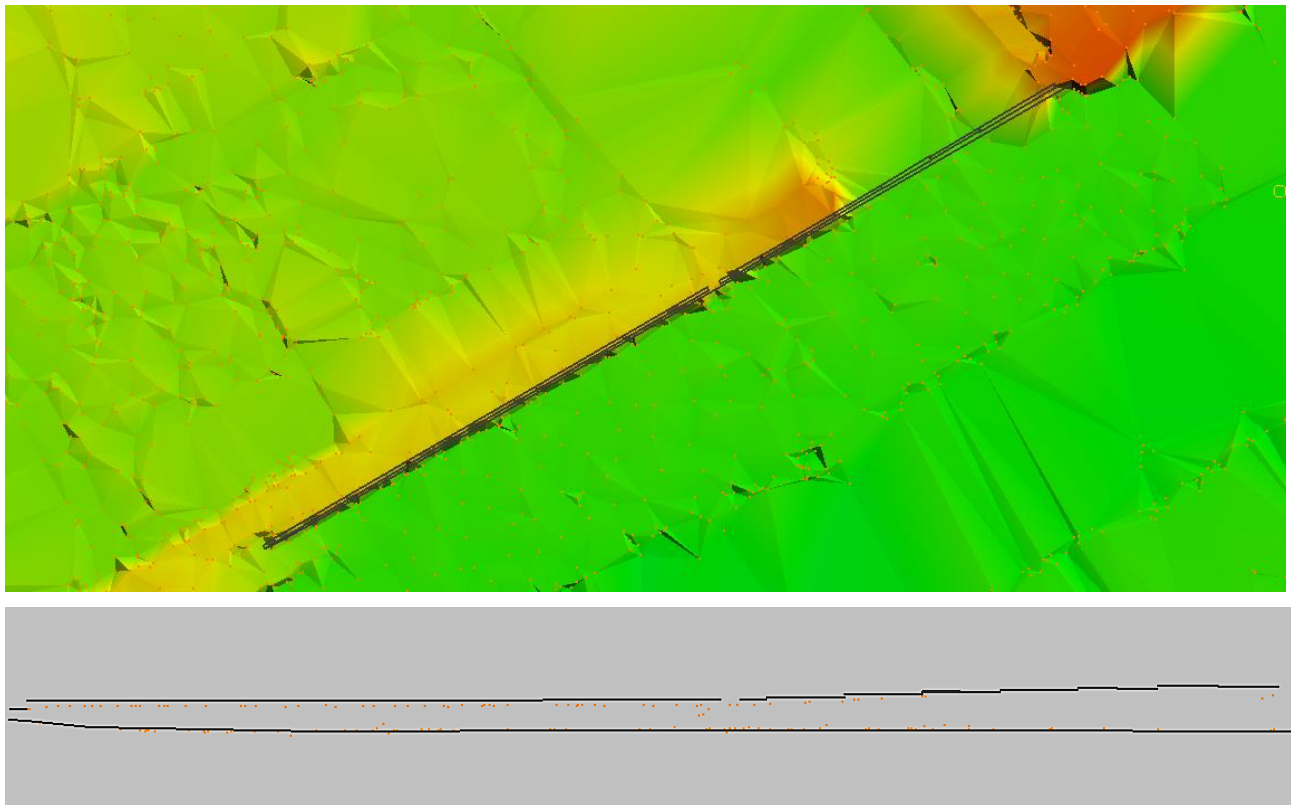


Figura 1.4 – Muro rilevato in via Spalti del Re in planimetria e in sezione (punti arancio: rilievo LiDAR).

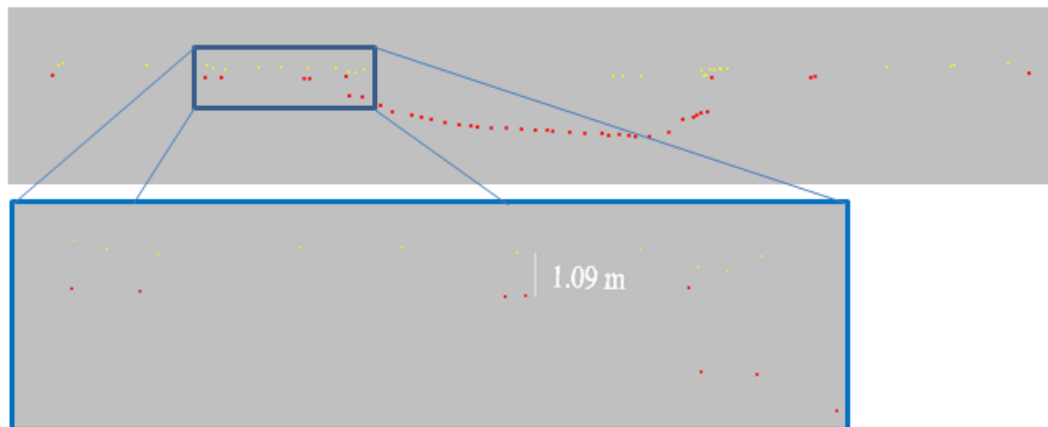


Figura 1.5 – In alto: Sezione 2 (punti gialli: rilievo LiDAR; punti rossi: sezione del Comune di Pescara). Si nota una differenza di quota non trascurabile fra i due dati nelle zone non coperte dal perimetro bagnato del F. Pescara; in basso: Zoom della Sezione 2 (punti gialli: rilievo LiDAR; punti rossi: sezione del Comune di Pescara). Mediamente il rilievo del Comune di Pescara risulta più basso di circa 1 m rispetto al rilievo LiDAR.

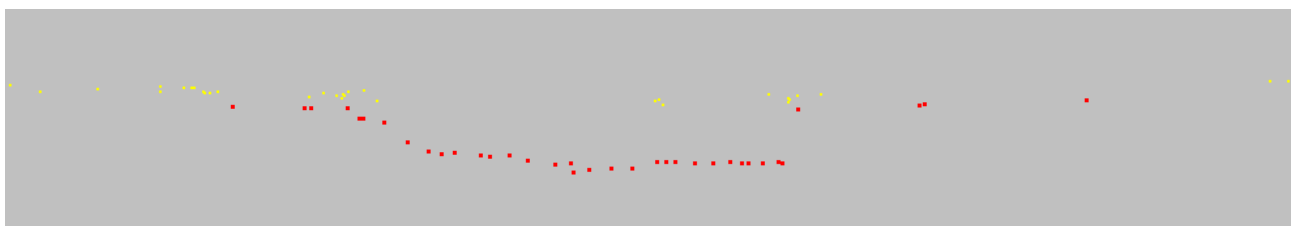


Figura 1.6 – Sezione 5 (punti gialli: rilievo LiDAR; punti rossi: sezione del Comune di Pescara). Si nota una differenza di quota non trascurabile (compresa tra 90 e 120 cm) fra i due dati nelle zone non coperte dal perimetro bagnato del F. Pescara.

Per quanto riguarda le sezioni a disposizione e fornite dall'Autorità di Bacino nel tratto a monte del ponte ferroviario, non si è sempre riscontrata una buona corrispondenza con quelle del recente rilievo nella parte batimetrica (Figura 1.7).

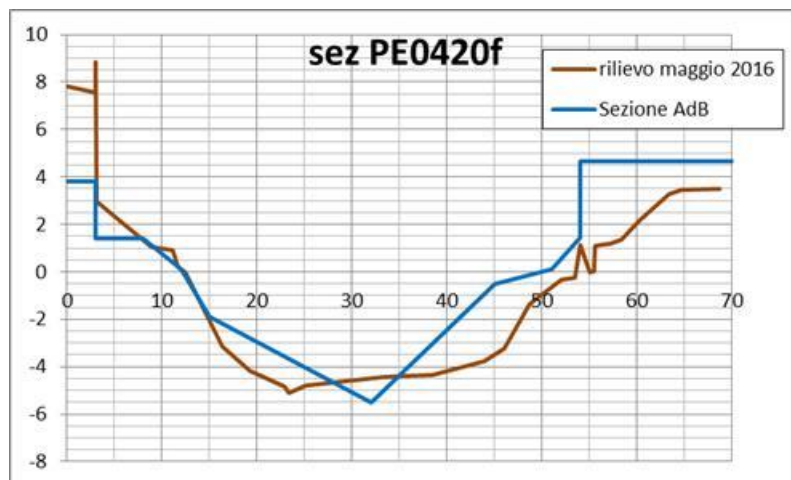


Figura 1.7 – Confronto tra le sezioni a monte del ponte ferroviario rilevate nell'ambito del presente studio e fornite dall'Autorità di Bacino.

Alla luce dell'analisi effettuata, i dati topografici utilizzati nell'ambito del presente studio ai fini della modellazione idraulica sono:

- le sezioni batimetriche rilevate nel maggio 2016, che aggiornano e integrano quelle del PSDA;
- i punti del terreno ("ground") del rilievo LiDAR del MATTM (2008);
- le batimetrie fornite dal Comune per quanto riguarda il porto canale e la zona a mare;
- le informazioni di progetto del Ponte Nuovo e del Ponte Villa Fabio (informazioni fornite dai diversi Enti).

Va detto che il rilievo LiDAR è stato utilizzato, in termini di informazioni complessive (punti "ground", ovvero del terreno, e punti "overground") anche per identificare le informazioni necessarie a definire la presenza di muri, ostacoli, edifici, ecc.

1.3 Elaborazione dei rilievi batimetrici disponibili

I dati forniti dal Comune relativi alle batimetrie effettuate dal 2008 al 2016 sono stati elaborati in ambiente GIS al fine di confrontare le quote del fondo nella zona portuale e di calcolare i volumi, in deposito o in scavo, tra dati relativi a rilievi temporali successivi. Le immagini seguenti, da Figura 1.8 a Figura 1.15, rappresentano le batimetrie relative ai diversi periodi, con la stessa scala di colori, dove è evidenziata l'isobata a -5.0 m s.m.m. L'elaborazione dei dati mostra che:

- dal 2008 al 2013 si sono verificati depositi progressivi, dovuti sia all'avanzamento del deposito dalla riva in sinistra (zona della Madonnina) sia al materiale proveniente dal fiume;
- il materiale proveniente dal fiume si è depositato entro una distanza di circa 250 metri, creando una barra fociva ben delineata e depositi lungo l'ultimo tratto del fiume stesso (immagini dal 2011 al 2013);
- la zona di deposito di materiale avvenuta tra il 2014 e il 2015 è più ridotta ma ancor più prossima alla foce.

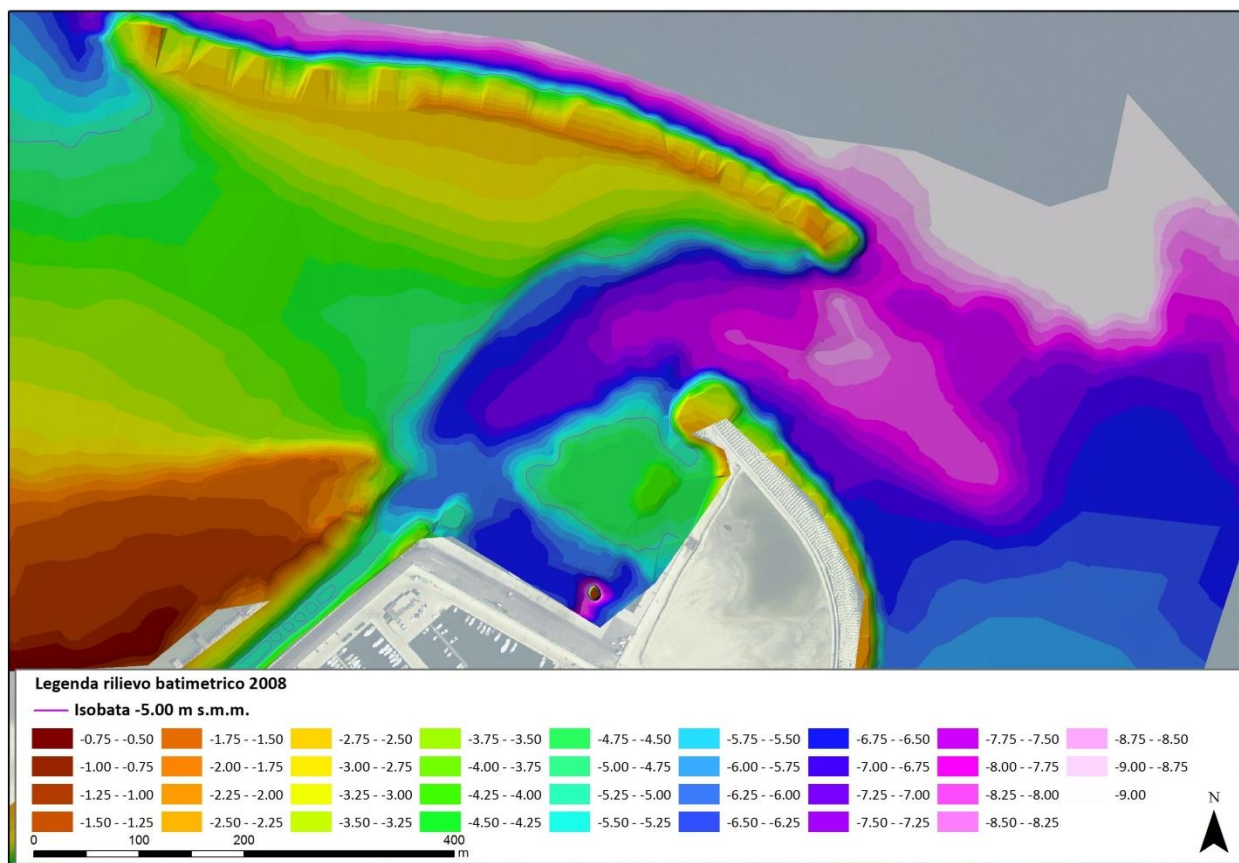


Figura 1.8 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo 2008.

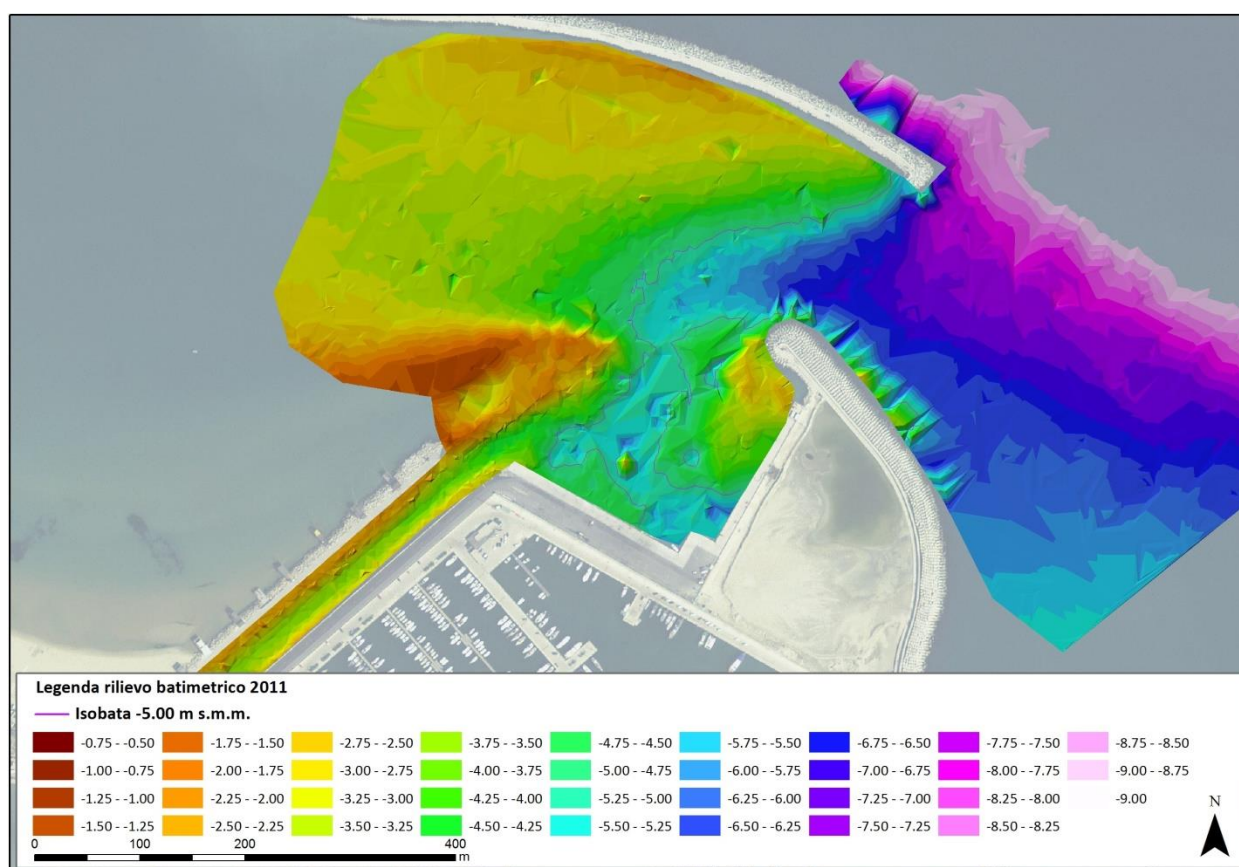


Figura 1.9 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo 2011.

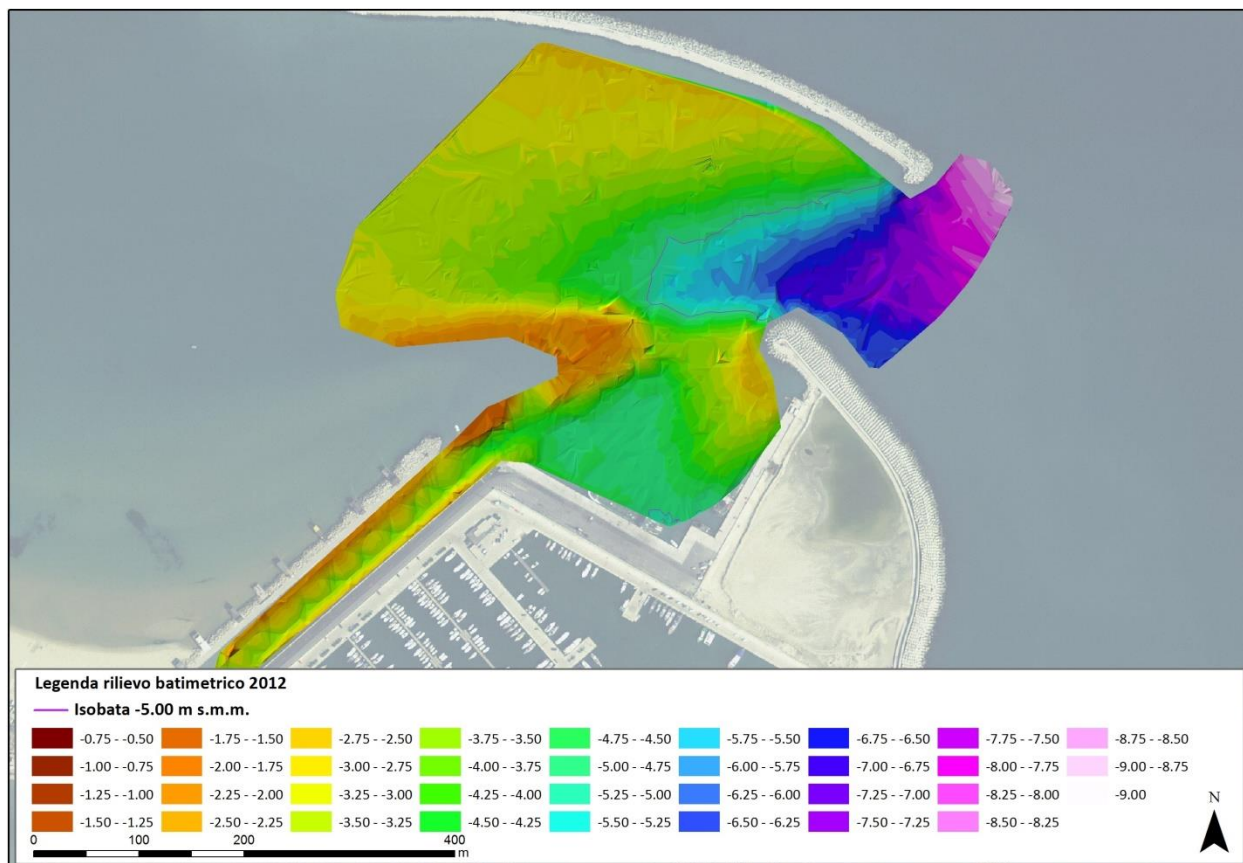


Figura 1.10 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo di febbraio 2012.

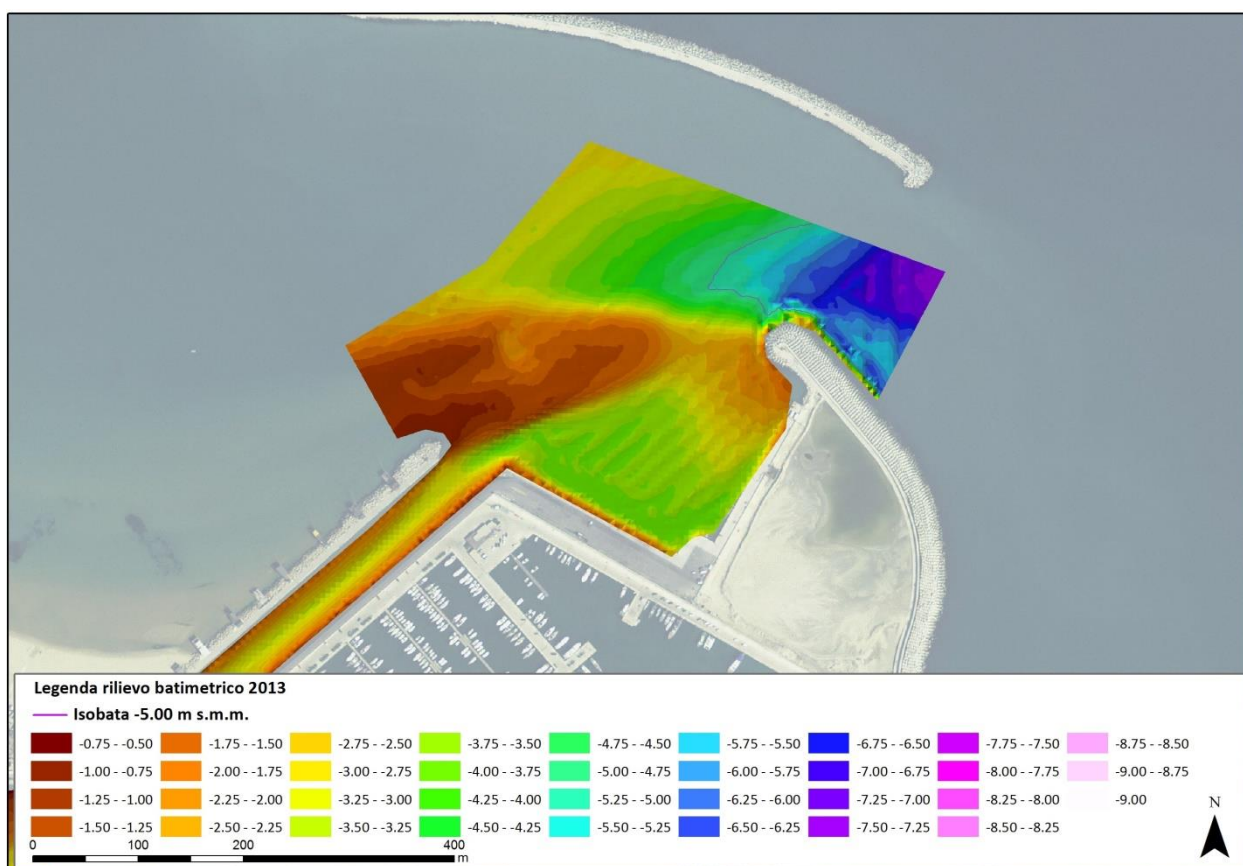


Figura 1.11 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo 2013.

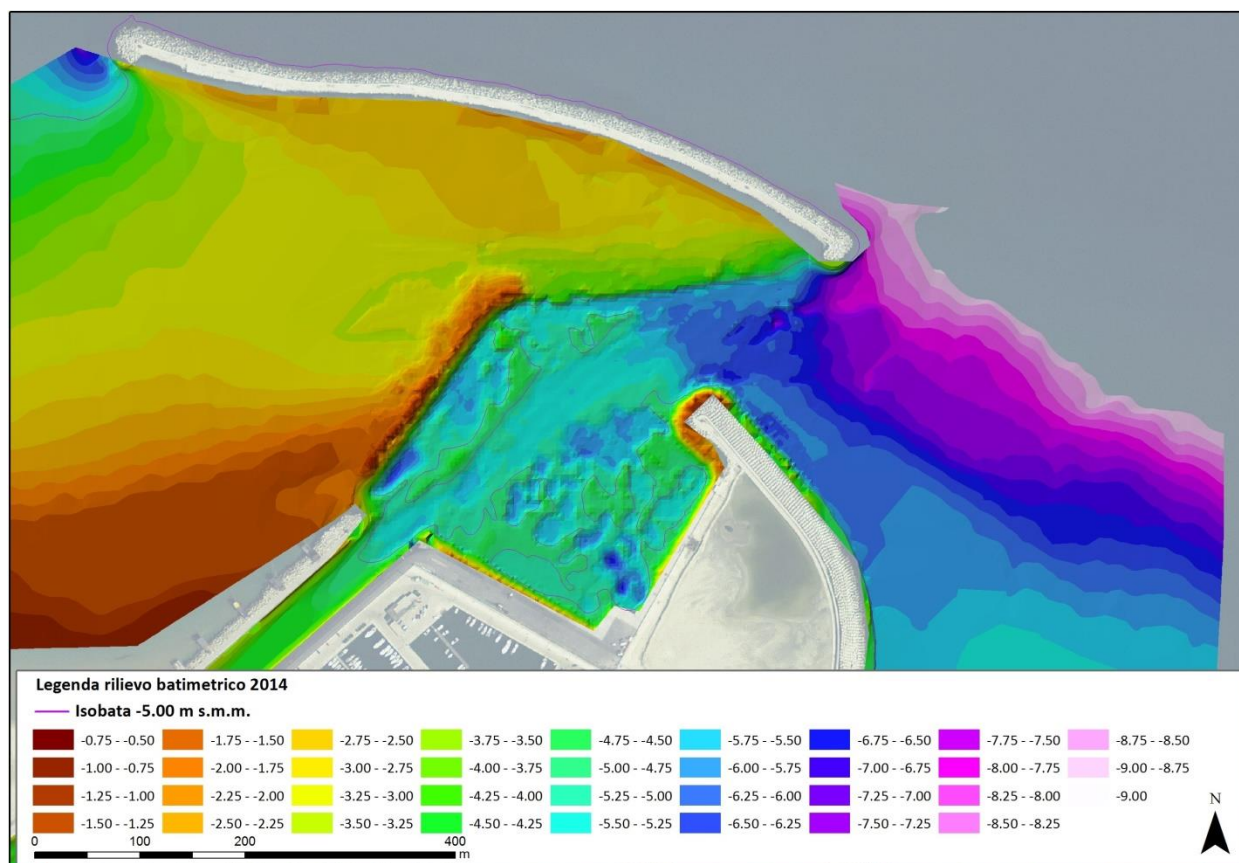


Figura 1.12 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo 2014.

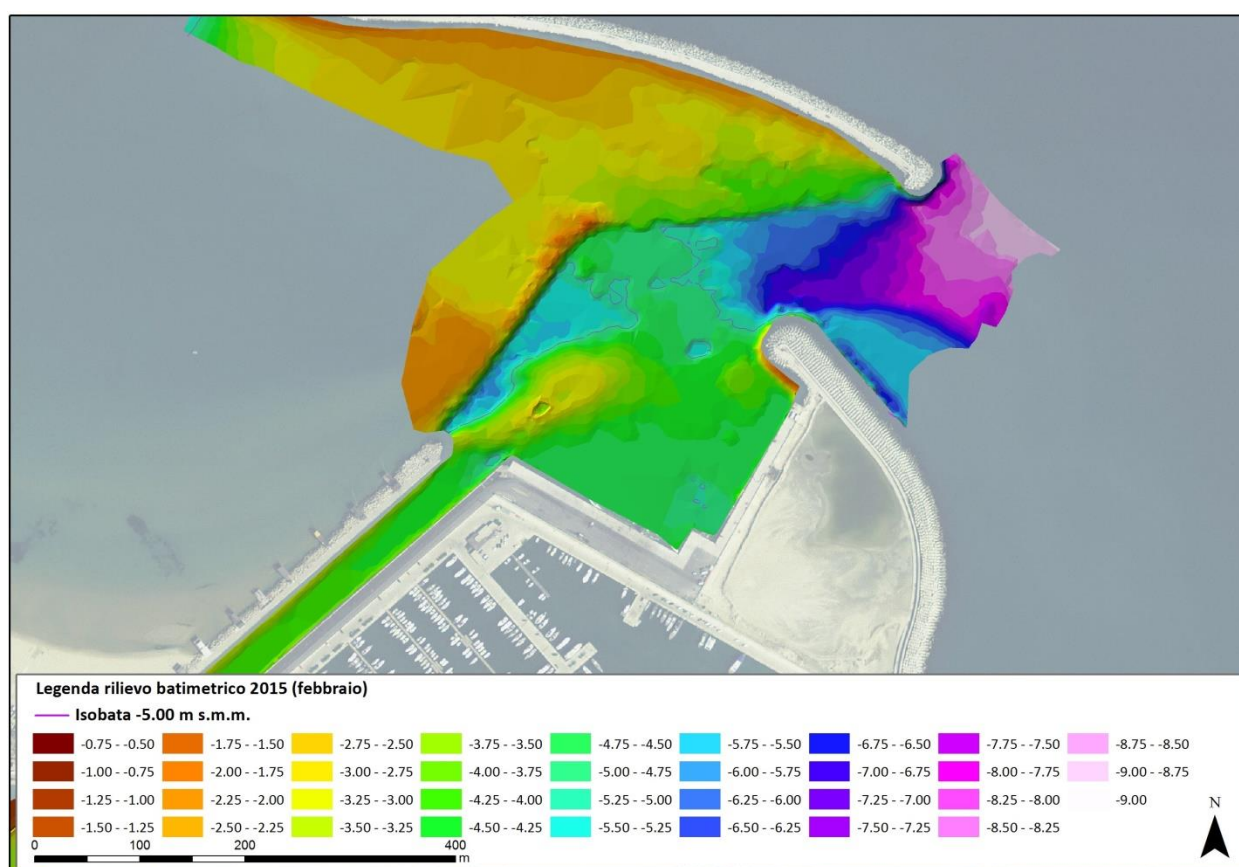


Figura 1.13 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo di febbraio 2015.

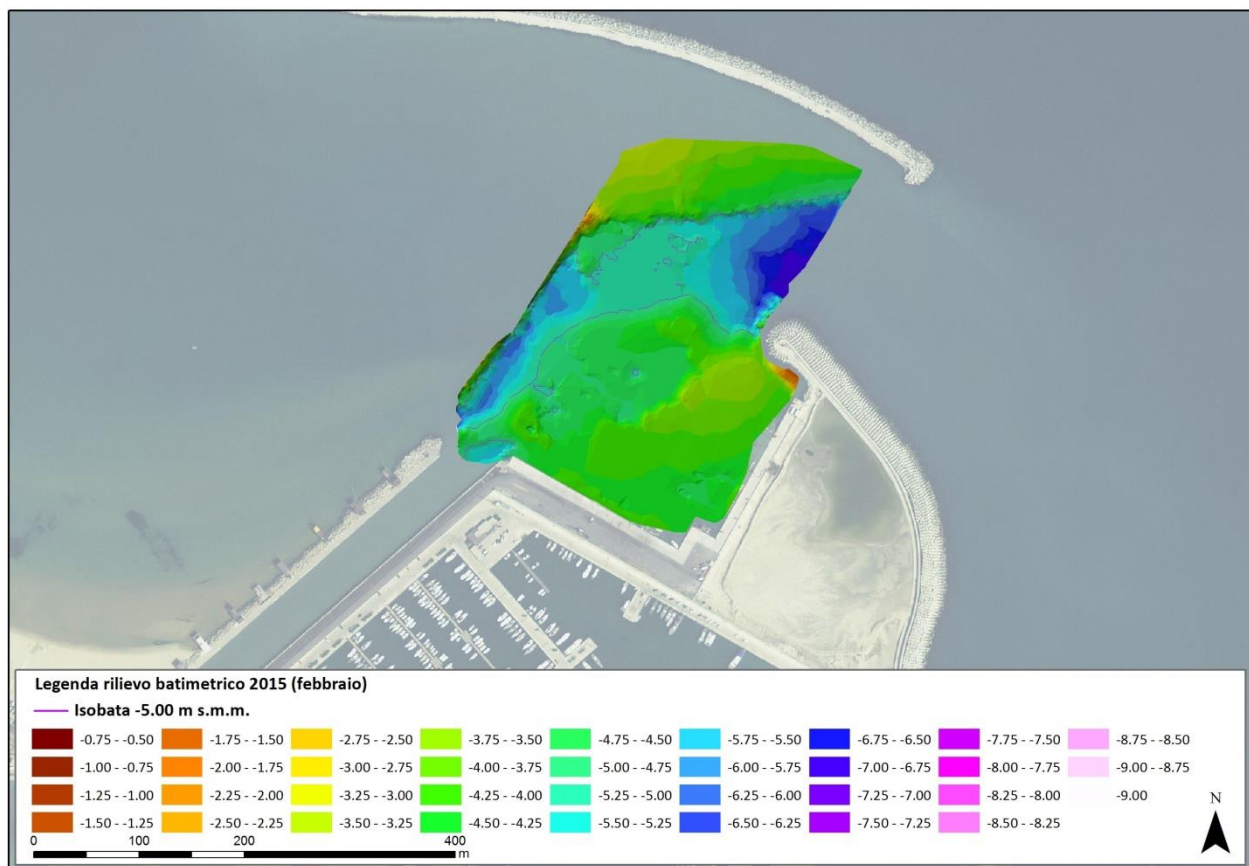


Figura 1.14 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo di aprile 2015.

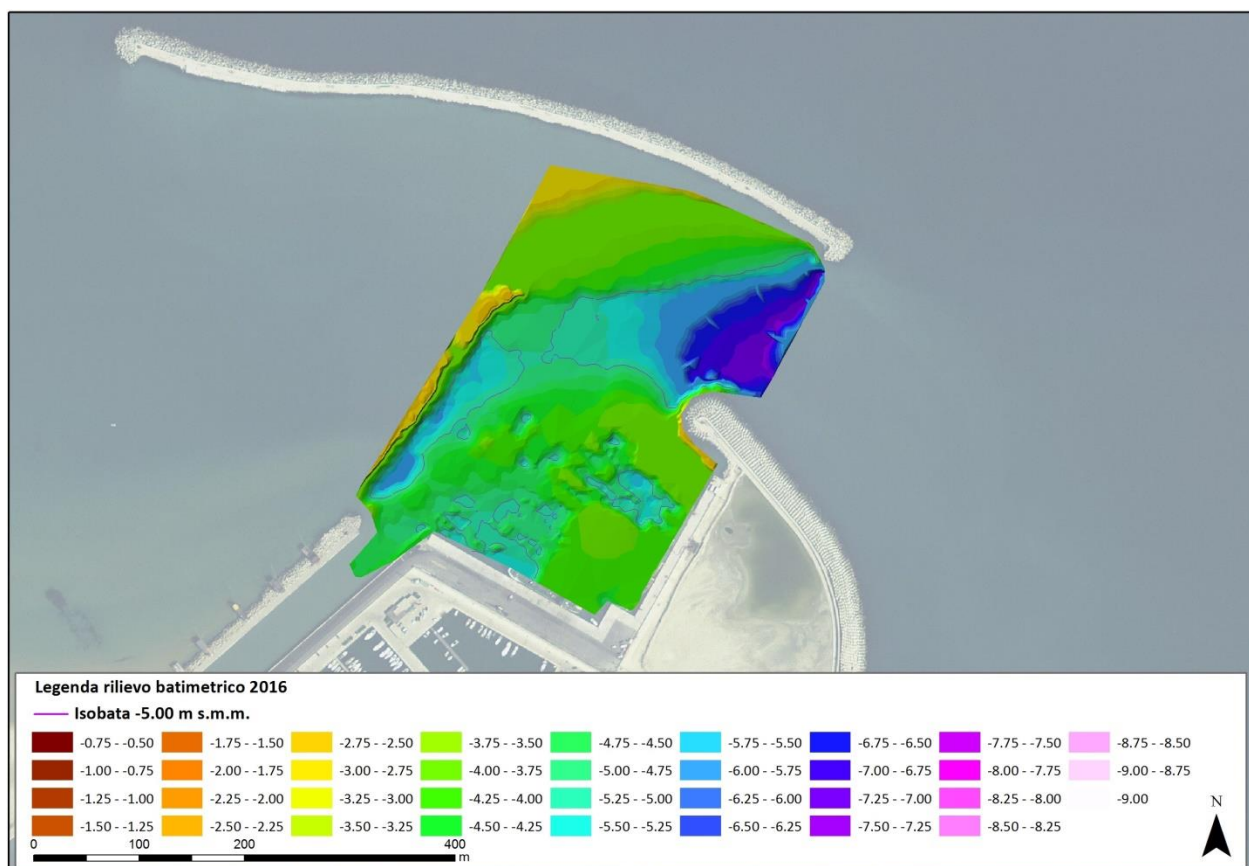


Figura 1.15 – Batimetria ricavata dai dati relativi al rilievo 2016.

La Figura 1.16 riporta l'andamento dei volumi di deposito e scavo calcolati in ambiente GIS, ricavate per differenza dei DTM tra periodi successivi, sulla base dei dati disponibili. Tali dati, corretti con un fattore che tenga conto della porosità, sono confrontabili con quelli forniti dal Provveditorato alle Opere Pubbliche, che ha comunicato che:

"il dragaggio del 2013 ammonta a circa 320.000 mc, mentre quello del 2015 a circa 35.000 mc oltre a circa 50.000 mc di spostamento sommerso."

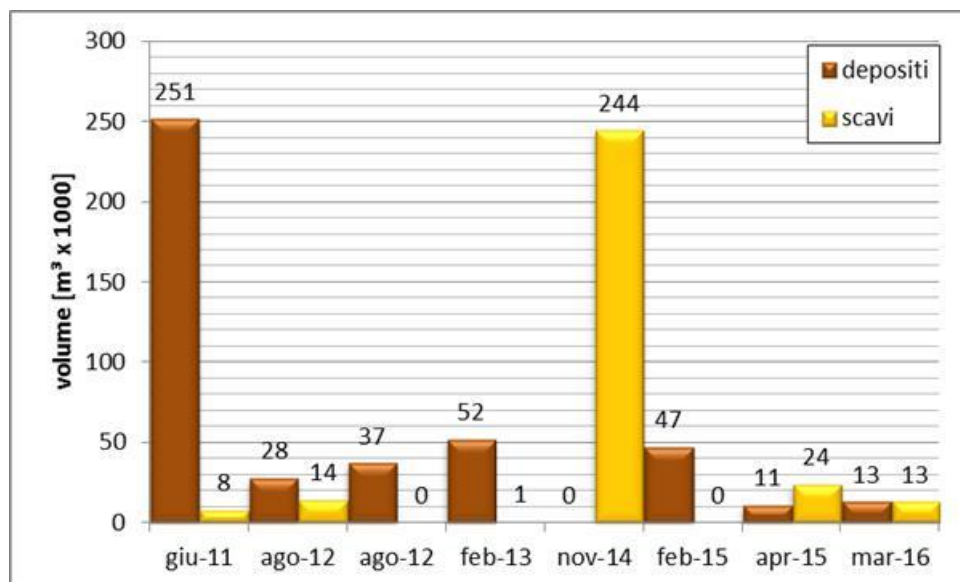


Figura 1.16 – Andamento dei volumi di scavo e deposito come calcolato dalle elaborazioni GIS.

1.4 Altri dati disponibili

Si riportano di seguito i dati disponibili, forniti dal Comune di Pescara, relativi ai volumi di sabbia prelevati nella zona della "Madonnina". In media, dal 2012 al 2015 sono stati prelevati circa 15'000 m³/anno.

Tabella 1-1 – Volumi di sedimenti prelevati nella zona della "Madonnina" (fonte: Comune di Pescara)

Anno	Volumi sabbia (m³)	Comune
2010	10'760	Pescara
2012	12'450	Pescara
2013	0 (*)	Pescara
2014	10'095.5	Pescara
2015	14'249	Pescara
	8'000	Francavilla al Mare (**)
	5'000	Ortona (**)
	10'000	Silvi (**)

(*) E' stato realizzato il pennello frangiflutti

(**) Dati Capitaneria di Porto

2. Studio idraulico

2.1 Regime idrologico del fiume Pescara

Obiettivo dell'attività descritta nel presente paragrafo è quello di ricostruire il regime ordinario e di piena del f. Pescara, in modo da disporre di una serie di portate sufficiente di riferimento per le successive analisi idrauliche e morfodinamiche.

Le stazioni strumentate prese in considerazione per la definizione del regime ordinario e di piena del fiume Pescara sono la stazione di Popoli e la stazione di Santa Teresa di Spoltore. Queste stazioni sono gestite dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Abruzzo con sede a Pescara (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ubicazione delle stazioni prese in considerazione nel presente studio.

La stazione di Popoli è posta alla confluenza tra il fiume Aterno e il fiume Sagittario, presso la zona industriale di Popoli mentre la stazione di misura idrometrografica di Santa Teresa è ubicata nell'omonima frazione, a circa 9 km dalla foce (Tabella 2.1).

Tabella 2.1 – Caratteristiche del bacino idrografico del fiume Pescara chiuso a Popoli (Maraone) e a Santa Teresa di Spoltore.

Caratteristica	Popoli (Maraone)	Santa Teresa di Spoltore
Superficie [km ²]	1981.86	3116.43
Lunghezza dell'asta [km]	103.49	159.90
Quota media del bacino imbrifero [m s.m.]	1080.00	940.00
Quota sezione di chiusura [m s.m.]	240.16	4.51
Piovosità [mm]	872.30	872.20

Di seguito si descrivono le analisi relative a:

- il regime ordinario del fiume attraverso;
- la definizione della curva caratteristica di durata delle portate a Santa Teresa;
- la ricostruzione, sulla base della scala delle portate a Santa Teresa, della serie di portate giornaliere di un anno caratteristico da utilizzare nello studio morfologico legato alla dinamica fluviale;
- valutazioni circa la scala delle portate a Santa Teresa;
- la ricostruzione degli idrogrammi di piena a Santa Teresa, per la configurazione stato attuale e per le configurazioni che prevedono le casse a monte.

2.1.1 Regime ordinario

2.1.1.A Curva caratteristica di durata delle portate

La curva di durata delle portate del fiume Pescara nel suo tratto di valle è stata oggetto di numerosi studi, in quanto il regime ordinario del fiume presenta caratteristiche tali da essere stato utilizzato ai fini idroelettrici.

Un primo studio di riferimento è lo studio idraulico presentato a supporto del progetto degli impianti idroelettrici di Villanova e Santa Teresa, redatto da SIDITAL [11], che ha analizzato 30 anni di dati storici della stazione di Santa Teresa, nel periodo 1947-1997. Tale analisi, finalizzata allo studio del comportamento medio annuale del fiume Pescara, ha portato alla definizione di due curve di durata delle portate, riportate in Figura 2.2: la curva blu deriva dall'analisi dei dati storici osservati mentre la curva rossa deriva dall'elaborazione dei dati storici al fine di ricavare la portata naturale del fiume eliminando gli effetti dovuti all'artificializzazione del regime idrologico (presenza di derivazioni e impianti idroelettrici a monte della stazione di misura). I dati delle curve, riassunti in Tabella 2.II, sono stati calcolati per ciascun anno e successivamente ne è stata fatta la media sui 30 anni.

La portata media del fiume Pescara risulta essere pari a $46.23 \text{ m}^3/\text{s}$.

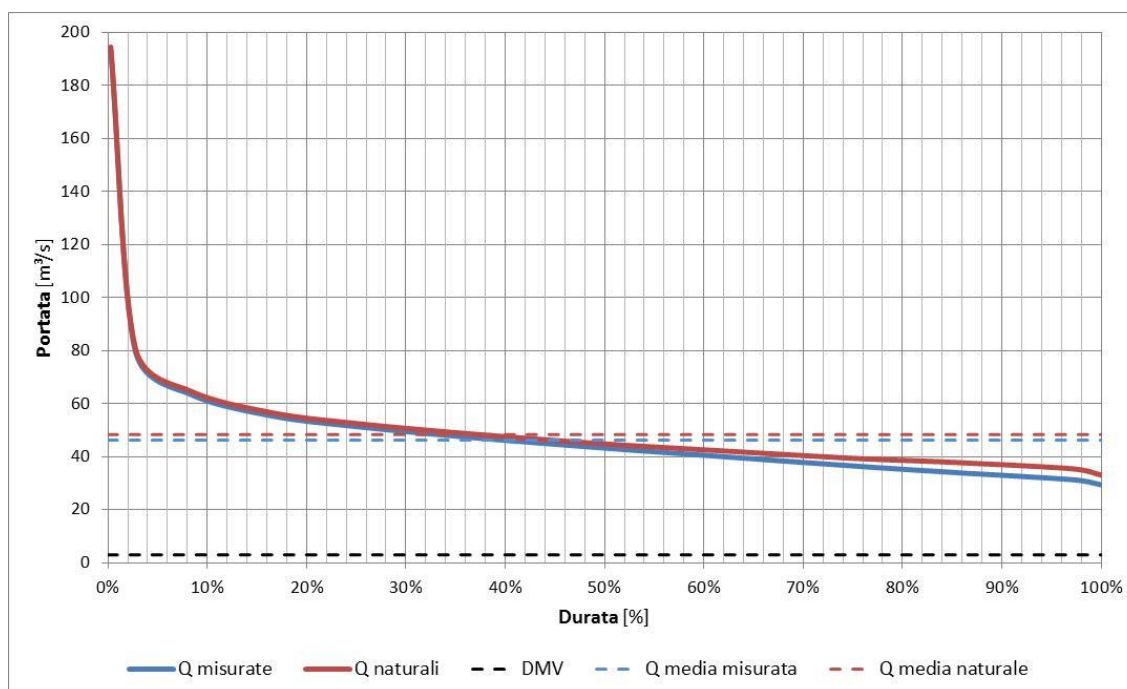
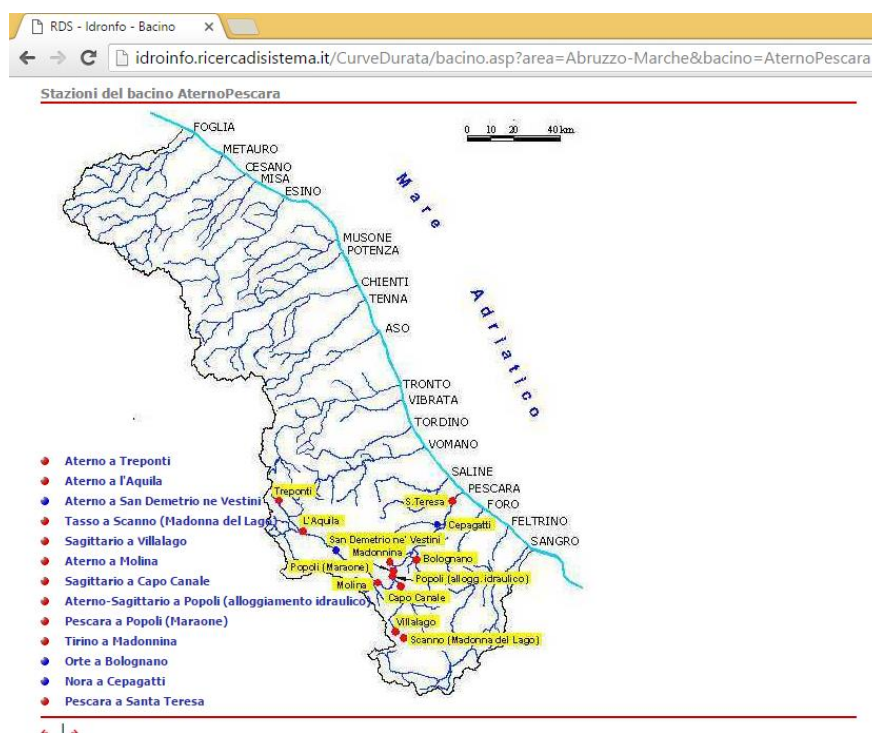


Figura 2.2 – Curva di durata delle portate MEDIE del fiume Pescara a Santa Teresa (fonte: SIDITAL).

Tabella 2.II – Tabella sintetica della curva di durata delle portate MEDIE a Santa Teresa (fonte: SIDITAL).

Durata (%)	$Q_{misurata}$ (m^3/s)	$Q_{naturale}$ (m^3/s)
0.27	193.49	194.57
2.74	80.08	81.17
8.22	63.67	64.90
16.44	55.44	56.61
24.93	51.38	52.56
36.99	47.11	48.45
49.86	43.30	44.86
61.64	40.09	42.24
75.07	36.50	39.39
84.93	34.09	37.88
97.26	31.27	35.40
100.00	29.39	33.06

Un secondo studio di riferimento è quello condotto dal CESI [09], nell'ambito del sottoprogetto GEN21/IDRO, facente parte delle attività di "Ricerca di Sistema", che ha analizzato i dati storici di numerose stazioni idrometriche di alcune regioni italiane, a partire dalle regioni Marche e Abruzzo (Figura 2.3), per ricavarne le curve caratteristiche di durata delle portate e per sviluppare delle metodologie di regionalizzazione per la disponibilità idrica (www.idroinfo.ricercadisistema.it). In questo studio, a differenza dello studio precedente, sono state ricavate le curve di durata delle portate in senso assoluto, ovvero considerando tutti i valori di portata osservati nella serie storica presa in esame: il valore massimo osservato su tutta la serie considerata ha una frequenza di $f = 1/(365gg \cdot n^{\circ}anni)$ e rappresenta quindi l'evento che determina l'asintoto tendente a zero della curva.

Figura 2.3 – Schermata dei bacini idrografici analizzati nello studio del CESI (fonte: www.idroinfo.ricercadisistema.it).

Lo studio del CESI esamina, per il fiume Pescara, le stazioni di Popoli e Santa Teresa:

- il fiume Pescara alla stazione di Popoli presenta una portata media di 26.62 m³/s, calcolata sulla base di 59 anni completi di osservazione, nel periodo 1924-1997 (Figura 2.4, Tabella 3.I);
- il fiume Pescara alla stazione di Santa Teresa presenta una portata media di 49.22 m³/s, calcolata sulla base di 59 anni di osservazione nel periodo compreso tra il 1921 ed il 1999 (Figura 2.5, Tabella 3.I).

L'osservazione della curva di durata delle portate del fiume Pescara evidenzia una forte pendenza della curva per eventi con poca probabilità di accadimento mentre nel resto del grafico risulta molto appiattita. Questo comportamento denota un regime ordinario molto regolare, con portate che si aggirano attorno al valore medio per la maggior parte dell'anno, garantendo un buon apporto idrico costante durante l'anno, e con eventi più intensi che si concentrano in pochi giorni all'anno. Questo regime del fiume è certamente influenzato dalla conformazione plano-altimetrica del bacino idrografico: gli effetti di fenomeni di precipitazione intensi ma localizzati in alcune aree del bacino non influenzano in maniera evidente l'andamento delle portate nel tratto di valle. Gli eventi che generano valori di portata elevati hanno basse probabilità di accadimento, legate al fatto che si devono verificare particolari condizioni pluviometriche sul bacino, cioè quando si hanno precipitazioni intense, protratte per un certo periodo di tempo e su gran parte dell'estensione del bacino idrografico.

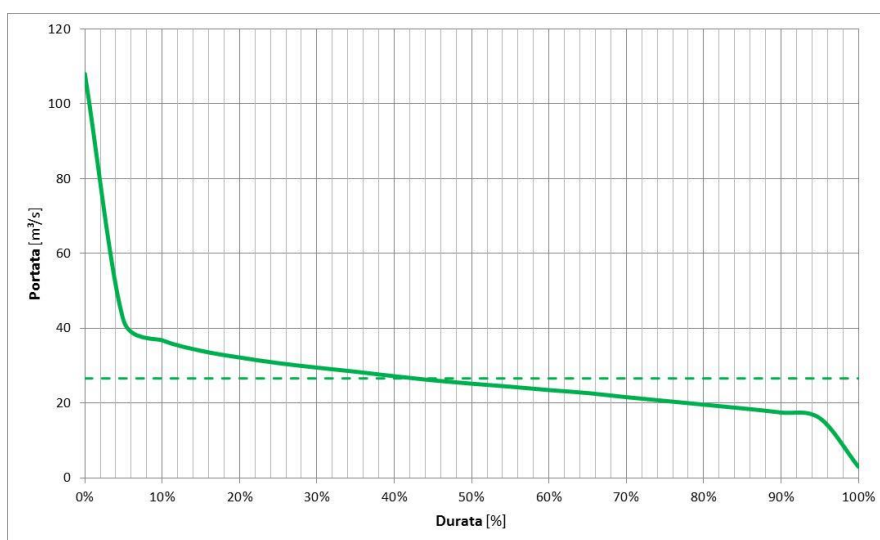


Figura 2.4 – Curva di durata delle portate a Popoli (fonte: www.idroinfo.ricercadisistema.it).

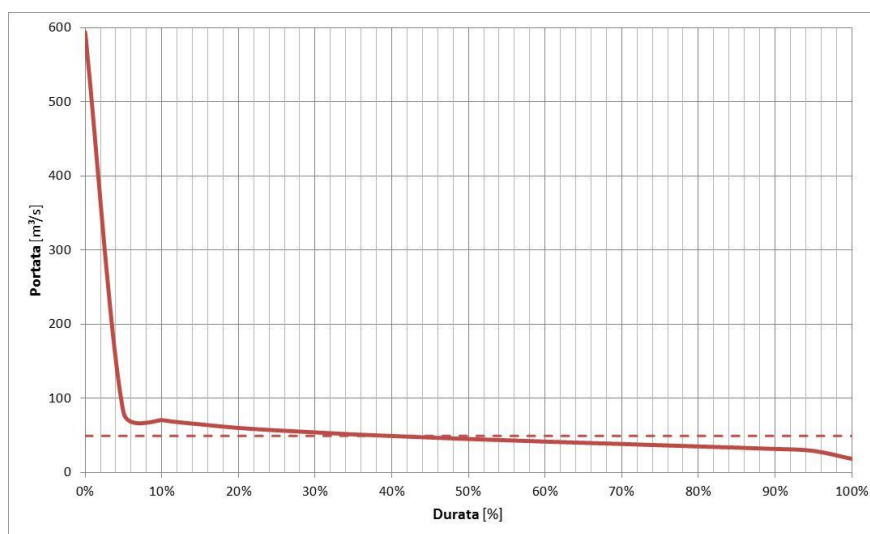


Figura 2.5 – Curva di durata delle portate a Santa Teresa (fonte: www.idroinfo.ricercadisistema.it).

Tabella 2.III – Tabella sintetica della curva di durata delle portate a Popoli e a Santa Teresa (fonte: www.idroinfo.ricercadisistema.it).

Durata (%)	$Q_{misurata}$ Popoli (m^3/s)	$Q_{misurata}$ S. Teresa (m^3/s)
0	108.0	594.1
5	42.1	81.1
10	36.8	70.7
15	34.0	64.9
20	32.2	60.1
25	30.7	56.8
30	29.5	54.1
35	28.4	51.4
40	27.2	49.2
45	26.1	47.1
50	25.2	45.1
55	24.4	43.4
60	23.5	41.6
65	22.7	40.0
70	21.6	38.4
75	20.6	36.7
80	19.6	35.1
85	18.6	33.5
90	17.5	31.7
95	16.0	29.1
100	3.0	18.4

Nell'ambito del presente studio, si farà riferimento alla curva riportata nello studio del CESI, che permette di descrivere un comportamento più generale del fiume Pescara, comprendendo anche gli eventi estremi occorsi nel periodo di osservazione.

2.1.1.B Ricostruzione di una serie di portate annuale

Al fine di analizzare il comportamento morfodinamico del fiume su un periodo di media durata è stato individuato un anno significativo, rispetto alla curva caratteristica delle portate, su cui effettuare le simulazioni a fondo mobile.

L'analisi ha preso in considerazione i dati degli annali relativi alle portate medie giornaliere presso la stazione di Santa Teresa per gli anni 1990, 1991, 1992 e 2001 (Figura 2.6), da cui si osserva che:

- le portate del 1990 sono inferiori al valore medio di portata del fiume Pescara ($49.22 \text{ m}^3/s$) per la maggior parte dell'anno, e si sono registrati due eventi intensi durante i mesi di novembre e dicembre (quest'ultimo con un picco di piena di circa $205 \text{ m}^3/s$);
- il 1991 presenta un evento significativo ($250 \text{ m}^3/s$, a cui si può assegnare un tempo di ritorno di 4 anni in base alle valutazioni idrologiche del PSDA) nella parte iniziale dell'anno; nei mesi successivi le portate presentano un andamento più costante e prossimo alla portata media del fiume, ponendosi durante i mesi centrali dell'anno ad un valore inferiore e più tipico della stagione estiva; a novembre è avvenuto un evento di morbida con portata media giornaliera di circa $90 \text{ m}^3/s$;

- il 1992: il 10 aprile si è verificato un evento di piena a cui è stato attribuito un tempo di ritorno di 50 anni, con un picco di $1096 \text{ m}^3/\text{s}$ (il valore massimo della curva di durata delle portate calcolato dal CESI corrisponde esattamente al valore di portata media massimo occorso nell'anno 1992), mentre durante la quasi totalità dell'anno le portate sono state inferiori alla media;
- nel 2001 si sono registrate delle morbide nella prima parte dell'anno, con valori non molto elevati di portata, mentre durante il resto dell'anno le portate hanno avuto un andamento pressoché costante, senza particolari fenomeni intensi.

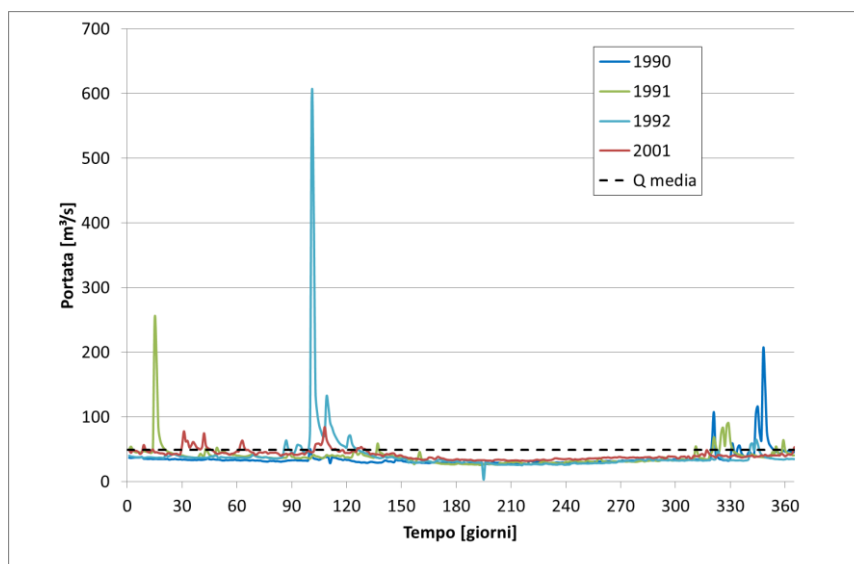


Figura 2.6 – Curva cronologica delle portate medie giornaliere del fiume Pescara negli anni 1990, 1991 e 2001.

La Figura 2.7 riporta le curve di durata dei quattro anni esaminati, oltre a quelle del CESI e di SIDITAL: dal confronto emerge che l'anno 1991 risulta il più significativo tra quelli analizzati, pertanto sarà preso come riferimento per la simulazione su medio-lungo periodo relativa alle valutazioni morfologiche fluviali.

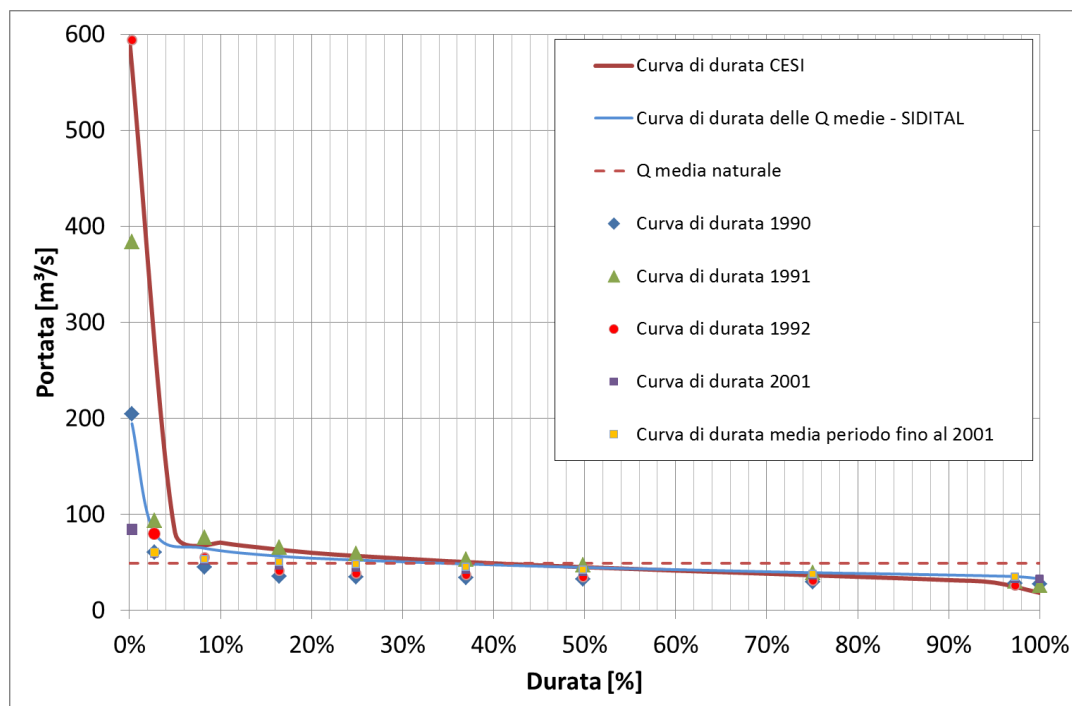


Figura 2.7 – Curva di durata delle portate media del fiume Pescara e per gli anni 1990, 1991 e 2001.

2.1.2 Regime di piena

Per quanto riguarda il regime di piena, gli idrogrammi utilizzati nell'ambito del presente studio, associati a TR50, 100 e 200 anni sono quelli forniti dall'Autorità di Bacino (Figura 2.8).

Gli idrogrammi dello stato attuale sono stati opportunamente modificati per tener conto della presenza delle vasche di laminazione in progetto, nell'analisi delle configurazioni specifiche.

Nell'ambito del progetto delle casse di espansione sul fiume Pescara ([33]), redatto dalla Scrivente, è stata infatti estesa l'analisi modellistica bidimensionale nel tratto compreso tra le casse e la città di Pescara, utilizzando i rilievi batimetrici di recente acquisizione (maggio 2016) e il rilievo LiDAR (risoluzione 1 metro). Tale analisi ha consentito di propagare gli idrogrammi di piena nella configurazione di progetto (Figura 2.9).

Per quanto riguarda la condizione di valle, l'analisi idraulica del regime di piena (TR50, 100 e 200 anni) assume un livello del mare costante pari a 0.5 m, così come effettuato dall'Autorità di Bacino nelle recenti analisi.

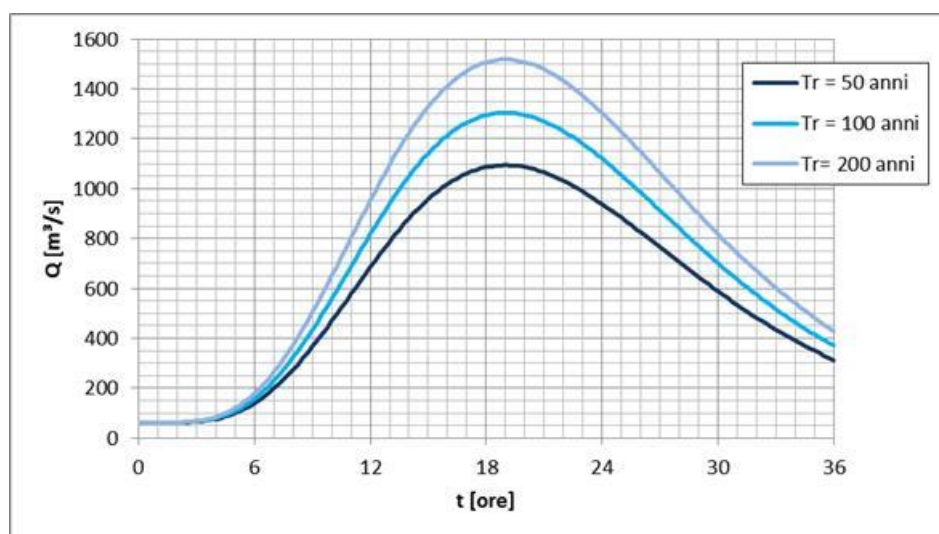


Figura 2.8 – Idrogrammi di piena TR50, 100 e 200 anni del F. Pescara a Santa Teresa forniti dall'Autorità di Bacino.

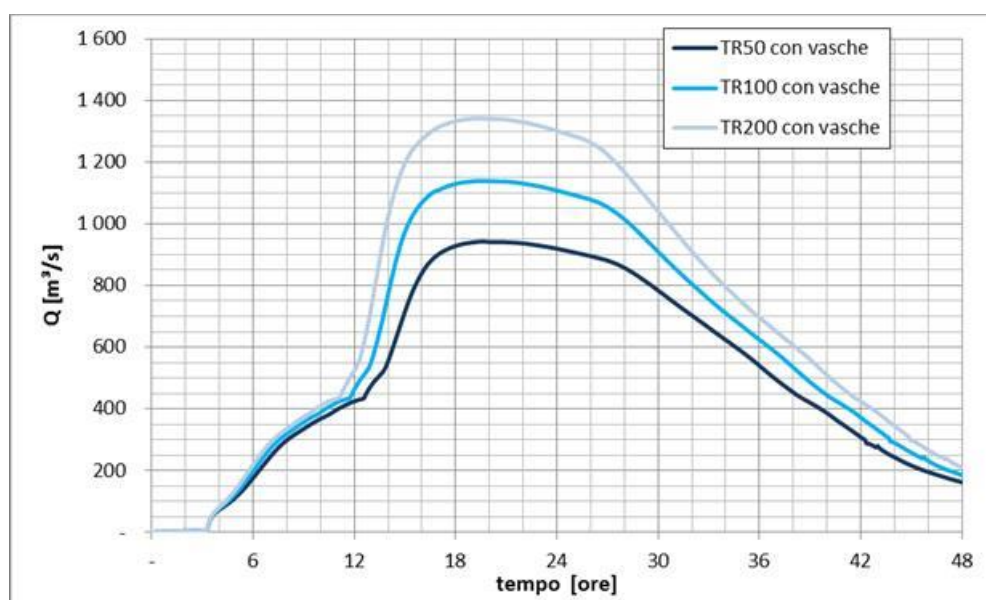


Figura 2.9 – Idrogrammi di piena TR50, 100 e 200 anni del F. Pescara a Santa Teresa riferiti alle configurazioni che prevedono il funzionamento delle casse di espansione a monte.

2.1.3 Approfondimenti circa la scala delle portate di Santa Teresa

Nell'ambito del già citato progetto delle casse di espansione sul fiume Pescara ([33]), è stata effettuata una campagna di rilievi topografici nel tratto intermedio del corso d'acqua, tra le casse e la città, ed in particolare è stata rilevata anche la sezione in corrispondenza dell'idrometro di Santa Teresa (Figura 2.10).

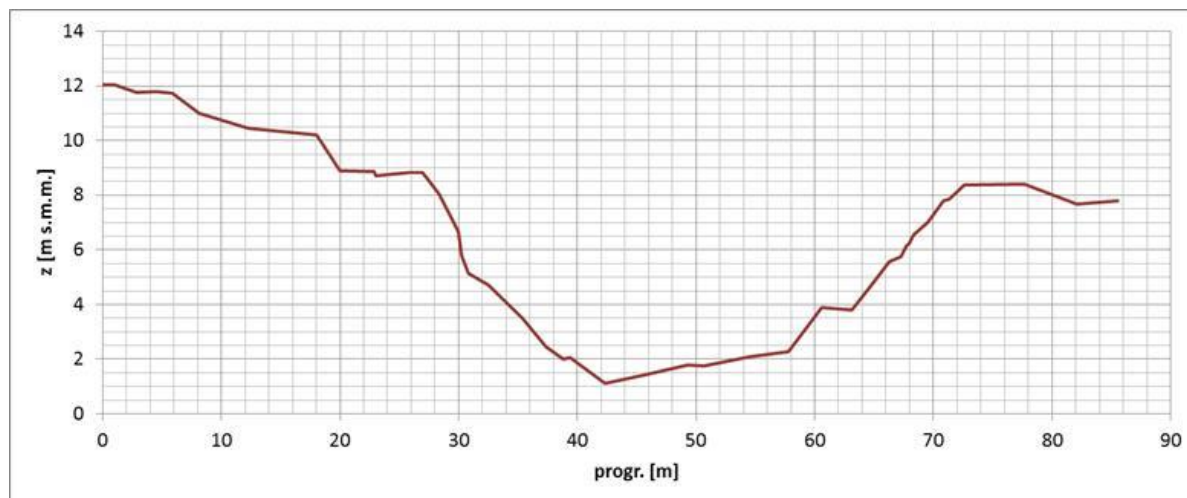


Figura 2.10 – Sezione in corrispondenza dell'idrometro di Santa Teresa, così come da rilievo di maggio 2016.

La sezione è stata utilizzata, assieme a quelle del nuovo rilievo, nel modello idraulico utilizzato per propagare l'onda di piena dalle casse alla città di Pescara. Per effettuare alcune valutazioni circa la scala delle portate attuale, sono state effettuate delle simulazioni sia con la geometria senza centrali idroelettriche sia con la geometria attuale (rilievo aggiornato e centrali idroelettriche). I risultati ottenuti sono riportati in Figura 2.11:

- la simulazione con geometria senza centrali restituisce risultati affini alla scala delle portate ufficiale (linea rossa = scala ufficiale, linea arancione tratteggiata = risultato del modello);
- la simulazione con geometria attuale restituisce una scala delle portate, alla sezione dove è posizionato l'idrometro, meno pendente rispetto a quella ufficiale;
- l'effetto delle centrali, in corrispondenza della sezione dove è posizionato l'idrometro, è osservabile dal confronto tra le curve azzurra (scala senza centrali) e blu (scala con centrali): le opere in alveo determinano una riduzione della capacità di deflusso di circa $200 \text{ m}^3/\text{s}$ per portate di $600 \text{ m}^3/\text{s}$;
- per le portate fino a $250 \text{ m}^3/\text{s}$ le scale in esame non differiscono molto una dall'altra.

Con l'intento di approfondire la conoscenza del regime idrologico del fiume Pescara per avere una sensibilità sulle portate di piena e sugli eventi storici, in questa sede sono state condotte alcune analisi preliminari:

- dapprima si è verificata la quota dello zero della scala delle portate di Santa Teresa, sulla base del livello misurato dai topografi in data 03.06.2016 alle ore 14 e del dato registrato nello stesso momento e acquisito dal Centro Idrografico; si è constatato che lo zero non differisce in maniera sensibile da quello adottato;
- successivamente è stato ricostruito l'evento del 2013, come descritto al par. 2.1.4.B a cui si rimanda.

Alla luce di quanto sopra esposto, si ritiene che le valutazioni circa le portate di piena del fiume Pescara siano perfezionabili con i necessari approfondimenti e misure volti all'aggiornamento della scala delle portate a Santa Teresa ed alla ricostruzione degli eventi storici; tali approfondimenti richiedono tuttavia tempi significativi che vanno oltre quelli di redazione del presente studio.

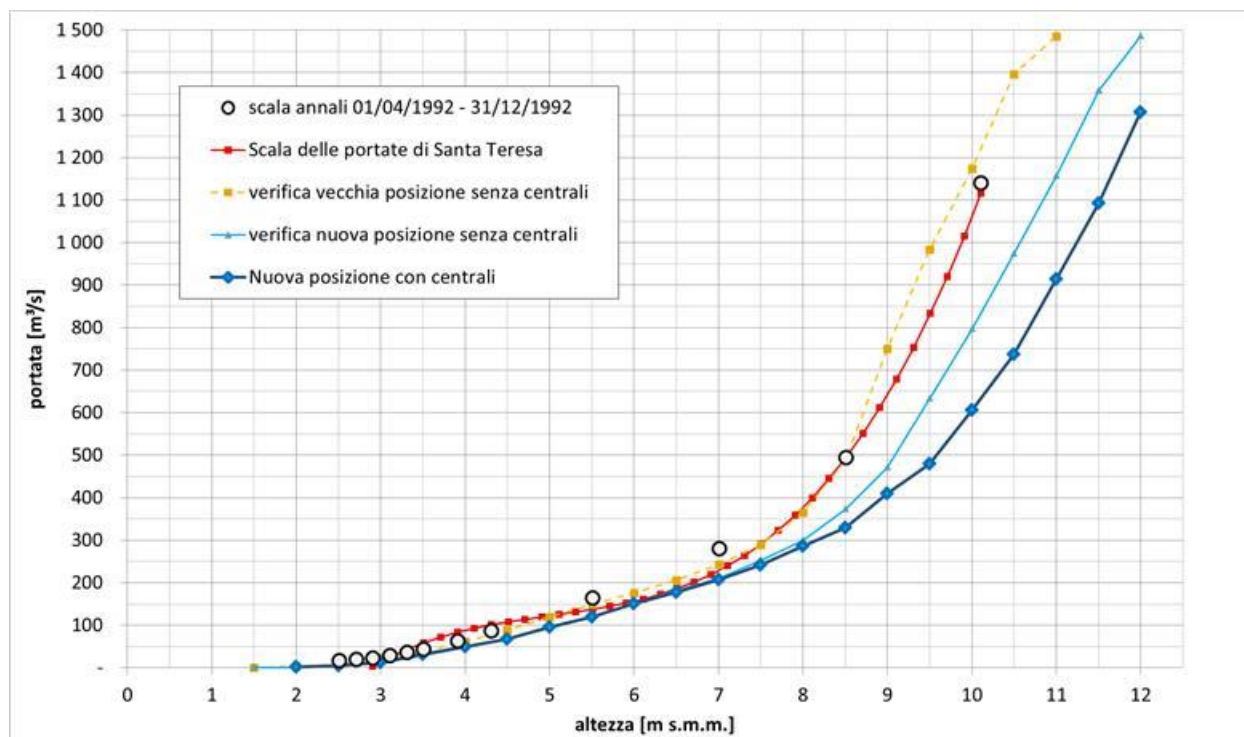


Figura 2.11 – Scala delle portate per diversi scenari analizzati: i punti indicano i valori della scala dagli annali del 1992; in rosso è riportata la scala delle portate di riferimento; in arancione la verifica effettuata con modello bidimensionale e geometria senza centrali idroelettriche; in azzurro la scala delle portate alla sezione in corrispondenza dell'idrometro con la stessa geometria senza centrali; in blu la scala delle portate alla sezione in corrispondenza dell'idrometro con geometria aggiornata allo stato attuale quindi con centrali.

2.1.4 Eventi storici

2.1.4.A Evento di piena dell'Aprile 1992

L'evento di piena registrato nel mese di Aprile 1992, per il fiume Pescara, è stato quello di maggiore entità registrato negli ultimi decenni. Le conseguenze del fenomeno sono state particolarmente gravose per l'ultimo tratto del fiume e in particolare per la città di Pescara e la zona di foce.

La ricostruzione dell'andamento della portata in transito lungo il fiume è stata eseguita, nell'ambito degli studi a supporto della realizzazione delle centrali idroelettriche sul f. Pescara, a partire dai dati pubblicati dal Servizio Idrografico Regionale negli Annali Idrologici. Le informazioni riguardano in particolare la stazione idrometrografica di Santa Teresa di Spoltore. I livelli idrometrici registrati nel periodo compreso tra i giorni 8 e 16 Aprile sono riportati nel grafico di Figura 2.12: il picco è stato registrato il giorno 10 Aprile 1992 alle ore 13 con un livello massimo di 5.52 m.

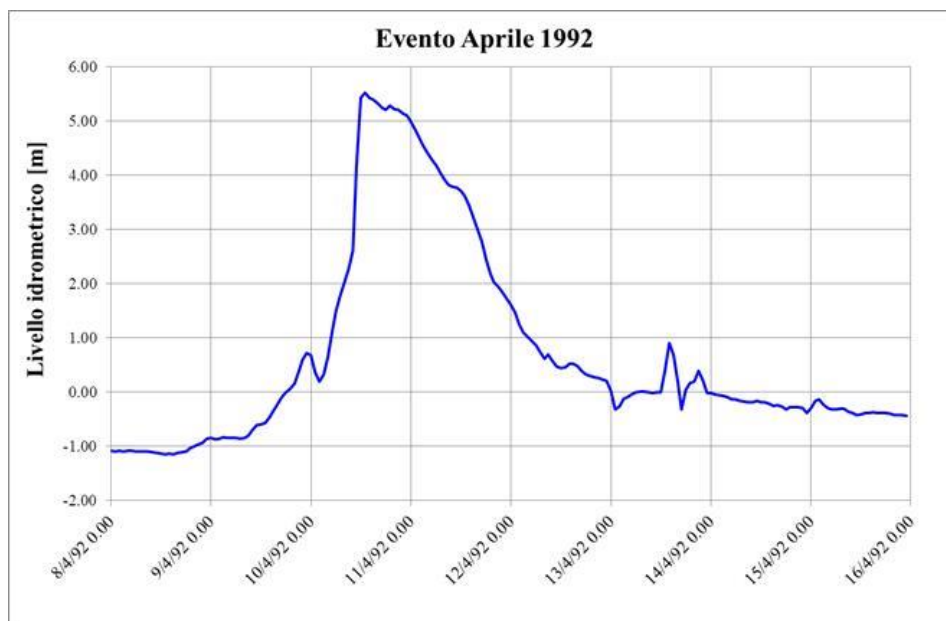


Figura 2.12 - Evento Aprile 1992: andamento del livello idrometrico registrato presso la stazione di S. Teresa (fonte: annali idrologici)

La trasformazione dei livelli idrometrici in portata (Figura 2.13) è avvenuta mediante il ricorso alla scala delle portate riportata negli Annali per la medesima stazione di Santa Teresa, punti bianchi di Figura 2.11 (negli annali la portata di picco a Santa Teresa al picco dell'evento corrisponde a $1096 \text{ m}^3/\text{s}$).

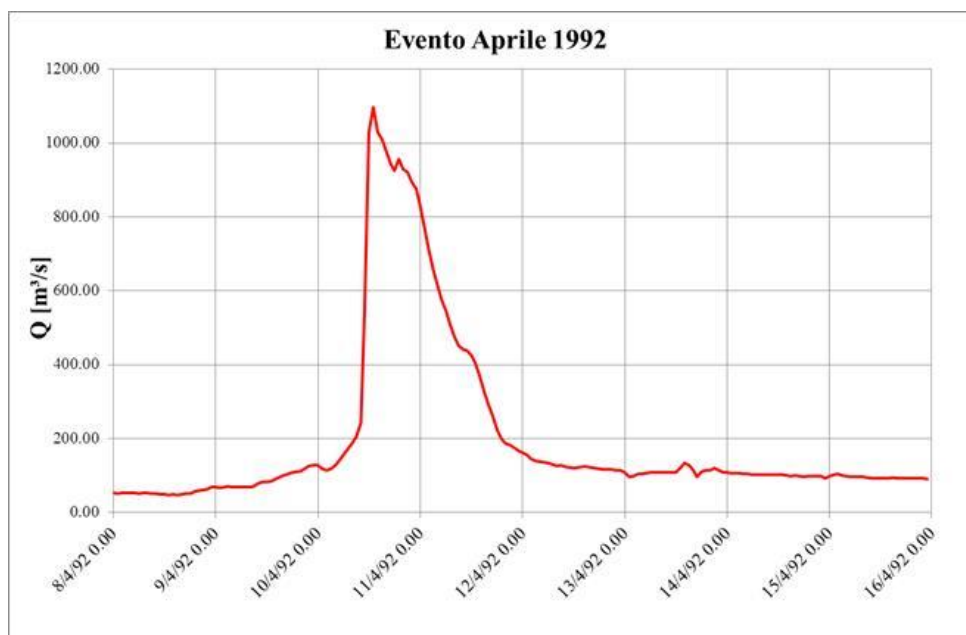


Figura 2.13 - Evento Aprile 1992: andamento del livello idrometrico registrato presso la stazione di S. Teresa.

2.1.4.B Evento di piena del 2013

L'evento di piena del 5-6 dicembre 2013 è stato significativo dal punto di vista idraulico in quanto la portata ha di poco superato la capacità della sezione d'alveo nel tratto cittadino (Lungofiume dei Poeti) senza determinare allagamenti significativi per effetto dell'esondazione (Figura 2.14), mentre più critico è stato l'effetto dovuto al mancato collettamento e scarico fognario.



Figura 2.14 – Immagini della piena del dicembre 2013.

Nell'ambito del presente studio si è ricostruito l'idrogramma di piena, riportato in Figura 2.15, sulla base di:

- dati forniti dall'Autorità di Bacino relativi ai livelli registrati presso la stazione di misura di Santa Teresa, la cui scala delle portate non risulta aggiornata a seguito della costruzione dei due sbarramenti in alveo in località Villanova e Santa Teresa, a servizio delle centrali idroelettriche, e dello spostamento dell'idrometro circa 360 metri più a monte;
- verifiche mediante applicazione di modello idraulico bidimensionale dei livelli simulati con quelli osservati a valle del casello autostradale di Chieti, presso il centro commerciale Megalò;
- applicazione di un modello bidimensionale per ricostruire la relazione livelli portate in corrispondenza dell'idrometro (vedi par. 2.1.3);
- verifiche dello zero idrometrico, sulla base di un confronto tra il livello misurato nel corso della campagna di rilievi topografici (sezioni in corrispondenza dell'idrometro) e livelli registrati dal Centro Idrografico regionale.

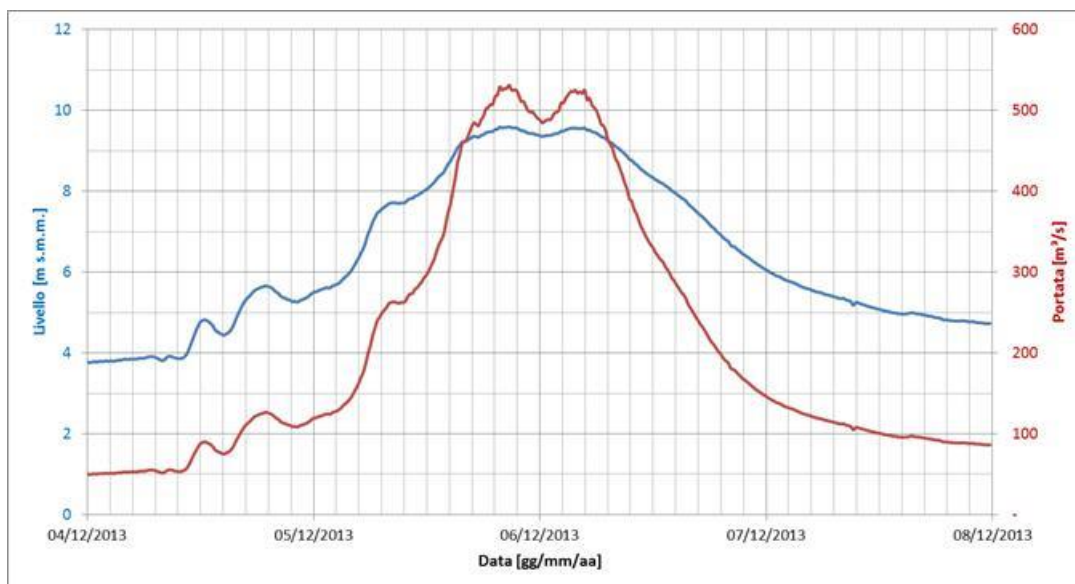


Figura 2.15 – Idrogramma di piena evento dicembre 2013.

2.2 Elaborazioni idrauliche relative alle portate con TR50, 100 e 200 anni

L'analisi idraulica, condotta utilizzando la base topografica aggiornata ed estesa all'ambito urbano di Pescara, descritta al precedente paragrafo 1.2.1, è finalizzata al confronto comparato delle seguenti configurazioni:

1. Stato attuale;
2. Configurazione di progetto "Porte chiuse" (varchi di via Orazio, museo delle genti e ponte villa Fabio);
3. Configurazione di progetto "PRP e condizione Porte chiuse";
4. Configurazione di progetto "Vasche e condizione Porte chiuse";
5. Configurazione di progetto "Vasche con PRP e condizione Porte chiuse".

Il presente paragrafo descrive quindi la metodologia di analisi adottata, i dati utilizzati ed i risultati ottenuti in termini di profili idrici e di aree allagabili, elaborate in termini di fasce di pericolosità idraulica, secondo i metodi impiegati dall'Autorità di Bacino.

2.2.1 Scelta del modello numerico

La modellazione idraulica in un contesto come quello in esame necessita di strumenti in grado di cogliere tutte le peculiarità del sistema fiume – territorio in un contesto cittadino.

L'analisi idraulica è stata svolta implementando il modello matematico **InfoWorks ICM** (Figura 2.16) sviluppato dall'azienda inglese Innovyze (una descrizione del modello è disponibile in Appendice A). Il modello permette sia calcoli di tipo mono-bidimensionale sia calcoli di tipo completamente bidimensionale.

Vista la conformazione e la posizione dell'area di studio, con il fiume caratterizzato da un alveo inciso con presenza di golene e di una sezione meno regolare nel tratto finale (porto canale, allargamento di sezione, restringimento e sbocco) fino alla confluenza in mare, si è scelto di implementare un modello in configurazione geometrica completamente bidimensionale.

La geometria di calcolo è data da una mesh ad elementi triangolari le cui caratteristiche geometriche sono fornite direttamente dal modello digitale del terreno utilizzato e dagli elementi di schematizzazione inseriti al fine di descrivere con accuratezza le variazioni morfologiche ed altimetriche degli elementi realmente presenti sia all'interno che all'esterno dell'alveo principale (ponti, sponde, argini, rilevati stradali, muri, edifici, ...).

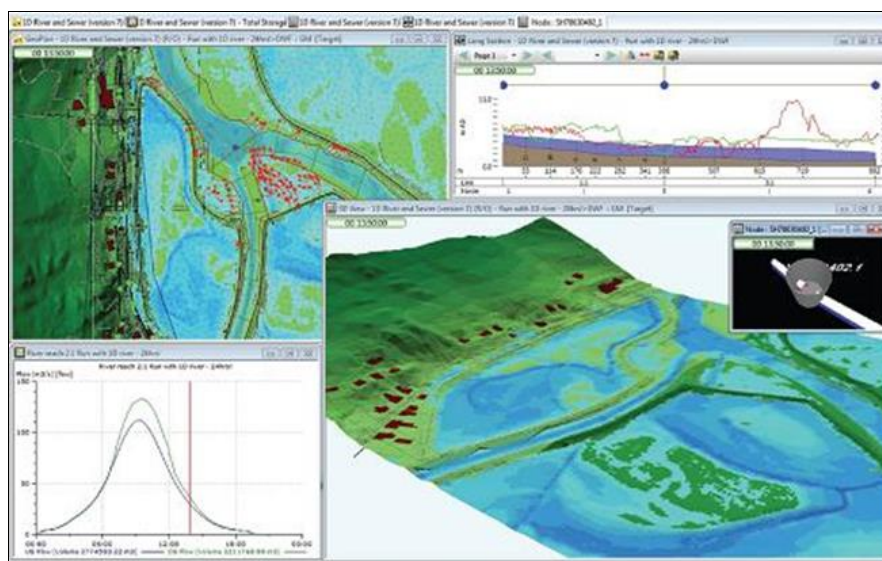


Figura 2.16 - Schermata del software di simulazione idraulica InfoWorks ICM.

Nel corso della fase di taratura del modello si è approfondito il nesso tra la dinamica di piena e quella evolutiva

morfologica. Tale analisi è stata condotta con il modello bidimensionale a fondo mobile, MIKE 21C distribuito dal Danish Hydraulic Institute (DHI), specificatamente concepito per trattare problemi di trasporto solido, evoluzione morfologica, tendenze evolutive, ed utilizzato nel presente studio per le valutazioni di trasporto solido descritte al successivo Capitolo 3 (cfr. Appendice B). Il modello a fondo mobile, che rappresenta un valore aggiunto all'analisi idraulica, ha mostrato che si instaurano modifiche batimetriche significative dal punto di vista dell'incremento della sezione di deflusso nella fase di picco e in quella decrescente della piena (cfr. par. 2.2.2.C).

Vista la complessità del tema, non potendo inserire nel modello a fondo mobile il dettaglio necessario di tutti gli elementi ritenuti indispensabili per modellare la propagazione delle esondazioni in città (strutture, edifici, ecc.), lo studio idraulico per la determinazione dei profili di piena e delle aree allagabili (fasce di pericolosità) è stato affrontato con il modello di dettaglio a fondo fisso InfoWorks ICM, in grado di descrivere ogni tipo di elemento geometrico nel fiume e nelle aree inondabili presente nell'area di studio (edifici, muri, ponti, ecc.), distinguendo due casi di studio: il primo con geometria basata sulle batimetrie come da rilievo topografico aggiornato (approccio cautelativo), il secondo con geometria basata su batimetrie modificate estratte dal modello a fondo mobile MIKE 21C, in un determinato istante di calcolo.

2.2.2 Implementazione del modello idraulico a fondo fisso

2.2.2.A Geometria di calcolo

Il modello idraulico bidimensionale InfoWorks ICM è stato implementato per un tratto di circa 4.2 km a partire dalla S.S. 5 Adriatica fino alla foce del fiume nel mar Adriatico (Figura 2.17).



Figura 2.17 – Estensione del modello idraulico bidimensionale.

I dati utilizzati per costruire il modello digitale del terreno per la descrizione plano-altimetrica dell'area di studio sono:

- punti quotati provenienti da rilievo LiDAR (due risoluzioni legate ai due sottoprogetti sviluppati dal Ministero (1pnt/m² per i fiumi e 2pnt/m² per le zone costiere) ;
- punti quotati della batimetria del fiume ottenuti da interpolazione delle sezioni d'alveo rilevate durante la campagna topografica (maggio 2016);
- linee quotate della batimetria del mare (2008);
- linee quotate delle rampe di accesso al Ponte Nuovo e al ponte di Villa Fabio.

Inoltre sono stati definiti, mediante opportuni elementi a disposizione nel modello (breaklines, strutture lineari bidimensionali, ecc.), che consentono di tener conto delle effettive quote di sommità degli elementi lineari che influiscono sulla dinamica di propagazione della piena, i seguenti elementi topologici:

- attraversamenti modellati tramite struttura lineare che permette la definizione della quota di impalcato e delle dimensioni aperture;
- elementi di tipo culvert per la definizione di sottopassi, tombotti ecc.;
- poligoni per definire le pile del Ponte del Mare e i piloni dell'Asse Attrezzato;
- poligoni per definire gli edifici;
- linee quotate per la definizione delle arginature e dei muri;
- linee quotate per la definizione di reti infrastrutturali principali (strade, ferrovie, ecc.).

Per quanto riguarda le configurazioni che prevedono le “porte chiuse” (2, 3, 4, 5), sono stati inseriti appositi elementi quotati che rappresentano le porte e i muri, in particolare in corrispondenza di via Orazio, Museo delle Genti e Ponte Villa Fabio (Figura 2.18). La porta stagna di via Aterno è stata considerata sempre chiusa, in quanto già messa in opera.

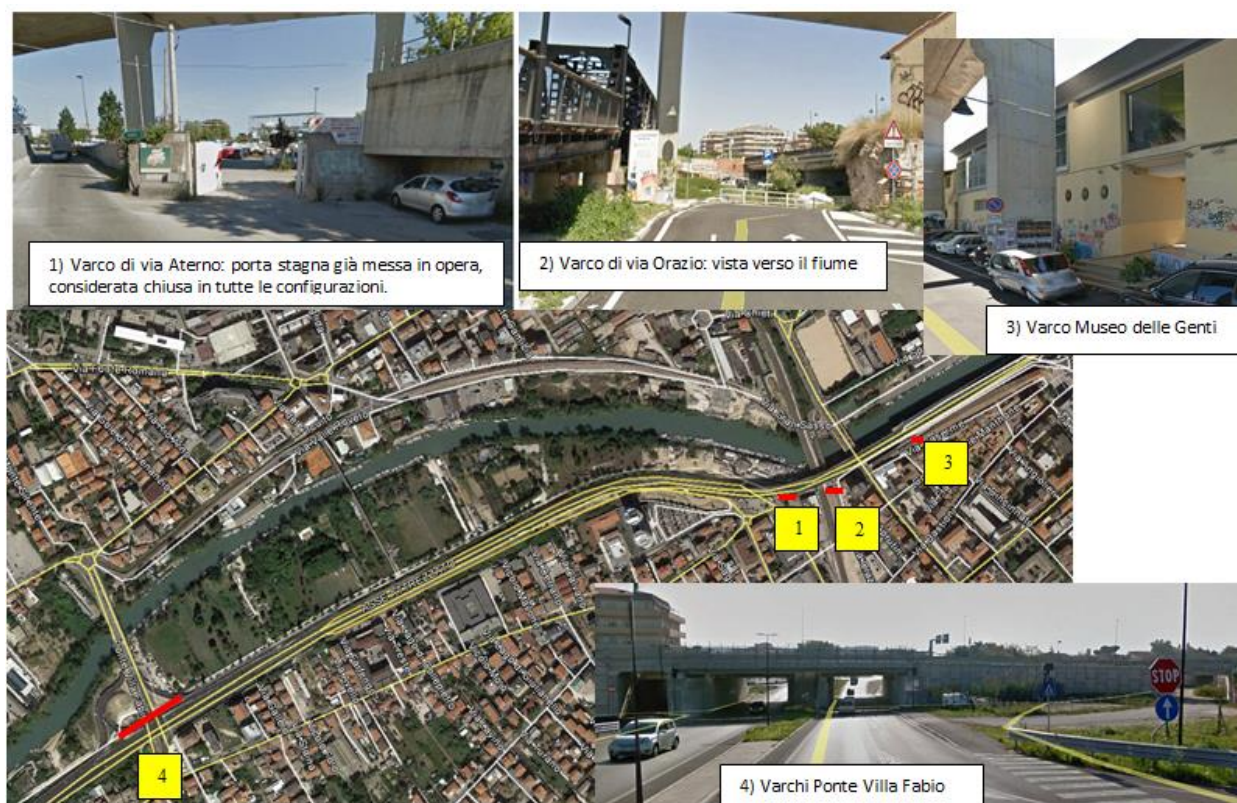


Figura 2.18 – Individuazione dei varchi.

A partire dal modello digitale del terreno e dagli elementi 2D implementati si è ricavata la mesh di calcolo bidimensionale, a elementi finiti di forma triangolare. La mesh è stata ottenuta mediante un particolare procedimento di calcolo che tiene conto della variazione morfologico-altimetrica del DTM: questa particolare potenzialità è particolarmente utile per dar conto della rappresentazione morfologica del territorio.

A titolo di esempio si riporta in Figura 2.19 la rappresentazione planimetrica dell'estensione della geometria di calcolo ed un particolare della stessa dove è evidenziata la mesh di calcolo.

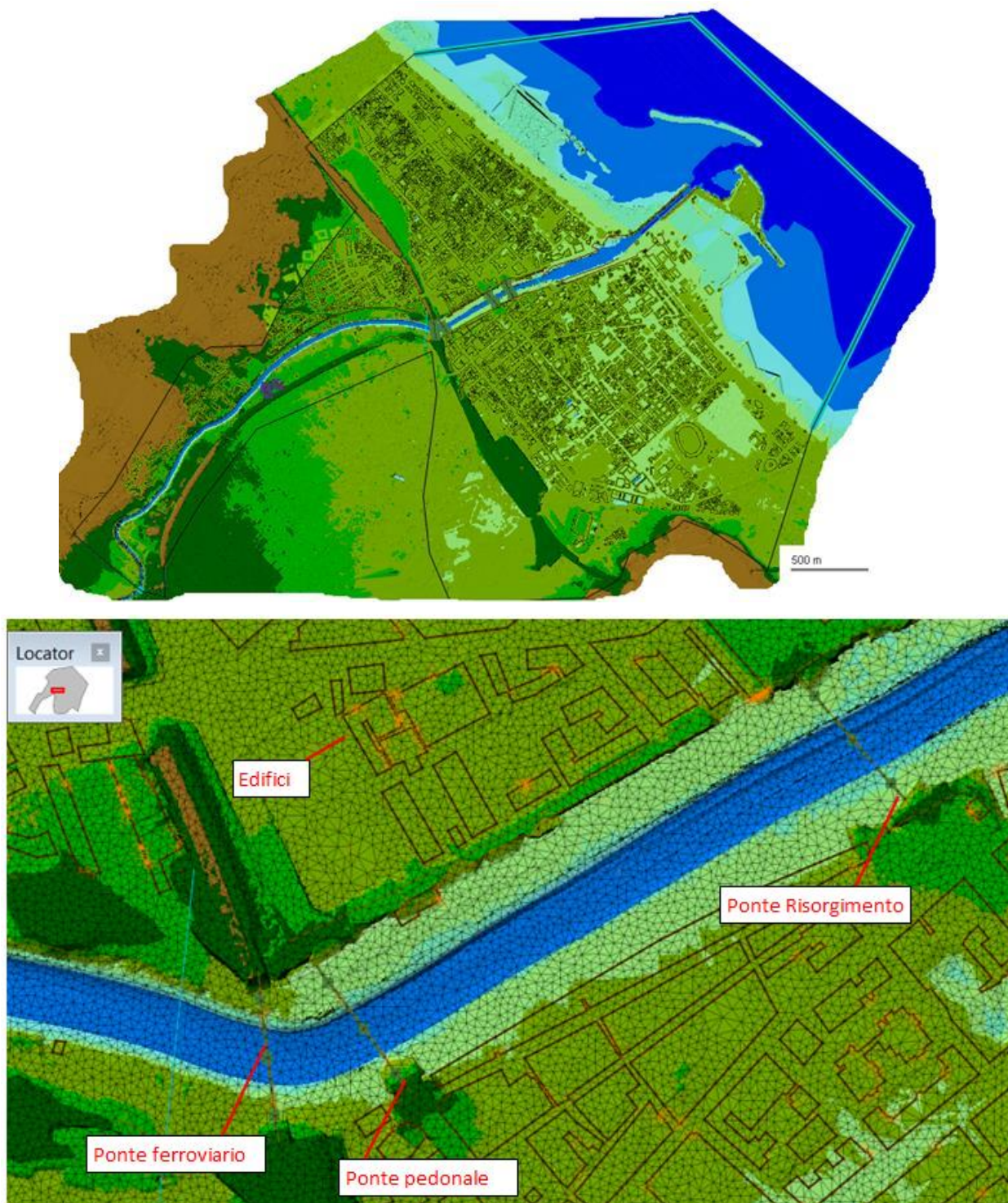


Figura 2.19 – Rappresentazione planimetrica dell'estensione del dominio di calcolo (perimetro nero) e particolare con evidenza della mesh di calcolo.

2.2.2.B Condizioni al contorno e di scabrezza

Le condizioni al contorno inserite nel modello sono rappresentate dalla portata in ingresso in corrispondenza della sezione di monte e dalla condizione di valle.

Come descritto al par. 2.1.2, gli idrogrammi in ingresso sono quelli caratterizzati da TR50, 100 e 200 anni forniti dall'Autorità di Bacino, per le configurazioni 1, 2 e 3, e quelli laminati per effetto delle casse di espansione per le configurazioni 4 e 5.

Per tarare il modello è stato considerato l'evento del dicembre 2013.

La condizione di valle del modello è definita da un livello, che può essere costante o variabile nel tempo. Per le simulazioni relative alle condizioni di piena si è imposto un livello costante del mare pari a 0.5 m s.m.m., come fatto dall'Autorità di Bacino nelle recenti verifiche idrauliche finalizzate alla perimetrazione della pericolosità idraulica, anche alla luce dell'analisi dei livelli idrici della boa di Ortona registrati dal 2010 al 2016 (Figura 2.20). Per quanto riguarda l'evento di verifica (dicembre 2013) sono stati invece utilizzati i livelli variabili nel tempo, registrati alla stessa boa di Ortona (Figura 2.21).

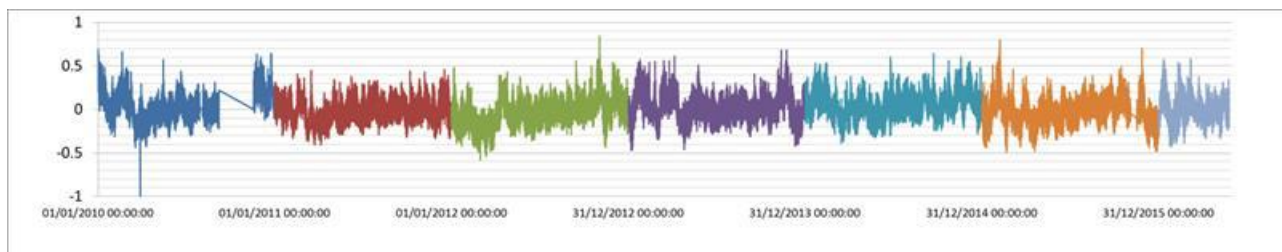


Figura 2.20 – Livello del mare registrato alla boa di Ortona dal 2010 al 25.05.2016.

I valori di scabrezza sono stati assegnati alle diverse aree sulla base dell'uso del suolo ricavato dalle ortofoto, della granulometria dei sedimenti dell'alveo e del processo di taratura.

Indicativamente, i valori di scabrezza utilizzati per l'alveo sono compresi tra 0.022-0.025, per le strade adiacenti all'alveo si è assunto un valore di 0.015, per le aree esterne non vegetate di 0.04 e per quelle vegetate di 0.066.

2.2.2.C Taratura

Quale evento di taratura si è scelto l'evento del 5-6 dicembre 2013, di cui si dispongono numerose osservazioni sul campo.

L'idrogramma di piena, che presenta un picco di circa 565 m³/s, è riportato in Figura 2.15 mentre per quanto riguarda le condizioni di valle, sono stati inseriti nel modello i dati del livello del mare registrati alla boa di Ortona (Figura 2.21).

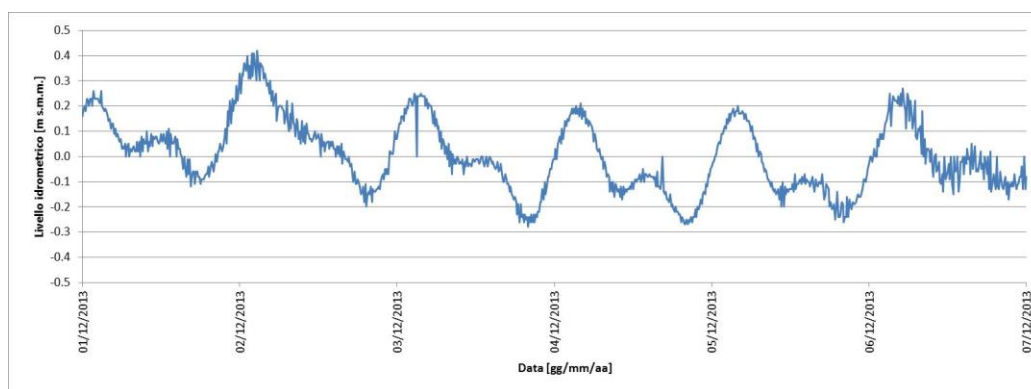


Figura 2.21 – Livello del mare registrato alla boa di Ortona durante l'evento del dicembre 2013.

Il processo di taratura del modello, pur adottando valori di scabrezza di Manning prossimi al limite inferiore ammissibile per alvei fluviali, ha evidenziato allagamenti nel tratto terminale del fiume più estesi di quelli osservati (Figura 2.22).



Figura 2.22 – Evento 2013: massime altezze d'acqua simulate.

Si è quindi proceduto andando a valutare le modifiche batimetriche che potenzialmente si verificano durante gli eventi di piena, mediante applicazione del modello bidimensionale a fondo mobile MIKE 21C, descritto al par. 3.2.

Al fine di utilizzare in maniera combinata gli strumenti di calcolo, si è dapprima verificato che la risposta dei due modelli fosse la stessa utilizzando lo stesso range di valori di scabrezza: tale analisi ha prodotto un risultato positivo. Si è quindi proceduto con le simulazioni a fondo mobile.

La Figura 2.23 mostra le altezze d'acqua al picco mentre la Figura 2.24 mostra i cambiamenti della batimetria in diversi istanti di calcolo. Con specifico riferimento al tratto tra il ponte ferroviario e la foce, inizialmente il fiume tende ad erodere dove la sezione si presenta più stretta, quindi a monte e a valle del porto canale, e a depositare nello stesso, mentre successivamente, per portate superiori a $500 \text{ m}^3/\text{s}$, si crea un canale continuo da monte verso valle, tendenza che, alla luce di risultati ottenuti in test di calcolo preliminari, è più accentuata se si considerano portate superiori. La dinamica descritta si traduce in una maggior capacità di deflusso dell'alveo e in una minor estensione delle aree allagate, che, considerando attendibili le portate attribuite all'evento, più rispondenti al dato osservato.

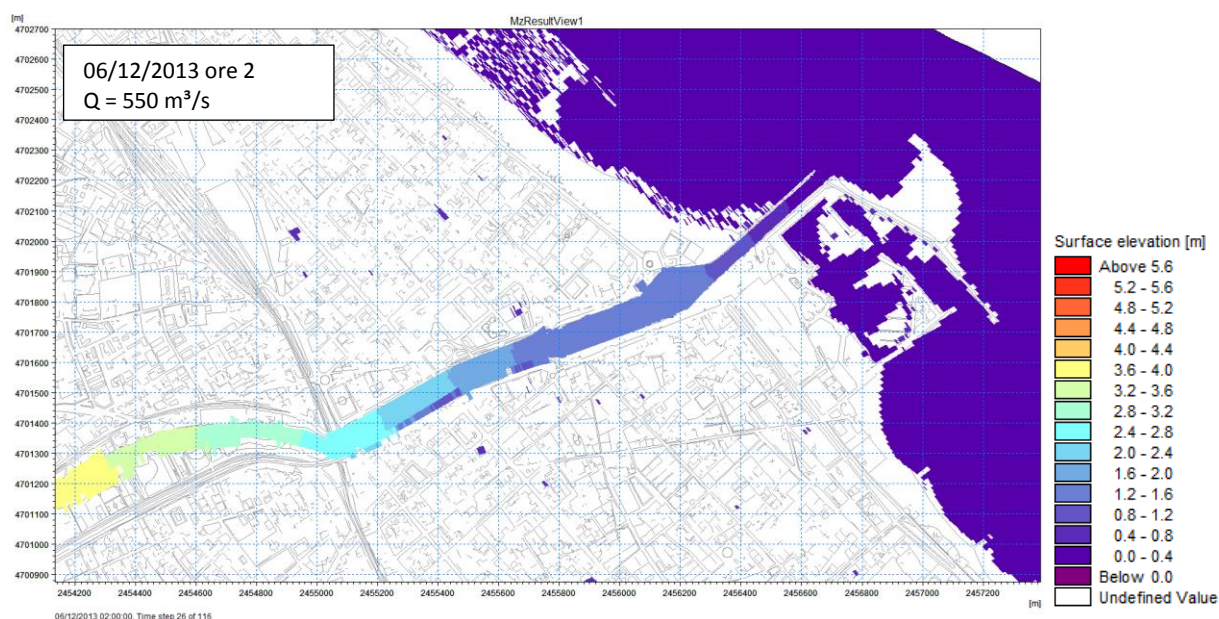


Figura 2.23 – Evento 2013, risultati del modello a fondo mobile in diversi istanti di calcolo: altezze idrometriche (m s.m.m.).

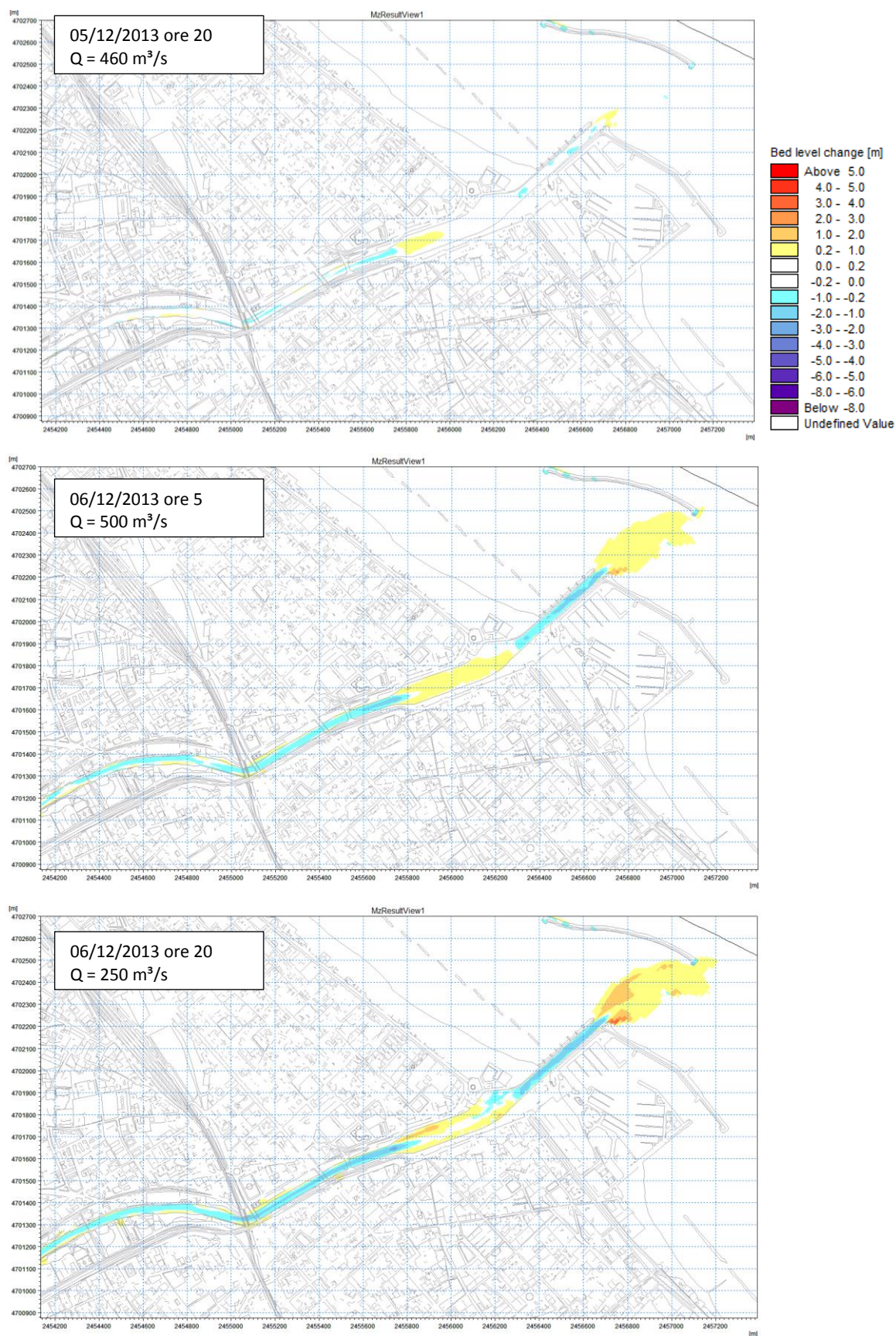


Figura 2.24 – Evento 2013, risultati del modello a fondo mobile in diversi istanti di calcolo: modifiche della batimetria.

Come anticipato, alla luce di queste valutazioni, lo studio idraulico per la determinazione dei profili di piena e delle aree allagabili (fasce di pericolosità) è stato affrontato con il modello di dettaglio a fondo fisso InfoWorks ICM, utilizzando entrambe le conformazioni batimetriche:

1. la prima ricavata dal rilievo topografico, quindi senza considerare alcun effetto di modifica del fondo, seguendo anche quella che è la metodologia dell'Autorità di Bacino;
2. la seconda ricavata dai risultati del modello a fondo mobile applicato ad un evento la cui portata al colmo è di poco superiore alla portata limite del tratto finale del fiume: la batimetria estratta da MIKE 21C è relativa ad un istante prossimo al picco.

Il secondo gruppo di simulazioni, condotte con batimetrie modificate, mostrano profili di piena più regolari e mediamente inferiori rispetto alle simulazioni condotte con batimetrie come da rilievo (Figura 2.25); in particolare nel caso dell'evento di taratura l'utilizzo di tale geometria di calcolo elimina gli allagamenti oltre la sponda sinistra nel tratto allargato del porto canale (dato simile al dato osservato, Figura 2.26).

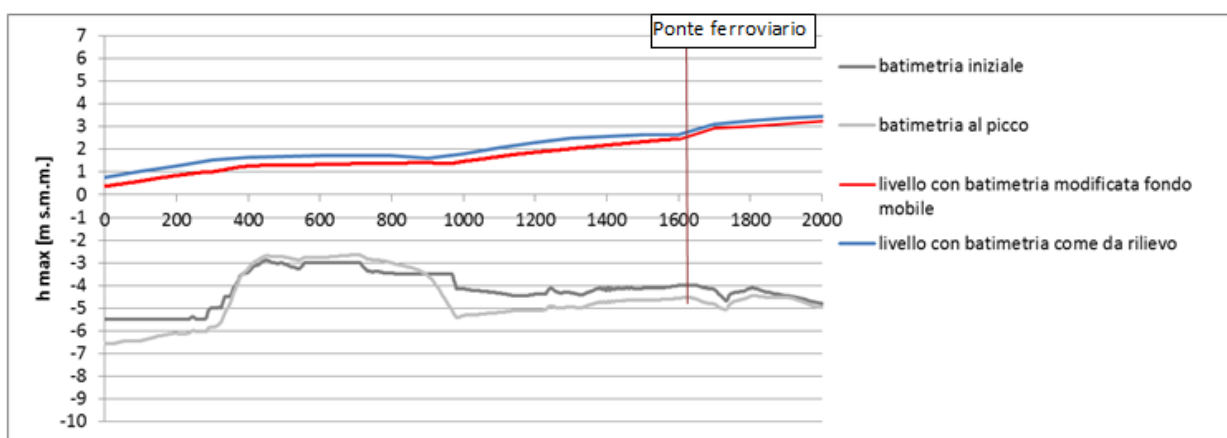


Figura 2.25 – Confronto dei profili ottenuti utilizzando le batimetrie da rilievo (linea grigio scuro) e le batimetrie ricavate dall'applicazione del modello a fondo mobile (linea grigio chiaro).



Figura 2.26 – Confronto dei profili ottenuti utilizzando le batimetrie da rilievo (linea grigio scuro) e le batimetrie ricavate dall'applicazione del modello a fondo mobile (linea grigio chiaro).

2.2.3 Risultati ottenuti: profili di piena

I risultati ottenuti sono stati elaborati e confrontati in termini di profili di piena e di estensione delle fasce fluviali.

Come anticipato al paragrafo precedente, il modello restituisce profili di piena differenti, se si adotta la batimetria come da rilievo o la batimetria modificata da un probabile effetto di dinamica morfologica di piena. A tal riguardo, la Tabella 2.IV riporta i valori di portata limite, ovvero della portata contenuta nella sezione d'alveo nel tratto

cittadino a valle del ponte ferroviario, senza causare esondazioni, in funzione delle geometrie di calcolo assunte.

Tabella 2.IV – Valori della portata limite nel tratto cittadino, in funzione delle configurazioni geometriche analizzate.

Geometria di calcolo	Portata limite [m ³ /s]
Configurazione 1, 2, 4 (senza PRP) con batimetria come da rilievo topografico	520
Configurazione 1, 2, 4 (senza PRP) con batimetria modificata considerando un probabile effetto di dinamica morfologia	620
Configurazione 3, 5 (con PRP) con batimetria come da rilievo topografico	700
Configurazione 3, 5 (con PRP) con batimetria modificata considerando un probabile effetto di dinamica morfologia	750

Poiché l'obiettivo del presente studio è quello di comparare le diverse configurazioni, ed essendo le portate al colmo associate a TR50, 100 e 200 anni tutte maggiori dei valori di portata limite, i risultati da ritenersi di riferimento sono quelli ottenuti dalle geometrie di calcolo che impiegano la batimetria come da rilievo topografico, adottando un approccio di tipo cautelativo.

Figura 2.28, Figura 2.29, Figura 2.30 mostrano i profili ottenuti nel tratto a valle del ponte ferroviario nei diversi scenari per tempo di ritorno pari a 50, 100 e 200 anni rispettivamente. Si fa presente che le progressive indicate nelle figure dei profili fanno riferimento a quelle evidenziate in Figura 2.27.

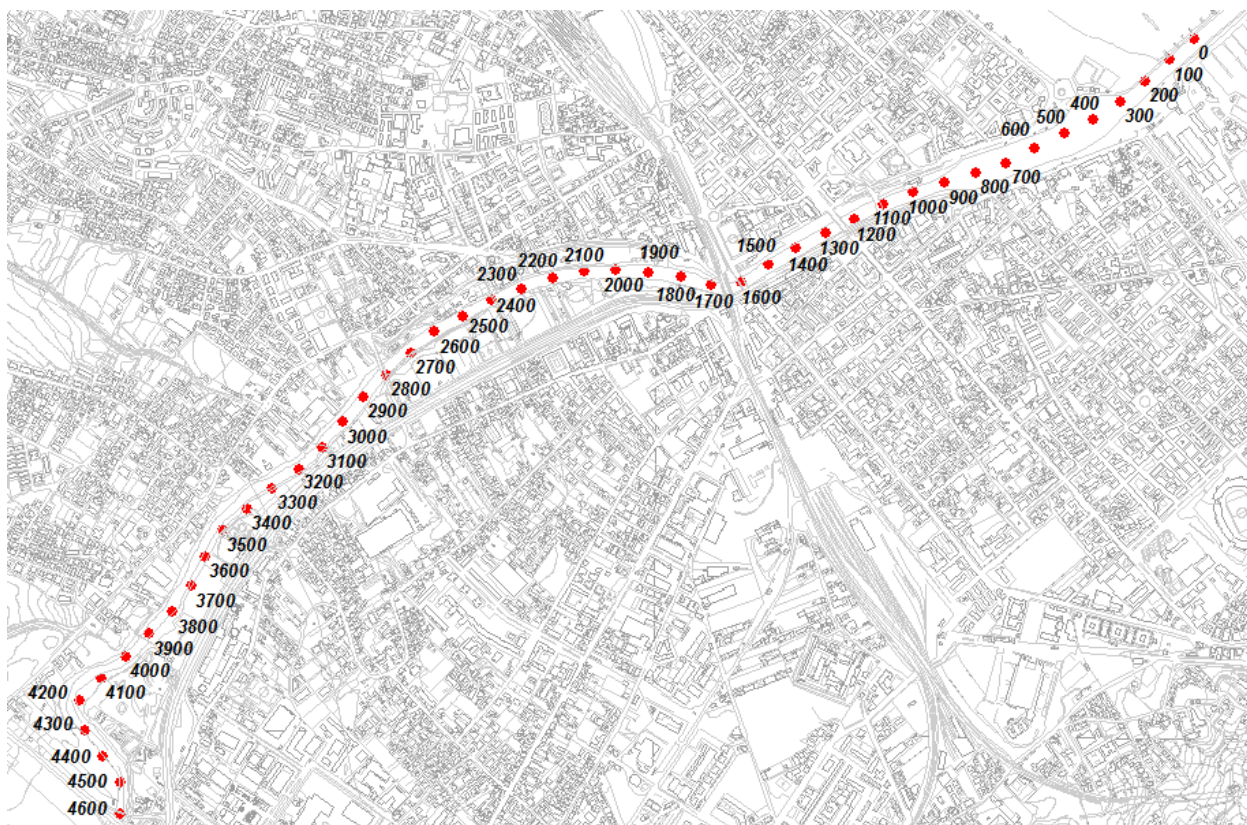


Figura 2.27 – Indicazione planimetrica dell'asse del fiume e delle progressive utilizzate nei grafici relativi ai profili.

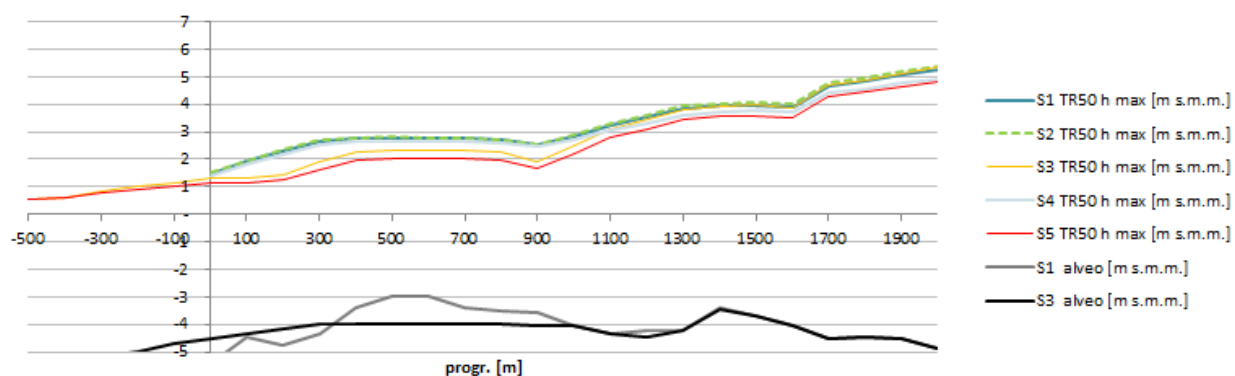


Figura 2.28 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR50 anni.

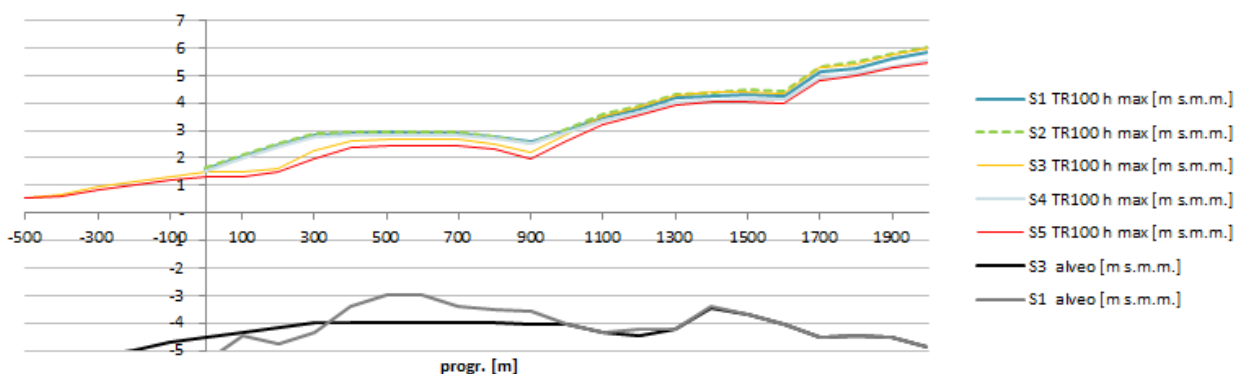


Figura 2.29 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR100 anni.

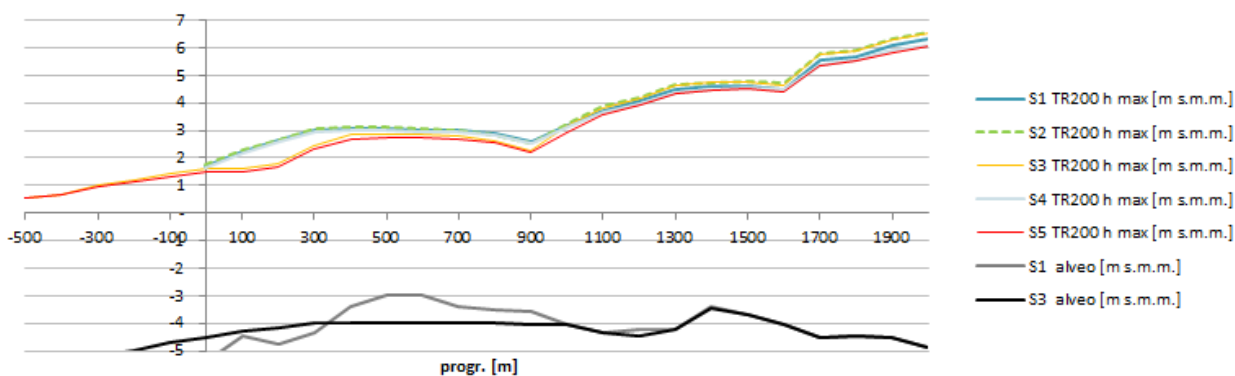


Figura 2.30 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR200 anni.

In Figura 2.31 e Figura 2.32, si riportano i profili ottenuti per il secondo (porte chiuse) ed il quinto scenario (porte chiuse + PRP + casse) per i diversi tempi di ritorno simulati, mentre in Tabella 2.V sono elencati i valori delle massime altezze ottenute lungo il fiume Pescara per le diverse configurazioni simulate (S1, S2, ..., S5) per ciascun tempo di ritorno analizzato.

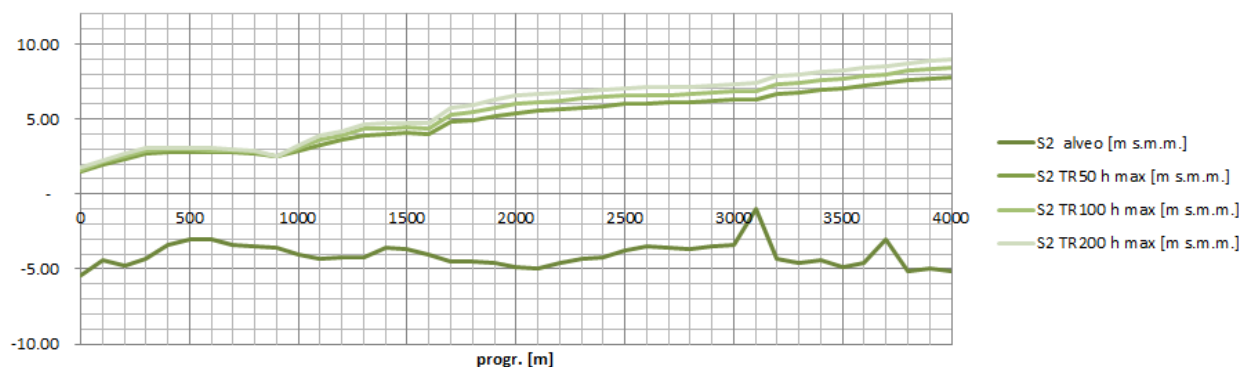


Figura 2.31 – Confronto dei profili ottenuti nel secondo scenario per diversi tempi di ritorno.

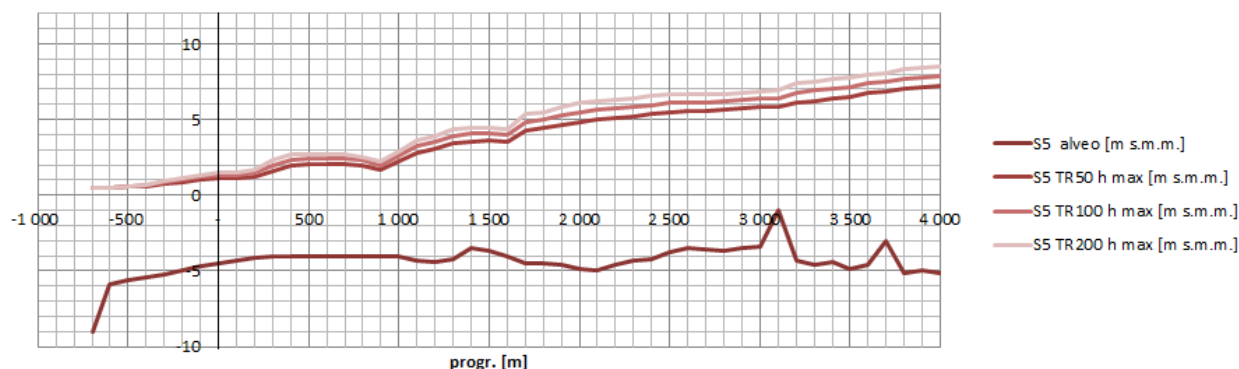


Figura 2.32 – Confronto dei profili ottenuti nel quinto scenario per diversi tempi di ritorno.

Tabella 2.V – Altezze idrometriche massime ottenute per TR50, 100 e 200 anni nelle diverse configurazioni geometriche analizzate.

	Progr. [m]	h max TR50 [m s.m.m.]					h max TR100 [m s.m.m.]					h max TR200 [m s.m.m.]				
		S1	S2	S3	S4	S5	S1	S2	S3	S4	S5	S1	S2	S3	S4	S5
foce	0	1.47	1.50	1.29	1.39	1.13	1.60	1.64	1.48	1.53	1.33	1.72	1.76	1.61	1.66	1.51
	100	1.93	1.96	1.29	1.82	1.14	2.08	2.13	1.49	2.00	1.34	2.21	2.27	1.61	2.15	1.51
	200	2.32	2.36	1.42	2.20	1.25	2.48	2.53	1.64	2.40	1.47	2.62	2.67	1.78	2.56	1.67
	300	2.67	2.71	1.91	2.54	1.64	2.84	2.89	2.26	2.75	1.99	2.98	3.04	2.47	2.92	2.31
	400	2.75	2.79	2.28	2.62	1.97	2.91	2.96	2.63	2.82	2.36	3.05	3.10	2.83	2.99	2.68
	500	2.77	2.81	2.33	2.65	2.02	2.92	2.97	2.68	2.84	2.41	3.06	3.10	2.87	3.00	2.72
	600	2.76	2.79	2.33	2.65	2.03	2.89	2.93	2.68	2.82	2.42	3.01	3.04	2.85	2.95	2.72
	700	2.76	2.79	2.34	2.66	2.05	2.89	2.92	2.66	2.82	2.41	2.99	3.01	2.81	2.94	2.69
	800	2.68	2.70	2.23	2.60	1.98	2.78	2.78	2.50	2.72	2.30	2.86	2.85	2.61	2.80	2.53
	900	2.52	2.52	1.92	2.46	1.65	2.57	2.54	2.20	2.53	1.99	2.60	2.56	2.28	2.55	2.23
	1000	2.84	2.88	2.51	2.73	2.21	3.00	3.06	2.87	2.92	2.60	3.16	3.24	3.12	3.09	2.92
	1100	3.24	3.30	3.11	3.07	2.77	3.50	3.60	3.53	3.37	3.21	3.73	3.86	3.83	3.65	3.59
	1200	3.51	3.58	3.44	3.33	3.10	3.80	3.91	3.86	3.66	3.54	4.05	4.19	4.16	3.97	3.92
	1300	3.83	3.92	3.80	3.61	3.42	4.18	4.32	4.28	4.01	3.91	4.49	4.66	4.64	4.39	4.35
	1400	3.92	4.00	3.94	3.69	3.56	4.27	4.39	4.40	4.08	4.04	4.57	4.73	4.76	4.46	4.47
	1500	3.96	4.07	3.96	3.76	3.59	4.29	4.46	4.42	4.15	4.07	4.58	4.76	4.75	4.52	4.48
	1600	3.91	4.03	3.89	3.73	3.53	4.23	4.41	4.33	4.11	3.99	4.50	4.69	4.64	4.46	4.40
ponte FFSS	1700	4.67	4.80	4.71	4.41	4.28	5.11	5.32	5.27	4.92	4.84	5.52	5.76	5.73	5.40	5.36
	1800	4.84	4.96	4.88	4.57	4.46	5.28	5.47	5.43	5.08	5.01	5.69	5.92	5.89	5.56	5.52
	1900	5.08	5.20	5.13	4.77	4.66	5.59	5.78	5.74	5.33	5.27	6.07	6.30	6.28	5.88	5.84
	2000	5.28	5.40	5.33	4.93	4.82	5.82	6.01	5.97	5.53	5.47	6.32	6.55	6.53	6.11	6.08
	2100	5.42	5.54	5.48	5.07	4.98	5.96	6.14	6.11	5.67	5.62	6.46	6.67	6.65	6.24	6.21
	2200	5.55	5.66	5.60	5.20	5.11	6.08	6.25	6.22	5.79	5.74	6.57	6.78	6.76	6.35	6.32
	2300	5.67	5.77	5.72	5.31	5.23	6.20	6.36	6.33	5.90	5.86	6.68	6.88	6.86	6.45	6.43
	2400	5.78	5.88	5.83	5.43	5.35	6.31	6.46	6.44	6.01	5.97	6.78	6.97	6.96	6.56	6.53
	2500	5.89	5.99	5.95	5.55	5.48	6.41	6.56	6.54	6.12	6.08	6.89	7.07	7.06	6.66	6.64
	2600	5.95	6.05	6.01	5.61	5.55	6.46	6.61	6.59	6.18	6.14	6.93	7.11	7.09	6.70	6.68
	2700	5.99	6.08	6.04	5.65	5.59	6.49	6.62	6.60	6.20	6.16	6.94	7.11	7.10	6.71	6.69
	2800	6.03	6.09	6.05	5.67	5.61	6.51	6.64	6.62	6.22	6.18	6.96	7.13	7.12	6.73	6.71

Progr. [m]	h max TR50 [m s.m.m.]					h max TR100 [m s.m.m.]					h max TR200 [m s.m.m.]				
	S1	S2	S3	S4	S5	S1	S2	S3	S4	S5	S1	S2	S3	S4	S5
2900	6.13	6.20	6.16	5.78	5.73	6.61	6.74	6.72	6.32	6.29	7.06	7.23	7.22	6.83	6.81
3000	6.20	6.27	6.24	5.86	5.80	6.69	6.82	6.80	6.39	6.36	7.16	7.33	7.32	6.91	6.89
3100	6.26	6.33	6.29	5.90	5.85	6.76	6.89	6.87	6.45	6.42	7.25	7.42	7.41	6.99	6.97
3200	6.62	6.68	6.65	6.20	6.15	7.18	7.29	7.27	6.82	6.79	7.69	7.83	7.82	7.39	7.37
3300	6.74	6.80	6.76	6.30	6.26	7.33	7.43	7.41	6.94	6.91	7.85	7.98	7.97	7.53	7.51
3400	6.89	6.95	6.92	6.45	6.40	7.49	7.58	7.57	7.09	7.07	8.02	8.14	8.14	7.69	7.67
3500	7.00	7.05	7.02	6.55	6.51	7.59	7.67	7.66	7.19	7.17	8.11	8.23	8.22	7.77	7.76
3600	7.23	7.27	7.25	6.78	6.75	7.81	7.89	7.88	7.41	7.39	8.36	8.46	8.45	8.00	7.99
3700	7.35	7.39	7.37	6.91	6.87	7.94	8.01	8.00	7.53	7.51	8.47	8.56	8.55	8.11	8.10
3800	7.53	7.57	7.55	7.06	7.03	8.13	8.20	8.19	7.71	7.69	8.66	8.74	8.74	8.30	8.29
3900	7.66	7.69	7.67	7.19	7.16	8.25	8.32	8.31	7.83	7.82	8.78	8.86	8.85	8.42	8.41
4000	7.74	7.78	7.76	7.25	7.22	8.37	8.43	8.42	7.92	7.91	8.94	9.02	9.01	8.54	8.53
4100	8.10	8.13	8.11	7.58	7.56	8.75	8.80	8.79	8.28	8.27	9.32	9.39	9.38	8.91	8.90
4200	8.26	8.29	8.28	7.75	7.73	8.91	8.96	8.95	8.44	8.43	9.49	9.54	9.54	9.07	9.06
4300	8.25	8.27	8.26	7.75	7.73	8.87	8.92	8.91	8.42	8.41	9.42	9.48	9.47	9.02	9.01
4400	8.25	8.28	8.27	7.76	7.74	8.87	8.92	8.91	8.43	8.41	9.42	9.48	9.48	9.02	9.02
4500	8.31	8.34	8.33	7.82	7.79	8.94	8.99	8.98	8.49	8.48	9.49	9.55	9.54	9.09	9.08

Le differenze in termini relativi tra uno scenario e l'altro sono maggiori per TR50 anni e decrescono leggermente per tempi di ritorno superiori. La Figura 2.33 riporta un istogramma con le differenze tra lo scenario 2 (attuale con porte chiuse) e gli scenari 3 (porte chiuse + PRP), 4 (porte chiuse + casse) e 5 (porte chiuse + casse + PRP) per tempo di ritorno 50 anni. Quello che emerge è che l'effetto positivo delle opere di PRP è evidente nel primo kilometro dalla foce e si attenua andando verso monte (barre in rosso "S2-S3"); al contrario l'effetto positivo della laminazione delle casse, che riduce le portate al colmo di circa 150 m³/s nel tratto cittadino è più evidente nel tratto a monte della ferrovia (barre in blu "S2-S4"), vista la diversa forma della sezione di deflusso (alveo + golene). Complessivamente quindi lo scenario che prevede tutte le opere in progetto determina un miglioramento in termini di livelli idrici compreso tra 40 e 100 cm nel tratto a valle del ponte ferroviario e di circa 50 cm nel tratto a monte dello stesso (barre in verde "S2-S5").

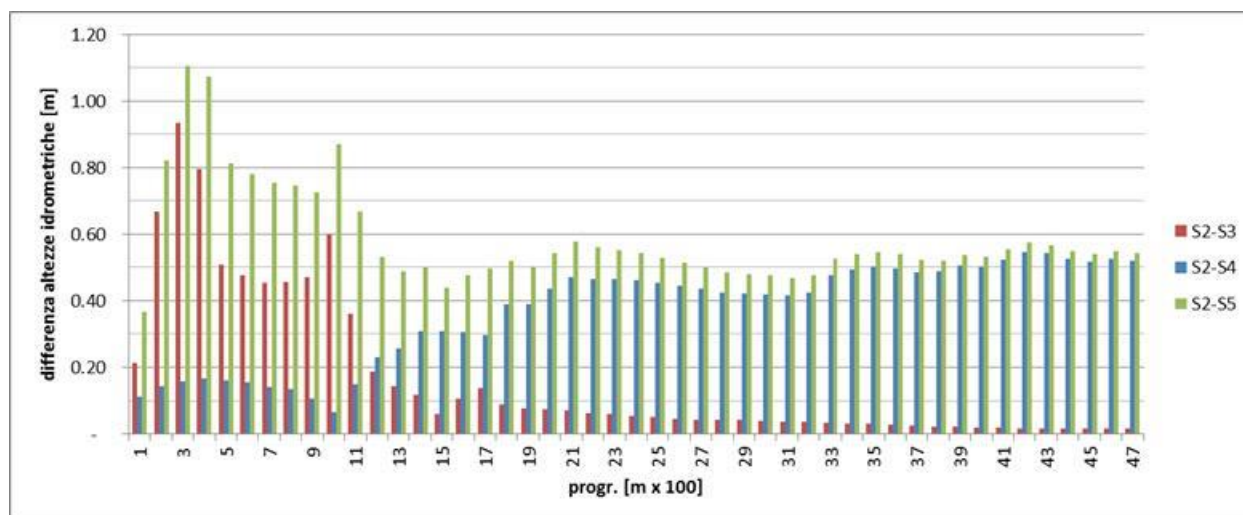


Figura 2.33 – Risultati del modello idraulico per TR50 anni: differenza delle altezze idriche tra lo scenario 2 (attuale con porte chiuse) e gli scenari 3 (porte chiuse + PRP), 4 (porte chiuse + casse) e 5 (porte chiuse + casse + PRP).

Per completezza si riportano i profili ottenuti nel tratto a valle del ponte ferroviario nei diversi scenari per tempo di ritorno pari a 50, 100 e 200 anni ottenuti implementando la geometria con alterazione del fondo dovuto ai fenomeni di trasporto solido (Figura 2.34, Figura 2.35, Figura 2.36). Come scritto precedentemente i confronti relativi conducono agli stessi risultati, nonostante i profili ottenuti in questo modo abbiano quote inferiori.

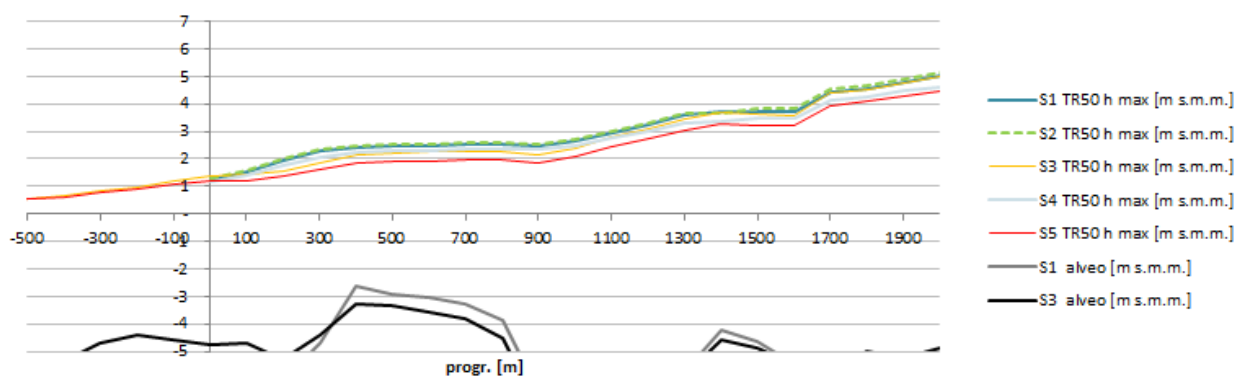


Figura 2.34 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR50 anni, utilizzando una geometria che tiene conto dei probabili effetti di alterazione del fondo per trasporto solido.

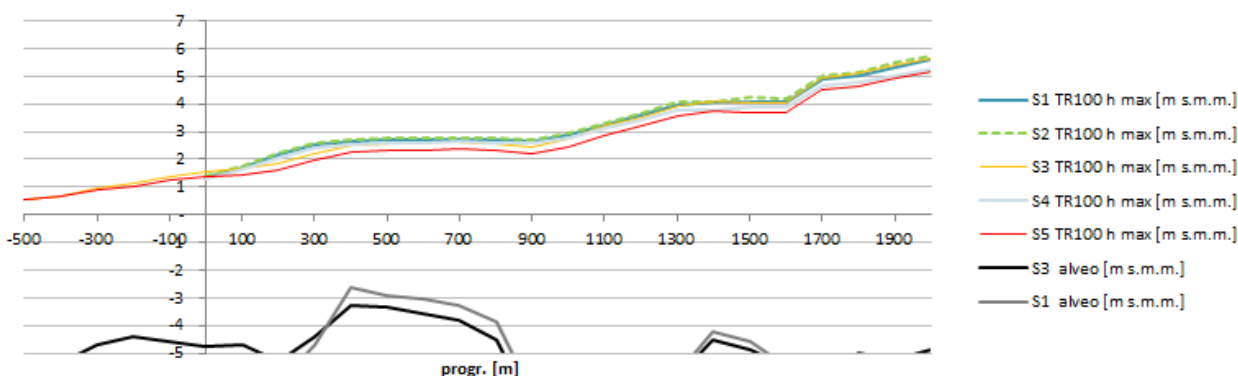


Figura 2.35 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR100 anni, utilizzando una geometria che tiene conto dei probabili effetti di alterazione del fondo per trasporto solido.

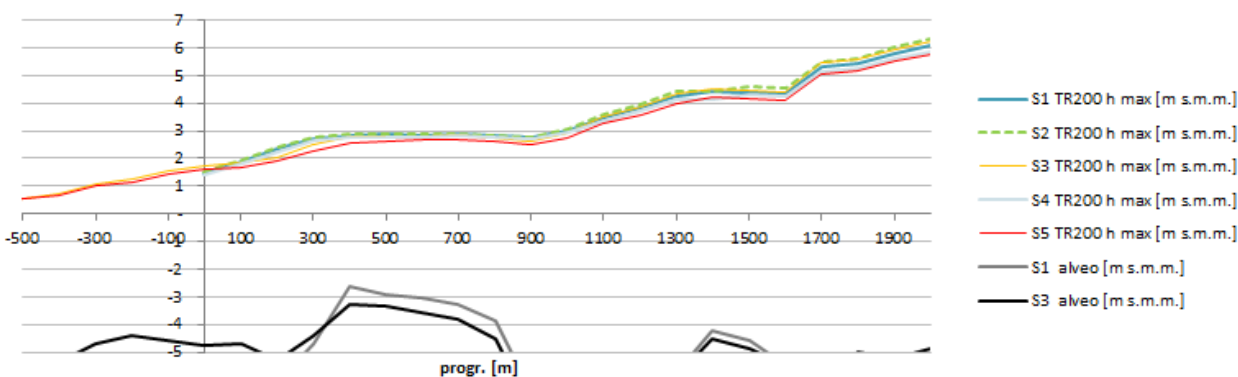


Figura 2.36 – Confronto dei profili ottenuti nei diversi scenari per l'evento TR200 anni, utilizzando una geometria che tiene conto dei probabili effetti di alterazione del fondo per trasporto solido.

La Figura 2.37 riporta le differenze delle altezze idrometriche ottenute nello scenario 5 per TR50 anni, utilizzando la geometria come da rilievo topografico e la geometria che tiene conto dei probabili effetti di alterazione del fondo per trasporto solido: le differenze positive evidenziano i tratti che con quest'ultima geometria sarebbero caratterizzati da tiranti inferiori (oltre 45 cm nel tratto di foce), mentre le differenze negative indicano i tratti caratterizzati da tiranti superiori (circa 10 cm).

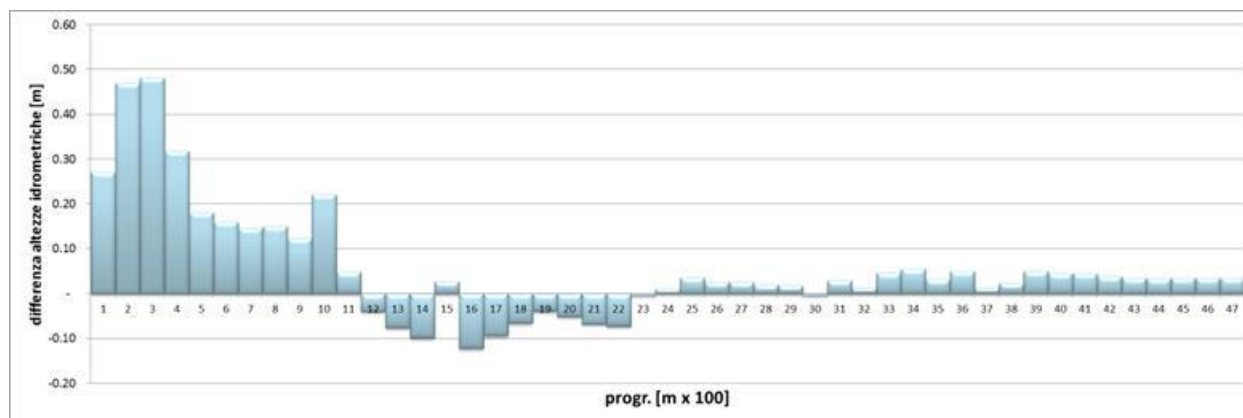


Figura 2.37 – Differenze delle altezze idrometriche ottenute nello scenario 5 per TR50 anni, utilizzando la geometria come da rilievo topografico e la geometria che tiene conto dei probabili effetti di alterazione del fondo per trasporto solido.

2.2.4 Risultati ottenuti: velocità di propagazione

Nella configurazione 2 il campo di velocità alla foce mostra come il flusso “piega” per fuoriuscire in mare aperto.

In generale la configurazione 3 mostra un campo più regolare ed uniforme nel tratto finale del fiume, dal porto canale al mare aperto, con velocità superiori rispetto allo stato attuale, variabili da 0.5 a 0.9 m/s tra progressiva 300 m e progressiva 1300 m (Figura 2.38): i punti riportati in figura non sono regolari perché sono stati campionati in singole celle di calcolo, pertanto è da considerare l’andamento medio.

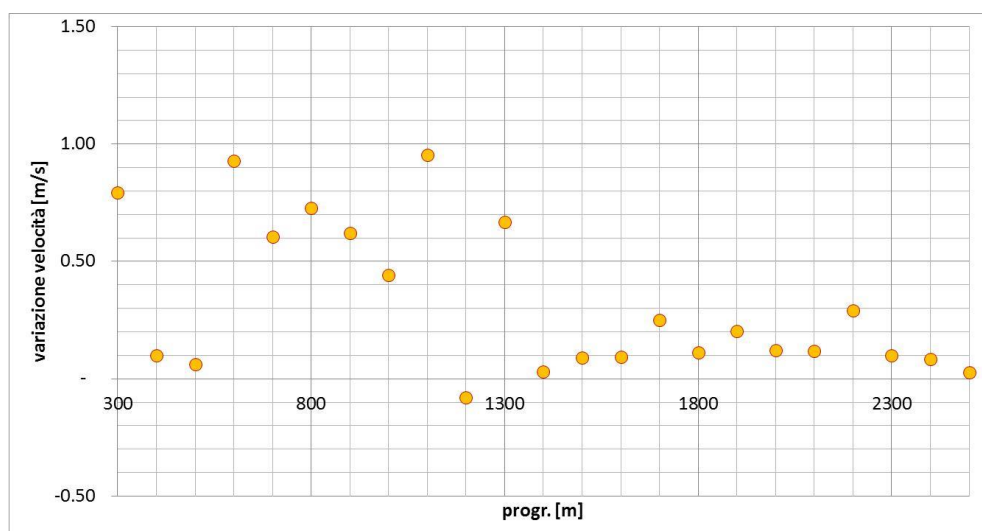


Figura 2.38 – Differenza dei valori di velocità nella configurazione 3 rispetto alla configurazione 2 per l’evento TR 50 anni nel tratto del porto canale: le differenze positive indicano maggiore velocità nello stato di progetto.

Le seguenti immagini, da Figura 2.39 a Figura 2.44 riportano il campo di velocità per le configurazioni 2 (stato attuale + porte chiuse) e 3 (PRP + porte chiuse) per TR50, 100 e 200 anni.

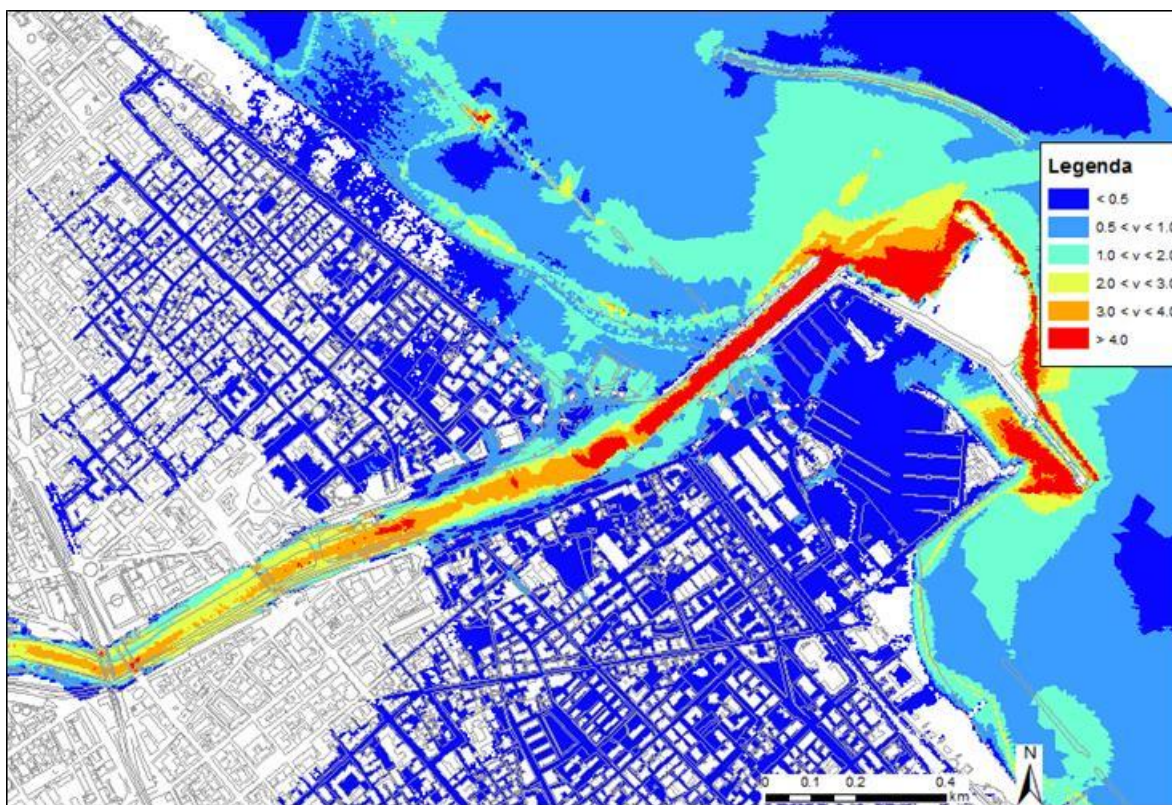


Figura 2.39 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse (configurazione 2) per l'evento TR 50 anni.

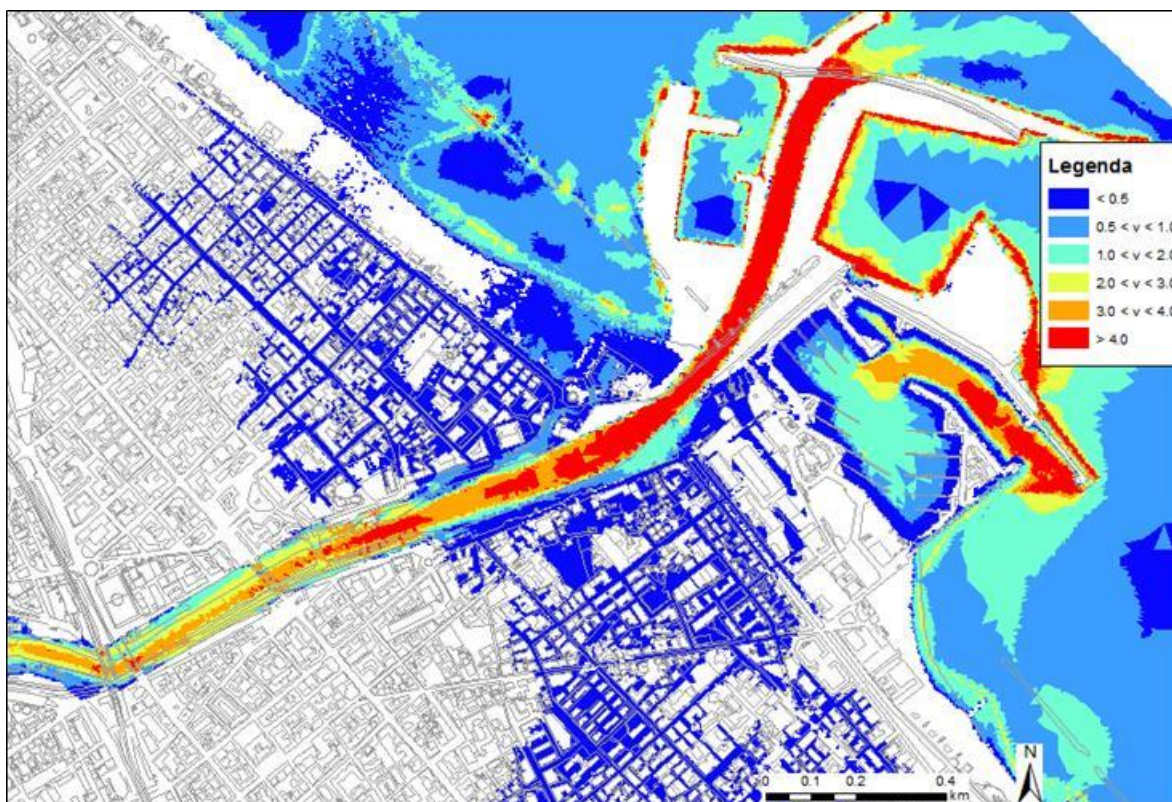


Figura 2.40 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse e PRP (configurazione 3) per l'evento TR 50 anni.

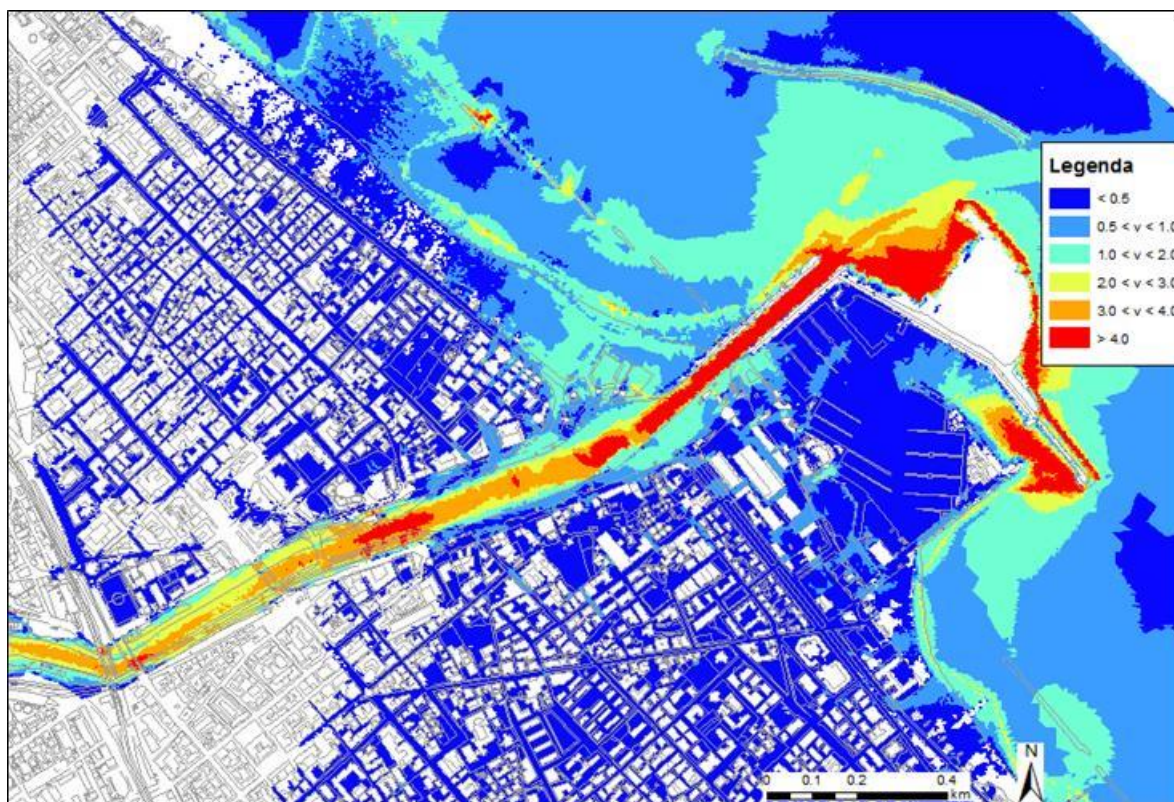


Figura 2.41 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse (configurazione 2) per l'evento TR 100 anni.

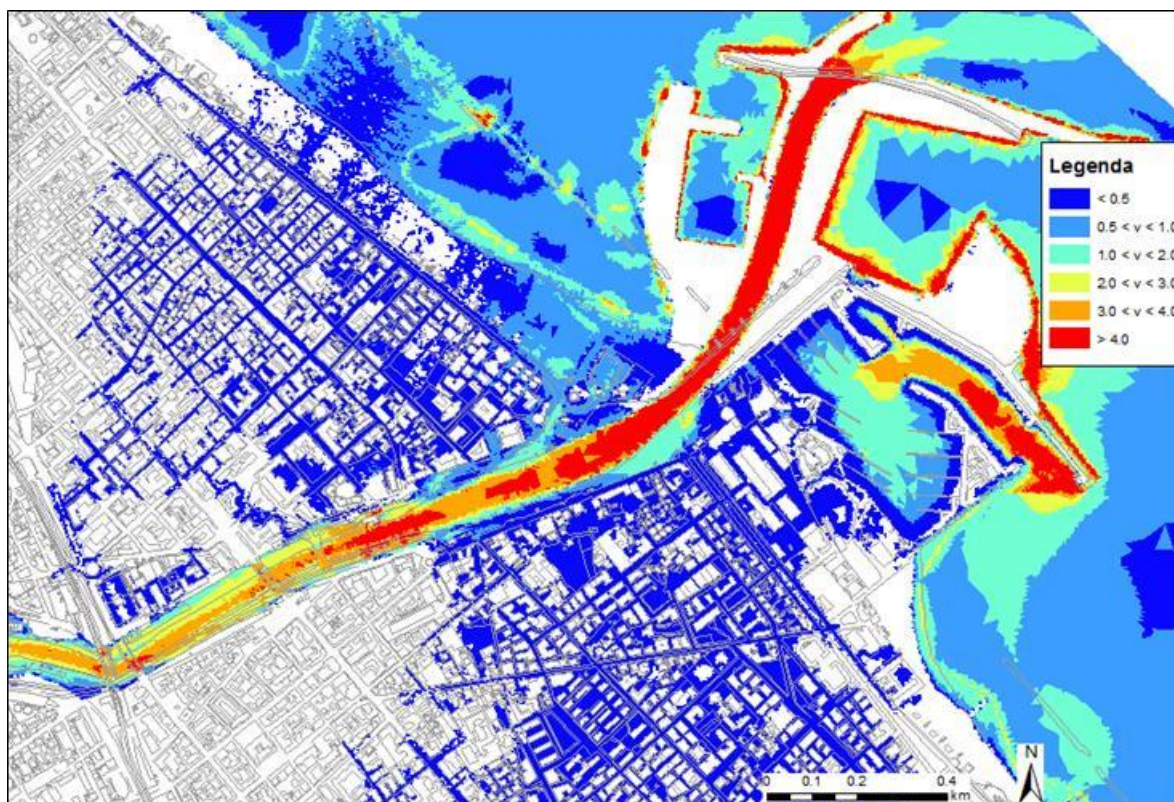


Figura 2.42 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse e PRP (configurazione 3) per l'evento TR 100 anni.

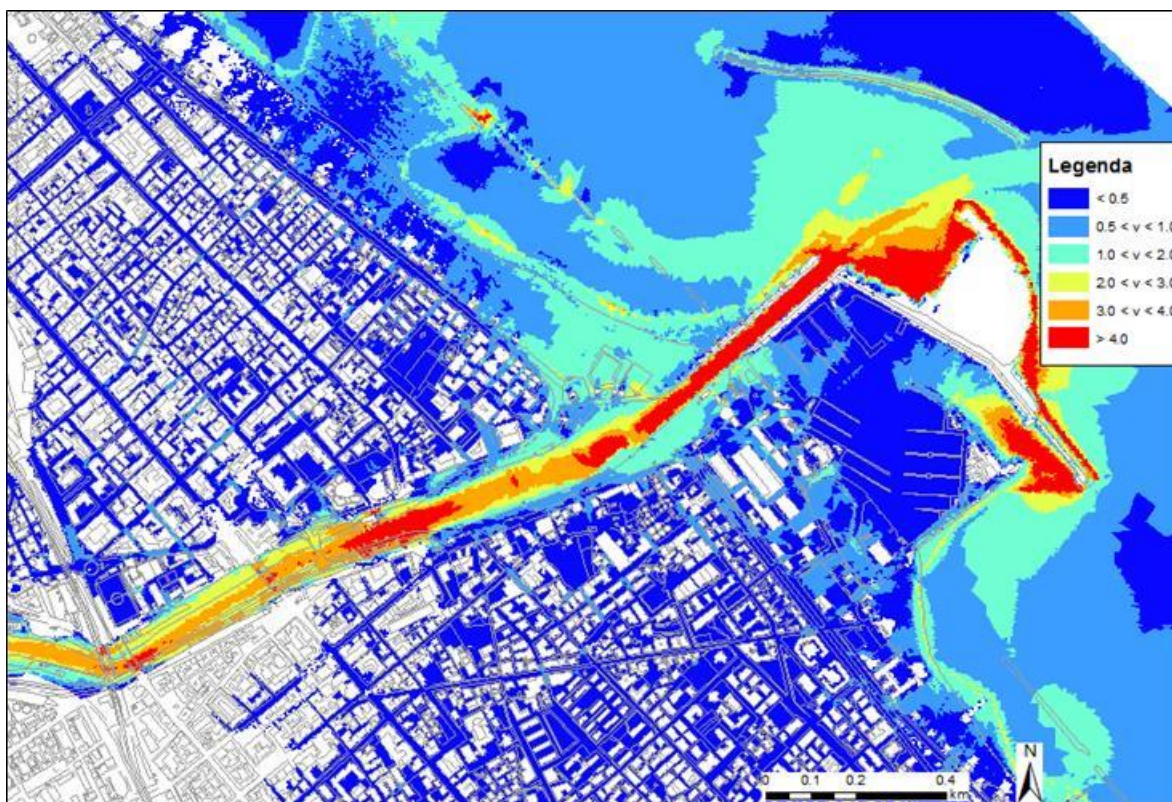


Figura 2.43 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse (configurazione 2) per l'evento TR 200 anni.

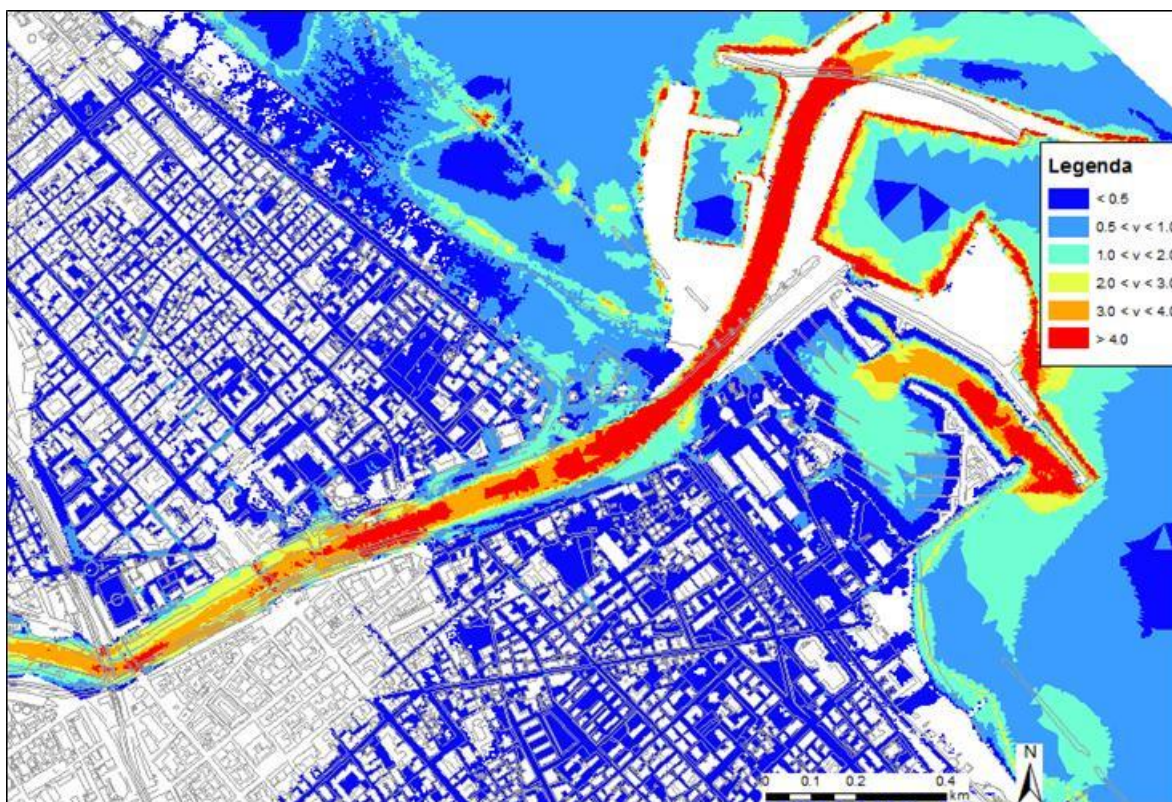


Figura 2.44 – Risultati del modello idraulico: velocità nello stato di fatto con porte chiuse e PRP (configurazione 3) per l'evento TR 200 anni.

2.2.5 Risultati ottenuti: pericolosità idraulica

Applicando gli stessi criteri che utilizza l'Autorità di Bacino per la stesura delle carte della pericolosità idraulica del PSDA, sono state elaborate le fasce di pericolosità per le diverse configurazioni modellate. La pericolosità è definita:

- molto elevata (P4) se $h_{TR0} > 1$ m o se $v_{TR50} > 1$ m/s;
- elevata (P3) se $h_{TR100} > 1$ m o se $v_{TR100} > 1$ m/s o se $0 \text{ m} < h_{TR50} < 1$ m;
- media (P2) se $0 \text{ m} < h_{TR100} < 1$ m;
- moderata (P1) se $h_{TR200} > 0$ m.

Come per l'analisi dei profili sono stati elaborati i risultati di tutte le simulazioni effettuate (batimetria da rilievo e batimetria modificata per effetto del trasporto solido). Come per i profili di piena, anche i confronti relativi tra le cinque configurazioni in termini di fasce di pericolosità portano a risultati simili.

Naturalmente la geometria che utilizza batimetrie modificate per effetto dei fenomeni di trasporto solido determina aree allagabili meno estese. Nell'ambito del presente studio si ritiene che al momento debbano essere presi come riferimento i risultati più cautelativi in termini di fasce di pericolosità, ottenuti dalle simulazioni con batimetria come da rilievo topografico, seguendo anche quelle che sono le scelte metodologiche dell'Autorità di Bacino, in attesa di eventuali ulteriori approfondimenti (indagini in campo) sul trasporto solido.

Le figure seguenti riportano la pericolosità mappata dall'Autorità di Bacino (marzo 2016) e la pericolosità ottenuta per le cinque diverse configurazioni analizzate.

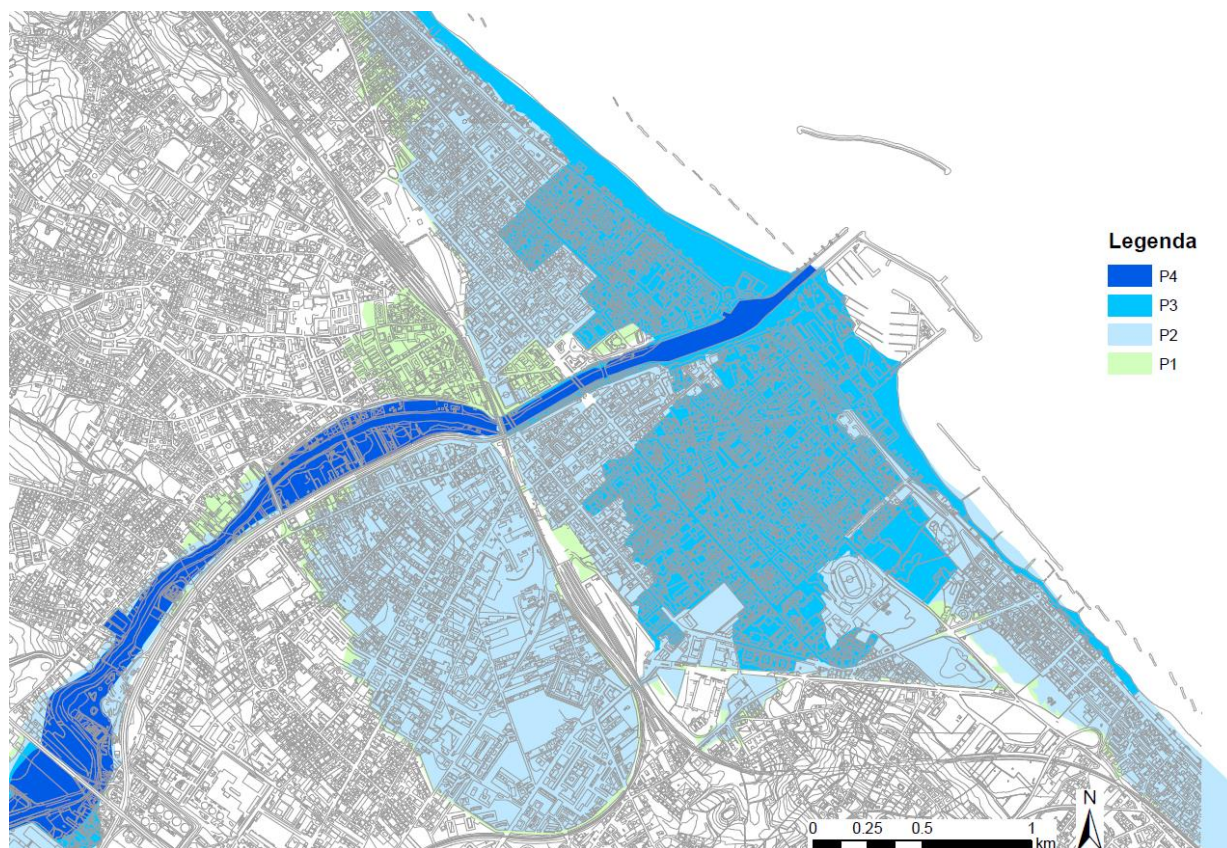


Figura 2.45 – Pericolosità idraulica: perimetrazione aggiornata dell'Autorità di Bacino (marzo 2016).

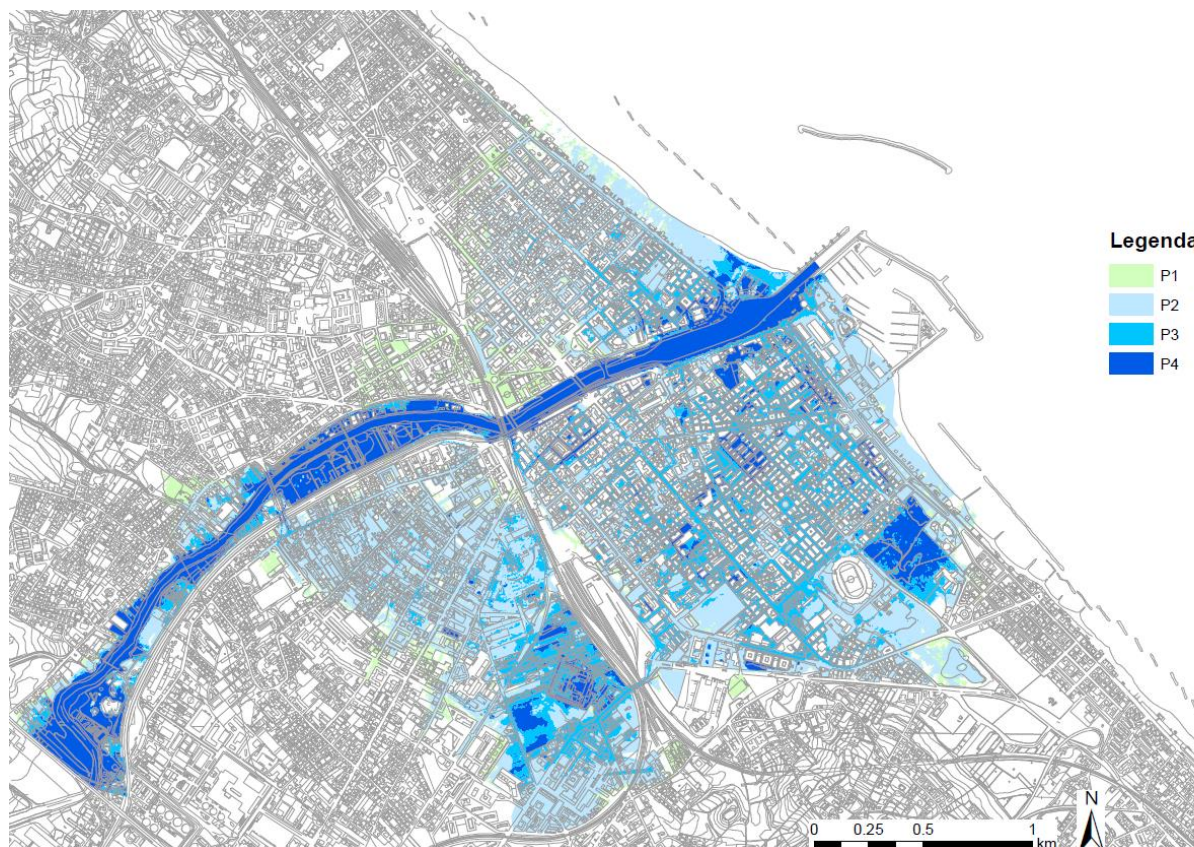


Figura 2.46 – Risultati del modello idraulico: pericolosità nello stato di fatto (configurazione 1).

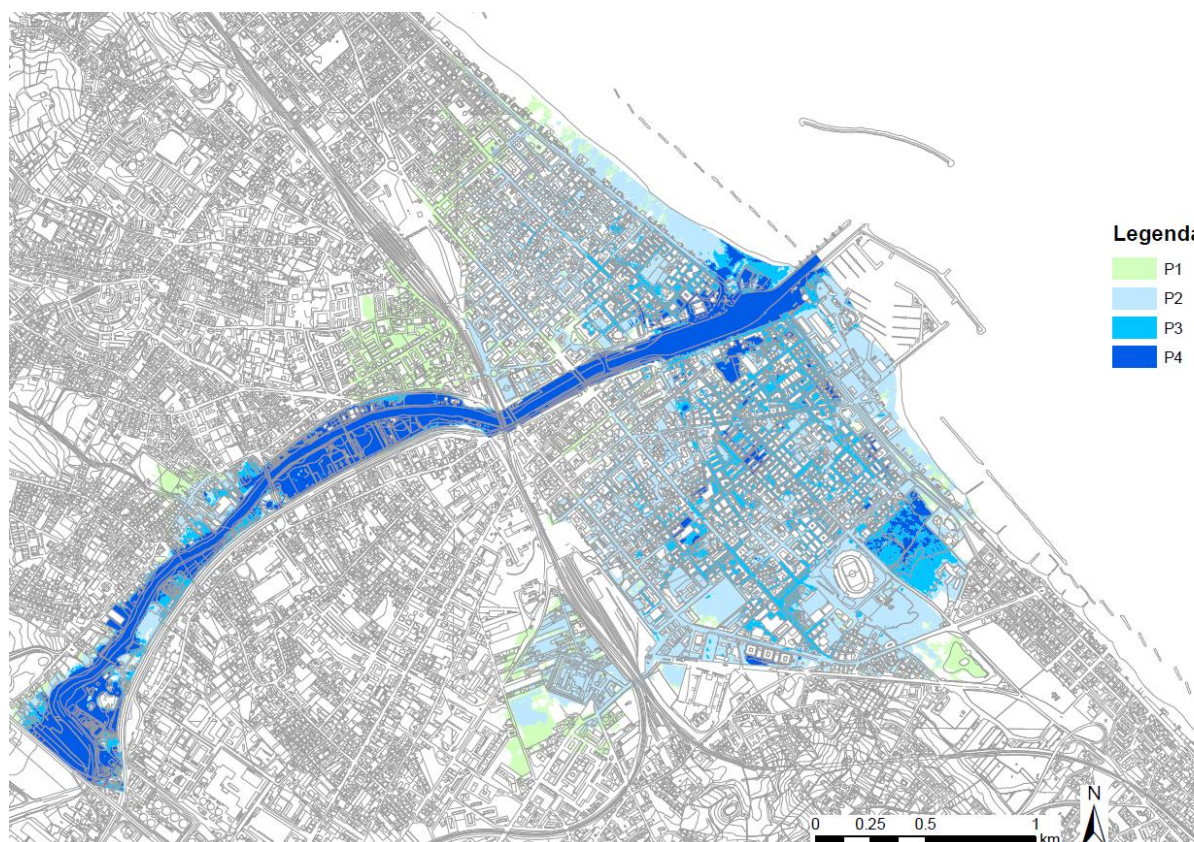


Figura 2.47 – Risultati del modello idraulico: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse (configurazione 2).

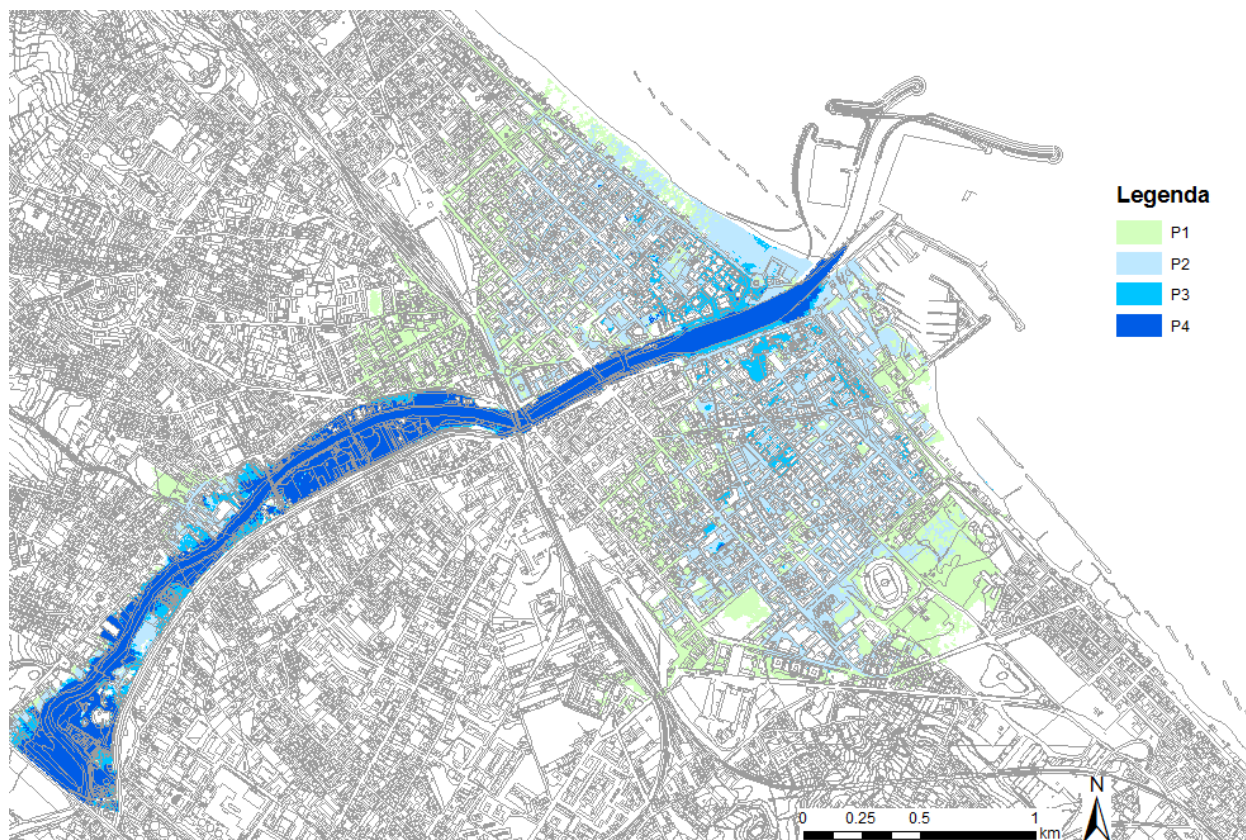


Figura 2.48 – Risultati del modello idraulico: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse e PRP (configurazione 3).

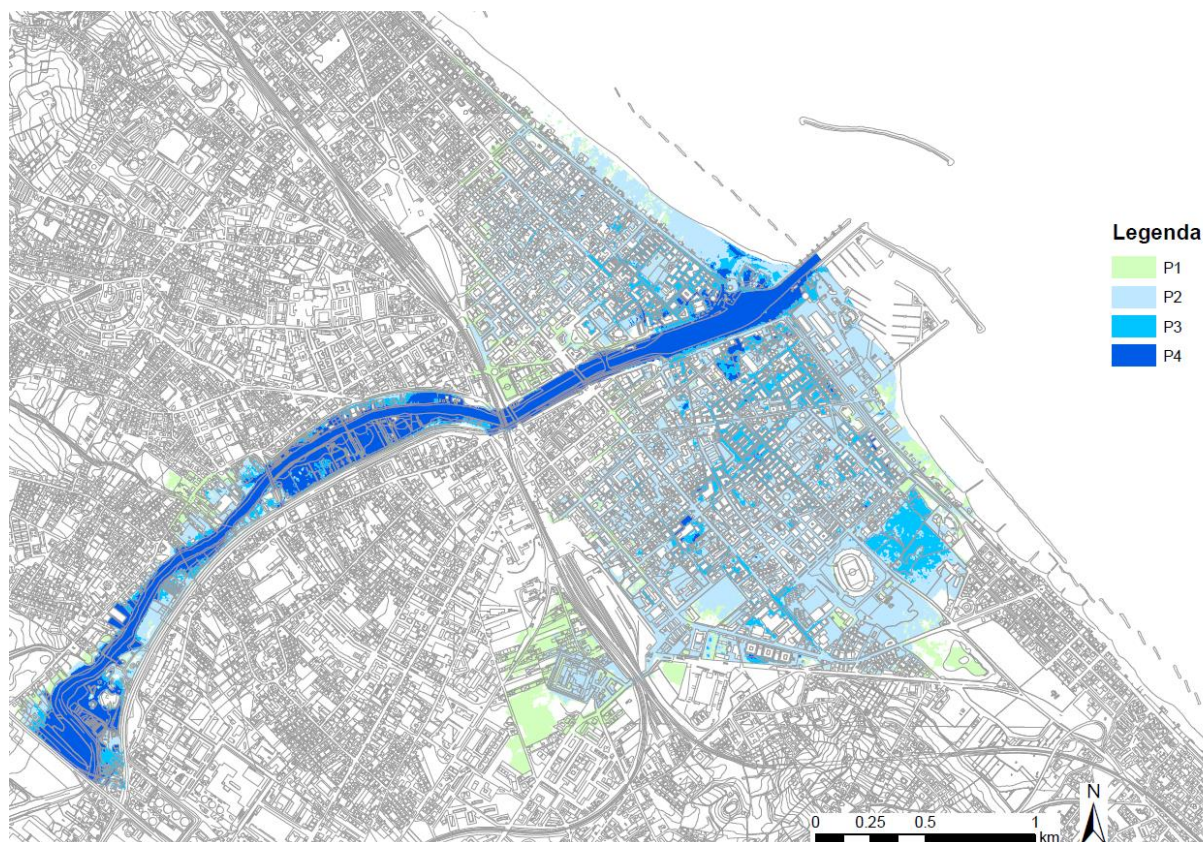


Figura 2.49 – Risultati del modello idraulico: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse e casse di espansione funzionanti a monte (configurazione 4).



Figura 2.50 – Risultati del modello idraulico: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse, casse di espansione funzionanti a monte e PRP (configurazione 5).

Dalle mappe sopra riportate si può osservare che:

- lo scenario 1 presenta una buona corrispondenza con la mappatura dell’Autorità di Bacino [13] nel territorio in destra idrografica (territorio a sud), mentre le attuali elaborazioni conducono ad aree di minor estensione nella parte in sinistra idrografica;
- il secondo scenario (porte chiuse) consente di ridurre in maniera notevole le aree allagabili e quindi soggette a pericolosità idraulica;
- con riferimento agli scenari di progetto, le mappature confermano gli effetti positivi del PRP nel tratto più prossimo alla foce e delle vasche nel tratto più a monte, portando quindi ad un effetto combinato positivo nello scenario 5, che praticamente elimina le aree in fascia elevata e molto elevata esternamente all’alveo.

Per completezza, si riportano infine le figure relative alla pericolosità ottenuta per le cinque diverse configurazioni analizzate utilizzando una geometria di calcolo che risenta dei probabili effetti di modifica morfologica dell’alveo: come per i profili, i risultati in termini comparativi sono gli stessi sopra elencati per i risultati ottenuti con geometria come da rilievo topografico; in termini assoluti le mappe seguenti, da Figura 2.51 a Figura 2.55 mostrano aree meno estese, con particolar riferimento a quelle determinate da tempi di ritorno di 50 e 100 anni.

Questo risultato, a parere degli Scriventi, è un risultato plausibile a cui tendere, ma da verificare ulteriormente con indagini e misure relative a granulometrie e della torbidità (distribuite lungo un tratto esteso del fiume) e misure di trasporto solido per tarare in maniera assoluta un modello a fondo mobile.

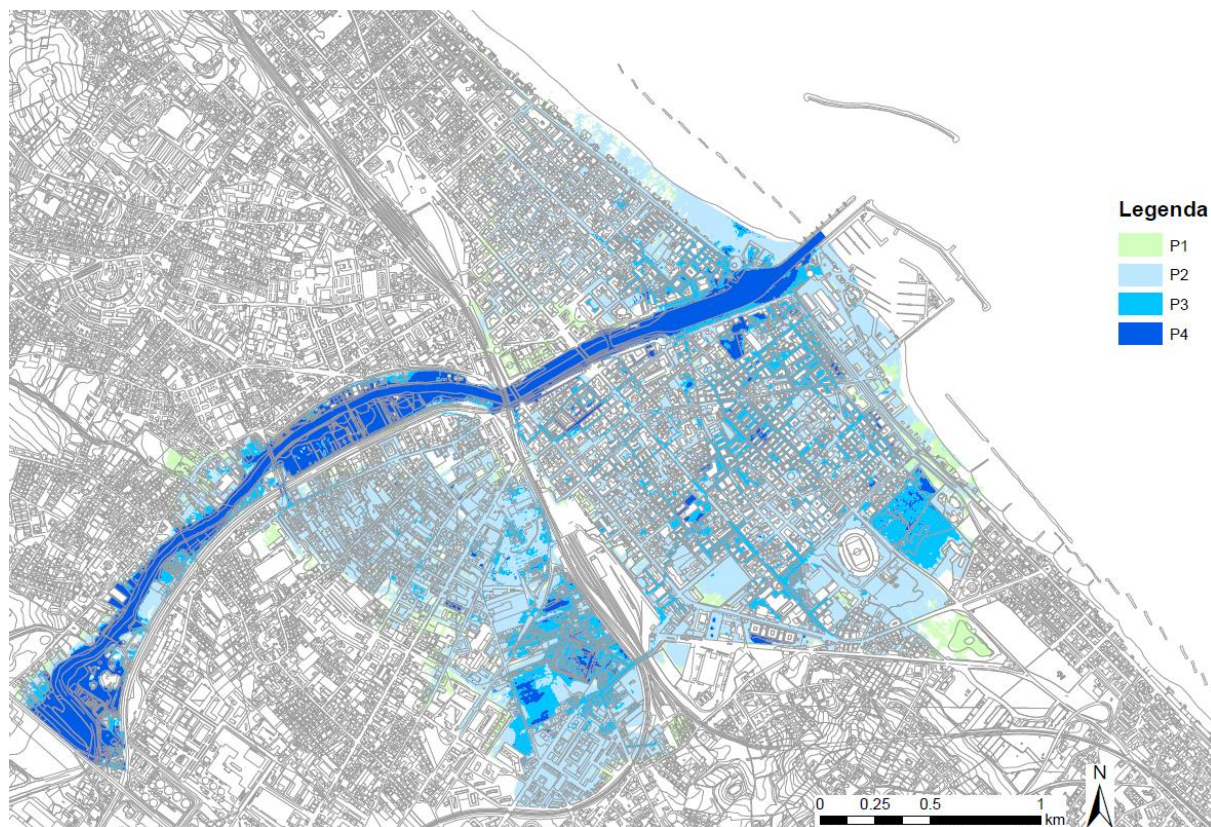


Figura 2.51 – Risultati del modello idraulico con batimetria modificata: pericolosità nello stato di fatto (configurazione 1).

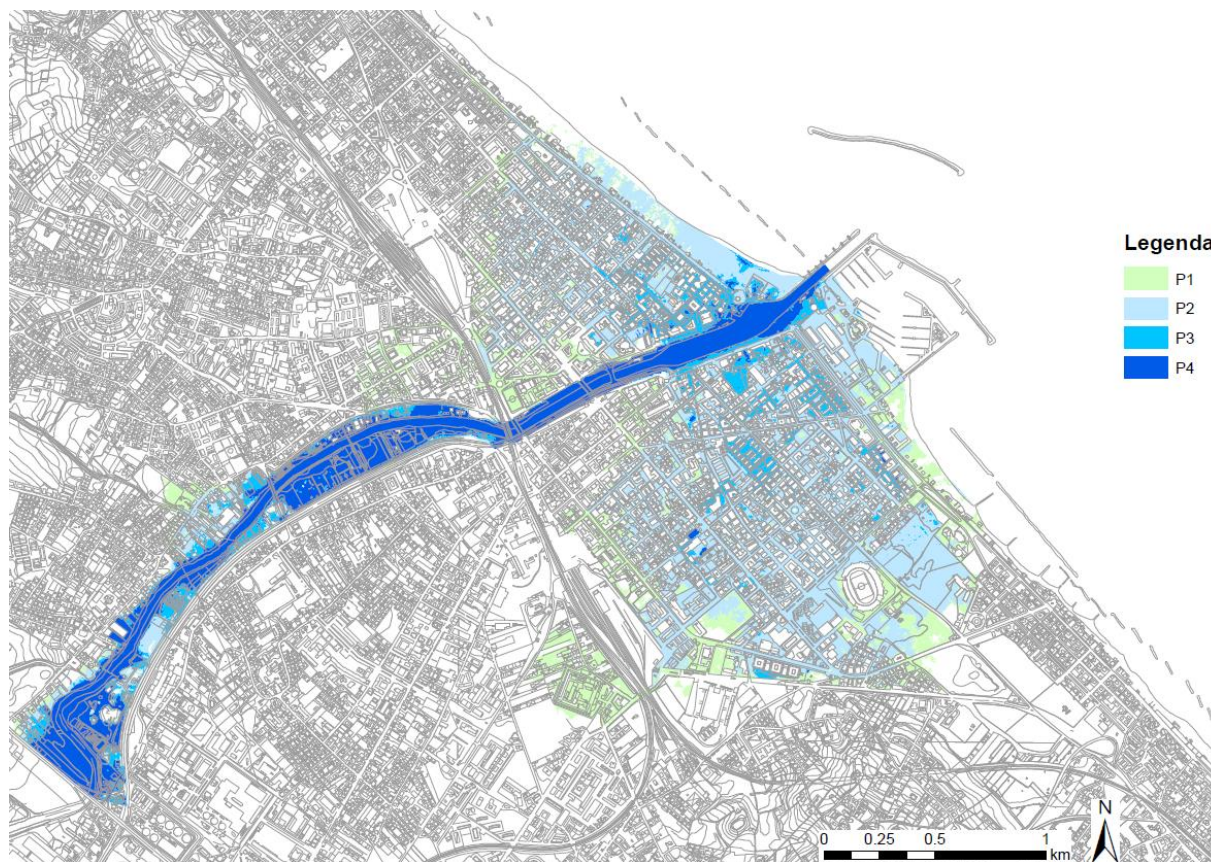


Figura 2.52 – Risultati del modello idraulico con batimetria modificata: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse (configurazione 2).

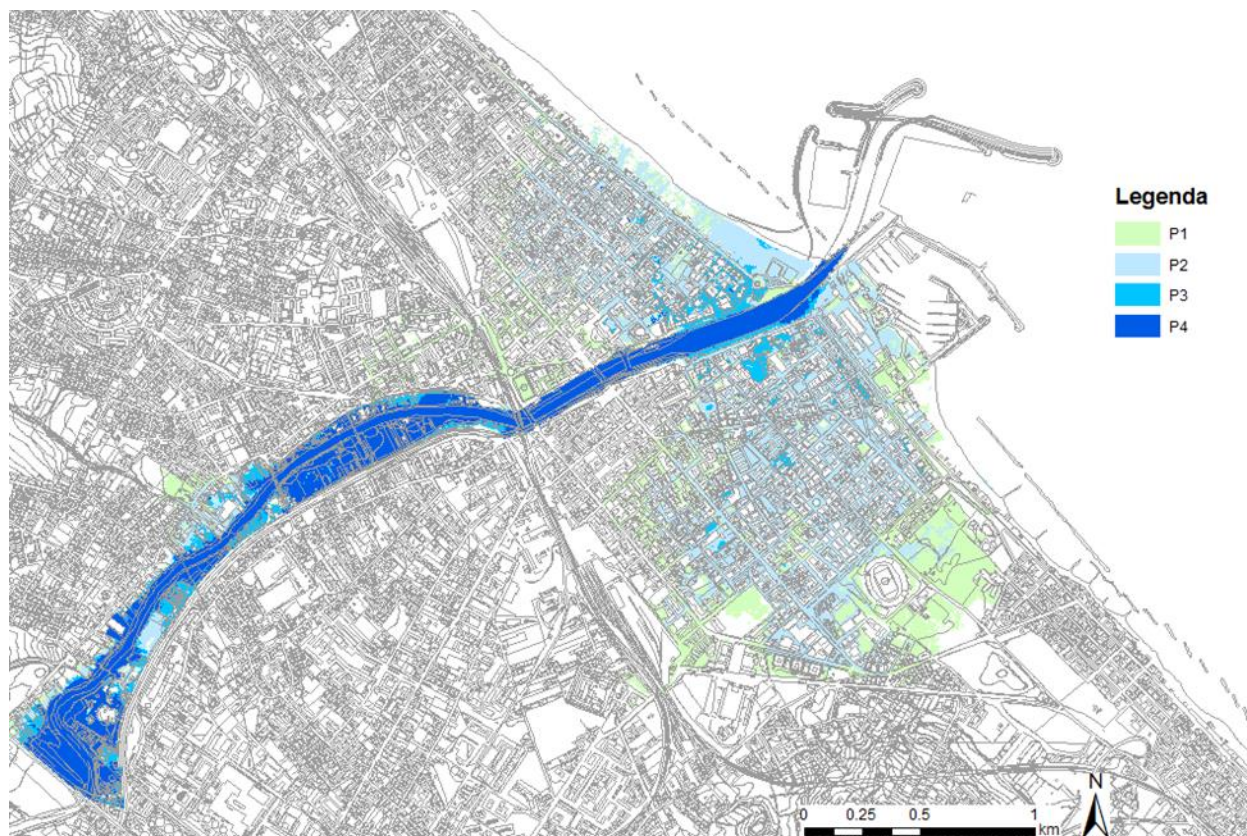


Figura 2.53 – Risultati del modello idraulico con batimetria modificata: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse e PRP (configurazione 3).

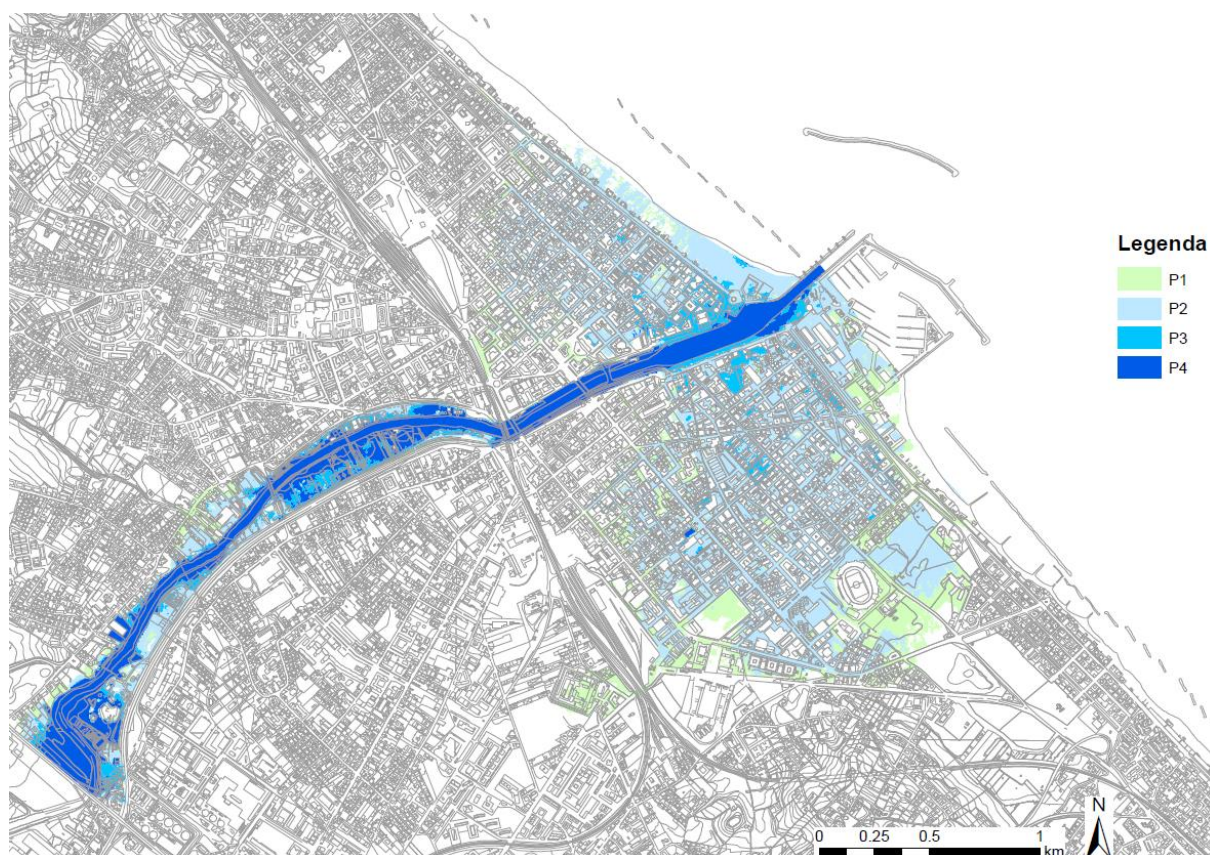


Figura 2.54 – Risultati del modello idraulico con batimetria modificata: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse e casse di espansione funzionanti a monte (configurazione 4).



Figura 2.55 – Risultati del modello idraulico con batimetria modificata: pericolosità nello stato di fatto con porte chiuse, casse di espansione funzionanti a monte e PRP (configurazione 5).

2.3 Restituzioni a fiume dei collettori di fognatura

Gli allagamenti della città di Pescara registrati nel corso di alcuni eventi recenti sono stati causati da piogge intense e dal mancato collettamento e scarico del sistema fognario in diverse zone della città. La Foto 2.1 riporta a titolo di esempio gli allagamenti avvenuti nella parte più a sud di Pescara, in via G. D'Annunzio, a seguito dell'evento di dicembre 2013.

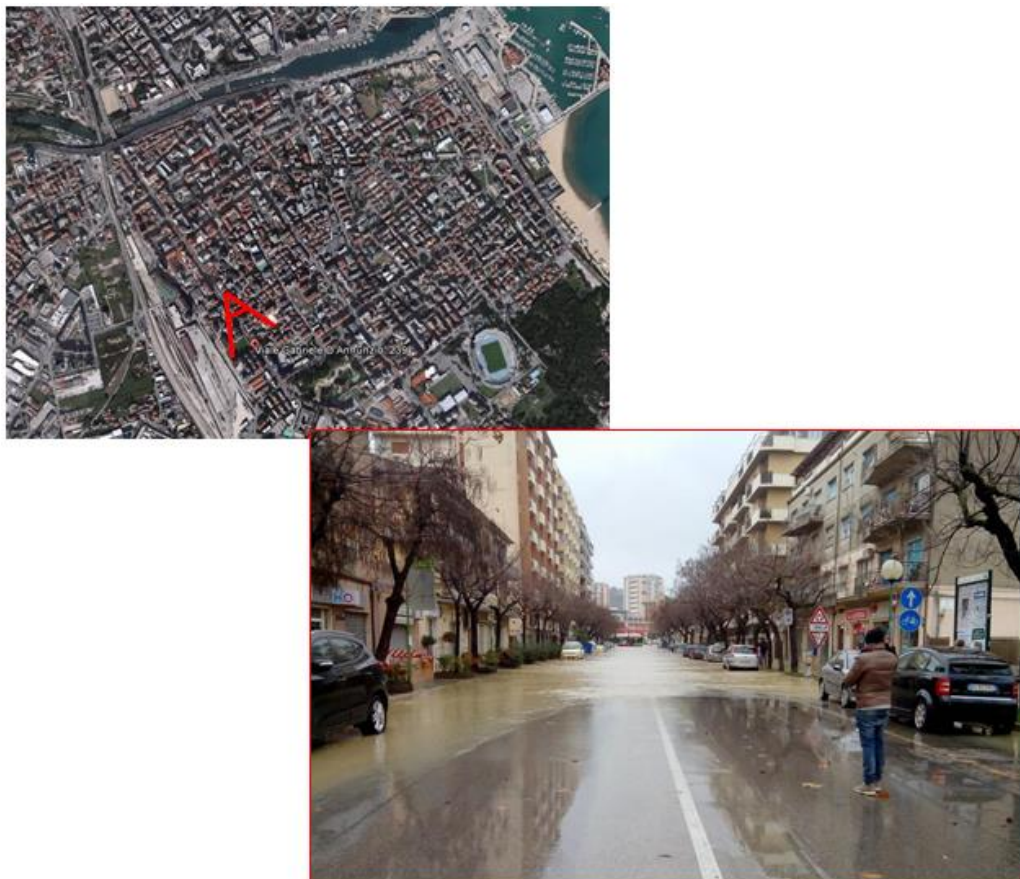


Foto 2.1 – Allagamenti nella parte più a sud di Pescara, in zona via G. D'Annunzio, a seguito dell'evento di dicembre 2013 .

Le valutazioni delle aree allagabili effettuate mediante applicazione di un modello numerico fluviale che determina le esondazioni andrebbero quindi completate con l'analisi del sistema di fognatura esistente (rete mista).

Per rispondere alla richiesta di individuare le restituzioni a fiume del sistema fognario di Pescara, si è fatto riferimento al documento “*Sistema fognario golenale di Pescara – scaricatori di piena Relazione tecnica amministrativa*” [16], che descrive il funzionamento del sistema degli scaricatori di piena della rete fognaria golenale asservita all’Impianto di Depurazione di Pescara, ai fini della richiesta di autorizzazione degli scaricatori di pioggia (e troppo pieno) a servizio della rete golenale, nello stato attuale e di progetto DK15.

Il Sistema fognario golenale del comune di Pescara è articolato in due rami di cui quello Nord converge in quello Sud nella dorsale di alimentazione del Depuratore di Pescara, situato oltre la golenale sinistra all'altezza della Strada Statale Adriatica. L'intero sistema si svolge lungo il tragitto del fiume Pescara essendo anche il depuratore ubicato in prossimità del fiume stesso.

La Figura 2.56 riporta la planimetria della rete fognaria di Pescara aggiornata al 2009 rielaborata da *Ricognizione della rete afferente al depuratore di via Raiale del Comune di Pescara e dei relativi scolmatori* [14]. Si tratta una rete di acque miste, che serve tutto il territorio cittadino e colletta l'acqua, anche per mezzo di diversi impianti di sollevamento, al depuratore.

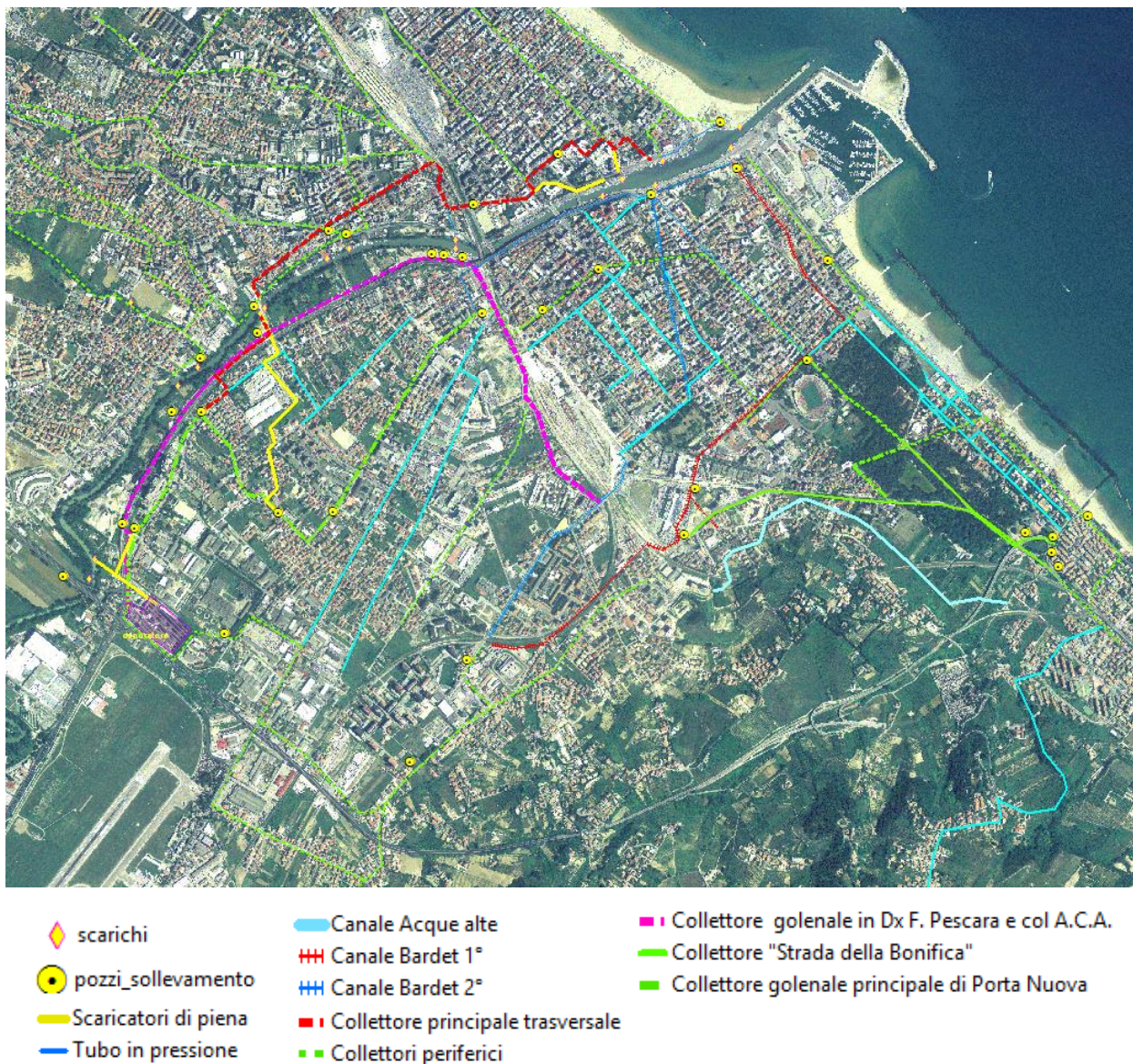


Figura 2.56 – Planimetria della rete fognaria di Pescara (2009).

L'impianto di depurazione di Pescara riceve cinque alimentazioni tutte concorrenti indipendentemente nel manufatto di ingresso:

- Sistema Golenale - Sollevamento ISD;
- Sistema Golenale - Sollevamento IS9 (non operativo e connesso idraulicamente ad ISD);
- Sollevamento V.le Europa Spoltore;
- Sollevamento S. Giovanni T.;
- Sollevamento via Ombrone (Pescara).

Di queste, il sistema golenale ed il sollevamento di Spoltore sono dotati di scaricatori di piena nel fiume Pescara, e nello specifico nel sistema golenale tutti gli scaricatori di piena sono coincidenti con i sistemi di "troppo pieno" dei rispettivi sollevamenti, fatta eccezione per i sollevamenti IS4, IS5 che scolmano la portata eccedente le rispettive capacità in corrispondenza del Partitore Golenale.

L'avvio dei lavori relativi al DK15, che prevede una serie di interventi di miglioramento della rete, ha permesso di scoprire 3 ulteriori scarichi di troppo pieno a servizio del sistema fognario non noti in precedenza, evidenziati in

rosso assieme a quelli riportati in [14] in Figura 2.57.

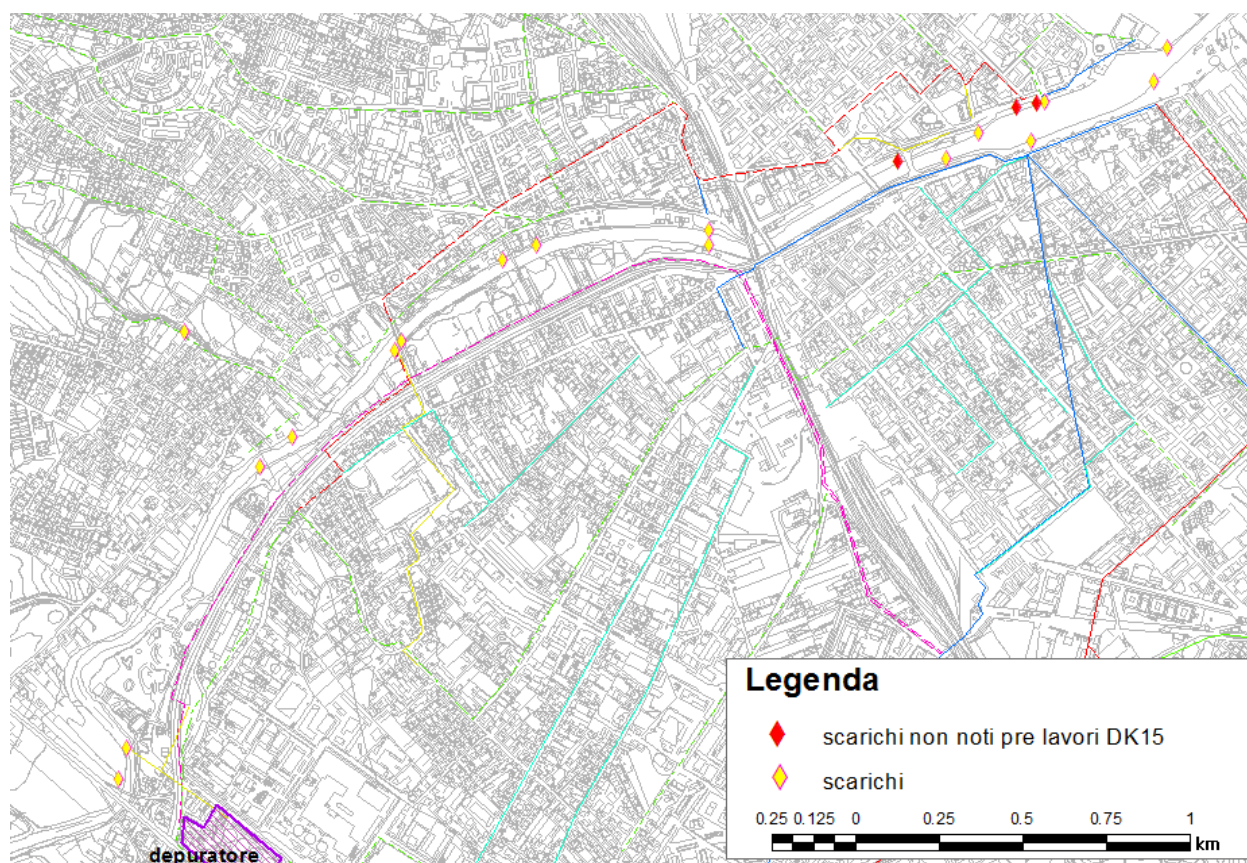


Figura 2.57 – Individuazione degli scarichi della rete fognaria al fiume Pescara (rete 2009).

Visto quanto riportato nel Quadro Programmatico del Piano Tutela Acque della Regione Abruzzo, che stabilisce che *“le portate nere diluite siano commisurate a 3-5 volte le portate nere medie; ne consegue che nell’impianto saranno convogliate portate di pioggia pari a 2-4 volte le portate nere medie....”*, gli scaricatori non conformi sono:

- l’impianto denominato “Bardet 1” (che sarà adeguato con gli interventi del DK 15);
- l’impianto denominato “IS22”;
- l’impianto denominato “via Ombrone”.

L’afflusso orario massimo al depuratore supera la potenzialità di punta autorizzata per un valore di circa 5.550 mc/h, e l’afflusso giornaliero massimo supera la potenzialità di punta del depuratore per un valore di circa 131.520 mc/g.

L’esecuzione degli interventi previsti dal DK 15 vanno ad attenuare le criticità del sistema fognario. La Figura 2.58 riporta indicazione delle aree oggetto di intervento, che prevedono tra gli altri:

- nella zona 1 – sistema fognario nord (foce Pescara) la realizzazione di un collettore a gravità fognario (lunghezza 961 m - De 800, lunghezza 41 m – De 500, lunghezza 185 m – De 500) che parte dal pozzetto sottostante l’ex serbatoio dell’acqua salata e arriva ad una posizione intermedia, dove intercetta gli scarichi che provengono da nord, e viene pompato a valle dell’impianto IS 2-3, dentro il canale di carico, sfruttando la presenza del ponte comunale di via De Gasperi: in questo modo vengono intercettati tutti gli scarichi provenienti da nord e alleggeriti i sollevamenti di via Le Mainarde e Capacchietti. È previsto un sistema di guardia per gli scarichi provenienti da nord, che in caso di eccessive portate, permette di scaricare le acque bianche al fiume;

- nella zona 2 – sistema fognario sud (foce Pescara) la realizzazione di (Figura 2.59):
- un collettore a gravità che parte dall'intercettazione del bardet 1 (scarico di troppo pieno sul fiume Pescara) all'intercettazione del Bardet 2 (lunghezza 414 m);
- un doppio impianto di sollevamento, di cui uno (dimensionato per 1460 l/s) che scarica al fiume le acque in caso di piena, risolvendo il problema degli allagamenti della zona sud della città (l'acqua rientrerebbe altrimenti attraverso i 2 bardet);
- nella zona 3: realizzazione di un collettore fognario (lunghezza 392 m), da Piazzale Pierangeli al collettore collinare.

Di non minore importanza è il previsto ripristino delle vasche di prima pioggia: l'implementazione fuori linea di un invaso di almeno 4 200 m³ connesso al sollevamento IS9 consente di sottrarre interamente al sollevamento ISD la portata eccedente (pari a 5.550 mc/h). Nel caso in cui l'evento meteorico superi la durata di riempimento delle vasche senza che si verifichi una riduzione dell'intensità di pioggia, l'ulteriore afflusso sarebbe trattato con la disinfezione per poi essere sfiorato nell'adiacente fosso Cavone.

Gli effetti di un tale intervento sono 1) ritardare l'inizio dello sfioro presso l'impianto, 2) garantire un trattamento di disinfezione al refluo sfiorato, 3) evitare lo sfioro delle acque di prima pioggia più cariche di inquinamento.

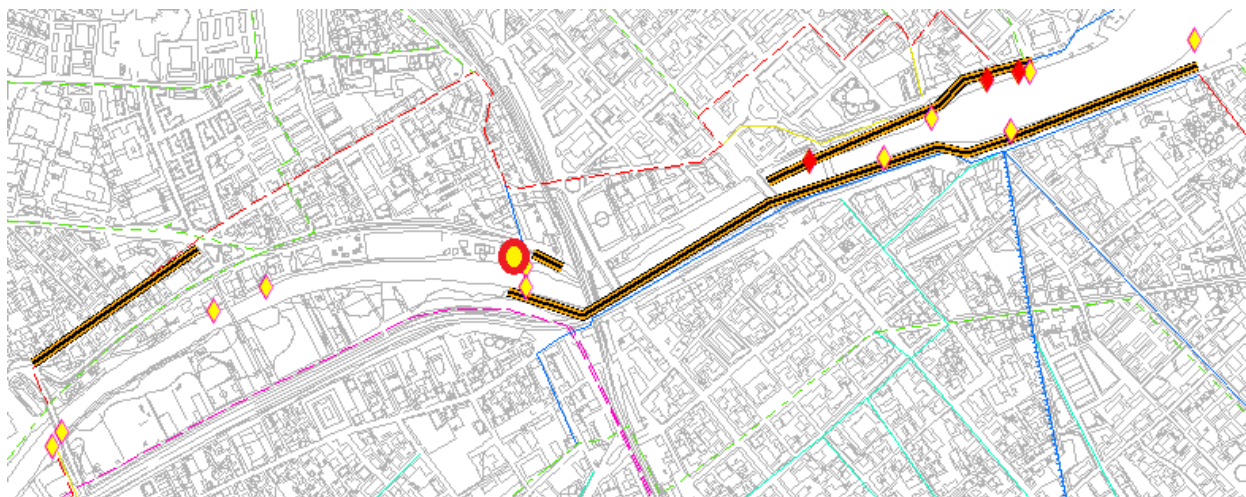


Figura 2.58 – Planimetria con indicazione dei tratti di intervento previsti dal DK15.

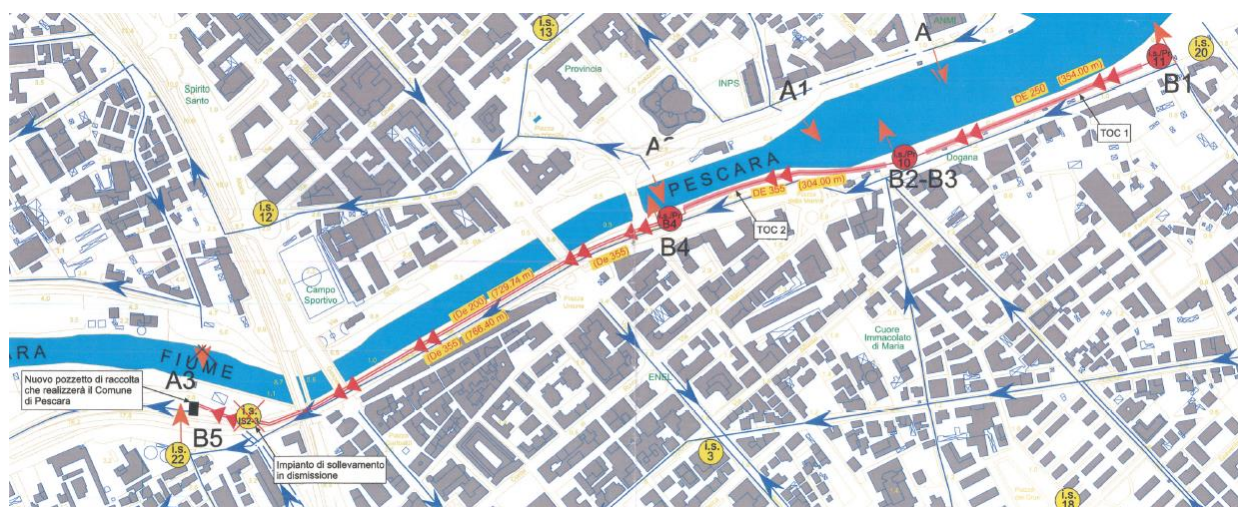


Figura 2.59 – Planimetria della rete fognaria di Pescara secondo il Progetto Esecutivo DK15 dettaglio sponda destra (zona 2)
fonte: Ordinanza n°02/2016 della Capitaneria di Porto di Pescara.

Sulla base dei dati raccolti nell'ambito del presente studio, lo sfioro di troppo pieno del nuovo manufatto situato in corrispondenza del Ponte Nuovo (indicato con un cerchio rosso campito in giallo in Figura 2.58) è a quota +2.07 m s.m.m.; mentre il troppo pieno a servizio del nuovo collettore golenale nel tratto di valle (zona 1 - nord di Pescara) è a quota +1.04 m s.m.m. Sulla base delle analisi modellistiche condotte, il fiume raggiunge tali livelli per portate di circa 300 m³/s.

Gli interventi in progetto descritti andranno quindi a risolvere alcune situazioni urgenti per la messa in sicurezza idraulica ed ambientale della città; da questa prima analisi e ricognizione, a parere degli Scriventi, al fine di determinare con una visione complessiva le aree soggette ad allagamento, andrebbero ulteriormente approfonditi alcuni aspetti a supporto della progettazione del sistema di collettamento, attraverso:

- implementazione di un modello integrato che consideri il fiume e la rete fognaria in modo da analizzare l'interazione scarichi – livelli di piena per diversi eventi;
- valutazioni idrologiche e idrauliche finalizzate alla definizione degli eventi intensi associati a tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni, anche tenendo conto delle vasche in progetto;
- studio di ipotesi progettuali che prevedano la separazione del sistema di raccolta (acque nere – acque bianche) al fine di ridurre le portate addotte al depuratore e migliorare la qualità delle acque scaricate nel fiume dai troppo pieni in caso di eventi meteorologici intensi;
- individuazione di sistemi di invaso (quali ad esempio canali esistenti da ripristinare) ed ulteriori vasche di prima pioggia al fine di escludere alcune aree cittadine dal recapito verso il depuratore e il fiume;

Con riferimento al primo punto, si riporta un esempio di come l'intervento delle vasche di laminazione rappresenti un vantaggio dal punto di vista della gestione del sistema di collettamento e scarico anche per eventi inferiori a TR50 anni: la Figura 2.60 confronta i profili idrici ottenuti per la configurazione 2 e la configurazione 4 (in alto) e le differenze delle altezze idrometriche (in basso) per l'evento del 2013, che risultano comprese tra 30 cm e 50 cm.

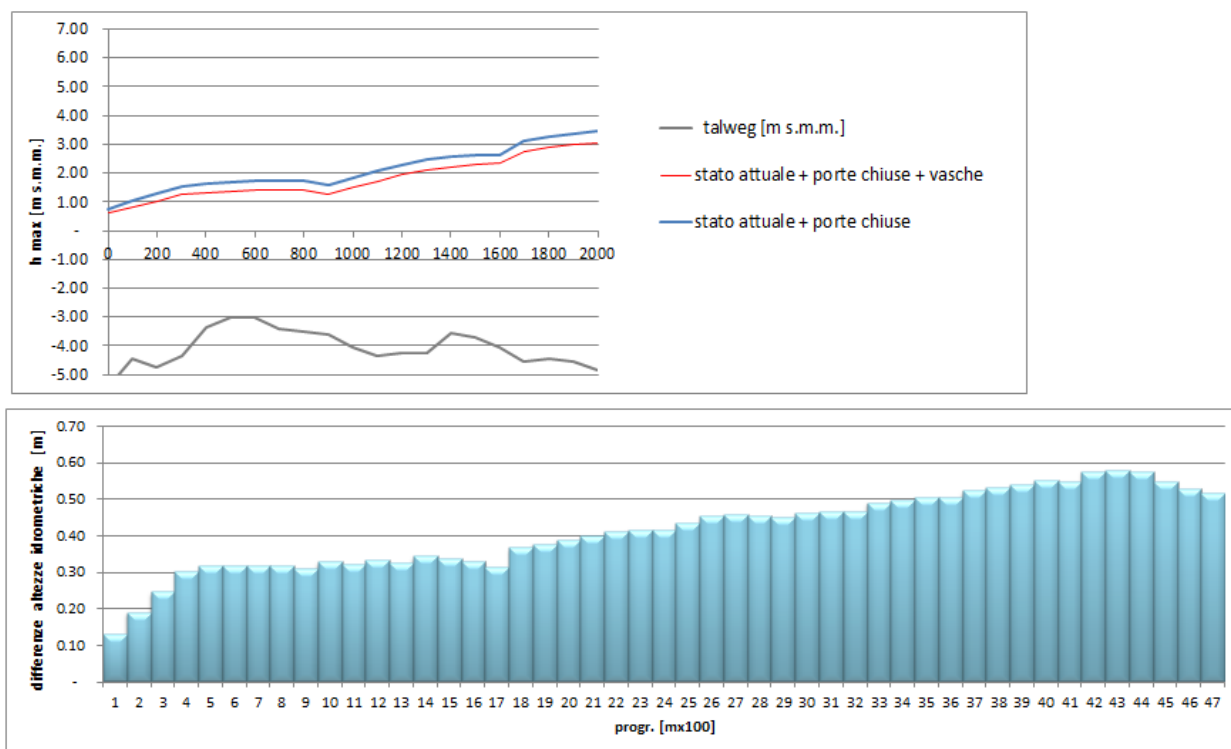


Figura 2.60 – Evento 2013: confronto tra i profili idrici ottenuti per la configurazione 2 e la configurazione 4 (in alto) e differenze delle altezze idrometriche (in basso) .

2.4 Analisi delle conseguenze del disormeggio dei natanti

Il tratto terminale del fiume Pescara, oggetto del presente studio idraulico, per la sua caratteristica di porto canale, presenta numerosi natanti di varia tipologia ormeggiati lungo le rive. Tale situazione può dimostrarsi critica in condizioni idrologiche tali da determinare portate di piena o che comunque si avvicinano alla portata limite del fiume nel tratto considerato.

Il presente paragrafo descrive le analisi delle conseguenze del disormeggio dei natanti di varia tipologia ormeggiati lungo le rive del fiume Pescara per un tratto che si estende alcuni km a monte del ponte della ferrovia.

I ponti considerati nella modellazione idraulica, effettuata con modello a fondo fisso InfoWorks ICM, sono elencati in Tabella 2.VI.

Tabella 2.VI – Caratteristiche dei ponti presenti nel tratto oggetto di studio.

Nome	Progressiva [m]	Quota massima intradosso (luce centrale) [m s.m.m.]
Ponte via Paolucci	1130	7.40
Ponte Risorgimento	1250	4.80
Ponte Garibaldi	1605	5.50
Ponte ferroviario	1660	6.50

Il ponte nuovo ed il ponte del mare non sono stati considerati nella modellazione in quanto non sono soggetti ad ostruzioni dovute al disormeggio dei natanti per la posizione delle pile e l'altezza dell'impalcato.

Ipotizzando che i natanti causino una ostruzione delle luci del 25%, ipotesi effettuata sulla base di un'analisi delle caratteristiche delle luci dei ponti e delle caratteristiche dei natanti ormeggiati lungo il fiume, sono state condotte le seguenti simulazioni:

1. evento caratterizzato da una portata di poco superiore alla portata limite del tratto ($Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$), con luci libere;
2. evento caratterizzato da una portata di poco superiore alla portata limite del tratto ($Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$), con luci parzialmente ostruite (al 25%);
3. evento caratterizzato da una portata centennale, con luci libere;
4. evento caratterizzato da una portata centennale, con luci parzialmente ostruite (al 25%).

I risultati ottenuti sono riportati nelle immagini che rappresentano il confronto tra i profili di piena e le differenze dei tiranti, da Figura 2.61 a Figura 2.64, da cui si osserva:

- innalzamento del livello idrometrico a partire dalla progressiva 1100, cioè dal ponte di via Paolucci, verso monte;
- innalzamento massimo alla progressiva 1700 (a monte del ponte ferroviario) dove si ha un sovrizzo massimo pari a 53 cm per la portata pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ e pari a 118 cm per la portata centennale: questa sezione risulta critica sia per la posizione in curva, sia perché più stretta del tratto di monte, sia per l'elevato ingombro delle pile.

L'effetto del rigurgito dei ponti si risente in maniera estesa verso monte: all'inizio del dominio di modellazione, presso la statale Adriatica (progr. 4600), si hanno ancora 15 - 20 cm di rigurgito dovuto all'ostruzione dei ponti.

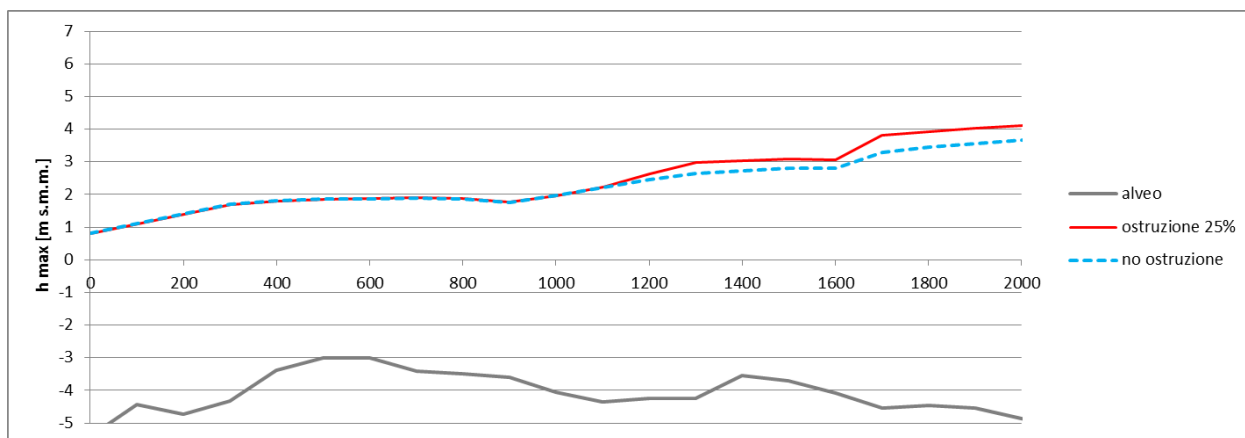


Figura 2.61 – Simulazione con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$: confronto dei profili ottenuti senza ostruzione dei ponti e con un'ostruzione del 25%.

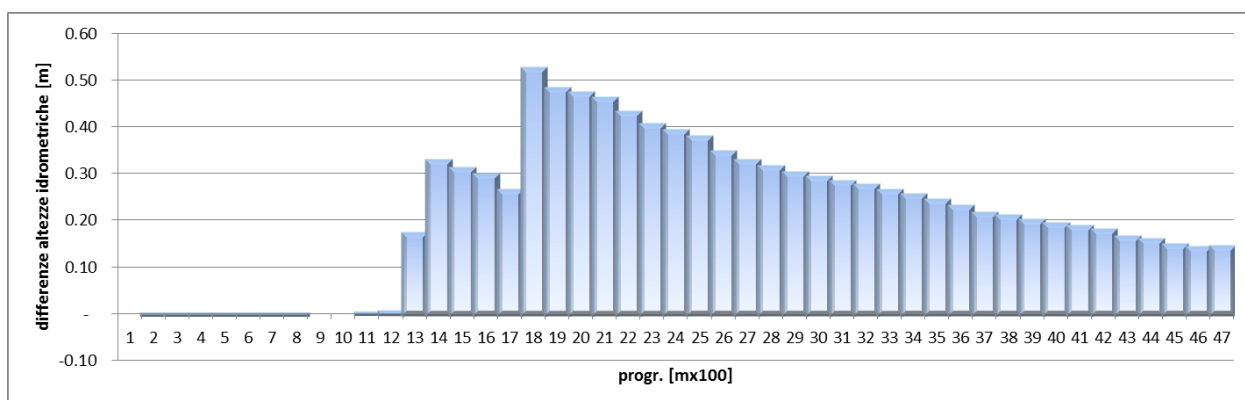


Figura 2.62 – Simulazione con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$: differenze delle altezze idrometriche ottenute per un evento con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$, senza ostruzione dei ponti e con un'ostruzione del 25%.

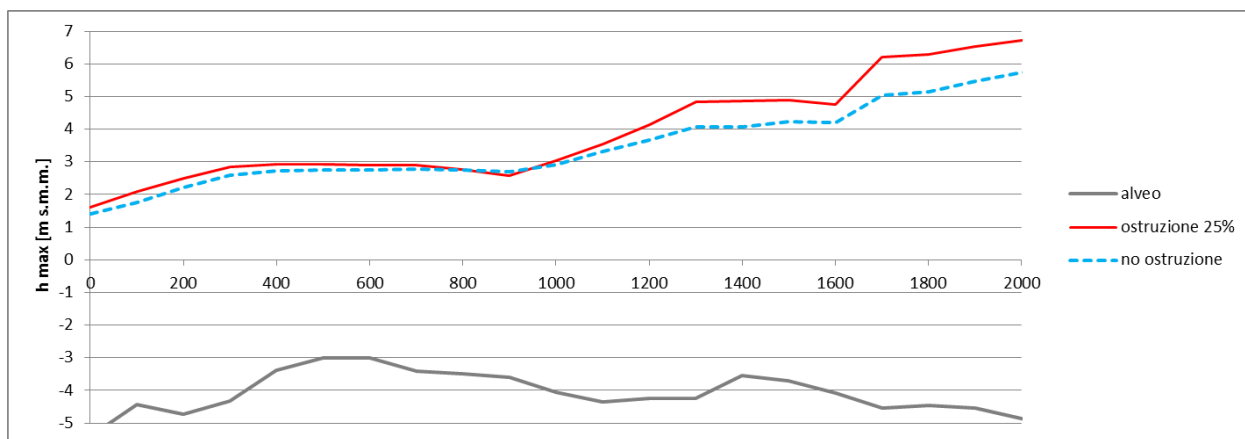


Figura 2.63 – Simulazione con portata al colmo pari centennale: confronto dei profili ottenuti senza ostruzione dei ponti e con un'ostruzione del 25%.

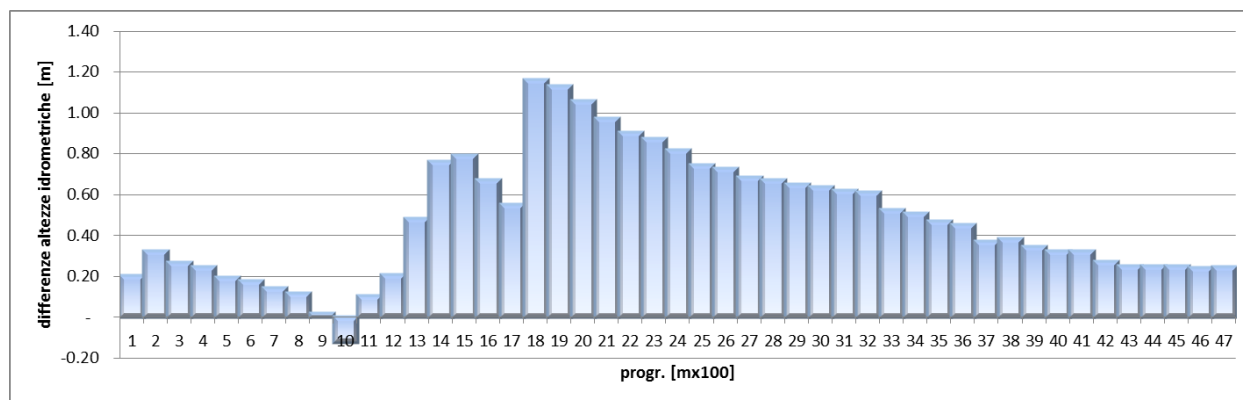


Figura 2.64 – Simulazione con portata al colmo centennale: differenze delle altezze idrometriche ottenute per un evento con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$, senza ostruzione dei ponti e con un'ostruzione del 25%.

La valutazione dei franchi di sicurezza dei ponti nelle due configurazioni è riportata in Tabella 2.VII, da cui si osserva che Ponte Risorgimento e Ponte Garibaldi sono i più critici, con un franco inferiore a 1 metro per TR100.

In termini di aree allagabili si osservano maggiori estensioni nelle aree golenali a monte del ponte ferroviario (Figura 2.65).

Tabella 2.VII – Simulazione con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ e centennale : individuazione dei franchi con e senza ostruzione nei ponti presenti nel tratto oggetto di studio.

Ponte	Progr. [m]	Quota intradosso [m s.m.m.]	Evento $Q_{\text{max}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$			Evento TR100		
			franco in assenza di ostruzione [m]	franco con ostruzione 25% [m]	riduzione franco [cm]	franco in assenza di ostruzione [m]	franco con ostruzione 25% [m]	riduzione franco [cm]
Ponte via Paolucci	1130	7.4	5.18	5.18	0.00	4.07	3.87	0.21
Ponte Risorgimento	1250	4.8	2.35	2.18	0.17	1.13	0.65	0.48
Ponte Garibaldi	1605	5.5	2.70	2.44	0.26	1.30	0.75	0.55
Ponte ferroviario	1660	6.5	3.70	3.44	0.26	2.30	1.75	0.55



Figura 2.65 – Differenze delle aree allagate in condizioni idrometriche ottenute per un evento con portata al colmo pari a $600 \text{ m}^3/\text{s}$, senza ostruzione dei ponti (a sinistra) e con un'ostruzione del 25% (a destra).

3. Studio morfologico associato alla dinamica e al trasporto solido fluviale

3.1 Il sistema fluviale e la connettività dei processi

L'area oggetto d'indagine ricade all'interno del bacino dell'Aterno-Pescara (Figura 3.1) il quale rappresenta parte di un territorio che geologicamente è il risultato della deformazione e del successivo sollevamento di alcuni domini paleogeografici mesozoici, strutturatisi nel Neogene (soprattutto tra il Miocene medio ed il Pliocene inferiore).

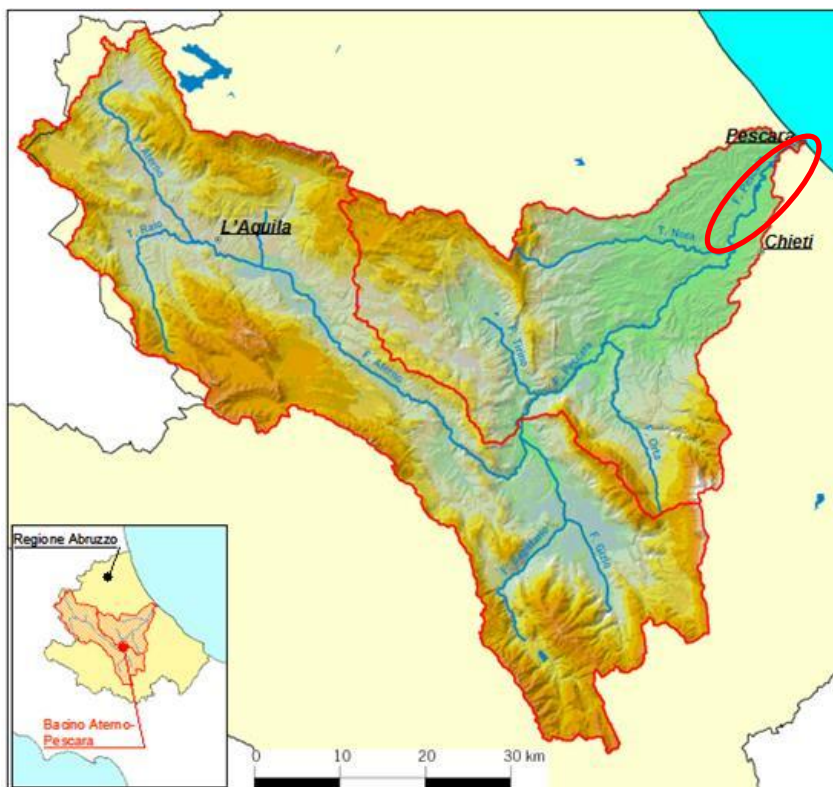


Figura 3.1 – Bacino del fiume Aterno-Pescara.

La struttura appenninica è costituita da un sistema orogenico catena-avanfossa-avampaese (Figura 3.2) in cui si possono ricostruire le fasi di migrazione degli sforzi compressivi dai settori occidentali (peritirrenici) verso quelli orientali (area adriatica), accompagnate e seguite, a partire dal Miocene superiore, da una tettonica distensiva anch'essa in migrazione da Ovest verso Est e non ancora ultimata.

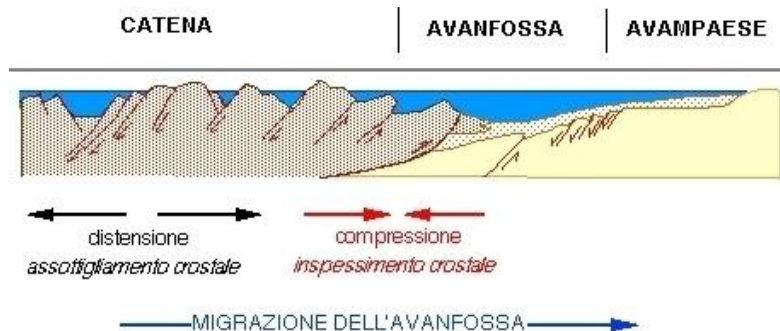


Figura 3.2 – Schema di un sistema orogenico catena-avanfossa-avampaese.

Ha così avuto luogo la strutturazione, prima in ambiente sottomarino e poi subaereo, dell'area abruzzese, così come la conosciamo oggi (Figura 3.3), articolata in dorsali quali Velino-Sirente, Marsica, Gran Sasso, Morrone, Maiella e depressioni quali la Piana del Fucino, la Piana di Sulmona, la Conca Aquilana ([29], [30]).

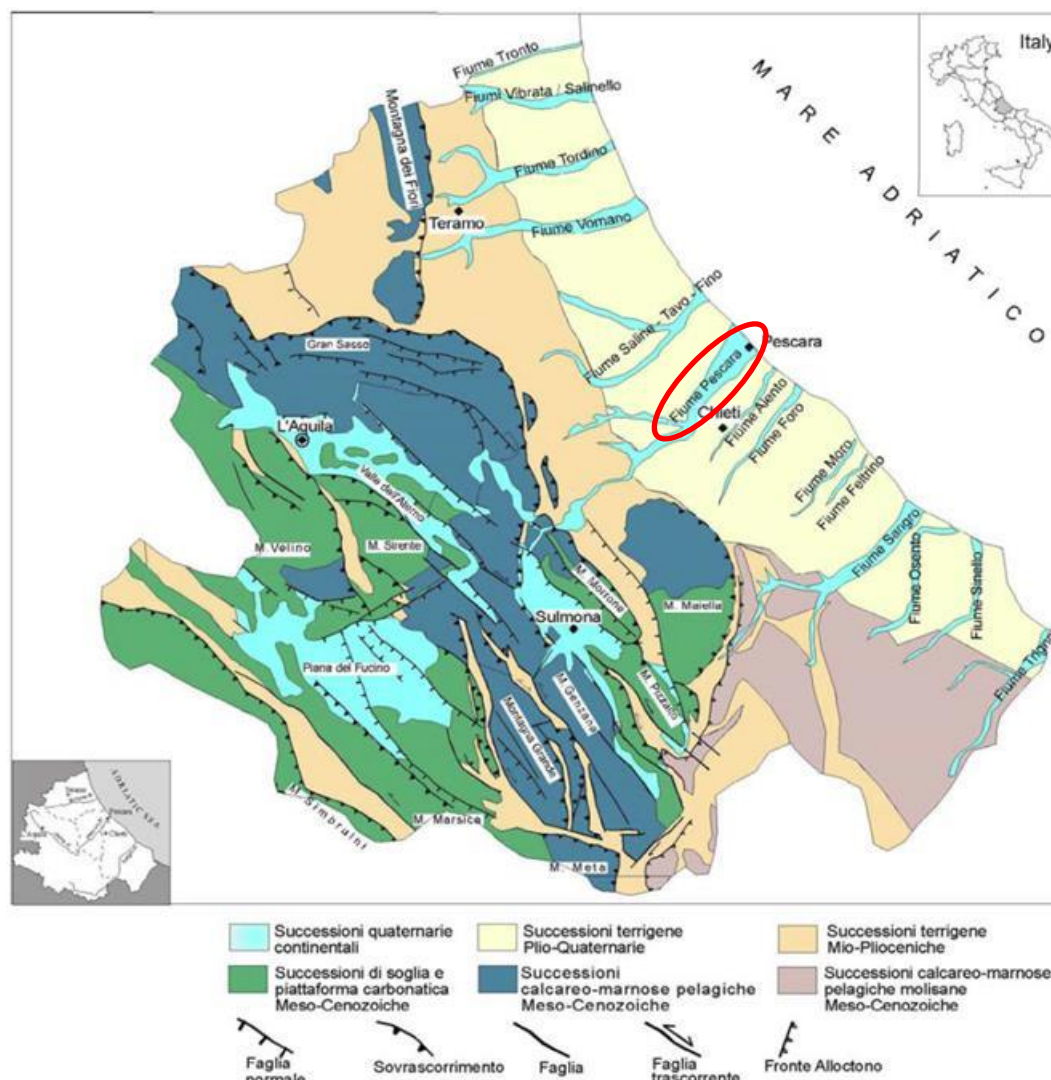


Figura 3.3 – Schema geologico semplificato della Regione Abruzzo (da D'Alessandro et al., 2007).

Il settore posto immediatamente a ridosso del settore orientale delle dorsali appenniniche (in particolare Maiella e Gran Sasso) costituisce la cosiddetta fascia periadriatica caratterizzata dalla presenza di potenti coltri di depositi detritico-alluvionali e lacustri che colmano le aree depresse, mascherando le tracce delle deformazioni più antiche e conferendo in tal modo all'area un'apparenza di continuità sedimentaria e strutturale ben superiore a quella reale ([27], [30]). La genesi di tali depositi è legata all'emersione graduale della catena in formazione che, a partire dal Mio-Pliocene (Successioni terrigene Mio-Plioceniche in Figura 3.3), ha creato le condizioni per un'importante fase di smantellamento sub-aereo con conseguente sedimentazione dei materiali torbiditici sopracitati.

Nel settore più orientale, a partire dal Pliocene inferiore, con la migrazione della avanfossa torbiditica, si individua un bacino satellite subsidente, che viene colmato da una potente successione marina di età Plio-Quaternaria (Successioni terrigene Plio-Quaternarie in Figura 3.3). In particolare in tale successione si riconoscono, da basso verso l'alto, le seguenti formazioni ([24]):

- formazione di Campi (Pliocene medio-superiore) è costituita da una facies ad argille e marne prevalenti che possono essere considerate la base dei sedimenti pliocenici;

- formazione di Cellino (Pliocene medio-inferiore) è costituita da argille e marne prevalenti che affiorano su tutto il territorio provincia di Pescara;
- sabbie conglomerati di trasgressione (Plio-Pleistocene);
- argille ed argille sabbiose che costituiscono le formazioni plio-pleistoceniche affioranti lungo la costa;
- conglomerati, arenarie e sabbie che costituiscono la superficie sommatiale di numerosi rilievi collinari sui quali si sono sviluppati diversi centri abitati.

Completano la serie geologica i sedimenti continentali del Quaternario (Successioni quaternarie continentali in Figura 3.3) costituiti da depositi alluvionali recenti e terrazzati e i depositi alluvionali attuali, quest'ultimi ubicati lungo l'alveo del fiume Pescara. In particolare i terrazzi alluvionali recenti sono sviluppati sul fianco sinistro del fiume Pescara e sono costituiti da ghiaie ben addensate con più o meno abbondante matrice sabbioso-limosa. I terrazzi più alti si trovano a quote di oltre 80 m rispetto all'alveo attuale.

Il bacino di alimentazione di materiale solido del fiume Pescara è, quindi, costituito da una notevole varietà di litologie che variano dai calcari, che costituiscono le dorsali appenniniche attraversate dal corso d'acqua nella sua porzione montana, alle sabbie, limi e argille provenienti dalla porzione di territorio costituita dai depositi terrigeni dell'avanfossa appenninica.

Per quel che riguarda le dinamiche legate al trasporto solido, il sistema fluviale può essere idealmente suddiviso in tre zone ([31]):

1. rappresenta la porzione alta del bacino, nella quale prevalgono i processi che determinano la produzione di sedimenti (erosione, frane);
2. caratterizzata prevalentemente dal trasferimento di sedimenti verso valle da parte dei corsi d'acqua principali del sistema;
3. costituisce la porzione più valliva del bacino idrografico e rappresenta l'area di prevalente accumulo di sedimenti.

I corsi d'acqua convogliano sedimenti dalle zone sorgenti nelle porzioni alte del bacino, attraverso la zona di trasferimento, alle pianure alluvionali che rappresentano le zone di accumulo. Tale suddivisione riflette la prevalenza, in ognuna delle tre zone, di una delle tre principali categorie di processi:

- erosione (produzione di sedimenti);
- trasporto solido (trasferimento di sedimenti verso valle);
- sedimentazione (immagazzinamento di sedimenti).

Secondo tale schema idealizzato, il corso d'acqua è paragonabile a un nastro trasportatore che ha, tra le sue funzioni essenziali, quella di trasferire sedimenti dalle zone di origine (versanti) verso le zone di recapito finale del sistema (Figura 3.4).

Tuttavia, le tre categorie di processi agiscono, in misura diversa, in ogni tratto del sistema fluviale, in particolar modo nei tratti in cui il corso d'acqua è di tipo alluvionale a fondo mobile, dove si realizzano continui scambi di sedimenti tra le sponde e il fondo (Figura 3.5).

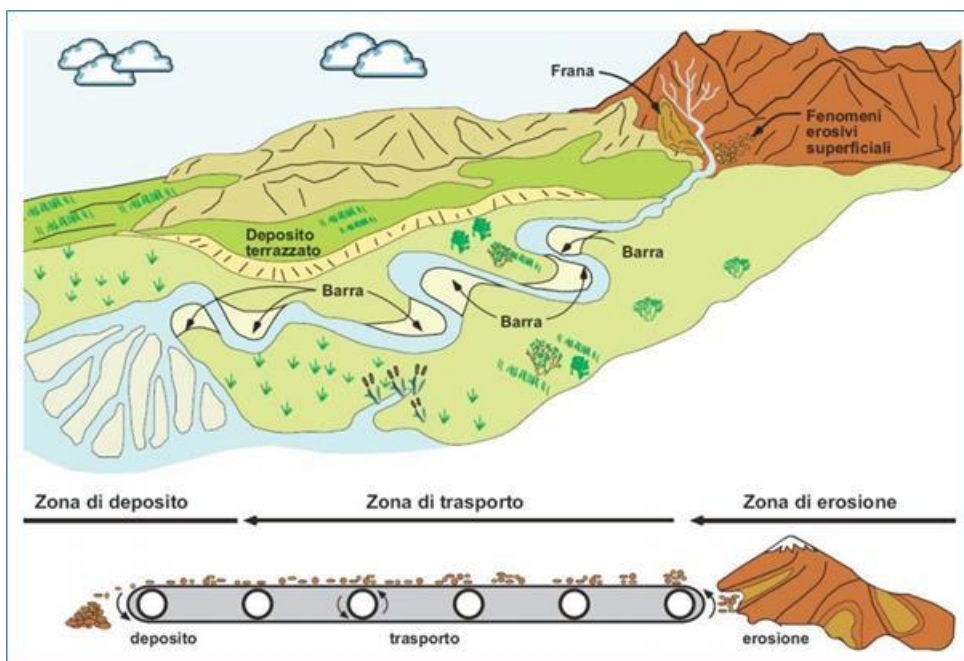


Figura 3.4 – Il corso d'acqua paragonato ad un nastro trasportatore di sedimenti (da AdBPo, 2008, modificato da Kondolf, 1994).

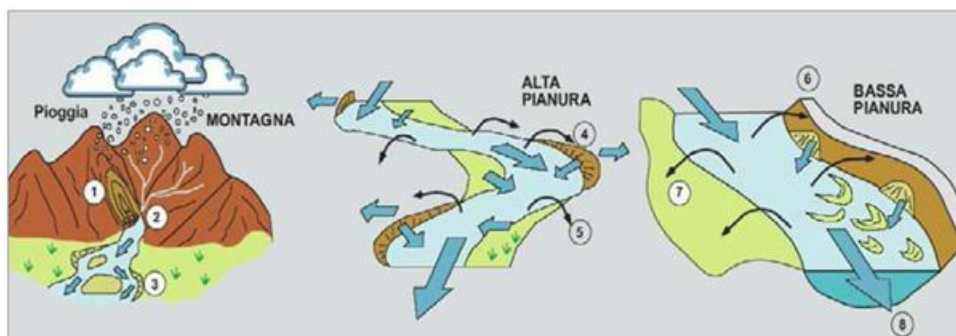


Figura 3.5 – Principali processi di interscambio di sedimenti nelle tre zone di un bacino idrografico (da AdBPo, 2008, modificato da Sear et al., 2003). Zona montana di produzione di sedimenti: (1) frane; (2) alimentazione ed eventuale sbarramento da parte dei sedimenti in alveo; (3) sedimentazione in alveo ed erosione delle sponde. Zona di trasferimento di sedimenti (alta pianura): (4) erosione delle sponde ed accrezione delle barre; (5) costruzione delle sponde per tracimazione. Zona di accumulo di sedimenti (bassa pianura): (6) erosione delle sponde per movimenti di massa; (7) deposizione di sedimenti fini nella piana inondabile; (8) trasporto di wash load dei sedimenti fini al mare.

Bull (1979) ha ipotizzato che i processi dominanti nelle porzioni diverse di un bacino idrografico (erosione del fondo, erosione laterale, sedimentazione) dipendano dal rapporto tra potenza della corrente (*stream power*) disponibile per trasportare sedimenti e potenza critica (*critical power*), la quale rappresenta la soglia di innesco del trasporto solido. Secondo tale modello, le zone di testata delle porzioni montane del bacino sono caratterizzate da una potenza disponibile generalmente superiore alla potenza critica e il processo dominante è rappresentato dall'erosione del fondo, mentre nelle zone di bassa pianura la potenza disponibile è inferiore a quella critica, di conseguenza la sedimentazione diventa il processo dominante.

L'efficienza dei processi di trasferimento di sedimenti verso valle dipende dalla connettività tra le diverse unità fisiografiche. Affinché ciò avvenga in maniera funzionale, deve esistere una continuità longitudinale, che esprime il fatto che siano attivi vari processi di scambio dalle zone di origine dei sedimenti al reticolo idrografico, e che tali sedimenti si muovano verso valle senza significative interruzioni.

Nel caso del fiume Pescara tale connettività è fortemente condizionata dalla presenza di numerosi sbarramenti idroelettrici che trattengono a monte grandi quantitativi di materiale solido con particolare riferimento alle

frazioni più grossolane.

Stante la presenza degli invasi a monte, il materiale trasportato a valle e destinato a depositarsi nel tratto terminale del corso d'acqua, al netto di quello che viene trasferito a mare, è costituito in prevalenza da materiale fine proveniente anche dall'erosione delle sponde del tratto di valle. Queste ultime sono costituite, come riportato poco sopra, da depositi terrigeni ed alluvionali caratterizzati da prevalenza di limi e argille ed, in subordine, da sabbie.

Le analisi granulometriche, effettuate nel maggio 2016, hanno evidenziato che i sedimenti presenti sullo strato superficiale del fondo del tratto terminale del fiume Pescara sono costituiti in prevalenza da limi e argille con D_{50} compreso tra 0.005 e 0.010 mm (Figura 3.6).

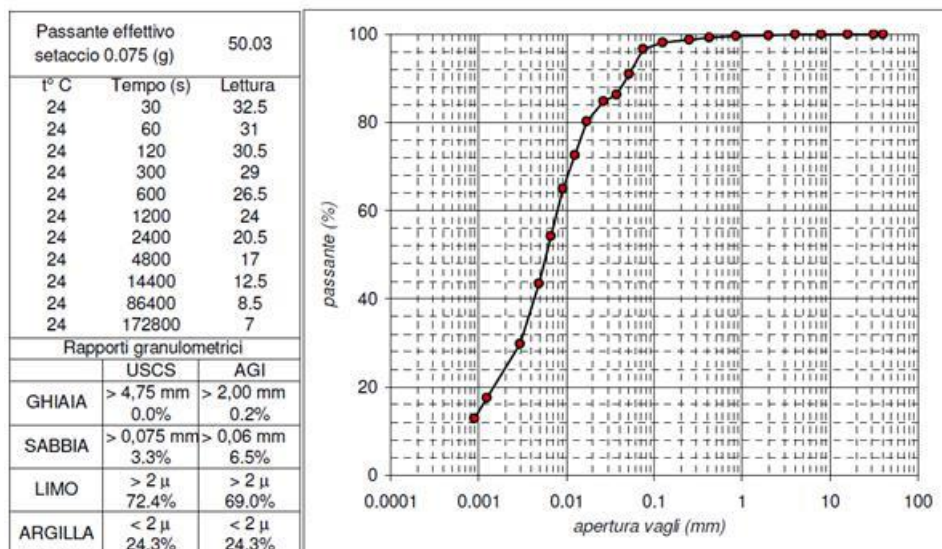


Figura 3.6 – Curva e rapporti granulometrici dei sedimenti presenti sul fondo del tratto terminale del fiume Pescara.

3.2 Modellazione della dinamica morfologica fluviale

Il comportamento dinamico morfologico del f. Pescara è stato indagato mediante l'applicazione del modello di calcolo bidimensionale a fondo mobile, MIKE 21C distribuito dal Danish Hydraulic Institute (DHI), specificatamente concepito per trattare problemi di trasporto solido, evoluzione morfologica, tendenze evolutive.

Il codice di calcolo **MIKE 21C** (dove la C sta per "Curvilineo") è un modello bidimensionale di tipo "morfologico", che integra su griglia curvilinea le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto alle acque basse e l'equazione convettiva-diffusiva per la simulazione della dinamica del materiale sospeso, ma considerando in maniera integrata sulla verticale gli effetti sul trasporto solido del flusso elicoidale (flusso secondario), caratteristica tipicamente tridimensionale [DHI Water & Environment. 2002] (Figura 3.7).

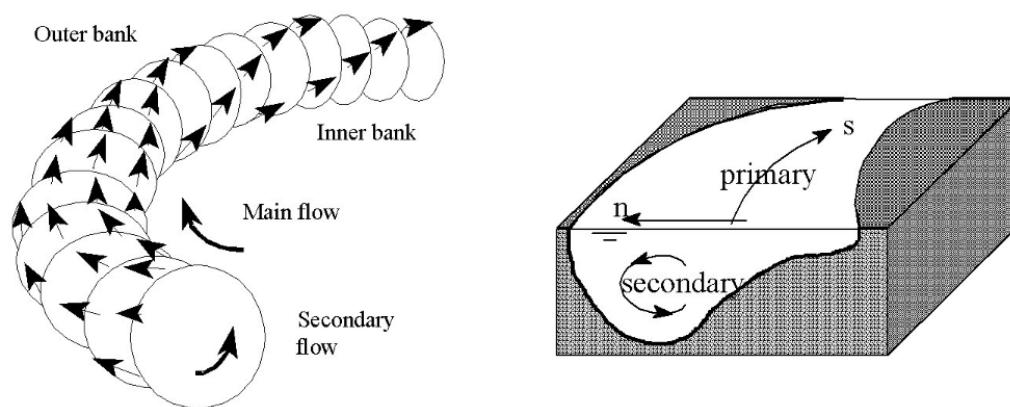


Figura 3.7 - Schematizzazione del flusso elicoidale.

In MIKE 21C la stabilità e l'efficienza della soluzione numerica permettono di rappresentare, con un modello disaccoppiato, il termine di flusso secondario (flusso elicoidale) ed il trasporto solido al fondo ed in sospensione dovuto all'effetto combinato del moto bidimensionale e del flusso secondario: ad ogni passo di calcolo il modello riaggiorna la geometria dei fondali sulla griglia curvilinea e rappresenta, dinamicamente, i processi di erosione e di deposito.

Le equazioni di Navier-Stokes specializzate per le acque basse insieme all'equazione convettiva-diffusiva bidimensionale vengono risolte su griglia curvilinea, dove possono essere schematizzate le principali opere idrauliche.

Il modello MIKE 21C, descritto in Appendice B, richiede come dati di input, oltre alle condizioni al contorno idrologiche e dei sedimenti, le caratteristiche granulometriche e le condizioni di scabrezza rappresentative dei diversi ambiti.

3.2.1 Implementazione del modello idraulico a fondo mobile

L'implementazione del modello a fondo mobile MIKE 21C richiede la definizione della geometria di calcolo mediante una griglia curvilinea, delle condizioni a contorno e delle grandezze caratteristiche del modulo morfodinamico necessario al calcolo del trasporto solido e dell'aggiornamento della batimetria. Il MIKE21C utilizza il metodo delle differenze finite su griglia curvilinea, ponendo in corrispondenza biunivoca lo spazio computazionale con la griglia curvilinea su cui viene discretizzato lo spazio del modello.

Per ottenere una soluzione numerica accurata sono state rispettate alcune regole durante la generazione della griglia curvilinea, evitando ad esempio repentine variazioni delle dimensioni della maglia e dell'inclinazione locale.

Il grado di risoluzione del dominio di calcolo è proporzionale ai tempi di simulazione: si è cercato quindi il giusto compromesso per poter rispondere agli obiettivi dello studio, secondo tempi computazionali accettabili, con particolare riferimento alle simulazioni su medio-lungo periodo.

La griglia curvilinea per la modellazione dell'alveo e dell'intera area di studio è stata costruita seguendo l'andamento delle linee di flusso della corrente, in modo da simulare in maniera quanto più accurata i moti secondari in curva, e tenendo conto della presenza di golene e di argini, rilevati, ecc. La larghezza media delle celle che descrivono l'alveo attivo è compresa tra 1 e 2 metri, mentre è maggiore per le aree esterne.

L'altimetria della griglia stessa è stata costruita a partire dal modello digitale del terreno costituito da:

- punti quotati provenienti da rilievo LiDAR (due risoluzioni legate ai due sottoprogetti sviluppati dal Ministero (1pnt/m² per i fiumi e 2pnt/m² per le zone costiere) ;

- punti quotati della batimetria del fiume ottenuti da interpolazione delle sezioni d'alveo rilevate durante la campagna topografica;
- linee quotate della batimetria del mare (2008);
- linee quotate delle rampe di accesso al Ponte Nuovo e al ponte di Villa Fabio.

La quota di ciascuna delle celle è calcolata attribuendo il valore medio delle quote della porzione del DTM entro la cella stessa. La Figura 3.8 rappresenta l'estensione del dominio di calcolo per le configurazioni con e senza PRP.

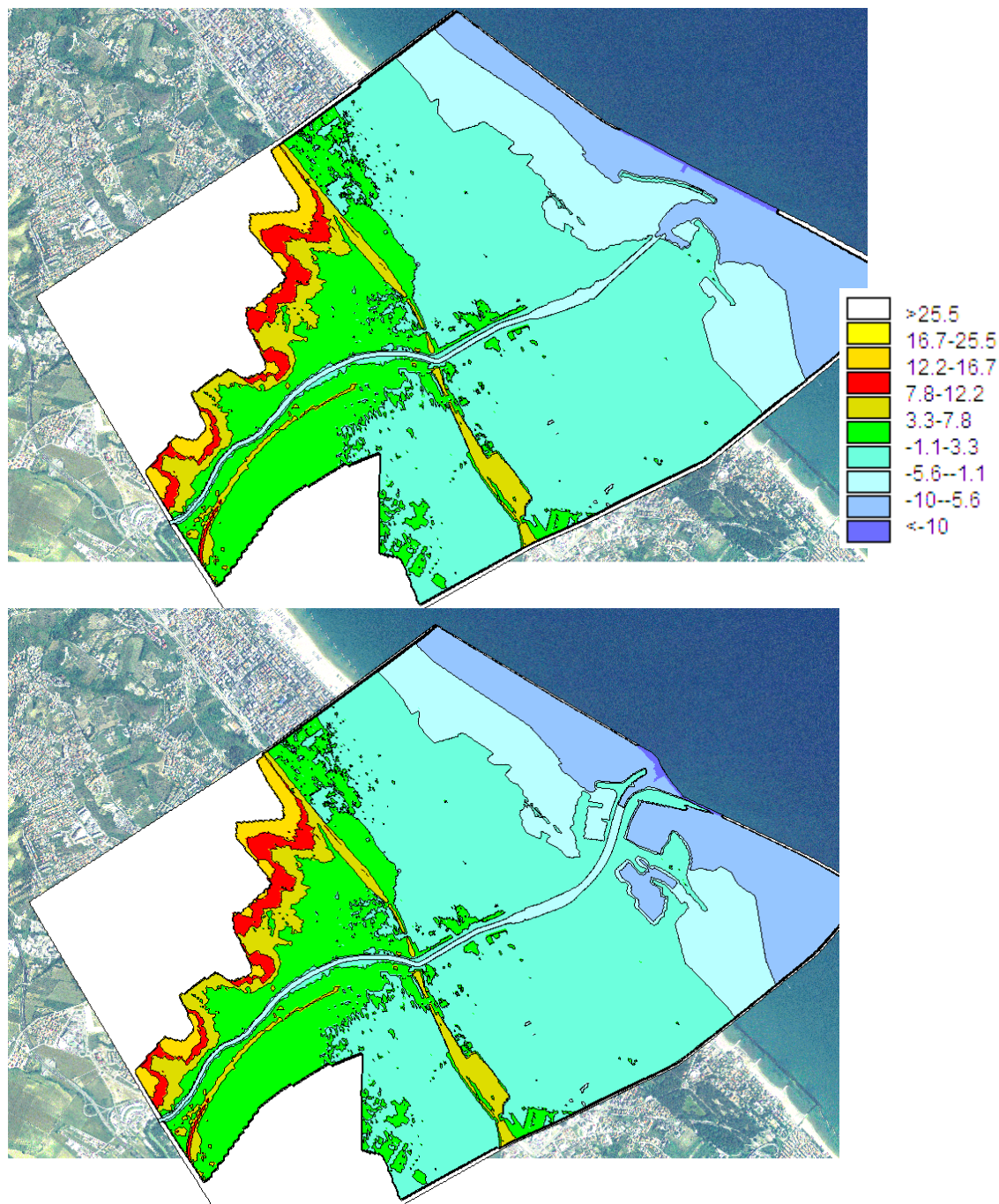


Figura 3.8 – Estensione del dominio di calcolo in MIKE21C (stato attuale in alto, scenario con PRP in basso).

La Figura 3.9 riporta un esempio della griglia di calcolo curvilinea, in corrispondenza del porto canale e la batimetria assegnata a partire dalle informazioni topografiche di riferimento: la griglia segue le forme morfologiche e si adatta all'allargamento dell'alveo, discretizzandolo con maggior dettaglio rispetto all'esterno.

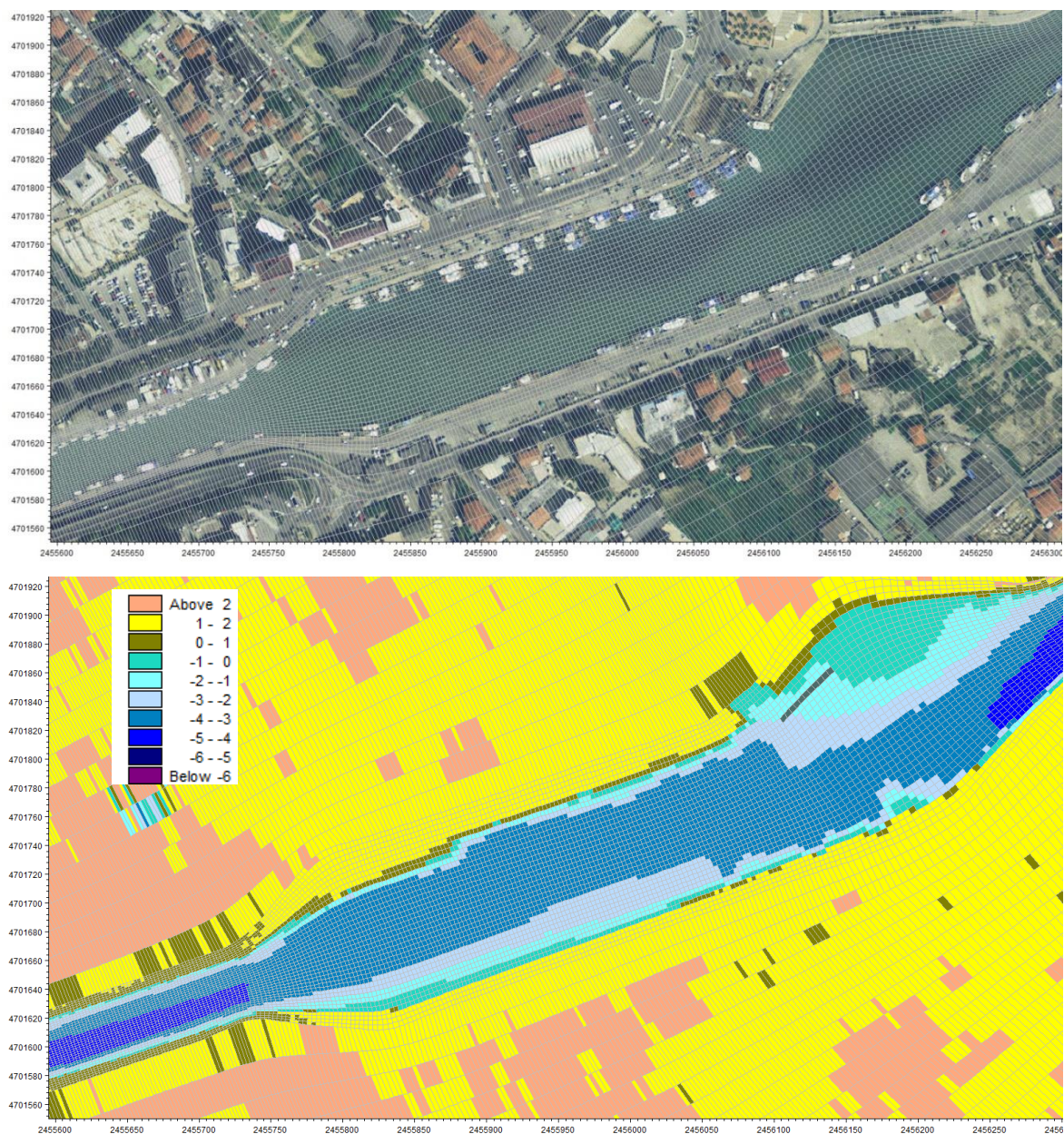


Figura 3.9 – Estratto della griglia curvilinea in corrispondenza del porto canale e batimetria iniziale.

Le celle dell'alveo attivo sono state considerate erodibili, assegnando uno spessore dello strato erodibile pari a 6 metri; le aree esterne all'alveo attivo, comprese le golene, invece sono state considerate non erodibili, quindi pur essendo parte del dominio di calcolo su tali aree possono avvenire solo fenomeni deposizionali.

3.2.2 Condizioni al contorno e di scabrezza

Le condizioni al contorno inserite nel modello sono rappresentate dalla portata in ingresso in corrispondenza della sezione di monte e dalla condizione di uscita dal modello.

Gli idrogrammi in ingresso al modello sono:

- l'idrogramma associato a TR50 anni fornito dall'Autorità di Bacino (Figura 3.10) per le configurazioni 1, 2 e 3;
- l'idrogramma associato a TR50 anni con le casse di espansione a monte funzionanti per le configurazioni 4 e 5

(Figura 3.10), ricostruito nell'ambito del Progetto delle opere di laminazione stesse (Regione Abruzzo, 2016);

- la serie di portate significative, per quel che riguarda lo studio del trasporto solido e l'evoluzione del fondo alveo per un anno medio, estratte dalle portate del 1991 riportate sugli annali alla sezione Santa Teresa (Figura 3.11): le portate significative sono quelle non inferiori a $50 \text{ m}^3/\text{s}$, sulla base delle valutazioni preliminari condotte circa la capacità di trasporto al fondo e in sospensione per saltellamento, escluso il trasporto solido del materiale torbido in sospensione, ritenuto trasparente ai fini delle presente analisi.

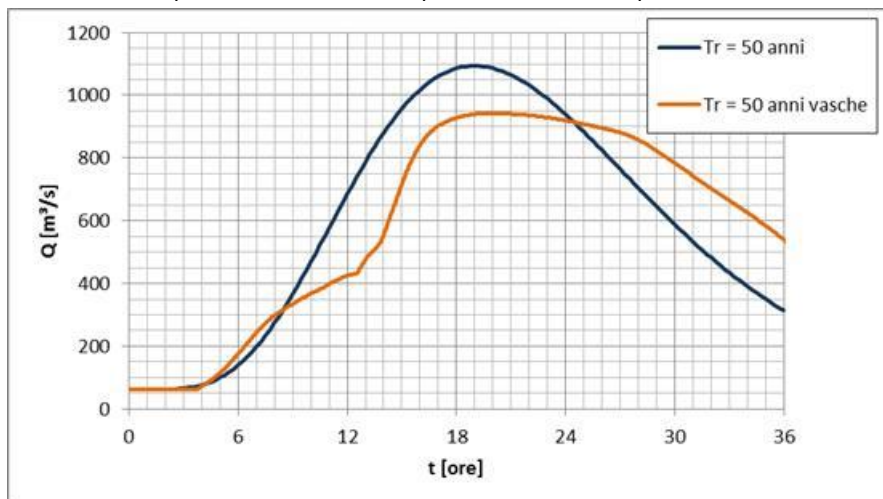


Figura 3.10 – Idrogrammi TR50 anni del F. Pescara a Santa Teresa: confronto stato attuale e con funzionamento delle vasche.

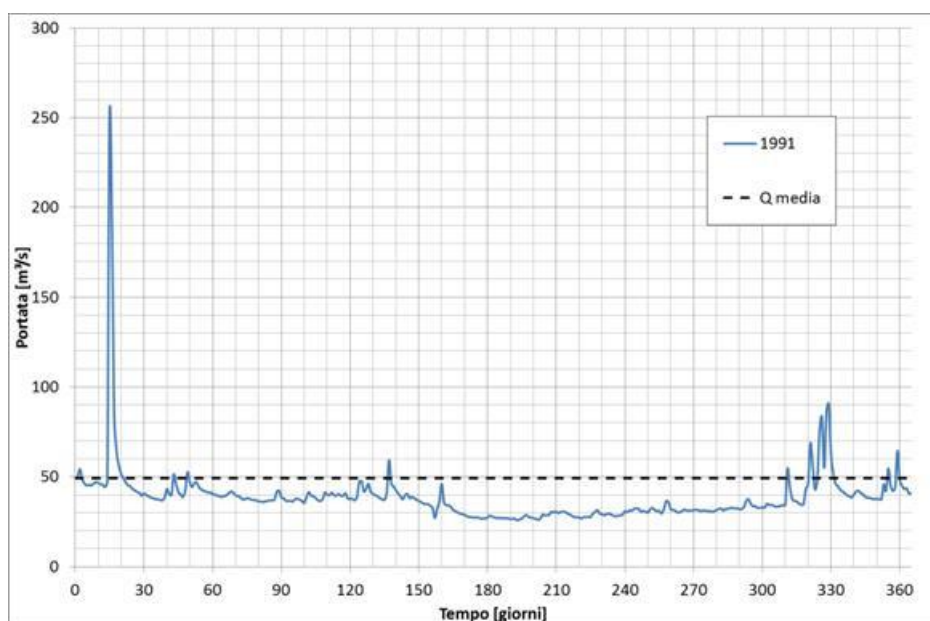


Figura 3.11 – Portate medie giornaliere del 1991 (fonte dati: annali).

Gli eventi caratterizzati da tempo di ritorno pari a 100 e 200 anni non sono stati simulati con il modello a fondo mobile, vista l'insufficienza delle sezioni di deflusso per tali portate di piena, al pari dell'evento cinquantennale.

La condizione di valle del modello è rappresentata dal livello del mare, assunto pari a 0.5 m per gli eventi di piena e pari a 0.2 m per la serie di medio-lungo periodo (1991).

I valori di scabrezza sono stati assegnati alle diverse aree sulla base dell'uso del suolo ricavato dall'analisi delle ortofoto, della granulometria dei sedimenti dell'alveo e del processo di taratura: la sensibilità ai valori di scabrezza dei due modelli (fondo fisso e fondo mobile) ed i risultati ottenuti sono stati confrontati e validati.

Nella fase iniziale di studio sono stati effettuati diversi test per verificare la risposta del modello utilizzando diverse formule di calcolo del trasporto solido, diverse granulometrie, diversi eventi idrologici. Queste analisi hanno portato ad identificare le impostazioni di calcolo.

Per quanto riguarda la portata solida, non avendo a disposizione misure dirette o studi specifici sul trasporto solido del fiume Pescara, sulla base delle analisi preliminari effettuate con il modello a fondo mobile, che hanno mostrato un sostanziale equilibrio del fondo del fiume nel tratto cittadino e di foce, e sulla base delle caratteristiche del bacino e dei sedimenti, come condizione in ingresso è stata attribuita quella che garantisce un apporto di materiale solido tale da non modificare le quote di fondo nel primo tratto simulato ("*bedlevel change=0*"). La stessa condizione è stata attribuita al contorno di valle.

Vista l'assenza di un insieme sostanziale di dati granulometrici, sulla scorta delle valutazioni preliminari condotte (risposta del modello in termini di evoluzione e volumi movimentabili in funzione di diversi d_{50}), nel modello sono state inserite due frazioni granulometriche, caratterizzate da diametro pari $10\mu\text{m}$ e $50\mu\text{m}$, sulla base dei dati reperiti e volendo considerare sia la parte limosa di materiale, rilevata dai campionamenti nella zona del porto canale, sia la parte di sabbia fine, osservata nel corso dell'evento del 2013.

In MIKE 21C sono disponibili le seguenti formule di trasporto solido: Engelund-Hansen, van Rijn, Engelund-Fredsoe, Meyer-Peter and Muller, Empirical formulation (Smart and Jaeggi), Yang (sabbia), Yang (ghiaia). Tra queste sono state utilizzate per verificare la risposta del modello quelle di Engelund-Hansen, di Yang (per le sabbie), di Smart and Jaeggi e quella di Van Rijn, che considera oltre che il deflusso e le caratteristiche dei sedimenti, anche le condizioni critiche di incipiente movimento della fase in sospensione, e permette di calcolare le componenti *bed load* e *suspended load* separatamente. L'applicazione delle formule alla simulazione dell'evento 2013 nello stato attuale ha mostrato risultati simili in termini di volumi movimentati vicini ai valori attesi (in base ai dati sperimentali dei dragaggi), fatta eccezione per la formula empirica di Smart and Jaeggi restituisce valori nettamente inferiori. Per il presente studio la formula prescelta è quella di Van Rijn.

Per quanto riguarda il regime idrologico, si è ottenuto che le portate inferiori a $50\text{ m}^3/\text{s}$ non sono significative per modellare fenomeni di trasporto solido (al fondo e per saltellamento); per portate superiori a $100\text{ m}^3/\text{s}$ si iniziano ad apprezzare modifiche batimetriche. La Figura 3.12 rappresenta la relazione tra portata solida e portata liquida ricavata dal modello in diverse sezioni di calcolo, una volta settati i diversi parametri di calcolo.

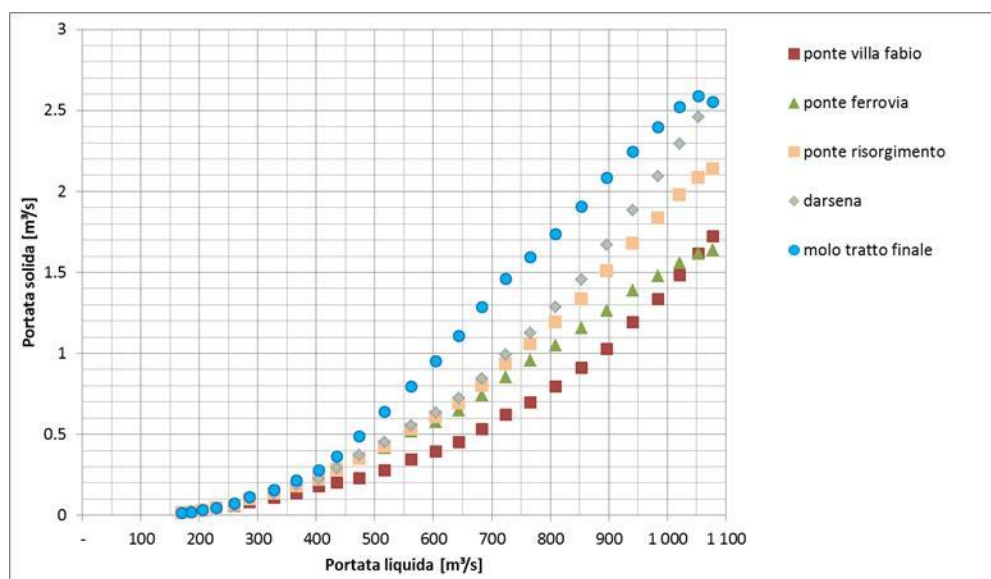


Figura 3.12 – Relazione tra portata solida e portata liquida ricavata dal modello, applicando la formula di trasporto di Van Rijn, in diverse sezioni di calcolo.

3.3 Simulazioni condotte e risultati ottenuti

Gli obiettivi della modellazione numerica a fondo mobile sono:

- individuare le tendenze alla sedimentazione nel tratto terminale dell'alveo e delle foce a mare nell'assetto attuale e nelle configurazioni di progetto;
- analizzare in termini comparativi le tendenze evolutive del tratto terminale del f. Pescara nei diversi scenari;
- individuare il profilo di equilibrio del fiume Pescara, quindi in assenza di dragaggi di mantenimento;
- determinare i volumi di dragaggio di manutenzione necessari per mantenere i fondali nelle configurazioni di progetto rispetto alla condizione attuale;
- individuare condizioni a contorno necessarie per la modellazione della dinamica costiera.

Gli scenari di simulazione fanno riferimento all'evento con tempo di ritorno 50 anni, all'evento di piena del 2013 e allo scenario di medio-lungo periodo, nelle configurazioni stato attuale e di progetto.

Le simulazioni effettuate sono elencate nella seguente Tabella 3.1.

Tabella 3.1 – Elenco delle simulazioni effettuate per l'analisi morfodinamica fluviale.

n	configurazione	Portate
1	Stato attuale + porte chiuse (configurazione 2)	TR 50 anni
2	Stato attuale + porte chiuse + vasche (configurazione 4)	TR 50 anni
3	PRP + porte chiuse (configurazione 3)	TR 50 anni
4	PRP + porte chiuse + vasche (configurazione 5)	TR 50 anni
5	Stato attuale + porte chiuse (configurazione 2)	Periodo medio lungo (1991)
6	PRP + porte chiuse (configurazione 3)	Periodo medio lungo (1991)
7	Stato attuale + porte chiuse (configurazione 2)	Evento 2013
8	PRP + porte chiuse (configurazione 3)	Evento 2013

La configurazione 1 (stato attuale) non è stata simulata nello specifico poiché analoga alla configurazione 2 per quel che riguarda i suoi effetti sulla dinamica morfologica e del trasporto solido in alveo, visti i risultati del modello a fondo fisso (cfr. profili).

Oltre agli eventi elencati nella tabella precedente, sono state fatte, con le stesse impostazioni di calcolo, simulazioni di eventi associati a tempo di ritorno 2 anni e 25 anni, per fornire condizioni a contorno per il modello marittimo (cfr. Capitolo 4).

I risultati del modello idraulico a fondo mobile sono stati elaborati in termini di:

- individuazione delle aree in deposito ed erosione nello stato attuale e nella configurazione di nuovo PRP per diversi scenari idrologici;
- bilancio volumetrico lungo il fiume e valutazione degli apporti a mare;
- individuazione delle modifiche altimetriche del profilo di fondo alveo lungo l'asse del fiume.

3.3.1 Simulazione degli eventi di piena

Le immagini seguenti, Figura 3.13 e Figura 3.14, mostrano le modifiche batimetriche che si ottengono a fine simulazione per l'evento cinquantennale nello stato attuale con porte chiuse (configurazione 2) e nello stato con PRP e porte chiuse (configurazione 3) rispettivamente. In modo analogo, la Figura 3.15 e la Figura 3.16 mostrano le modifiche batimetriche che si ottengono a fine simulazione per l'evento cinquantennale nello stato attuale con

porte chiuse e vasche (configurazione 4) e nello stato con porte chiuse, PRP e vasche (configurazione 5).

L'abbassamento che si determina con l'evento TR50 anni è determinato dalla fase centrale e decrescente dell'onda di piena, e risulta compreso tra 0.5 (zona allargata del porto canale) e 2.5 metri (dove le sezioni sono più strette). Confrontando le simulazioni stato attuale – stato di progetto a parità di condizioni idrologiche (con o senza vasche), i risultati sono simili fino a valle del porto canale.

Per quanto riguarda la parte a mare, nello stato attuale si determina un deposito significativo che va dalla foce fino ad oltre la diga foranea, seguendo quello che è il flusso principale della portata. Nello stato di progetto i depositi si determinano oltre l'apertura della diga, dove i fondali sono a circa 10 metri, pertanto non inficiano la funzionalità della foce nel breve-medio termine.

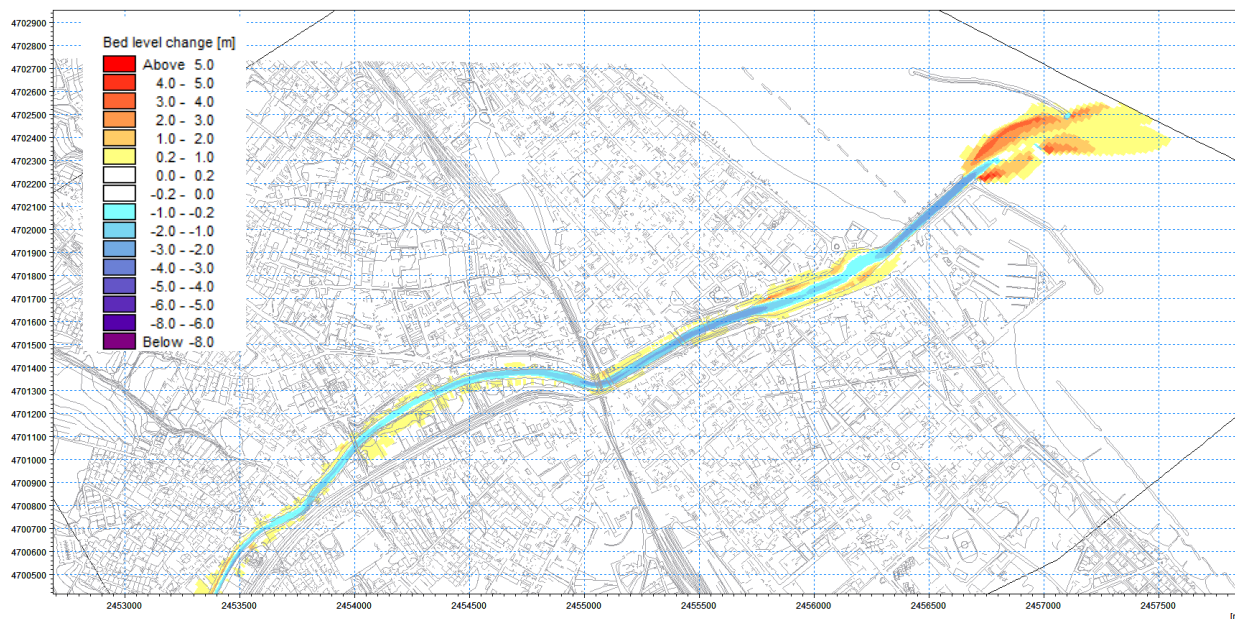


Figura 3.13 – Evento TR50, stato attuale (configurazione 2): modifiche batimetriche a fine simulazione.

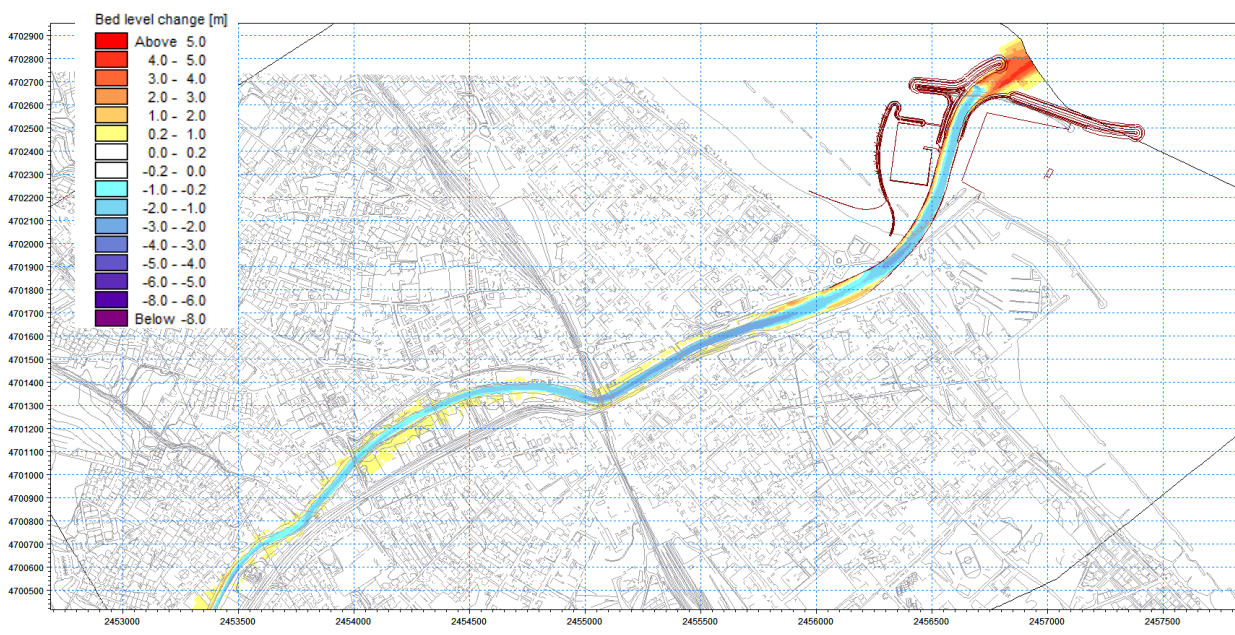


Figura 3.14 – Evento TR50, PRP (configurazione 3): modifiche batimetriche a fine simulazione.

solido fluviale

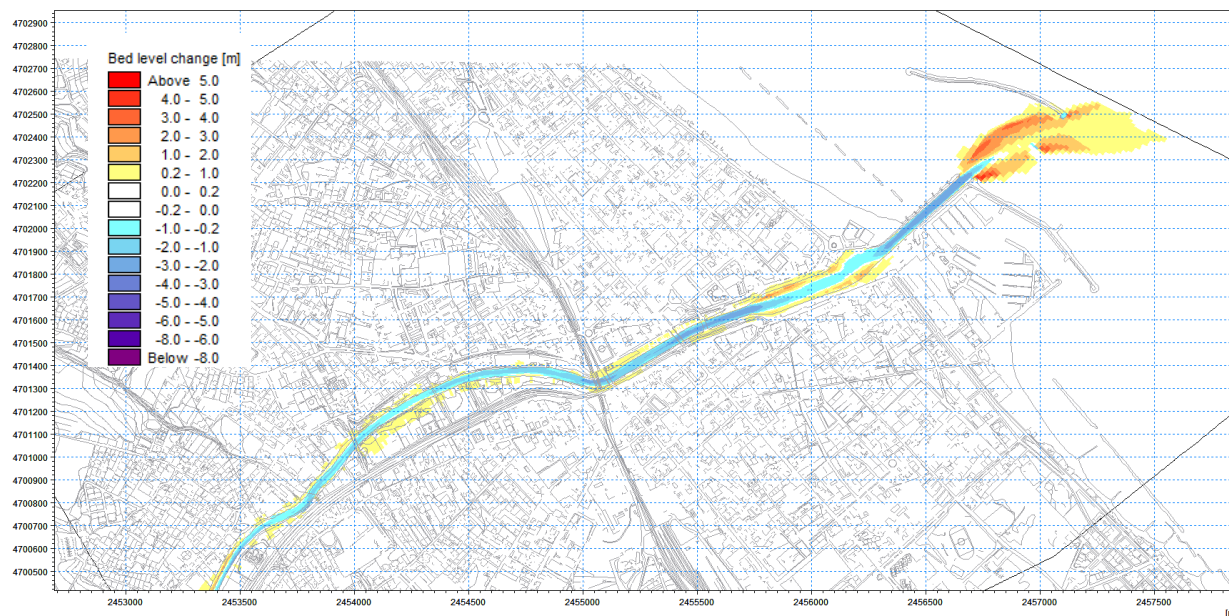


Figura 3.15 – Evento TR50 laminato, stato attuale + vasche (configurazione 4): modifiche batimetriche a fine simulazione.

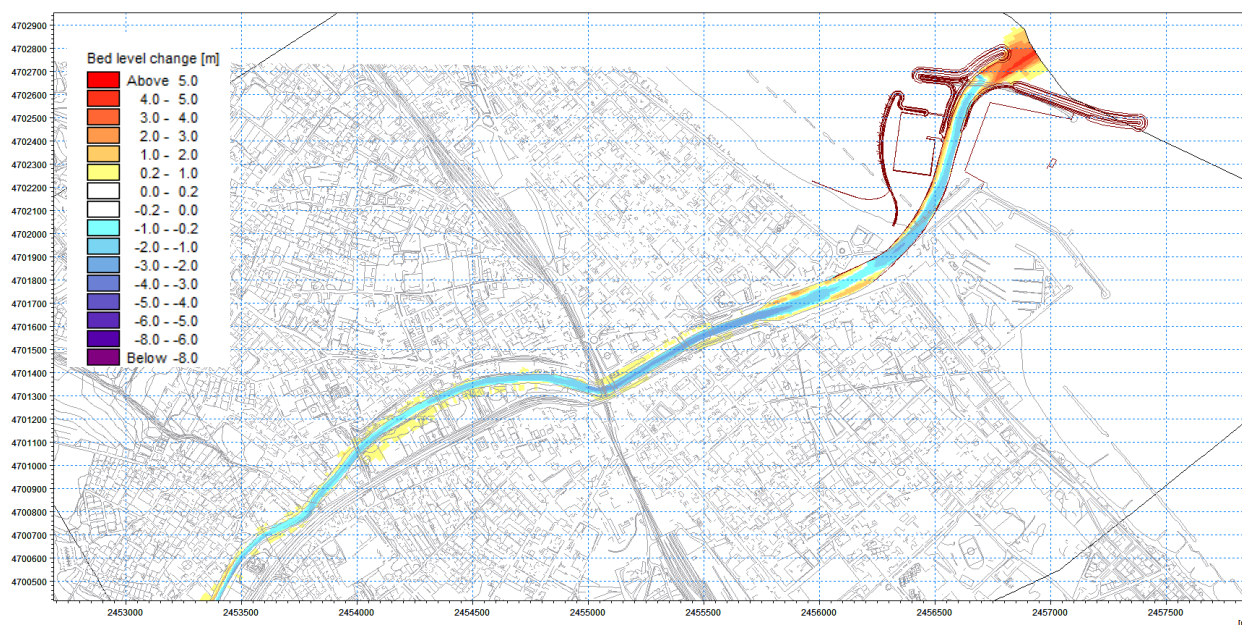


Figura 3.16 – Evento TR50 laminato, PRP + vasche (configurazione 5): modifiche batimetriche a fine simulazione.

Per analizzare più nel dettaglio l'evoluzione dell'alveo dovuto alle diverse condizioni idrologiche si riportano di seguito le curve dei bilanci volumetrici e l'andamento parziale di erosioni e depositi per le diverse configurazioni, comprensivo di entrambe le frazioni simulate (fine e molto fine). La Figura 3.17 riporta l'indicazione di alcune sezioni a progressive significative ai fini dell'analisi della tendenza dei fenomeni di tipo deposizionale/erosivo nel tratto finale del fiume, a supporto della lettura delle curve volumetriche e dei successivi profili del fondo.



Figura 3.17 – Planimetria su ortofoto stato attuale con indicazione del fiume nella configurazione da PRP e delle progressive per la lettura dei profili di cui alle successive figure .

Le successive immagini, da Figura 3.18 e Figura 3.20, mostrano il confronto dei risultati ottenuti per la piena cinquantennale, da cui si osserva che:

- fino a progressiva 2500 m (al ponte ferroviario) si verificano erosioni e depositi di entità moderata fino a tornare a bilancio zero in entrambe le configurazioni;
- oltre il ponte ferroviario, dove si ha un cambio morfologico della sezione d'alveo, si verifica erosione, in maniera più marcata nella configurazione di PRP, viste le maggiori velocità che si determinano;
- la zona più larga del porto canale presenta sempre tendenza al deposito, più marcato nello stato attuale;
- i depositi calcolati nello stato attuale tra la foce e la diga foranea sono stimati in 200 000 m³, mentre nello stato di progetto si stima un deposito oltre la foce di circa 80 000 m³ (all'interno del dominio di calcolo, si rimanda al successivo Capitolo 4 per l'analisi nell'area costiera);
- le differenze tra le configurazioni con e senza vasche si osservano solo nel primo tratto, dove si sente maggiormente l'effetto della laminazione delle portate e la riduzione delle velocità determina maggiori depositi, mentre nel tratto terminale non si riscontrano differenze in termini di bilancio volumetrico: la simulazione con le vasche, caratterizzata da portate al colmo inferiori di circa 150 m³/s, determina situazioni simili: il materiale che si deposita oltre la foce nello stato attuale calcolato è pari a 180 000 m³ e nella configurazione di PRP risulta uguale a quello della configurazione senza vasche (76 000 m³).

solido fluviale

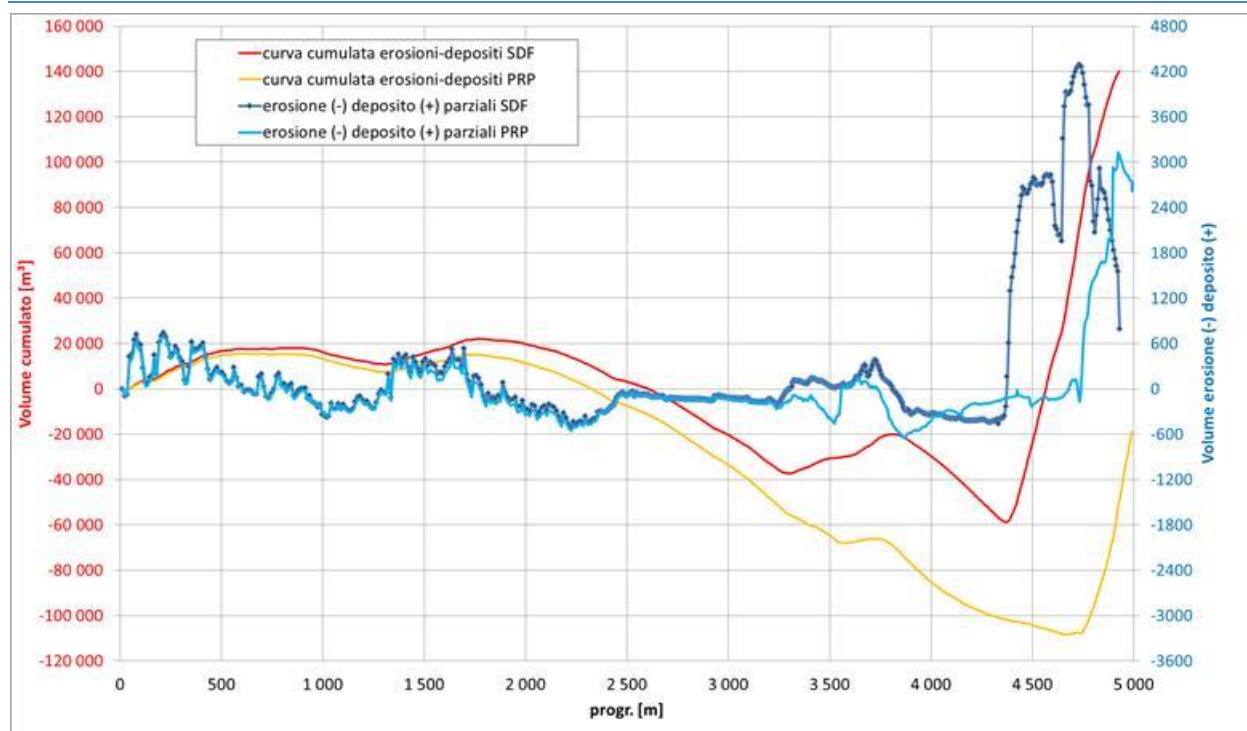


Figura 3.18 – Simulazione TR50: confronto tra i bilanci volumetrici (parziali e cumulati) nella configurazione attuale e nella configurazione PRP.

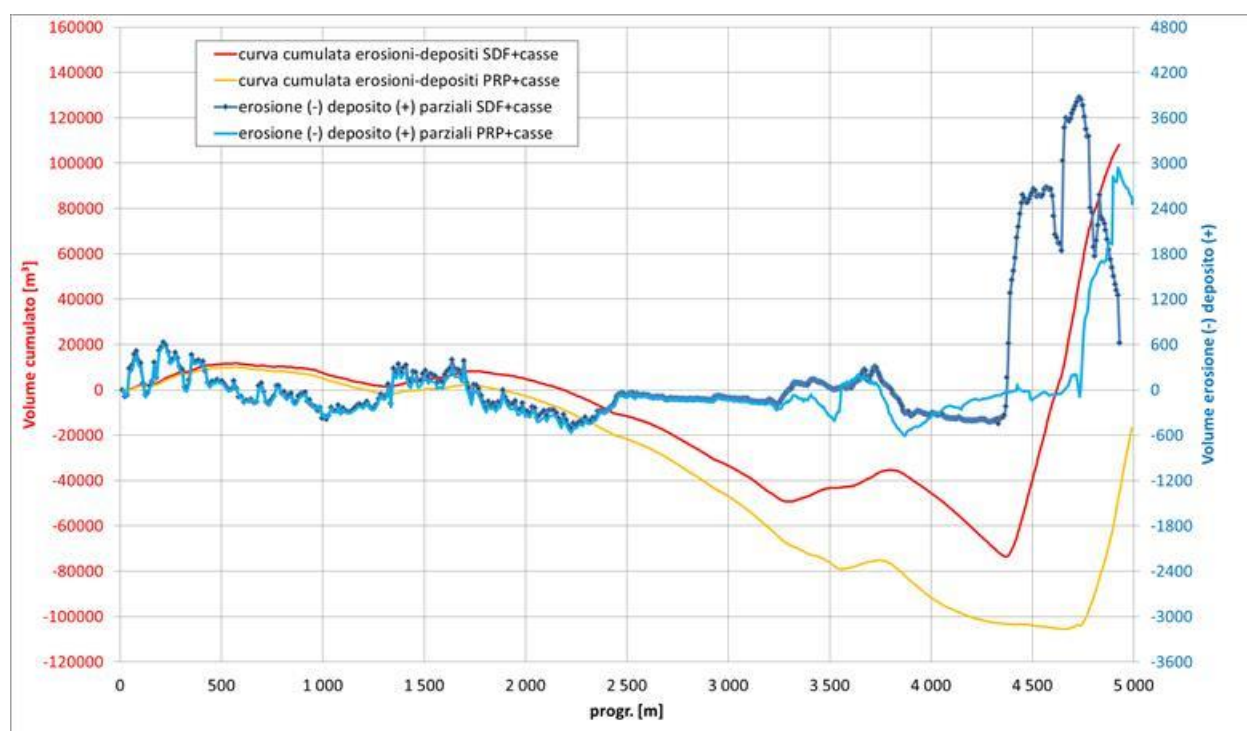


Figura 3.19 – Simulazione TR50 con vasche: confronto tra i bilanci volumetrici (parziali e cumulati) nella configurazione attuale e nella configurazione PRP.

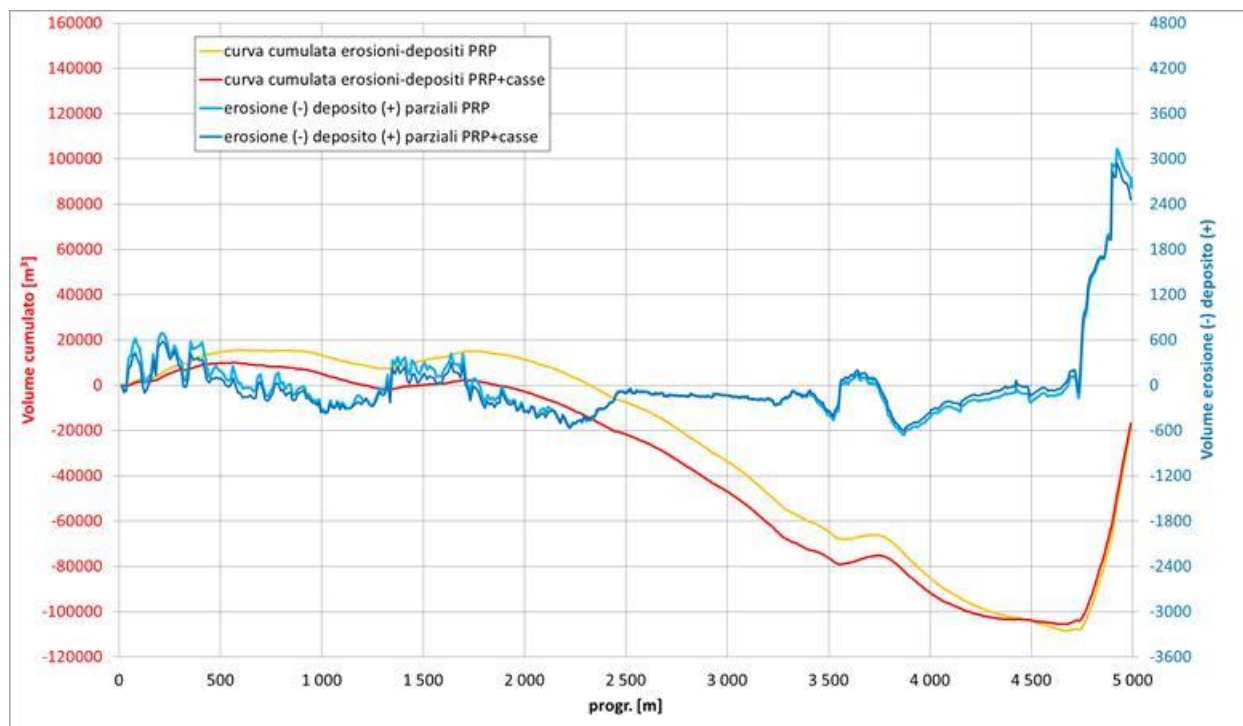


Figura 3.20 – Simulazione TR50: confronto dei risultati nella configurazione PRP con e senza vasche.

La Figura 3.21 e la Figura 3.22 rappresentano i profili del fondo alveo a inizio e fine simulazione per l'evento cinquantennale, rispettivamente con e senza vasche di laminazione a monte: questo risultato non appare significativo dal punto di vista della tendenza evolutiva in quanto determinato da situazioni idrologiche estreme, ma è utile per un confronto e una valutazione dell'effetto delle opere di PRP sulla stabilità del profilo rispetto ad una condizione attuale: le due configurazioni restituiscono lo stesso comportamento fino alla darsena, mentre si osserva l'effetto positivo del PRP, che, rispetto ai depositi che si verificano nello stato attuale, presenta un andamento a pendenza regolare nella canaletta fino al mare dove sarà movimentato da eventi di moto ondoso (vedi Cap. 4).

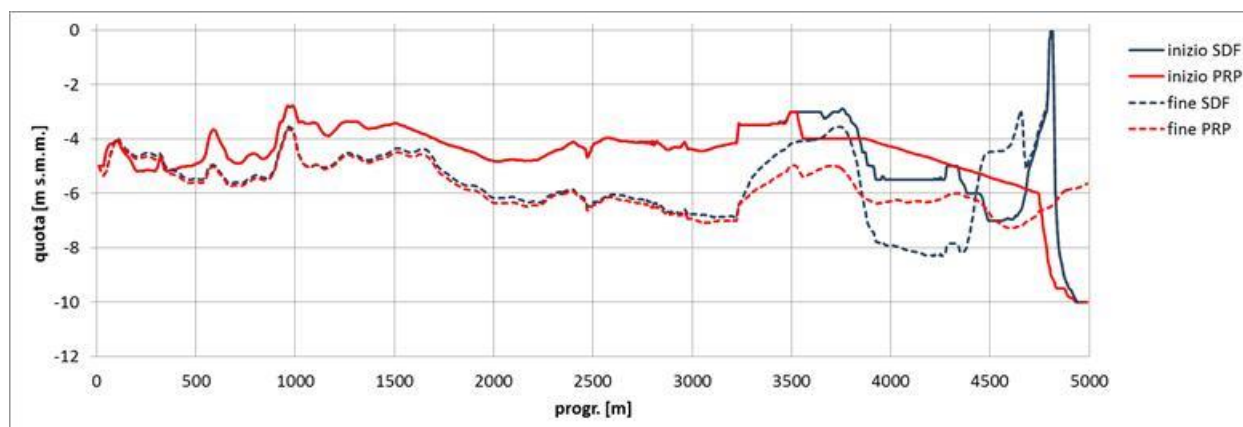


Figura 3.21 – Evento TR50: confronto del profilo a inizio e a fine simulazione nella configurazione stato attuale e nella configurazione PRP.

solido fluviale

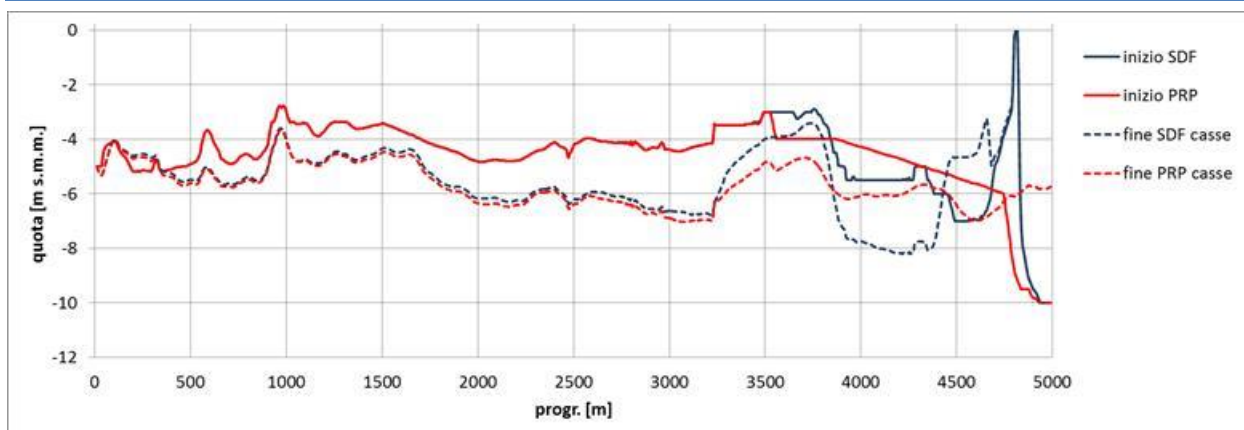


Figura 3.22 – Evento TR50 laminato (vasche): confronto del profilo a inizio e a fine simulazione nella configurazione stato attuale+vasche e nella configurazione PRP+vasche.

Per completare le analisi riferite agli eventi di piena sono state effettuate le simulazioni relative all'evento del dicembre 2013, avente un idrogramma che presenta un doppio picco, di circa $565 \text{ m}^3/\text{s}$ e a cui è stato attribuito un tempo di ritorno di circa 20 anni. Nel corso di tale evento sono state allagate le aree golenali nel tratto cittadino e sono stati osservati depositi di materiale assimilabile a sabbia fine. Dal punto di vista dell'evoluzione del profilo, si riportano i risultati ottenuti nella configurazione stato attuale e con PRP. La Figura 3.23 riporta il confronto tra i profili iniziale e finale nelle due configurazioni, mentre la Figura 3.24 riporta l'evoluzione del profilo nelle due configurazioni.

I risultati in termini di tendenza evolutiva sono simili a quelli relativi all'evento TR50 anni, seppur più attenuati in termini quantitativi; l'analisi dell'evoluzione temporale mostra che l'area in deposito è piuttosto stabile nella configurazione attuale e risente di un effetto erosivo nella configurazione di PRP. Il tratto finale del corso d'acqua nello stato di progetto appare piuttosto stabile. Il volume che si deposita oltre i moli nello stato attuale è di circa $75\,000 \text{ m}^3$, mentre nello stato di progetto circa $15\,000 \text{ m}^3$ si depositano nell'ultimo tratto di canale e $37\,000 \text{ m}^3$ raggiungono il mare.

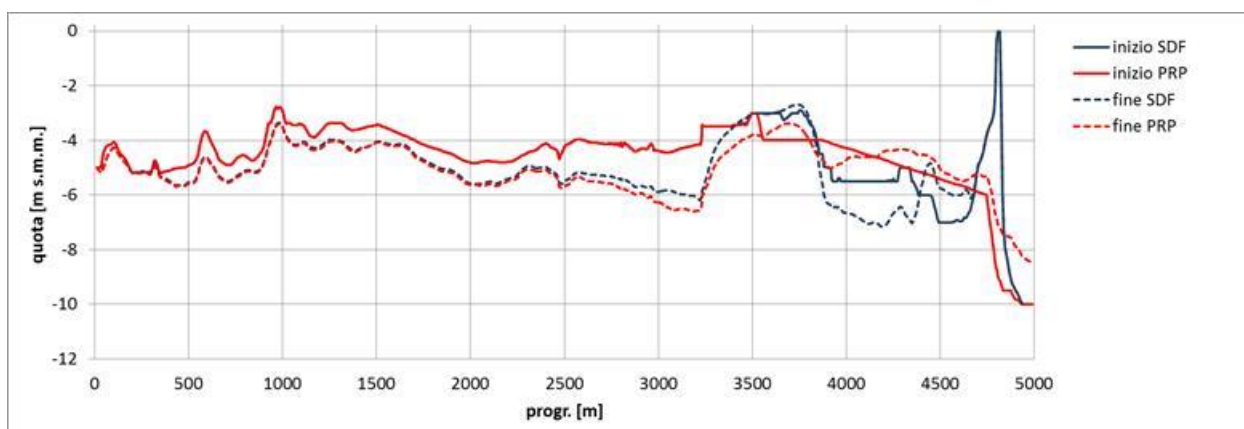


Figura 3.23 – Evento 2013: confronto del profilo di fondo a inizio e a fine simulazione nella configurazione stato attuale e nella configurazione PRP.

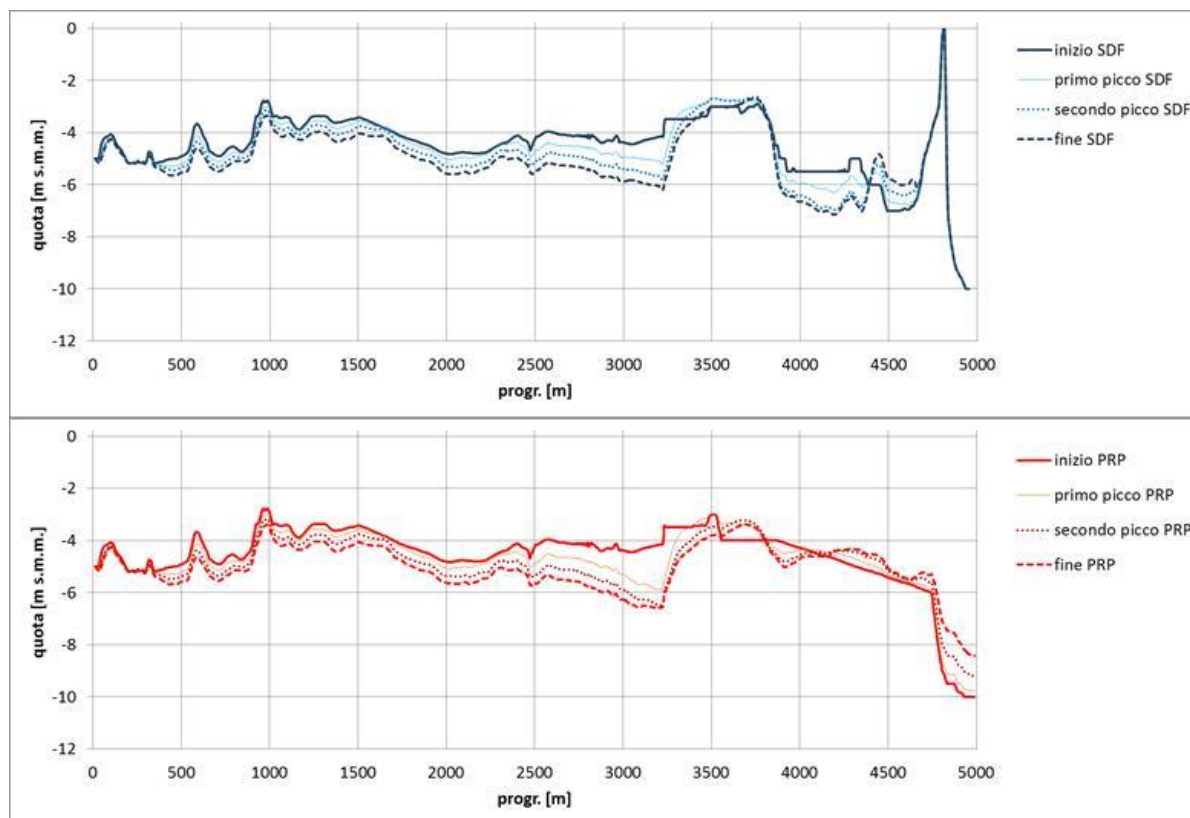


Figura 3.24 – Evento 2013: evoluzione del profilo di fondo nel corso della simulazione (inizio, primo picco, secondo picco e alla fine) nella configurazione stato attuale (in alto) e nella configurazione PRP (in basso).

La quota di fondo in configurazione di PRP tende a raggiungere valori compresi tra -6 e -5 m s.m.m. diminuendo quella che è la pendenza di progetto assegnata al tratto terminale del fiume. Anche sulla base dei risultati ottenuti negli Studi morfologici litoranei, si suppone che i sedimenti portati a mare tenderanno nel lungo periodo a formare una nuova barra che verrà movimentata dal moto ondoso senza compromettere l'officiosità della foce.

3.3.2 Simulazione di medio periodo

La simulazione di medio periodo considera le portate del 1991 ritenute significative ai fini delle valutazioni legate al trasporto solido (portate non inferiori a $50 \text{ m}^3/\text{s}$), il cui andamento è riportato in Figura 3.25. È stato quindi simulato un periodo di 22 giorni, caratterizzato da un evento di morbida ($250 \text{ m}^3/\text{s}$) al secondo giorno e da portate comprese tra 50 e $100 \text{ m}^3/\text{s}$ nei giorni successivi.

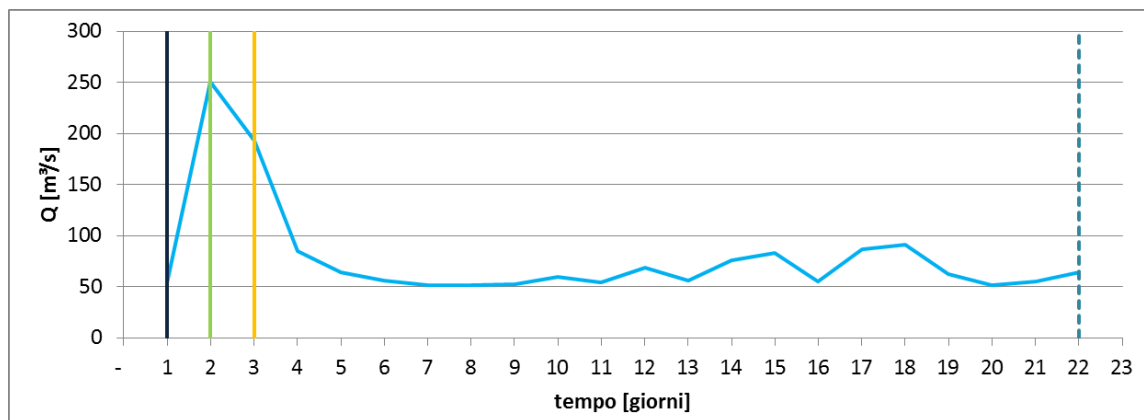


Figura 3.25 – Andamento delle portate simulate per analizzare il medio periodo, corrispondenti alle portate significative del 1991 (non inferiori a $50 \text{ m}^3/\text{s}$) per l'analisi del trasporto solido: indicazione degli istanti in cui è stato ricavato il profilo del fondo alveo (1, 2, 3, 22) nelle successive figure.

Come per l'evento cinquantennale, i risultati della simulazione di medio periodo (1991) sono stati elaborati per definire le tendenze evolutive e le dinamiche deposizionali/erosive. Le immagini seguenti riportano le modifiche batimetriche ottenute a fine simulazione per le configurazioni 2 (stato attuale + porte chiuse, Figura 3.26 e Figura 3.28 di dettaglio) e 3 (PRP + porte chiuse, Figura 3.27 e Figura 3.29 di dettaglio). Le configurazioni che prevedono le vasche non sono state simulate in quanto l'anno medio non presenta picchi di piena che richiedano il funzionamento delle opere di laminazione. Anche con questa condizione idrologica i risultati sono simili fino all'allargamento del porto canale, mentre nell'ultimo tratto a differenza dello stato attuale in cui si ha una prima tendenza erosiva ed il deposito generalizzato alla foce, nella configurazione con PRP il fiume appare in equilibrio: il materiale raggiunge la foce senza creare particolari fenomeni deposizionali.

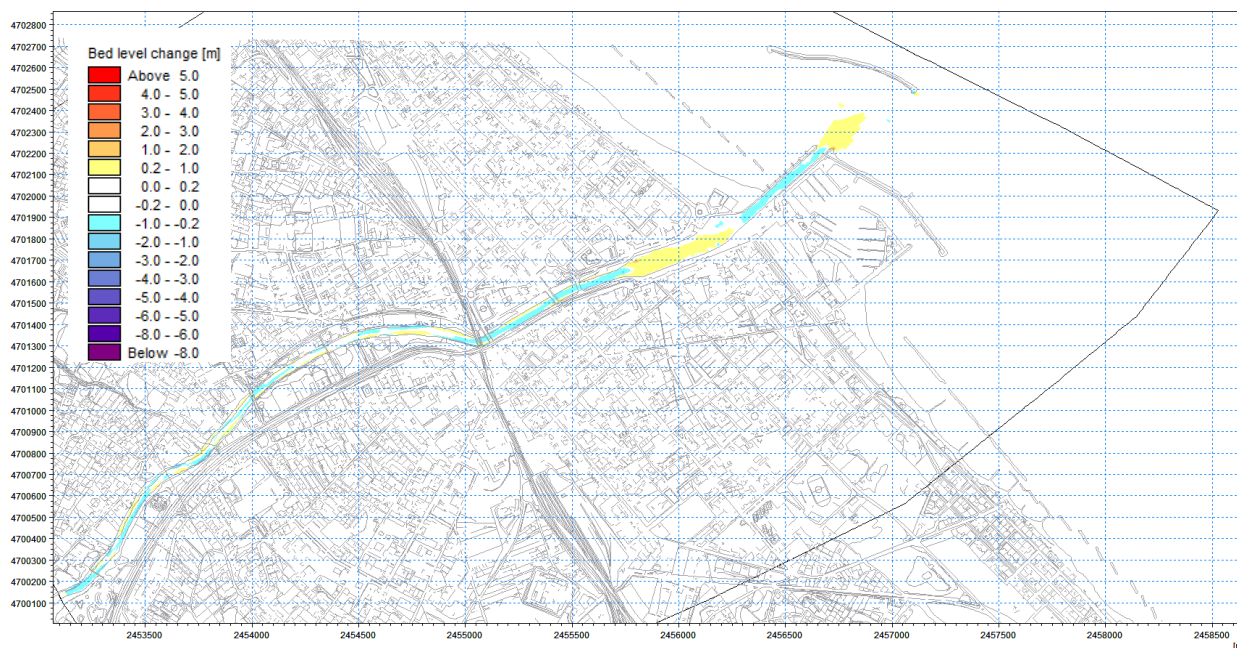


Figura 3.26 – Simulazione medio periodo (1991), stato attuale (configurazione 2): modifiche batimetriche a fine simulazione.

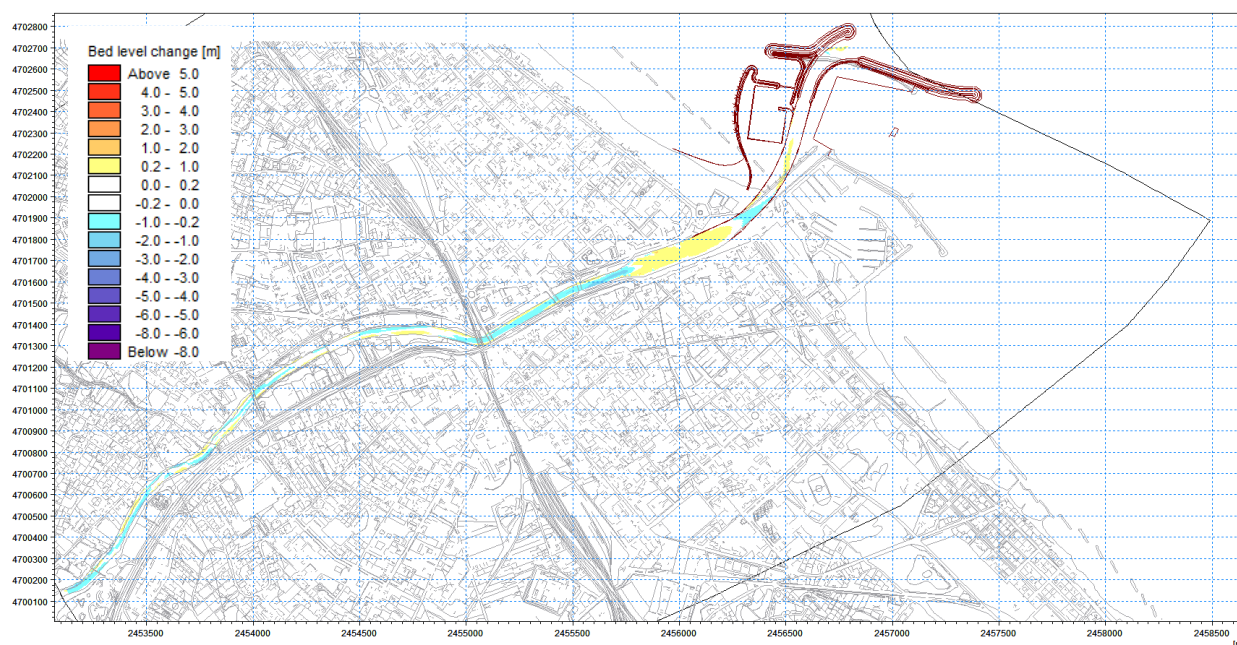


Figura 3.27 – Simulazione medio periodo (1991), PRP (configurazione 3): modifiche batimetriche a fine simulazione.

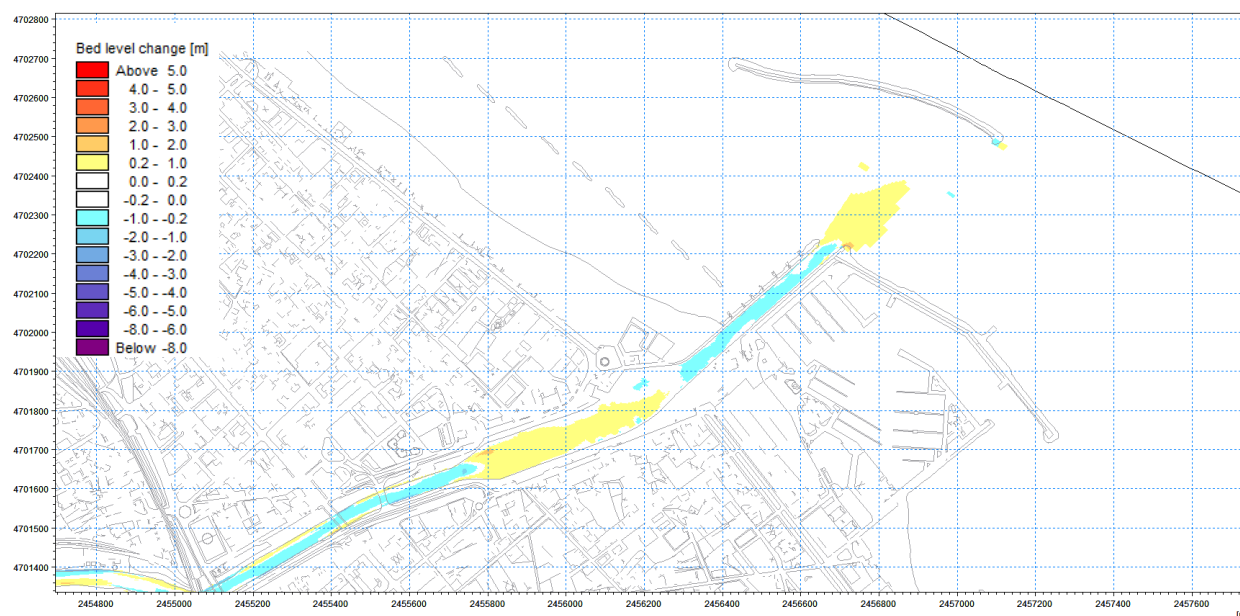


Figura 3.28 – Simulazione medio periodo (1991), stato attuale (configurazione 2): particolare delle modifiche batimetriche a fine simulazione nel tratto terminale.

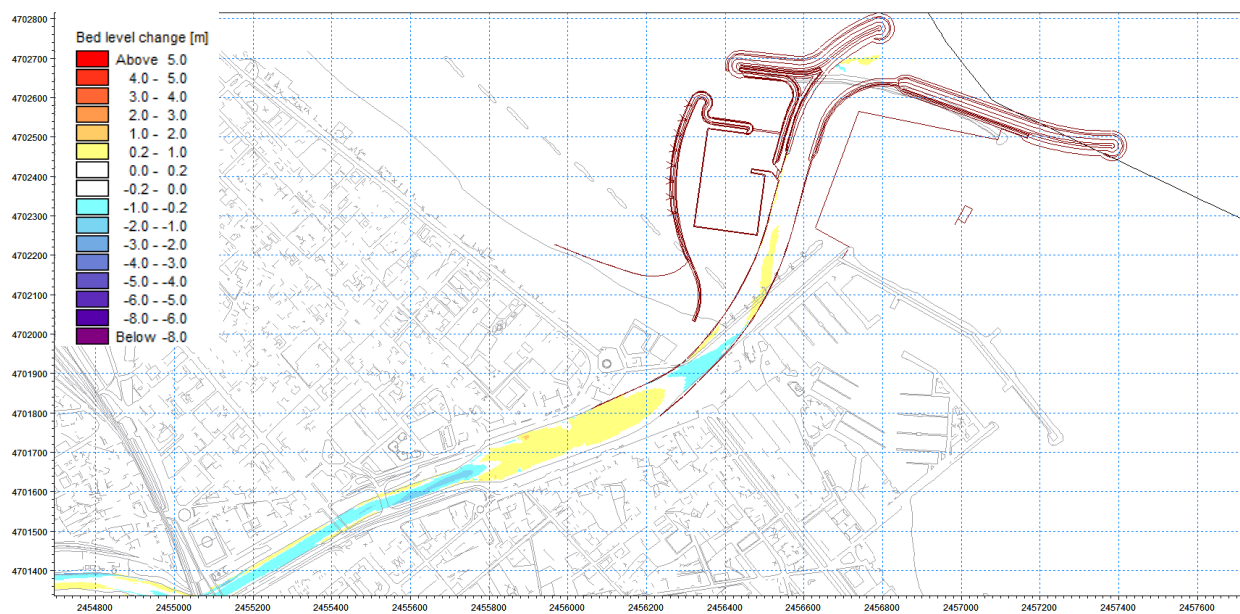


Figura 3.29 – Simulazione medio periodo (1991), PRP (configurazione 3): particolare delle modifiche batimetriche a fine simulazione nel tratto terminale.

I risultati ottenuti per il medio periodo, riferito ad un anno medio, appaiono più significativi ai fini della gestione e manutenzione dell'area portuale. La Figura 3.30 riporta il confronto tra i bilanci volumetrici (parziali e cumulati) nella configurazione attuale e nella configurazione PRP. Dal confronto emerge che:

- in entrambi i casi il fiume mostra tendenze all'erosione fino a progressiva 1000 m (a monte di Villa Fabio), successivamente si trova in sostanziale equilibrio fino a progressiva 3300 m;
- in corrispondenza dell'allargamento del porto canale si verificano depositi regolari e ben distribuiti nello stato attuale, mentre nel PRP il deposito appare meno regolare perché il modello tende ad un profilo di equilibrio rispetto al disegno progettuale: il volume che complessivamente si deposita in questa zona è comunque paragonabile, (circa 16 000 m³ nello stato attuale e 20 000 m³ nello stato di progetto);
- alla progressiva 3800 m si osserva una situazione molto simile in termini di bilancio volumetrico, oltre la quale

si ha una zona con tendenza all'erosione nello stato di fatto mentre nello stato di progetto si osserva ancora una debole tendenza al deposito;

- a partire da progressiva 4300 m nello stato attuale, corrispondente allo sbocco a mare, i depositi (curva blu e curva rossa cumulata) sono significativi fino a progressiva 4800, calcolati in 18 000 m³;
- nella configurazione con PRP i depositi sono quantitativamente inferiori e più distribuiti spazialmente, calcolati in 6 000 m³ nella canaletta e 4 000 m³ a mare.

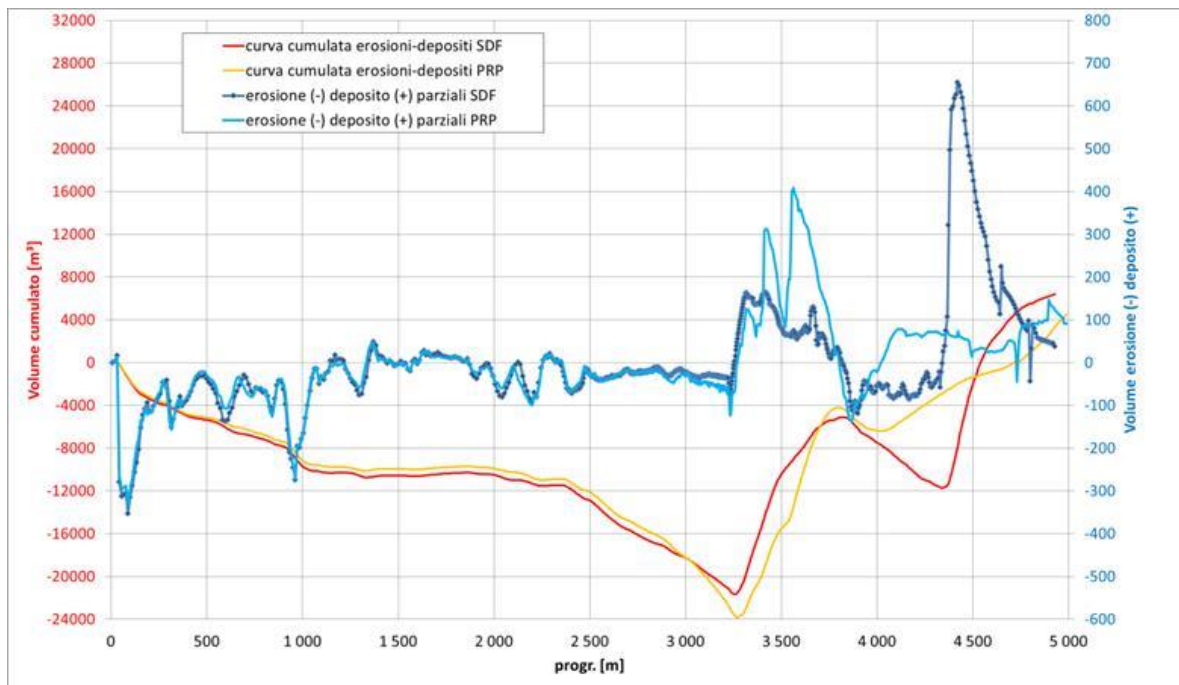


Figura 3.30 – Simulazione medio periodo (1991): confronto tra i bilanci volumetrici (parziali e cumulati) nella configurazione attuale e nella configurazione PRP.

I risultati numerici dello stato attuale confermano i dati sperimentali in termini di estensione e localizzazione delle aree di deposito alla foce e di ordine di grandezza dei volumi in deposito: nell'effettuare i confronti numerici dei volumi sperimentali con quelli calcolati si deve tener presente che il modello non simula la parte più fine del sedimento (frazione colloidale – trasparente per il modello) che in condizioni di transizione, alla foce, floccula e si deposita.

Di seguito si riporta l'analisi del profilo del fondo alveo come ulteriore strumento di lettura dei risultati del modello. La Figura 3.31 e la Figura 3.32 riportano l'andamento del fondo alveo in quattro istanti della simulazione (1,2,3,22) nella configurazione stato attuale e di PRP rispettivamente: i diversi colori corrispondono agli istanti indicati in Figura 3.25.

Dall'analisi emerge che:

- ciò che incide sull'evoluzione del fondo è l'evento di morbida, mentre le portate medie hanno un effetto trascurabile (le differenze dall'istante 3 all'istante 22 sono minime in entrambe le configurazioni);
- le modifiche del fondo sono più accentuate nel tratto finale, mentre il tratto iniziale, fino a progressiva 2 300 m (poco a monte del ponte ferroviario) risulta in maggior equilibrio;
- dove il fiume presenta una sezione più stretta tra il ponte ferroviario e l'allargamento del porto canale il modello mostra una tendenza erosiva, mentre dove la sezione triplica la sua larghezza, si osserva che il fiume tende a depositare, sia nello stato attuale che nello stato di progetto di PRP;

- oltre progressiva 4000 m, il fondo nella configurazione di PRP subisce un lieve incremento, viste le elevate pendenze di progetto rispetto al tratto precedente che determinano maggiori tiranti e minori velocità che determinano una tendenza al deposito ben distribuita.

Per favorire il confronto tra i due scenari, la Figura 3.33 rappresenta i profili del fondo a inizio e a fine simulazione nella configurazione stato attuale e nella configurazione PRP.

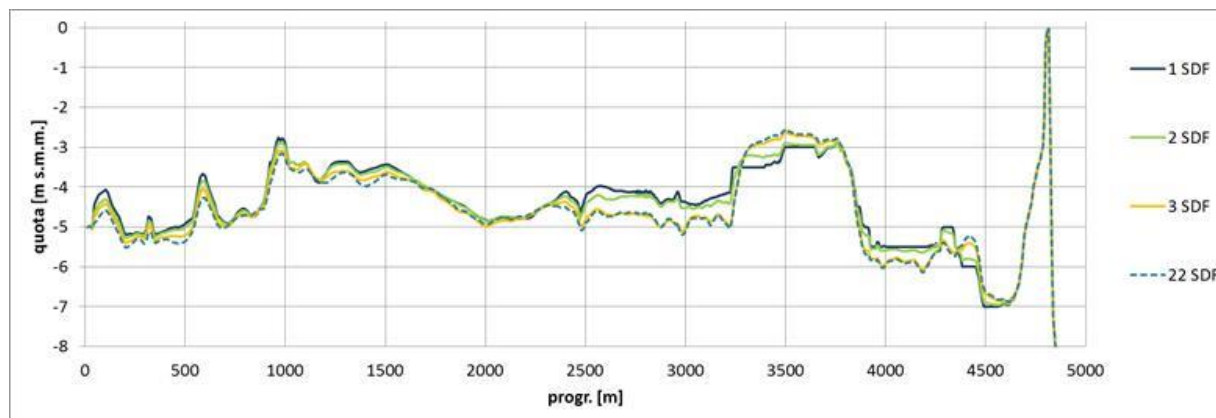


Figura 3.31 – Simulazione medio periodo (1991): confronto del profilo in quattro istanti della simulazione (1,2,3,22) nella configurazione stato attuale.

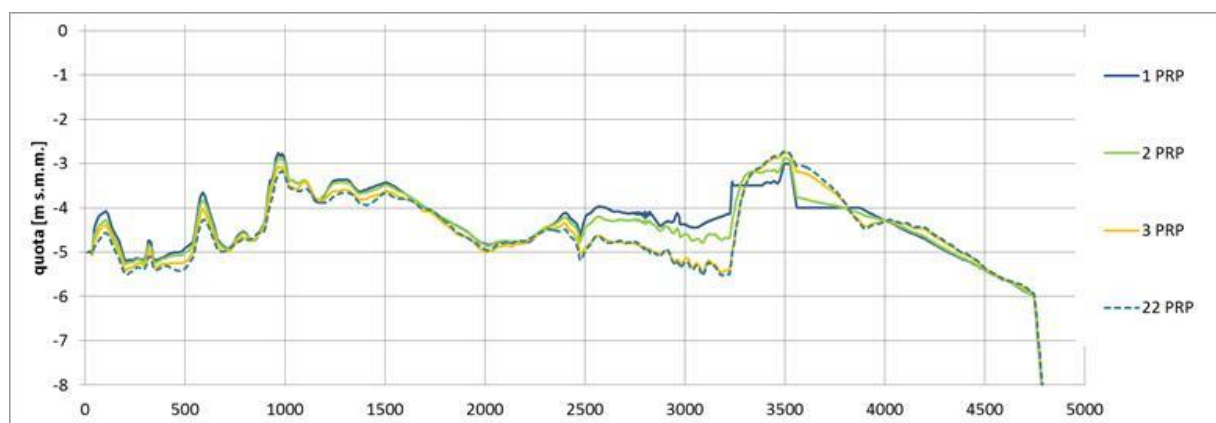


Figura 3.32 – Simulazione medio periodo (1991): confronto del profilo in quattro istanti della simulazione (1,2,3,22) nella configurazione PRP.

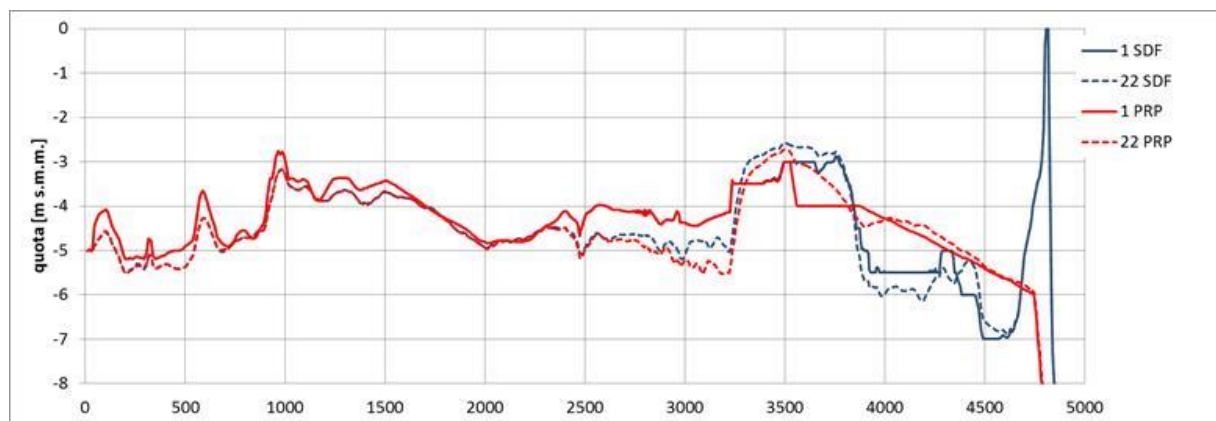


Figura 3.33 – Simulazione medio periodo (1991): confronto del profilo a inizio e a fine simulazione nella configurazione stato attuale e nella configurazione PRP.

3.3.3 Valutazione del profilo di equilibrio in configurazione di PRP

Visti i risultati ottenuti dalla simulazione dell'anno medio (1991), si è deciso di estendere l'analisi ad un periodo pari a tre volte l'anno medio, per verificare gli effetti indotti in un periodo più lungo, riproducendo lo stesso andamento idrologico per tre volte. La Figura 3.34 rappresenta l'andamento delle portate liquide inserite come condizione a contorno della simulazione avente una durata di tre anni significativi dal punto di vista del trasporto solido.

I risultati ottenuti sono stati elaborati come curva volumetrica cumulata (valori medi annui) ricavata dal bilancio erosione – deposito (Figura 3.35) e come andamento del profilo del fondo (Figura 3.36).

I grafici mostrano che l'andamento medio annuo di erosioni e depositi su periodo triennale è più attenuato rispetto alla simulazione annuale, che porta ad un primo stato di equilibrio post progetto: la tendenza a deposito/erosione in ogni caso permane nei tratti già individuati. Nel tratto finale della canaletta (oltre progressiva 4000 m) invece permane una tendenza quantitativamente costante al deposito stimata in circa 6 000 m³/anno.

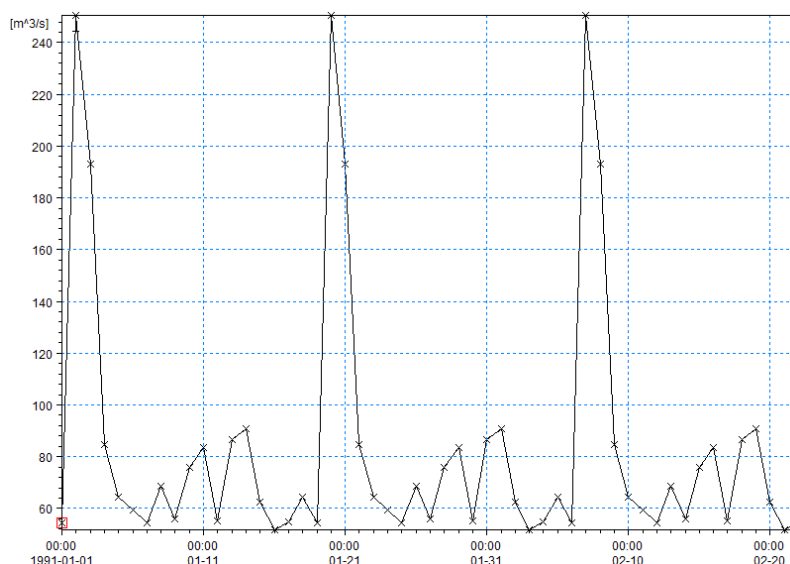


Figura 3.34 – Andamento della portata inserita come condizione a contorno nella simulazione avente una durata di tre anni significativi dal punto di vista del trasporto solido.

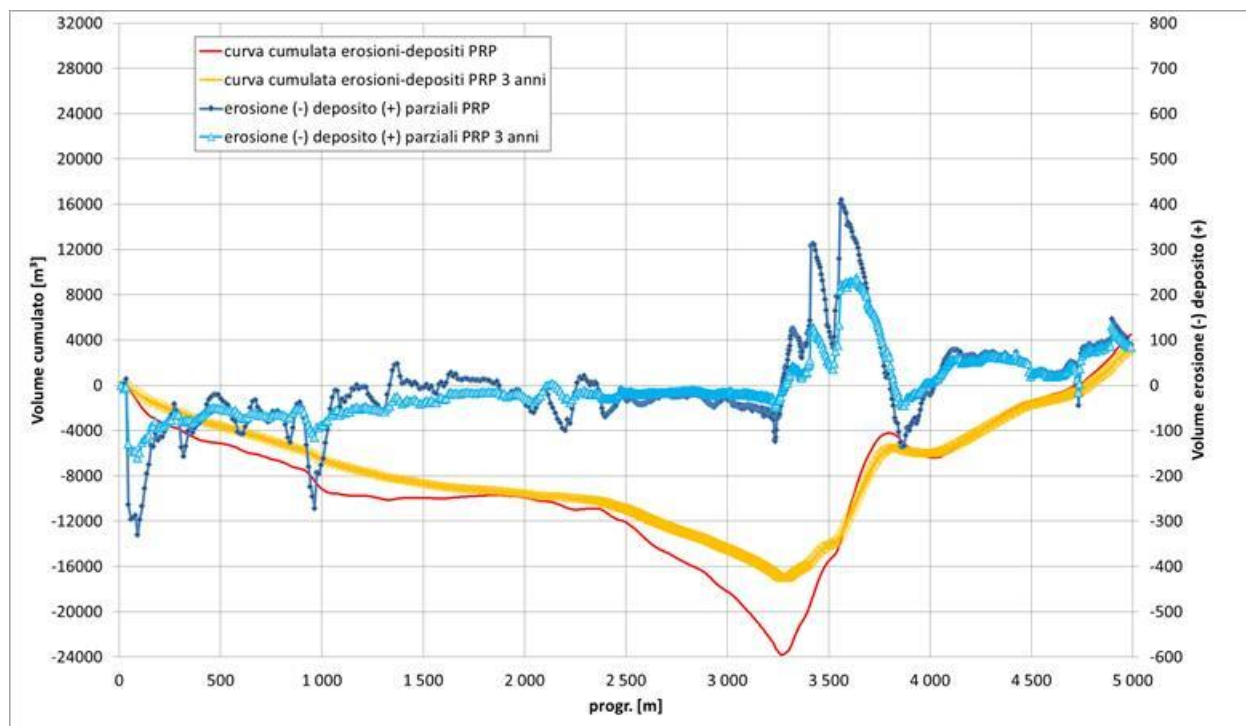


Figura 3.35 – Simulazione di tre anni significativi in configurazione di PRP: bilanci volumetrici (parziali e cumulati) medi annui a confronto con il bilancio volumetrico ottenuto dalla simulazione precedente di un solo anno (1991).

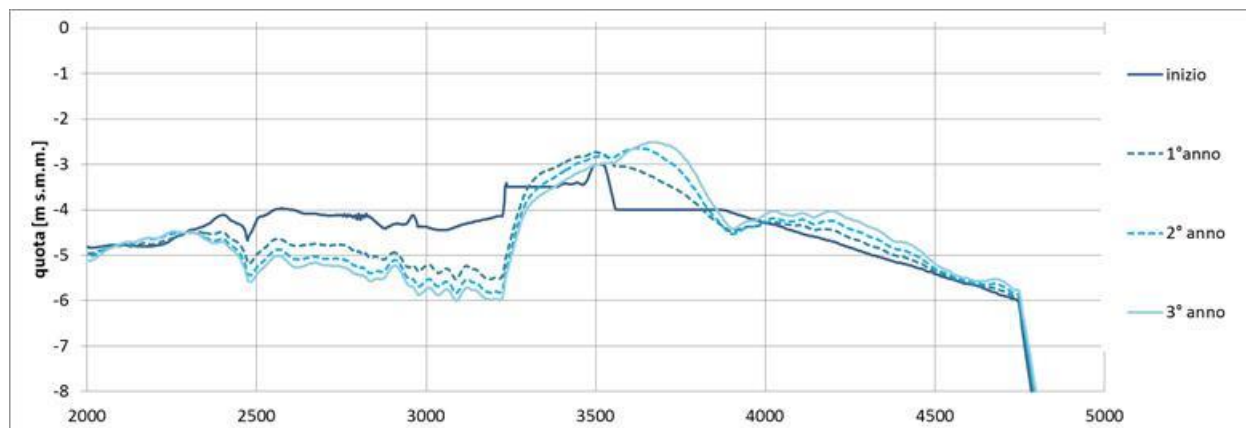


Figura 3.36 – Simulazione medio periodo (1991): confronto del profilo in quattro istanti della simulazione (1,2,3,22) nella configurazione PRP.

Focalizzando l'attenzione sull'ultimo tratto, la Figura 3.37 riporta la batimetria ottenuta in istanti successivi del calcolo relativi alla simulazione di periodo 3 anni: 1) inizio, 2) fine primo anno, 3) fine secondo anno, 4) fine terzo anno. Si osserva che nella zona più larga del porto canale si ricrea il deposito come nello stato attuale: i depositi in questa zona e oltre progressiva 4000 metri tendono tuttavia a diminuire nel tempo ma risultano, a parere degli Scriventi, non trascurabili. Pertanto in assenza di dragaggi nel lungo periodo potrebbero instaurarsi condizioni critiche per la funzionalità fluviale (navigabilità, rischio idraulico).

solido fluviale

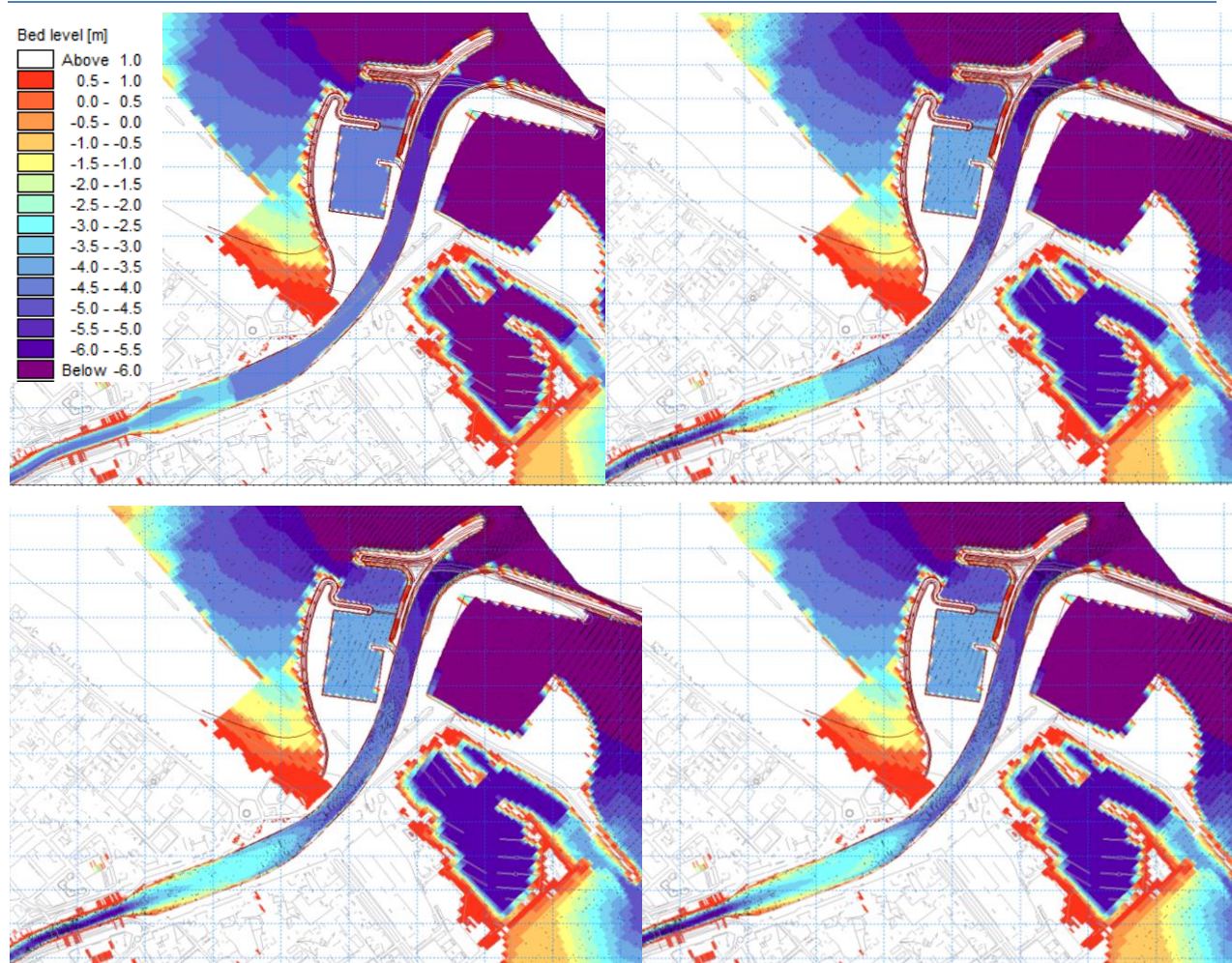


Figura 3.37 – Batimetria in istanti successivi del calcolo relativi alla simulazione di periodo 3 anni: 1) inizio, 2) fine primo anno, 3) fine secondo anno, 4) fine terzo anno. Si ricrea il deposito come nello stato attuale nel porto canale.

3.4 Sintesi dei risultati ottenuti

Sottolineando che il modello numerico implementato rappresenta uno strumento comparativo tra le configurazioni analizzate e non predittivo dei risultati, soprattutto in termini di quantità, in Tabella 3.II si riassumono i risultati ottenuti nell'ambito dello studio morfologico fluviale, con particolare riferimento al tratto compreso tra il ponte ferroviario e il mare aperto specificando quattro zone:

- Tratto 1: fino a progressiva 3 300 m, ovvero prima dell'allargamento di sezione nel porto canale;
- Tratto 2: tra le progressive 3 300 m e 3 800 m, ovvero nell'allargamento di sezione nel porto canale;
- Tratto 3: oltre progressiva 3 800 m entro la foce, ovvero nel canale fluviale finale;
- Tratto 4: zona a mare.

I volumi riportati in tabella sono comprensivi di entrambe le frazioni granulometriche simulate (sabbia fine, limo sabbioso).

In generale si osserva che il primo tratto presenta tendenza all'erosione, con volumi movimentati proporzionali alle portate idrologiche, il secondo presenta tendenza al deposito, in tutte le configurazioni, anche di progetto, fatta eccezione per la configurazione di progetto con evento cinquantennale senza casse, che presenta un bilancio quasi nullo.

Nello stato attuale, l'apporto di sedimenti a mare varia da 18 000 m³ per l'anno medio a circa 200 000 m³ per la piena cinquantennale: l'evento di piena ventennale (2013) apporta un volume di sedimenti pari al 40% di quello della piena cinquantennale e l'anno medio pari al 9%. L'effetto delle casse è quello di ridurre le portate di piena di circa 150 m³/s, e conseguentemente di movimentare meno materiale (-9%).

Le configurazioni con PRP determinano un campo di moto con velocità più elevate e quindi un bilancio tendente maggiormente all'erosione nel tratto iniziale.

Nel tratto 2, dove il porto canale si allarga, la tendenza all'erosione in regime ordinario è la stessa per lo stato attuale e di progetto, pertanto necessita di manutenzione, nonostante la simulazione di lungo periodo mostri che le tendenze erosive/deposizionali si attenuino rispetto alla simulazione annuale.

Il tratto 3 presenta tendenza all'erosione nello stato attuale, mentre nello stato di progetto ha una tendenza all'erosione per portate di piena cinquantennali e al deposito per portate inferiori: i sedimenti in arrivo da monte in regime ordinario e di morbida tendono a depositarsi per portare il tratto ad una pendenza simile a quella esistente a monte (pendenza zero); tuttavia, un evento di piena significativo permetterebbe di riaprire il canale verso il mare. In questa sede è di non facile previsione stabilire in quanto tempo il fiume raggiungere il profilo di equilibrio (pendenza zero), vista anche l'incertezza e la carenza dei dati idrologici e granulometrici disponibili.

Tabella 3.II – Tabella di sintesi dei risultati ottenuti dall'applicazione del modello a fondo mobile fluviale.

	Volume				Altezze		
			Depositi (+) / Erosioni (-) [m ³]		Deposito (+) / Erosione (-) [m]		
	Tratto 1	Tratto 2	Tratto 3	Tratto 4	Tratto 2	Tratto 3	Tratto 4
TR50 config.2	-80'000	17'000	-40'000	198'000	-0.5	-3	3.5
TR50 config.3	-130'000	1'845	-40'000	80'000 (*)	-1	-2	4
TR50 config.4	-80'000	14'000	-35'000	181'000	-0.5	-3	3.5
TR50 config.5	-104'000	4'000	-35'000	79'000 (*)	-1	-2	4
2013 config.2	-48'000	17'000	-19'000	76'000	0.4	-2	1.2
2013 config.3	-60'000	15'000	15'000	37'000 (*)	0.6	0.7	2
1991 config.2	-21'000	16'000	-7'000	18'000	0.6	-0.5	0.7
1991 config.3	-24'000	20'000	6'000	4'000 (*)	1	0.25	0.2
3x1991 config.3	-17'000	12'000	6'000	4'000 (*)	0.5	0.1	0.2
(*) calcolato all'interno del dominio di calcolo, in parte fuoriesce dal contorno di valle							

Ai volumi riassunti corrispondono altezze di deposito ed erosione che sono significative per gli eventi di piena (dell'ordine di qualche metro) e via via decrescenti per l'anno medio e il triennio simulato (decine di centimetri). In particolare, si vuole osservare che il primo anno medio simulato porta ad un primo assetto di equilibrio, con depositi nel porto canale (tratto 2) dell'ordine del metro ed erosioni a valle di circa 25 cm, mentre gli anni successivi stabilizzano e smorzano la tendenza, con depositi medi annui nel tratto 2 di circa 50 cm e depositi di 10 cm.

4. Studi morfologici associati alla dinamica litoranea

4.1 Dati meteomarini

Per definire il clima meteomarinario del paraggio e dell'area oggetto di studio sono stati considerati tutti i dati a disposizione, riportati nello "Studio meteomarinario" del "Piano Regolatore Portuale 2008" del Porto di Pescara. Di seguito si riporta una descrizione delle caratteristiche meteomarine del paraggio (dati di marea, vento e moto ondoso), ricostruita sulla base dei dati disponibili.

4.1.1 Variazioni del livello del mare

Per quanto riguarda la variazione del livello del mare indotta dalla marea astronomica (di natura deterministica) si descrivono i risultati che derivano dall'analisi della serie storica di livelli misurati dalla stazione mareografica di Pescara (coordinate 42° 28'20" N, 14° 13' 38" E) gestita dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pescara, oggi Protezione Civile Regionale. La serie mareografica si estende dal 1993 al 2000.

Per quanto concerne l'analisi dei livelli di marea, riportata nel PRP del Porto di Pescara, allo scopo di separare la componente astronomica (di carattere deterministico) da quella meteorologica (di carattere stocastico), le serie storiche di livello sono state oggetto di una specifica analisi armonica. A tal fine, si è utilizzato il codice di calcolo SLPR2 (Caldwell, 1998) elaborato presso il JIMAR (*Joint Institute for Marine and Atmospheric Research*); il codice, mediante la tecnica dei minimi quadrati, analizza serie temporali di dati di livello campionati con frequenza oraria e restituisce l'ampiezza e la fase di un numero di costituenti principali dipendente dall'estensione della serie storica considerata. In Tabella 4-1 si riportano i risultati delle analisi.

L'analisi armonica dei livelli totali misurati alla stazione mareografica di Pescara permette di definire un'oscillazione di marea astronomica compresa tra un minimo di 0.20 m ed un massimo di 0.44 m. Si tratta quindi di un'escursione piuttosto modesta, non considerata nella modellazione.

Tabella 4-1 – Costanti armoniche di marea calcolate sulla base della serie mareografica di Pescara che copre il periodo 1994-1995

Componente	Frequenza (1/h)	Ampiezza (cm)	Fase (°)	Componente	Frequenza (1/h)	Ampiezza (cm)	Fase (°)
Z0	0	100.4981	0	BET1	0.04004	0.1629	357.37
K1	0.041781	9.3504	82.25	MSA2	0.084845	0.1604	41.91
M2	0.080511	6.7165	90.55	S4	0.166667	0.1557	107.52
S2	0.083333	4.7516	102.45	MO4	0.164073	0.1492	330.47
O1	0.038731	3.3182	71.19	TAU1	0.038959	0.1483	126.81
P1	0.041553	2.978	73.08	MU2	0.077689	0.1443	124.74
SSA	0.000228	2.1646	183.08	2SM6	0.247178	0.1233	320.12
MF	0.00305	1.4551	307.87	PHI1	0.042009	0.123	83.8
K2	0.083561	1.3953	103.65	MXS2	0.08074	0.1184	221.25
UPS1	0.046343	1.3789	43.8	MSK6	0.247406	0.1029	219.46
MSF	0.002822	1.3377	25.96	M4	0.161023	0.1009	33.65
MSM	0.00131	1.2023	257.35	2MK6	0.244584	0.0876	250.86
MM	0.001512	1.0185	61.18	SO3	0.122064	0.0871	276.1
N2	0.078999	0.9793	82.93	MO3	0.119242	0.0787	192.67
SO1	0.044603	0.9175	318.17	MS4	0.163845	0.0746	70.2
Q1	0.037219	0.8082	85.37	ALP1	0.034397	0.0714	32.18
NO1	0.040269	0.734	49.04	MX3	0.122292	0.0699	75.96
J1	0.043293	0.6995	136.35	2MS6	0.244356	0.0699	327.39
THE1	0.043091	0.4741	30.73	2MK5	0.202804	0.0685	222.53
SIG1	0.035909	0.4417	107.41	2SK5	0.208447	0.0636	350.04
OO1	0.044831	0.4384	327.16	SK4	0.166895	0.0502	118.33
CHI1	0.040471	0.393	169.4	LDA2	0.081821	0.0486	231.34
MU2	0.079202	0.341	81.47	2MR6	0.240022	0.0402	126.77
M3	0.120767	0.2936	18.42	SA4	0.162333	0.0345	231.49
2Q1	0.035706	0.2621	348.99	M8	0.322046	0.0336	286.49
L2	0.082024	0.2611	80.75	OQ2	0.075975	0.0297	96.29
ETA2	0.085074	0.2277	41.5	EPS2	0.076177	0.0297	78.53
2N2	0.077487	0.2224	33.09	3MK7	0.283315	0.0251	178.12
SK3	0.125114	0.2109	343.49	MN4	0.159511	0.0086	109.06
BHO1	0.037421	0.1638	242.71	M6	0.241534	0.006	85.48

4.1.2 Dati di vento

Per quanto concerne la caratterizzazione del regime anemometrico del paraggio, nel P.R.P. del Porto di Pescara si presentano i risultati dell'analisi climatica media effettuata sulla serie acquisita tramite la stazione meteorologica di Pescara (coordinate 42° 28' 20"N, 14° 13' 38" E, quota 10 m s.l.m.) gestita dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pescara, oggi Protezione Civile Regionale. La serie anemometrica si estende dal 01/01/1996 sino al 31/12/2003 per una durata di 8 anni. Al fine di individuare la frequenza di accadimento di ogni singola classe di eventi, gli eventi di vento contenuti nella serie anemometrica sono stati suddivisi in base al valore dell'intensità ed alla direzione di provenienza.

La successiva Tabella 4-2 riporta la distribuzione annuale del vento a Pescara classificato per intensità e direzione, mentre in Figura 4.1 è rappresentata la rosa annuale del vento. Si osserva che il regime anemometrico, secondo l'analisi eseguita, è caratterizzato da tre settori di provenienza, uno dei quali (220°N÷250°N) è relativo ad eventi diretti da terra verso mare. Gli eventi più intensi provengono dal settore di Maestrale con valori massimi che ricadono nella classe tra 30 e 50 nodi.

Tabella 4-2 - Distribuzione annuale del vento a Pescara classificato per intensità e direzione
(la tabella a sinistra si riferisce al numero degli eventi, quella a destra alla distribuzione percentuale)

CLIMA ANNUALE

Classi di intensità del vento (nodi)								
Dir (°N)	0 ÷ 2	2 ÷ 4	4 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30	30 ÷ 50	>50	Tot.
10	269	218	569	250	41	1		1 348
20	245	162	504	194	42	3		1 150
30	266	162	452	137	30	1		1 048
40	122	167	385	104	19	3		800
50	243	144	382	80	20	3		872
60	220	159	428	62	12			881
70	186	165	388	43	3			785
80	148	165	432	29				774
90	370	213	582	68				1 233
100	195	174	794	147	1			1 311
110	255	153	914	411	3			1 736
120	214	142	890	716	14			1 976
130	132	140	601	256				1 129
140	158	146	376	65				745
150	139	131	235	42				547
160	137	148	135	19	1			440
170	149	126	110	20				405
180	206	143	90	19				458
190	131	141	90	23				385
200	163	146	119	40	1			469
210	252	219	250	126	10			857
220	250	468	1 010	342	21			2 091
230	1 295	846	5 740	792	45			8 718
240	1 583	736	5 272	456	6			8 053
250	565	586	1 177	102	2			2 432
260	354	378	457	43	4			1 236
270	385	313	252	14				964
280	204	233	256	24	1			718
290	270	240	439	126				1 075
300	272	247	556	335	3			1 413
310	244	279	634	469	16			1 642
320	437	365	884	558	37			2 281
330	399	355	997	766	79	2		2 598
340	406	397	1 000	784	98	5		2 690
350	337	361	895	580	56	2		2 231
360	85	250	726	304	34			1 399
Tot.	11 286	9 418	29 021	8 546	599	20	0	58 890

Classi di intensità del vento (nodi)								
Dir (°N)	0 ÷ 2	2 ÷ 4	4 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30	30 ÷ 50	>50	Tot.
10	0.38	0.31	0.81	0.36	0.06			1.92
20	0.35	0.23	0.72	0.28	0.06			1.64
30	0.38	0.23	0.64	0.20	0.04			1.49
40	0.17	0.24	0.55	0.15	0.03			1.14
50	0.35	0.21	0.54	0.11	0.03			1.24
60	0.31	0.23	0.61	0.09	0.02			1.26
70	0.27	0.24	0.55	0.06				1.12
80	0.21	0.24	0.62	0.04				1.10
90	0.53	0.30	0.83	0.10				1.76
100	0.28	0.25	1.13	0.21				1.87
110	0.36	0.22	1.30	0.59				2.48
120	0.31	0.20	1.27	1.02	0.02			2.82
130	0.19	0.20	0.86	0.37				1.61
140	0.23	0.21	0.54	0.09				1.06
150	0.20	0.19	0.34	0.06				0.78
160	0.20	0.21	0.19	0.03				0.63
170	0.21	0.18	0.16	0.03				0.58
180	0.29	0.20	0.13	0.03				0.65
190	0.19	0.20	0.13	0.03				0.55
200	0.23	0.21	0.17	0.06				0.67
210	0.36	0.31	0.36	0.18	0.01			1.22
220	0.36	0.67	1.44	0.49	0.03			2.98
230	1.85	1.21	8.19	1.13	0.06			12.43
240	2.26	1.05	7.52	0.65	0.01			11.48
250	0.81	0.84	1.68	0.15				3.47
260	0.50	0.54	0.65	0.06	0.01			1.76
270	0.55	0.45	0.36	0.02				1.37
280	0.29	0.33	0.37	0.03				1.02
290	0.39	0.34	0.63	0.18				1.53
300	0.39	0.35	0.79	0.48				2.01
310	0.35	0.40	0.90	0.67	0.02			2.34
320	0.62	0.52	1.26	0.80	0.05			3.25
330	0.57	0.51	1.42	1.09	0.11			3.70
340	0.58	0.57	1.43	1.12	0.14	0.01		3.84
350	0.48	0.51	1.28	0.83	0.08			3.18
360	0.12	0.36	1.04	0.43	0.05			1.99
Tot.	16.09	13.43	41.38	12.19	0.85	0.03	0.00	83.98
Tot. Cumulato	29.52	70.91	83.09	83.95	83.98	83.98		

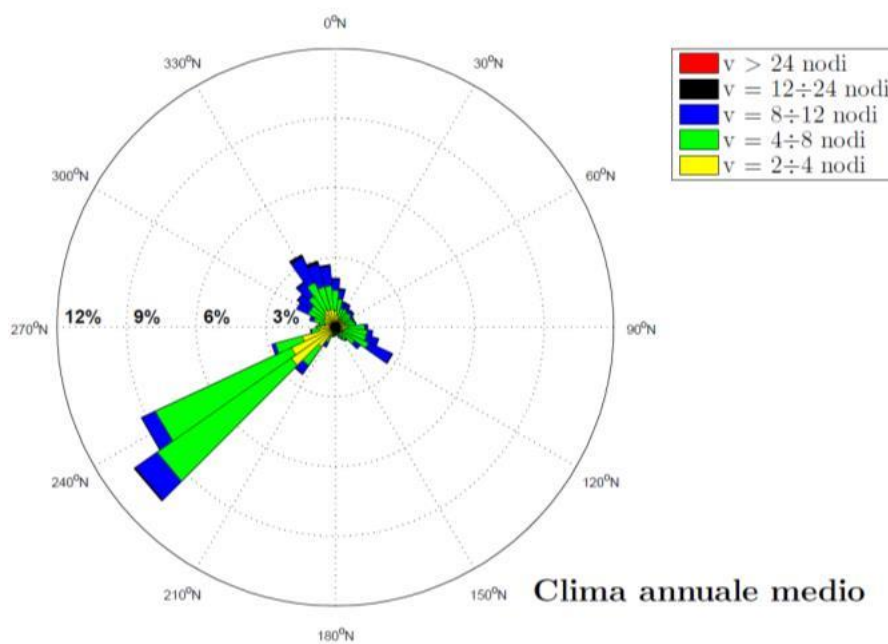


Figura 4.1 – Rappresentazione polare della distribuzione direzionale annuale degli eventi di vento a Pescara.

4.1.3 Clima ondoso al largo

La serie ondometrica in base alla quale sono state effettuate le analisi descritte di seguito è stata ricostituita dalle registrazioni acquisite tramite la stazione di misura di Ortona. La stazione ondometrica di Ortona, che fa parte della Rete Ondometrica Nazionale gestita dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i servizi Tecnici (APAT), è costituita da una boa ondometrica direzionale (tipo Datawell Wavec MKI) di tipo accelerometrica, posizionata su fondali di circa 100 m (coordinate geografiche 42° 24.4' N; 14° 32.2' E). La serie storica analizzata, ottenuta dal sito di riferimento dei dati onda metrici nazionale (www.idromare.it), si estende dal 01/07/1989 al 30/06/2007; il rendimento dell'ondametro (percentuale degli eventi misurati rispetto a quelli teorici), nel periodo considerato, è pari al 78.22%.

Al fine di individuare la frequenza di accadimento di ogni singola classe di eventi, gli elementi della serie ondometrica definita al largo di Ortona sono stati suddivisi in base al valore dell'altezza d'onda significativa ed alla direzione di provenienza.

Nella successiva Figura 4.2 è rappresentata la rosa annuale del clima di moto ondoso per la boa di Ortona; la Tabella 4-3 riporta gli stessi dati in forma numerica (numero di eventi e distribuzione percentuale).

Dall'analisi dei risultati si evince che, a largo di Pescara, gli stati di mare più frequenti e caratterizzati da altezze d'onda più elevate provengono dal settore di traversia compreso nel settore 320°N e 50°N (Tramontana-Grecale), che può, quindi, essere assunto quale settore di traversia principale. Peraltro, è identificabile un settore di traversia secondario che si estende nell'intervallo angolare da 50°N a 130°N (Greco-Levante), nel quale ricadono le direzioni di provenienza delle mareggiate meno intense.

Tabella 4-3 - Distribuzione annuale degli eventi di moto ondoso a largo di Pescara classificati per altezza e direzione
(la tabella in alto si riferisce al numero degli eventi, quella in basso alla distribuzione percentuale)

CLIMA ANNUALE																
Classi di altezza d'onda significativa H_{m0} (m)																
Dir (°N)	0 0.25	0.25 0.50	0.50 1.00	1.00 1.50	1.50 2.00	2.00 2.50	2.50 3.00	3.00 3.50	3.50 4.00	4.00 4.50	4.50 5.00	5.00 5.50	5.50 6.00	6.00 6.50	> 6.50	Tot.
10	610	692	617	279	125	63	44	20	21	7	6					2 484
20	482	525	528	296	131	91	42	41	19	8	3					2 166
30	434	453	475	245	149	71	41	20	11	5	2		1			1 907
40	389	408	296	151	73	52	12	2	8	3						1 394
50	306	451	264	86	21	21	8	1	2							1 250
60	420	518	246	69	19	9	6	3	1		1					1 292
70	508	784	424	57	21	7	6		1							1 788
80	636	1 176	854	191	38	4	2	2								2 903
90	681	1 258	986	353	79	25	10	1	2							3 395
100	597	1 072	667	220	62	15	10	4	1							2 649
110	474	843	363	120	21	4	3	2								1 830
120	342	432	224	67	9	5	1	1	1							1 082
130	220	159	78	34	20	6		1	1							519
140	157	75	33	18	3	1	2	1	1							291
150	86	47	28	10		3	1									175
160	74	48	23	8	4	6	1									164
170	49	33	24	8	4	5		1								124
180	51	27	15	1	1	5	2									102
190	29	29	23	4	3	3	2									93
200	37	27	23	5	5	3										100
210	44	40	27	8	3	2	1	1								126
220	33	37	31	8	4	2	1									116
230	29	42	36	7	2	5	1		1							123
240	25	35	31	7	3	3	1									105
250	58	55	30	8	3	3			1							158
260	43	70	76	8	4	2	1									204
270	72	82	87	12	2	3		1								259
280	81	73	83	7	5	4	1									254
290	84	100	68	11	5	4	1	2								275
300	119	161	53	10	4	6	2	2								357
310	151	227	72	21	8	3	2			1						485
320	168	326	183	51	15	13	6	1		1						764
330	272	571	579	291	116	51	11	5	1							1 897
340	352	943	1 258	615	218	74	26	8	4	1	2					3 501
350	520	1 169	1 248	487	181	75	25	13	5	2	2					3 727
360	597	989	872	332	126	49	42	12	5	1		2				3 029
Tot.	9 320	13 958	10 925	4 105	1 489	698	314	145	86	29	16	2	1	0	0	41 088

Classi di altezza d'onda significativa H_{m0} (m)																
Dir (°N)	0 0.25	0.25 0.50	0.50 1.00	1.00 1.50	1.50 2.00	2.00 2.50	2.50 3.00	3.00 3.50	3.50 4.00	4.00 4.50	4.50 5.00	5.00 5.50	5.50 6.00	6.00 6.50	> 6.50	Tot.
10	1.16	1.32	1.17	0.53	0.24	0.12	0.08	0.04	0.04	0.01	0.01					4.73
20	0.92	1.00	1.01	0.56	0.25	0.17	0.08	0.08	0.04	0.02	0.01					4.12
30	0.83	0.86	0.90	0.47	0.28	0.14	0.08	0.04	0.02	0.01						3.63
40	0.74	0.78	0.56	0.29	0.14	0.10	0.02		0.02	0.01						2.65
50	0.75	0.88	0.50	0.16	0.04	0.04	0.02									2.38
60	0.80	0.99	0.47	0.13	0.04	0.02	0.01	0.01								2.46
70	0.97	1.45	0.81	0.11	0.04	0.01	0.01									3.40
80	1.21	2.24	1.63	0.36	0.07	0.01										5.53
90	1.30	2.39	1.88	0.67	0.15	0.05	0.02									6.46
100	1.14	2.04	1.27	0.42	0.12	0.03	0.02	0.01								5.04
110	0.90	1.60	0.69	0.23	0.04	0.01	0.01									3.48
120	0.65	0.82	0.43	0.13	0.02	0.01										2.06
130	0.42	0.30	0.15	0.06	0.04	0.01										0.99
140	0.30	0.14	0.06	0.03	0.01											0.55
150	0.16	0.09	0.05	0.02		0.01										0.33
160	0.14	0.09	0.04	0.02	0.01	0.01										0.31
170	0.09	0.06	0.05	0.02	0.01	0.01										0.24
180	0.10	0.05	0.03			0.01										0.19
190	0.06	0.06	0.04	0.01	0.01	0.01										0.18
200	0.07	0.05	0.04	0.01	0.01	0.01										0.19
210	0.08	0.08	0.05	0.02	0.01											0.24
220	0.06	0.07	0.06	0.02	0.01											0.22
230	0.06	0.08	0.07	0.01		0.01										0.23
240	0.05	0.07	0.06	0.01	0.01	0.01										0.20
250	0.11	0.10	0.06	0.02	0.01	0.01										0.30
260	0.08	0.13	0.14	0.02	0.01											0.39
270	0.14	0.16	0.17	0.02		0.01										0.49
280	0.15	0.14	0.18	0.01	0.01	0.01										0.48
290	0.16	0.19	0.13	0.02	0.01	0.01										0.52
300	0.23	0.31	0.10	0.02	0.01	0.01										0.68
310	0.29	0.43	0.14	0.04	0.02	0.01										0.92
320	0.32	0.62	0.35	0.10	0.03	0.02	0.01									1.45
330	0.52	1.09	1.10	0.55	0.22	0.10	0.02	0.01								3.61
340	0.67	1.80	2.39	1.17	0.42	0.14	0.05	0.02	0.01							6.67
350	0.99	2.23	2.38	0.93	0.34	0.14	0.05	0.02	0.01							7.10
360	1.14	1.88	1.66	0.63	0.24	0.09	0.08	0.02	0.01							5.77
Tot.	17.74	26.57	20.80	7.81	2.83	1.33	0.60	0.28	0.16	0.06	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	78.22
Tot. Cumulato	44.32	65.11	72.93	75.76	77.09	77.69	77.97	78.13	78.18	78.22	78.22	78.22	78.22	78.22	78.22	

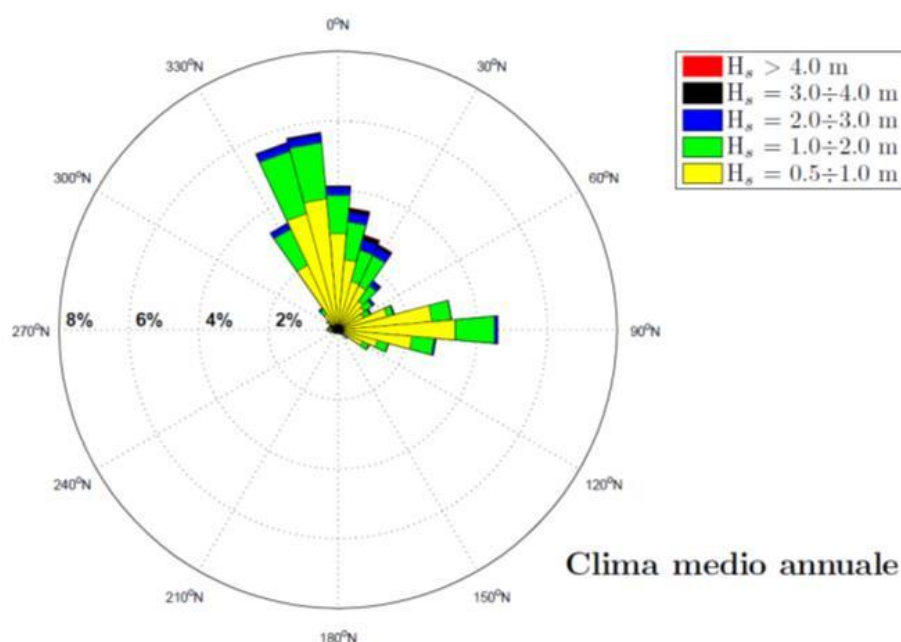


Figura 4.2 – Rappresentazione polare della distribuzione direzionale annuale degli eventi di moto ondoso a largo di Pescara

In particolare, dall'analisi del clima annuale medio, emergono le seguenti caratteristiche:

- la percentuale degli eventi caratterizzati da un'altezza d'onda inferiore a 0.5 m è pari a circa il 44,3%;
- gli eventi caratterizzati da un'altezza d'onda superiore a 0.5 m provengono per il 63,9% dal settore di traversia principale (320°N÷50°N), per il 30,1% dal settore di traversia secondario (50°N÷130°N) e per il rimanente 6,1% dalle altre direzioni;
- gli eventi caratterizzati da un'altezza d'onda superiore a 2.0 m provengono per il 82,3% dal settore di traversia principale (320°N÷50°N), per il 5,8% dal settore di traversia secondario (50°N÷130°N) e per il rimanente 11,9% dalle altre direzioni;
- gli eventi particolarmente intensi (altezza d'onda superiore a 3.5 m) provengono per il 91,0% dal settore di traversia principale (320°N÷50°N), per il 5,2% dal settore di traversia secondario (50°N÷130°N) e per il 3,7% dalle altre direzioni;
- l'evento più intenso osservato, proveniente dal settore di traversia principale, ricade nella classe di altezze d'onda 5.50÷6.00 m;
- l'evento più intenso osservato, proveniente dal settore di traversia secondario, ricade nella classe di altezze d'onda 4.50÷5.00 m.

A partire dai dati del clima ondoso al largo riportati nel P.R.P., è stato possibile ricostruire anche la curva di durata relativa alle registrazioni al largo; la curva di durata consente di mettere in relazione le caratteristiche di un evento con la sua durata media annuale (Figura 4.3 – in lato). Oltre alla curva di durata totale (ricostruita considerando tutti gli eventi registrati dalla boa di Ortona), sono state ricostruite anche le curve di durata suddividendo le registrazioni nei 2 settori caratteristici del paraggio: 315°÷55°N (tramontana-Grecale) e 55°÷135°N (Greco-Levante) e considerando le altezze corrispondenti alle frequenze di 1 g/anno e 5 gg/anno (Figura 4.3 – in basso).

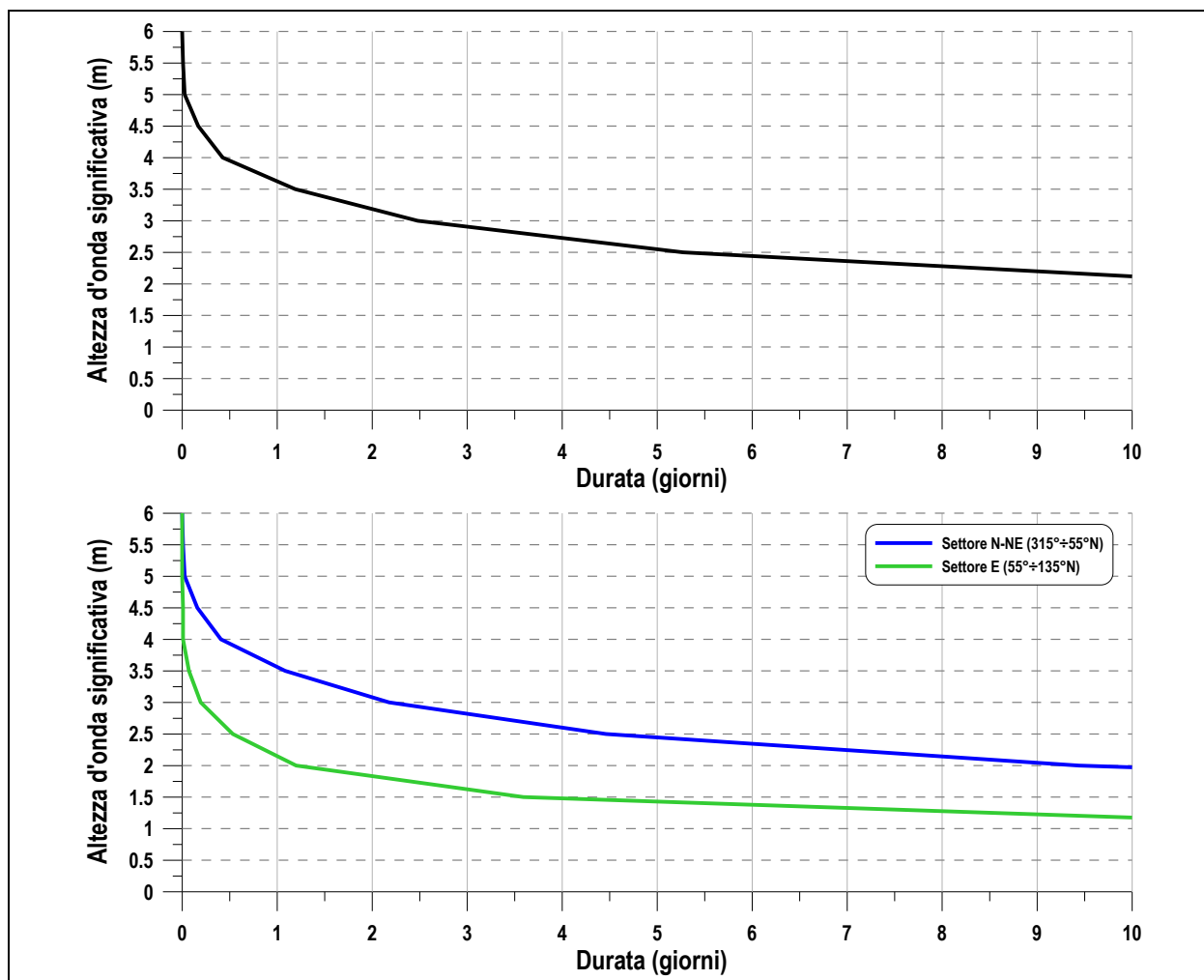


Figura 4.3 – Curve di durata per il clima ondoso al largo: totale (in alto) e per i due settori caratteristici del paraggio (in basso)

4.1.3.A Correlazione altezza-periodo

Al fine di individuare il valore del periodo da assegnare alle mareggiate considerate nelle successive analisi (propagazione del clima, circolazione idrodinamica e trasporto solido), tutti gli eventi della serie storica del moto ondoso al largo sono stati diagrammati in funzione del periodo di picco e dell'altezza d'onda. Gli eventi di moto ondoso sono stati suddivisi in base al valore dell'altezza d'onda significativa e del periodo in modo tale da definire la frequenza di accadimento di ogni singola classe di eventi. Al fine di individuare la legge di dipendenza tra il periodo di picco delle onde T_p e l'altezza d'onda significativa H_s si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$T_p = a(H_s)^b \quad (\text{Eq. 1})$$

ove i parametri a e b sono stati ricavati mediante il metodo dei minimi quadrati sulla base delle coppie di valori osservati dell'altezza d'onda e del periodo.

Si fa presente che rispetto all'approccio descritto nel paragrafo 5.2 dello "Studio meteomarinario" del PRP, ai fini del presente studio l'analisi è stata riproposta considerando nella correlazione H_s - T_p solamente gli eventi ondosi con altezza significativa superiore a 0.25 m. Nel caso specifico si ottengono i seguenti valori per i parametri a e b : 5.560 e 0.293. Sono stati infatti trascurati gli eventi con altezza significativa inferiore a 0.25 m ("onde calme") in quanto non rappresentativi per le altezze d'onda che si intendono simulare.

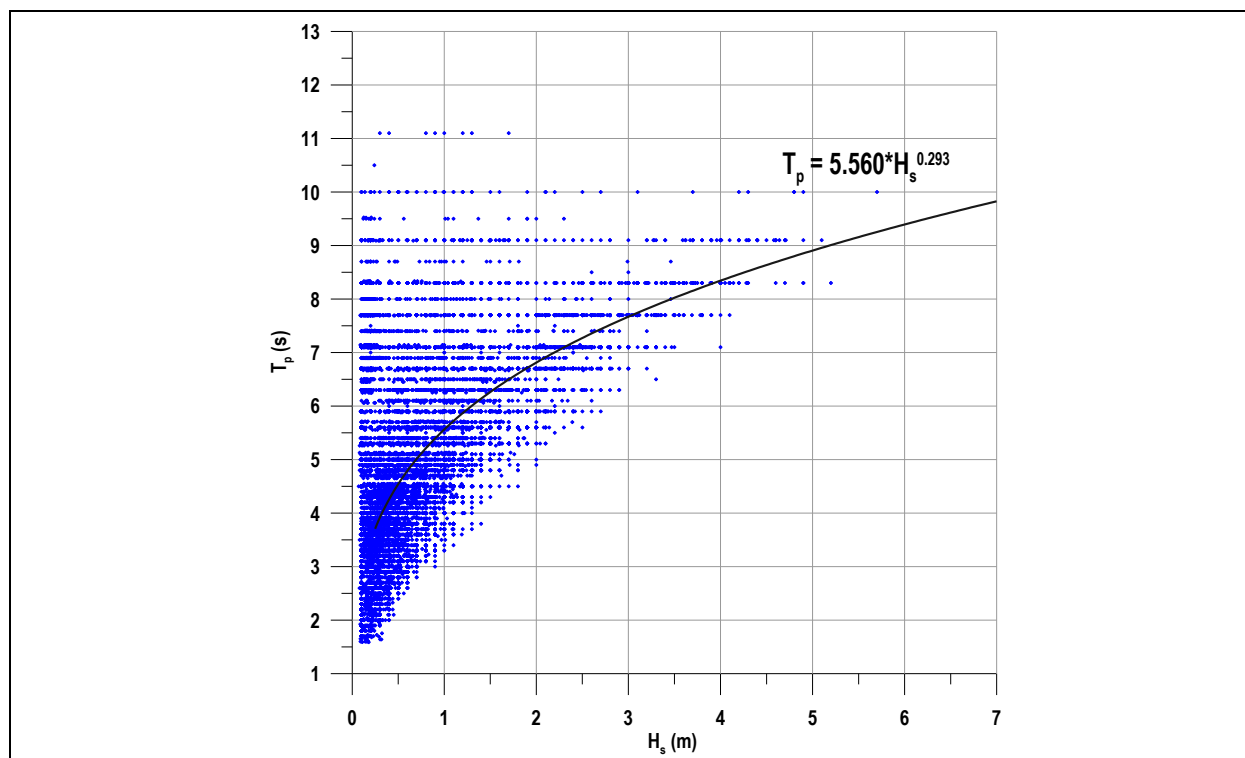


Figura 4.4 –Rappresentazione cartesiana della distribuzione del periodo di picco rispetto all'altezza significativa a largo di Pescara)

4.1.4 Propagazione sotto costa di mareggiate significative

Sulla base della climatologia al largo elaborata nel paragrafo precedente sono stati individuati una serie di eventi meteo marini rappresentativi delle condizioni di attacco ondoso in grado di generare una dinamica litoranea locale ritenuta significativa per il litorale di Pescara. Tali mareggiate sono state successivamente impiegate per gli studi su modello della dinamica litoranea nell'intorno dell'infrastruttura portuale.

Nel dettaglio sono state individuate sia condizioni di moto ondoso relativamente severe (mareggiate intense caratterizzate da una ridotta persistenza pari a 1g/anno) che condizioni associate ad eventi più ordinari (caratterizzate da una persistenza pari a 5 gg/anno). L'analisi è stata condotta con riferimento al settore di Tramontana (315°÷55°N) e Levante (55°÷135°N). I valori di altezza d'onda significativa, per le mareggiate individuate, sono stati ricavati dalla curva di durata al largo ricostruita per i settori di Tramontana e Levante, per le suddette frequenze di 1 g e 5 gg/anno (vedi successiva Figura 4.5).

In base alla distribuzione direzionale degli eventi di moto ondoso a largo di Pescara (Figura 4.6), sono state considerate due direzioni principali di provenienza (350°N per il settore di Tramontana e 90°N per quello di Levante), rappresentative dei due picchi di frequenza e della conformazione del paraggio. I valori del periodo di picco da associare a ciascuna mareggiata sono stati ricavati sulla base della formulazione ottenuta mediante best-fit e riportata nel paragrafo precedente.

Le mareggiate così individuate sono state propagate in corrispondenza di un punto locale posto di fronte al paraggio oggetto di studio (punto P, cfr. Figura 4.7). Le caratteristiche delle mareggiate in tale punto, più vicino a riva e posto su un fondale meno profondo rispetto al punto al largo, sono state successivamente impiegate come input per la propagazione locale, la circolazione idrodinamica e il trasporto litoraneo (codici di calcolo CMS-WAVE e CMS-FLOW). Le caratteristiche ondametrichhe delle mareggiate, considerate come input nello studio della propagazione sono riportate nella successiva Tabella 4-4.

La propagazione locale del clima ondoso è stata condotta per mezzo del codice di calcolo STWAVE descritto in

dettaglio nell'Allegato C.

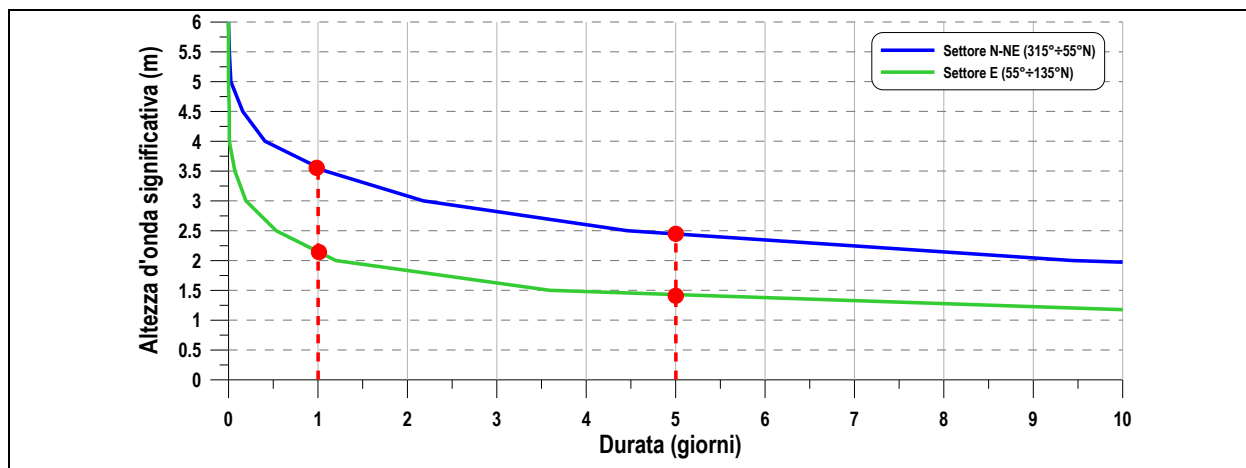


Figura 4.5 - Altezza d'onda significativa delle mareggiate significative individuate

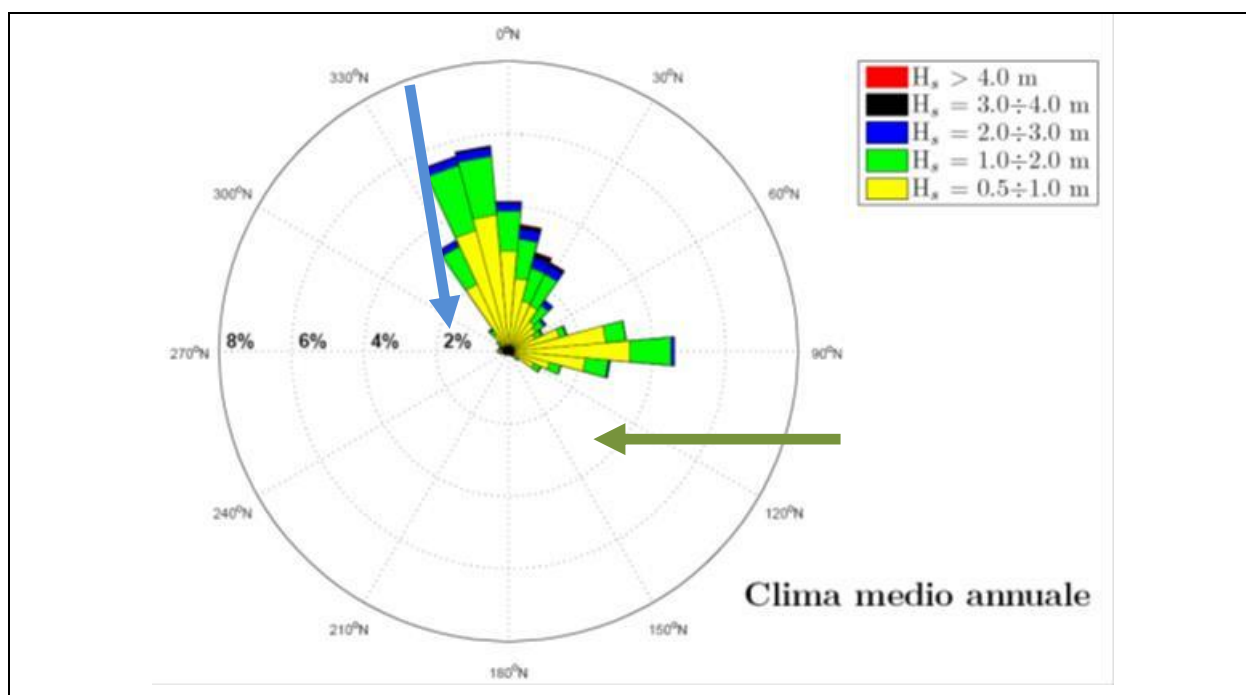


Figura 4.6–Diagramma polare della distribuzione direzionale annuale degli eventi ed individuazione delle direzioni di provenienza delle mareggiate significative.

Tabella 4-4- Caratteristiche delle mareggiate significative individuate

			CARATTERISTICHE MAREGGIATA AL LARGO (BOA DI ORTONA)		
TEST	Mareggiate	Frequenza	H _s (m)	T _p (s)	Dir (°N)
1	Tramontana	1 g/anno	3.56	8.1	350
2	Levante	1 g/anno	2.15	7.0	90
3	Tramontana	5 gg/anno	2.45	7.2	350
4	Levante	5 gg/anno	1.43	6.2	90

4.1.4.A Settaggio del modello

La propagazione del clima ondoso, condotta mediante il modello numerico STWAVE, è stata basata sulla batimetria del paraggio ricavata in base alle carte nautiche dell'Istituto Idrografico della Marina e ai recenti rilievi locali forniti dal Committente.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato con una griglia a maglia ortogonale a celle quadrate di passo 50 m. Nello specifico è stata definita una griglia di calcolo (Figura 4.7) avente origine nel punto di coordinate (2460750.0 m E; 4738400.0 m N) e dimensioni 48'500 x 28'000 m, ruotata di 53° rispetto alla direzione WE.

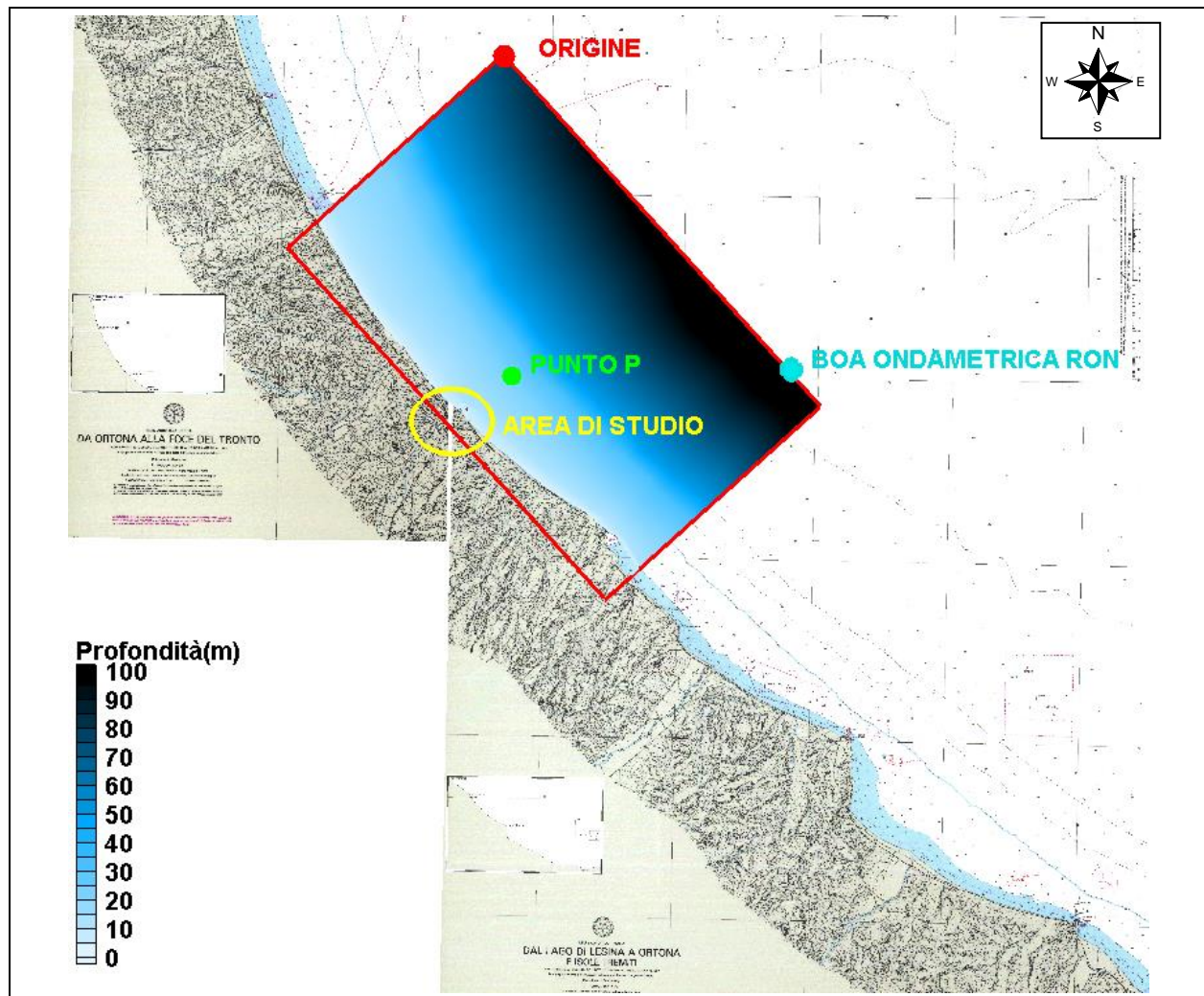


Figura 4.7 – Griglia di calcolo utilizzata per la propagazione locale delle mareggiate significative

Il punto di output (punto P - rappresentato in Figura 4.7) si trova su un fondale di circa 20 m, in corrispondenza del punto di coordinate (2461550 m EST, 4066799.91 m NORD). Le coordinate del punto P e delle origini delle griglie di calcolo sono espresse nel sistema di riferimento GAUSS BOAGA FUSO EST.

Per ricavare le caratteristiche delle mareggiate sotto costa, il modello STWAVE è stato utilizzato in condizioni stazionarie.

Le forzanti delle simulazioni sono rappresentate dall'azione del vento, supposto uniformemente distribuito su tutto il dominio di calcolo, e dal moto ondoso incidente sul contorno aperto del dominio stesso. Il vento è stato assunto costante sull'intera superficie delle griglie di calcolo, ed è stato imposto assegnandone velocità e direzione di provenienza. La formulazione utilizzata si basa sul metodo Sverdrup-Munk-Bretschneider, applicato in condizioni limitate dalla lunghezza del fetch.

Questa metodologia consente di stimare l'intensità del vento in grado di generare e sostenere una mareggiata di cui siano noti l'altezza d'onda significativa e il periodo di picco. La relazione che lega queste grandezze è la seguente:

$$u = \left(\frac{929.5 \cdot H_s^2}{0.71 \cdot T_p^3} \right)^{1/1.23}$$

Le caratteristiche ondametriche ed anemometriche delle mareggiate, considerate come input nello studio della propagazione sono riportate nella successiva Tabella 4-5.

Tabella 4-5- Caratteristiche delle mareggiate e dei venti impiegati nella propagazione

TEST	Mareggiate	Frequenza	CARATTERISTICHE MAREGGIATA AL LARGO (BOA DI ORTONA)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
			H _s (m)	T _p (s)	Dir (°N)	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1	Tramontana	1 g/anno	3.56	8.1	350	16.6	350
2	Levante	1 g/anno	2.15	7.0	90	10.5	90
3	Tramontana	5 gg/anno	2.45	7.2	350	11.8	350
4	Levante	5 gg/anno	1.43	6.2	90	7.2	90

4.1.4.B Risultati della propagazione

I risultati dello studio della propagazione locale della mareggiate significative, condotto per mezzo del codice di calcolo STWAVE, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive dalla Figura4.8 alla Figura4.11.

Nelle figure sono state rappresentate in termini di gradazione cromatica le altezze d'onda significativa, mentre le direzioni locali dell'onda sono indicate mediante vettori il cui modulo è proporzionale all'altezza d'onda significativa.

Le caratteristiche delle mareggiate nel punto di output P, definito in precedenza e indicato nelle Figure al largo di Pescara (di fronte al porto), sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 4-6–Caratteristiche al largo e locali delle mareggiate significative

TEST	Mareggiate	Frequenza	CARATTERISTICHE MAREGGIATA AL LARGO (BOA DI ORTONA)			CARATTERISTICHE LOCALI MAREGGIATA (PUNTO P)		
			H _s (m)	T _p (s)	Dir (°N)	H _s (m)	T _p (s)	Dir (°N)
1	Tramontana	1 g/anno	3.56	8.1	350	2.73	8.1	5
2	Levante	1 g/anno	2.15	7.0	90	1.78	7.0	83
3	Tramontana	5 gg/anno	2.45	7.2	350	2.05	7.2	2
4	Levante	5 gg/anno	1.43	6.2	90	1.26	6.2	85

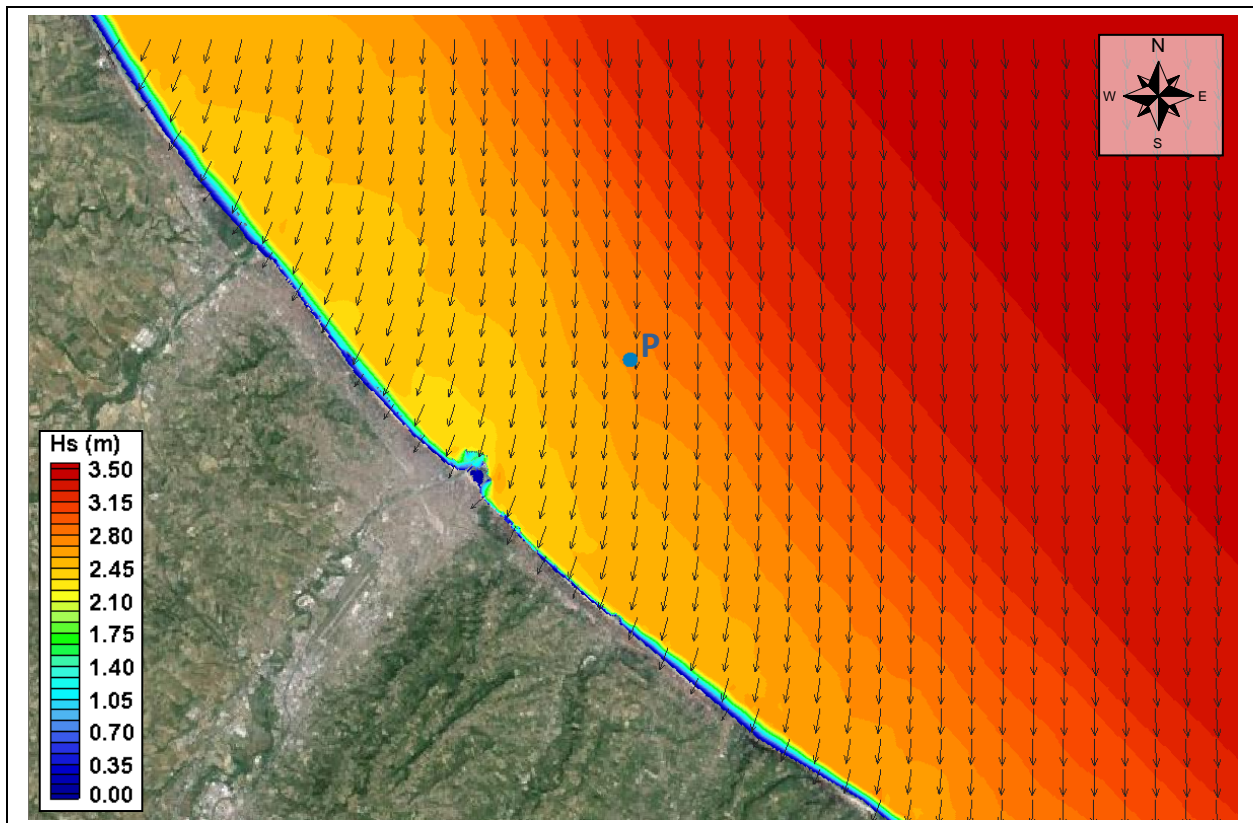


Figura 4.8 – TEST 1 - Onda 1 g/anno, $H_s = 3.56$ m; $T_p = 8.1$ s; Dir. = 350° N

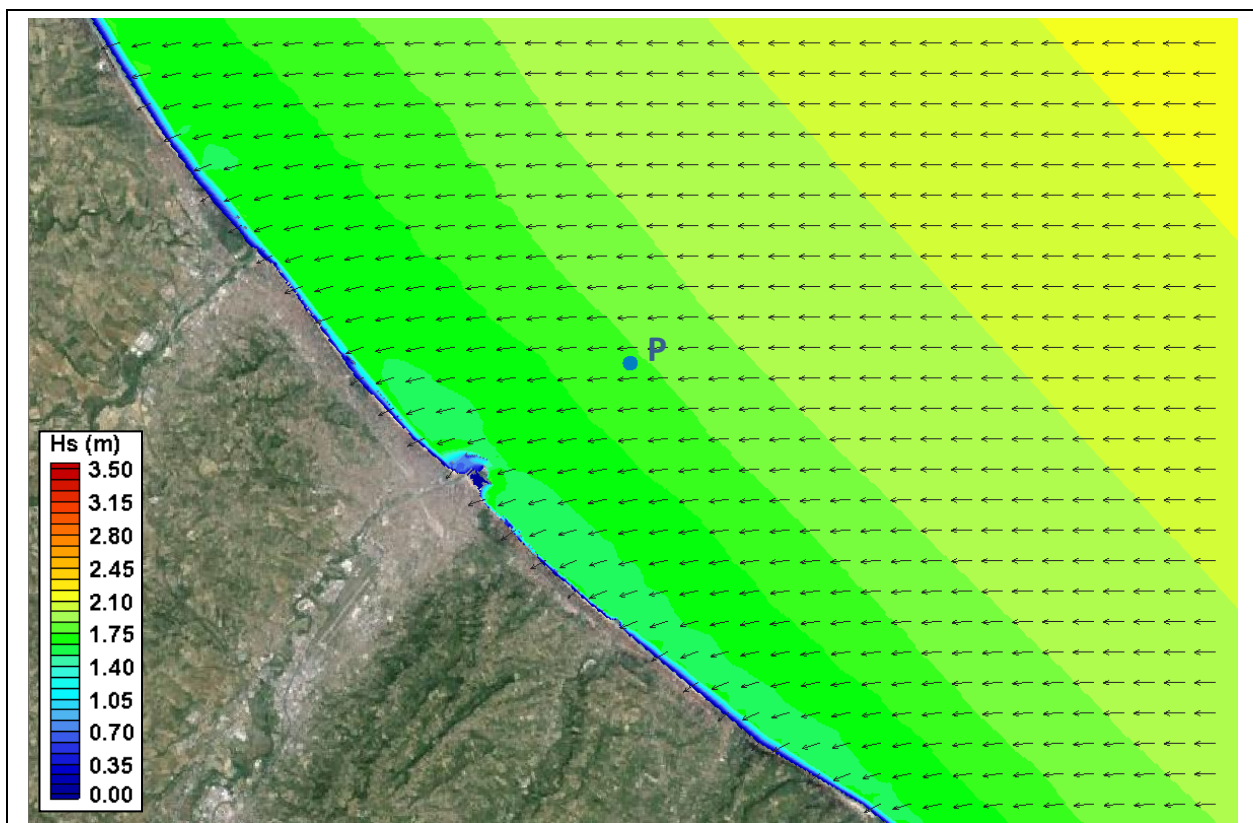


Figura 4.9 – TEST 2 - Onda 1 g/anno, $H_s = 2.15$ m; $T_p = 7.0$ s; Dir. = 90° N

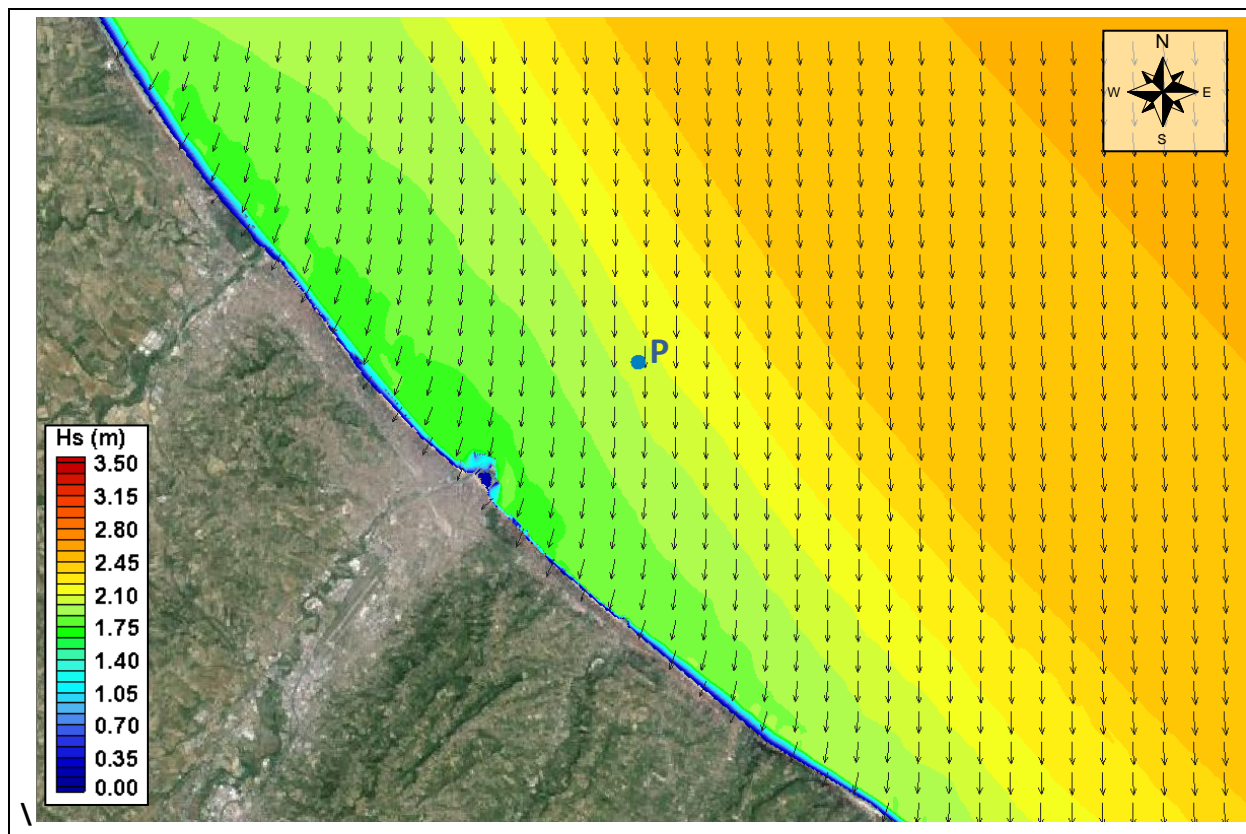


Figura4.10 – TEST 3 - Onda 5 gg/anno, $H_s = 2.45$ m; $T_p = 7.2$ s; $Dir. = 350^\circ N$

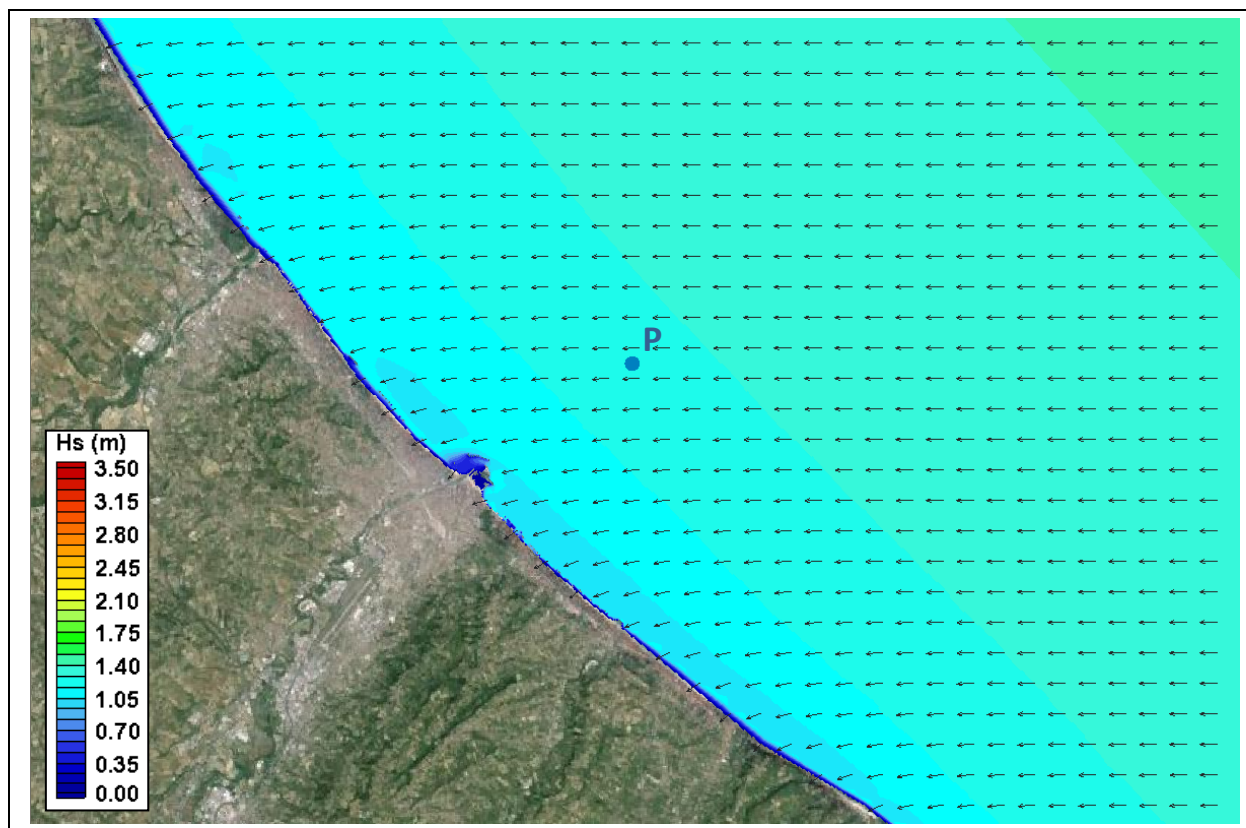


Figura4.11 – TEST 4 - Onda 5 gg/anno, $H_s = 1.43$ m; $T_p = 6.2$ s; $Dir. = 90^\circ N$

4.2 Evoluzione morfodinamica storica

La ricostruzione storica dell'evoluzione morfodinamica del litorale di Pescara nell'intorno dell'infrastruttura portuale, riportata nel presente paragrafo, è stata condotta sulla base dei dati disponibili. Nello specifico si è fatto riferimento ad un articolo di C. Manzo disponibile in letteratura (*"Riduzione del trasporto solido fluviale e modificazioni della linea di riva tra le foci del Vomano e del Pescara"*), allo studio APAT del 2005 (*"Dispersione del deflusso fluviale nell'area portuale di Pescara: proposte preliminari di intervento"*) e ai dati forniti dal Comune di Pescara (*"La linea di costa – Evoluzione morfologica degli ultimi decenni"*, nel Piano Demaniale Comunale).

Per quanto riguarda l'articolo di C. Manzo, il principale obiettivo dello studio riguarda l'analisi dell'evoluzione storica recente della linea di costa compresa tra le foci del fiume Vomano e del fiume Pescara, focalizzandone i nessi con l'apporto solido fluviale. A tale scopo, è stata ricostruita una serie storica delle linee di riva che copre all'incirca gli ultimi 200 anni, attraverso la georeferenziazione di mappe storiche e foto aeree.

I risultati mostrano come nel corso del XIX secolo la linea di riva fosse inizialmente piuttosto rettilinea (Figura 4.12) e successivamente con tendenza all'aumento della prominenzia delle foci fluviali e all'avanzamento con un elevato bilancio sedimentario positivo. Tale tendenza cambia agli inizi del '900, parallelamente ad una pressione crescente delle attività umane nei bacini idrografici: il bilancio sedimentario netto, circa nullo tra il 1920 ed il 1940, diviene negativo, con trend piuttosto costante, a partire dagli anni '40. In questa ultima fase, che si protrae fino ad oggi, si rileva una marcata tendenza all'arretramento nelle zone di delta.

In particolare, dal dopoguerra in poi, si evidenzia una tendenza erosiva del litorale, che culmina nella metà degli anni '70 con danni alle strutture balneari e al lungomare a Nord del porto, con tassi medi di arretramento di 2÷3 m/anno. La tendenza erosiva è certamente legata agli interventi nel bacino idrografico del fiume (dighe, traverse, estrazioni in alveo, ecc.). Per contrastare i fenomeni erosivi, a partire dalla fine degli anni '70 inizia la costruzione di opere di difesa (barriere frangiflutti) sul litorale, che arrestano localmente la tendenza erosiva, ma provocano anche squilibri tra le zone protette e quelle non protette, alterando completamente la dinamica litoranea.

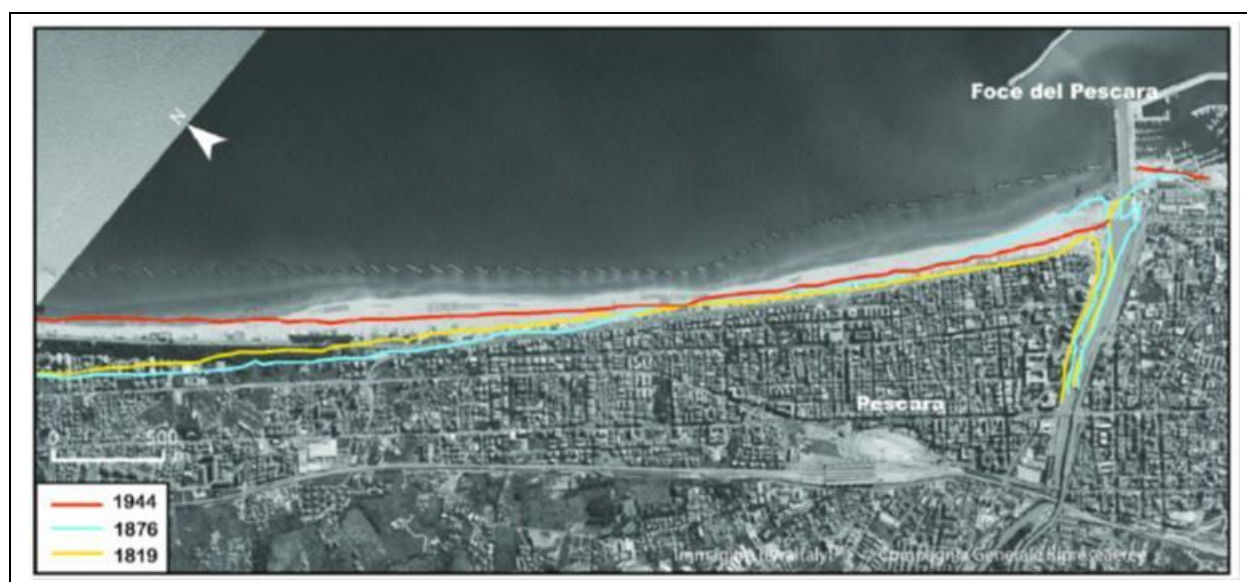


Figura 4.12 – Principali variazioni della linea di costa in un tratto di costa posto in corrispondenza della città di Pescara, riportate su foto aerea del 1998 (cfr. Articolo di C. Manzo tratto da *"Il Quaternario"*, 2008)

Nella metà degli anni '90 viene realizzata anche la diga foranea (o antemurale) che, estendendosi al limite della fascia attiva, determina una trasformazione di più larga scala dei fondali. La diga, originariamente concepita per proteggere la rotta di ingresso al porto canale di Pescara ha avuto un grande impatto sulla dinamica litoranea,

fortunatamente limitato dalla presenza quasi ubiquitaria di opere di difesa, che ha prevenuto più importanti conseguenze sulla posizione della linea di riva.

Più in dettaglio, per quanto riguarda il litorale di Pescara a Nord-Ovest del porto, lo studio condotto da Manzo riporta un'analisi della tendenza evolutiva storica del litorale (dal 1819 al 1998), da cui è ben visibile la notevole ampiezza della spiaggia (formatasi nel 1998), dovuta all'avanzamento registrato in seguito alla realizzazione delle barriere emerse.

La tendenza evolutiva più recente del litorale di Pescara può essere stimata sulla base degli elaborati del Piano Demaniale Comunale (PDC) della Città di Pescara (*"La linea di costa – Evoluzione morfologica degli ultimi decenni"*). Un'attenta analisi della tavola allegata al PDC (tavola A13: Stato di attività della linea di costa) consente di valutare quali siano stati gli effetti a breve e medio termine degli interventi realizzati. Ai fini dell'analisi si distinguono due intervalli temporali principali: il primo 1988-1995 considera l'evoluzione della costa all'indomani della realizzazione del porto Turistico, mentre il periodo più recente 1995-2004 risente dell'influenza e degli effetti della Diga foranea.

Le considerazioni più evidenti sono la sostanziale stabilità del tratto a Nord-Ovest del porto e la tendenza all'avanzamento della linea di costa dovuta alla presenza della serie continua di scogliere. Il tratto prossimo al molo ha un tasso di sedimentazione e avanzamento consistente che ha preso avvio con la realizzazione delle scogliere ed è accelerato in seguito alla costruzione della diga foranea (Figura 4.13 – in alto).

L'evoluzione del tratto di litorale a Sud del porto mostra invece una certa irregolarità e non è individuabile una tendenza marcata (Figura 4.13 – in basso), in quanto numerosi e "non pianificati" sono stati gli interventi attuati per far fronte agli impellenti problemi di erosione delle spiagge. È comunque evidente dalle foto aeree e satellitari come le correnti longitudinali con direzione Sud-Nord movimentino le sabbie utilizzate per i ripascimenti verso l'imboccatura del porto turistico, contribuendo di fatto al suo interrimento.

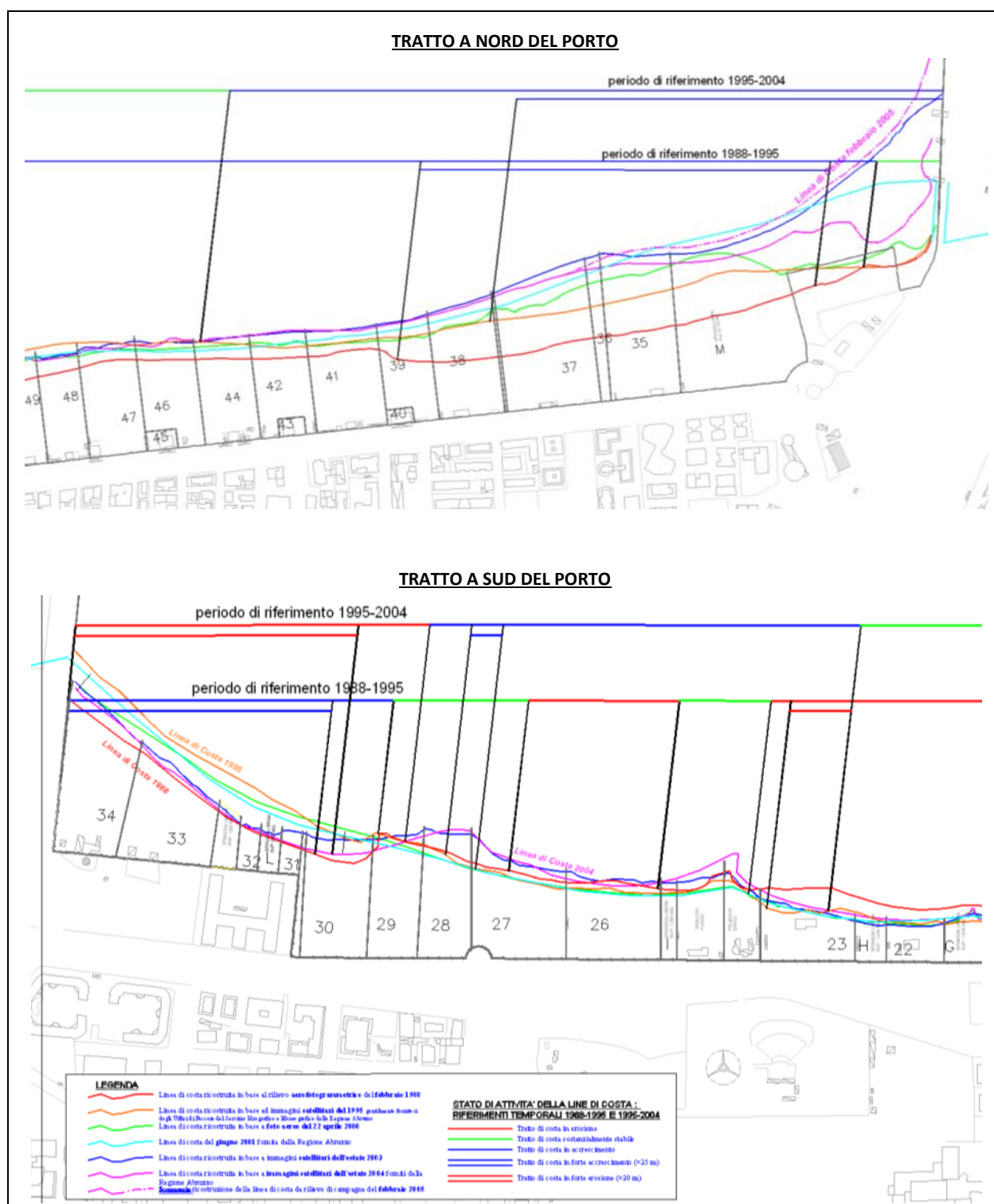


Figura 4.13 – Estratto delle tavole A13 del Piano Demaniale Comunale della Città di Pescara – Dettaglio nell'intorno del porto di Pescara

4.3 Studio morfologico dell'evoluzione del litorale in stato attuale

Lo studio morfologico dell'evoluzione del litorale di Pescara nell'intorno dell'infrastruttura portuale è stato condotto mediante l'utilizzo dei codici di calcolo STWAVE e GENESIS, sviluppati dal centro di ricerca americano C.E.R.C. (U.S. ArmyCorps of Engineers, CoastalEngineeringResearch Center); una descrizione dettagliata dei codici è riportata in Appendice C e in Appendice E.

Il modello di evoluzione della linea di riva (GENESIS) è del tipo "a una linea", concettualmente analogo al modello ARIES già utilizzato per studi precedenti; il modello, che integra le funzionalità del modello di propagazione del moto ondoso (STWAVE) ad esso interfacciato, è stato sviluppato utilizzando come base le carte nautiche e i più recenti rilievi locali disponibili. Ai fini della modellazione matematica, è stato individuato un dominio di calcolo idoneo per il sito in esame, schematizzando opportunamente (come in seguito specificato) le singolarità presenti.

La modellazione è preceduta da una fase di taratura; una volta individuati i valori più idonei per le costanti di taratura (K_1 e K_2), vengono eseguite le simulazioni di evoluzione in configurazione attuale e di progetto. La fase di taratura permette di adattare il modello matematico alla situazione del paraggio oggetto di studio: il modello, infatti, interpreta la realtà fisica in maniera semplificata, tenendo conto dei principali fenomeni che governano l'evoluzione morfologica della costa. L'operazione di taratura consente, in maniera implicita, di tenere conto di tutti i fattori non direttamente esplicitabili sotto la forma di relazioni causa-effetto. Il principale obiettivo della taratura è la determinazione dei coefficienti K_1 e K_2 , che correggono la formula del CERC (1984), esprimente la relazione tra trasporto solido e flusso di energia in direzione parallela alla riva.

Nel caso specifico, vista la scarsità dei dati disponibili (linee di riva storiche e informazioni sulle caratteristiche e sulle date di realizzazione delle opere di difesa presenti sui litorali sottoflutto e sopraflutto all'infrastruttura portuale), non è stato possibile tarare il modello GENESIS sulla base dell'evoluzione storica del litorale. Per una taratura accurata del modello bisogna infatti disporre di una consistente serie di dati di input: almeno due linee di riva storiche "significative" estese a tutto il tratto di litorale analizzato, informazioni sulle opere realizzate nel periodo considerato per la simulazione (tipologia di struttura, data di realizzazione e quantitativi versati, nel caso di ripascimenti). Non essendo tutte queste informazioni disponibili per il litorale in oggetto, e considerando anche la complessità dello studio (legata alla presenza di una serie praticamente ininterrotta di sistemi di difesa paralleli a costa sia a Nord che a Sud del porto), si è scelto di tarare il modello di evoluzione confrontando i risultati ottenuti con quelli riportati in altri studi disponibili (cfr. *"Studio morfodinamico"* redatto dal Prof. Ing. Paolo De Girolamo e dall'Ing. Paolo Contini a supporto del Progetto Esecutivo dei *"Lavori di riqualificazione ambientale e di difesa della fascia litoranea di Martinsicuro, Pescara Sud – Francavilla al mare, Fossacesia, Casalbordino, Vasto, Montesilvano e Pineto – Silvi"* [17]). Un ulteriore parametro utile ai fini della taratura del modello è rappresentato dalle informazioni in merito ai quantitativi di materiale dragato a Nord del porto (zona della "Madonnina"), forniti dal Comune di Pescara.

4.3.1 Premessa alla modellazione

I modelli matematici costituiscono un valido strumento per l'analisi e la previsione dell'evoluzione della morfologia costiera. Il principale vantaggio dei modelli matematici risiede nella possibilità, una volta implementati, di studiare in tempi ragionevolmente brevi diverse soluzioni progettuali ovvero l'effetto di forzanti di natura diversa (mareggiate eccezionali, variazioni del clima, ecc.).

La modellazione dell'evoluzione morfologica di un litorale coinvolge fenomeni di natura diversa quali il moto ondoso incidente il litorale stesso, la presenza di correnti costiere, il trasporto solido longitudinale (in direzione parallela alla linea di riva), il trasporto solido trasversale (perpendicolare alla linea di riva), l'influenza di strutture collocate all'interno della zona attiva della spiaggia (quella cioè interessata da fenomeni di migrazione dei

sedimenti per azione del moto ondoso) e di eventuali interventi di dragaggio o ripascimento artificiale.

In primo luogo è fondamentale la determinazione delle forzanti del sistema, cioè del clima meteomarinico locale. Sulla base di questi dati è possibile quindi valutare il flusso di energia del moto ondoso nelle diverse direzioni nelle diverse celle che compongono il modello matematico. Una volta determinate le forzanti, si passa quindi alla valutazione del trasporto solido, valutazione che si basa su criteri semi-empirici che legano le caratteristiche del moto ondoso alla geometria della spiaggia ed alle caratteristiche dei sedimenti che la costituiscono.

Va quindi analizzata l'influenza delle strutture collocate all'interno della zona attiva, sia in termini di modificazione della propagazione locale del moto ondoso che di interazione con il regime del trasporto solido, cioè di valutazione della variazione indotta localmente sulle forzanti del sistema dalla presenza di opere e della capacità di queste ultime di intercettare, totalmente o in una parte da quantificare, il trasporto solido. Alla stregua delle opere in zona attiva vanno considerati gli interventi di dragaggio e ripascimento, che modificano localmente il campo di moto delle onde incidenti e alterano in alcune zone il budget di sedimenti passibile di migrazione per effetto delle forzanti già determinate.

4.3.2 Propagazione del moto ondoso sotto costa

La fase iniziale dello studio di evoluzione morfologica è consistita nel trasferimento sotto costa, al limite esterno della fascia attiva, delle caratteristiche (classi di onde ordinate per altezza e direzione di provenienza, con relativa frequenza) del clima ondoso al largo in corrispondenza della Boa di Ortona, posta su un fondale di circa 100 m (cfr. par. 4.1.3).

Il trasferimento del clima ondoso dal largo al limite della fascia attiva è stato condotto mediante il codice di calcolo STWAVE. Sono state scelte una serie di stazioni (in pratica una serie di boe virtuali), in corrispondenza della batimetria -15 m s.m.m. (al largo delle opere in progetto) e posizionate lungo la costa ad una distanza di 80 m tra loro; tali stazioni sono state ritenute significative per rappresentare le differenti condizioni di moto ondoso lungo il litorale (Figura 4.15).

La griglia di calcolo STWAVE, riportata in Figura 4.14, ha dimensioni 20'000 m x 24'000 m, maglia quadrata con passo 40 m, inclinata di 45° rispetto alla direzione EW. Le coordinate sono espresse nel sistema di riferimento GAUSS BOAGA FUSO EST.

Il file di input che descrive il moto ondoso nelle simulazioni condotte con il modello GENESIS è stato ricavato creando una sequenza di eventi casualmente ordinata, sulla base del clima ondoso al largo (Boa di Ortona). Una volta fissato l'intervallo temporale di calcolo (pari a 3 ore, nel caso in esame), l'andamento del clima meteomarinico dell'anno medio risulta descritto da un numero di eventi pari al numero di intervalli di calcolo compresi nell'anno.

Il codice di calcolo associa a ciascuno degli intervalli temporali una serie di valori di altezza significativa, periodo e direzione media di provenienza, tale per cui l'andamento globale del clima ottenibile dalla sequenza ricostruita rappresenta efficacemente il clima reale. Gli eventi caratterizzati da altezza significativa inferiore a 0.25 m, nel punto al largo, sono stati considerati come calme.

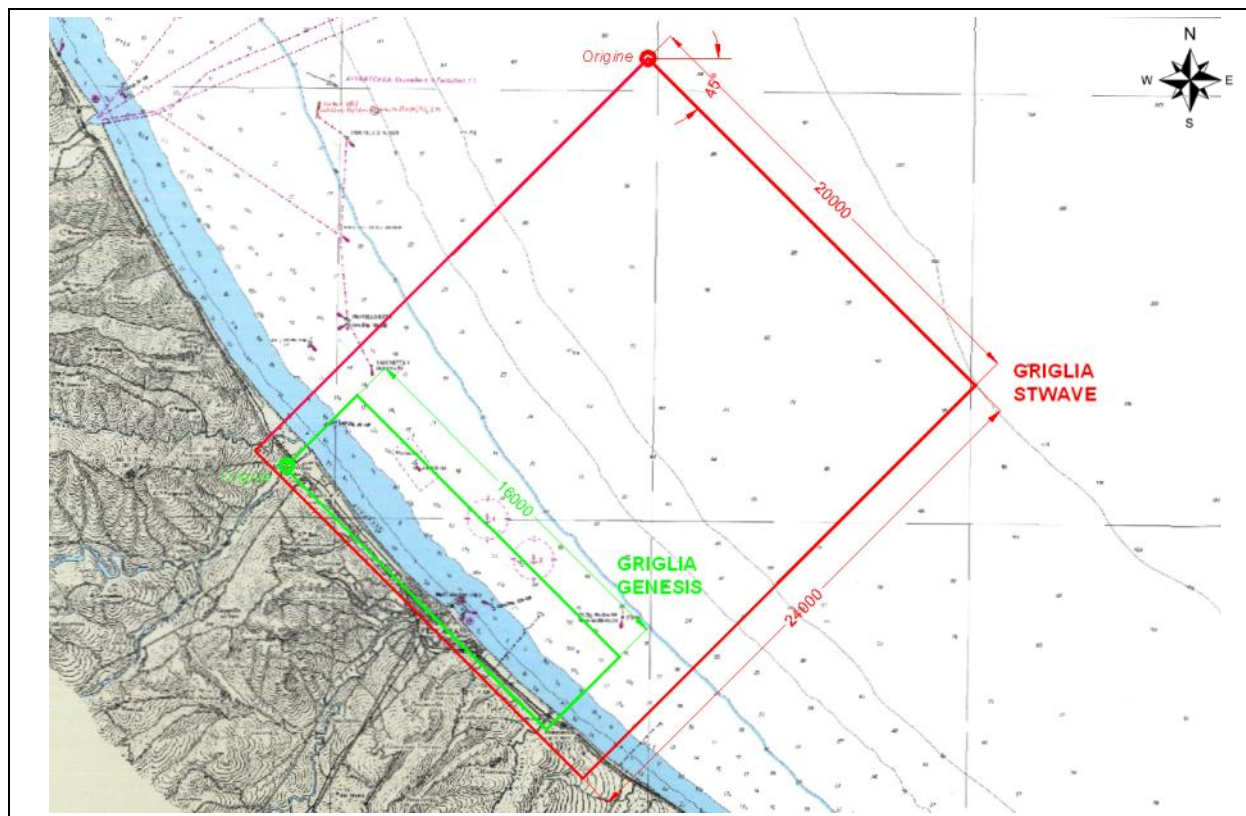


Figura 4.14 – Griglie di calcolo STWAVE e GENESIS

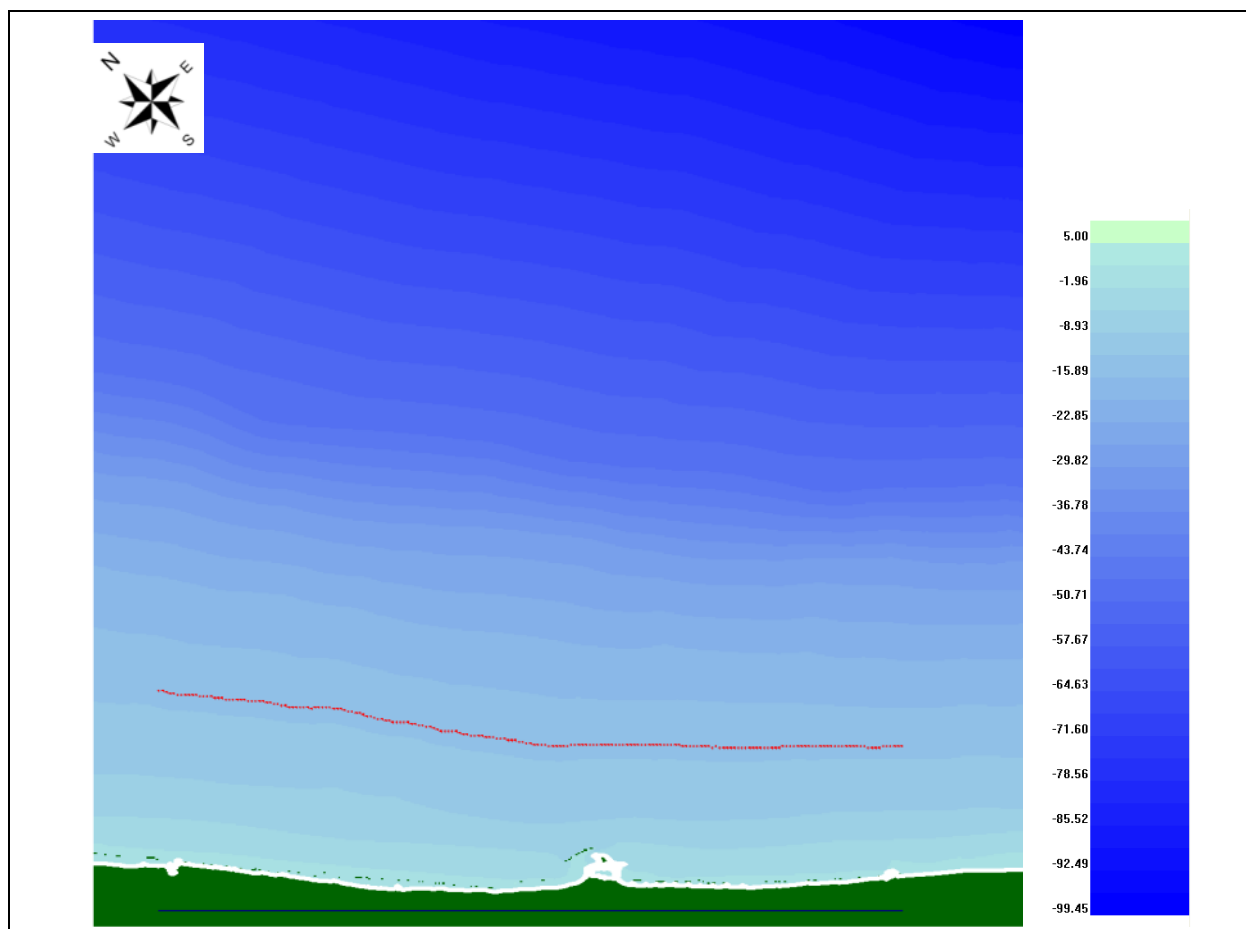


Figura 4.15 – Ubicazione delle boe virtuali (stazioni, in rosso) poste alla profondità di -15 m s.m.m.

4.3.3 Profondità di chiusura e altezza di swash

La profondità di chiusura rappresenta la profondità limite al di sotto della quale il profilo trasversale non subisce cambiamenti significativi. La valutazione corretta della profondità di chiusura per un dato sito è normalmente condotta sulla base dell'analisi di dati storici che documentino l'evoluzione nel tempo del profilo trasversale lungo sezioni ritenute significative per il sito in oggetto.

Qualora tali dati non siano disponibili, è possibile valutare la profondità tramite la relazione di Hallermeier (1983):

$$h_c = 1.6 \cdot H_{0,12},$$

dove $H_{0,12}$ rappresenta il valore dell'altezza significativa superata in media per 12 ore all'anno.

A partire dal clima ondoso al largo (cfr. precedente paragrafo 4.1.3) è stato possibile ricostruire la curva di durata e determinare il valore di $H_{0,12}$. In Figura 4.16 è rappresentata la curva di durata per il calcolo della $H_{0,12}$. Sulla base della frequenza annua è stata valutata un'altezza d'onda $H_{0,12}$ pari a 4.0 m. La profondità di chiusura h_c è risultata di conseguenza pari a circa 6.3 m; l'altezza di swash D_B è stata stimata in 1.5 m. Di conseguenza, l'altezza complessiva della fascia attiva risulta pari a 7.8 m.

Nel caso di future valutazioni quantitative si consiglia comunque di acquisire, con idoneo monitoraggio, dati sulla variabilità dei profili e sulla reale profondità di chiusura.

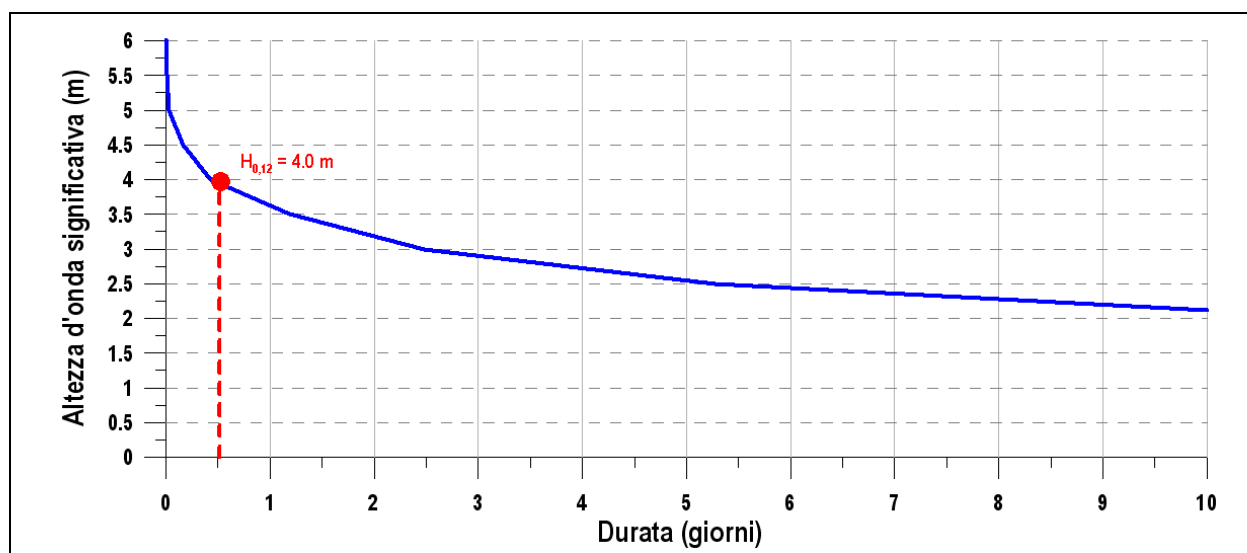


Figura 4.16 – Individuazione $H_{0,12}$ – Curva di durata relativa al punto al largo (Boa di Ortona)

4.3.4 Taratura del modello

La fase di taratura consente di adattare il modello matematico alla situazione del paraggio oggetto di studio, tenendo conto, in maniera implicita, di tutti i fattori non esplicitati sotto forma di relazioni causa-effetto nel modello stesso. Nella fase di taratura vengono determinati i coefficienti K_1 e K_2 , che correggono la formula del CERC (1984), esprimente la relazione tra trasporto solido e flusso di energia in direzione parallela alla riva.

4.3.4.A Considerazioni preliminari

La taratura è stata condotta variando i coefficienti di calibrazione K_1 e K_2 in modo tale da ottenere valori e verso del trasporto solido paragonabili a quelli riportati nello “Studio morfodinamico” [17]. Tale studio, per la calibrazione del modello di evoluzione morfologica (ARIES) si rifà a sua volta al trasporto solido netto individuato nello studio morfologico del progetto definitivo dei “Lavori di riqualificazione ambientale e di difesa della fascia litoranea di Martinsicuro, Pescara Sud – Francavilla al mare, Fossacesia, Casalbordino, Vasto, Montesilvano e

Pineto – Silvi". Questo approccio, pur avendo dei limiti nella definizione quantitativa del fenomeno, consente di sviluppare una comparazione diretta dei diversi studi e dei relativi risultati, in maniera tra loro del tutto coerente.

Nelle successiva Figura 4.17 si riporta l'andamento del trasporto solido netto riprodotto nella fase di calibrazione del modello ARIES (con la sola presenza del porto di Pescara) a confronto con il trasporto determinato nello studio morfologico del progetto definitivo. Si fa presente che l'applicazione del modello ARIES al litorale di Pescara è stata condotta inserendo nel modello solamente l'infrastruttura portuale e il sistema di protezione a celle posto a Sud del porto, la cui sistemazione e riqualificazione era tra gli obiettivi di progetto. Nel modello ARIES non sono state invece inserite le scogliere e i pennelli presenti a Nord-Ovest del porto. Se da un lato è ragionevole supporre che la presenza del sistema di difesa a celle sopraflutto al porto di Pescara non influenzi la dinamica litoranea dei litorali sottoflutto (ovvero del sistema di protezione a celle posto a Sud del porto, studiato dal Prof. Ing. Paolo De Girolamo e dall'Ing. Paolo Contini con il modello ARIES), dall'altro è evidente che il presente studio, dovendo valutare la complessa dinamica nell'intorno dell'infrastruttura portuale non può prescindere dal rappresentare, seppure in maniera schematica, tutte le opere presenti, sia a Nord-Ovest che a Sud-Est del porto.

Pertanto, per tarare il modello confrontandolo con i risultati degli studi pregressi è stata condotta una simulazione "analoga" a quella eseguita con il modello ARIES rappresentando nel dominio di calcolo solamente l'infrastruttura portuale e confrontando i valori di trasporto solido longitudinale a Nord-Ovest del porto. Per meglio valutare l'influenza delle opere portuali (moli) sono state di fatto condotte due simulazioni: la prima "senza opere" (ovvero senza i moli del porto di Pescara) e la seconda "solo porto" (in cui sono stati opportunamente schematizzati i moli e la barriera di protezione del porto).

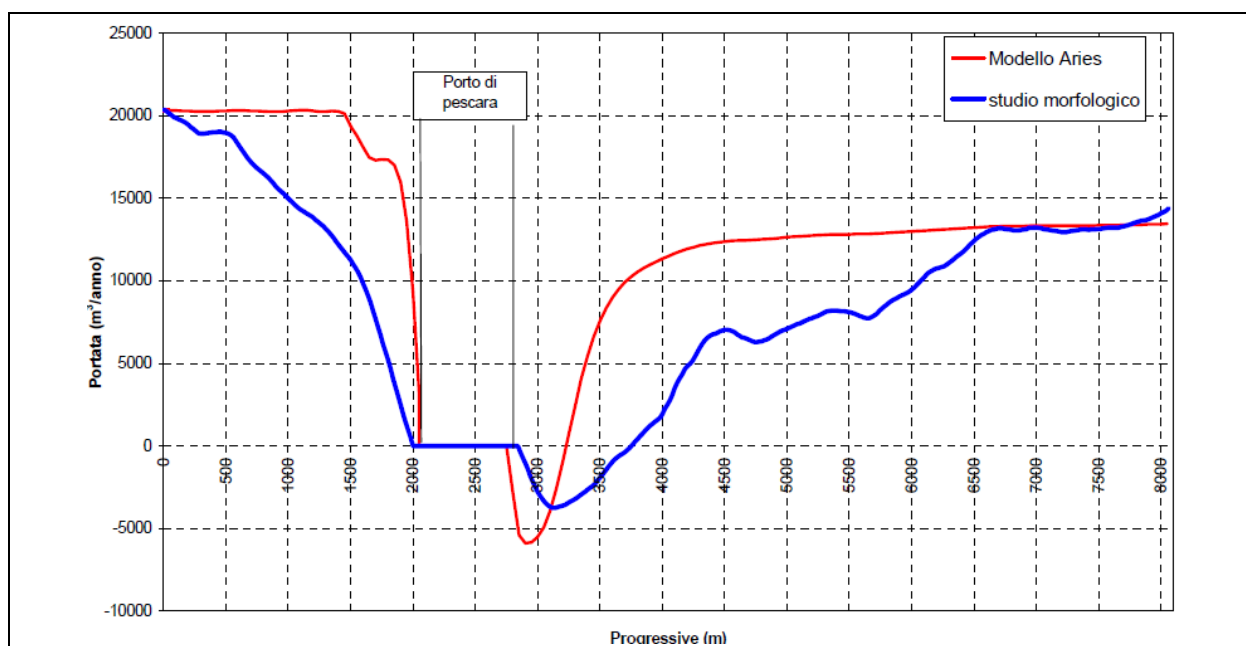


Figura 4.17 – Andamento del trasporto solido netto determinato nello studio morfologico (progetto definitivo) e quello di calibrazione del modello ARIES lungo il litorale di Pescara (cfr. "Studio morfodinamico" redatto a supporto del progetto esecutivo).

4.3.4.B Parametri utilizzati nel modello

La griglia di calcolo GENESIS, comprendente il tratto di litorale tra la foce del fiume Saline (a Nord-Ovest) e la foce del Torrente Alento (a Sud-Est), è stata costruita suddividendo il litorale in 800 celle della lunghezza di 20 m ciascuna, per un totale di 16 000 m; la griglia ha lati paralleli alla griglia di calcolo STWAVE (Figura 4.14). L'estensione del dominio di calcolo è stata determinata in base alla conformazione del litorale e delle opere presenti, che ha consentito di porre gli estremi in corrispondenza di punti notevoli dove fissare le condizioni al

contorno, ovvero in corrispondenza della foce del fiume Saline (estremo sinistro) e a Sud-est della foce del Torrente Alento (estremo destro).

Come accennato nel precedente paragrafo 4.3.4.A, la taratura è stata condotta considerando di fatto due configurazioni “semplificate” del litorale di Pescara in modo tale da ottenere un andamento del trasporto solido confrontabile con quello fornito da altri studi condotti sul medesimo litorale. La simulazione è stata eseguita con riferimento ad un periodo di 5 anni, in modo tale da raggiungere una situazione di equilibrio per il trasporto solido.

Nella configurazione “senza opere” è stata inserita nel modello solamente la linea inerodibile avanzata in corrispondenza del porto di Pescara, mentre nella configurazione “solo porto” è stata opportunamente schematizzata l’infrastruttura portuale (diga foranea, moli del porto e armature di foce del porto canale). In particolare la diga foranea e il molo di sopraflutto del porto sono stati rappresentati con due barriere impermeabili; l’armatura di foce del porto canale e il molo di sottoflutto sono stati rappresentati con due pennelli impermeabili di tipo “non diffracting”. Vale la pena di osservare che le configurazioni studiate sono di grande interesse per comprendere quale potesse essere la dinamica “naturale” in assenza del porto o delle opere di difesa del litorale, valutando di conseguenza l’impatto degli interventi antropici sulla dinamica dei sedimenti.

Il diametro medio dei sedimenti che costituiscono la fascia attiva del litorale è stato assunto pari a 0.25 mm, ovvero pari al valore medio del D_{50} del materiale sedimentario presente lungo il litorale in oggetto (“Studio morfodinamico” [17]). Tale valore trova conferma anche nella “Relazione di prefattibilità ambientale” del Progetto Preliminare di “Manutenzione del litorale marino Sud della città di Pescara” [18]. Nello specifico lo studio riporta che, dalle analisi effettuate sui campioni prelevati tra Pescara e Francavilla al Mare, la granulometria della spiaggia emersa e sommersa risulta riconducibile ad una sabbia media con D_{50} compreso tra 0.177 e 0.394 mm.

I parametri impiegati nel modello sono riassunti nella seguente Tabella 4-7. In particolare, si riportano i valori dei coefficienti di taratura K_1 e K_2 , le caratteristiche della griglia di calcolo (dimensioni e spaziatura), il periodo individuato per la simulazione, lo step temporale di calcolo, le caratteristiche della climatologia fornita in input al modello (profondità della fascia attiva, ubicazione delle “stazioni”) e le condizioni al contorno.

In mancanza di informazioni più aggiornate, la linea di riva inserita nel modello è stata tracciata sulla base delle foto satellitari e dei rilievi disponibili (nell’intorno dell’infrastruttura portuale).

Tabella 4-7 - Parametri impiegati nel modello

PARAMETRO	VALORE	U.M.
Coefficiente di calibrazione K_1	0.05	
Coefficiente di calibrazione K_2	0.02	
Numero di celle totali	800	
Dimensioni di ogni cella	20	m
Dimensione step temporale di calcolo	3	h
Durata simulazione	5	anni
Profondità a cui sono ubicate le stations	-15.0	m
Profondità di chiusura	-6.3	m
Altezza di swash	+1.5	m
Estremo destro	Aperto (Pinned Beach)	
Estremo sinistro	Aperto (Pinned Beach)	

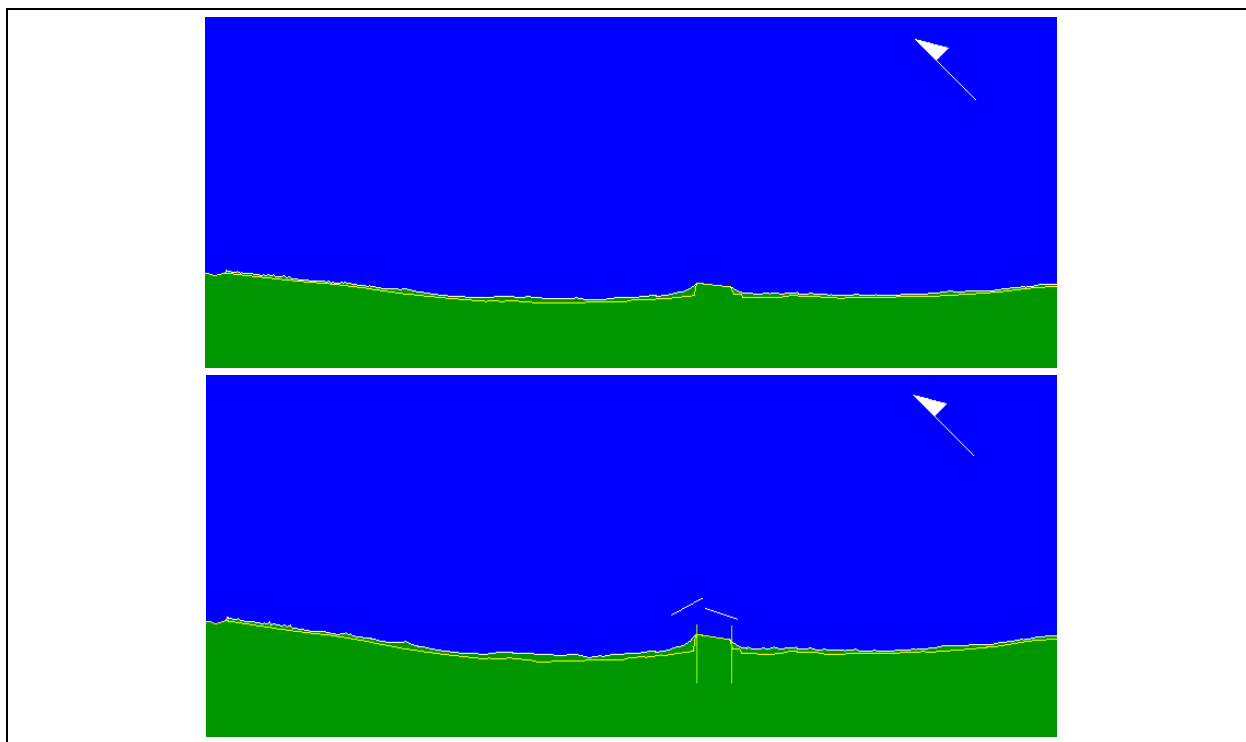


Figura 4.18 – Griglia di calcolo GENESIS nella configurazione “senza opere” (in alto) e “solo porto” (in basso)

4.3.4.C Risultati taratura

Nel presente paragrafo si riportano i risultati della simulazione di taratura condotta con il codice di calcolo GENESIS. I risultati sono rappresentati solamente in termini di trasporto solido longitudinale (Figura 4.19), con riferimento ad un estratto del dominio di calcolo centrato in corrispondenza dell’infrastruttura portuale (tra le progressive 7 000 e 12 000 m). Il dettaglio del dominio di calcolo è stato scelto in modo tale da confrontare i risultati con quelli dello “Studio morfodinamico” descritti nel precedente paragrafo 4.3.4.A.

Il modello GENESIS è stato tarato variando i coefficienti di taratura in modo tale da riprodurre, per il litorale sopraflutto al porto (a Nord-Ovest), un andamento del trasporto solido confrontabile con quello riportato nello “Studio morfodinamico” redatto dal Prof. Ing. Paolo De Girolamo e dall’Ing. Paolo Contini. Il trasporto solido a nord-Ovest del porto assume valori compresi tra 15 000 e 20 000 m³/anno (confrontabili con i 20 000 m³/anno stimati dal modello ARIES e riportati nello studio morfologico del progetto definitivo); il trasporto è diretto da Nord-Ovest verso Sud-Est. Questi valori del trasporto solido trovano conferma anche nei quantitativi di sedimenti dragati nel corso degli ultimi anni nella spiaggia della Madonnina (variabili tra 10 000 e 40 000 m³).

Confrontando i risultati delle due simulazioni condotte con il modello GENESIS (“senza opere” – linea azzurra- e “solo porto” – linea viola), è possibile formulare alcune considerazioni in merito all’influenza delle opere portuali (moli e diga foranea) sulla dinamica litoranea. L’influenza del porto è più evidente sul litorale a Nord-Ovest a causa della presenza della diga foranea, mentre a Sud-Est l’impatto delle infrastrutture portuali è modesto.

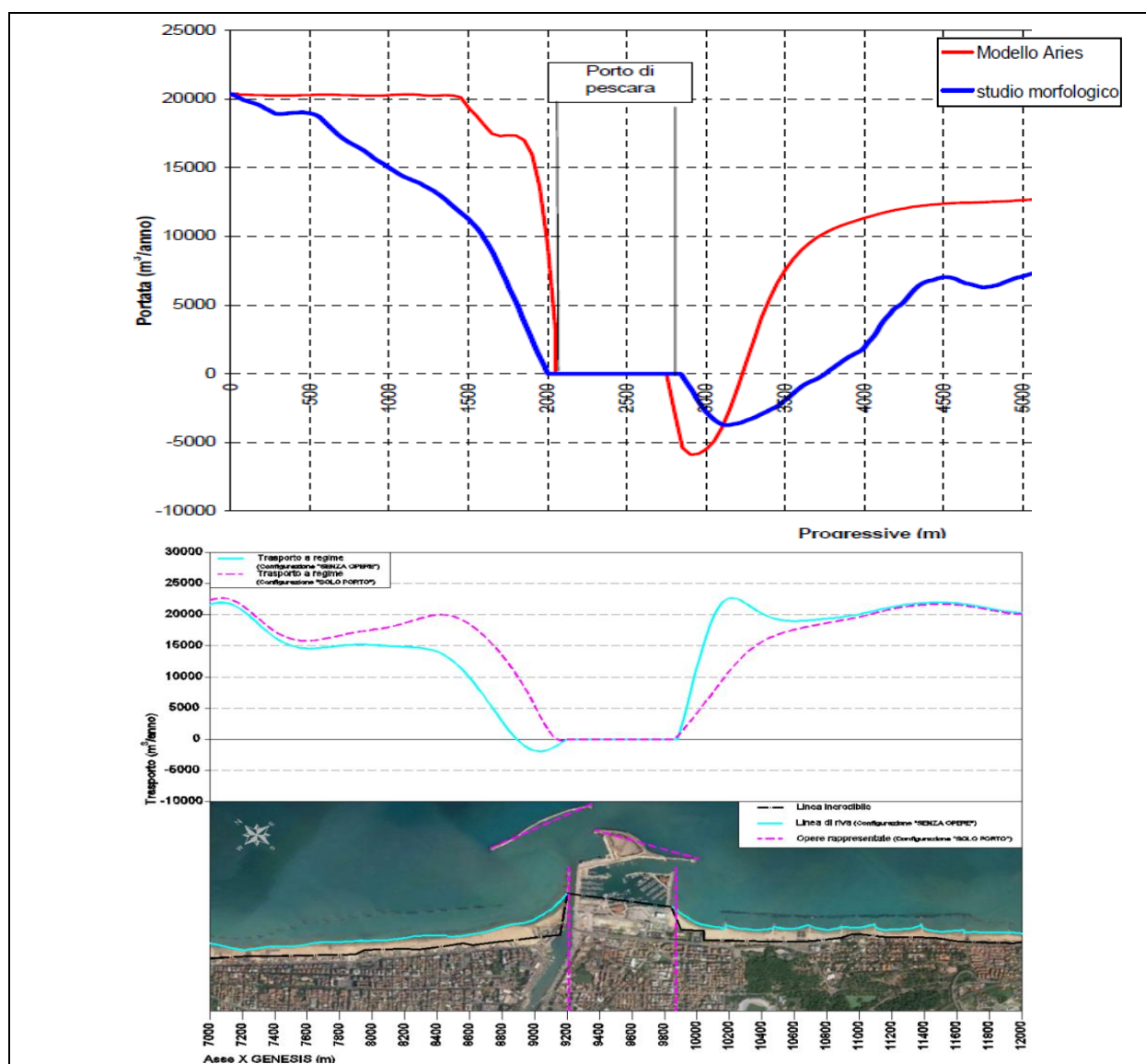


Figura 4.19 – Risultati simulazione di taratura modello GENESIS (in basso) a confronto con i risultati del modello ARIES (in alto)

4.3.5 Evoluzione morfologica in stato attuale

Il modello di evoluzione morfologica, tarato sulla base delle informazioni disponibili (cfr. precedente paragrafo 4.3.4), è stato impiegato per la previsione dell'evoluzione della linea di riva e del trasporto solido in stato attuale e in configurazione di progetto, ovvero nella configurazione prevista dal P.R.P. (cfr. successivo paragrafo 4.8).

Per stimare la tendenza evolutiva del litorale e l'influenza dell'infrastruttura portuale (sia nell'assetto attuale che in configurazione di P.R.P.), è stata condotta una simulazione dell'evoluzione della linea di riva. La simulazione è stata condotta con riferimento ad un periodo temporale di 5 anni, in quanto si ritiene che i dati a disposizione per la predisposizione di un modello previsionale non consentano una previsione sufficientemente affidabile per tempi più lunghi. A differenza delle simulazioni di taratura, in questo caso sono state inserite nel modello tutte le opere presenti lungo il litorale dalla foce del fiume Saline (a Nord-Ovest) alla foce del Torrente Alento (a Sud-Est).

4.3.5.A Parametri utilizzati nel modello

La griglia di calcolo, le condizioni al contorno (boundary conditions), le caratteristiche granulometriche del materiale che costituisce la fascia attiva del litorale e la linea di costa sono state mantenute invariate rispetto a quelle utilizzate per la simulazione di taratura (cfr. precedente paragrafo 4.3.4).

Procedendo da Nord-Ovest verso Sud-Est, sono state rappresentate nel modello le seguenti opere rigide:

- le armature di foce del fiume Saline;
- le barriere e i due corti pennelli presenti lungo il litorale di Montesilvano;
- le barriere e il pennello presenti lungo il litorale settentrionale di Pescara;
- l'infrastruttura portuale nell'assetto attuale;
- il sistema di difesa a celle a Sud-Est del porto, costituito da una barriera parallela a costa con varchi e da 7 trasversali;
- le barriere e i 4 pennelli presenti lungo il litorale meridionale di Pescara;
- le barriere presenti lungo il litorale di Francavilla al Mare
- l'armatura di foce del Torrente Alento.

Tutti i pennelli e le armature di foce sono stati schematizzati come strutture impermeabili di tipo “non diffracting”, con una lunghezza ricavata sulla base dei dati disponibili (foto satellitari). Visto il numero elevato di barriere presenti lungo il litorale (che di fatto si susseguono senza interruzioni sia sopraflutto che sottoflutto al porto di Pescara), e considerate anche le limitazioni imposte dal modello (numero massimo di barriere rappresentabili pari a 50, tra loro non sovrapposte), tali strutture sono state schematizzate nel modello per tratti “omogenei”, sia per orientamento che per geometria dell'opera (sommersione/altezza di coronamento e permeabilità). In mancanza di ulteriori informazioni, la suddivisione per tratti omogenei è stata condotta sulla base delle foto aeree del litorale. Il modello adottato per il calcolo della trasmissione attraverso le barriere è a “trasmissione costante” e considera un coefficiente di trasmissione del moto ondoso costante; le barriere sono state rappresentate con coefficiente di trasmissione variabile tra 0.4 e 0.6 (dove con 0.4 si intende che la struttura sia in grado di trasmettere il 40% del moto ondoso).

Per quanto riguarda il porto di Pescara sono state rappresentate le opere attualmente presenti (diga foranea, moli del porto e armature di foce del porto canale), secondo lo schema utilizzato nella simulazione di taratura “solo porto” (cfr. precedente paragrafo 4.3.4.B).

La Figura 4.20 riporta la griglia di calcolo GENESIS con la schematizzazione delle opere in configurazione attuale.

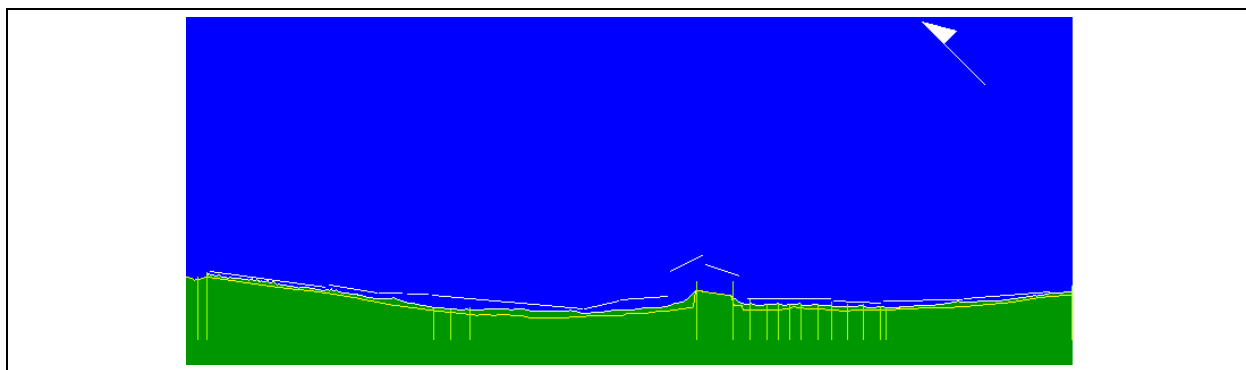


Figura 4.20 – Griglia di calcolo GENESIS (configurazione attuale)

4.3.5.B Evoluzione della linea di riva in configurazione attuale

Nel presente paragrafo si riportano i risultati della simulazione di evoluzione morfologica a 5 anni in configurazione attuale, condotta con il codice di calcolo GENESIS. I risultati sono rappresentati sia in termini di trasporto solido che di evoluzione della linea di riva (Figura 4.21), con riferimento ad un dettaglio della griglia di calcolo centrato nell'area di interesse (tra le progressive 6000 e 13000 m del modello), nell'intorno dell'infrastruttura portuale.

Anche in questo caso, come per la simulazione di taratura, il trasporto solido risulta globalmente diretto verso Sud-

Est, ovvero da Montesilvano a Francavilla al Mare; l'inserimento delle barriere presenti lungo il litorale comporta tuttavia una locale inversione del verso del trasporto nel litorale sopraflutto all'infrastruttura portuale. A ridosso del porto si ottengono valori del trasporto (diretto verso Sud-Est) di circa 15'000 m³/anno, in buon accordo con i quantitativi di materiale dragato dalla spiaggia della Madonnina; mentre il litorale a Sud del porto è caratterizzato da valori del trasporto compresi tra 10'000 e 25'000 m³/anno.

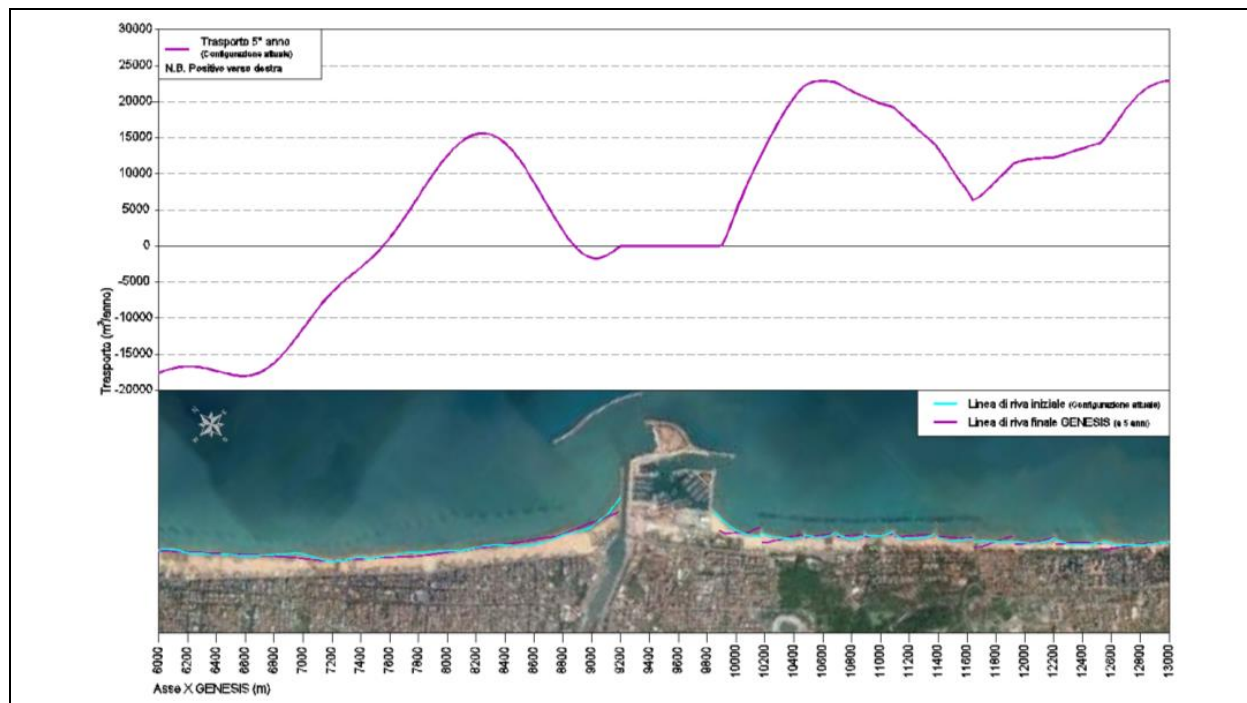


Figura 4.21 – Risultati evoluzione a 5 anni in configurazione attuale

4.4 Circolazione idrodinamica in configurazione attuale

Lo studio della dinamica litoranea che si instaura nei fondali del litorale di Pescara a seguito della persistenza di determinate mareggiate (in condizioni stazionarie), è stato condotto mediante l'utilizzo del codice di calcolo CMS-FLOW, accoppiato al codice di calcolo CMS-WAVE. La descrizione dettagliata dei codici è riportata in Appendice D.

Per lo studio delle correnti costiere sono state considerate come forzanti il moto ondoso e il vento. Il campo di moto ondoso sotto costa (forzante del modello idrodinamico) è stato ricavato, a partire dalle condizioni meteomarine nel punto di output P (cfr. paragrafo 4.1.4.B), per mezzo del codice di calcolo CMS-WAVE. Quest'ultimo si interfaccia con il codice di calcolo CMS-FLOW, fornendogli i valori dei *radiation stress* che generano le correnti litoranee.

Nelle simulazioni sono state adottate come condizioni di input una serie di eventi di moto ondoso ritenuti adeguati a rappresentare la dinamica litoranea tipica del paraggio: due mareggiate caratterizzate da una persistenza media annua (non continua) pari a 1 giorno all'anno (una di Tramontana e una di Levante) e due mareggiate più frequenti, caratterizzate da persistenza media annua di 5 giorni/anno (Tramontana e Levante).

Lo studio è stato condotto considerando in una prima fase la configurazione attuale del litorale e dell'infrastruttura portuale e, successivamente, a configurazione di PRP (cfr. successivo capitolo 4.7); ciò ha permesso di valutare l'influenza della nuova configurazione dell'infrastruttura portuale sulla circolazione idrodinamica locale.

4.4.1 Settaggio del modello

Per la costruzione del dominio del modello matematico sono stati impiegati i dati batimetrici ricavati dalle carte

nautiche dell'I.I.M., mentre le batimetrie di dettaglio della zona sono state ricavate dai rilievi forniti dal Committente, eseguiti tra il 2008 e il 2016.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato utilizzando due distinte griglie ortogonali a maglia quadrata con dimensioni delle celle costanti a passo 10 m per il CMS-WAVE e con dimensioni variabili da circa 160 m al largo a 5 m in prossimità dell'area oggetto di studio per il modello CMS-FLOW (*telescoping grid*). La griglia di calcolo del modello CMS-WAVE ha origine nel punto di coordinate 2454500.0 m E; 4712500.0 m N e dimensioni 15 500 m x 6 000 m, ruotata di 53° rispetto alla direzione WE mentre la griglia di calcolo del modello CMS-FLOW ha origine nel punto di coordinate 2460300.0 m E; 4697250.0 m N e dimensioni 12 000 x 4 000 m, ruotata di 46° rispetto alla direzione WE. Le coordinate sono espresse nel sistema di riferimento GAUSS BOAGA FUSO EST.

Nella successiva Figura 4.22 si riportano i domini di calcolo impiegati nello studio mentre nella Figura 4.23 si riporta il dettaglio della griglia CMS-FLOW nella zona della foce e del porto, e il dettaglio della batimetria utilizzata nelle simulazioni eseguite.



Figura 4.22– Domini di calcolo impiegati per lo studio della propagazione e della circolazione

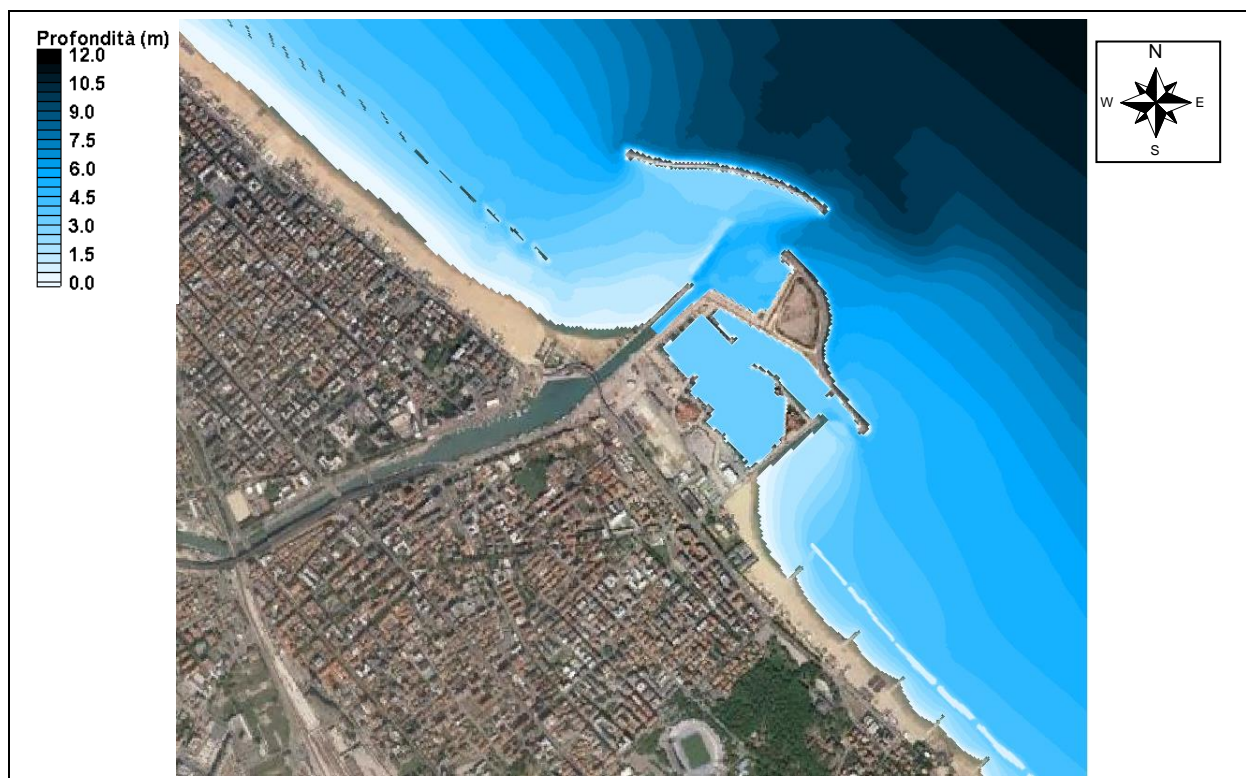


Figura 4.23– Dettaglio della griglia CMS-FLOW e batimetria dell'area oggetto di studio

4.4.1.A Condizioni di input imposte nel modello

Per definire le condizioni di input per i modelli di propagazione e di circolazione sono state impiegate le caratteristiche locali (nel punto P) delle mareggiate significative individuate nel precedente paragrafo 4.1.4.B. Alle mareggiate è stato associato il vento utilizzato nella propagazione delle mareggiate dal largo verso riva (par. 4.1.4.A). Nella successiva Tabella 4-8 si riassumono le caratteristiche dei TEST e le condizioni di input impiegate per lo studio su modello.

Tabella 4-8- Caratteristiche ondamiche ed anemometriche impiegati nello studio della propagazione e della circolazione

TEST	Mareggiate	Frequenza	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
			H_s (m)	T_p (s)	Dir (°N)	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1	Tramontana	1 g/anno	2.73	8.1	5	16.6	350
2	Levante	1 g/anno	1.78	7.0	83	10.5	90
3	Tramontana	5 gg/anno	2.05	7.2	2	11.8	350
4	Levante	5 gg/anno	1.26	6.2	85	7.2	90

4.4.2 Propagazione del moto ondoso sotto costa

I risultati ottenuti dalle simulazioni della propagazione del moto ondoso sotto costa in stato attuale, applicando il codice di calcolo CMS-WAVE, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine seguenti (da Figura 4.24 a Figura 4.27). Le figure rappresentano le altezze d'onda significativa (H_s), in termini di gradazione cromatica, mentre le direzioni locali dell'onda sono indicate mediante vettori il cui modulo è proporzionale all'altezza d'onda significativa.

Dai risultati delle simulazioni risulta evidente come il campo di moto ondoso, in conseguenza della conformazione molto regolare del fondale, si presenti uniforme fino al frangimento; in acque basse l'altezza d'onda è modulata dal fondale e, per le mareggiate con altezza più elevata, questa circostanza si verifica già al largo delle opere di

difesa. In prossimità delle opere portuali, le caratteristiche del moto ondoso sono invece diverse, sia per l'effetto della diffrazione delle opere, e in particolare dell'antemurale, che per i fondali relativamente più elevati al largo delle opere di difesa.

In tutte le condizioni simulate, lo specchio acqueo compreso tra l'antemurale e la foce del Pescara è quasi completamente protetto dall'azione del moto ondoso.

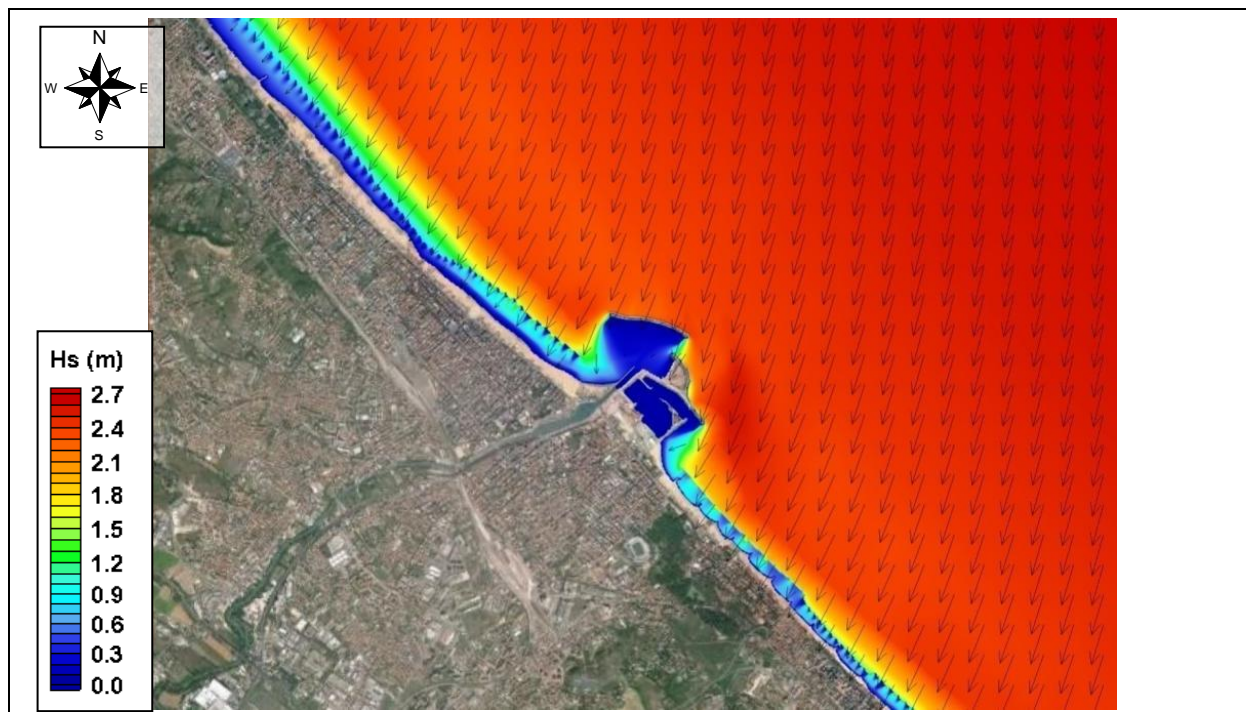


Figura 4.24 – TEST 1 (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 2.73$ m, $T_p = 8.1$ s, $Dir = 5^\circ N$

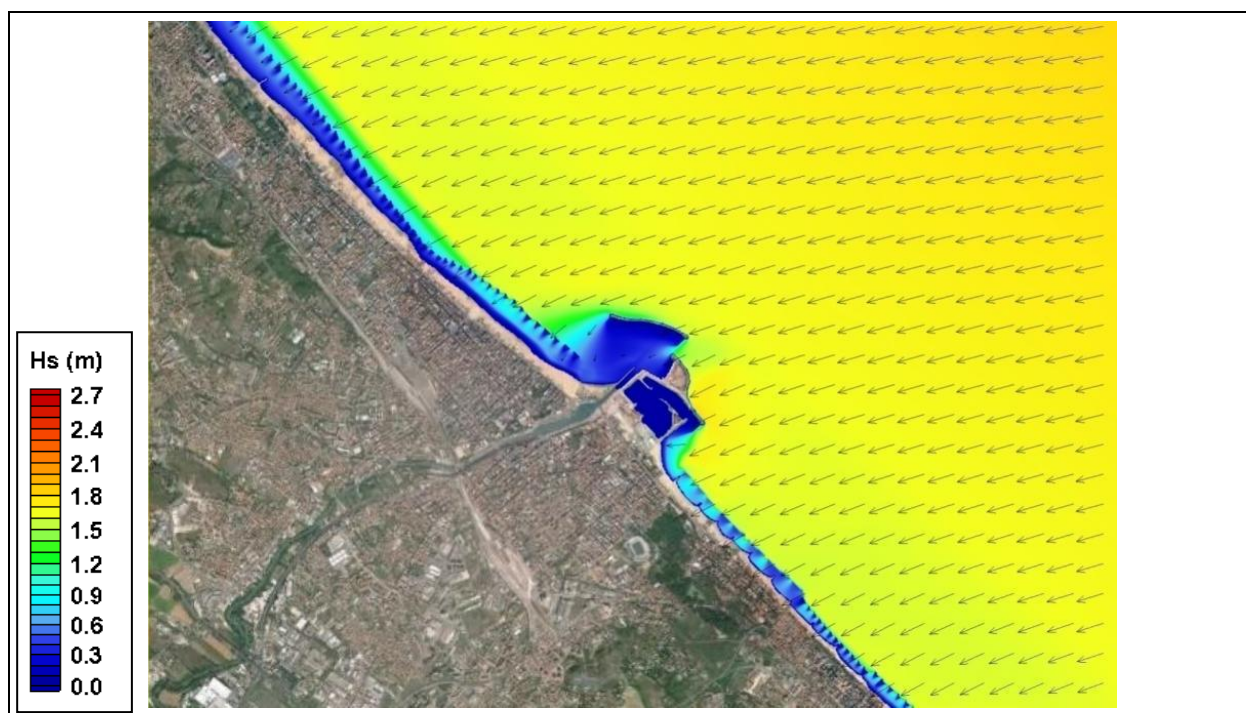


Figura 4.25 – TEST 2 (Levante) frequenza 1 g/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 1.78$ m, $T_p = 7.0$ s, $Dir = 83^\circ N$

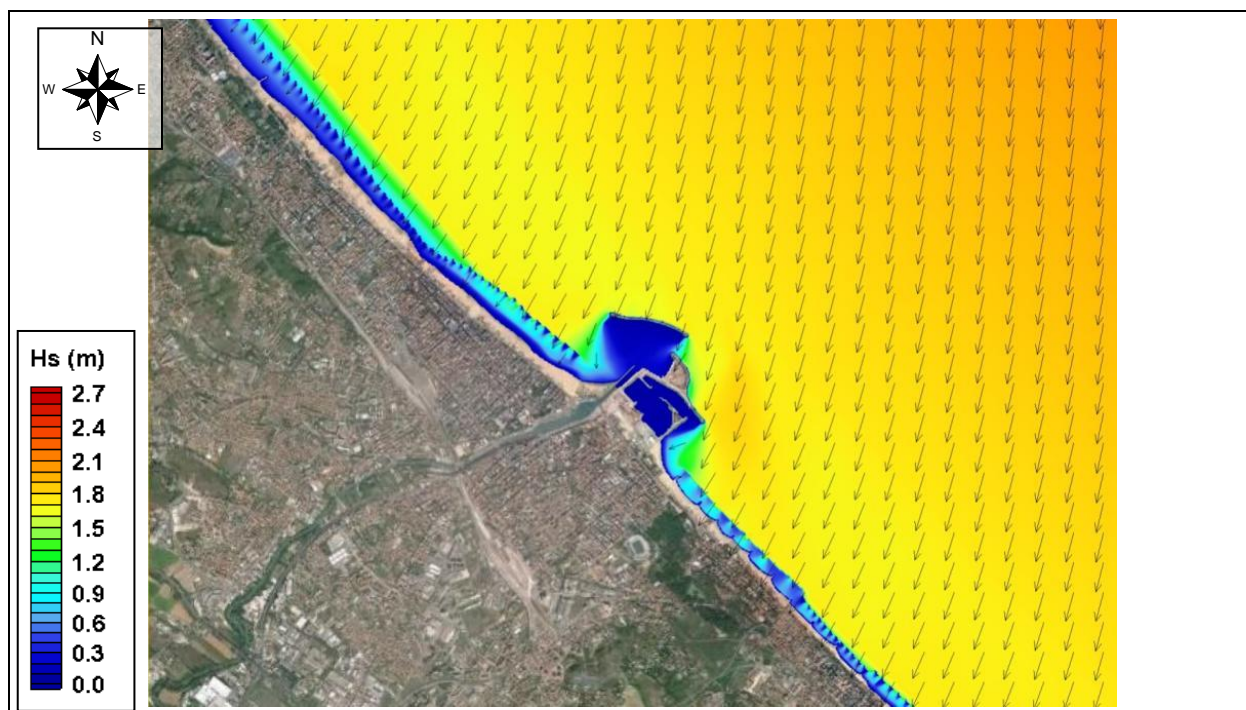


Figura 4.26 – TEST 3 (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 2.05\text{ m}$, $T_p = 7.2\text{ s}$, $Dir = 2^\circ\text{N}$

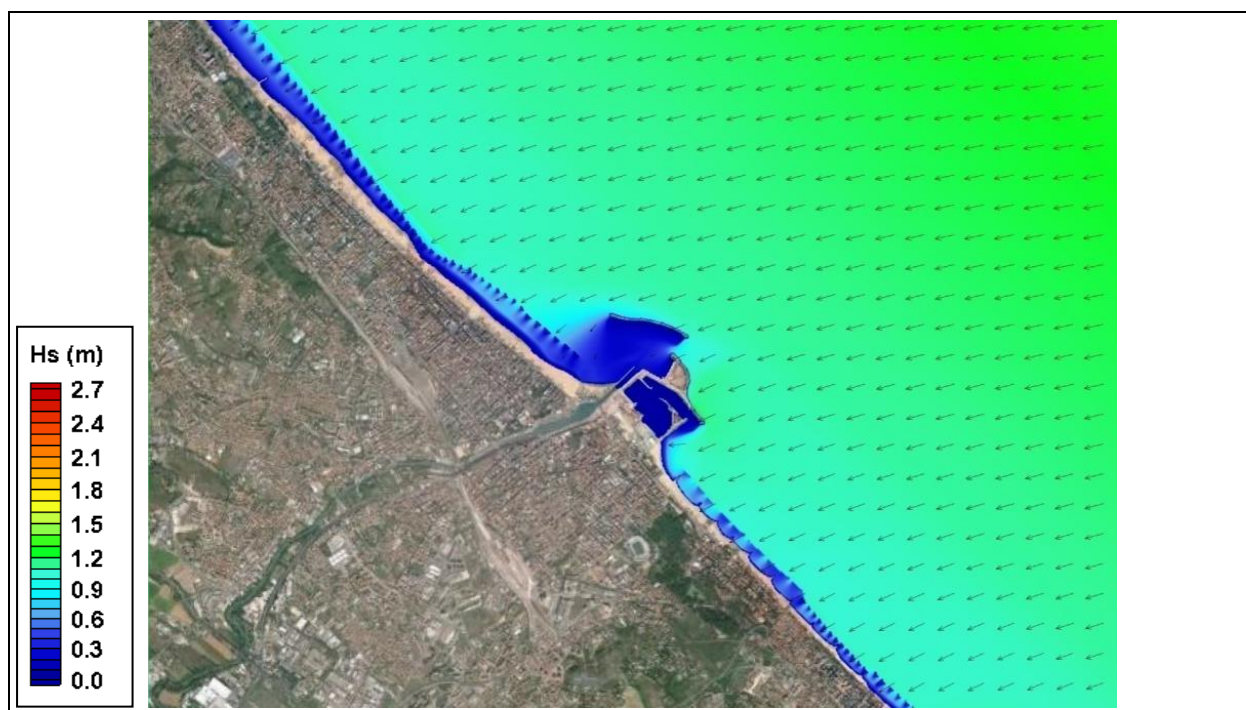


Figura 4.27 – TEST 4 (Levante) frequenza 5 gg/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 1.26\text{ m}$, $T_p = 6.2\text{ s}$, $Dir = 85^\circ\text{N}$

4.4.3 Circolazione idrodinamica

I risultati dello studio della circolazione idrodinamica litoranea in configurazione attuale, condotto per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW interfacciato con il codice di calcolo CMS-WAVE appena descritto, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive; nel dettaglio, i risultati ottenuti nell'intera area di studio sono riportati in Figura 4.28, Figura 4.30, Figura 4.32 e Figura 4.34, mentre in Figura 4.29, Figura 4.31, Figura 4.33 e Figura 4.35 sono riportati i risultati di dettaglio nell'intorno dell'area portuale.

I risultati riportano in forma grafica le velocità medie della corrente (medie sul profilo verticale) generata dalle

mareggiate: le velocità della corrente sono rappresentate in termini di gradazioni cromatiche, mentre la direzione locale viene indicata mediante vettori il cui modulo è proporzionale alla velocità stessa.

Anche in questo caso, come per il moto ondoso, vale la pena di fare qualche considerazione introduttiva in merito alle caratteristiche del sito ed allo sviluppo della corrente litoranea: quest'ultima si genera per effetto del vento e del radiation stress prodotto dal frangimento delle onde. È evidente che la corrente litoranea di interesse per lo studio è quella che si genera durante le mareggiate, quando il moto ondoso è in grado di risospingere i sedimenti; in assenza di tale azione, la corrente ha un effetto del tutto trascurabile sull'evoluzione morfologica dei fondali.

Trattandosi di un sito esposto a mareggiate relativamente modeste, la circolazione litoranea si sviluppa prevalentemente nei bassi fondali prossimi alla riva e risulta notevolmente influenzata dalla presenza delle numerose barriere; nelle simulazioni effettuate le circolazioni si sviluppano entro la batimetrica -4.5 m s.m.m.

La circolazione idrodinamica forzata dalla mareggiata più severa di Tramontana (TEST 1, Figura 4.28 e Figura 4.29) è caratterizzata dalla formazione, a Nord del porto, di una corrente litoranea diretta verso Sud-Ovest, che si sviluppa prevalentemente all'esterno delle opere di difesa, fino alla zona prossima al porto, dove le maggiori profondità tendono a ridurre la produzione di radiation stress e di conseguenza la velocità della corrente. Prima di arrivare nella zona d'ombra dell'antemurale, la corrente accelera sul basso fondale (sia per il restringimento della sezione che per gli effetti di frangimento nei fondali più bassi) e viene deviata dall'armatura di foce nella strettoia tra il porto commerciale e l'antemurale. Sottoflutto al porto si verifica un'inversione di flusso, dovuta sia agli effetti delle diffrazione che all'improvvisa espansione del flusso; ancora verso Sud, sono evidenti le forti dinamiche innescate dalla barriera sommersa, che forza anche un significativo flusso verso la zona più a Sud, protetta da barriere emerse. Via via che ci si allontana dal porto, il regime delle correnti tende a diventare analogo a quello che si instaura sopraflutto allo stesso.

La mareggiata di Levante, caratterizzata da altezza significativa assai più bassa, nonché da una minore incidenza rispetto al litorale, genera una circolazione molto più ridotta e prossima alla riva, se si esclude lo specchio acqueo immediatamente a Sud delle opere portuali, dove si verifica ancora una locale inversione del flusso a ridosso del porto turistico. La mareggiata non è in grado di forzare una circolazione di qualche rilievo né nello specchio acqueo tra il porto commerciale e l'antemurale, né a Nord del porto, dove la corrente litoranea riprende a svilupparsi a grande distanza dalle opere portuali.

Le mareggiate meno intense, nel caso della Tramontana, forza una circolazione simile a quella della mareggiata da 1 g/anno, con velocità più modeste e interessando in maniera assai più marginale la zona ridossata dall'antemurale. Nel caso del Levante, le circolazioni si limitano all'intorno delle barriere e interessano in maniera marginale lo specchio acqueo adiacente al porto turistico.

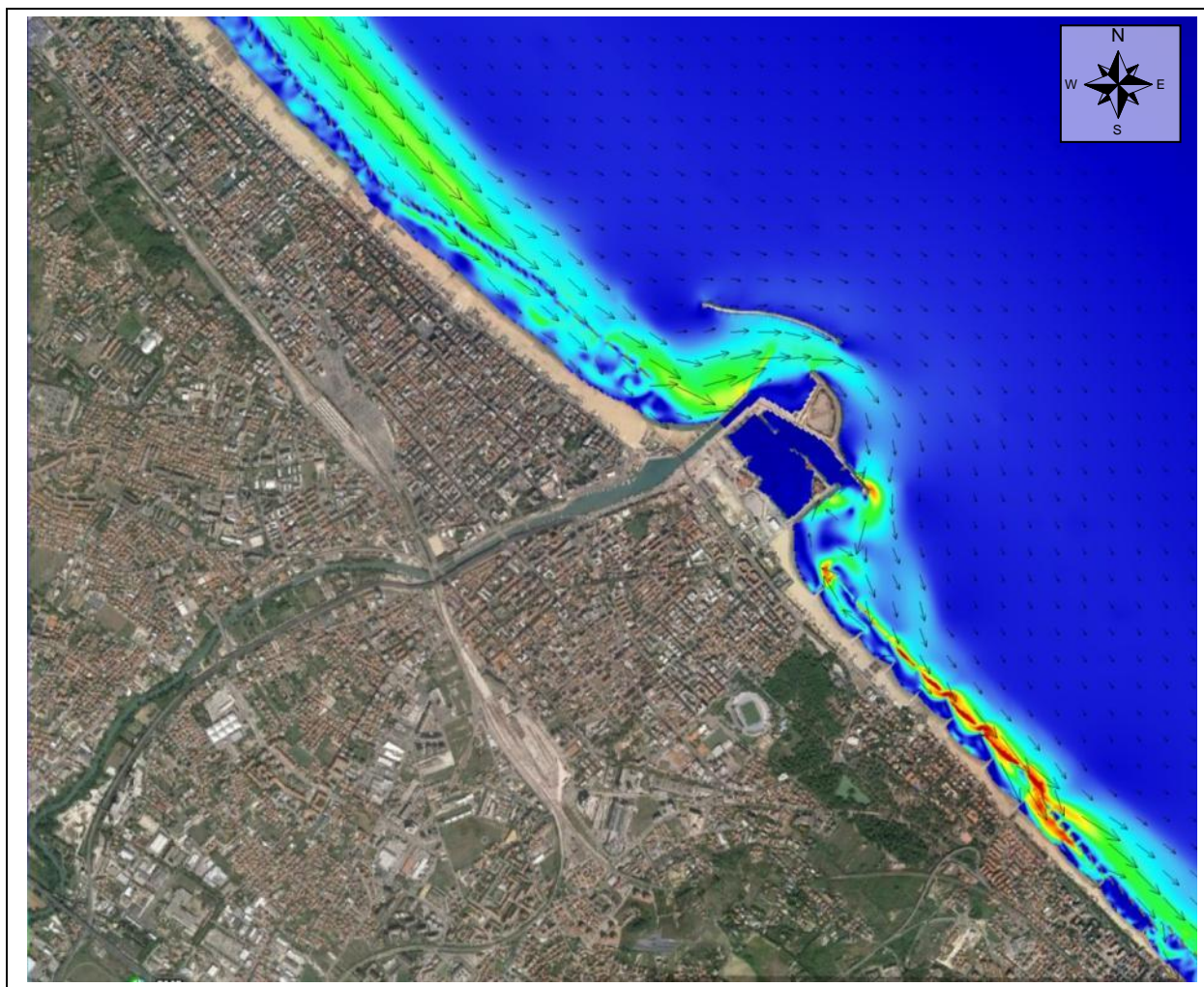


Figura 4.28 – TEST 1 (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica

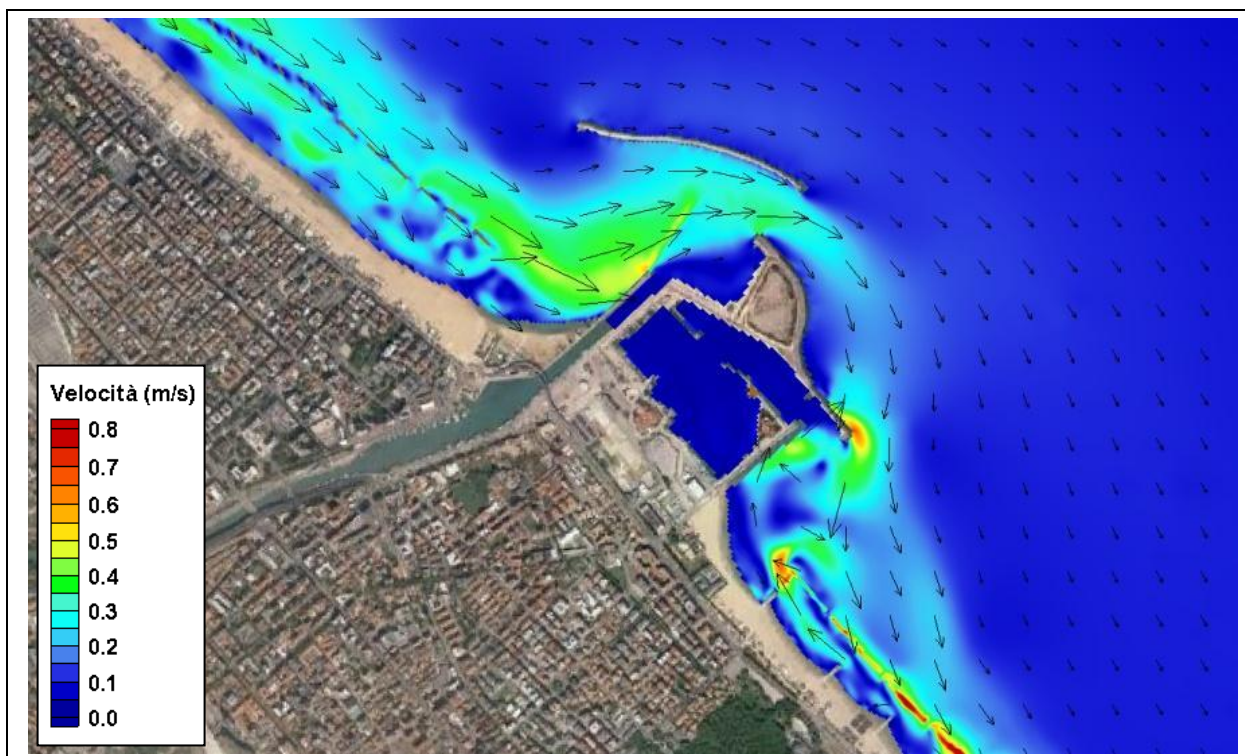


Figura 4.29 – TEST 1 (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale



Figura 4.30 – TEST 2 (Levante) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica



Figura 4.31 – TEST 2 (Levante) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale

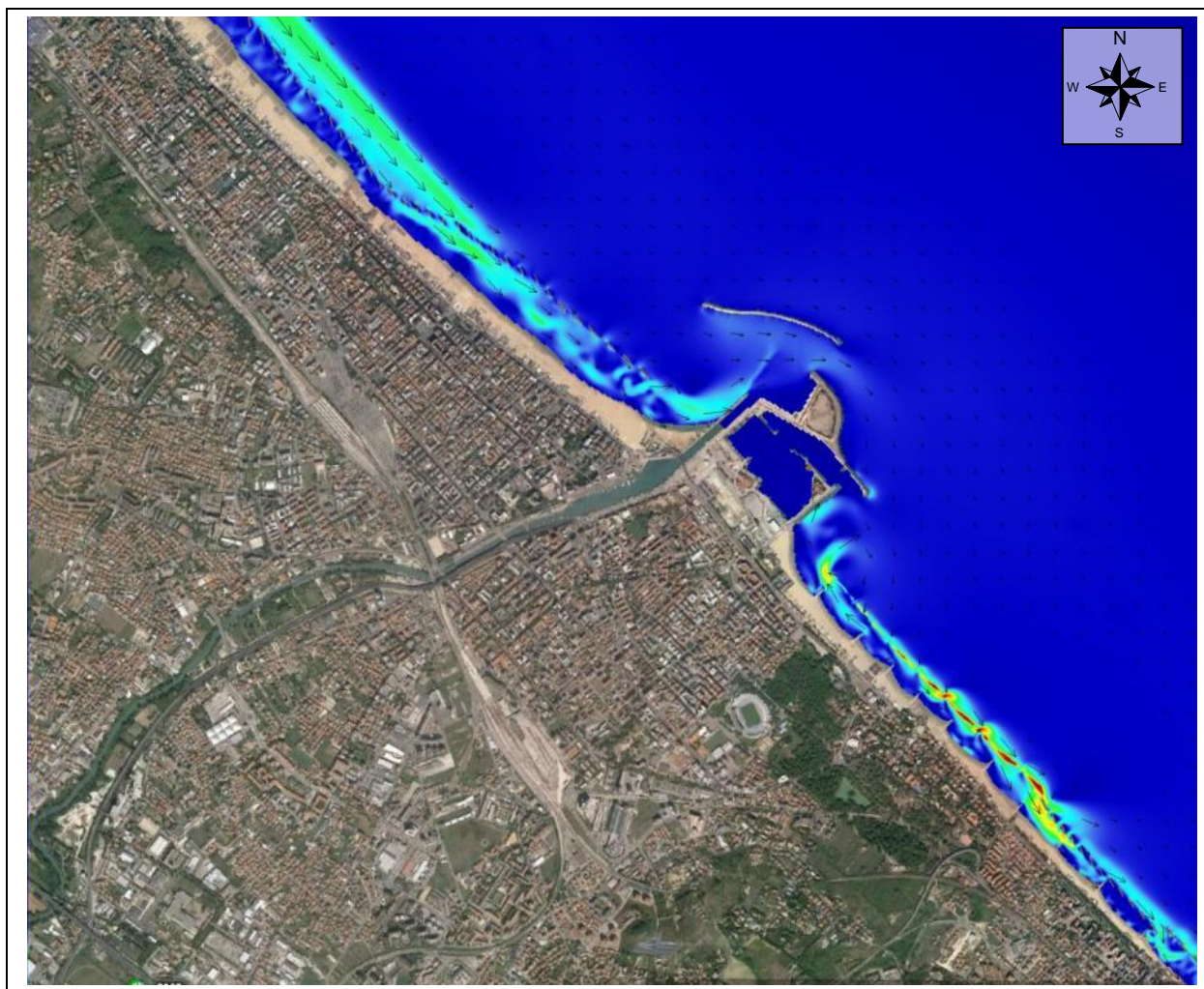


Figura 4.32 – TEST 3 (Tramontana) frequenza 5gg/anno – Circolazione idrodinamica



Figura 4.33 – TEST 3 (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale



Figura 4.34 – TEST 4 (Levante) frequenza 5gg/anno – Circolazione idrodinamica



Figura 4.35 – TEST 4 (Levante) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale

4.5 Trasporto solido in configurazione attuale

Lo studio del trasporto solido e della tendenza evolutiva dei fondali nel tratto di litorale oggetto di studio, a seguito della persistenza di determinate mareggiate (in condizioni stazionarie), è stato condotto mediante l'impiego del codice di calcolo CMS-FLOW, accoppiato al codice di calcolo CMS-WAVE.

Il codice di calcolo CMS-FLOW consente di interpretare correttamente i fenomeni responsabili del trasporto dei sedimenti e dell'evoluzione dei fondali; il codice è infatti in grado di tenere conto della mutua interazione tra onde, correnti, trasporto solido ed evoluzione morfologica del dominio. Inoltre è anche possibile tenere conto, all'interno del dominio, della presenza di sedimenti di caratteristiche diverse, eventualmente stratificato o della presenza di substrati rigidi affioranti o meno. Per sfruttare al massimo le potenzialità di un modello così complesso è necessaria una estesa serie di dati ed un accurato monitoraggio del sito oggetto di studio (analisi sito specifica delle correnti, del trasporto solido e delle variazioni del fondale associate a determinate mareggiate) per la taratura/verifica del modello, arrivando quindi ad una stima quantitativa ragionevolmente precisa della dinamica sedimentaria. In mancanza di ciò, è comunque possibile utilizzare convenientemente il modello (conformemente alla buona pratica professionale) per condurre valutazioni semi-quantitative utili – e talvolta fondamentali – per lo sviluppo e l'ottimizzazione di soluzioni progettuali.

Nel presente studio, la mancanza di gran parte dei dati necessari non ha consentito una adeguata taratura o verifica del modello, che è stato quindi applicato con coefficienti di taratura derivanti dalle esperienze condotte in situazioni peraltro molto simili, sia per quanto riguarda la geometria del dominio che le caratteristiche dei sedimenti. Le simulazioni condotte hanno comunque permesso di evidenziare le aree potenzialmente attive dal punto di vista del trasporto solido e le zone di erosione e deposizione generate dall'azione combinata di onde e correnti, nonché di fornire una stima indicativa, peraltro coerente con i dati a disposizione, dei volumi di sedimenti movimentati nell'area di studio.

Per lo studio del trasporto solido sono state considerate come forzanti principali il campo di moto ondoso (CMS-WAVE) e il campo di velocità e di livelli generato da vento e moto ondoso (risultati del modello CMS-FLOW). In particolare, sono stati utilizzati i risultati riportati nel precedente paragrafo 4.4.3, ottenuti dallo studio della circolazione idrodinamica.

4.5.1 Settaggio del modello

Il modello matematico sfrutta completamente geometria, dominio di calcolo e batimetria del modello definito precedentemente per lo studio della circolazione idrodinamica. Lo studio del trasporto litoraneo è stato condotto impiegando il dominio CMS-FLOW definito nel precedente paragrafo 4.4.1.

4.5.1.A Durata delle simulazioni

Le simulazioni sono state condotte assumendo che le mareggiate persistano per una durata pari a 24 ore; i risultati sono da intendersi rappresentativi del trasporto e dell'evoluzione del fondale generate dal singolo evento della durata di 24 ore.

4.5.1.B Sedimentologia utilizzata

Le caratteristiche sedimentologiche del fondale nel dominio di calcolo sono state ricavate dalla documentazione a disposizione, fornita dal Committente e relativa a studi pregressi condotti sul litorale di Pescara. Sulla base delle informazioni raccolte si può ragionevolmente ritenere che i sedimenti del litorale di Pescara, nella fascia attiva, siano costituiti prevalentemente da sabbie medie e, in parte, fini.

Per analizzare il comportamento sia dei sedimenti più grossolani (sabbie medio fini) che di quelli più fini (sabbie molto fini) si è scelto di eseguire lo studio del trasporto solido ipotizzando due diverse granulometrie. Non

disponendo di informazioni precise sulla granulometria, e basandosi sulle informazioni raccolte si è scelto di adottare un valore di D_{50} pari a 0.25 mm (granulometria adottata anche per lo studio della evoluzione morfologica, cfr paragrafo 4.3), rappresentativo dei sedimenti più grossolani, e un valore D_{50} pari a 0.05 mm, rappresentativo dei sedimenti più fini (e limite inferiore di applicabilità del modello).

Lo studio del trasporto solido per la granulometria più fine è stato eseguito con riferimento alle sole mareggiate più intense (caratterizzate da condizioni ondamiche più gravose e, di conseguenza, da circolazione idrodinamica più intensa). Di seguito nella Tabella 4-9 si riporta un elenco delle simulazioni condotte.

Tabella 4-9- Caratteristiche ondamiche ed anemometriche impiegati nello studio della propagazione e della circolazione

TEST	Mareggiata	Frequenza	D_{50} (mm)	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
				H_s (m)	T_p (s)	Dir (°N)	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1	Tramontana	1 g/anno	0.25	2.73	8.1	5	16.6	350
2	Levante	1 g/anno	0.25	1.78	7.0	83	10.5	90
1A	Tramontana	1 g/anno	0.05	2.73	8.1	5	16.6	350
2A	Levante	1 g/anno	0.05	1.78	7.0	83	10.5	90
3	Tramontana	5 gg/anno	0.25	2.05	7.2	2	11.8	350
4	Levante	5 gg/anno	0.25	1.26	6.2	85	7.2	90

4.5.2 Trasporto solido ed evoluzione dei fondali

I risultati delle simulazioni in termini di trasporto solido, ottenuti per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW applicato all'area di interesse in configurazione attuale, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.36 a Figura 4.41).

I risultati sono riportati per ciascuno dei due diversi diametri ipotizzati; per ciascuna simulazione sono rappresentati puntualmente, in termini di gradazioni cromatiche, l'andamento del trasporto e la quantità dei sedimenti mobilitati (concentrazione dei sedimenti messi in sospensione).

I risultati delle simulazioni, in termini di evoluzione dei fondali, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.42 a Figura 4.47). L'evoluzione del fondale fornisce la tendenza della dinamica sedimentaria (erosione/deposizione); i risultati sono riportati con scala cromatica che varia dal valore di massima erosione (-0.3 m) al valore di massima deposizione (+0.3 m). Al fine di facilitare la lettura dei risultati è stata utilizzata una scala cromatica differente per i risultati ottenuti con la granulometria più fine (più mobile, con valori di variazione compresi tra +0.6 e -0.6 m).

Si sottolinea che, come premesso, in relazione alla natura qualitativa dello studio, i risultati non sono da considerarsi rigorosamente quantitativi, ma forniscono comunque una stima dei volumi di sedimento movimentati e dell'evoluzione del fondale nell'arco delle 24 ore, a partire dalla batimetria iniziale fornita come input.

La mareggiata di Tramontana da 1 g/anno sviluppa una consistente dinamica sedimentaria delle sabbie medio-fini della spiaggia attiva, prevalentemente nella zona immediatamente al largo delle opere di difesa del litorale e comunque ben più vicino alla riva rispetto alla posizione dell'antemurale. È comunque ben visibile anche la dinamica all'interno delle barriere frangiflutti, con evidente tendenza allo sviluppo di tomboli dietro alle singole barriere. I sedimenti più fini si mobilitano anche a distanza dalla riva, quanto meno fino alla posizione dell'antemurale.

Nello specchio acqueo protetto dall'antemurale, nonostante la presenza di una significativa circolazione, la

dinamica sedimentaria si riduce moltissimo; manca infatti l'azione del moto ondoso per la risospensione dei sedimenti, che non vengono mobilitati dalla sola corrente. Questo specchio acqueo diventa così una zona di forte deposizione, peraltro chiaramente evidenziata dal confronto tra rilievi successivi del fondale (cfr. par. 1.3). La zona di deposizione, che si sviluppa dalla spiaggia della Madonnina fino ai trabucchi e oltre l'armatura di foce, viene alimentata prevalentemente da Nord-Ovest, mentre il materiale proveniente da Sud (come conseguenza della locale inversione della corrente litoranea a Sud del porto) tende a sedimentare in prossimità dell'imboccatura del porto turistico.

La dinamica sedimentaria di fronte all'armatura di foce del Pescara è molto scarsa: si presume quindi che il materiale apportato dal fiume non sia in grado di essere mobilizzato, ma sedimenti pressoché interamente nell'area di espansione del flusso fluviale. Come già accennato al Capitolo 3 in tale sedimentazione è più che probabile un importante contributo dovuto alla flocculazione delle argille che vengono a contatto con l'acqua di mare ([22]).

La dinamica sviluppata dalla mareggiata di Levante da 1 g/anno è piuttosto ridotta per i sedimenti più grossolani, non interessando la specchio acqueo protetto retrostante l'antemurale, né il litorale a Nord-Ovest del porto più prossimi a quest'ultimo; da rilevare invece, soprattutto con le granulometrie più fini (ma non solo), la tendenza all'interrimento dei fondali prossimi all'imboccatura del porto turistico.

La dinamica sviluppata dalle mareggiate meno intense (5gg/anno) è notevolmente inferiore; per la mareggiata di Tramontana il comportamento è simile a quello della mareggiata da 1 g/anno, ma le concentrazioni e le tendenze evolutive sono assai minori e le aree interessate limitate a fondali più bassi. Nel caso del Levante, si evidenziano solo dinamiche limitate in basso fondale, peraltro di scarsa rilevanza per l'evoluzione complessiva dell'area e la problematica dell'interrimento delle aree portuali.

Tutte le simulazioni evidenziano la tendenza alla demolizione del dosso presente immediatamente a Nord-Ovest del canale dragato di fronte all'armatura di foce (cfr. batimetria 2013, Figura 1.11), con conseguente interrimento del canale stesso. Così come oggi si evidenzia una mobilità dei sedimenti sul basso fondale del dosso, è presumibile attendersi che la riduzione delle profondità nelle aree oggi caratterizzate dalla forte deposizione possa rapidamente portare ad un incremento della mobilità dei sedimenti su aree più estese, peggiorando ulteriormente la navigabilità della foce e l'operatività del porto commerciale.

In conclusione, si può affermare che la presenza dell'antemurale determina dinamiche e tendenze evolutive simili a quelle di una barriera frangiflutti, anche se la distanza dalla riva è notevole e la presenza di altre opere (armatura di foce, porto commerciale e turistico) tutt'altro che trascurabile. Lo specchio acqueo protetto dall'antemurale si comporta come una zona di cattura dei sedimenti, in netta prevalenza di quelli provenienti da Nord-Ovest. Le opere di difesa del litorale sono altamente efficienti, ciò nonostante le mareggiate più intense sono in grado di movimentare i sedimenti anche al largo di queste, alimentando, soprattutto con le frazioni più fini, l'interrimento dello specchio acqueo a Nord dell'armatura di foce (zona della Madonnina e dei trabucchi) e di fronte a quest'ultima. Nonostante le mareggiate di Tramontana possano sviluppare forti correnti a tergo dell'antemurale, la capacità di trasporto dei sedimenti, anche fini, è trascurabile; è possibile affermare inoltre che l'eventuale apporto solido fluviale non possa che sedimentare immediatamente di fronte alla foce.



Figura 4.36 – TEST 1 (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

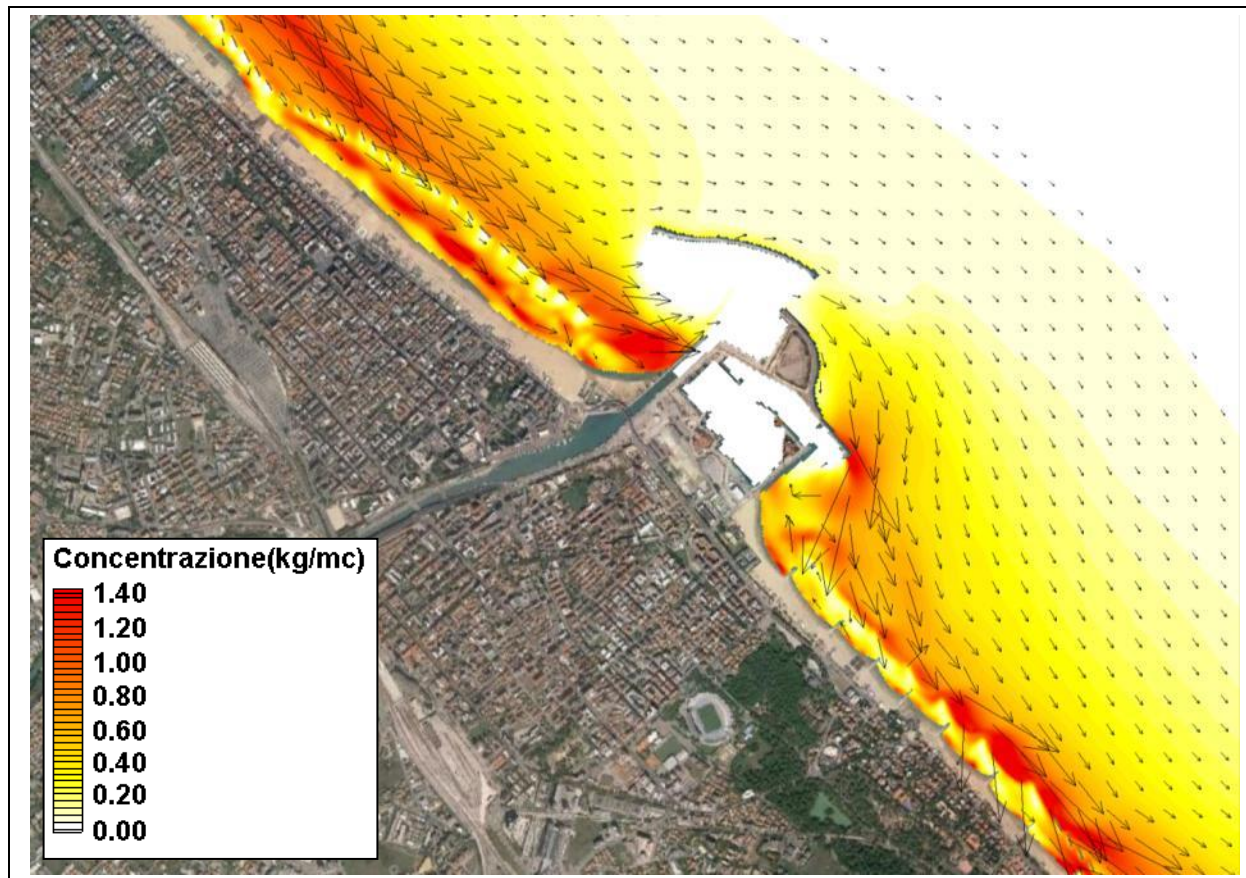


Figura 4.37 – TEST 1A (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.38 – TEST 2 (Levante) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

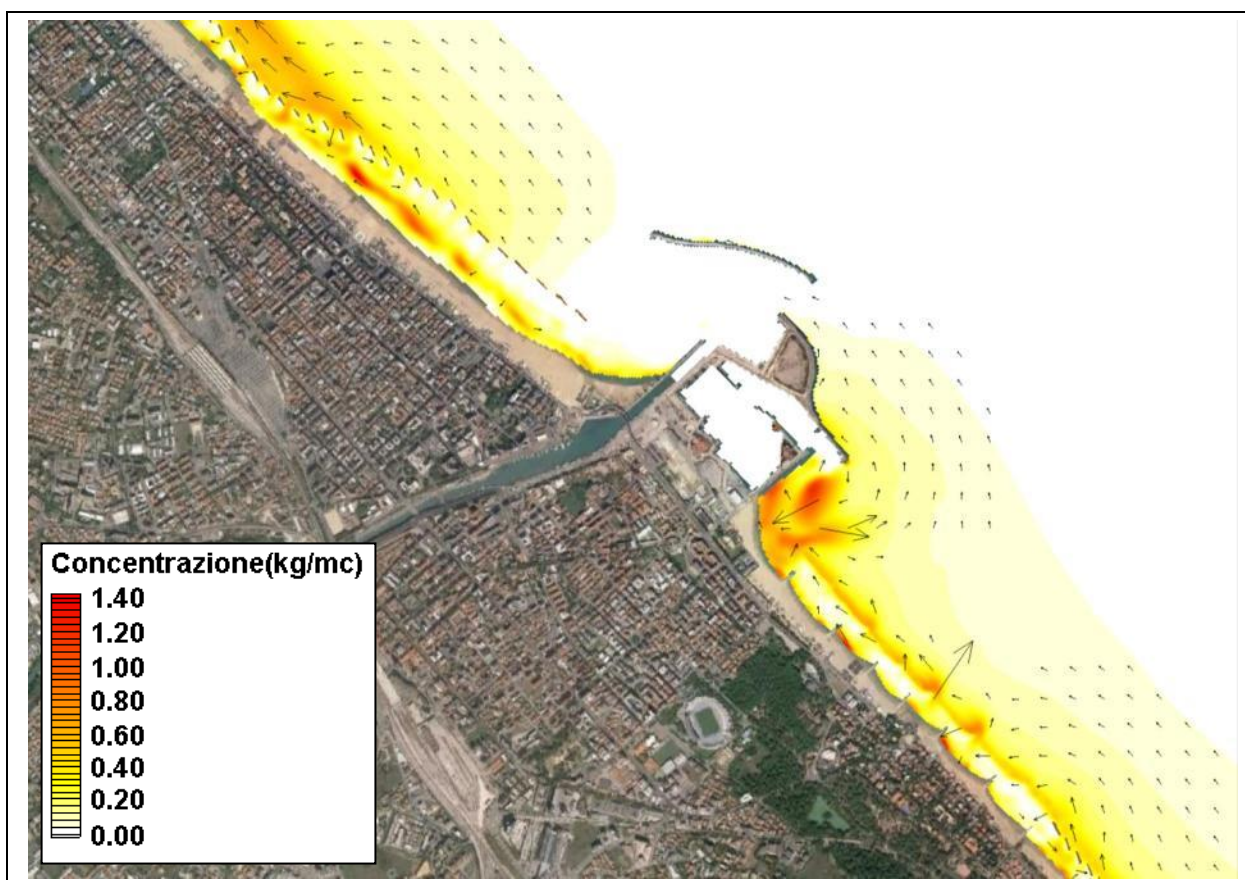


Figura 4.39 – TEST 2A (Levante) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.40 – TEST 3 (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Trasporto solido D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.41– TEST 4 (Levante) frequenza 5 gg/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.42– TEST 1 (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

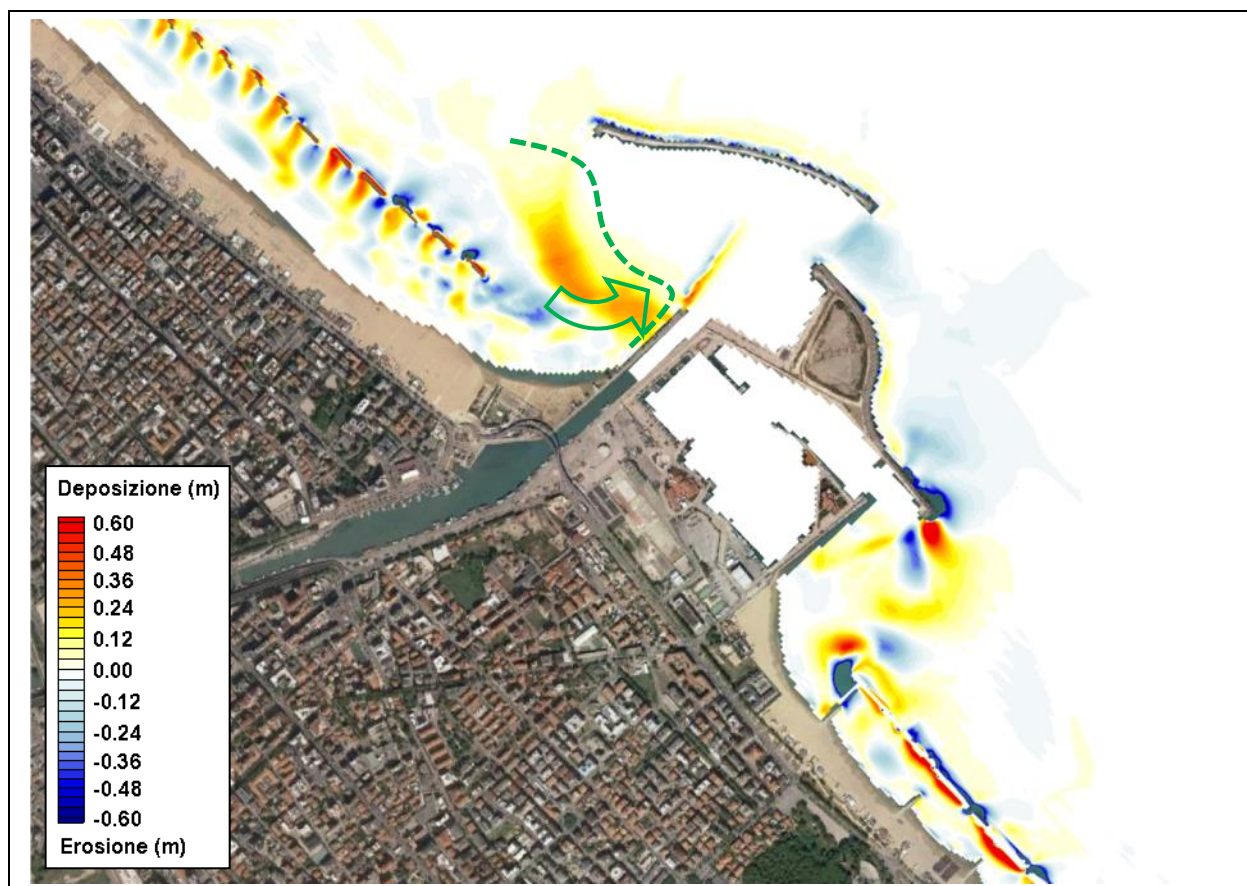


Figura 4.43 – TEST 1A (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.44 – TEST 2 (Levante) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

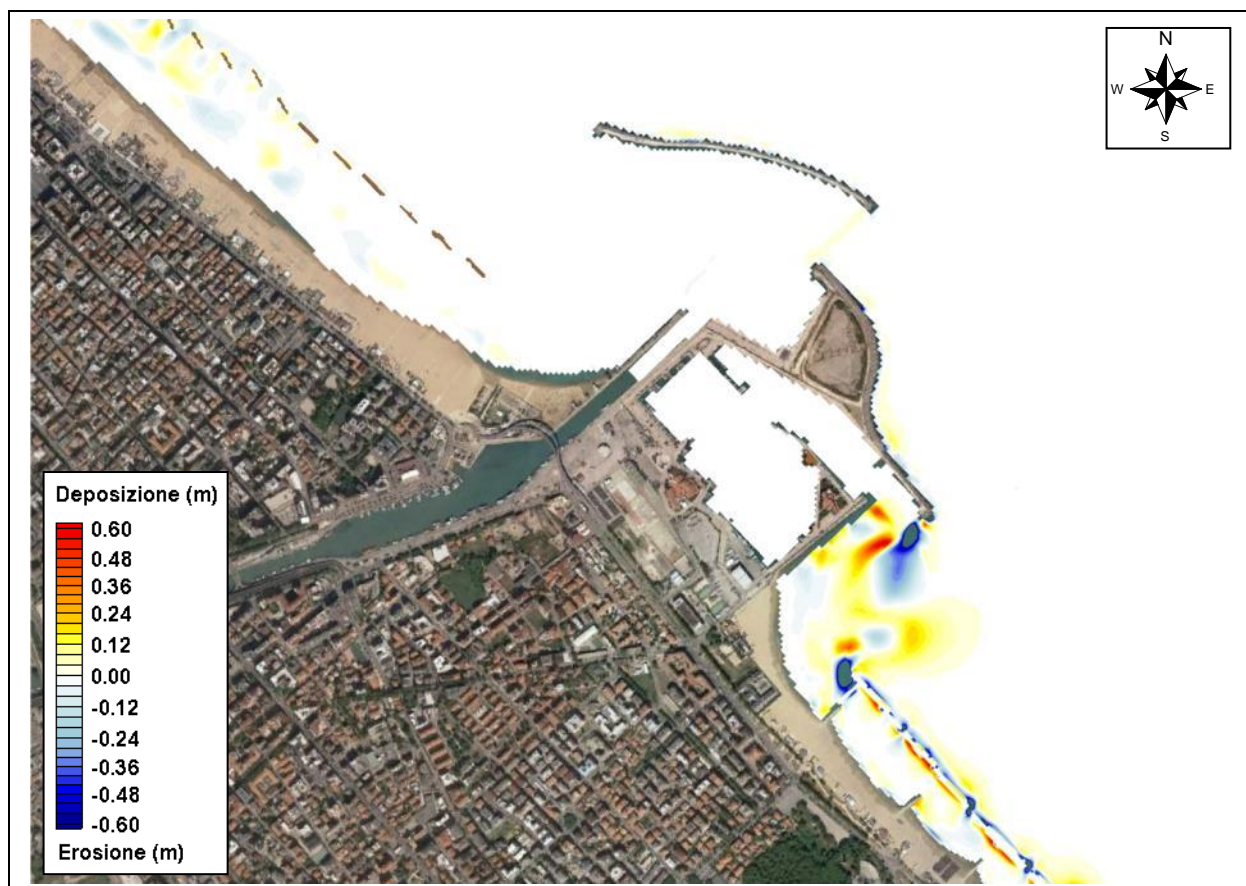


Figura 4.45 – TEST 2A (Levante) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.46 – TEST 3 (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.47 – TEST 4 (Levante) frequenza 5 gg/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 m

4.5.3 Considerazioni sui volumi di trasporto litoraneo

I risultati ottenuti hanno mostrato che i sedimenti litoranei tendono a depositarsi prevalentemente nella zona di fronte alla spiaggia della Madonnina e nella zona a ridosso (e di fronte) dell'armatura di foce del Pescara. Tale tendenza è confermata dai numerosi dragaggi eseguiti nel passato nella zona di fronte alla spiaggia e dalle tendenze evolutive delle batimetrie evidenziate dai rilievi eseguiti dal 2008 ad oggi.

Le simulazioni, pur non avendo beneficiato di specifica taratura, hanno consentito di fornire una stima indicativa dei volumi di sedimento movimentati dalla singola mareggiata nell'arco delle 24 ore. I risultati (nello specifico quelli per la mareggiata di Tramontana, Figura 4.48 e Figura 4.49) mostrano una vasta area di deposizione dei sedimenti compresa tra la spiaggia, l'armatura di foce e l'antemurale, più o meno estesa e sviluppata, in termini di spessore della coltre di deposizione, in relazione al diametro dei sedimenti considerato. Nella successiva tabella si riportano i risultati ottenuti in termini di area di deposito e di volumi depositati dalla singola mareggiata.

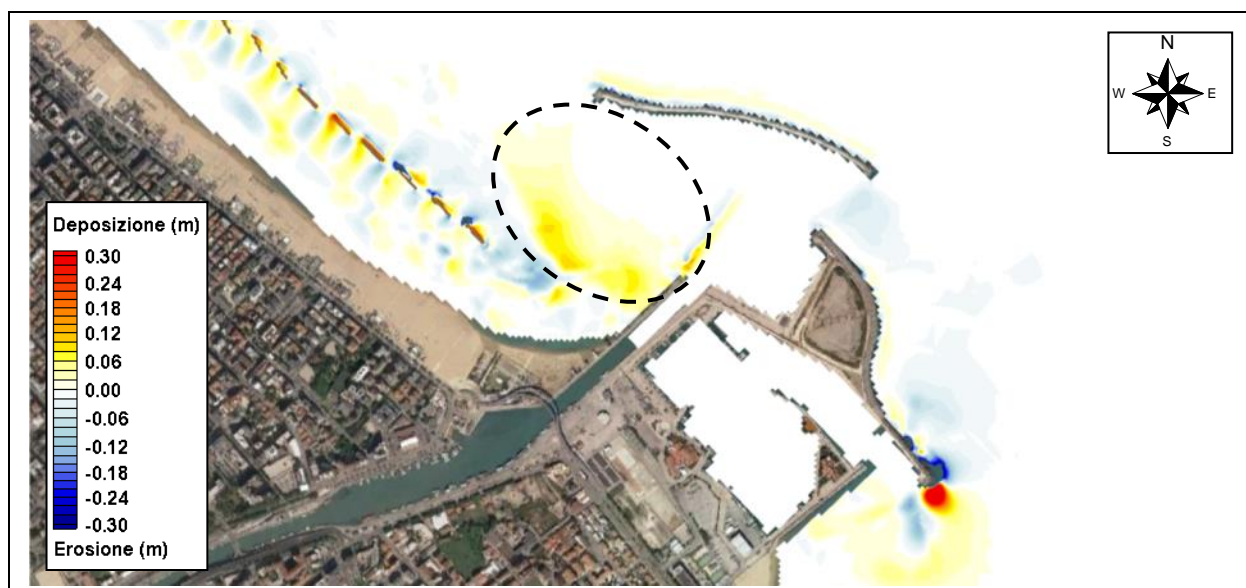


Figura 4.48– Aree di deposizione del sedimento con D_{50} pari a 0.25 m, comprese tra la spiaggia e la diga foranea

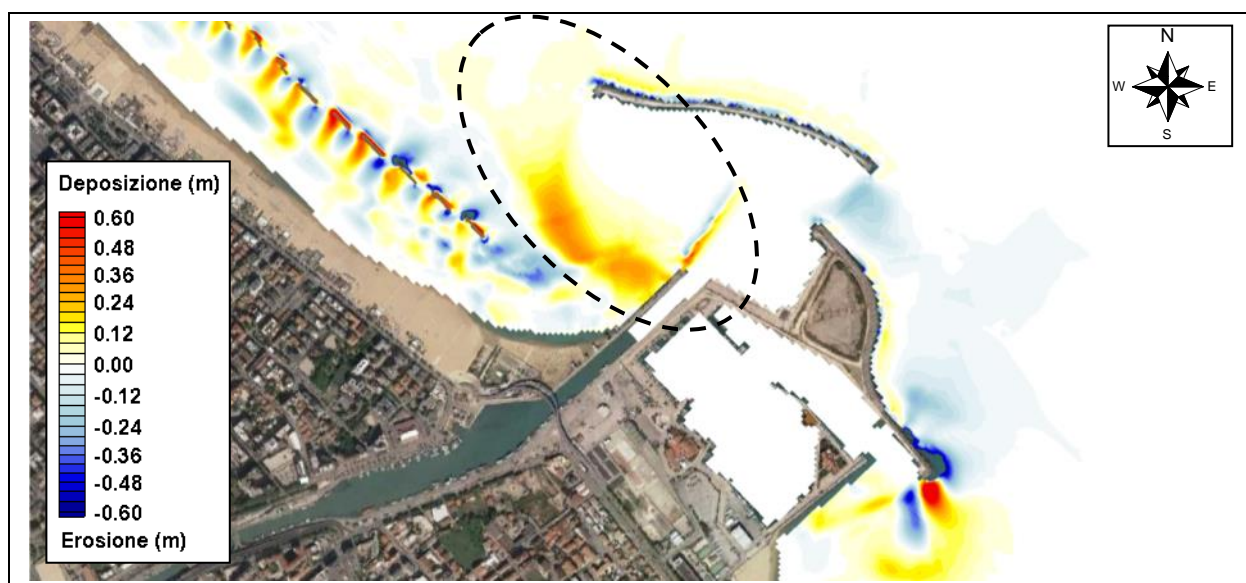


Figura 4.49 – Aree di deposizione del sedimento con D_{50} pari a 0.05 m, comprese tra la spiaggia e la diga foranea

Tabella 4-10– Volumi di materiale sedimentato per la singola mareggiata

TEST	Mareggiata	Frequenza	D ₅₀ (mm)	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			Deposizione in 24 ore	
				H _s (m)	T _p (s)	Dir (°N)	Area (m ²)	Volume (m ³)
1	Tramontana	1 g/anno	0.25	2.73	8.1	5	70'000	3'000
1A	Tramontana	1 g/anno	0.05	2.73	8.1	5	124'000	14'000

4.5.3.A Volumi di trasporto litoraneo annui

Lo studio su modello matematico bidimensionale permette la stima della dinamica sedimentaria associata alla singola mareggiata; per poter procedere ad una stima dei volumi di trasporto annui sarebbe necessario riprodurre nel modello la sequenza completa delle onde che si sono succedute nel regime medio annuo. Questo comporterebbe un procedimento molto oneroso e comunque, in applicazioni previsionali, dipendente dalla sequenza di onde arbitrariamente prescelta per rappresentare le “condizioni medie prevedibili”. È comunque possibile ottenere una stima del processo di lungo termine, assumendo che gli effetti possano essere rappresentati “maggiorando” le tendenze evolutive della singola mareggiata attraverso i criteri di proporzionalità proposti nel seguito. Questo approccio ha ovviamente dei limiti, principalmente legati alla distribuzione del trasporto solido, che cambia anche significativamente a seconda delle mareggiate, ed alla mutua interazione tra trasporto solido ed evoluzione del fondale; più semplicemente: non è possibile estrapolare una tendenza evolutiva perché l'evoluzione del fondale più o meno rapidamente modificherà la tendenza evolutiva stessa.

Mareggiata morfologicamente equivalenti e durata equivalente

Come anticipato nel precedente paragrafo, lo scopo dell'analisi è quello di estrapolare dai risultati relativi ad una singola mareggiata le tendenze evolutive medie; per fare ciò è necessario sintetizzare il clima ondoso medio in una o più onde “rappresentative” capaci di riprodurre gli stessi effetti per quanto riguarda il trasporto solido. Nella letteratura tecnica queste onde prendono il nome di “onde equivalenti”; in particolare quelle relative alle analisi di lungo termine dei processi costieri si definiscono anche “onde morfologiche” o “morfologicamente equivalenti”.

Nel caso specifico, si è assunto che la mareggiata di Tramontana rappresenti l'onda morfologicamente equivalente, in quanto si osserva che le tendenze evolutive prodotte sono le più simili a quelle osservate nella realtà. Si è quindi ricercata la durata da associare a tale mareggiata per risultare equivalente, dal punto di vista energetico, all'intero clima medio annuo. Nel dettaglio, si è ricercata l'equivalenza dal punto di vista dei flussi di energia, assumendo una normale al litorale pari a 45°N. Nella Tabella 4-11 si riportano sinteticamente i risultati del calcolo del flusso energetico del clima ondoso per i due settori considerati mentre nella Tabella 4-12 si riportano i risultati del calcolo del flusso energetico della singola mareggiata e la durata equivalente ottenuta, pari a 7.75 giorni.

Tabella 4-11 – Flussi energetici totali del clima ondoso medio annuo

SETTORE (°N)	Flusso Energia	Direzione Flusso
320 ÷ 40	-19585.6	verso Sud-Ovest
40 ÷ 130	5937.1	verso Nord-Est

Tabella 4-12 – Flusso energetico della mareggiata di Tramontana e durata equivalente ottenuta

Mareggiata	Flusso energia	Direzione Flusso	Durata equivalente (giorni)
Tramontana 1 g/anno	-2527.759	verso Sud-Ovest	7.75

Volumi di trasporto litoraneo annui ricavati dalla mareggiata morfologicamente equivalente

Si è proceduto quindi al calcolo dei volumi di trasporto litoraneo annuo (interrimento della zona Madonnina/trabucchi/foce) sulla base della durata equivalente ottenuta. I risultati ottenuti sono riportati nella successiva Tabella 4-13.

Dai risultati ottenuti si osserva che i valori di deposizione nell'anno medio, per i sedimenti con granulometria più grossolana (0.25 mm), sono superiori ai volumi di sabbia che sono stati mediamente dragati negli ultimi anni, ma tutto sommato in linea con i volumi dell'ultima annualità (cfr par. 1.4). Se i fondali fossero costituiti da sedimenti più fini, i volumi movimentati sarebbero notevolmente superiori. Va peraltro evidenziato che, nella fascia attiva, sedimenti così fini non rappresentano certamente una frazione dominante; ciò nonostante, è più che probabile che vi sia una non trascurabile aliquota di sedimento molto fine messo in movimento dalla dinamica litoranea e che questo vada a depositarsi nella zona protetta dall'antemurale, presumibilmente oltre la zona della Madonnina, dove vengono dragate le sabbie.

Tabella 4-13– Volumi di materiale sedimentato nell'anno medio

D₅₀ (mm)	Deposizione nell'anno medio (m³)
0.25	23'000
0.05	108'000

4.6 Dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara in configurazione attuale

Per una migliore comprensione della fenomenologia che ha portato ai frequenti e persistenti interrimenti degli specchi acquei del porto di Pescara, sono state condotte una serie di simulazioni che considerano gli apporti fluviali durante eventi idrologici significativi (caratterizzati da diverse portate liquide e solide) del fiume Pescara. Agli eventi di morbida/piena sono stati associati eventi di moto ondoso (mareggiate da 1 g/anno di Tramontana e di Levante), al fine di valutare gli effetti di tale concomitanza e il contributo di un evento di piena in uscita dal Fiume Pescara all'evoluzione dei fondali. In particolare, lo studio è stato finalizzato alla valutazione della capacità di trasporto da parte delle forzanti meteomarine (onda, vento, correnti) dei sedimenti provenienti dal fiume durante eventi idrologici significativi.

4.6.1 Settaggio del modello

Per l'analisi del trasporto dei sedimenti provenienti dal F. Pescara è stato impiegato il dominio di calcolo e la batimetria del modello definiti precedentemente per lo studio della circolazione idrodinamica e del trasporto solido in configurazione attuale (paragrafo 4.4.1).

Al fine di facilitare l'analisi del trasporto e del comportamento dei soli sedimenti in uscita dal Fiume Pescara, si è scelto di imporre al fondale la condizione "inerodibile" nell'intero dominio; in questo modo è stato possibile valutare le aree di deposizione del materiale proveniente dal fiume, in concomitanza delle mareggiate considerate e nell'ipotesi di sostanziale invarianza della geometria del fondale.

4.6.1.A Condizioni di input

Lo studio della circolazione idrodinamica e del trasporto dei sedimenti provenienti dal fiume è stato condotto per le mareggiate più intense di Tramontana e di Levante caratterizzate da una frequenza di 1g/anno, già analizzate nei paragrafi precedenti.

Lo studio è stato eseguito considerando tali mareggiate concomitanti ad un evento di piena particolarmente intenso ($Tr = 25$ anni) e ad un evento di piena più ordinario ($Tr = 2$ anni). In particolare, sono state analizzate le mareggiate di Tramontana e Levante concomitanti con l'evento di piena con $Tr = 25$ anni, mentre si è considerata la

sola mareggiata di Tramontana (che genera la circolazione idrodinamica più intensa) per l'evento di piena più ordinario. Le simulazioni sono state condotte per una durata pari alla durata dell'idrogramma di piena.

Portate liquide e solide

All'evento di piena intenso (Tr 25), caratterizzato da una portata liquida al colmo di circa 650 m³/s (Figura 4.50), di poco superiore all'evento di piena del 2013, si è associato, sulla base dei risultati del modello a fondo mobile fluviale, descritto al par. 3.2, una portata solida e un corrispondente volume di sedimenti, aventi un d_{50} come quello adottato nella presente analisi, trasportato alla foce (circa 30'000 m³).

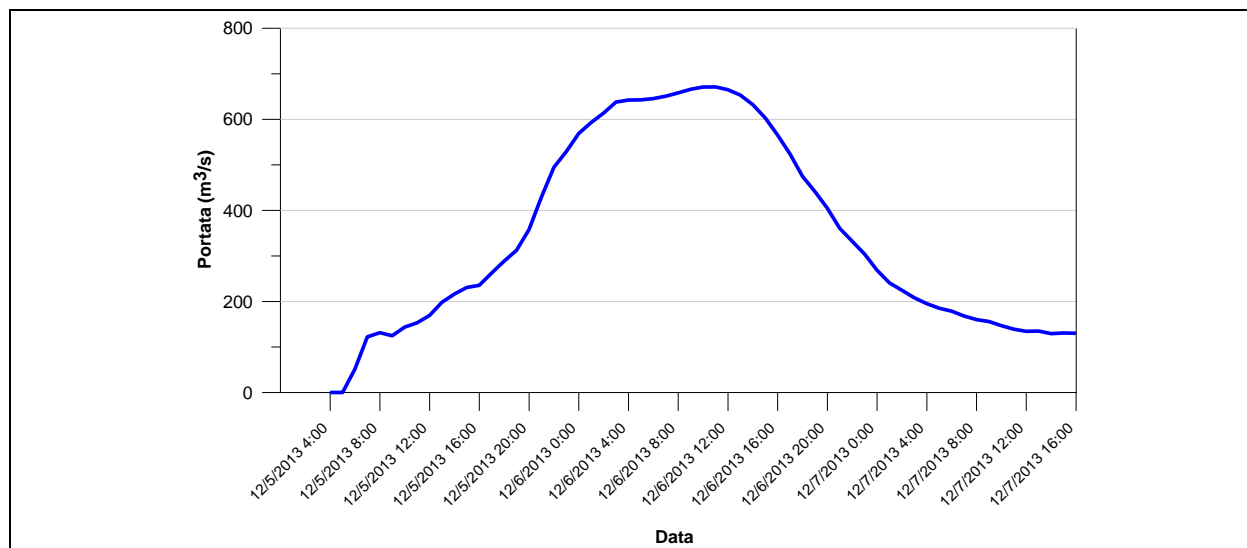


Figura 4.50 – Portata liquida per l'evento di piena Tr = 25 anni

Per quanto riguarda l'evento di piena ordinario, associato a tempo di ritorno pari a 2 anni (fonte: PSDA, Figura 4.51), analogamente a quanto fatto per l'analisi del trasporto litoraneo, vista l'assenza di dati granulometrici consistenti, sono stati analizzati due scenari associati a due diversi tipi di materiale (sabbia fine, limo sabbioso) e conseguentemente di portata solida e di volumi di sedimenti trasportati, che possono considerarsi il limite minimo e massimo per eventi di piena di questo tipo; si è quindi adottato rispettivamente il valore di 1'000 e 10'000 m³.

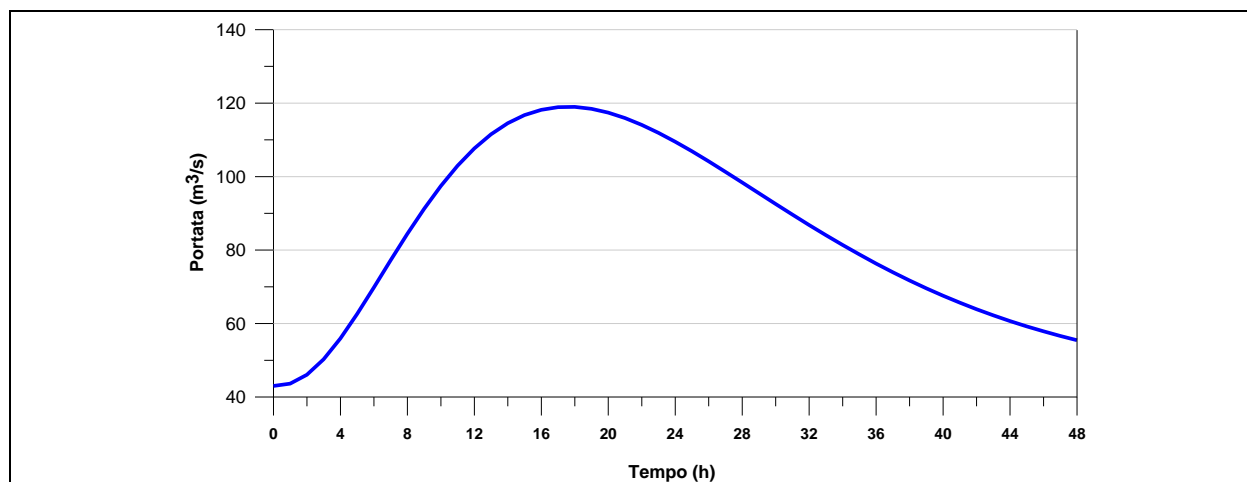


Figura 4.51 – Portata liquida per l'evento di piena Tr = 2 anni (fonte: PSDA)

Sedimentologia utilizzata

Come per la quasi totalità dei corsi d'acqua, anche per il fiume Pescara non sono disponibili informazioni sul

trasporto solido e, in particolare, sulla granulometria del sedimento trasportato. Sulla base delle informazioni raccolte dagli operatori portuali e dei prelievi effettuati nell'area di foce (par. 3.1), si è assunto che il sedimento sia costituito prevalentemente da sabbie fini. Conseguentemente si è scelto di impiegare nelle simulazioni un valore D_{50} pari a 0.05 mm. Per il solo caso di mareggiate concomitanti con la piena con $Tr = 25$ anni si è analizzato anche il comportamento di sedimenti costituiti da sabbie medie (D_{50} pari a 0.25 mm).

Si sottolinea comunque che dalle informazioni raccolte appare piuttosto probabile che i sedimenti trasportati dal F. Pescara siano caratterizzati prevalentemente da granulometrie piuttosto fini (limi e argille colloidali); tali sedimenti rimangono in sospensione senza depositarsi, ma in presenza di acqua salata (ovvero in uscita dalla foce del fiume) tendono a flocculare e a depositarsi rapidamente formando un deposito che può presentarsi anche piuttosto compatto (a differenza di quello che si deposita lungo l'asta fluviale). Tale comportamento è ampiamente documentato in letteratura (Sutherland, 2014) ed è confermato dalle testimonianze degli operatori.

Casi studiati

Le simulazioni condotte prendono in considerazione 2 mareggiate con durata media annua pari a 1 g/anno (Tramontana e Levante), 2 eventi di piena ($Tr = 2$ e 25 anni) e 2 granulometrie (uniformi) di sedimenti (0.25 e 0.05 mm). Nella successiva tabella si riportano i casi studiati.

TEST	Mareggiata	Evento di piena	Volume sedimenti (m^3)	D_{50} (mm)	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
					H_s (m)	T_p (s)	Dir ($^{\circ}N$)	Velocità (m/s)	Dir ($^{\circ}N$)
5	Tramontana 1 g/anno	$Tr = 25$ anni	30'000	0.25	2.73	8.1	5	16.6	350
6	Levante 1 g/anno	$Tr = 25$ anni	30'000	0.25	1.78	7.0	83	10.5	90
5A	Tramontana 1 g/anno	$Tr = 25$ anni	30'000	0.05	2.73	8.1	5	16.6	350
6A	Levante 1 g/anno	$Tr = 25$ anni	30'000	0.05	1.78	7.0	83	10.5	90
7	Tramontana 1 g/anno	$Tr = 2$ anni	10'000	0.05	2.05	7.2	2	11.8	350
8	Tramontana 1 g/anno	$Tr = 2$ anni	1'000	0.05	2.05	7.2	2	11.8	350

Tabella 4-14- Caratteristiche ondametricha, anemometriche e di piena impiegati nello studio del trasporto dei sedimenti del F. Pescara

4.6.2 Circolazione idrodinamica

I risultati dello studio della circolazione idrodinamica litoranea che si instaura a seguito di condizioni di piena concomitanti con mareggiate intense, condotto per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW interfacciato con il codice di calcolo CMS-WAVE, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.53 a Figura 4.55).

I risultati riportano in forma grafica le velocità medie della corrente (medie sul profilo verticale) generata dalla piena in uscita dal F. Pescara e dalle mareggiate: le velocità della corrente sono rappresentate in termini di gradazioni cromatiche, mentre la direzione locale viene indicata mediante vettori il cui modulo è proporzionale al modulo della velocità stessa. Si sottolinea che la scala cromatica impiegata per le circolazioni generate in occasione degli eventi di piena con $Tr = 2$ anni è lo stesso utilizzato per i risultati con sola mareggiata (cfr. paragrafo 4.4.3) mentre è stata modificata per la circolazione idrodinamica generata in occasione della piena con $Tr = 25$ anni,

aumentando il valore di fondo scala a 1.5 m/s.

In Figura 4.52 è riportata un'immagine (purtroppo di qualità piuttosto scadente) che mostra la torbida del fiume Pescara durante un evento di piena presumibilmente del 2001; la configurazione delle opere portuali non è ancora quella attuale, in quanto manca il porto commerciale.

I risultati mostrano come l'effetto della piena ventennale, con una portata di circa $650 \text{ m}^3/\text{s}$, sia molto evidente e addirittura prevalente rispetto alla circolazione indotta da vento e moto ondoso. Con la mareggiata di Tramontana (Figura 4.53) il flusso in uscita dalla foce tende ad essere deviato verso Sud-Est, attraverso il varco tra antemurale e porto commerciale; le velocità si mantengono superiori a 1 m/s ben oltre il varco. La mareggiata di Levante (Figura 4.54) tende invece ad insaccare il flusso tra la costa e l'antemurale, anche se il flusso principale tende sempre ad incanalarsi tra antemurale e porto commerciale; la dinamica della mareggiata di Levante sembra riprodurre in maniera abbastanza fedele (il domino è leggermente diverso, n.d.r.) l'andamento della torbida in Figura 4.52.

La piena caratterizzata da un tempo di ritorno di 2 anni, con una portata di soli $120 \text{ m}^3/\text{s}$, appare sostanzialmente ininfluenza sulla dinamica litoranea forzata dalla mareggiata, esaurendosi ogni effetto nell'intorno della foce e comunque ben prima del varco tra antemurale e porto commerciale.



Figura 4.52 – Evento di piena del F. Pescara, 2001



Figura 4.53 – TEST 5 - Tramontana frequenza 1 g/anno concomitante ad evento di piena $Tr = 25$ anni – Circolazione idrodinamica

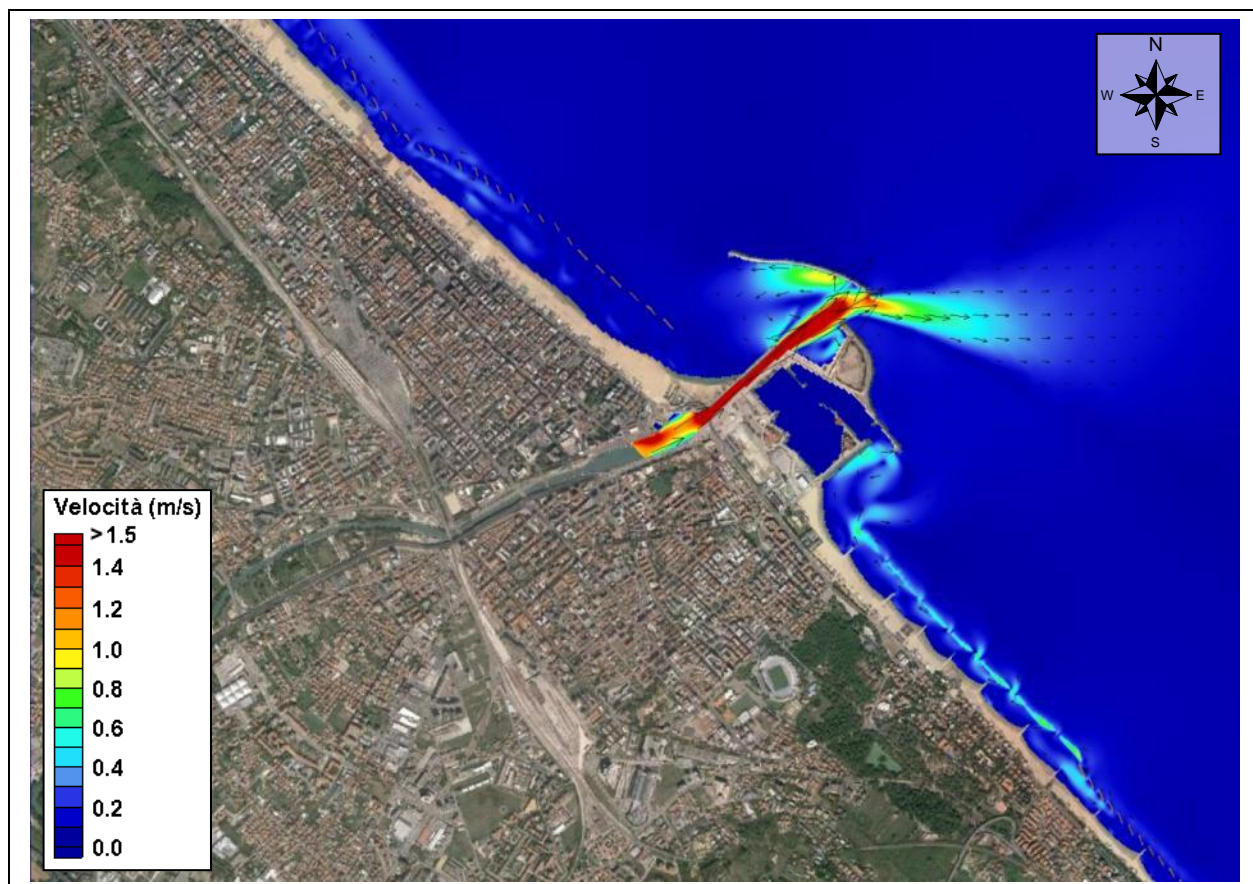


Figura 4.54 – TEST 6 - Levante frequenza 1 g/anno concomitante ad evento di piena $Tr = 25$ anni – Circolazione idrodinamica

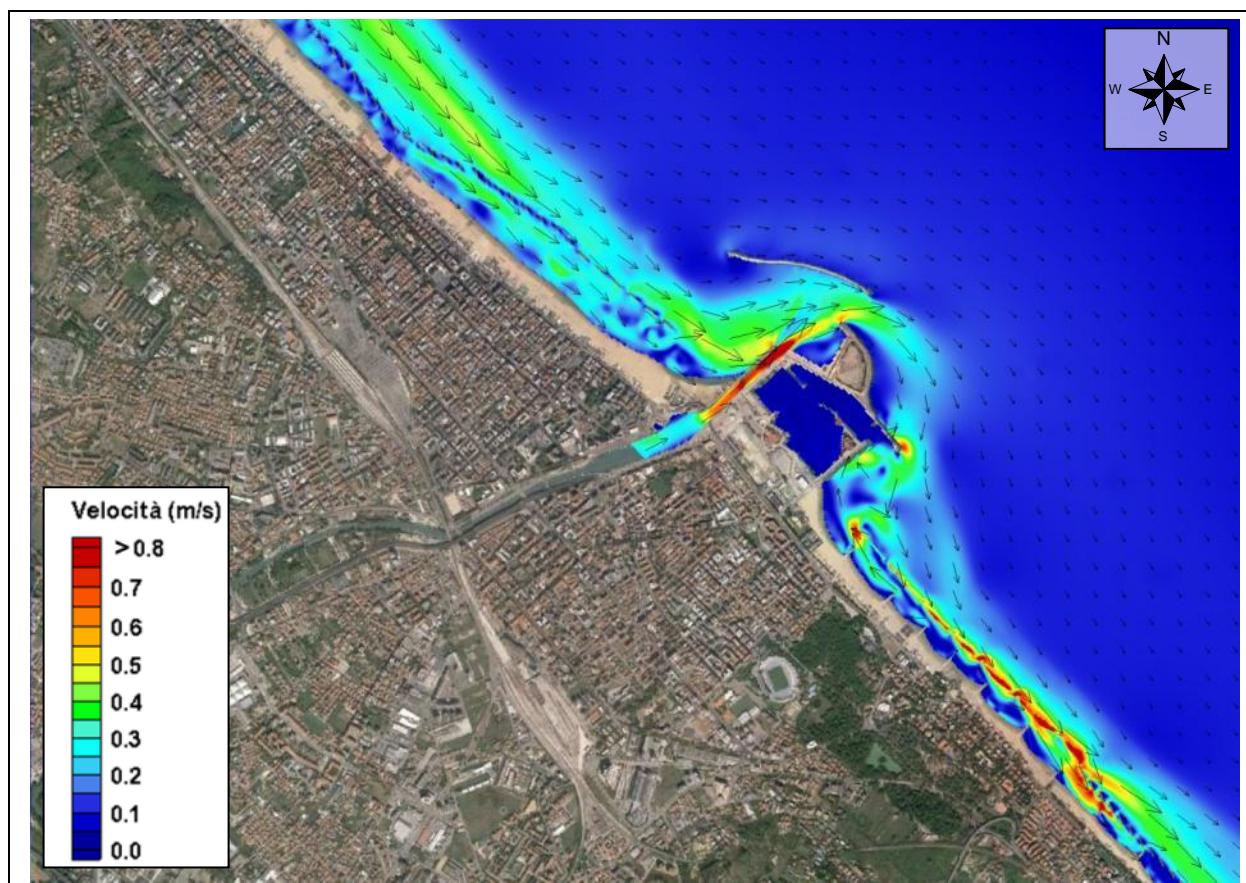


Figura 4.55 – TEST 7 - Tramontana frequenza 1 g/anno concomitante ad evento di piena $Tr = 2$ anni – Circolazione idrodinamica

4.6.3 Trasporto solido

I risultati delle simulazioni condotte, in termini di trasporto solido, sono rappresentate nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.56 a Figura 4.61). I risultati sono stati riportati per le due diverse granulometrie ipotizzate. Per ciascuna delle simulazioni eseguite sono rappresentate puntualmente, in termini di gradazioni cromatiche, l'andamento del trasporto e la quantità dei sedimenti mobilitati (concentrazione locale dei sedimenti in sospensione).

La concomitanza della mareggiata di Tramontana con l'evento di piena $Tr = 25$ (Figura 4.56) mostra come i sedimenti, anche con la granulometria più grossolana, possano essere portati anche al di fuori del varco tra antemurale e porto commerciale e, seppure in minima parte, andare ad alimentare la dinamica litoranea. I sedimenti più fini (Figura 4.57) vengono invece facilmente trasportati al di fuori dello specchio acqueo protetto per poi depositarsi sui fondali marini.

Nel caso di mareggiata di Levante, la dinamica dei sedimenti fluviali con la piena ventennale muta invece radicalmente e diventa assai modesta al di fuori dell'area di foce; questa circostanza si verifica sia con i sedimenti più grossolani (Figura 4.58) che con quelli più fini (Figura 4.59).

Con la piena avente tempo di ritorno di due anni, la dinamica dei sedimenti fluviali è sostanzialmente assente, siano questi fini o più grossolani (Figura 4.60 e Figura 4.61).



Figura 4.56 – TEST 5 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

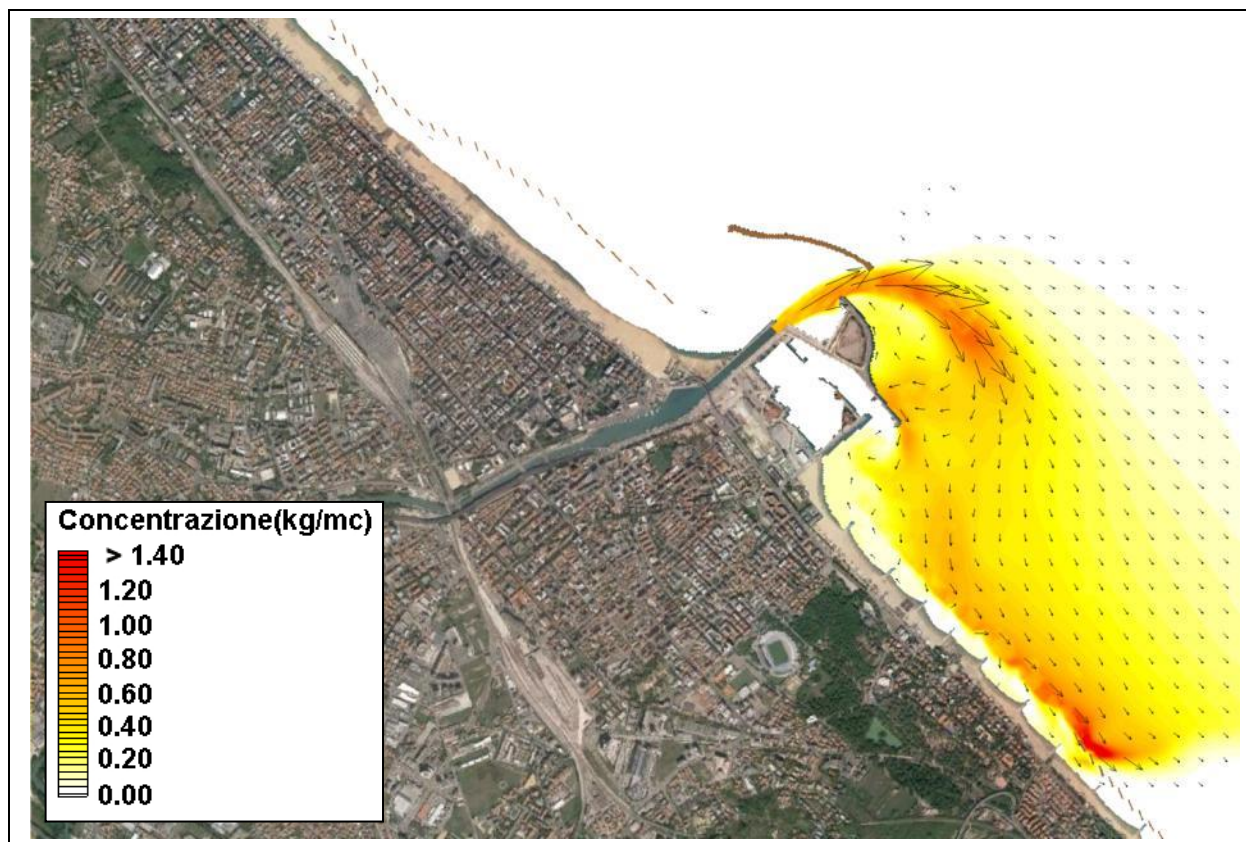


Figura 4.57 – TEST 5A - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.58 – TEST 6 - Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

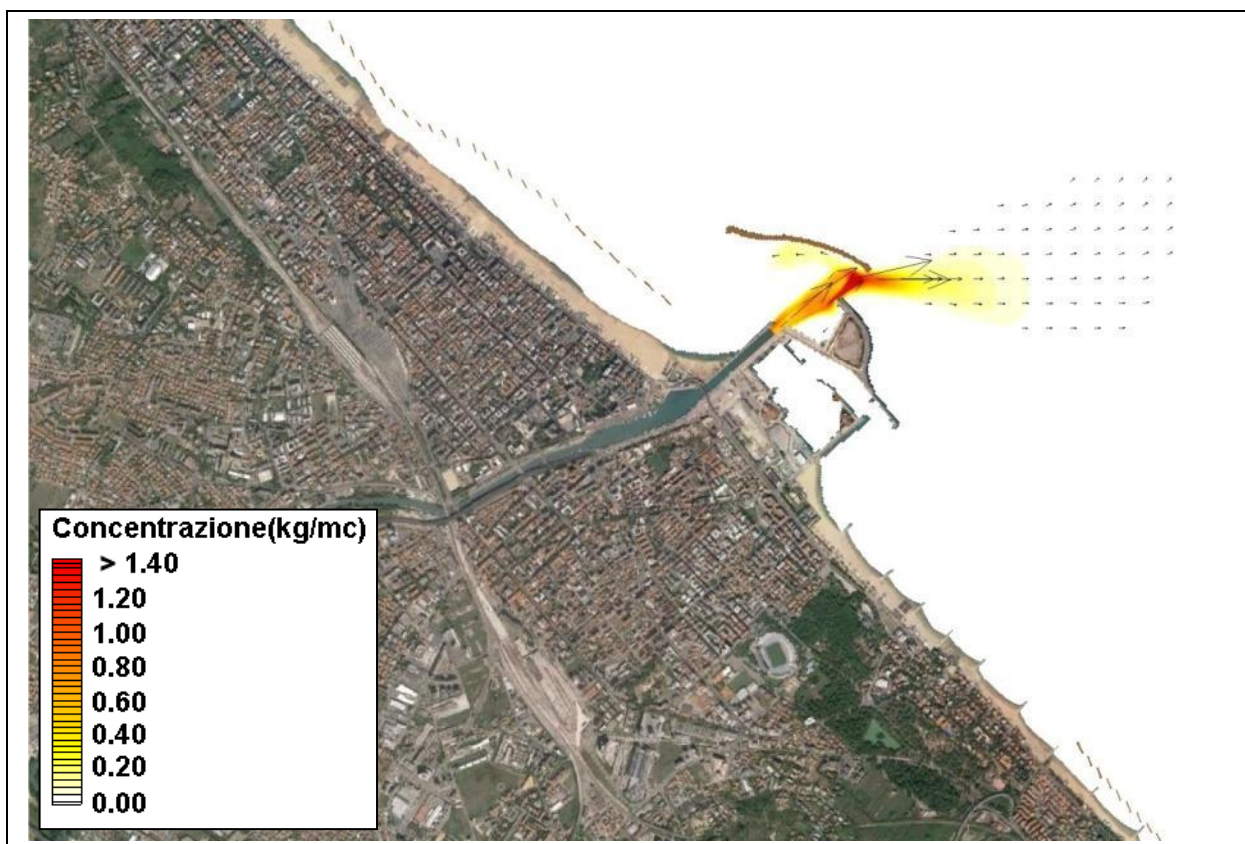


Figura 4.59 – TEST 6A – Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

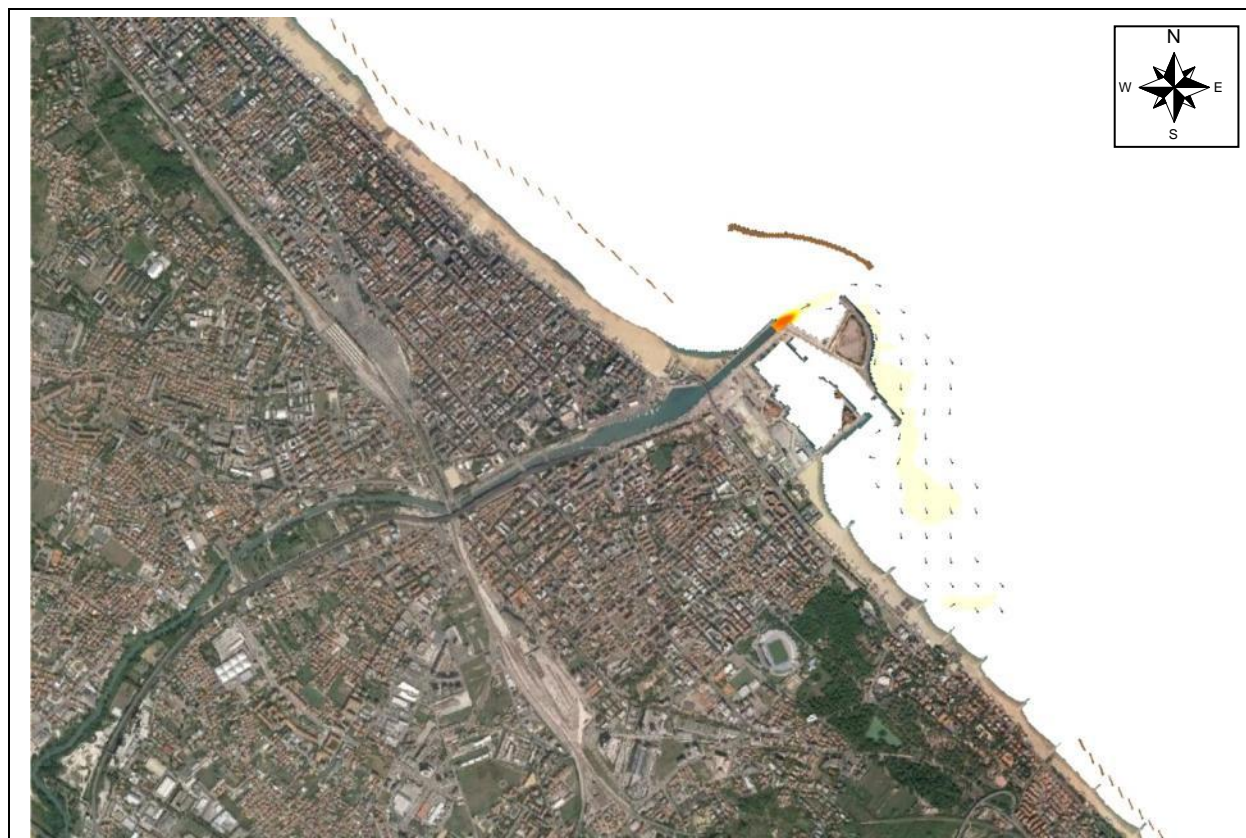


Figura 4.60 – TEST 7 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 2$ anni ($10'000 \text{ m}^3$) – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.61 – TEST 8 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 2$ anni ($1'000 \text{ m}^3$) – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

4.6.4 Aree di deposizione dei sedimenti del F. Pescara

I risultati delle simulazioni, in termini di evoluzione dei fondali, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.62 a Figura 4.67). Nel caso specifico, l'evoluzione del fondale evidenzia le aree di erosione e deposizione dei sedimenti; i risultati sono riportati con scala cromatica che varia da 0 (nessuna deposizione) al valore massimo di deposizione (+2 m).

In considerazione della scarsa significatività dei dati di base sulle portate solide del Pescara, i risultati delle simulazioni sono da considerarsi come stima di massima della distribuzione dei sedimenti trasportati dalla piena, nelle ipotesi considerate.

La piena Tr 25 anni concomitante con la mareggiata di Tramontana produce una tipica deposizione a barra a margine della zona di espansione del getto di foce. I sedimenti più grossolani (Figura 4.62), cioè le sabbie medie, tendono a depositarsi nella zona del porto commerciale e, prevalentemente, nel varco tra antemurale e porto commerciale; le sabbie più fini tendono invece a depositarsi su un areale molto più ampio (Figura 4.63), determinando comunque una consistente sedimentazione nel porto commerciale e, secondariamente, nel varco tra antemurale e porto commerciale.

Nel caso di concomitanza della piena Tr 25 anni con la mareggiata di Levante, la deposizione dei sedimenti è concentrata nella zona del porto commerciale e, prevalentemente, nel varco tra antemurale e porto commerciale. Tale circostanza si verifica sia con sedimenti grossolani che con quelli più fini (Figura 4.64 e Figura 4.65); parte dei sedimenti più fini si deposita anche al di fuori del varco, in un areale tuttavia piuttosto limitato.

La piena con tempo di ritorno di 2 anni (in concomitanza con la mareggiata di Tramontana) determina una deposizione dei sedimenti più grossolani immediatamente di fronte all'armatura di foce (Figura 4.66), mentre quelli più fini si disperdono maggiormente, anche se la sedimentazione più significativa si verifica comunque nel medesimo ambito ristretto individuato per la frazione più grossolana (Figura 4.67).

Si osserva che i risultati ottenuti con CMS-Flow sono paragonabili, in termini di localizzazione ed estensione delle aree di deposito, a quelli ottenuti con MIKE 21C, sebbene il primo modello simuli un maggiore effetto impulsivo (getto) della portata del fiume all'arrivo in mare.



Figura 4.62 – TEST 5 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione dei sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.63 – TEST 5A - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione dei sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.05 mm

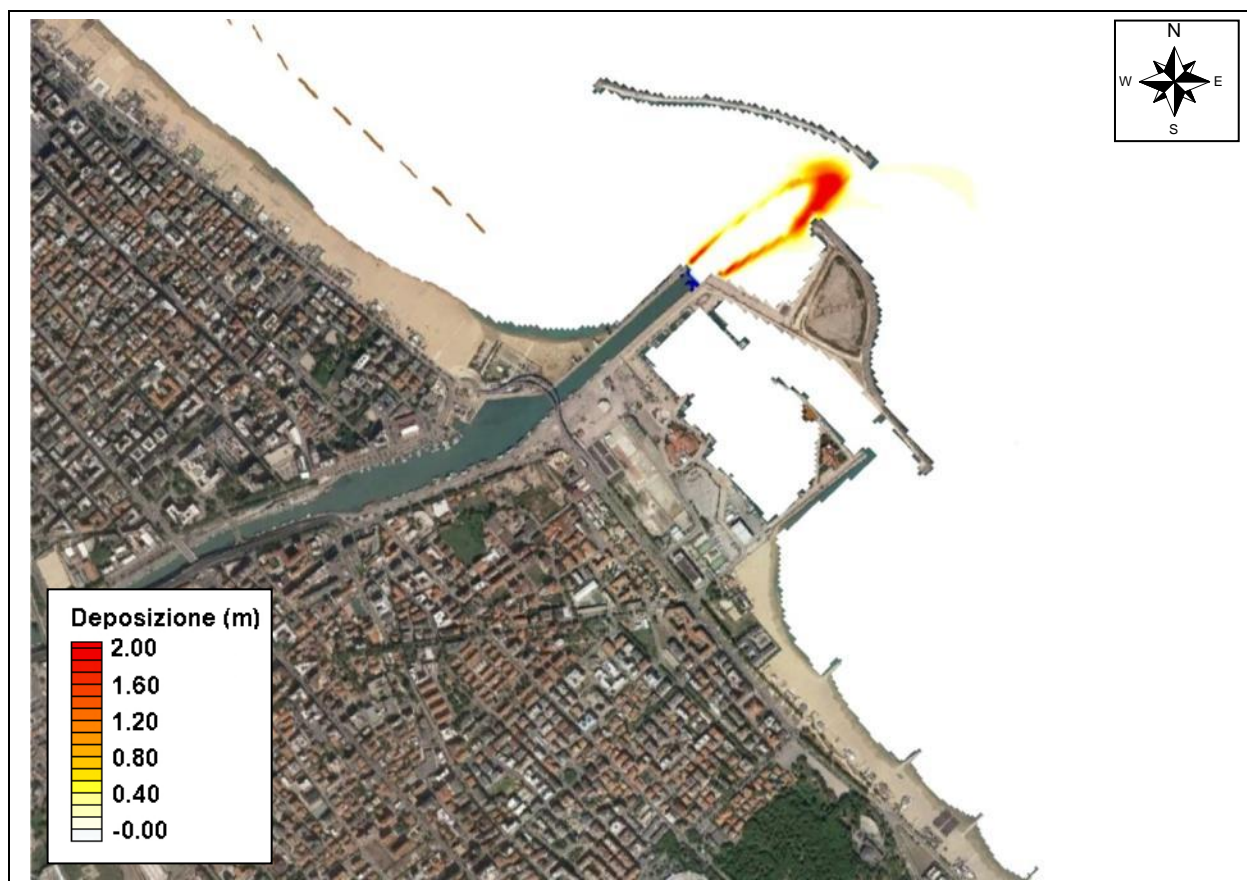


Figura 4.64 – TEST 6 - Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione dei sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.25 mm

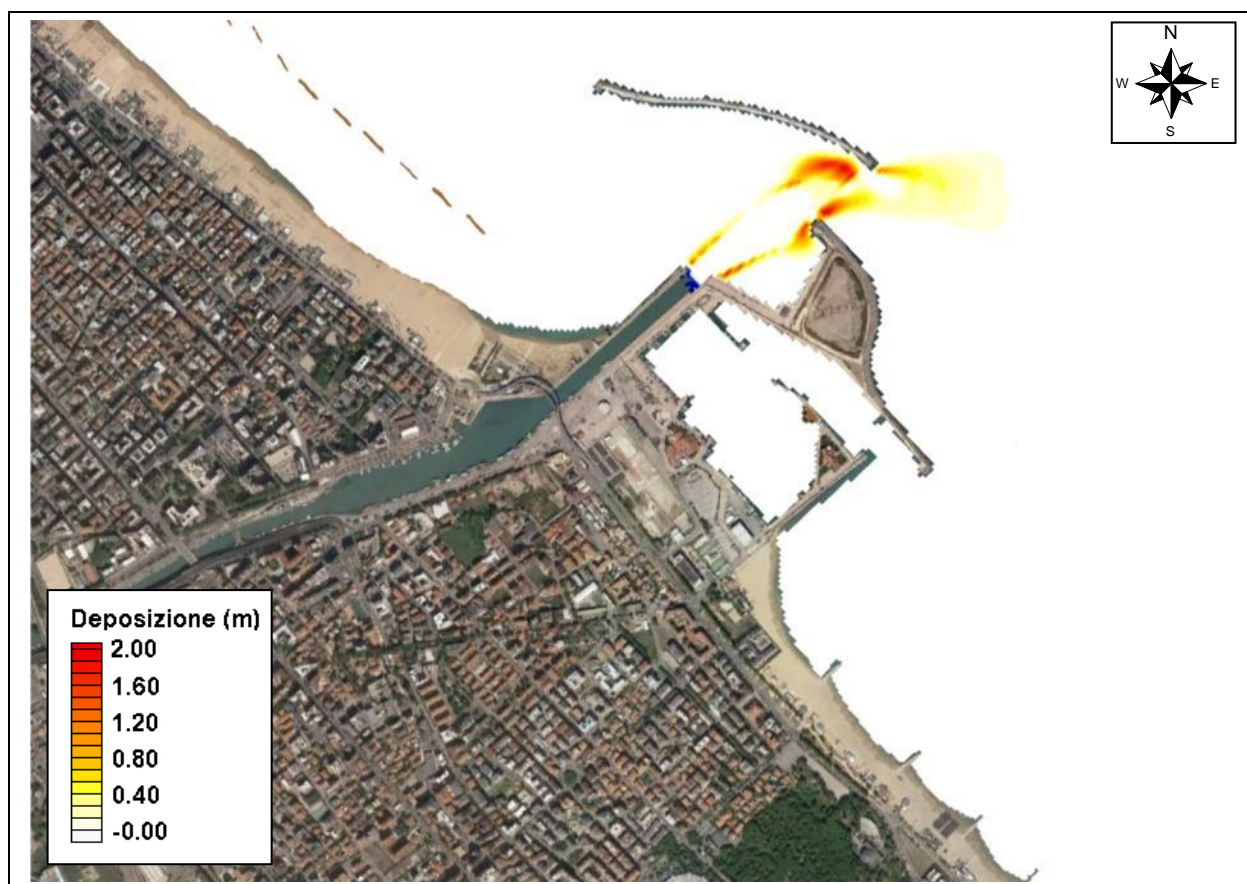


Figura 4.65 – TEST 6A – Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione dei sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.66 – TEST 7 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 2$ anni ($10'000 \text{ m}^3$) – deposizione dei sedimenti con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.67 – TEST 8 - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 2$ anni ($1'000 \text{ m}^3$) – deposizione dei sedimenti con D_{50} pari a 0.05 mm

4.7 Descrizione della configurazione di P.R.P.

La configurazione delle opere portuali prevista dal nuovo Piano Regolatore Portuale è particolarmente complessa, prevedendo di fatto tre diverse imboccature (quattro se si considera la possibilità di mantenere navigabile l'asta fluviale del Fiume Pescara): il porto peschereccio viene spostato verso mare, in sinistra idrografica del prolungamento dell'armatura di foce del fiume, con un proprio avamposto e nuovi piazzali; il porto commerciale viene completato con le nuove banchine Ovest e Nord, estromesso dall'alveo fluviale e dotato di un'imboccatura coincidente con il varco di Sud-Est dell'antemurale, di fronte al quale viene dragato un ampio cerchio di evoluzione; il porto turistico resta nella configurazione attuale, conservando l'imboccatura esistente (Figura 4.68).

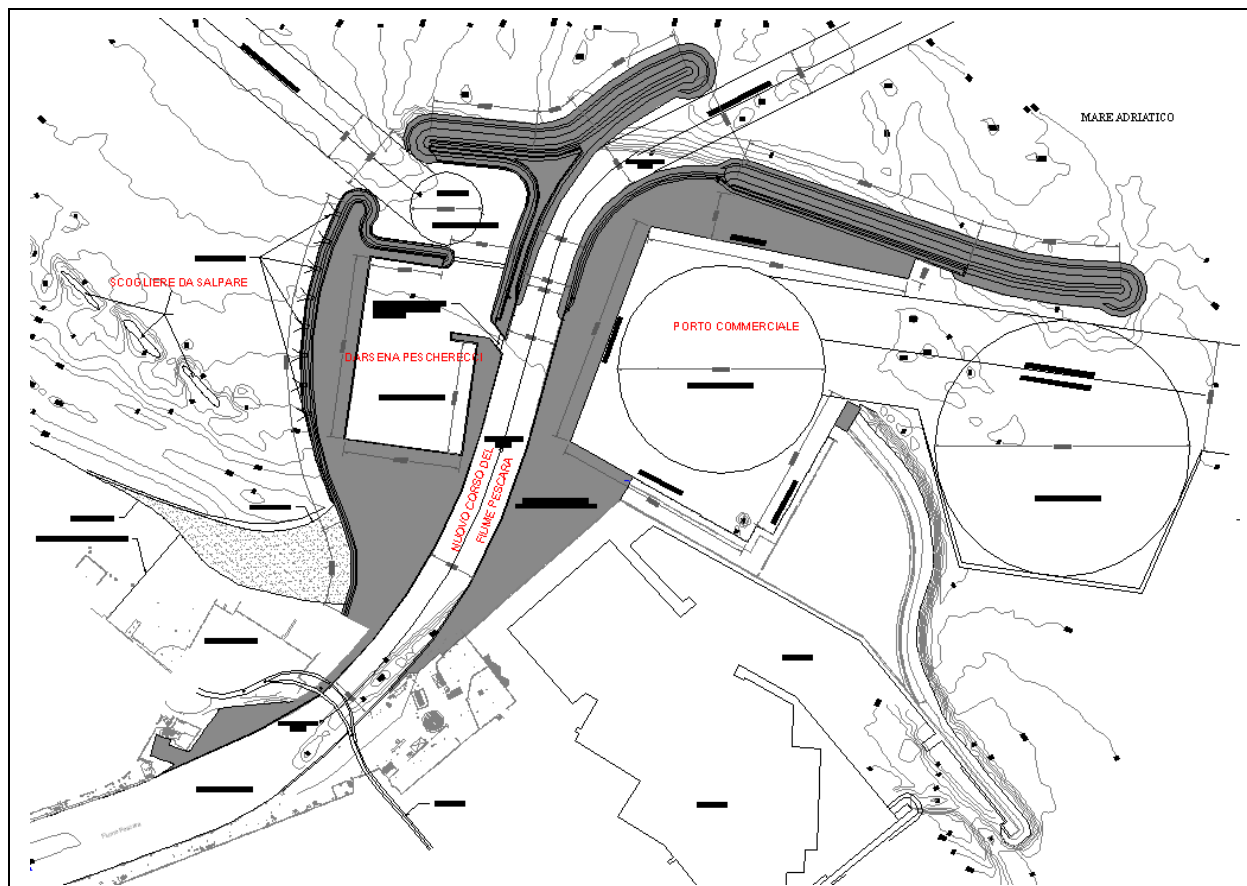


Figura 4.68 – Configurazione di P.R.P. del porto e della foce del F. Pescara

Ciò che caratterizza la nuova configurazione, comunque, è il prolungamento verso mare del corso del f. Pescara, che viene così estromesso dagli specchi acquee portuali, evitando che i sedimenti fluviali vadano direttamente ad interrre le aree interessate dalla navigazione. Secondariamente, la sedimentazione prodotta dalla corrente litoranea (prevalentemente generata dal moto ondoso di Tramontana) viene pure estromessa dagli specchi acquee portuali, dando la possibilità di mantenere separati i sedimenti di spiaggia (sabbia) dal materiale più fine, per poterli poi riutilizzare. D'altra parte, a livello puramente concettuale, va osservato che la configurazione completamente "chiusa" che deriva dall'approccio progettuale utilizzato, annulla anche quel minimo di permeabilità alla corrente litoranea (quanto meno quella prodotta dalla Tramontana) che la struttura attuale presenta.

4.8 Evoluzione del litorale in configurazione di P.R.P.

Il presente paragrafo riporta i risultati della simulazione di evoluzione in configurazione di progetto (ovvero con le

modifiche alle opere portuali previste dal P.R.P.), condotta rappresentando nel modello gli interventi previsti.

Per quanto riguarda l'infrastruttura portuale, si prevede di riconfigurare l'armatura di foce del porto canale, realizzare un nuovo porto peschereccio, modificare la diga foranea che verrà risagomata (per permettere la realizzazione di una nuova imboccatura) e allungata verso Sud-Est. La configurazione di P.R.P. prevede inoltre una parziale sistemazione/riconfigurazione del litorale sopraflutto al porto, con eliminazione delle ultime tre barriere e risagomatura della linea di costa alla radice del molo del nuovo porto peschereccio.

4.8.1 Parametri utilizzati nel modello

La griglia di calcolo, le condizioni al contorno, le caratteristiche granulometriche del materiale che costituisce la fascia attiva del litorale e le opere presenti a Nord-Ovest e a Sud-est del porto (barriere, pennelli e armature di foce) sono state mantenute invariate rispetto a quelle della simulazione di evoluzione in configurazione attuale.

Per quanto riguarda gli interventi previsti in progetto, le nuove opere portuali sono state opportunamente schematizzate, in conformità alle ipotesi di base del codice di calcolo. La diga foranea esterna è stata rappresentata con due barriere impermeabili (cioè con trasmissione nulla del moto ondoso, n.d.r.) che ne riproducono il nuovo orientamento; il molo del porto peschereccio è stato invece rappresentato con un pennello impermeabile "non diffracting". È stata inoltre ridotta la lunghezza del sistema "omogeneo" di barriere a Nord del porto per rappresentare il salpamento delle ultime tre. La linea di riva, come pure la linea inerodibile, sono state opportunamente modificate per considerare il nuovo ingombro delle opere portuali, le modifiche alle banchine e la risagomatura della spiaggia alla radice del molo del nuovo porto peschereccio.

Di seguito, in Figura 4.69, si riporta la griglia di calcolo GENESIS con la schematizzazione delle opere in configurazione di P.R.P.

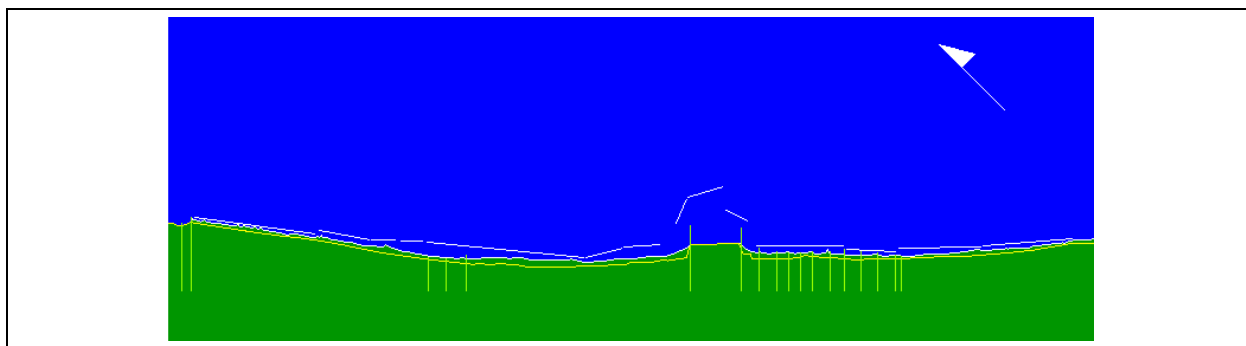


Figura 4.69 – Griglia di calcolo GENESIS (configurazione di P.R.P.)

4.8.2 Evoluzione della linea di riva in configurazione di P.R.P.

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati della simulazione di evoluzione morfologica a 5 anni in configurazione di P.R.P., condotta con il codice di calcolo GENESIS.

I risultati sono rappresentati sia in termini di trasporto solido che di evoluzione della linea di riva (Figura 4.70), con riferimento ad un dettaglio della griglia di calcolo centrato nell'intorno delle opere portuali (tra le progressive 6000 e 13000 m). Per facilitare il confronto tra i risultati delle simulazioni di evoluzione morfologica, nella Figura 4.70 è stato rappresentato anche il trasporto solido longitudinale relativo alla simulazione di evoluzione in configurazione attuale (cfr. precedente paragrafo 4.3.5.B).

Il trasporto solido risulta globalmente diretto verso Sud-Est, ovvero da Montesilvano verso Francavilla al Mare; anche in questo caso, come per la simulazione dell'evoluzione in configurazione attuale, l'inserimento delle barriere presenti lungo il litorale comporta un'inversione del verso del trasporto nel litorale sopraflutto

all'infrastruttura portuale.

Le modifiche introdotte all'infrastruttura portuale determinano una riduzione del trasporto a Nord-Ovest del porto (si passa da 15 000 a 10 000 m³/anno, con un riduzione pari a circa il 30%), mentre a Sud-Est la situazione rimane sostanzialmente invariata (variazione del picco del trasporto inferiore al 3%).

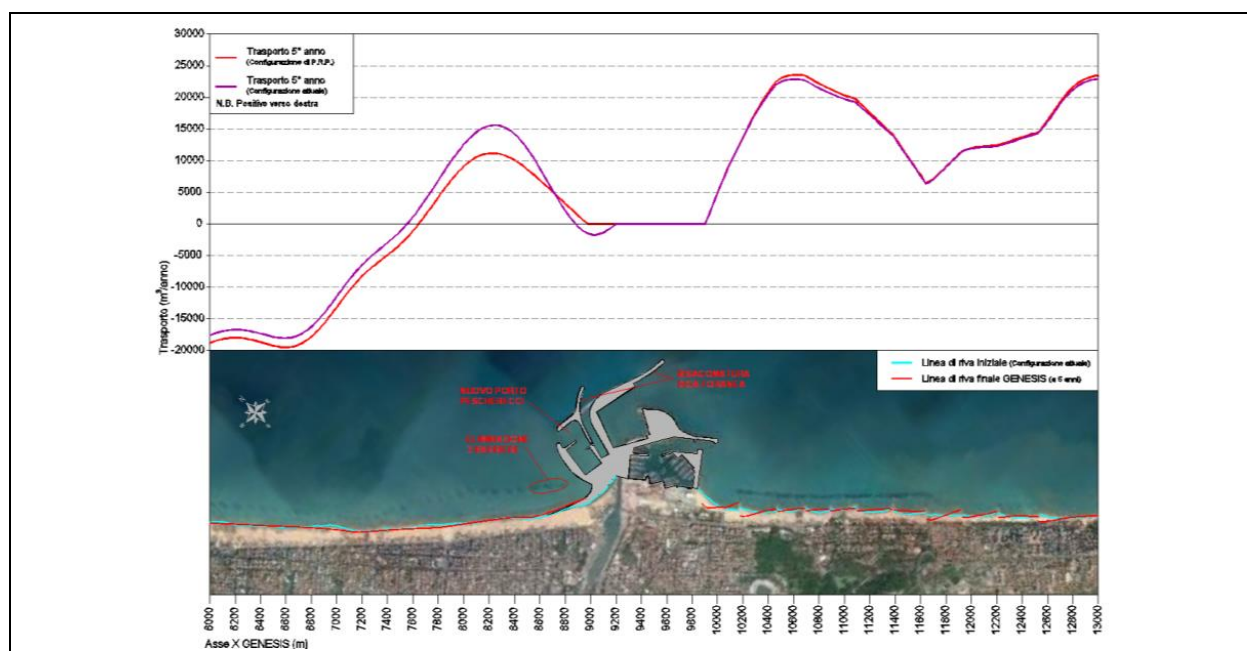


Figura 4.70 – Risultati evoluzione a 5 anni in configurazione di P.R.P. (in rosso) e confronto con il trasporto solido longitudinale in configurazione attuale (in viola).

4.9 Circolazione idrodinamica in configurazione di P.R.P.

Nel presente capitolo sono riportati i risultati dello studio della dinamica litoranea nell'intorno del porto di Pescara, nella configurazione di P.R.P.; le simulazioni, come per la configurazione attuale, si riferiscono a mareggiate significative (con altezza significativa superata mediamente per 1 g/anno) di Tramontana e Levante.

Lo studio, analogamente a quello relativo alla configurazione attuale, è stato condotto mediante l'utilizzo del codice di calcolo CMS-FLOW, accoppiato al codice di calcolo CMS-WAVE. Una descrizione dettagliata dei codici è riportata in Appendice. Per lo studio sono state considerate le medesime forzanti (onda e vento) già individuate per lo studio in configurazione attuale.

4.9.1 Settaggio dei modelli

Il dominio di calcolo è stato modificato per tener conto delle modifiche individuate dalla soluzione progettuale: è stato modificato il tratto terminale del F. Pescara, sono state opportunamente schematizzate le nuove opere portuali, sono state eliminate tre barriere a Nord del porto e sono stati introdotti i dragaggi delle aree portuali.

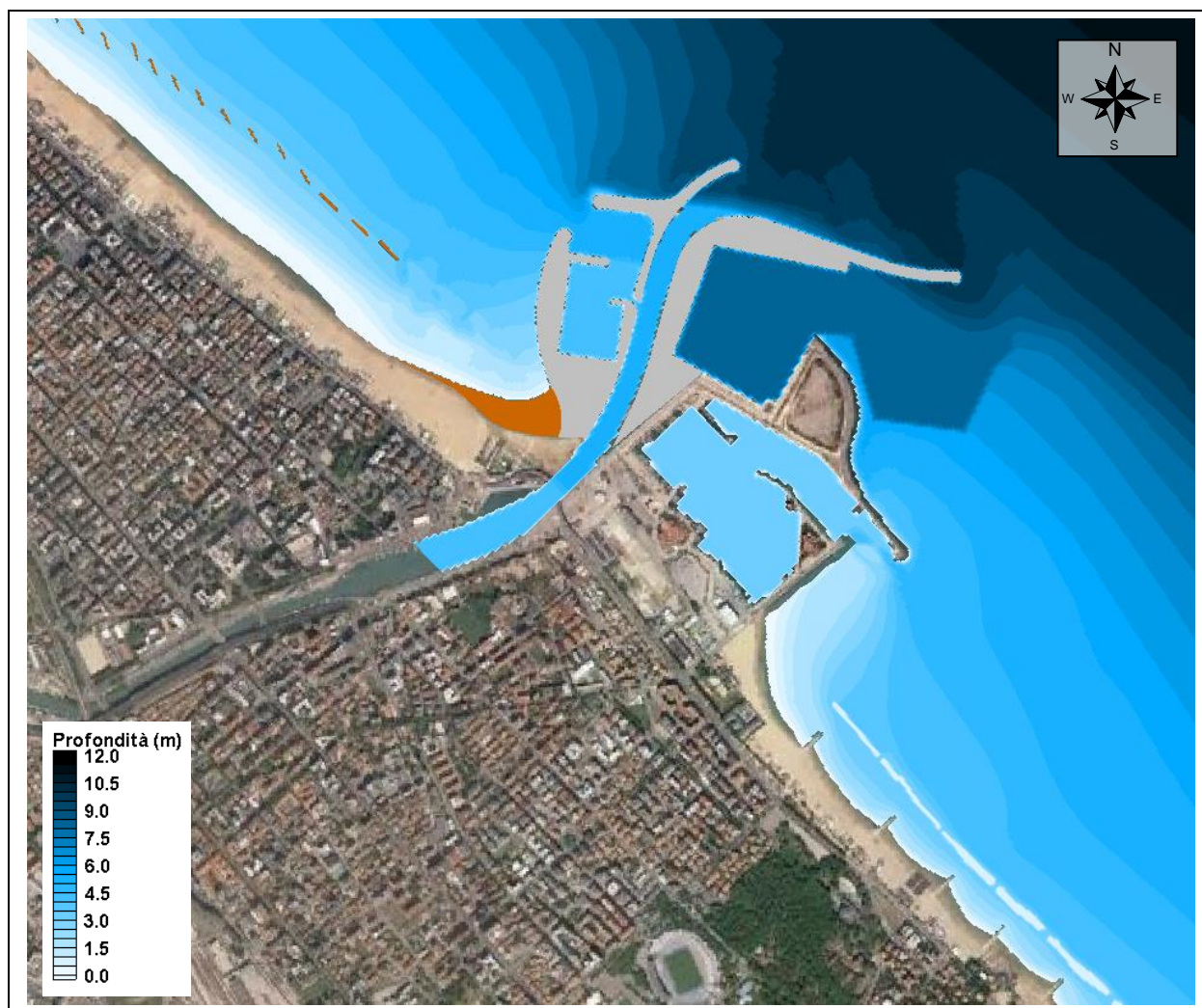


Figura 4.71 – Batimetria dell'area di foce e del porto in configurazione di P.R.P.

4.9.1.A Condizioni di input imposte nel modello

Le condizioni di input sono quelle già impiegate nello studio in configurazione attuale e corrispondono a mareggiate di Tramontana e Levante con diverse frequenze di accadimento. Nella successiva Tabella 4-15 si riporta una sintesi delle simulazioni effettuate in configurazione di progetto.

Tabella 4-15– Condizioni di input imposte nel modello in configurazione di P.R.P.

TEST	Mareggiate	Frequenza	CARATTERISTICHE MAREGGIATA AL LARGO (BOA DI ORTONA)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
			H_s (m)	T_p (s)	Dir (°N)	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1P	Tramontana	1 g/anno	3.56	8.1	350	16.6	350
2P	Levante	1 g/anno	2.15	7.0	90	10.5	90
3P	Tramontana	5 gg/anno	2.45	7.2	350	11.8	350
4P	Levante	5 gg/anno	1.43	6.2	90	7.2	90

4.9.2 Propagazione del moto ondoso sotto costa in configurazione di P.R.P.

I risultati ottenuti dalle simulazioni della propagazione del moto ondoso sotto costa in configurazione di P.R.P., applicando il codice di calcolo CMS-WAVE, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine seguenti (da

Figura 4.72 a Figura 4.75). Le figure rappresentano le altezze d'onda significativa (H_s), in termini di gradazione cromatica, mentre le direzioni locali dell'onda sono indicate mediante vettori il cui modulo è proporzionale all'altezza d'onda significativa.

Come per la configurazione attuale, le simulazioni evidenziano come il campo di moto ondoso, in conseguenza della conformazione molto regolare del fondale, si presenti uniforme fino al frangimento; in acque basse l'altezza d'onda è modulata dal fondale e, per le mareggiate con altezza più elevata, questa circostanza si verifica già al largo delle opere di difesa. Le modifiche al campo d'onda, come già evidenziato in precedenti studi, hanno carattere molto localizzato, e riguardano fondamentalmente il solo specchio acqueo prospiciente la spiaggia a Nord-Ovest del porto. In Figura 4.72 e Figura 4.73 sono riportati per confronto anche i risultati delle corrispondenti simulazioni in configurazione attuale.

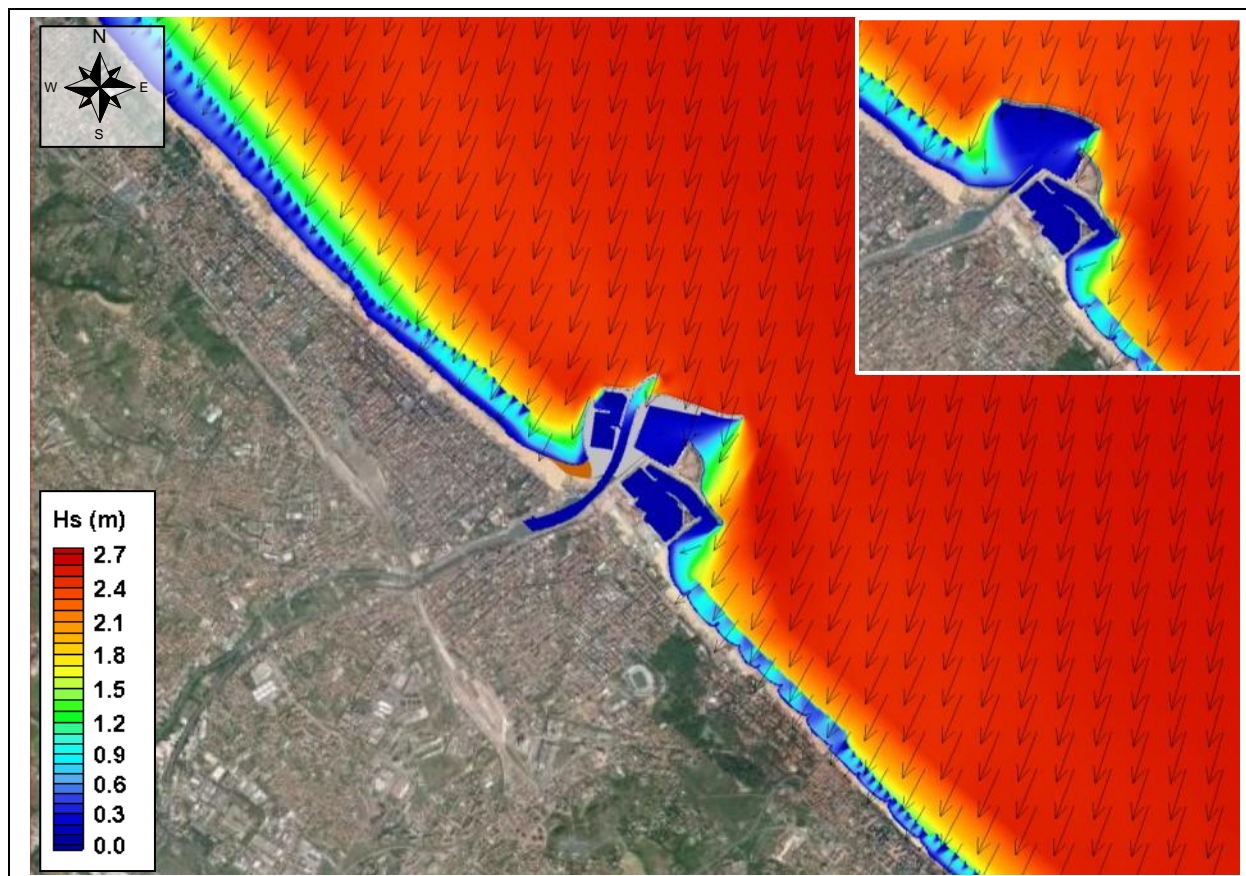


Figura 4.72 – TEST 1P (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 2.73$ m, $T_p = 8.1$ s, $Dir = 5^\circ N$

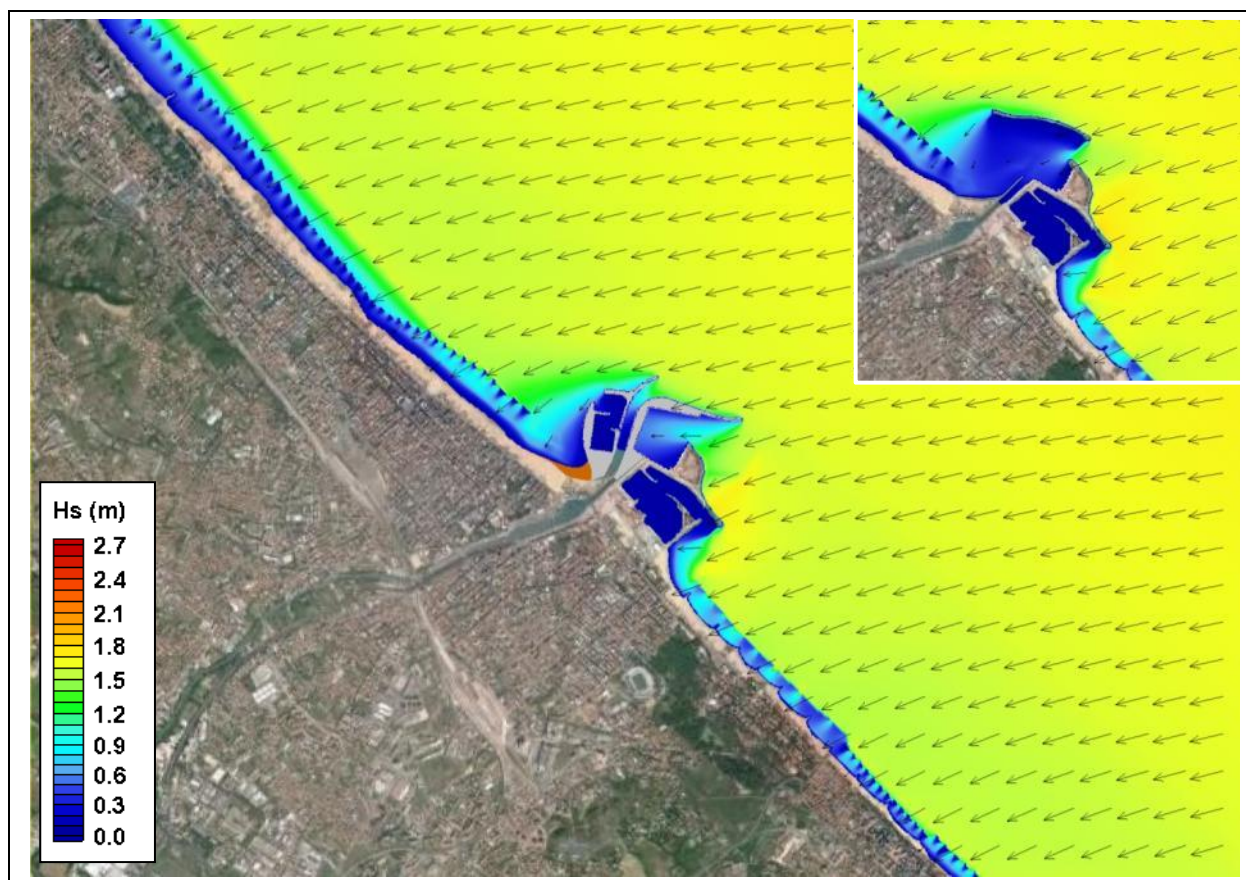


Figura 4.73 – TEST 2P (Levante) frequenza 1 g/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 1.78$ m, $T_p = 7.0$ s, $Dir = 83^\circ N$

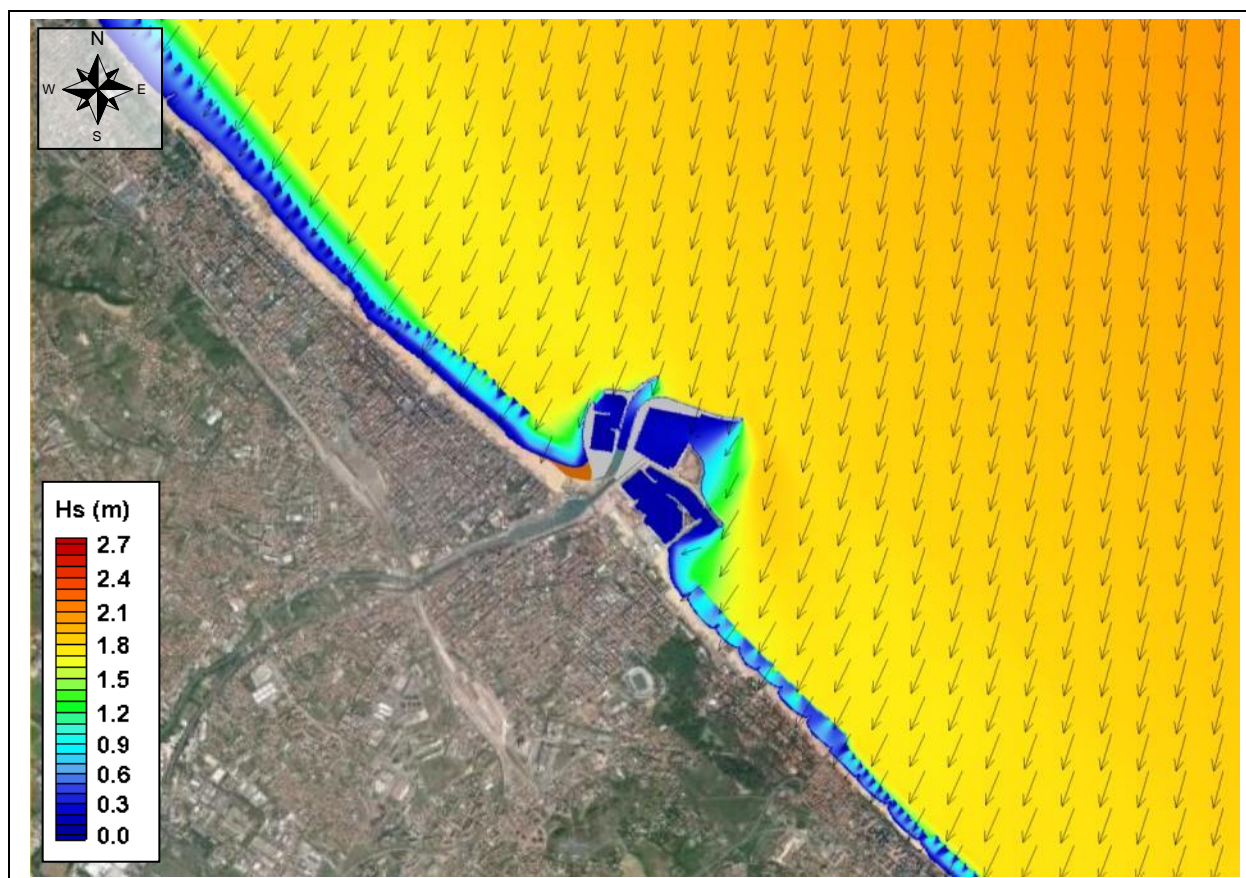


Figura 4.74 – TEST 3P (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 2.05$ m, $T_p = 7.2$ s, $Dir = 2^\circ N$

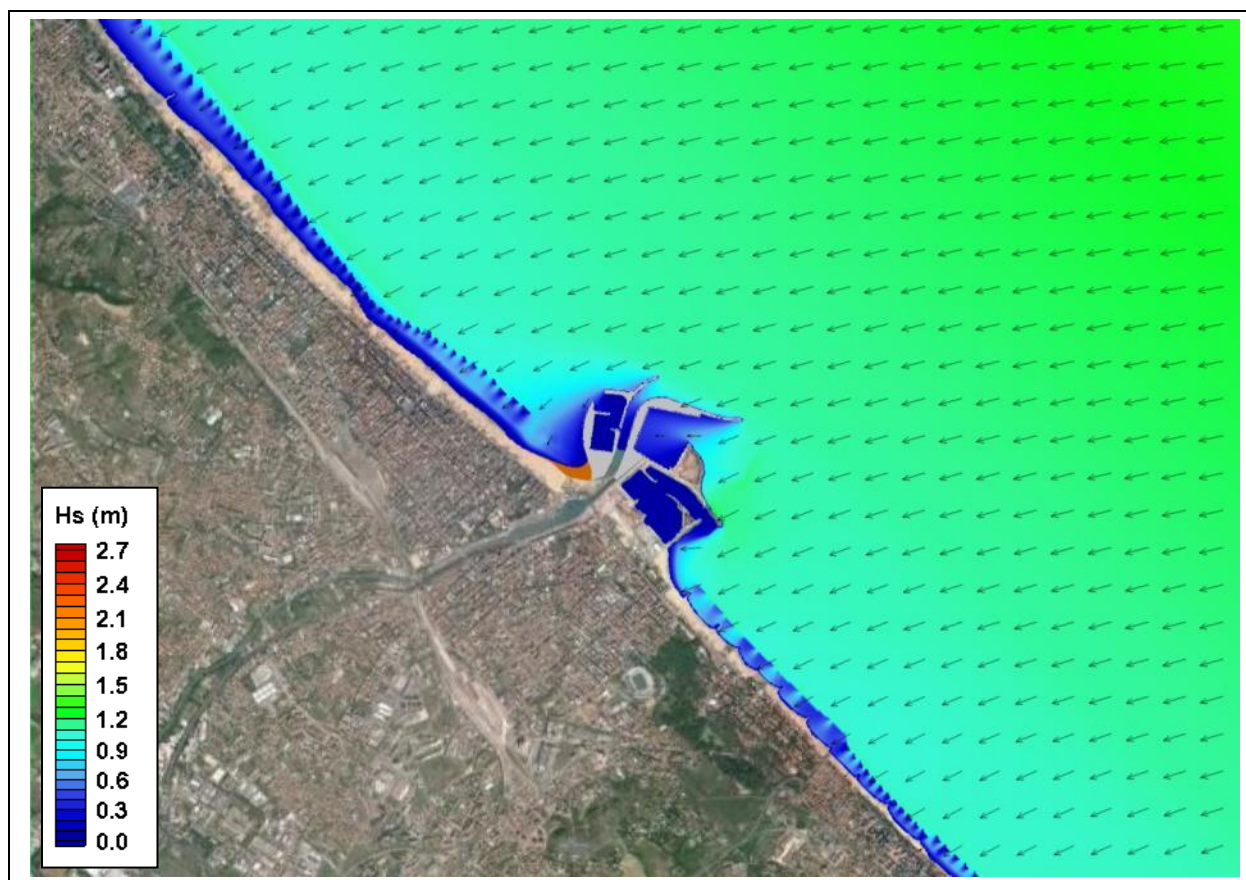


Figura 4.75 – TEST 4P (Levante) frequenza 5 gg/anno – Caratteristiche in P: $H_s = 1.26$ m, $T_p = 6.2$ s, $Dir = 85^\circ N$

4.9.3 Circolazione idrodinamica in configurazione di P.R.P.

I risultati dello studio della circolazione idrodinamica litoranea nella configurazione di P.R.P., condotto per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW interfacciato con il codice di calcolo CMS-WAVE, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive; nel dettaglio i risultati ottenuti sul tratto di litorale oggetto di studio sono riportati in Figura 4.76, Figura 4.78, Figura 4.80 e Figura 4.82, mentre in Figura 4.77, Figura 4.79, Figura 4.81 e Figura 4.83 sono riportati i risultati di dettaglio in prossimità del porto.

I risultati riportano in forma grafica le velocità medie della corrente (mediate sul profilo verticale) generata dalle mareggiate: le velocità della corrente sono rappresentate in termini di gradazioni cromatiche, mentre la direzione locale viene indicata mediante vettori il cui modulo è proporzionale alla velocità stessa.

In questa sede ci si limiterà a commentare le differenze locali tra la circolazione in configurazione attuale e di P.R.P., essendo in un contesto più generale le circolazioni del tutto analoghe a quelle già descritte nel precedente paragrafo 4.4.3. Per facilità di confronto, si riporta in ciascuna figura un dettaglio della corrispondente simulazione in configurazione attuale.

Le maggiori differenze si evidenziano certamente con la mareggiata di Tramontana di maggiore intensità: in configurazione attuale, la presenza di un varco tra l'antemurale e le opere portuali consente alla corrente litoranea proveniente da Nord-Ovest di incanalarsi e, sebbene venga deviata verso il largo, lo sviluppo della corrente sopraflutto non viene significativamente influenzato dalla presenza delle opere portuali. Diversamente, l'effetto di blocco della nuova struttura "chiusa" inibisce parzialmente lo sviluppo della corrente litoranea anche lungo il litorale sopraflutto; in queste condizioni, tuttavia, non si crea comunque una zona di ristagno perché l'inerzia della corrente litoranea è comunque in grado di forzare una discreta circolazione nei bassi fondali di quella diventerà la "sacca" della Madonnina. Si genera così una corrente di discreta intensità che procede lungo il molo del porto peschereccio, rallentando poi in corrispondenza dell'imboccatura di quest'ultimo. Verso Sud-Est, le differenze, rispetto alla configurazione attuale, sono modeste, fatta eccezione per la zona di testata del molo di sopraflutto del porto turistico, dove la nuova configurazione riduce considerevolmente la circolazione.

Di particolare interesse risultano anche le simulazioni relative alla mareggiata di Tramontana di minore intensità, che evidenziano ancora in maniera molto netta la presenza di vorticosità e correnti di discreta intensità nella zona della Madonnina; i pattern caratteristici restano comunque i medesimi descritti per la mareggiata di minore intensità, tuttavia si osserva come la corrente che lambisce il molo peschereccio rallenti ben prima di raggiungerne l'imboccatura.

Con le mareggiate di Levante, non si riscontrano differenze a Sud-Est del porto, dove peraltro le variazioni di configurazione sono minime, mentre lungo il litorale Nord-Ovest si evidenzia una zona di inversione del verso della corrente litoranea, che si muove localmente dalla spiaggia verso la "sacca" della Madonnina.

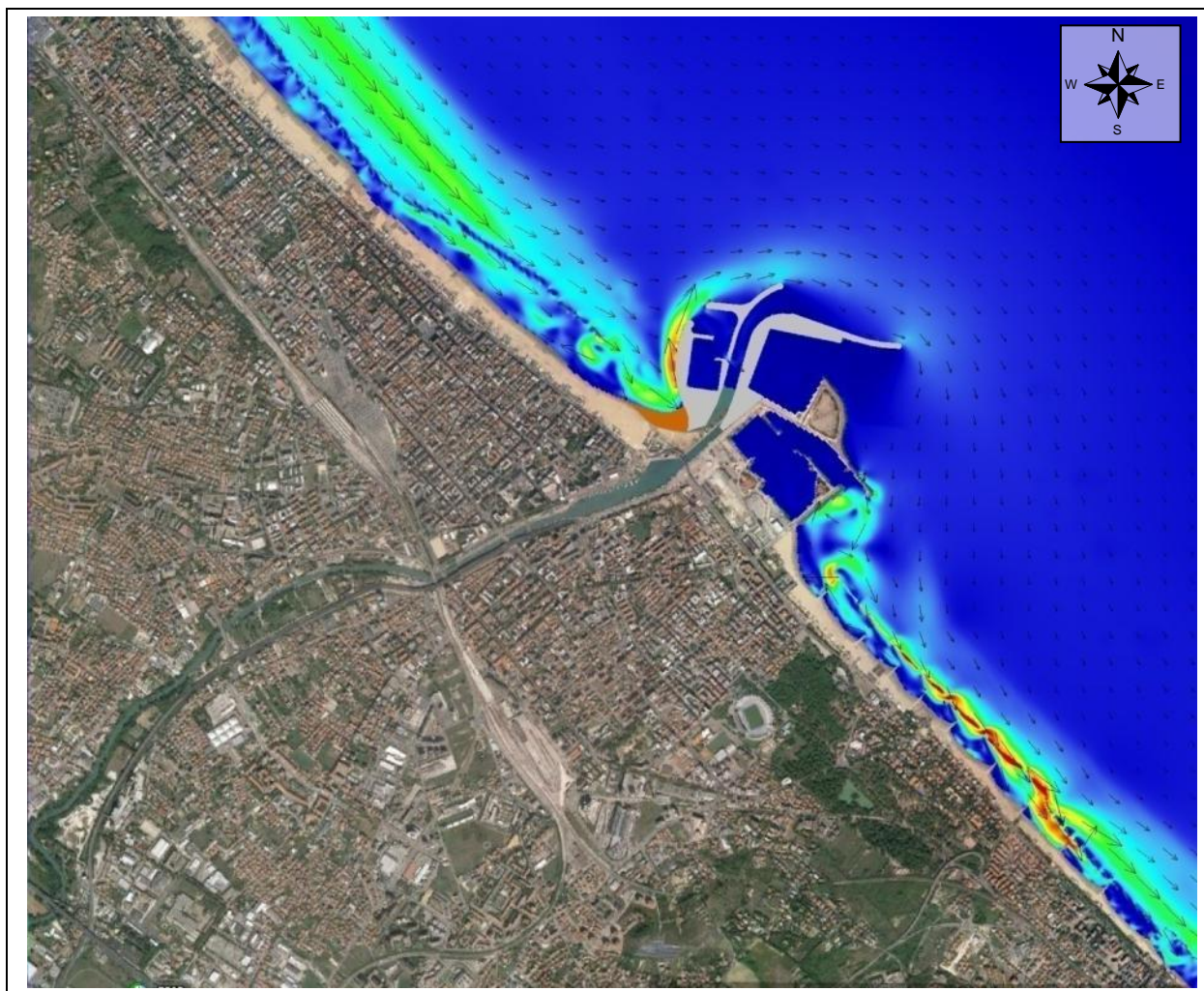


Figura 4.76 – TEST 1P (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica

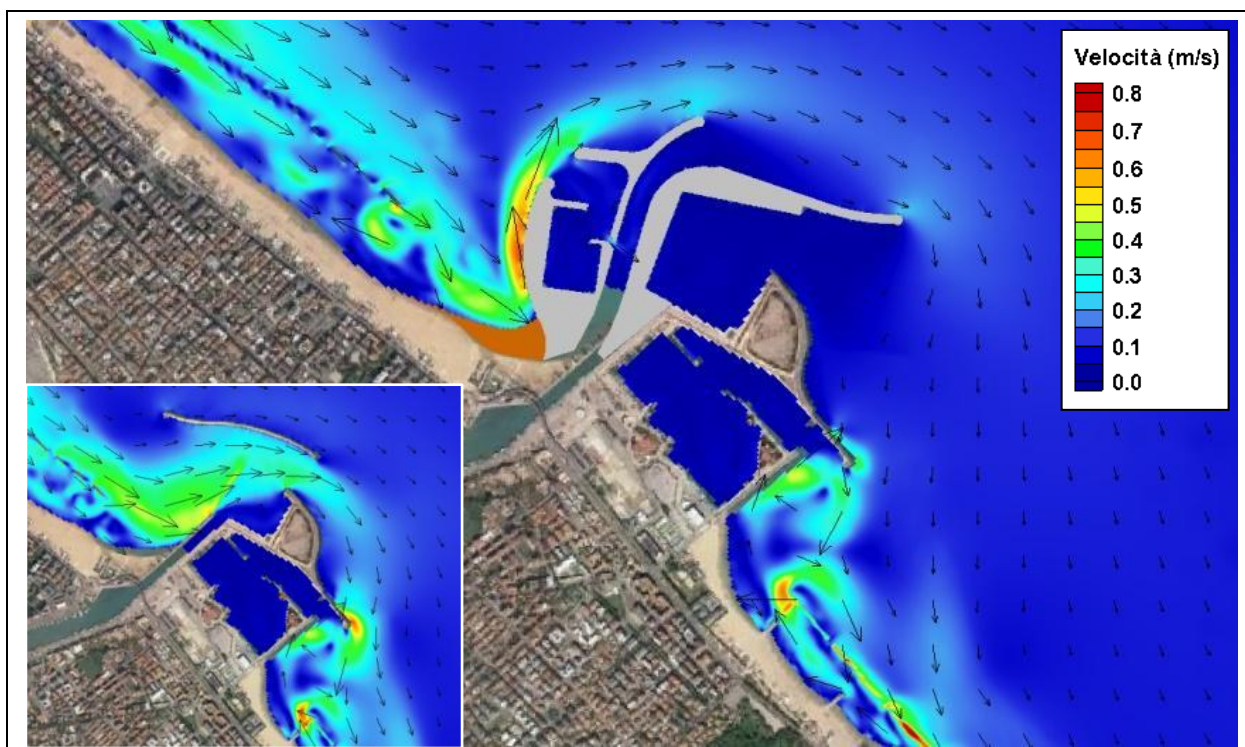


Figura 4.77 – TEST 1P (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale



Figura 4.78 – TEST 2P (Levante) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica

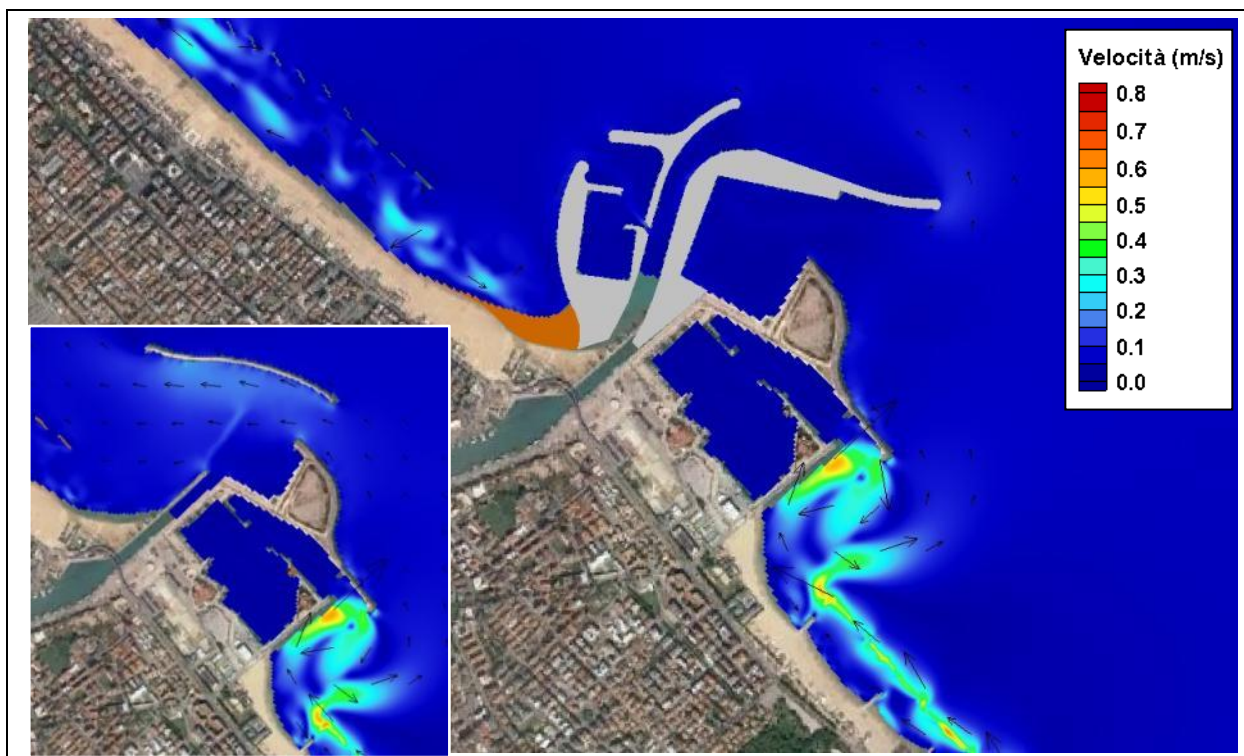


Figura 4.79 – TEST 2P (Levante) frequenza 1 g/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale

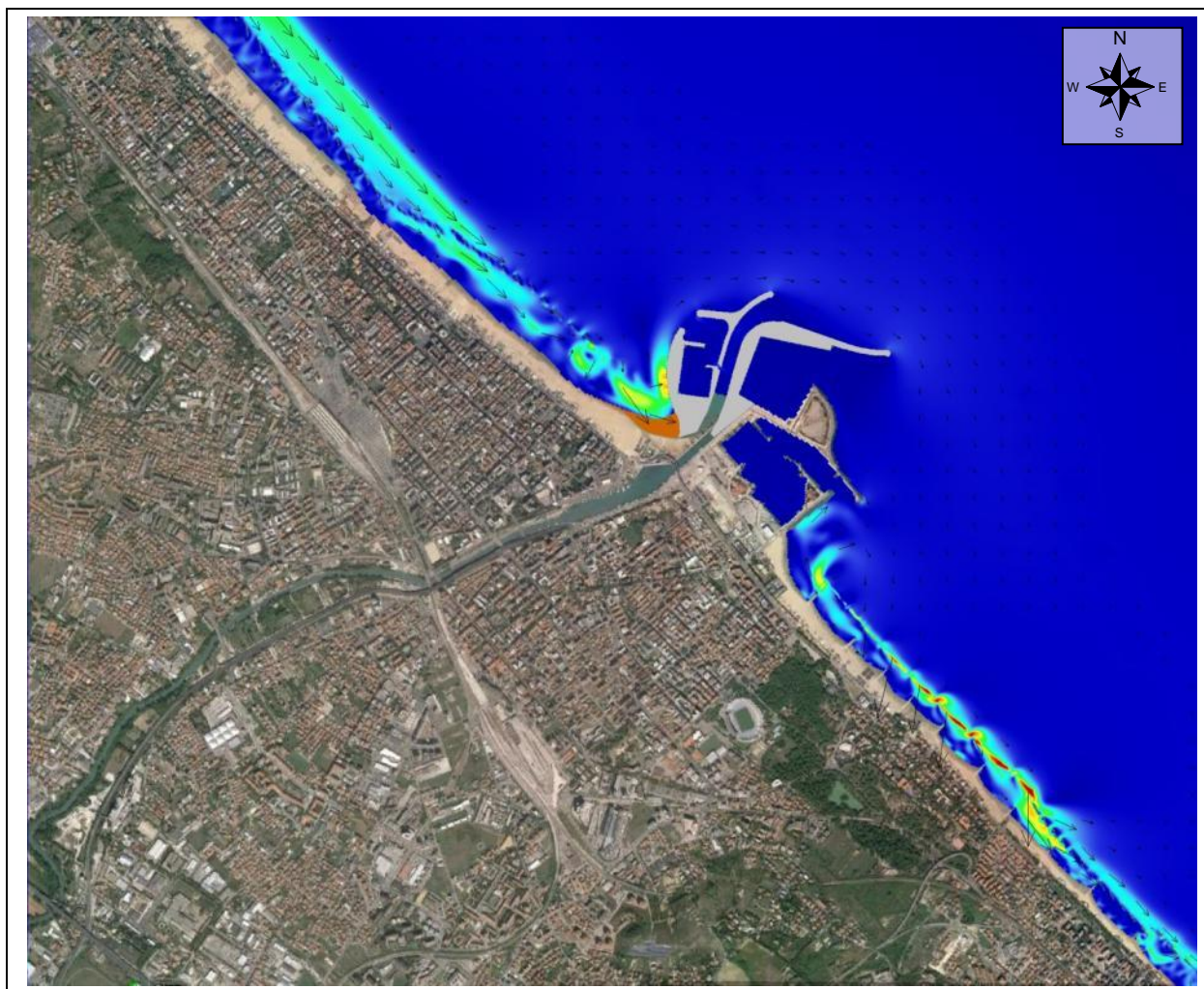


Figura 4.80 – TEST 3P (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica

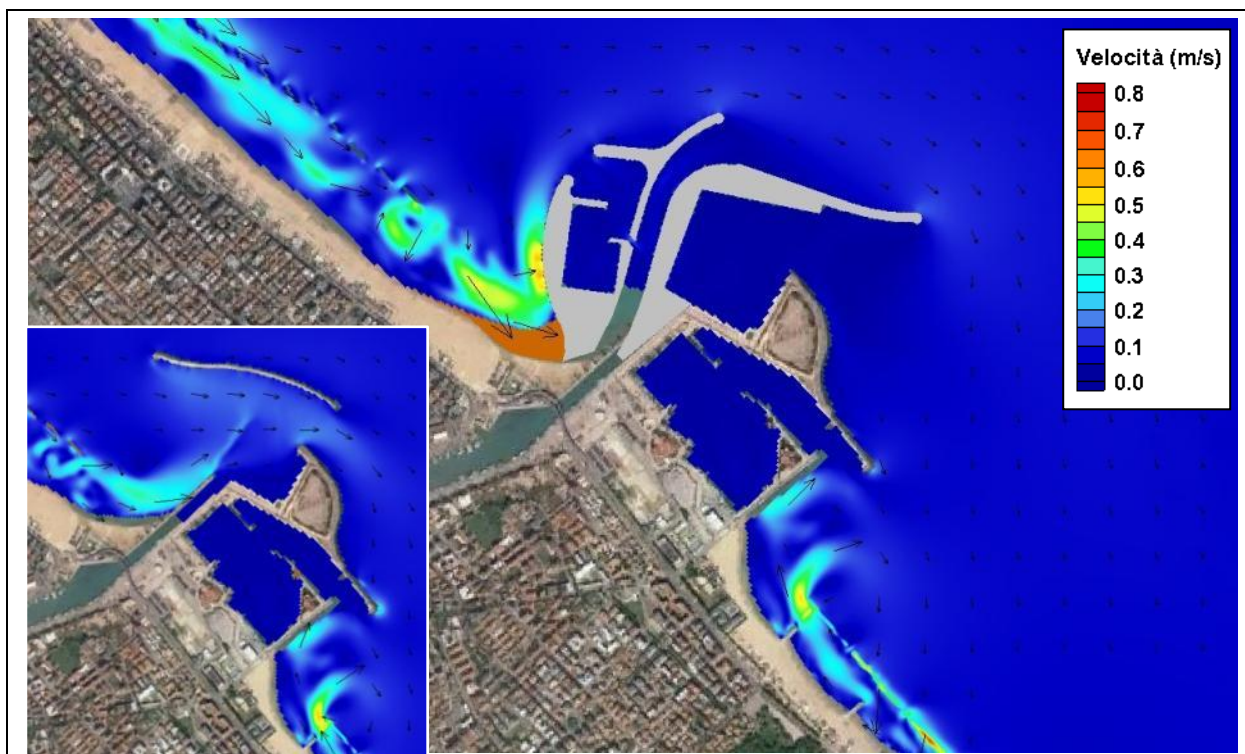


Figura 4.81 – TEST 3P (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale



Figura 4.82 – TEST 4P (Levante) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica



Figura 4.83 – TEST 4P (Levante) frequenza 5 gg/anno – Circolazione idrodinamica – Dettaglio area portuale

4.10 Trasporto solido in configurazione di P.R.P.

Nel presente capitolo sono riportati i risultati dello studio del trasporto solido e della tendenza evolutiva dei fondali antistanti il tratto di litorale oggetto di studio, nella configurazione di P.R.P., a seguito della persistenza di mareggiate caratteristiche per il sito (Tramontana e Levante).

Lo studio, analogamente a quanto effettuato per la configurazione attuale, è stato condotto mediante l'utilizzo del codice di calcolo CMS-FLOW, che consente di simulare numericamente i fenomeni responsabili del trasporto dei sedimenti e dell'evoluzione dei fondali, e ha permesso di evidenziare le aree potenzialmente attive dal punto di vista del trasporto solido e le zone di erosione e deposizione generate dall'azione combinata di onde e correnti, nonché di fornire una stima indicativa dei volumi di sedimento movimentati.

Per lo studio del trasporto solido sono state considerate come forzanti principali il campo di moto ondoso (CMS-WAVE) e il campo di velocità e di livelli generato dal moto ondoso (risultati del modello CMS-FLOW). In particolare, sono stati utilizzati i risultati riportati nel precedente capitolo, ottenuti dallo studio della circolazione idrodinamica.

Analogamente a quanto svolto nella configurazione attuale, al fine di analizzare il comportamento sia dei sedimenti più grossolani che di quelli più fini si è scelto di eseguire lo studio del trasporto solido ipotizzando due diverse granulometrie (D_{50} pari a 0.25 mm e 0.05 mm). Anche in questo caso lo studio per la granulometria più fine è stato eseguito con riferimento alle sole mareggiate più intense (caratterizzate da condizioni ondamiche più gravose e, di conseguenza, da circolazione idrodinamica più intensa). Di seguito nella Tabella 4-16 si riporta un riassunto delle simulazioni analizzate.

Tabella 4-16- Caratteristiche ondamiche ed anemometriche impiegati nello studio della propagazione e della circolazione in configurazione di P.R.P.

TEST	Mareggiata	Frequenza	D_{50} (mm)	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
				H_s (m)	T_p (s)	Dir (°N)	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1P	Tramontana	1 g/anno	0.25	2.73	8.1	5	16.6	350
2P	Levante	1 g/anno	0.25	1.78	7.0	83	10.5	90
1AP	Tramontana	1 g/anno	0.05	2.73	8.1	5	16.6	350
2AP	Levante	1 g/anno	0.05	1.78	7.0	83	10.5	90
3P	Tramontana	5 gg/anno	0.25	2.05	7.2	2	11.8	350
4P	Levante	5 gg/anno	0.25	1.26	6.2	85	7.2	90

4.10.1 Trasporto solido ed evoluzione dei fondali

I risultati delle simulazioni in termini di trasporto solido, ottenuti per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW, applicato all'area di interesse nella configurazione di P.R.P., sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.84a a Figura 4.89).

I risultati sono stati riportati per le due diverse granulometrie di sedimenti ipotizzate. Per ciascuna delle mareggiate analizzate sono riportati puntualmente, in termini di gradazioni cromatiche, l'andamento del trasporto e la quantità dei sedimenti mobilitati (concentrazione dei sedimenti messi in sospensione).

I risultati delle simulazioni, in termini di evoluzione dei fondali (erosione/deposizione), sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.90 a Figura 4.95). Le variazioni del fondale sono rappresentate con una scala cromatica che varia dal valore di massima erosione (-0.3 m) al valore di massima deposizione (+0.3 m). Al fine di facilitare la lettura dei risultati è stata utilizzata una scala cromatica differente per rappresentare le variazioni ottenute con la granulometria più fine (valori compresi tra +0.6 e -0.6 m).

Si sottolinea nuovamente che, in relazione alla significatività del modello (dati insufficienti per la taratura quantitativa, cfr. par.4.5), i risultati sono da considerarsi come stima, seppur ragionevole, dei volumi di sedimento movimentati e dell'evoluzione del fondale nell'arco della simulazione, a partire dalla batimetria iniziale fornita come input. In condizioni ottimali, la taratura del modello viene condotta su una sequenza storica di condizioni meteomarine (onda, vento, marea), note le condizioni iniziali e finali del dominio (i.e. rilievo iniziale e finale), le caratteristiche del dominio (granulometria, aree inerodibili, ecc.) e la storia degli eventuali interventi eseguiti.

La mareggiata più intensa di Tramontana è in grado di mettere in movimento i sedimenti più grossolani (sabbie medie, Figura 4.84) fino ad una distanza da riva comparabile con la posizione dell'imboccatura del nuovo porto peschereccio; la nuova foce del Pescara e la nuova imboccatura del porto commerciale risultano quindi al di fuori della fascia attiva del litorale, diversamente da quanto accade in configurazione attuale. Si fa presente che le variazioni di concentrazione di sedimenti in sospensione corrisponde a fenomeni di erosione o deposizione, per evidenziare i quali si rimanda alla Figura 4.91 e successive. Le sostanziali differenze nel trasporto solido rispetto alla configurazione attuale si evidenziano a Nord del porto, nella zona della Madonnina e lungo il molo del porto peschereccio, con una maggiore concentrazione di sedimenti in sospensione nella zona dove vengono salpate le tre barriere e la presenza di un significativo trasporto lungo il molo. A Sud del porto l'unica differenza è una riduzione del trasporto nella zona di testata del molo di sopraflutto del porto peschereccio. La simulazione in presenza di sedimenti più fini (Figura 4.85) mostra evidentemente una maggiore mobilità dei sedimenti, anche al largo delle opere portuali, che tuttavia non si estende ai bacini portuali a Sud, ma è indubbiamente significativa nella zona dell'imboccatura del porto peschereccio.

Per quanto riguarda la mareggiata più intensa di Levante, la mobilità dei sedimenti più grossolani (Figura 4.86) è piuttosto modesta, come già rilevato per la configurazione attuale; l'unica differenza da osservare consiste nella riduzione della capacità di trasporto lungo il litorale a Nord del porto. I risultati relativi ai sedimenti più fini (Figura 4.87) mostrano invece tendenze abbastanza dissimili tra configurazione attuale e di P.R.P., con una inversione del flusso (cfr. Figura 4.79) ed un incremento della concentrazione di sedimenti in sospensione (i.e. una maggiore capacità di "catturare" sedimenti fini nella sacca della Madonnina).

Le mareggiate meno intense (5 gg/anno, Figura 4.88 e Figura 4.89) mostrano una minore mobilità dei sedimenti, ma quella di Tramontana, in particolare, evidenzia un trasporto solido particolarmente attivo verso la sacca della Madonnina; è da notare, in questo contesto, che la zona della Madonnina è, e resterà, la principale area di prelievo per i sedimenti da destinare al ripascimento del litorale.

Il confronto delle evoluzioni dei fondali nelle due configurazioni analizzate risulta di particolare interesse e mostra tendenze significativamente diverse; in configurazione di P.R.P., infatti, la vasta zona di accumulo a tergo dell'antemurale scompare e l'apporto solido litoraneo determinato sia dalle mareggiate di Tramontana (Figura 4.90, Figura 4.91 e Figura 4.94) che, in misura assai minore, da quelle di Levante (per effetto della locale inversione, Figura 4.92 e Figura 4.93), si distribuisce tra la sacca della Madonnina e la zona di imboccatura del porto peschereccio. È comunque evidente che, con semplici accorgimenti, la deriva dei sedimenti litoranei verso l'imboccatura potrebbe essere significativamente ridotta, se non azzerata, individuando la sacca della Madonnina come unica zona di prestito per la gestione dei sedimenti da destinare a ripascimento delle spiagge.

Non si ravvisa la presenza di fenomeni di interrimento (determinati da sedimenti di origine litoranea) né alla foce del Pescara, né in corrispondenza dell'imboccatura del porto commerciale; persiste, invece, la tendenza all'interrimento dell'imboccatura del porto turistico.

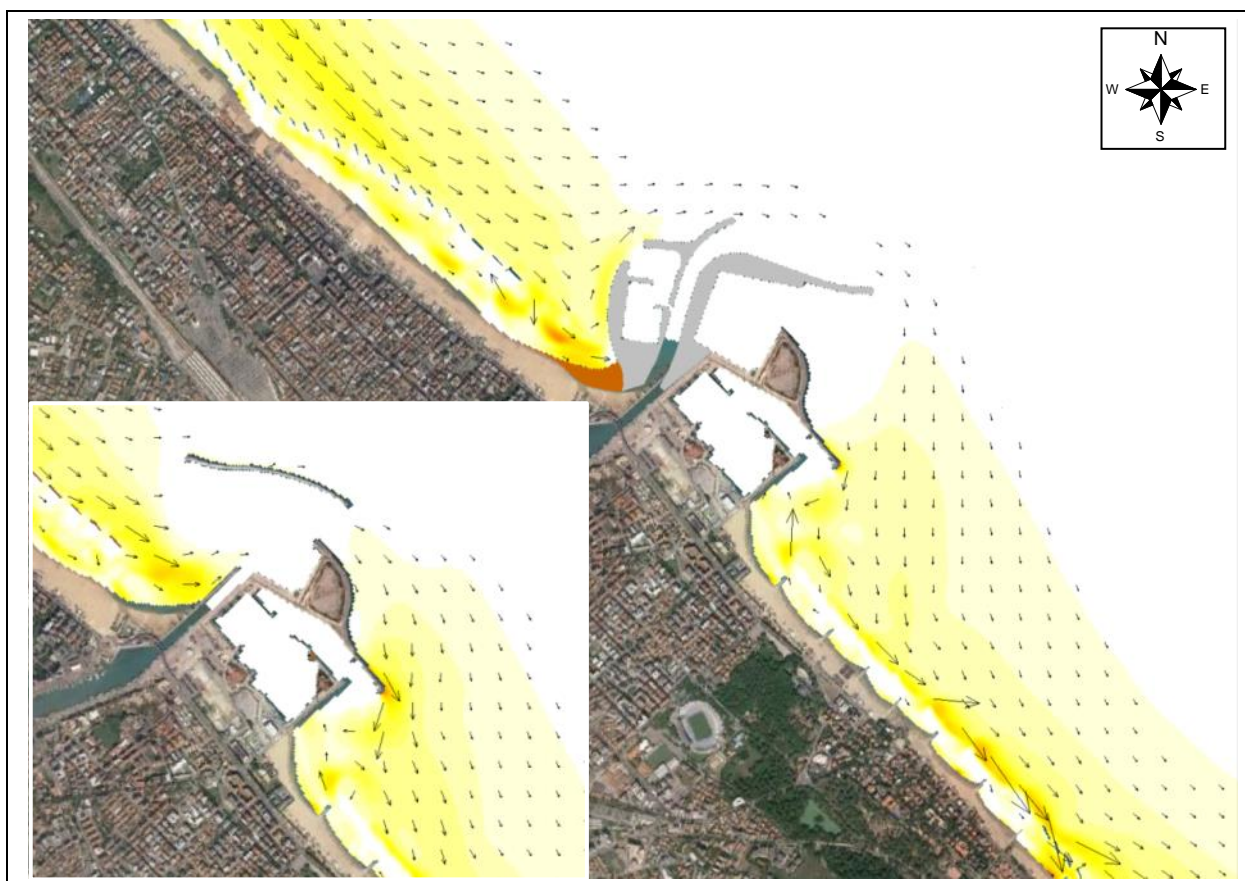


Figura 4.84– TEST 1P (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

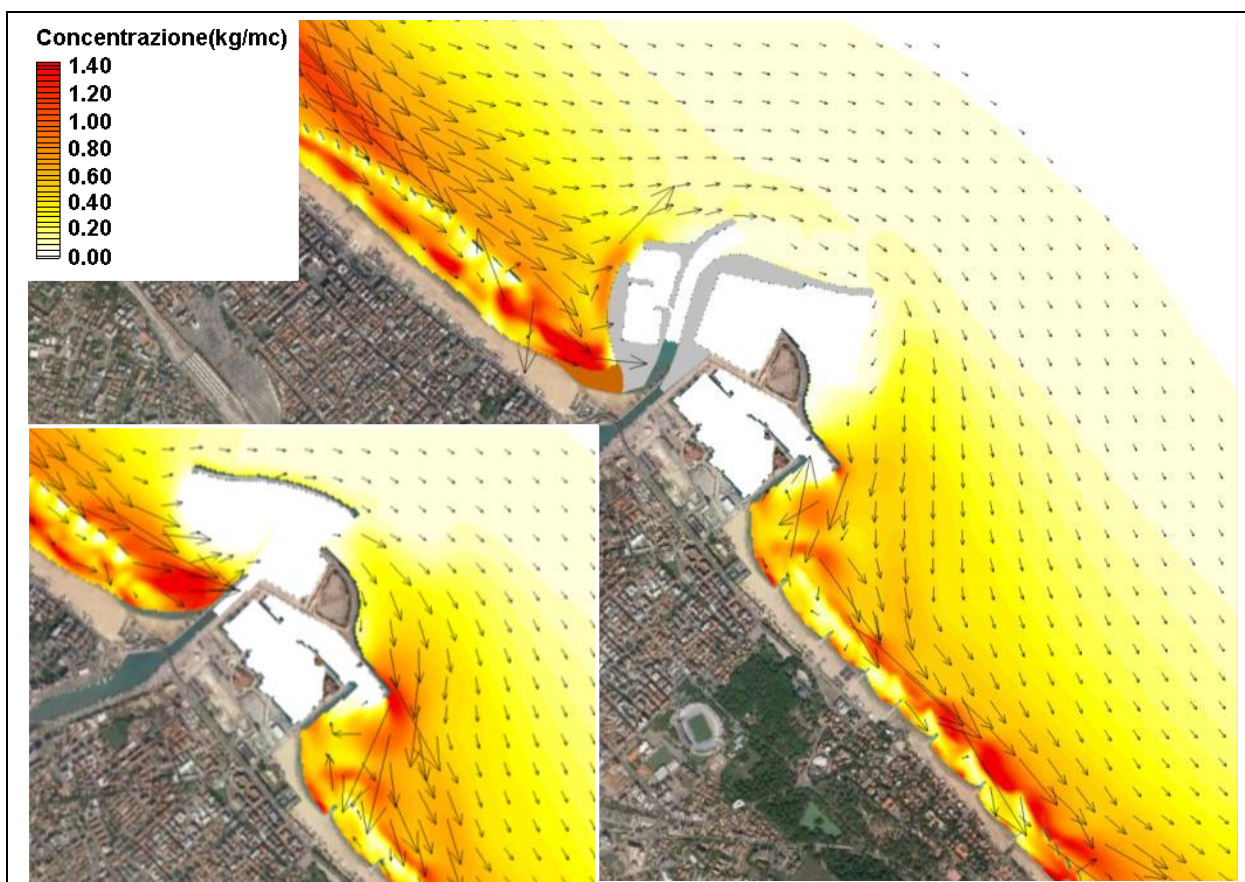


Figura 4.85 – TEST 1AP (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

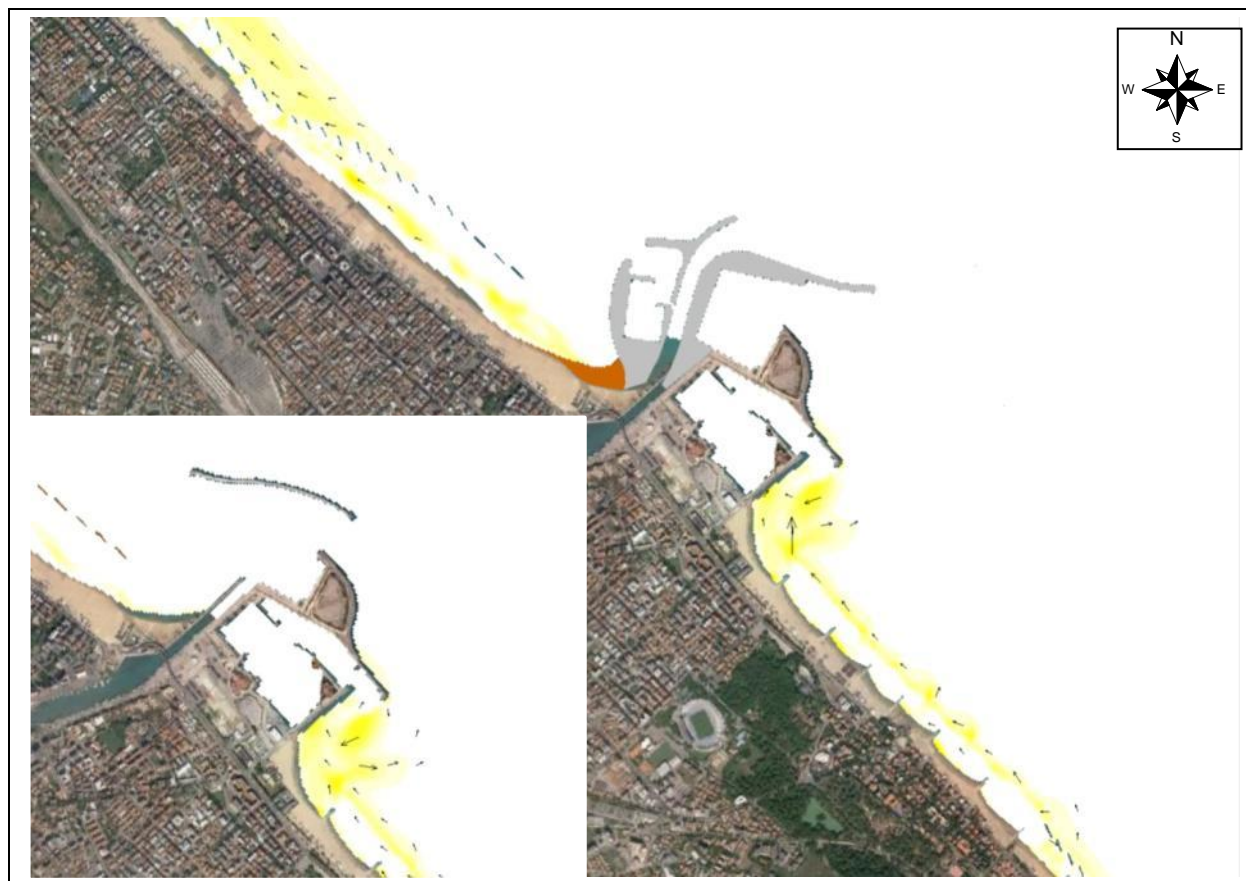


Figura 4.86 – TEST 2P (Levante) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

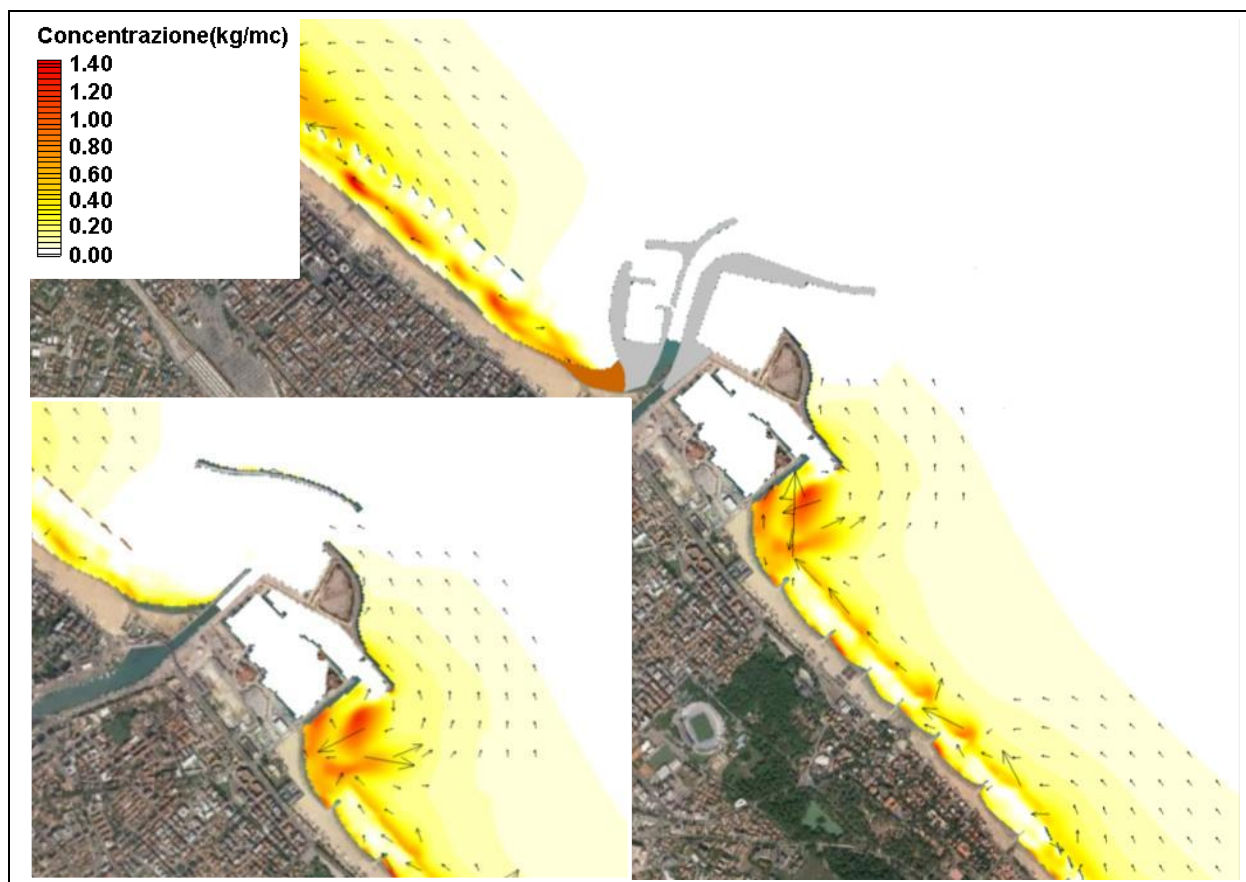


Figura 4.87 – TEST 2AP (Levante) frequenza 1 g/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

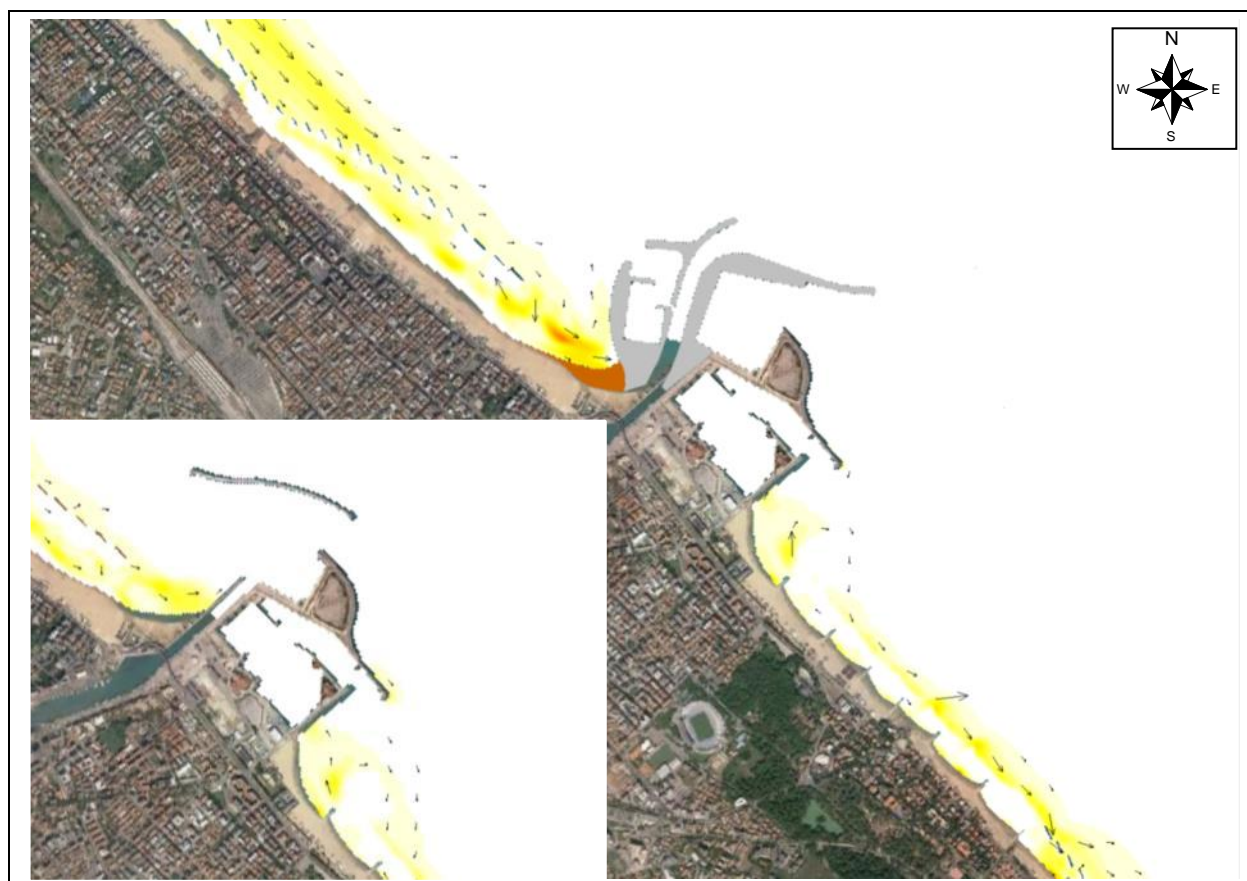


Figura 4.88 – TEST 3P (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Trasporto solido D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.89– TEST 4P (Levante) frequenza 5 gg/anno – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

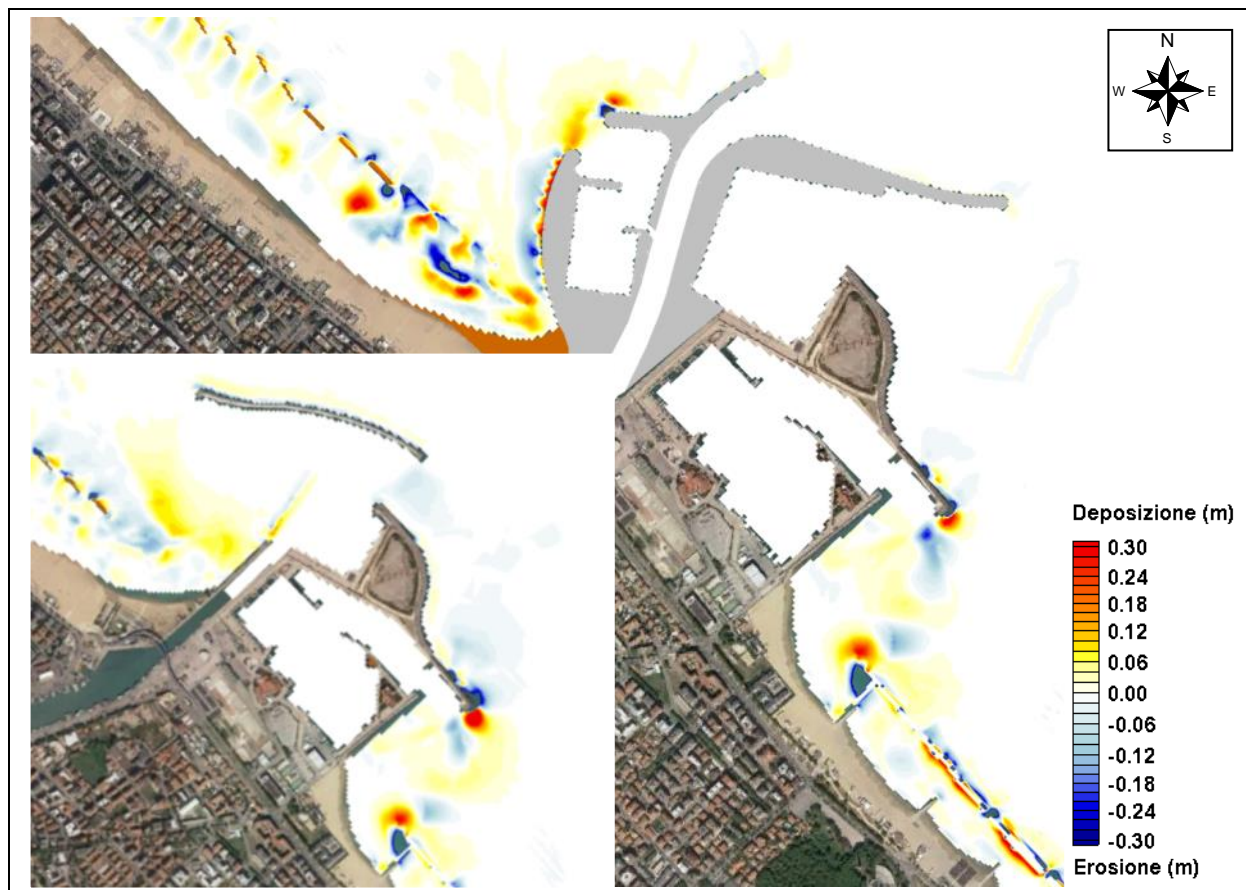


Figura 4.90– TEST 1P (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

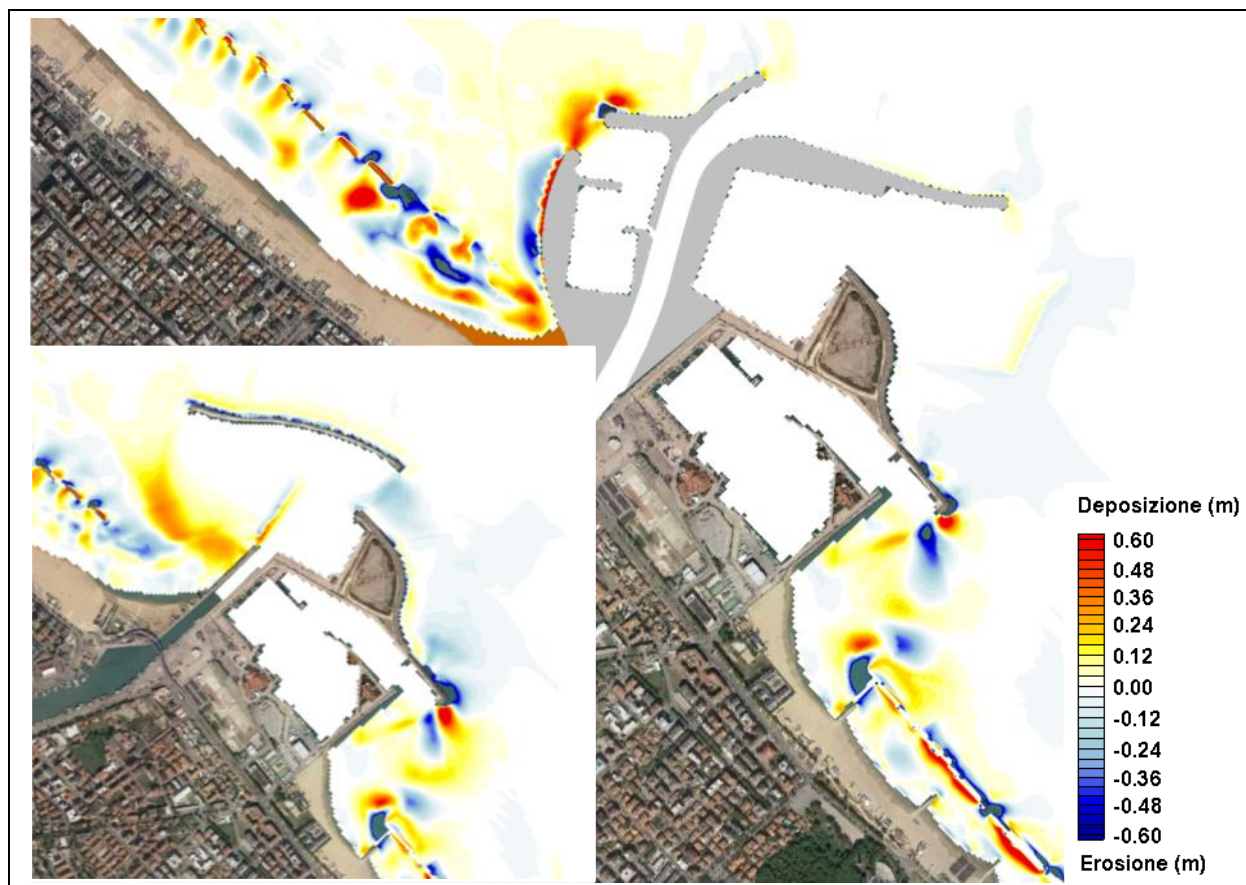


Figura 4.91 – TEST 1AP (Tramontana) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.92 – TEST 2P (Levante) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

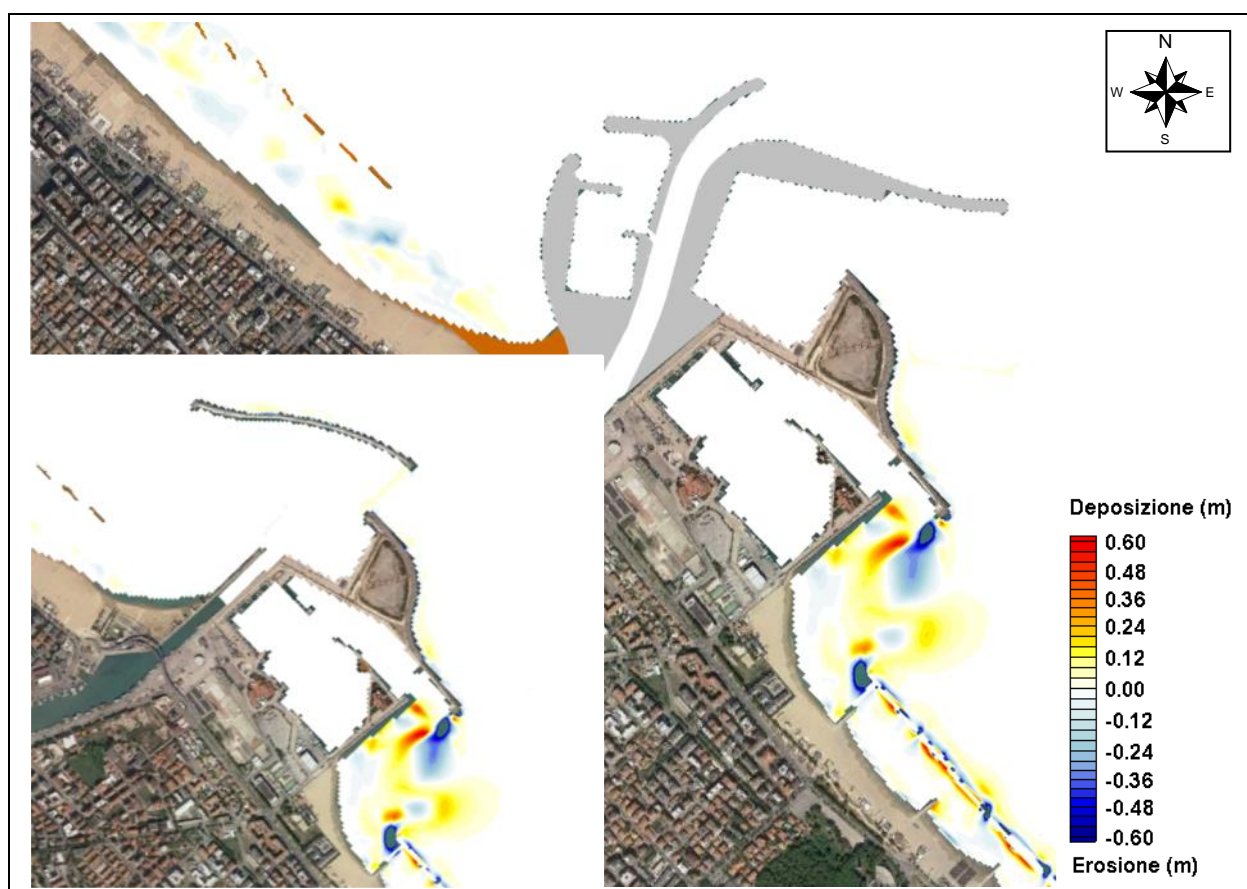


Figura 4.93 – TEST 2AP (Levante) frequenza 1 g/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.05 mm



Figura 4.94 – TEST 3P (Tramontana) frequenza 5 gg/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

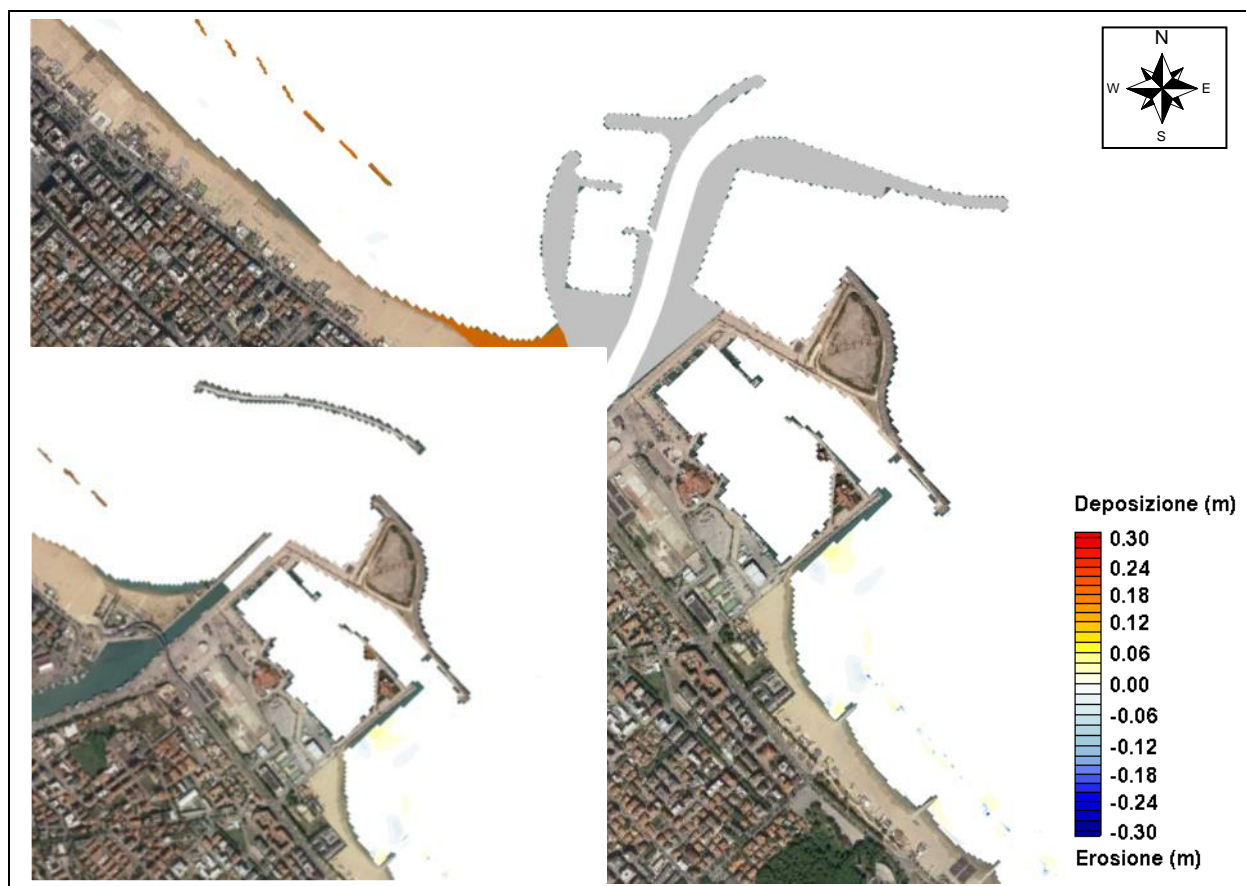


Figura 4.95 – TEST 4P (Levante) frequenza 5 gg/anno – Evoluzione dei fondali con D_{50} pari a 0.25 mm

4.10.2 Considerazioni sui volumi di trasporto litoraneo in configurazione di P.R.P.

Le simulazioni condotte evidenziano come i sedimenti litoranei messi in movimento dalla dinamica litoranea, prevalentemente legata alle mareggiate di Tramontana, tendano a depositarsi in prossimità della radice del molo (nella zona della Madonnina, n.d.r.) e in corrispondenza dell'imboccatura portuale del nuovo porto peschereccio (Figura 4.96 e Figura 4.97).

Analogamente a quanto fatto per l'analisi della configurazione attuale, sono stati analizzati i trend deposizionali delle singole mareggiate per valutare il potenziale di interrimento della "sacca" della Madonnina e dell'imboccatura del porto peschereccio. Nella successiva Tabella 4-17 si riportano i risultati dell'analisi in termini di area e volumi.

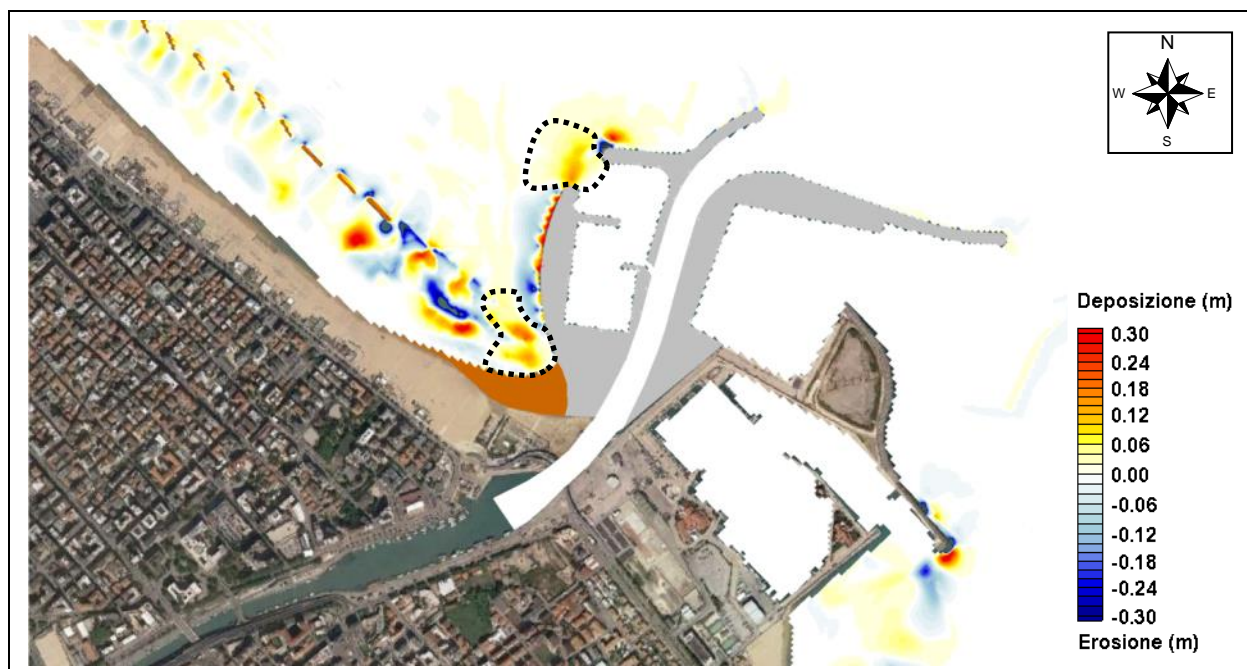


Figura 4.96– Aree di deposizione del sedimento con D_{50} pari a 0.25 m

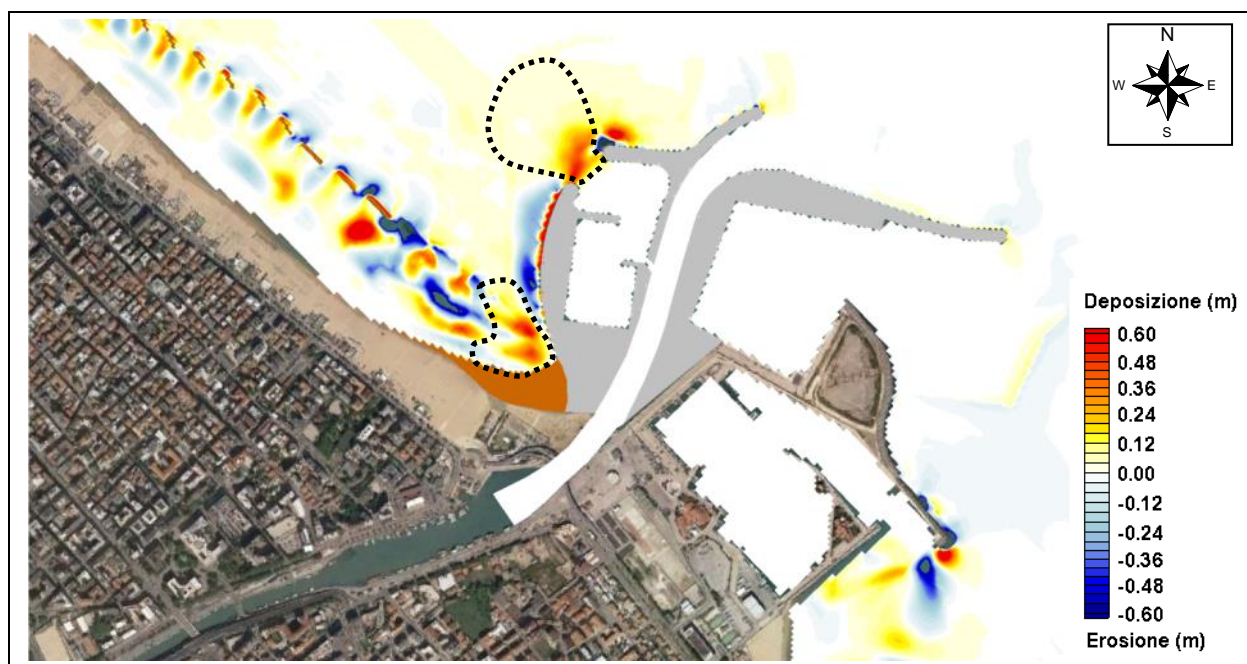


Figura 4.97 – Aree di deposizione del sedimento con D_{50} pari a 0.05 m

Se si confrontano i risultati di Tabella 4-17 con quelli di Tabella 4-10, si può facilmente evincere che la configurazione di P.R.P., a meno della gestione della nuova foce, risulta notevolmente più efficiente in termini di manutenzione dei fondali degli specchi acquei; le esigenze di manutenzione si riducono a circa un terzo di quelle attuali e potrà essere più agevole attuare una gestione separata dei sedimenti provenienti dalla dinamica litoranea, da destinare a ripascimento, e di quelli, prevalentemente molto fini, di apporto fluviale.

Tabella 4-17– Volumi di materiale sedimentato per la singola mareggiata

TEST	Mareggiata	Frequenza	D ₅₀ (mm)	Deposizione in 24 ore		
				Zona	Area (m ²)	Volume (m ³)
1P	Tramontana	1 g/anno	0.25	Radice	22'000	1'000
1P	Tramontana	1 g/anno	0.25	Imboccatura	22'000	1'000
1AP	Tramontana	1 g/anno	0.05	Radice	25'000	3'000
1AP	Tramontana	1 g/anno	0.05	Imboccatura	41'000	5'000

4.10.2.A Volumi di trasporto litoraneo annui

Impiegando il principio della mareggiata morfologicamente equivalente, già utilizzato per la configurazione attuale, si è proceduto al calcolo dei volumi di interrimento medi annui legati al trasporto litoraneo; i risultati ottenuti sono riportati nella successiva Tabella 4-18.

Anche in questo caso, il confronto con i corrispondenti valori in configurazione attuale (Tabella 4-13), ripropone il medesimo rapporto tra esigenze di manutenzione attuali e future (in configurazione di P.R.P., n.d.r.). Resta sempre un fattore indefinito legato alla reale distribuzione granulometrica dei sedimenti nel dominio di calcolo, che non è stato possibile documentare; si ritiene tuttavia verosimile pensare che le simulazioni con la granulometria più grossolana riproducano più fedelmente la situazione reale dei fondali prospicienti il litorale di Pescara. Ci sarà in ogni caso un'aliquota di sedimento fine, anche di origine marina, in grado di contribuire all'interrimento della darsena pescherecci e della sacca della Madonnina, ma sarà certamente di un ordine di grandezza inferiore al volume stimato ipotizzando l'intero fondale costituito da sedimento fine.

D ₅₀ (mm)	Deposizione nell'anno medio	
	Area	Volume (m ³)
0.25	Radice	7'750
0.25	Imboccatura	7'750
0.05	Radice	31'000
0.05	Imboccatura	39'000

Tabella 4-18– Volumi di materiale sedimentato nell'anno medio

4.11 Dinamica dell'apporto solido fluviale del F. Pescara in configurazione di P.R.P.

Per l'analisi del trasporto dei sedimenti provenienti dal F. Pescara, in configurazione di P.R.P. sono state condotte una serie di simulazioni di eventi di piena in concomitanza di mareggiate intense (Tramontana e Levante con frequenza pari 1 g/anno) analogamente a quanto eseguito nella configurazione attuale. Lo studio è stato svolto per i soli eventi di piena più intensi ($T_r = 25$ anni) in quanto i risultati hanno mostrato che anche per portate molto elevate i sedimenti in uscita non vengono trasportati molto distante dalla foce; risulta quindi ovvio che portate inferiori in uscita portano a risultati analoghi con deposizione in prossimità della foce.

Per quanto riguarda la dimensione dei sedimenti in uscita dal F. Pescara si rimanda a quanto descritto per lo studio in configurazione attuale. Anche per lo studio in configurazione di progetto si è comunque scelto di analizzare sia il comportamento di sedimenti caratterizzati da D_{50} pari a 0.05 mm che quello di sedimenti aventi D_{50} pari a 0.25 mm.

In definitiva sono stati analizzati 4 casi di mareggiate concomitanti con eventi di piena, in presenza di diverse granulometrie dei sedimenti. Nella successiva tabella si riportano i casi studiati.

Tabella 4-19- Caratteristiche ondametrichhe, anemometriche e di piena impiegati nello studio del trasporto dei sedimenti del F. Pescara in configurazione di P.R.P.

TEST	Mareggiata	Evento di piena	Volume sedimenti (m^3)	D_{50} (mm)	CARATTERISTICHE MAREGGIATA (PUNTO P)			CARATTERISTICHE DEL VENTO	
					H_s (m)	T_p (s)	Dir ($^{\circ}N$)	Velocità (m/s)	Dir ($^{\circ}N$)
5P	Tramontana 1 g/anno	$T_r = 25$ anni	30'000	0.25	2.73	8.1	5	16.6	350
6P	Levante 1 g/anno	$T_r = 25$ anni	30'000	0.25	1.78	7.0	83	10.5	90
5AP	Tramontana 1 g/anno	$T_r = 25$ anni	30'000	0.05	2.73	8.1	5	16.6	350
6AP	Levante 1 g/anno	$T_r = 25$ anni	30'000	0.05	1.78	7.0	83	10.5	90

4.11.1 Circolazione idrodinamica

I risultati dello studio della circolazione idrodinamica litoranea che si instaura a seguito di condizioni di piena concomitanti con mareggiate intense in configurazione di P.R.P., condotto per mezzo del codice di calcolo CMS-FLOW interfacciato con il codice di calcolo CMS-WAVE, sono rappresentati nelle successive Figura 4.98 e Figura 4.99.

I risultati riportano in forma grafica le velocità medie della corrente (medie sul profilo verticale) generata dalla piena in uscita dal F. Pescara e dalle mareggiate: le velocità della corrente sono rappresentate in termini di gradazioni cromatiche, mentre la direzione locale viene indicata mediante vettori il cui modulo è proporzionale alla velocità stessa.

I risultati evidenziano con grande chiarezza come, nella nuova configurazione, il getto di foce sia nettamente distinto dalla corrente litoranea, sebbene le condizioni meteomarine, nel caso della Tramontana, ne devino l'espansione verso Sud.



Figura 4.98 – TEST 5P - Tramontana frequenza 1 g/anno concomitante ad evento di piena $Tr = 25$ anni – Circolazione idrodinamica



Figura 4.99 – TEST 6P - Levante frequenza 1 g/anno concomitante ad evento di piena $Tr = 25$ anni – Circolazione idrodinamica

4.11.2 Trasporto solido

I risultati delle simulazioni in configurazione di P.R.P., in termini di trasporto solido a seguito di condizioni di piena concomitanti con mareggiate intense, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.100 a Figura 4.103).

I risultati sono stati riportati per i due diversi diametri ipotizzati. Per ciascuna delle simulazioni eseguite sono stati riportati i risultati che rappresentano puntualmente, in termini di gradazioni cromatiche, l'andamento del trasporto e la quantità dei sedimenti mobilitati (concentrazione dei sedimenti messi in sospensione).

L'apporto solido fluviale della piena in concomitanza con la mareggiata di Tramontana più intensa, in configurazione di P.R.P., si distribuisce in maniera sostanzialmente diversa rispetto alla configurazione attuale, evidentemente in relazione al fatto che la corrente litoranea non contribuisce più alla movimentazione dei sedimenti più grossolani, che si disperdono nei fondali relativamente elevati antistanti la nuova foce, per poi essere riportati solo in minima parte verso il litorale sottoflutto. Per quanto riguarda i sedimenti più fini, si osserva pure una maggiore dispersione verso il largo, anche se la maggiore mobilità li porta più facilmente verso il litorale sottoflutto; si tratta in ogni caso di materiali che, per la loro granulometria, andranno a collocarsi all'esterno della fascia attiva tipicamente detta, nella quale i sedimenti sono costituiti da sabbie.

Il comportamento dei sedimenti nel caso di concomitanza con una mareggiata di Levante, siano essi fini o più grossolani, è molto simile: nella configurazione di P.R.P. i sedimenti vengono spinti verso il largo, su fondali in cui corrente e moto ondoso non sono più in grado di rimetterli in movimento.

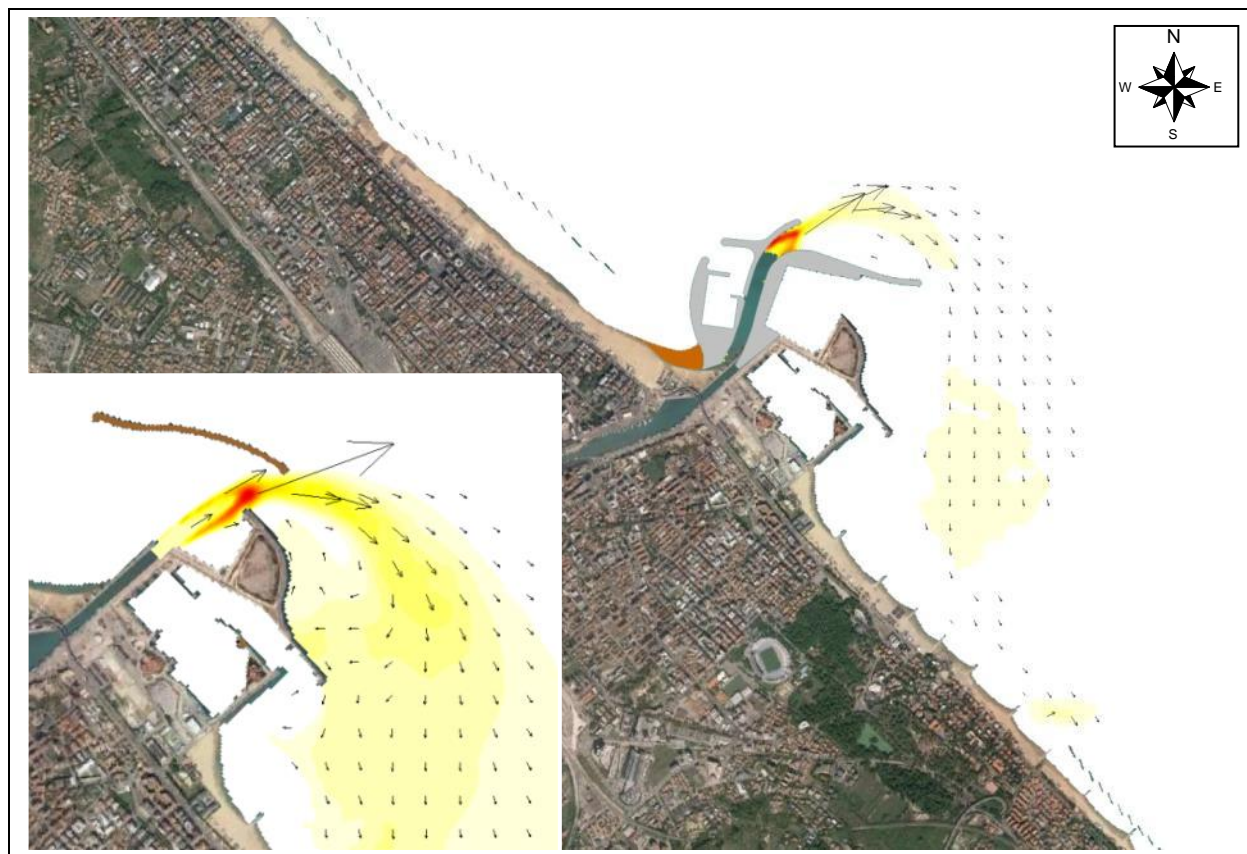


Figura 4.100 – TEST 5P - Tramontana 1 g/anno con piena $T_r = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

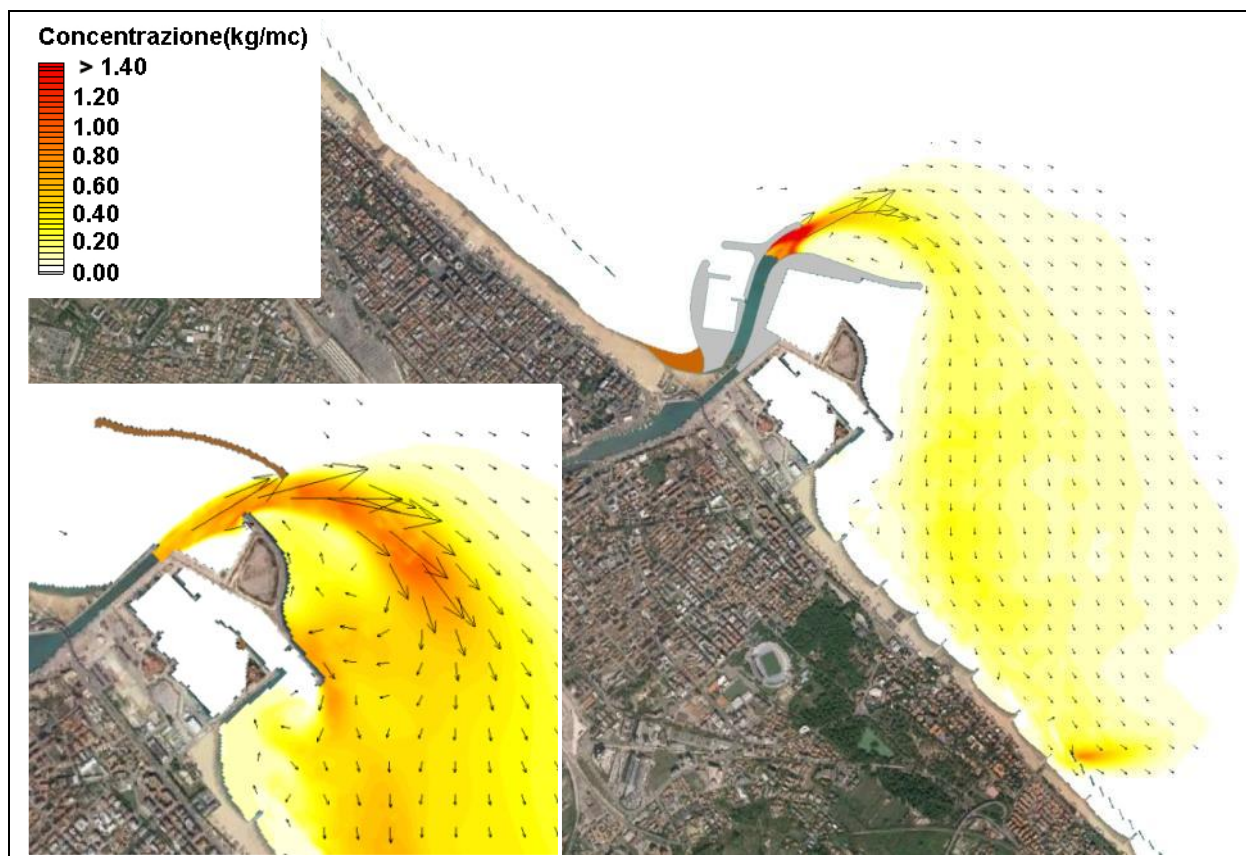


Figura 4.101 – TEST 5AP - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

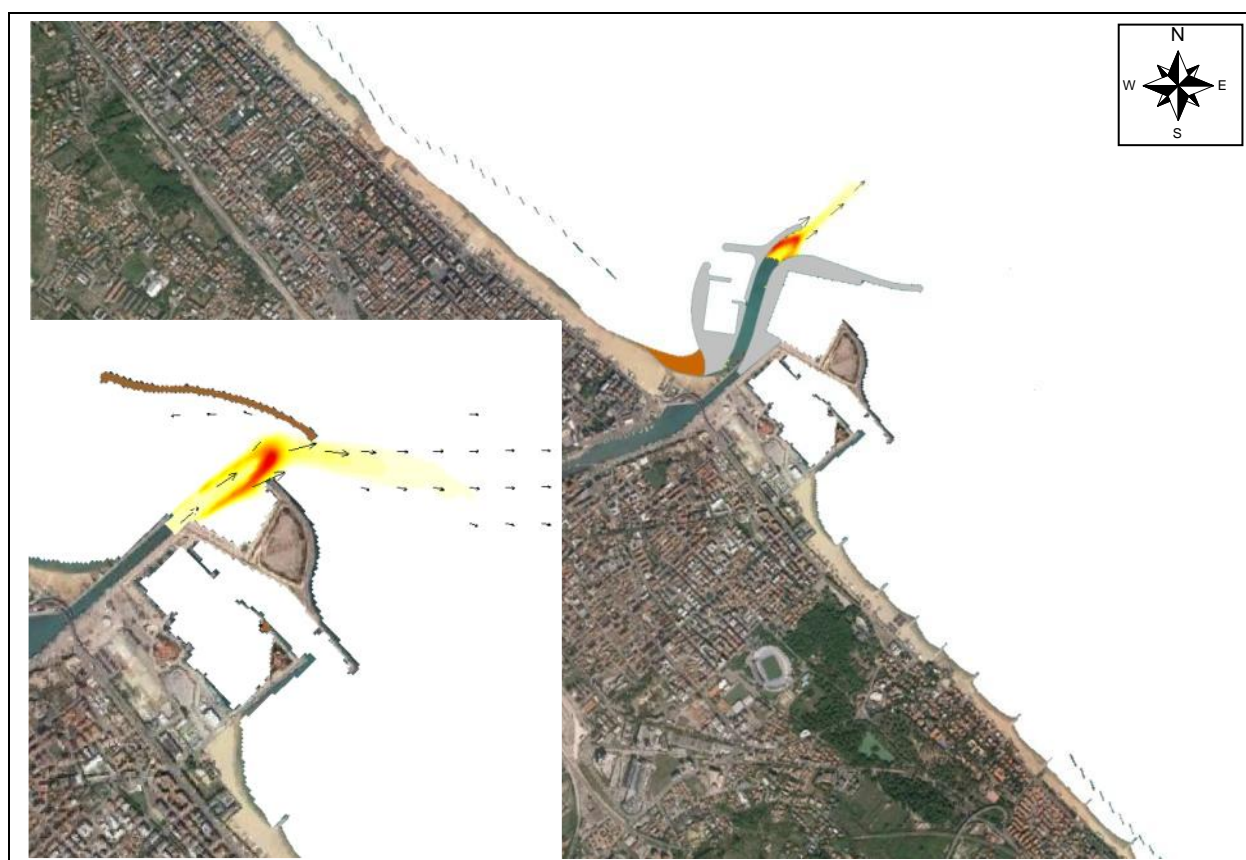


Figura 4.102 – TEST 6P - Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.25 mm

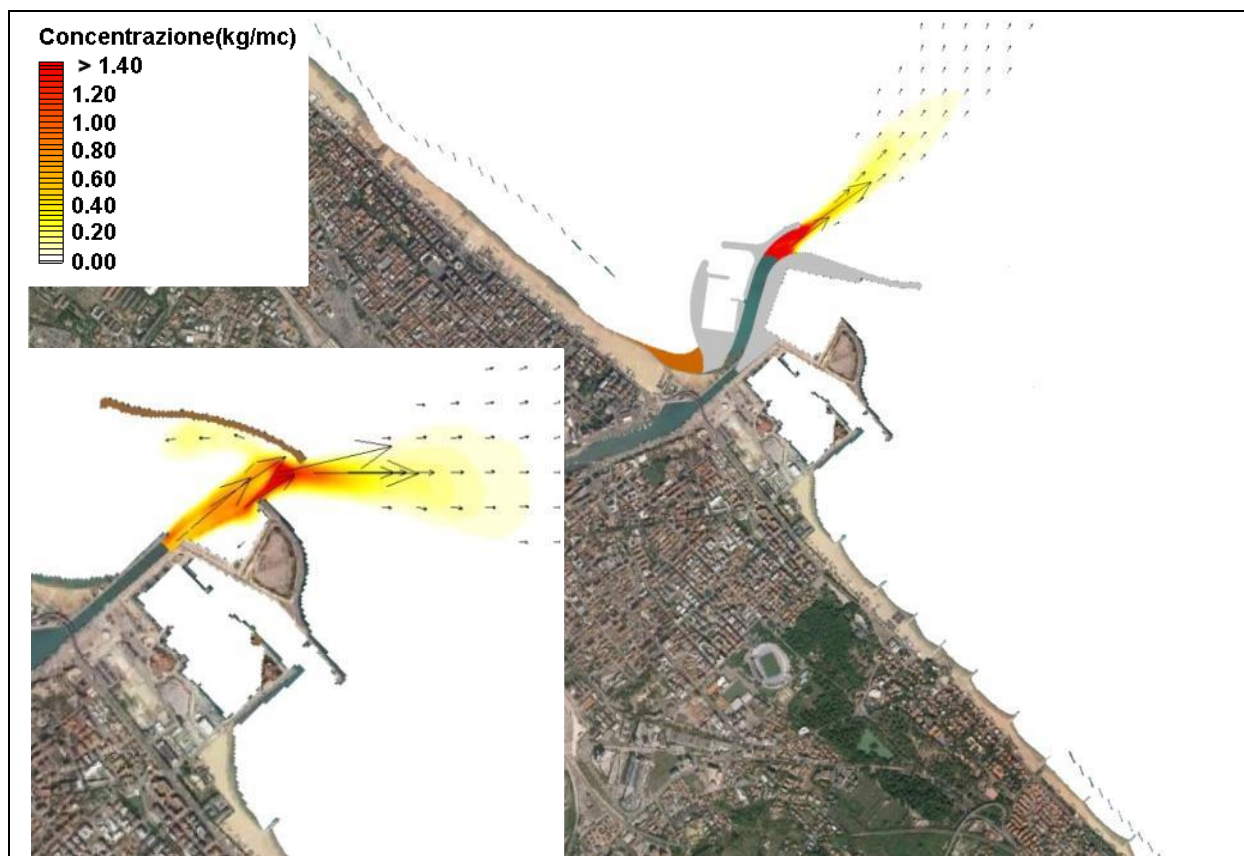


Figura 4.103 – TEST 6AP – Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – Trasporto solido con D_{50} pari a 0.05 mm

4.11.3 Aree di deposizione dei sedimenti del F. Pescara

I risultati delle simulazioni in configurazione di P.R.P., in termini di evoluzione dei fondali, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Figura 4.104 a Figura 4.107). Nel caso specifico l'evoluzione del fondale fornisce la tendenza alla deposizione dei sedimenti; i risultati sono riportati con scala cromatica che varia da 0 (nessuna deposizione) al valore di massima deposizione (+2 m). Come premesso nel par. 4.6.4, i risultati sono da considerarsi come rappresentativi delle tendenze evolutive del fondale nell'arco della durata della piena, a partire dalla batimetria iniziale fornita. Si osserva anche in questo caso la somiglianza dei risultati in termini di tendenza al deposito con quelli del modello fluviale a fondo mobile.

I fenomeni deposizionali che si verificano nel caso di concomitanza della piena ventennale con la mareggiata più intensa di Tramontana, nella nuova configurazione, non interessano più le aree portuali, ma si concentrano nella zona di foce del fiume. In particolare, le sabbie si depositano in una coltre consistente nella prima zona di espansione del flusso (cioè in massima parte prima ancora di raggiungere la testata dell'armatura Nord), mentre la deposizione dei materiali più fini interessa un areale più vasto; i massimi valori di deposizione interessano comunque ancora il solo intorno della foce. È quindi prevedibile che, in caso di piena con rilevante apporto solido, si possano verificare significative riduzioni dei fondali di fronte alla foce; si tratta peraltro di una valutazione modellistica, ma prevedibile anche sulla base delle seguenti considerazioni: (a) a grande distanza dalla riva e con la configurazione delle nuove opere non è presente alla foce una corrente litoranea in grado di redistribuire i sedimenti, (b) le profondità, almeno inizialmente, sono tali per cui la capacità del moto ondoso di risospingere i sedimenti è significativamente ridotta, (c) la riduzione di velocità della corrente uscente dalla foce, con profondità più elevate, è molto più accentuata che in basso fondale.

Le osservazioni sulle tendenze deposizionali nel caso di concomitanza della mareggiata di Levante sono molto simili alla Tramontana, e ciò risulta ovvio in considerazione del fatto che l'interazione con la corrente litoranea è,

nel caso delle nuove opere, sostanzialmente trascurabile.

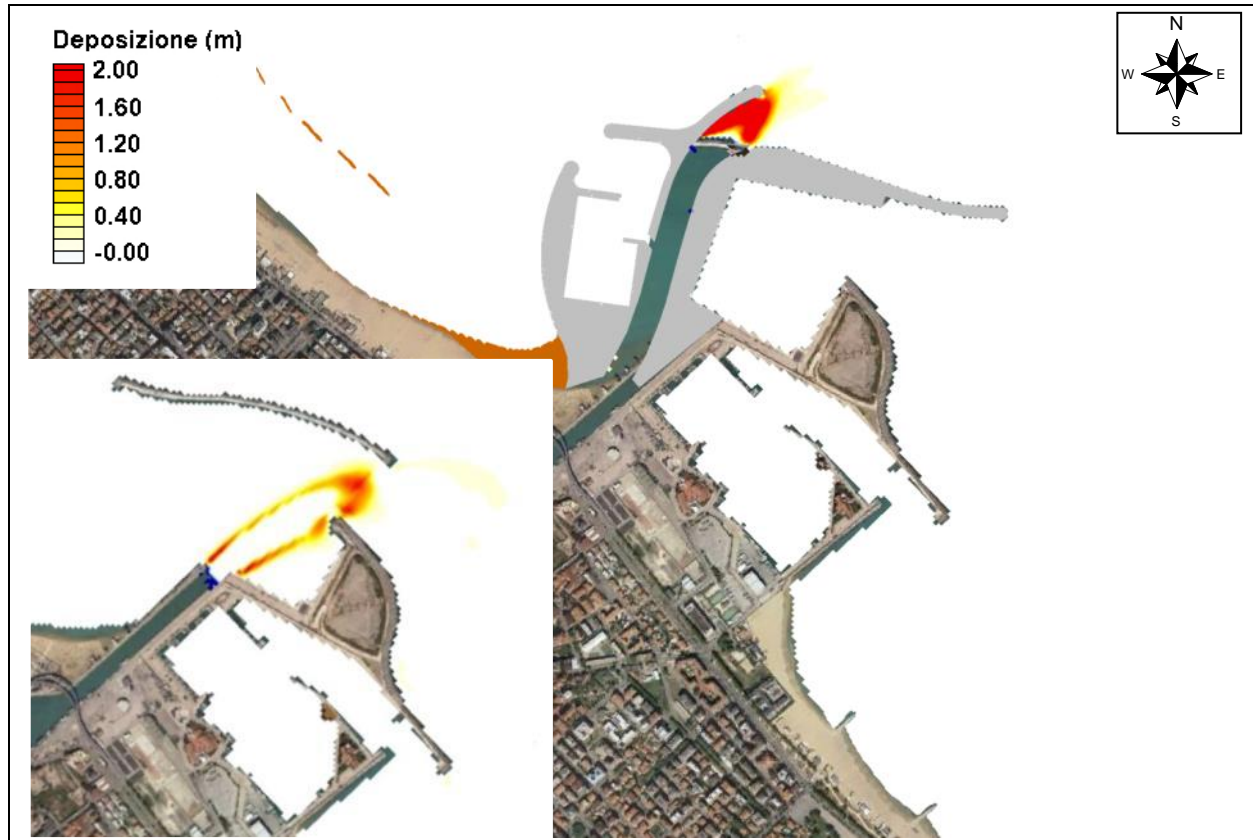


Figura 4.104 – TEST 5P - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.25 mm



Figura 4.105 – TEST 5AP - Tramontana 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.05 mm

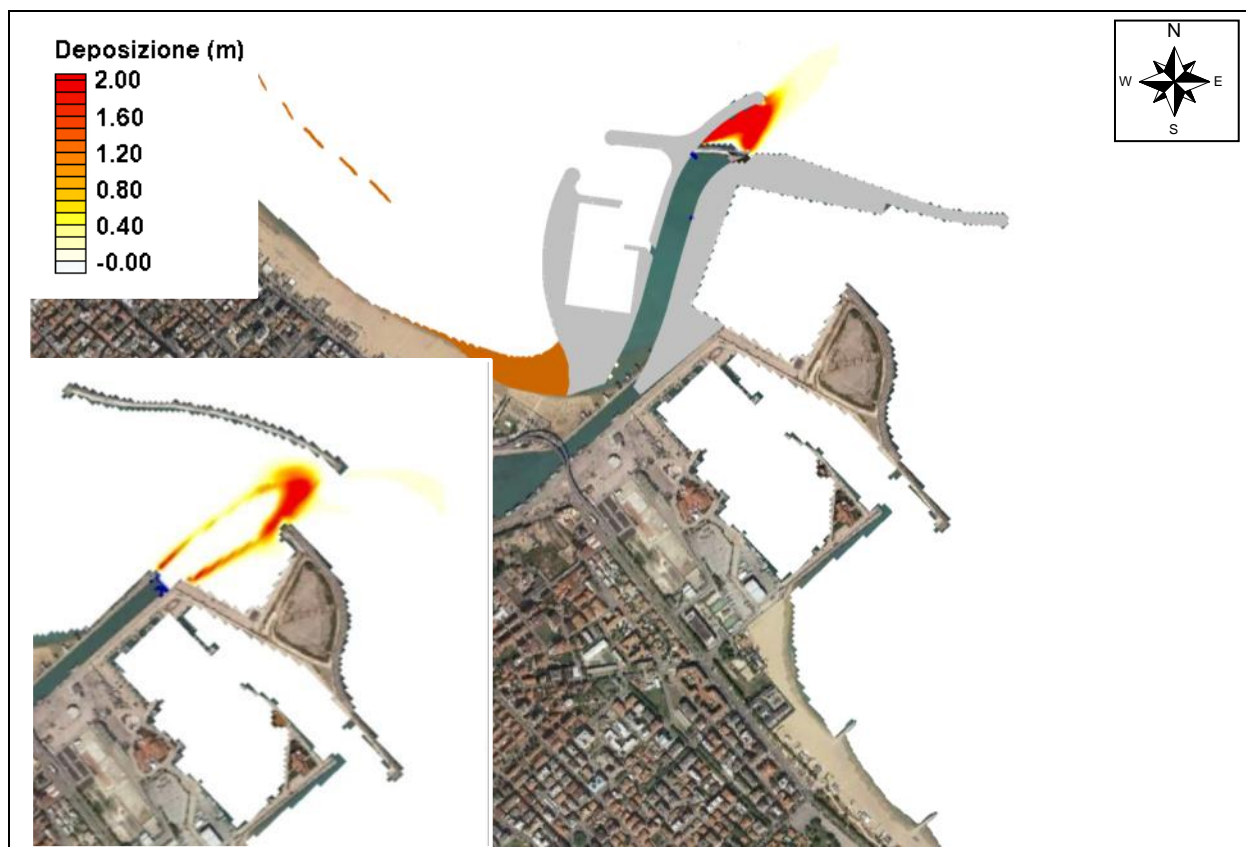


Figura 4.106 – TEST 6P – Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.25 mm

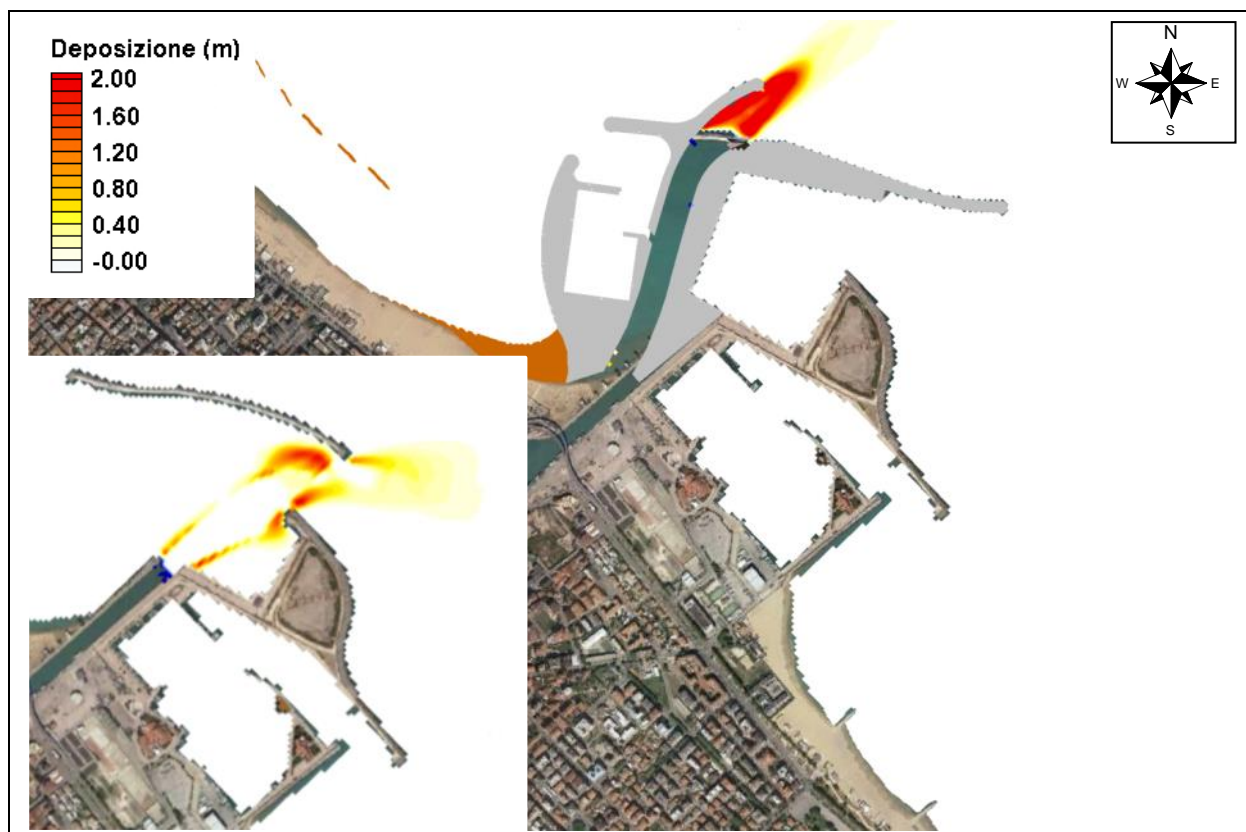


Figura 4.107 – TEST 6AP – Levante 1 g/anno con piena $Tr = 25$ anni – deposizione sedimenti del F. Pescara con D_{50} pari a 0.05 mm

4.11.4 Conclusioni risultati ottenuti

Dai risultati ottenuti si ricava che:

1. l'apporto solido fluviale del fiume Pescara tende a depositarsi nell'intorno della foce (porto commerciale) e nel varco tra antemurale e porto commerciale;
2. solo le piene più consistenti (ventennale) riescono a mobilitare il sedimento fino a portarlo al di fuori dello specchio acqueo protetto dall'antemurale; con le piene ordinarie si verifica la medesima situazione già evidenziata per le mareggiate in assenza di piena, cioè la sostanziale mancanza di trasporto nella zona retrostante l'antemurale;
3. solo il sedimento più fine riesce ad essere portato al di fuori dello specchio acqueo protetto, e ciò avviene sempre e solo attraverso il varco tra antemurale e porto commerciale;
4. la significatività del dato sul trasporto solido fluviale è scarsa; in ogni caso si ritiene che nella dinamica sedimentaria della foce, una volta protetta dall'antemurale, possa essere prevalente un meccanismo di flocculazione in acqua salata del sedimento argilloso colloidale tipico del bacino del Pescara.

La nuova configurazione delle opere portuali prevista dal P.R.P. risulta indubbiamente efficace nel separare i sedimenti di origine fluviale (costituiti da sabbie e materiali più fini, ma presumibilmente in massima parte da questi ultimi), prevenendo l'interrimento degli specchi acquee portuali e delle rotte di navigazione da parte di essi e, presumibilmente, facilitando la gestione dei dragaggi e la ricollocazione del materiale dragato (deposito litoraneo a ripascimento e materiali pelitici – fluviali – in alto fondale, presumibilmente).

D'altra parte, si evidenzia la concreta possibilità che, nel medio termine, si venga a creare una barra in corrispondenza della nuova foce del Pescara, dove probabilmente si dovrà intervenire per il mantenimento del passo navigabile. È peraltro certo che, con la riduzione delle profondità dovuta alla formazione della barra, si attiveranno consistenti dinamiche di trasporto solido dovuto al moto ondoso, che con ogni probabilità impediscono che la barra stessa possa pregiudicare l'efficienza idraulica della foce stessa.

5. Conclusioni

Lo studio condotto ha confrontato le cinque configurazioni (1 – attuale, 2 – porte chiuse, 3 – porte chiuse e PRP, 4 – porte chiuse e vasche, 5 – porte chiuse, PRP e vasche) in termini di pericolosità idraulica, tendenze evolutive morfologiche fluviali, tendenze evolutive morfologiche litoranee.

L'approccio metodologico adottato ha previsto l'utilizzo di numerosi codici di calcolo, ciascuno caratterizzato da peculiarità proprie e specifiche per le diverse tematiche trattate. In generale, a seguito dei possibili confronti che sono stati fatti nel corso dello studio, i modelli, idraulici e morfologici, sono risultati coerenti in termini di mappatura delle aree allagabili e di tendenze evolutive, e sono stati utilizzati in maniera intrecciata e coordinata al fine di rispondere al meglio alle richieste di approfondimento oggetto del presente lavoro.

Nell'ambito dello studio sono stati raccolti e validati numerosi dati già disponibili, integrati con indagini e studi appositamente condotti per effettuare un'analisi quanto più accurata possibile. In particolare tra questi:

- è stato condotto un rilievo topografico integrativo di 10 sezioni fluviali (comprese le batimetrie) nel tratto del fiume Pescara studiato, nel corso del quale sono stati effettuati alcuni campionamenti del materiale dello strato superficiale del fondo;
- sono state effettuate elaborazioni volte all'analisi e propedeutiche all'aggiornamento della scala delle portate di Santa Teresa;
- sono stati organizzati i dati relativi al sistema fognario per disporre di un iniziale quadro conoscitivo, fino ad oggi non disponibili, di partenza per possibili studi e sviluppi futuri.

Una volta validati, i diversi dati (rilievi topografici, batimetrie, misure idrologiche, documenti pregressi) sono stati utilizzati nel presente studio.

Si sottolinea che ulteriori indagini in campo porterebbero ad un affinamento dei risultati ottenuti sintetizzati di seguito in termini anche quantitativi.

5.1 Studio idraulico

Per quanto riguarda l'idraulica, l'analisi degli eventi di piena, svolta con un modello bidimensionale (InfoWorks ICM), condividendo la metodologia con l'Autorità di Bacino e utilizzando una base topografica aggiornata e coerente con il LiDAR del MATTM, ha mostrato i benefici che si ottengono nelle configurazioni di progetto in termini di:

- riduzione dei livelli fluviali, anche per piene inferiori a quelle associate a tempo di ritorno 50 anni (es. evento 2013);
- estensione delle aree allagabili e delle fasce di pericolosità idraulica.

La riduzione dei livelli prodotta dalle opere del PRP, che si verifica soprattutto nel tratto terminale, unita alla laminazione delle piene offerta dalle vasche in progetto, consente una riduzione apprezzabile della pericolosità (Figura 5.1).

Le valutazioni idrologiche condotte sui dati della stazione di Santa Teresa per ricostruire il regime ordinario e di piena del fiume Pescara, e che rappresentano una condizione a contorno della modellazione idraulica, hanno evidenziato la necessità di un aggiornamento dei dati di riferimento (scala delle portate, misure di portata, ricostruzione degli eventi storici, ecc.), che tuttavia richiede misure e tempistiche più lunghe di quelle dettate dal presente studio. I rilievi aggiornati effettuati nel maggio 2016, anche in corrispondenza della sezione

dell'idrometro, potranno essere un utile strumento alle future valutazioni.

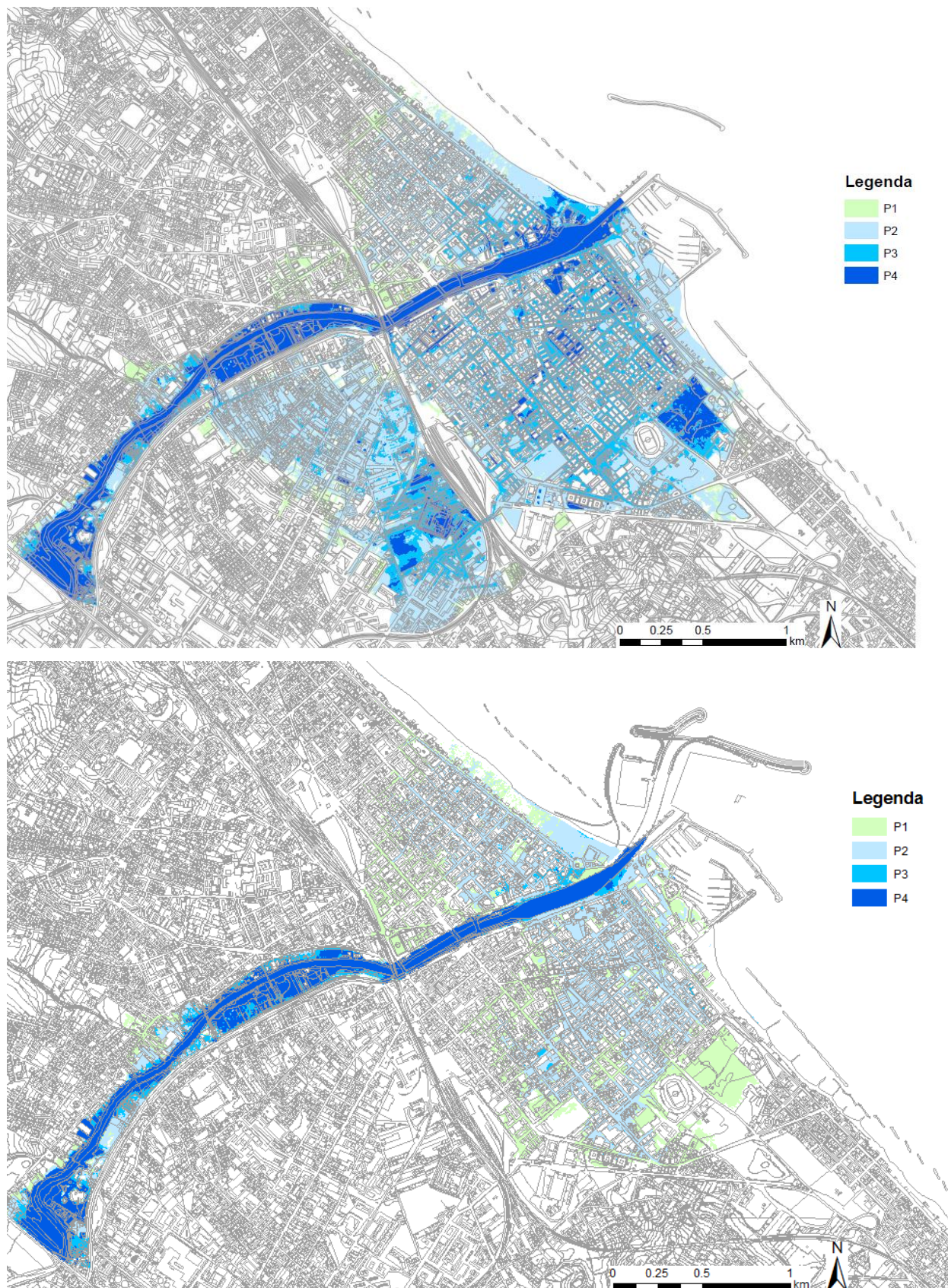


Figura 5.1 – Elaborazione dei risultati modellistici in termini di fasce di pericolosità: confronto tra i risultati della configurazione 1 “stato attuale” (in alto) e della configurazione 5 “porte chiuse + PRP + vasche” (in basso).

Le analisi idrauliche sono state quindi estese per valutare l'effetto dell'ostruzione dei ponti dovuta al disormeggio

dei natanti situati lungo il fiume a monte del porto canale: il risultato ha mostrato che i ponti più critici, dal punto di vista della sufficienza o meno del franco idraulico, sono Ponte del Risorgimento e Ponte Garibaldi.

È stato inoltre effettuato, in collaborazione con il Comune di Pescara, il rilievo degli scarichi dei collettori fognari al fiume, assieme ad un inquadramento del sistema fognario complessivo, nello stato attuale e in quello di progetto previsto dal DK 15 che consente di individuare ulteriori elementi di ottimizzazione della rete a favore di una messa in sicurezza idraulica e ambientale del territorio cittadino.

5.2 Studio morfologico fluviale

Lo studio morfologico fluviale ha indagato l'evoluzione del profilo di fondo del fiume Pescara nelle diverse configurazioni ed i volumi di dragaggio per mantenere i fondali del tratto terminale nello stato di progetto.

Lo studio morfologico associato alla dinamica fluviale, svolto mediante applicazione di un modello idraulico bidimensionale curvilineo a fondo mobile (MIKE 21C), ha dapprima raccolto ed elaborato i dati batimetrici disponibili per la zona portuale dal 2008 al 2016. L'analisi ha stimato che mediamente il materiale proveniente dal fiume che si deposita nella zona portuale è compreso tra 10 000 e 20 000 m³ annui. Valori di deposito superiori sono determinati da eventi idrologici più significativi o da mare. Con riferimento agli eventi di piena, purtroppo non sono disponibili dati di dettaglio che permettano di valutare con maggior chiarezza gli apporti di materiale da fiume avvenuti a seguito della piena di Dicembre 2013, che ha contribuito sicuramente in maniera sensibile all'innalzamento del fondo.

La carenza di alcuni dati (granulometrie, misure di trasporto solido, misure idrologiche aggiornate, ecc.) ha condotto ad utilizzare valori ipotetici, ragionevolmente desunti da osservazioni e da materiale bibliografico disponibile; i risultati ottenuti rappresentano quindi uno strumento comparativo e non predittivo rispetto ai valori calcolati.

Il fiume Pescara è sostanzialmente in equilibrio nella configurazione attuale rispetto a condizioni idrologiche medie, pur presentando una tendenza al deposito in corrispondenza dell'allargamento del porto canale, dove i dragaggi vanno programmati per mantenere l'ufficiosità dell'area per la sicurezza idraulica del territorio.

Nello stato attuale il volume di materiale simulato apportato dal fiume alla foce nell'anno medio è stimato in 18 000 m³, in linea con il dato sperimentale; la simulazione degli eventi di piena mostra che condizioni idrologiche significative sono in grado di mobilitare il materiale che si deposita nel porto canale con apporto di sedimenti importante che si depositano tra la foce e l'antimurale (stimati dell'ordine di centinaia di migliaia di m³ per piene significative (TR50).

L'assetto delle opere del PRP mostra le stesse tendenze al deposito nella zona allargata del porto canale (qualche migliaio di metri cubi all'anno), seppur attenuate, ma anche in questo caso giudicate non trascurabili per motivi legati alla sicurezza idraulica, dal momento che è in questo tratto che l'acqua inizia a fuoriuscire.

L'assetto delle opere del PRP mostra tendenze al deposito nel tratto finale del fiume (tratto in progetto) anch'esso stimato in qualche migliaio di metri cubi all'anno: la tendenza del fiume è quella di depositare e portare il profilo di progetto ad una pendenza molto bassa, in proseguimento del tratto esistente a monte: un evento di piena significativo permetterebbe di riaprire il canale verso il mare. In questa sede non è di facile previsione stabilire in quanto tempo il fiume potrebbe raggiungere il profilo di equilibrio (pendenza zero), vista anche l'incertezza e la carenza dei dati idrologici e granulometrici disponibili.

Per quanto riguarda il materiale portato a mare, nello stato attuale il dato simulato conferma la tendenza registrata dal dato sperimentale in termini di ubicazione ed estensione delle aree di deposito e fornisce le condizioni a contorno del modello numerico costiero.

5.3 Studio morfodinamico costiero

Analisi dell'evoluzione morfodinamica storica

Il litorale di Pescara, dal dopoguerra in poi, ha evidenziato una tendenza erosiva culminata nella metà degli anni '70, con danni alle strutture balneari e al lungomare a Nord del porto; tale tendenza è certamente legata al deficit negli apporti solidi del Pescara e degli altri fiumi tributari della costa, nonché, di conseguenza, alla riduzione degli apporti solidi litoranei provenienti da sopraflutto.

A partire dalla fine degli anni '70, inizia la costruzione di opere di difesa, che modifica sostanzialmente la dinamica litoranea, da qui in poi dominata più dall'efficacia delle opere che dal clima meteomarinico.

Con la metà degli anni '90, viene realizzata anche la diga foranea (o antemurale) che determina una trasformazione di più larga scala dei fondali, con la formazione di una sorta di tombolo, alimentato prevalentemente dal trasporto solido litoraneo forzato dalle mareggiate di Tramontana.

La tendenza evolutiva più recente del litorale vede la sostanziale stabilità del tratto a Nord-Ovest del porto, con tendenza all'avanzamento della linea di riva protetta da scogliere. A Sud del porto, invece, non è individuabile una tendenza marcata, in conseguenza dei numerosi e relativamente disordinati interventi di somma urgenza realizzati per la salvaguardia delle spiagge.

Analisi dell'evoluzione storica dei volumi di trasporto litoraneo

La questione della quantificazione del trasporto solido litoraneo è ancora in parte da dirimere, in quanto la superficie coperta dai rilievi disponibili non è mai totale e non consente quindi un bilancio complessivo. Va anche evidenziato che, allo stato attuale, non è possibile distinguere gli apporti solidi fluviali da quelli litoranei.

Appare comunque più che ragionevole affermare che i dragaggi effettuati presso la spiaggia della Madonnina, essendo quasi certamente (sulla base delle modellazioni condotte nell'ambito del presente studio e delle evidenze geomorfologiche contenute nei rilievi disponibili) costituiti da sedimenti di origine litoranea, rappresentano un limite inferiore del valore medio del trasporto solido proveniente da Nord-Ovest. Si tratta in ogni caso di sabbie, più o meno fini, destinate al ripascimento degli arenili, prelevate nella misura media di circa 15 000 m³/anno.

Il trasporto stimato da MODIMAR in precedenti studi si attesta sui 20 000 m³/anno, mentre quello stimato nel presente studio con il modello bidimensionale (considerando le sole sabbie) è di poco superiore (23 000 m³/anno); questi valori sono sempre riferiti alla portata solida che si deposita nella zona della Madonnina. È evidente che, nei significativi interrimenti rilevati nello specchio acqueo compreso tra la costa e la diga, pesa considerevolmente anche la capacità della diga di "catturare" anche sedimenti fini mobili nell'area, ma non propriamente appartenenti alla dinamica delle sabbie litoranee e provenienti anche dal fiume.

Il meccanismo di deposizione, oltre che al trasporto fluviale e litoraneo, è certamente legato anche alla flocculazione dei sedimenti colloidalici al contatto con l'acqua salata, di difficile, se non impossibile, descrizione e quantificazione.

Analisi della dinamica litoranea e di foce

L'area di interesse è caratterizzata da due differenti dinamiche, che si instaurano come effetto delle condizioni meteomarine tipiche dei due principali settori di traversia, Tramontana e Levante. Le mareggiate di Tramontana sono responsabili della deriva dei sedimenti verso Sud, quelle di Levante verso Nord; l'effetto della Tramontana è nettamente prevalente rispetto a quello del Levante, caratterizzato da altezze significative più basse e da un'incidenza sulla costa meno obliqua. Gli effetti delle opere portuali sulla dinamica litoranea sono sostanziali, sia in configurazione attuale che di P.R.P., e tali da determinare locali inversioni delle correnti e del trasporto solido

nell'intorno delle opere stesse: i sedimenti tendono ad essere attratti nella "zona d'ombra" della diga foranea sia con mareggiate di Tramontana che di Levante. I sedimenti provenienti da Sud vanno ad interrre l'imboccatura del porto turistico, mentre quelli provenienti da Nord tendono a formare il grande deposito osservato a tergo della diga foranea, responsabile dell'interrimento del porto commerciale, delle rotte di ingresso e della foce fluviale.

La dinamica dei sedimenti, fatta eccezione per quelli più fini (e anche in questo caso in minima parte), si annulla a tergo della diga foranea, nonostante non si annulli completamente la corrente litoranea; come conseguenza la zona compresa tra il porto commerciale, la foce e la diga foranea rappresenta una efficientissima trappola per tutti i sedimenti mobili nei fondali antistanti il litorale pescarese. Medesima sorte tocca ai sedimenti fluviali, che, anche in caso concomitanza delle piene con mareggiate intense, non riescono ad uscire dai varchi ai lati della diga e precipitano nella zona protetta, dove non vengono più risospesi.

La configurazione di P.R.P. offre una soluzione alle problematiche attualmente esistenti, peraltro prefigurata nello studio APAT del 2005, estromettendo le aree portuali dal fiume e portando quest'ultimo a sfociare nel mare al largo della diga foranea. La configurazione proposta seziona definitivamente gli ambiti litoranei, costituendo un ostacolo insormontabile sia al trasporto solido che alla corrente litoranea. I sedimenti provenienti dal litorale a Nord vanno a depositarsi nella sacca della Madonnina, senza mescolarsi con gli apporti solidi fluviali, che precipitano nelle acque relativamente (e inizialmente) profonde antistanti la nuova foce, mentre i sedimenti provenienti da Sud continueranno ad interrre l'imboccatura del porto turistico, senza che le nuove opere ne alterino in alcun modo la dinamica.

Determinazione del rateo annuo medio di sedimento intercettato dalle opere portuali nell'assetto attuale e negli scenari di progetto

Il rateo annuo medio di sedimenti intercettati dalle opere portuali (quindi il prevedibile fabbisogno di dragaggi manutentivi) è stato stimato per via parametrica, rapportandolo ai volumi delle manutenzioni attuali o, più precisamente, alle esigenze di manutenzione stimate in configurazione attuale.

Il modello di evoluzione del litorale, per quanto molto utile a ricostruire la dinamica del litorale e l'influenza delle diverse opere realizzate (barriere, diga foranea), ha alcuni limiti nella descrizione dei complessi fenomeni che interessano l'area di studio. La riduzione del trasporto solido stimata dal modello (circa un terzo in meno) appare comunque verosimile, se si considera che la configurazione di P.R.P. riduce l'estensione della zona "di cattura" della Madonnina. Si tratta di una valutazione percentualmente non dissimile da quella effettuata sulla base dei risultati del modello bidimensionale, che, tra sacca della Madonnina e imboccatura del nuovo porto peschereccio, stima un volume di deposizione di $15\,500\text{ m}^3/\text{anno}$, contro i $23\,000$ della spiaggia della Madonnina in configurazione attuale (ancora un terzo in meno, ma su un valore di riferimento leggermente superiore).

In considerazione dei dati disponibili e dell'indeterminazione insita nelle valutazioni del trasporto solido, si tratta di risultati in ottimo accordo tra loro; va tuttavia evidenziato che il tema dei volumi potrebbe essere addirittura secondario rispetto a quello della qualità dei sedimenti, le cui caratteristiche possono pregiudicarne la ricollocazione. Rispetto al sedimento con elevata frazione fine, destinato nella migliore delle ipotesi all'alto fondale, infatti, il sedimento sabbioso litoraneo rappresenta una risorsa; il principale vantaggio della nuova configurazione risiede proprio nella possibilità di confinare nella sacca della Madonnina tale sedimento, separandolo dalla componente fine/coesiva apportata dal fiume.

Restano invariate le esigenze di manutenzione dell'imboccatura del porto turistico, allo stato attuale peraltro non oggetto di specifica valutazione.

Studio dell'impatto della realizzazione delle opere in PRP sui tratti di spiagge a ponente e levante dell'area di intervento

Lo studio della dinamica litoranea condotto con il modello a una linea ha permesso di ricostruire l'evoluzione storica della dinamica litoranea: in assenza di opere di difesa del litorale, il trasporto solido netto procede da Nord verso Sud, come confermato dalle poche evidenze morfologiche presenti sul litorale (essenzialmente pennelli isolati, peraltro a grande distanza dall'area di intervento). I risultati del medesimo modello hanno anche permesso di evidenziare come il trasporto solido netto sia fortemente dipendente dalla geometria e dalle caratteristiche dell'interminabile sequenza di barriere frangiflutti, la cui capacità di "cattura" dei sedimenti prevale sugli effetti del clima meteomarinario.

L'influenza delle opere previste dal P.R.P. sui litorali a Nord e a Sud del porto è fortemente limitata dalla rigidità degli stessi dettata dalla presenza ubiquitaria delle opere di difesa, peraltro particolarmente rigide ed efficaci. A Sud del porto non si prevede alcun impatto delle nuove opere sul regime del litorale: è prevedibile il perdurare della attuale situazione di crisi, da ricollegare al totale arresto della deriva litoranea dei sedimenti che lo alimentavano provenendo da Nord ed alla mancanza dell'apporto solido fluviale, estromesso sia in configurazione attuale che di P.R.P. dalla dinamica del litorale (allo stato attuale sedimenta nel porto e in configurazione di P.R.P. viene mandato al largo).

A Nord del porto, si prevede che le nuove opere, bloccando di fatto il transito di sedimenti e riducendo la capacità di cattura dell'area a tergo della diga, ridurranno il depauperamento dei fondali antistanti il litorale, con qualche minimo beneficio per il litorale stesso. Più favorevole, come evidenziato anche nel paragrafo precedente, dovrebbe essere invece l'aspetto relativo alla tutela della risorsa sedimentaria ed alla disponibilità di sedimenti per il ripascimento delle spiagge.

Possibili interventi di mitigazione ambientale per un riutilizzo dei sedimenti dragati

Le analisi condotte hanno evidenziato i benefici della configurazione progettuale in termini di separazione dei sedimenti del fiume da quelli litoranei: i volumi che si andranno a depositare a Nord Ovest del molo potrebbero pertanto essere riutilizzati per il ripascimento delle spiagge. Queste analisi richiedono però i necessari approfondimenti circa la qualità dei sedimenti ed un piano di gestione degli stessi.

5.4 Ulteriori approfondimenti conoscitivi

Nel corso dello sviluppo delle attività sono emerse alcune circostanze che conducono a ritenere necessaria l'effettuazione di ulteriori attività che porterebbero ad una rappresentazione più completa delle dinamiche idrauliche e morfologiche del fiume Pescara e del litorale nell'intorno delle opere portuali, e che permetterebbero di validare o correggere, in termini quantitativi, i risultati ottenuti nell'ambito del presente studio.

Gli argomenti che, a parere della Scrivente, necessitano di ulteriori approfondimenti conoscitivi, il cui svolgimento richiede tempistiche che vanno oltre la durata del presente incarico, sono:

- aggiornamento della curva delle portate della stazione di Santa Teresa, e di conseguenza del quadro conoscitivo idrologico;
- approfondimento conoscitivo del sistema fognario della città di Pescara, al fine di individuare, mediante un approccio integrato che tenga conto del sistema fluviale, le criticità residue del progetto DK15 e le possibili soluzioni progettuali;
- misure del trasporto solido e delle granulometrie in un tratto sufficientemente esteso del fiume e per una durata temporale consistente;

- studio degli effetti della realizzazione di uno stralcio esecutivo del PRP.

In particolare, la realizzazione dello studio del sistema fognario, secondo i contenuti indicati al par. 2.3, potrebbe rivelarsi in grado di fornire soluzioni tecniche tali da mitigare le residue criticità idrauliche presenti in ambito urbano in maniera più conveniente in termini di “costi-benefici”, rispetto a soluzioni affidate solo alla ulteriore realizzazione di interventi attivi (laminazione delle portate di piena) e passivi (realizzazione di opere di contenimento quali arginature, muri, ecc.) lungo il fiume Pescara.

App. A Il modello idraulico InfoWorks ICM

A.1 Punti di forza dell'applicativo software

I punti di forza principali dell'applicativo derivano dalla sua ampissima gamma di applicazione che ne consente l'utilizzo di qualsiasi situazione reale senza bisogno di ricorrere ad artifici o semplificazioni del problema. L'interfaccia utente, semplice e completo, la velocità di calcolo e la robustezza dell'approccio numerico completano il prodotto rendendolo facilmente fruibile ai tecnici che operano nel settore dell'idraulica.

A.2 Modelli idrologici disponibili

Pur trattandosi di un modello idraulico, InfoWorks ICM dispone di una serie modelli di trasformazione afflusso-deflussi per connettere una sezione di deflusso del reticolo di drenaggio, a un bacino idrografico che produce la portata di alimentazione in risposta ad un evento meteorico. E' quindi possibile sollecitare il modello geometrico con diverse condizioni al contorno tra cui anche degli opportuni ietogrammi di pioggia incidenti in diversi sottobacini. A scelta l'utente potrà scegliere tra questi modelli idrologici:

- Formula Razionale
- Modello CN (SCS)
- Modello Green-Ampt
- Modello Horton
- Modello New UK
- Modello dell'Infiltrazione costante
- Modello di Horner

Si possono anche inserire diversi modelli di corrivazione e di computazione delle perdite iniziali.

A.3 Approccio numerico alla componente 1D

Il moto idraulico all'interno degli elementi monodimensionali che lavorano a pelo libero (sia le tratte fluviali aperte o tubazioni) vengono risolte con l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant (conservazione del momento e della massa).

Le equazioni sono le seguenti:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0$$

dove:

- A area bagnata del condotto;
- Q portata;
- x distanza lungo l'asse del condotto;
- t tempo;
- g costante gravitazionale;

- H carico idraulico totale dato da $z+h$;
- z quota dello scorrimento;
- h livello idrico;
- S_f cadente piezometrica.

In particolare, la prima è l'equazione di continuità in moto vario in assenza di afflussi e deflussi laterali, la seconda è l'equazione del momento della quantità di moto; quest'ultima può essere scritta in più forme, in funzione della scelta delle variabili dipendenti. La cadente piezometrica viene computata con varie possibili metodologie (a scelta dell'utente): in InfoWorks sono infatti disponibili le equazioni di Colebrook-White, Manning e Strickler.

Per poter essere integrate queste equazioni devono essere opportunamente semplificate e linearizzate in modo tale che il sistema di equazioni possa essere risolto con la teoria delle matrici. Lo schema di linearizzazione usato da InfoWorks CS è quello dei 4 punti di Priessmann mentre il risolutore adottato è quello di Newton-Raphson.

Le equazioni di cui sopra sono valide fino a quando il condotto non entra in pressione, per permettere a InfoWorks di simulare anche situazioni di condotte in pressione (senza problemi nella transizione da uno stato all'altro) il motore di calcolo adotta la tecnica dello slot per il quale si ipotizza la presenza di una piccola fessura alla sommità della condotta e fino al piano campagna. Così facendo il motore di calcolo non incontra nessuna discontinuità nella transizione da moto da gravità a quello in pressione (per tubi in cui invece permane costantemente il moto in pressione, come le condotte di mandate presenti nel modello, è possibile utilizzare un sistema di equazioni più appropriato che elimina l'artificio dello slot).

L'applicabilità di questo metodo di soluzione è stato testato in centinaia di studi e applicazioni anche con riscontri di misure idrometriche ottenuti su dei bacini sperimentali.

Ci sono alcune limitazioni sull'utilizzo di questo approccio sono:

- i risultati sono semplificati per elementi molto pendenti e per le quali comunque InfoWorks produce dei risultati comunque vicini alla realtà;
- il risalto idraulico (ovvero quella discontinuità che si nota nei profili di rigurgito dove un tubo molto pendente incontra un tubo a bassa pendenza per cui l'acqua forma un vero e proprio sovrizzo improvviso) non viene rappresentato in modo preciso ma il passaggio da corrente veloce a lenta viene computato su una certa distanza (qualche metro a seconda della geometria della situazione reale).

Si noti che la metodologia di calcolo a moto vario è in grado di tener conto anche dei volumi in gioco e quindi di tener conto delle attenuazioni dell'onda di piena quando questa riempie dei volumi disponibili in alveo o in vere e proprie vasche di espansione opportunamente rappresentate nel modello.

A.4 Approccio numerico alla componente 2D

Il modello usato per la rappresentazione matematica del flusso 2D è basato sull'equazione dell'acqua superficiale, relativa cioè all'altezza media che si ricava dalle equazioni di Navier – Stokes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_{1D} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hu^2 + gh^2/2) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} \\ = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D}u_{1D} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}(hv^2 + gh^2/2) \\ = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D}v_{1D} \end{aligned} \quad (3)$$

dove:

- h è l'altezza dell'acqua;
- u e v sono rispettivamente le velocità nelle direzioni x e y ;
- $S_{0,x}$ e $S_{0,y}$ sono rispettivamente le pendenze dell'alveo nelle direzioni x e y ;
- $S_{f,x}$ e $S_{f,y}$ sono rispettivamente gli attriti nelle direzioni x e y ;
- q_{1D} è la portata per unità di area;
- u_{1D} e v_{1D} sono rispettivamente le componenti di velocità della portata q_{1D} nelle direzioni x e y .

Questa formulazione conservativa dell'equazione dell'acqua superficiale è discretizzata utilizzando un sistema di primo ordine esplicito del volume finito.

La tecnica di frazionamento del flusso assicura la proprietà del buon equilibrio bilanciando la pendenza con la pressione, termini a riposo.

La gestione della cella bagnata ed asciutta è eseguita utilizzando come criterio una profondità di soglia per considerare che una cella è bagnata, e la velocità è impostata a zero se la profondità è sotto il valore di soglia. Questo evita la creazione di elevate velocità artificiali in aree bagnate/asciutte. Il valore di default per questa profondità di soglia è 1 mm.

Questo algoritmo può essere utilizzato teoricamente sia con maglie strutturate (rettangolari) che non strutturate (triangolari) ed è adatto per rappresentare flussi rapidamente variabili, nonché correnti veloci e lente. In InfoWorks si utilizzano le maglie non strutturate perché sono molto più flessibile e di facile utilizzo quando si vogliono rappresentare forme e ostacoli complessi presenti nel dominio.

A.5 Produzione della magliatura 2D

All'interno del software sono presenti tutti gli strumenti necessari per costruire la magliatura dei domini 2D da simulare. Si possono prevedere diversi gradi di dettaglio per varie zone con opportuni raffinamenti del dominio, impostare diverse zone di scabrezza, fissare delle breakline, definire ostacoli poligonali e lineari (edifici, muri, ecc.). Il processo di magliatura tiene conto di questi vincoli e, se lo si desidera, è in grado di produrre una magliatura dipendente dalla conformazione morfologica del terreno. Laddove il terreno risulta più pendente viene infittita la maglia per assicurarsi che i triangoli non abbiano i vertici con differenze di quota superiori ad un termine fissato dall'utente.

A.6 Collegamento 1D-2D

Il modello di simulazione consente un immediato collegamento di diverse componenti di modello modo e bidimensionale. Si possono utilizzare per esempi:

- *linee spondali*: rappresentano un confine ideale tra l'alveo inciso modellato con elementi 1D e la golena rappresentata da un dominio 2D, le linee spondali vengono rappresentate con delle polilinee per le quali viene definita una quota Z variabile sul suo percorso. Le linee spondali sono utilizzate essenzialmente come sfiori laterali tra alveo inciso e zona di golena 2D;
- *sfiori frontali*: si utilizzano quando si desidera interrompere un modello 1D di un fiume e trasferire tutto l'idrogramma di portata sul dominio 2D (o viceversa);
- *nodi*: sono degli elementi puntiformi dove può avvenire lo scambio di portata tra 1D e 2D, per esempio questa tecnica è appropriata quando si rappresentano le esondazioni provenienti dai pozzetti di fognatura su un dominio bidimensionale.

A.7 Tempi di calcolo e dimensione del modello

Il software consente di eseguire calcoli e ottenere risultati in tempi rapidi. Mentre la componente 1D sui moderni processori consente dei tempi di simulazione irrisori (pochi secondi per modellare una rete di 1,000 nodi per un evento di 4 ore di durata) la componente bidimensionale può necessitare di tempi d'attesa più lunghi in funzione del numero di triangoli e dalle condizioni di moto del dominio. Su dei processori Core i7 ci si può attendere che una simulazione di 10,000 triangoli di un evento reale di 60 minuti possa necessitare qualche minuto per essere computata. Il motore di calcolo 2D è stato testato su domini di calcolo con oltre 5 milioni di triangoli ma per queste ampiezze di dominio si consiglia di dotarsi di specifica GPU (hardware non sempre presente in classici Desktop e molto raramente in Laptop) che accelerano i tempi di calcolo di 30-50 volte rispetto ai normali processori consentendo quindi tempi computazionali molto ridotti (ordine di decine di minuti) per domini 2D di centinaia di migliaia di triangoli.

App. B Il modello idraulico MIKE 21C

B.1 Introduzione al sistema

Mike 21C è un sistema di modellazione matematica per la simulazione dell'idrodinamica di flussi verticalmente omogenei, e per la simulazione del trasporto solido. Il modello può utilizzare sia una griglia di calcolo a maglia quadrata sia una griglia di calcolo curvilinea.

Il modello, che fa parte del pacchetto software MIKE 21 della DHI Water & Environment, è costituito da una serie di moduli per lo studio dei sedimenti e della morfologia fluviale:

- modulo idrodinamico;
- modulo advezione-dispersione;
- modulo del trasporto solido;
- modulo della resistenza del flusso;
- modulo di erosione di sponda;
- modulo morfologico a larga scala.

Le caratteristiche dei diversi moduli sono descritte nei paragrafi seguenti.

Le componenti del modello possono operare simultaneamente, incorporando così un feedback dinamico derivante dal variare della resistenza idraulica, della geometria del fondo e delle linee di sponda, al comportamento idrodinamico del corso d'acqua.

Per l'elaborazione dei dati in ingresso e in uscita al modello viene utilizzato il modulo MIKE 21 PP (pre- & post-processor) della famiglia del MIKE21. Sono state sviluppate delle utilities per la gestione dei dati in presenza di una griglia curvilinea:

- generatore di griglia su base grafica e tramite comandi a menù per la creazione delle griglie curvilinee e delle batimetrie;
- visualizzatore dei risultati per creare mappe bidimensionali (curve di livello, vettori) e grafici di serie temporali;
- strumenti di utilità per l'estrapolazione di serie temporali, valori delle variabili in corrispondenza di sezioni del corso d'acqua, valori cumulati delle portate che attraversano una data sezione, ecc.

MIKE 21C viene usato per la simulazione della propagazione bidimensionale e del trasporto solido in corsi d'acqua dove la stratificazione risulta trascurabile e laddove risulti importante disporre di una descrizione accurata della corrente lungo le sponde e dove risulta importante tener conto del flusso elicoidale tridimensionale. Alcune applicazioni tipiche del modello prevedono;

- progetti di difesa contro l'erosione spondale e misure per la manutenzione del fondo alveo per ridurre o gestire fenomeni di erosione o sovralluvionamento;
- verifica degli effetti di strutture quali traverse fluviali, pennelli, sbarramenti mobili;
- verifica e dimensionamento di canali navigabili per minimizzare le escavazioni principali e di manutenzione;
- calcolo della sedimentazione di prese d'acqua, scarichi, conche, porti, serbatoi;
- verifica di attraversamenti di ponti, tunnel e tubature;
- piani per la riqualificazione dell'habitat fluviale;
- progettazione di reti di monitoraggio sulla base delle previsioni morfologiche.

B.2 Generatore di griglia ellittica

La versione generica di MIKE 21 è basata su una griglia di calcolo a maglia quadrata. Per la modellazione del mare aperto e anche per applicazioni su estuari e zone costiere questo tipo di griglia risulta essere sufficientemente accurato. Per quanto riguarda i corsi d'acqua, invece, è necessaria una risoluzione precisa dei confini ed è quindi necessario ricorrere all'impiego di griglie di calcolo curvilinee o non strutturate. Rispetto alle griglie non strutturate, le griglie curvilinee si avvalgono di schemi di calcolo assai più veloci.

In Figura A.2 vengono illustrati i vantaggi offerti dall'impiego di griglie di calcolo curvilinee, comparando la descrizione di un corso d'acqua effettuata con tale sistema a quella realizzata con griglia a maglia quadrata. Nell'esempio riportato, la discretizzazione nella maglia curvilinea è effettuata utilizzando 210 punti di calcolo, mentre nel modello a maglia quadrata vengono usati 228 punti (d'acqua) attivi. Il modello curvilineo fornisce una risoluzione decisamente migliore del deflusso vicino ai confini e quindi l'accuratezza della modellazione è superiore. Nel modello curvilineo possono essere usati intervalli di calcolo più lunghi in quanto le linee della griglia seguono le linee di corrente. Nel modello a maglia quadrata, sono definiti e memorizzati 900 punti in totale, mentre nel modello curvilineo vengono definiti solo 270 punti. Pertanto la necessità di capacità di memorizzazione richiesta da un modello a maglia quadrata è alquanto superiore.

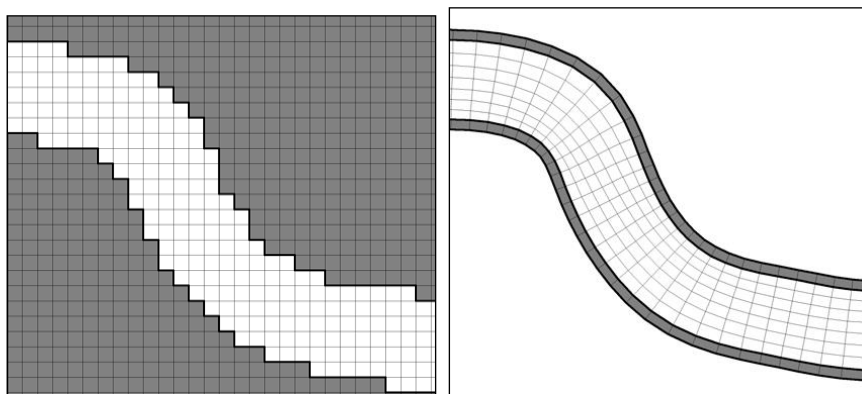


Figura A.2 - Schematizzazione di un corso d'acqua in una griglia a maglia quadrata ed in una curvilinea.

MIKE 21C si basa su una cosiddetta griglia curvilinea ortogonale. Questa viene creata mediante un generatore di griglia di tipo grafico che risolve un sistema ellittico di equazioni parziali alle derivate differenziali. Il vantaggio offerto dal ricorso ad una griglia ortogonale consiste nel fatto che le equazioni alle differenze finite che descrivono il flusso bidimensionale diventano decisamente più semplici rispetto a quanto avviene con l'applicazione di una griglia curvilinea generica (non ortogonale). Ciò implica che lo schema numerico risulti più accurato con una griglia ortogonale e che la velocità di calcolo del sistema migliori.

La griglia curvilinea ortogonale utilizzata da MIKE21C è ottenuta dalla soluzione delle seguenti equazioni ellittiche differenziali alle derivate parziali:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial s} \left[g \frac{\partial x}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\frac{1}{g} \frac{\partial x}{\partial n} \right] &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial s} \left[g \frac{\partial y}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\frac{1}{g} \frac{\partial y}{\partial n} \right] &= 0 \end{aligned} \quad (\text{Eq. A.1})$$

dove:

x, y coordinate cartesiane;

s, n coordinate curvilinee (sistema a senso antiorario);

g funzione “peso”.

La funzione di peso è una misura del rapporto tra la lunghezza della cella della griglia rispettivamente nelle direzioni s ed n.

La condizione al contorno per questo sistema è la condizione di ortogonalità non lineare:

$$\frac{\partial x_b}{\partial s} \frac{\partial x_b}{\partial n} + \frac{\partial y_b}{\partial s} \frac{\partial y_b}{\partial n} = 0$$

$$f(x_b, y_b) = 0$$

(Eq. A.2)

laddove la prima esprime la condizione di ortogonalità e la seconda esprime la posizione dei punti (x,y) su una curva del contorno. Un metodo fortemente implicito viene utilizzato per la soluzione delle equazioni differenziali alle derivate parziali con una speciale procedura Newton-Raphson per le condizioni di frontiera, vedi Stone (1968).

La generazione di una griglia curvilinea ortogonale è un processo iterativo nel quale i confini vengono aggiustati e le funzioni di peso regolate fino a quando la griglia di calcolo viene ritenuta solida, ad esempio evitando gradienti troppo larghi nella spaziature delle celle e nella curvatura delle linee della griglia.

B.2.1 Input

Il dati di input per il generatore di griglia sono dati da:

- linee di contorno, sia importate da files ASCII contenenti le coordinate (x,y) o digitalizzate direttamente su una mappa georiferita all'interno del generatore di griglia;
- specifica del numero di punti di griglia richiesti lungo il corso d'acqua e trasversalmente allo stesso;
- livelli del fondo del corso d'acqua, definiti come un insieme di punti in coordinate 3D. E' possibile importare i dati da un file ASCII o da un altro file *.dsf di MIKE 21.

B.2.2 Output

L'output dal generatore di griglia consiste di due file, ovvero ciò che serve per la messa a punto di un modello curvilineo:

- una mappa bidimensionale delle coordinate di ogni vertice di ciascuna cella della griglia curvilinea, (file di tipo *.dfs2 standard con due variabili: x e y);
- una mappa bidimensionale del livello del fondo del corso d'acqua in ogni punto centrale di ciascuna cella della griglia curvilinea, (file di tipo *.dfs2, simile ad un file di batimetria in una generica applicazione di MIKE21).

B.3 Modello Idrodinamico

Il modello idrodinamico simula la variazione del livello dell'acqua e i flussi in fiumi ed estuari. Le simulazioni si basano su una griglia di calcolo curvilinea che copre l'intera area in esame. Il modello idrodinamico MIKE 21 è in continua evoluzione presso la DHI fin dal 1970, mentre la versione con griglia curvilinea che utilizza gli stessi metodi di soluzione è stato sviluppato nel 1990.

B.3.1 Equazioni di base

Il modello idrodinamico risolve le equazioni di continuità dinamiche complete e integrate sulla verticale e quelle di conservazione della quantità di moto (equazioni di de Saint Venant) in due direzioni. Quando le equazioni vengono impiegate in applicazioni su corsi d'acqua, si può tenere conto dei seguenti fenomeni:

- accelerazione;
- quantità di moto convettivo e trasversale;

- gradienti di pressione (pendenza della superficie dell'acqua);
- tensione al fondo;
- dispersione della quantità di moto (ad es. tramite la formulazione di Smagorinsky);
- curvatura del flusso e flusso elicoidale.

La curvatura delle linee di griglia origina termini addizionali nelle equazioni differenziali alle derivate parziali. Le equazioni risolte in MIKE 21C sono:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{pq}{h} \right) + 2 \frac{pq}{hR_n} + \frac{p^2 - q^2}{hR_s} + gh \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{g}{C^2} \frac{p\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} = RHS$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{q^2}{h} \right) + 2 \frac{pq}{hR_s} + \frac{q^2 - p^2}{hR_n} + gh \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{g}{C^2} \frac{p\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2} = RHS$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial q}{\partial n} - \frac{q}{R_s} + \frac{p}{R_n} = 0$$

dove:

- s, n coordinate nel sistema di coordinate curvilinee;
- p, q flussi di massa rispettivamente nelle direzioni s ed n ;
- H livello dell'acqua;
- h profondità dell'acqua;
- g accelerazione gravitazionale;
- C Coefficiente di scabrezza di Chezy;
- R_s, R_n raggio di curvatura, rispettivamente, delle linee s ed n ;
- RHS descrive le sollecitazioni di Reynold (si veda il modulo idrodinamico di MIKE21).

B.3.2 Tecnica di risoluzione

Le equazioni vengono risolte mediante tecniche implicite con le variabili definite su una griglia di calcolo come appare nella Figura A.3.

In MIKE21C esistono due algoritmi di soluzione. Il primo è il 'classico' schema ADI (iterazione a direzione alternata) che viene applicato anche nel MIKE 21 generico, che è utilizzabile per un flusso altamente dinamico. L'altro schema si basa su ipotesi di quasi-stabilità ed è un algoritmo di predizione-correzione che ha origine da metodi per il flusso di fluidi non comprimibili (Michelsen, 1989). Il solutore quasi stazionario è adatto in particolare per condizioni di flusso a lenta variabilità in simulazioni a lungo termine.

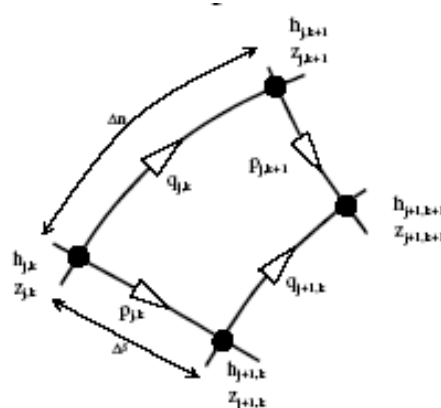


Figura A.3 - Griglia usata nel modello idrodinamico di MIKE21C.

B.3.3 Messa a punto di un modello

La messa a punto di un modello fluviale idrodinamico tramite MIKE21C prevede le seguenti tre fasi:

- Viene determinata l'estensione dell'area da modellare e viene realizzata la griglia di calcolo relativa al corso d'acqua come descritto nella sezione precedente. La superficie delle aree di modellazione può variare da poche centinaia di metri fino ad oltre 100 km. Le dimensioni della griglia dipendono dalla larghezza del canale (di solito non inferiore a 10 punti in sezione), dalla profondità (non inferiore al doppio della profondità massima), dalla direzione del flusso (il passo di griglia in direzione longitudinale è spesso due o tre volte superiore rispetto a quella trasversale). Una condizione tipica presenta un passo di griglia di 100m x 50 m per i fiumi più grandi e uno di 30m x 10m per quelli più piccoli. I livelli del fondo vengono inseriti nella griglia di calcolo. Varie utilities nel generatore di griglia eseguono conversioni, interpolazioni, estrapolazioni, adattamenti, ecc
- Viene programmato il periodo di simulazione e vengono specificate le condizioni al contorno, come ad esempio un diagramma di portate a monte, e un diagramma di livello dell'acqua a valle. La durata tipica dei periodi di simulazione varia da giorni a diversi mesi (soluzione completa, dinamica) e diversi anni (approccio quasi-stazionario).
- Infine, vengono definite le condizioni iniziali in termini di livelli idrici e flussi all'inizio della simulazione. Questo può realizzarsi in diversi modi ad esempio con un avviamento a caldo (hot start) o un periodo di riscaldamento (warm-up period).

B.3.4 Taratura

Il procedimento di taratura del modello idrodinamico MIKE21C implica la messa a punto di un certo numero di parametri, primo fra tutti la scabrezza dell'alveo (numero di Chezy o Manning) e la viscosità (valore costante, mappa 2D o formulazione di Smagorinsky). Tutti i parametri di taratura hanno un significato fisico e pertanto non si dovrebbero attribuire loro valori al di fuori dei rispettivi realistici campi di variabilità per ottenere una concordanza con i dati osservati.

B.3.5 Input

I dati di input per la simulazione sono:

- una mappa bidimensionale della griglia curvilinea e una mappa bidimensionale dei livelli del fondo (dal generatore di griglia);
- serie temporali di portata alla frontiera di monte e livello dell'acqua alla frontiera a valle (files formato ASCII, Excel o simili);
- mappa bidimensionale dell'altezza iniziale della superficie idrica (dall'editor della griglia) o un valore costante.

B.3.6 Output

L'output del modello idrodinamico MIKE21C include i seguenti parametri, generati in un numero predefinito di istanti temporali appartenenti al periodo di simulazione:

- mappa bidimensionale della profondità dell'acqua;
- mappa bidimensionale del flusso idrico in due direzioni (isolinee o vettori).

I risultati che ne derivano, e che possono essere ricavati tramite alcuni strumenti grafici, sono:

- mappe bidimensionali della velocità di flusso in due direzioni (isolinee e vettori);
- altezza della superficie idrica;

- serie temporali e sezioni in punti/linee scelte dall'utente delle variabili altezza dell'acqua, velocità di flusso, profondità, ecc.

B.4 Trasporto solido

B.4.1 Flusso elicoidale

Il flusso elicoidale è uno dei maggiori fenomeni di flusso secondario che interessano i corsi d'acqua. Sebbene non abbia un'influenza rilevante sull'andamento generale del flusso nei fiumi con un elevato rapporto ampiezza-profondità, esso influisce notevolmente sulla direzione del trasporto solido e quindi sui mutamenti morfologici del canale fluviale (vedi Olsen, 1987). Il flusso elicoidale, pertanto, viene calcolato in relazione alle simulazioni del trasporto solido quando si modella una morfologia su scala più ampia. E' un elemento importante nello sviluppo dell'erosione di curva, nell'erosione in corrispondenza di confluenze e nella formazione isole o di barre laterali.

I flussi elicoidali si formano quando le linee di flusso sono curve come ad esempio in corrispondenza delle curve di un fiume. Il fenomeno ha origine dallo squilibrio tra il gradiente di pressione e l'accelerazione centripeta che agisce su una particella d'acqua che si muove lungo una traiettoria curva. Vicino al fondo del fiume il flusso elicoidale è diretto verso il centro della curvatura di flusso. L'intensità del flusso elicoidale (ad es. la componente trasversale della velocità del flusso) raramente supera il 5-10 % della velocità del flusso principale nei corsi d'acqua naturali. La Figura A.4 mostra una schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale.

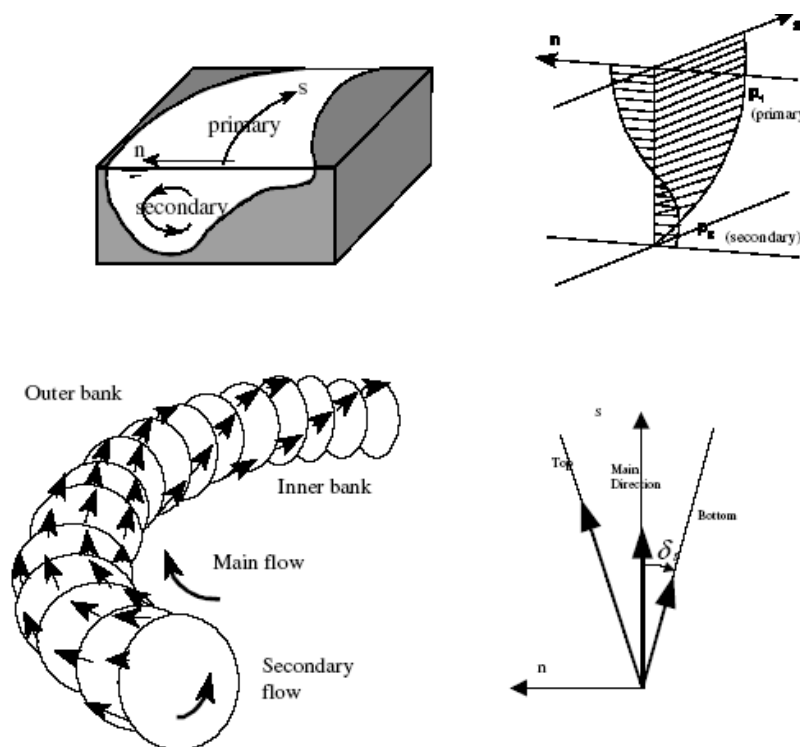


Figura A.4 – Schematizzazione del fenomeno del flusso secondario elicoidale, responsabile del differente comportamento morfologico del fondale in curva.

Supponendo una distribuzione logaritmica della velocità del flusso principale sulla verticale e una distribuzione parabolica della viscosità dei vortici, l'intensità del flusso secondario può dimostrarsi essere proporzionale alla velocità del flusso principale, alla profondità della corrente e alla curvatura delle linee di corrente del flusso principale. In MIKE 21C, la curvatura delle linee di corrente viene calcolata esplicitamente dal campo di flusso. L'adattamento graduale del flusso (elicoidale) secondario al variare della curvatura viene tenuto in conto

risolvendo un'equazione differenziale di primo grado lungo le linee di corrente come variabile dipendente l'intensità del flusso elicoidale (vedi anche de Vriend, 1981). L'intensità del flusso elicoidale viene usata per determinare la direzione sia del trasporto di fondo sia di quello in sospensione.

Considerando una curva di corrente avente un raggio di curvatura R_s e profondità H , l'intensità del flusso elicoidale può essere espressa come (U è la velocità del flusso principale, C è il numero di Chezy):

$$i_h = \chi_e \cdot U \quad (\text{Eq. A.3})$$

dove la forza del flusso elicoidale è stata derivata da Rozowsky, 1957:

$$\chi_e = \frac{2}{k^2} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{k \cdot C} \right) \cdot \frac{H}{R_s} \quad (\text{Eq. A.4})$$

B.4.2 Formule per il calcolo del trasporto

In presenza di una modellazione matematica dettagliata (bidimensionale) del trasporto solido e della morfologia fluviale con significativo trasporto di sedimento in sospensione, è necessario fare una distinzione tra trasporto di fondo e quello in sospensione al fine di:

- simulare lo sviluppo dinamico delle dimensioni della forma dell'alveo;
- tener conto dell'effetto che il flusso elicoidale e della pendenza del fondo sulla direzione del trasporto solido.

Le formule relativamente semplici sul trasporto solido totale, quali quelle di Engelund & Hansen, 1967 e di Ackers & White, 1973 non possono pertanto essere utilizzate in quelle applicazioni fluviale che devono tenere in conto del flusso elicoidale e della pendenza del fondo senza una specifica che indichi la distribuzione del sedimento tra carico sospeso e carico in sospensione. E' possibile tuttavia realizzare delle simulazioni con MIKE 21C utilizzando una formula di trasporto totale semplicemente trascurando l'effetto del flusso elicoidale e la pendenza dell'alveo.

I modelli di trasporto del sedimento sviluppati da Engelund & Fredsøe, 1976, e van Rijn, 1984, che fanno distinzione tra carico di fondo e carico sospeso costituiscono le basi della descrizione del trasporto solido nel MIKE 21C. La specificazione delle formule di trasporto solido, tuttavia, è molto flessibile. Le formule di trasporto solido sviluppate specificatamente (determinate, ad esempio, da rilievi sul campo) possono essere precisate separatamente per il carico di fondo e quello in sospensione. Con questa descrizione flessibile del trasporto solido è anche possibile selezionare formule quali Engelund-Hansen, Smart-Jaeggi e Meyer-Peter.

Se il trasporto solido in sospensione è trascurabile rispetto al trasporto al fondo, si può escludere il modello per il carico sospeso in modo da impiegare unicamente un modello per il trasporto di fondo (o un modello per il carico complessivo).

B.4.3 Trasporto al fondo

Nel MIKE21C il sedimento trasportato al fondo viene calcolato in maniera esplicita per mezzo di una delle formule selezionate, ad es. Engelund-Fredsøe, van Rijn, o Meyer-Peter. Tali formule mettono in relazione la portata solida alla forza di trascinamento e alla dimensione delle particelle. Su un fondo d'alveo orizzontale la direzione del trasporto coinciderà con la direzione della tensione tangenziale al fondo. La direzione della tensione tangenziale al fondo però può deviare dalla direzione della corrente alla profondità media a causa del flusso elicoidale descritto nella sezione precedente. Se δ è l'angolo di deviazione originato dal flusso elicoidale e χ è la forza del flusso elicoidale, sussiste la seguente relazione:

$$\tan \delta = \chi \quad (\text{Eq. A.5})$$

Su fondi inclinati, la gravità influirà sulla direzione del trasporto come illustrato nella Figura A.5. La descrizione degli effetti della gravità e della pendenza del fondo sulla direzione del trasporto è quella che viene di seguito descritta. A causa degli effetti della pendenza del fondo l'angolo di deviazione, α , è (G e α sono coefficienti, I la pendenza di fondo trasversale):

$$\tan \alpha = G \cdot I^{-a} \quad (\text{Eq. A.6})$$

La pendenza del fondo è I, l'angolo di deviazione è α , θ è la tensione tangenziale al fondo adimensionale e G e α sono parametri di taratura. Valori tipici per G e α sono, rispettivamente, 0.66 e 0.5. La maggior parte di queste relazioni tuttavia, sono state verificate solo confrontandole con dati derivati da test di laboratorio e quindi non sono con certezza applicabili a corsi d'acqua naturali con un notevole trasporto solido in sospensione (si veda anche Talmon/Struiksmann/van Merlo 1995). La relazione applicabile viene perciò determinata spesso tramite taratura del modello. Nel MIKE 21C vengono inoltre effettuate correzioni nel trasporto solido di fondo calcolato in virtù della pendenza del fondo nella direzione del flusso principale.

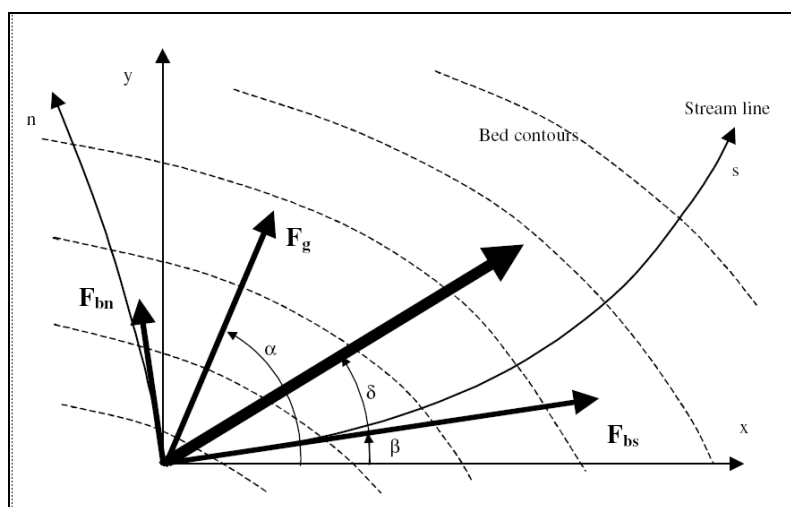


Figura A.5 - La tensione di trascinamento sulle particelle di sedimento trasportato sul fondo è dato dalla composizione delle tre componenti di "trascinamento": la forza data dal flusso principale F_{bs} , la forza data dal flusso secondario F_{bn} , la forza dovuta alla gravità su un letto d'alveo pendente.

B.4.4 Trasporto in sospensione

I metodi standard per il calcolo del carico in sospensione non sono applicabili in caso di modellazione dettagliata (ad es. ad alta risoluzione) dei fiumi. È necessario infatti tener conto del ritardo spazio-temporale nella risposta del trasporto di sedimento ai cambiamenti delle condizioni idrauliche locali. Si consideri, ad esempio, un aumento di velocità di corrente in un fiume (ad es. per una strozzatura). All'aumentare della velocità di corrente corrisponderà un aumento del trascinamento sul fondo del fiume, ma il sedimento trascinato sul fondo impiegherà del tempo (e quindi una certa distanza) per disperdersi lungo tutta la colonna d'acqua. Ciò significa che il carico effettivo in sospensione non è solo una funzione delle condizioni idrauliche locali come viene normalmente supposto dalla maggioranza dei modelli matematici per il trasporto di sedimento, ma è anche una funzione di quello che avviene a monte e in precedenza.

Una scala temporale significativa per il ritardo temporale (T) è il tempo di assestamento di una particella di sedimento nella colonna d'acqua:

$$T = h_* / w_s \quad (\text{Eq. A.7})$$

dove h_* è l'altezza di caduta effettiva (dipende dalla forma della distribuzione verticale della densità di

concentrazione di sedimento e, quindi, dalla velocità di caduta e dalla dispersione dei vortici) e w_s è la velocità di caduta.

Allo stesso modo, un valore della distanza per il ritardo nello spazio è dato da:

$$L = T \cdot U \quad (\text{Eq. A.8})$$

Dove U è la velocità di corrente. Supponendo $h^* = 8$ m, $w_s = 0.02$ m/s, $U = 2$ m/s, le scale di tempo e spazio saranno, rispettivamente, di 400 s e 800 m. Ne risulta che il ritardo nello spazio è importante nelle applicazioni sui corsi d'acqua naturali.

In MIKE21C l'effetto dovuto al ritardo nello spazio viene modellato grazie ad uno schema mediato sulla profondità di convezione-dispersione, che rappresenta il trasporto e la distribuzione verticale del carico sospeso e del flusso. Questo modello è un'estensione del modello sviluppato precedentemente per una dimensione da Galappatti (1983) e successivamente per due dimensioni da Wang (1989). Il modello di Wang, però, era sostanzialmente sviluppato per applicazioni su estuari e non prevedeva l'effetto del flusso elicoidale. Tale effetto è essenziale nel caso di applicazioni fluviali in quanto la direzione del carico in sospensione differirà dalla direzione della corrente principale proprio a causa del flusso elicoidale, come illustrato nella Figura A.5.

In MIKE21C viene calcolato il profilo del flusso secondario che viene utilizzato assieme al profilo del flusso primario e al profilo della concentrazione quando il carico sospeso viene integrato sulla verticale. Poiché la concentrazione è più elevata vicino al fondo alveo, il trasporto di sedimento in sospensione devierà verso il centro della curva di corrente. A differenza del trasporto di fondo, la pendenza trasversale del fondo alveo non influisce sulla direzione del trasporto di sedimento in sospensione.

Il modello di convezione-dispersione mediato sulla verticale richiede un'espressione per la concentrazione di equilibrio. I modelli quali quelli di Engelund & Fredsøe (1982) o van Rijn (1984) possono essere utilizzati a tale scopo. E' possibile anche usare le formule empiriche implementate in MIKE21C supponendo che la concentrazione di equilibrio sia pari al trasporto solido in sospensione diviso per il flusso idrico.

B.4.5 Trasporto solido con apporto limitato

Una proprietà importante di MIKE21C è la simulazione del trasporto solido con apporto limitato, ad es. uno strato di materiale sedimentoso su un alveo fluviale di spessore finito. Al di sotto di uno spessore di equilibrio predefinito (normalmente associato all'altezza delle dune di sabbia in corsi d'acqua sabbiosi), il trasporto solido viene ridotto a seconda della disponibilità di sedimento. L'erosione può aver luogo solo in presenza di sedimento sul fondo dell'alveo. E' possibile definire una mappa bidimensionale dello spessore iniziale dello strato di sedimento. Questa proprietà viene usata, ad esempio, quando vengono rappresentate le opere di sistemazione idraulica presenti nel corso d'acqua (protezioni dei paramenti, pennelli, traverse, ecc) o il trasporto di sedimento a grana fine su un letto roccioso.

B.4.6 Trasporto di sedimento graduato

MIKE21C è in grado di simulare diverse frazioni di sedimento, ciascuna con una dimensione caratteristica delle particelle. Ogni frazione viene simulata separatamente considerando opportunamente l'interazione tra le varie componenti presenti nel letto d'alveo (schermatura, blindatura). Il modello a sedimento graduato viene quindi applicato in presenza di strati di sedimento definiti, ciascuno composto da determinate percentuali di ogni frazione di sedimento. Con questo modello è possibile simulare la distribuzione nello spazio e nel tempo del sedimento graduato.

B.4.7 Sedimento coesivo

Il modello di trasporto solido MIKE21C comprende una versione semplificata della descrizione del sedimento

coesivo che permette di specificare porzioni di sedimento in un modello a sedimento graduato su un'ampia scelta che varia dal fango alla melma, alla sabbia, alla ghiaia e al pietrame. Questo è importante quando si tratta, ad esempio, di modellare la sedimentazione in un vaso avente particelle di maggiori dimensioni che si depositano nella parte superiore del serbatoio e particelle più piccole nella parte più bassa (e più profonda) dello stesso.

B.4.8 Input

Riassumendo, i principali parametri di input del modello per il trasporto solido MIKE21C sono:

- le dimensioni delle particelle (mappa bidimensionale o valore costante nell'intera area);
- la percentuale e la dimensione delle particelle per ogni frazione nel caso venga applicato il modello per il sedimento graduato;
- la concentrazione iniziale del sedimento (se richiesta: per default è nulla);
- la formula del trasporto per il carico di fondo e/o quello in sospensione.
- I principali coefficienti di taratura sono:
 - il coefficiente per l'intensità del flusso elicoidale;
 - i fattori di taratura per la formula di sedimento;
 - i coefficienti di dispersione.

B.4.9 Output

I parametri di output per il modello di trasporto del sedimento MIKE21C, forniti in un numero predefinito di istanti temporali appartenenti al periodo di simulazione, sono:

- mappa bidimensionale della concentrazione del sedimento in sospensione;
- mappa bidimensionale del trasporto solido al fondo, del trasporto solido in sospensione e del trasporto solido totale in due direzioni (isolinee o vettori);
- mappa bidimensionale della sedimentazione netta.
- I risultati che ne derivano, e che possono essere ricavati grazie ad alcuni strumenti grafici, sono:
 - serie e profili in punti, sezioni trasversali o profili longitudinali dei valori di concentrazione e portata solida.

B.4.10 Resistenza alluvionale, "alluvial resistance"

E' decisamente più complesso definire la resistenza idraulica nei fiumi ad alveo alluvionale che non nei canali ad fondo fisso. Questo perché una buona parte della resistenza idraulica nei fiumi ad alveo alluvionale è originata dalla resistenza dovuta alle forme di fondo. Le topografie del fondo hanno una configurazione determinata dal trasporto solido e dalla corrente. La resistenza idraulica pertanto presenterà variazioni sia spaziali che temporali.

In genere, la resistenza idraulica viene distinta in quella causata dalla resistenza delle configurazioni del fondo (attrito di forma) e quella dovuta alla tensione tangenziale al fondo (attrito di superficie). L'attrito di superficie viene determinato con una buona precisione da un'equazione logaritmica di flusso in strato limite basata sulla granulometria mediana del fondo. L'attrito di forma, però, può essere determinato solo analiticamente se sono note le dimensioni delle forme del fondo.

Sono stati proposti diversi modelli di predizione della resistenza idraulica per i fiumi ad alveo alluvionale, tra i quali quelli di Engelund-Hansen e Ackers & White. Entrambi i modelli sono semi-empirici e mettono in relazione la resistenza idraulica con le condizioni istantanee della corrente locale. Tuttavia può esservi un tempo di sfasamento considerevole tra l'attrito di forma (ad es. le dimensioni della topografia del fondo) e le condizioni idrauliche. Ad esempio, in molti fiumi tropicali dove si alternano periodi di siccità a periodi piovosi, le dune sabbiose che si trovano sul fondo del fiume durante la stagione secca si sono formate al ritirarsi dell'inondazione al termine del

periodo delle alluvioni. In tali fiumi, la resistenza idraulica spesso sarà assai maggiore durante la stagione secca. E' quindi molto importante tenere presente questo sfasamento temporale.

In MIKE21C, lo sviluppo dinamico delle dimensioni delle forme di fondo (altezza e lunghezza) sono state calcolate per alcuni progetti usando il modello di Fredsøe (1979). In una fase successiva, l'attrito di forma viene calcolato usando una formula tipo Carnot per la perdite di espansione. L'attrito di superficie è determinato per mezzo di un'equazione logaritmica del moto nello strato limite. Con moto quasi stazionario, questo modello suggerisce che all'aumentare della velocità della corrente corrisponda un aumento della dimensione delle dune e quindi della resistenza idraulica. Con l'ulteriore aumento della velocità della corrente, l'altezza della topografia del fondo e la profondità dell'acqua prima aumentano più o meno con la stessa velocità e quindi la resistenza idraulica varia più lentamente fino a quando le dune sabbiose vengono disperse piuttosto rapidamente e la resistenza idraulica diminuisce velocemente. Queste caratteristiche sono illustrate nella Figura A.6.

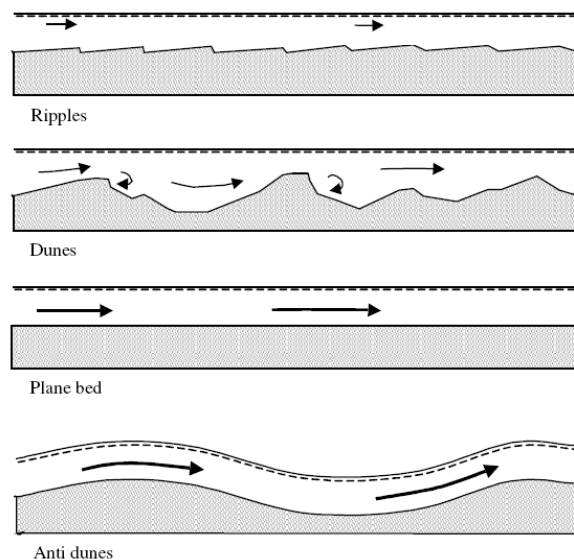


Figura A.6 - Sviluppo della geometria dei fondali all'aumentare della velocità di corrente

Per alcune applicazioni, le differenze nella resistenza al fondo che derivano da cambiamenti rapidi delle quote del fondo stesso possono essere più rilevanti rispetto alle differenze nella resistenza dovute all'aumentare o al diminuire della portata. Pertanto nella maggior parte dei casi si è dimostrato funzionale l'uso di un modello semplice di resistenza alluvionale al fondo. Tale modello è (C è il numero di Chezy, h è la profondità locale, a e b sono costanti di taratura):

$$C = a \cdot h^b \quad (\text{Eq. A.9})$$

Per $b=1/6$ il modello eguaglia semplicemente la formula di Manning, mentre per $b=0$ il modello corrisponde alla formula di Chezy. Nel modello morfologico, la profondità h cambierà sia in relazione al cambiamento delle quote del fondo sia al variare dei livelli idrici.

B.4.11 Input

I parametri di input per il modello di resistenza alluvionale di MIKE21C sono

- costanti di taratura;
- valori minimi e massimi consentiti per la resistenza al fondo calcolata.

B.4.12 Output

L'output relativo al modello di resistenza alluvionale di MIKE21C è:

- mappe bidimensionali della resistenza al fondo in un numero predefinito di istanti temporali appartenenti al periodo di simulazione.

B.5 Morfologia a grande scala

In questo contesto, grande scala significa cambiamenti nel livello generale del fondo entro i confini del modello così come modifiche planimetriche dovute all'erosione delle sponde.

I modelli di trasporto solido al fondo e in sospensione precedentemente descritti prevedono la portata e la direzione del trasporto solido. Un cambiamento del livello del fondo quindi viene facilmente determinato integrando l'afflusso o il deflusso netto entro un volume di controllo producendo un deposito o uno scavo.

Tale integrazione è esplicita, a causa del carattere non lineare delle equazioni di trasporto solido applicate. Ciò implica che il modello morfologico a larga scala deve sottostare ad un criterio rigido di stabilità per il passo temporale. Comunque, è in genere possibile utilizzare un passo temporale considerevolmente superiore a quello del modello idrodinamico. Inoltre, MIKE21C ha la capacità di simulare l'idrodinamica supponendo la quasi-stazionarietà del moto. Con tale proprietà, è possibile simulare serie temporali molto lunghe (anni) anche con modelli bidimensionali assai dettagliati. Infine, il passo temporale per la simulazione del trasporto solido può variare automaticamente specificando un valore del numero di Courant massimo accettabile di trasporto solido invece del passo temporale stesso. Questa opzione risulta utile nella simulazione di serie temporali con condizioni assai variabili di portata di magra o di piena.

Per quanto riguarda il modello morfologico è possibile specificare tre tipi di condizioni al contorno di monte: trasporto solido totale, mutamenti del livello del fondo, o concentrazione del sedimento in sospensione (in questo caso, il carico al fondo viene calcolato esplicitamente dalle condizioni idrauliche al contorno). Le condizioni al contorno possono variare sia nello spazio che nel tempo lungo i confini. Gli effetti dell'erosione delle sponde sono rappresentati tramite l'equazione di continuità del sedimento, ovvero il materiale spondale eroso viene considerato come una condizione al contorno laterale.

L'output del modello morfologico a grande scala è il valore di trasporto solido (carico al fondo e in sospensione), il livello del fondo e le variazioni batimetriche per ogni punto della griglia e ogni passo temporale. Se si attiva il modulo di aggiornamento dell'erosione di sponda e della griglia, il modello fornisce anche l'erosione spondale accumulata e le nuove coordinate di griglia.

B.5.1 Input

I parametri di input per il modello morfologico a grande scala di MIKE 21C sono:

- serie temporali della portata solida, concentrazione del sedimento in sospensione o cambiamenti del livello del fondo presso l'estremo di monte (file formato ASCII o simili, Excel o simili); è possibile definire alcune costanti (ad es. variazioni del livello del fondo=0);
- il numero di strati di sedimento sul letto fluviale;
- mappa bidimensionale (o valore costante) dello spessore iniziale dello strato di sedimento;
- mappa bidimensionale della percentuale iniziale di ciascuna porzione di sedimento in ogni strato, qualora venga applicato il sedimento graduato.

B.5.2 Output

L'output dal modello morfologico di MIKE 21C sono le mappe bidimensionali ad un numero predefinito di istanti temporali compresi nel periodo di simulazione:

- dei livelli del fondo;

- delle variazioni dei livelli del fondo;
- dello spessore degli strati e della dimensione media delle particelle.
- I risultati derivati, che possono essere riprodotti tramite alcuni strumenti grafici, sono:
- serie temporali e profili in determinati punti/linee dei livelli dei fondali, delle variazioni dei livelli, dello spessore degli strati, ecc.

App. C Descrizione del codice di calcolo STWAVE

C.1 Descrizione del codice di calcolo STWAVE

Il modello matematico STWAVE (Steady-state spectral WAVE model) (Resio 1987, 1988; Davis 1992; Smith, Resio, Zundel 1999) è un modello stazionario spettrale alle differenze finite basato sull'equazione di conservazione dell'azione.

Il modello descrive il cambiamento dei parametri caratteristici della mareggiata (altezza significativa, periodo, direzione media di propagazione, forma dello spettro di frequenza e spreading direzionale) dalle acque profonde, dove il campo d'onda è relativamente omogeneo su scala chilometrica e le zone sotto costa (le onde in tali zone sono fortemente influenzate dalle variazioni della batimetria, dal livello del mare, dalle correnti locali), dove i parametri caratteristici variano significativamente su scala dell'ordine della decina di metri.

Il modello STWAVE simula la rifrazione e lo shoaling indotti dalla profondità e dalle correnti, il frangimento, la diffrazione, l'interazione tra onde e il fenomeno di whitecapping.

Uno spettro d'onda è una rappresentazione statistica di stato del mare. Essenzialmente, uno spettro è rappresentato da una sovrapposizione lineare di onde monocromatiche e descrive la distribuzione dell'energia del moto ondoso come una funzione della frequenza (spettro monodimensionale di frequenza) o della frequenza e direzione (spettro bidimensionale). Un esempio di spettro monodimensionale è rappresentato nella successiva figura..

Il periodo di picco dello spettro è dato dal reciproco della frequenza corrispondente al picco dello spettro. L'altezza d'onda significativa è pari 4 volte la radice quadrata dell'area sottostante lo spettro (momento di ordine 0 dello spettro).

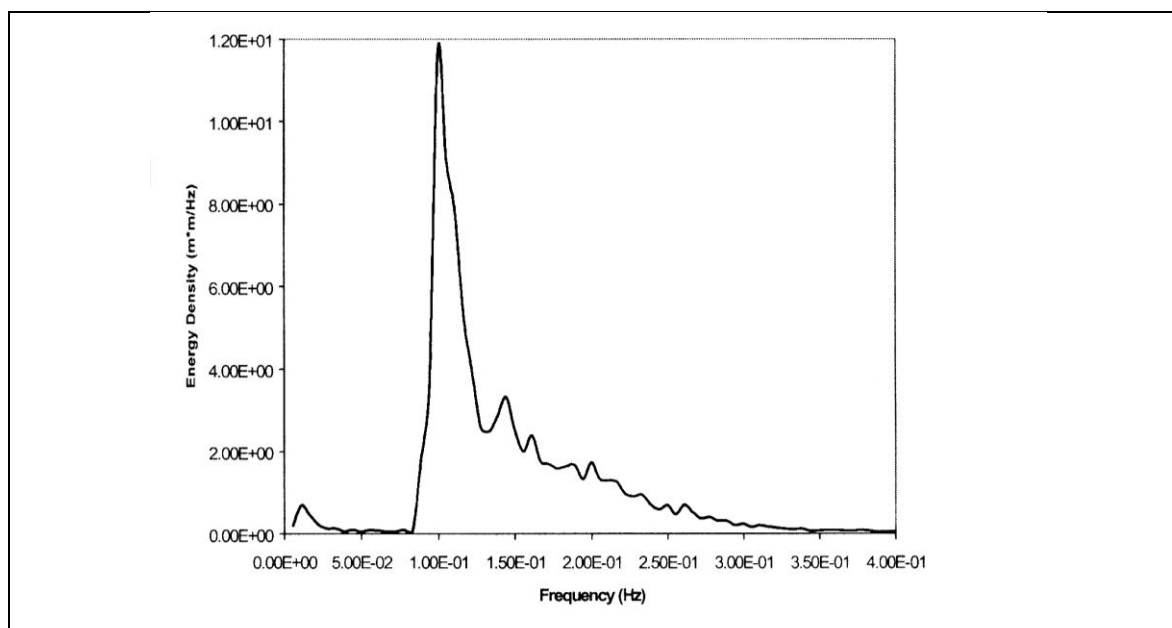


Figura C.1 - Spettro monodimensionale

STWAVE è basato sulle seguenti assunzioni:

- è un modello semi-piano, ovvero l'energia del moto ondoso può propagarsi soltanto dal largo verso riva ($\pm 87.5^\circ$ rispetto all'asse X della griglia di calcolo, che è tipicamente la direzione approssimata della normale al litorale). Le onde riflesse dalla spiaggia e dal fondale si muovono in direzioni al di fuori di questo semipiano e sono, pertanto, trascurate;
- la variazione dello spettro d'onda lungo il bordo più "al largo" del dominio di calcolo è generalmente poco rilevante (lo è senz'altro nel caso in oggetto, dato che tale bordo è lungo circa 3 km e disposto lungo batimetriche regolari). Pertanto lo spettro di input in STWAVE è costante lungo tale limite;
- è un modello stazionario: ciò riduce il tempo di calcolo ed è appropriato per condizioni ondose che variano più lentamente del tempo impiegato dalle onde per "attraversare" la griglia di calcolo;
- tiene conto soltanto di rifrazione e shoaling lineare e non rappresenta l'asimmetria dell'onda;
- l'interazione onda-corrente è basata su una corrente con velocità costante attraverso la colonna d'acqua: se si verificano forti gradienti verticali nella corrente, la loro variazione per rifrazione e shoaling non è rappresentata nel modello;
- l'attrito sul fondo viene trascurato;
- il radiation stress è calcolato sulla base della teoria d'onda lineare.

STWAVE è un modello numerico alle differenze finite, basato su una griglia cartesiana ortogonale. Le celle della griglia sono assunte quadrate ($\Delta x = \Delta y$). Si possono ottenere griglie a diversa risoluzione andando a costruire griglie annidate. Ciò può essere ottenuto facendo "girare" il modello a una risoluzione più grossolana, salvando uno spettro per un punto più a riva. Questo spettro può quindi essere utilizzato come una condizione al contorno per una griglia di risoluzione maggiore. Una griglia schematica è rappresentata nella successiva figura.

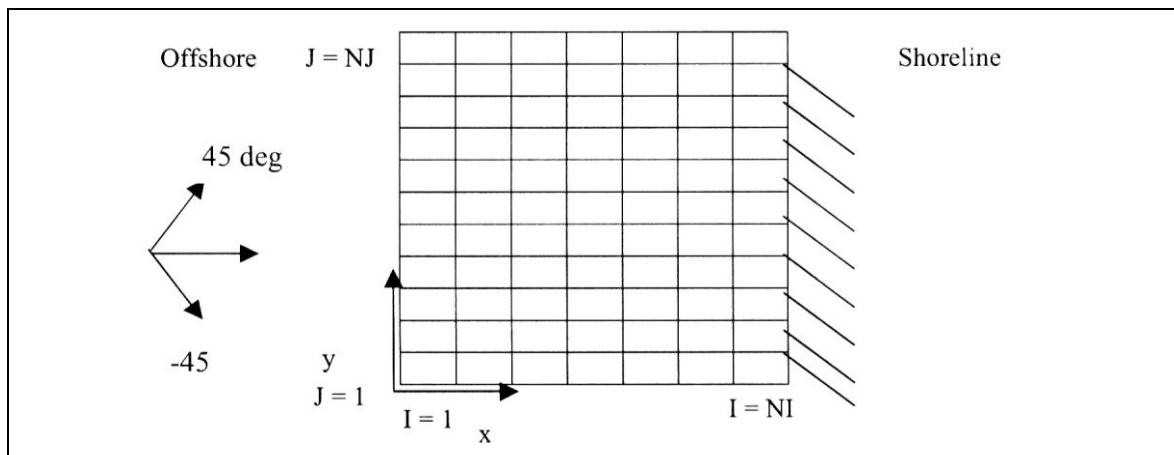


Figura C.2 - Convenzioni griglia STWAVE

STWAVE opera in un sistema di coordinate locali, con l'asse X orientato in direzione perpendicolare alla spiaggia (con origine al largo) e asse Y orientato parallelamente alla costa, formando un sistema di coordinate che rispettano la regola della mano destra. L'orientazione dell'asse X ($\pm 87.5^\circ$) definisce il semipiano che è rappresentato nel modello. L'asse Y è generalmente allineato con le batimetriche al largo. Gli angoli di provenienza delle onde sono computati in senso antiorario dall'asse X. I confini laterali nel modello possono essere specificati come terra o mare indicando la profondità delle celle come positiva (mare) o negativa (terra). Si riassume alla seguente figura **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** gli input e gli output forniti dal modello.

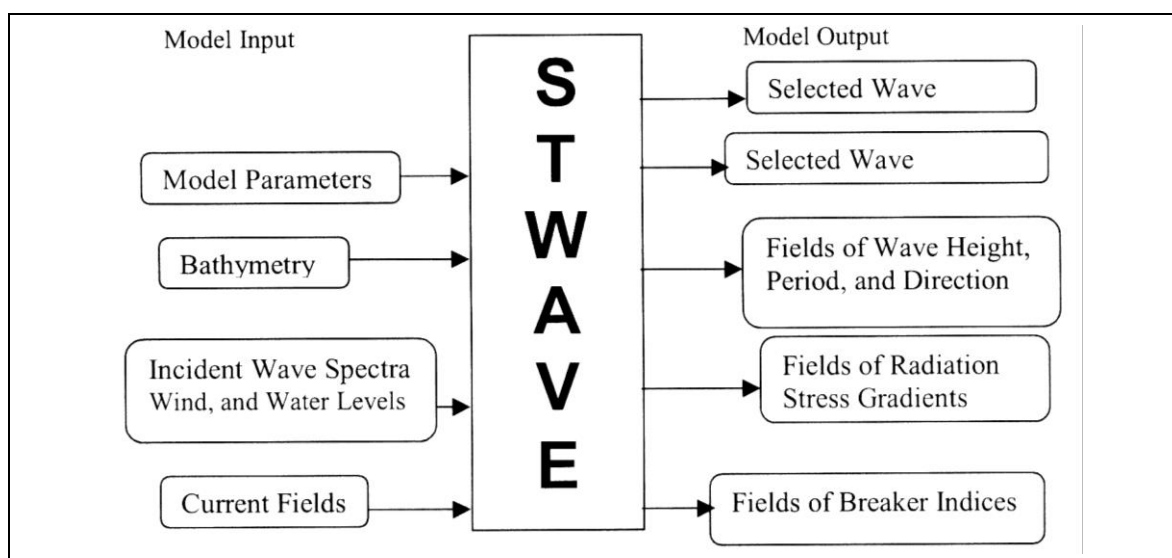


Figura C.3 - Input e Output STWAVE

Per generare uno spettro occorre specificare i seguenti parametri:

- periodo di picco (T_p);
- altezza d'onda;
- profondità;
- parametro di appuntamento dello spettro (γ).

Il parametro di appuntamento controlla la larghezza dello spettro in frequenza (numeri bassi forniscono picchi "larghi", ovvero condizioni di mare vivo, numeri elevati picchi "ristretti", ovvero condizioni di mare di swell). La distribuzione direzionale dello spettro è invece specificata mediante una direzione media e un coefficiente di spreading direzionale (nn).

L'energia nello spettro di frequenza è proporzionale a $\cos^{nn}(\alpha - \alpha_m)$, dove α è la direzione della componente spettrale e α_m è la direzione media di propagazione dell'onda. Una guida per la scelta di γ e nn è fornita nella successiva tabella. Gli spettri con periodi di picco elevati sono generalmente ristretti sia in frequenza che in direzione. Per piccoli periodi di picco gli spettri sono tipicamente allargati sia in frequenza che in direzione.

T_p (sec)	γ	nn
≤ 10	3.3	4 (JONSWAP)
11	4	8
12	4	10
13	5	12
14	5	16
15	6	18
16	6	20
17	7	22
18	7	26
19	8	28
20	8	30

Tabella C.1 - Correlazione tra parametri spettrali (Thompson et al., 1996)

C.2 Descrizione del codice di calcolo CMS-WAVE

Il modello matematico CMS-Wave (Lin L., H. Mase, F. Yamada e Z. Demirbilek, 2006; Demirbilek Z., L. Lin e A. Zundel 2007), precedentemente chiamato WABED (Wave-Action Balance Equation Diffraction), è un modello bidimensionale stazionario spettrale basato sull'equazione di conservazione dell'azione integrata per tener conto della riflessione e della diffrazione dell'onda (Mase H., H. Amamori e T. Takayama, 2005). Il modello è stato sviluppato all'interno del progetto Coastal Modeling System (CMS), nell'ambito del programma di ricerca statunitense Coastal Inlets Research Program (C.I.R.P.) condotto nel Coastal and Hydraulic Laboratory (C.H.L.) del U.S. Army Engineer Research and Development Center (E.R.D.C.).

CMS-Wave è in grado di simulare la trasformazione spettrale dell'onda, anche in presenza di correnti litoranee, tenendo conto dei processi di rifrazione (dovuta al fondale, alle strutture e ai gradienti di corrente), di shoaling (dovuto al fondale e a gradienti di corrente), di riflessione (dovuta alla linea di costa e alle strutture) e di blocking (dovuto alle correnti). Sono inoltre considerati dal modello diversi processi di generazione e dissipazione dell'onda, tra i quali la generazione da vento, l'attrito al fondo, frangimento, la redistribuzione dell'energia sullo spettro, il whitecapping e le interazioni non lineari tra onde.

C.2.1 Equazione di conservazione dell'azione con diffrazione

CMS-Wave è basato sulla equazione di conservazione dell'azione dell'onda, e non della densità dell'energia, in quanto lo spettro della densità d'azione è conservativo anche in presenza di correnti (Bretherton e Garret 1968; Whitham 1974):

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{\kappa}{2\sigma} \left[(CC_g \cos^2 \theta N_y)_y - \frac{CC_g}{2} \cos^2 \theta N_{yy} \right] - \varepsilon_b N - S$$

dove:

$N = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma}$ è la densità di azione dell'onda (funzione della frequenza σ e della direzione θ) e si ottiene dividendo la densità di energia E per la frequenza;

C e C_g sono le celerità d'onda e di gruppo;

C_x , C_y e C_θ sono le velocità caratteristiche della corrente rispetto x , y e θ ;

x e y sono le coordinate del piano orizzontale;

N_y e N_{yy} sono le derivate del primo e del secondo ordine della densità di azione.

Nell'equazione sono implementate sia la diffrazione dell'onda, integrata con un termine derivato dall'approssimazione parabolica, che la dispersione dell'energia: κ è un parametro empirico che rappresenta l'intensità dell'effetto di diffrazione, ε_b è la parametrizzazione della dissipazione energetica dovuta al frangimento ed S (composto da S_{in} e S_{ds}) indica eventuali sorgenti o perdite addizionali (forzante da vento, attrito al fondo, interazione non lineare delle onde).

C.2.1.A Interazione onda-correnti

Le velocità caratteristiche C_x , C_y e C_θ nel primo membro dell'equazione di conservazione dell'azione possono essere espresse come:

$$\begin{aligned}
C_x &= C_g \cos \theta + U \\
C_y &= C_g \sin \theta + V \\
C_\theta &= \frac{\sigma}{\sinh 2kh} \left(\sinh \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \cosh \theta \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \cos \theta \sin \theta \frac{\partial U}{\partial x} - \cos^2 \theta \frac{\partial U}{\partial x} + \sin^2 \theta \frac{\partial V}{\partial x} - \sin \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial x}
\end{aligned}$$

dove U e V le componenti della velocità della corrente, mediate sulla profondità, lungo le due direzioni del piano x e y , k è il numero d'onda e h è la profondità. La dispersione dell'azione dell'onda dovuta alla presenza di correnti può essere ricavata a partire dalla relazione tra la frequenza relativa σ , la frequenza assoluta ω , il vettore del numero d'onda \vec{k} e la velocità della corrente $\vec{Q} = \vec{U} + \vec{V}$ (Johnsson 1990):

$$\sigma = \omega - \vec{k} \cdot \vec{Q} \quad \text{e} \quad \sigma^2 = g k \tanh(kh)$$

dove:

$\vec{k} \cdot \vec{Q}$ è il termine che indica la variazione di frequenza (effetto Doppler);

g è l'accelerazione di gravità;

Impiegando la precedente formulazione è quindi possibile valutare la dispersione di azione dell'onda dovuta alla presenza di correnti e quindi la variazione di frequenza. Con tale formulazione non vi è alcuna soluzione per la condizione di wave blocking, cioè nel caso di un treno d'onde che incontra una corrente la cui velocità è superiore alla celerità di gruppo (Smith et al. 1998; Larson e Kraus 2002):

$$C_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} < \frac{\vec{k} \cdot \vec{Q}}{k}$$

In condizioni di wave blocking l'onda non è in grado di propagarsi oltre la corrente e l'energia viene in parte riflessa (o trasformata con componenti a frequenza inferiore) e in parte dissipata per frangimento. In CMS-Wave in condizioni di wave blocking l'azione dell'onda è posta pari a zero.

C.2.1.B Diffrazione dell'onda

Il termine κ , nel primo termine al secondo membro dell'equazione di conservazione dell'azione dell'onda, è il parametro che rappresenta la diffrazione dell'onda, formulato a partire dalla teoria dell'approssimazione parabolica (Mase, 2001). Questo termine può variare tra 0 (il modello non considera diffrazione dell'onda) e 4 (massimo effetto di diffrazione) e necessita, nell'applicazione del modello, di una valutazione e di una calibrazione applicata al caso specifico.

C.2.1.C Riflessione dell'onda

L'energia dell'onda riflessa (da una struttura o dalla linea di costa) viene valutata nell'assunzione che l'angolo di incidenza e quello riflesso, rispetto alla normale all'ostacolo, siano uguali e che l'energia riflessa sia una frazione di quella incidente. In particolare si assume che l'azione d'onda riflessa N_r sia linearmente proporzionale a quella dell'onda incidente N_i (cfr. secondo termine a secondo membro dell'equazione di conservazione dell'azione dell'onda):

$$N_r = K_r^2 N_i$$

dove K_r è il coefficiente di riflessione (0 nessuna riflessione e 1 riflessione totale) definito come il rapporto tra l'altezza d'onda riflessa e quella incidente (Dean e Dalrymple 1984).

C.2.1.D Frangimento dell'onda

In CMS-Wave la dissipazione dovuta al frangimento può essere valutata attraverso 4 differenti espressioni:

formulazione perfezionata di Goda (Sakai et al., 1989), formulazione perfezionata di Miche (Battjes, 1972; Mase et al. 2005 b), formulazione di Battjes e Janssen (Battjes e Janssen, 1978) e formulazione di Chawla e Kirby (2002). Queste espressioni, considerate più accurate per valutare il frangimento in presenza di correnti rispetto ad altre formulazioni esistenti in letteratura, possono essere suddivise in due distinte categorie:

- formulazioni che valutano la dissipazione di energia troncando la coda della distribuzione dell'altezza d'onda di Rayleigh (Goda e Miche);
- formulazioni che valutano la dissipazione come perdita totale di energia nello spettro mutuando l'approccio utilizzato per la modellazione del risalto idraulico – "salto di Bidone" - (Battjes-Janssen e Chawla-Kirby).

Il modello consente di scegliere l'espressione per il calcolo della dissipazione di energia, ma limita comunque l'altezza d'onda significativa frangente (H_b) a valori inferiori a quelli che si ottengono applicando il criterio di frangimento in funzione della profondità h (Smith et al. 1999):

$$\frac{H_b}{h} \leq 0.64$$

e il criterio più generale, che dipende anche dalla ripidità del fondale:

$$H_b = \frac{0.64}{k_p} \tanh(k_p h)$$

dove k_p è il numero d'onda corrispondente al picco dello spettro.

C.2.1.E Trasferimento di energia dal vento

Il termine S_{in} , componente generativa del terzo termine a secondo membro dell'equazione di conservazione dell'azione dell'onda, è il parametro che rappresenta l'incremento di energia dovuto al vento.

Questo termine viene espresso in funzione del rapporto tra la celerità dell'onda C e la velocità del vento W , del rapporto tra la celerità di gruppo C_g e la velocità del vento, della differenza tra la velocità del vento e la celerità dell'onda e della differenza tra la direzione del vento θ_w e la direzione dell'onda θ (Lin e Lin 2006b).

$$S_{in} = \frac{a_1 \sigma}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) E_{PM}^*(\sigma\sigma) \Phi\left(\theta + \frac{a_2 \sigma^2}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) F_3\left(\frac{C_g}{W}\right) N\right)$$

dove

$$E_{PM}^*(\sigma\sigma) = g/\sigma^2 \exp(-0.74\sigma_0^4/\sigma^4)$$

è l'espressione dello spettro nella forma di Pierson-Moskowitz (PM), con $\sigma_0 = g/W$ costante di Phillips;

$$\Phi(\theta) = 8/3\pi \cos^4(\theta - \theta_{wind}) \quad per \quad |\theta - \theta_{wind}| \leq \pi/2$$

è lo spreading direzionale normalizzato;

$$F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) = \begin{cases} W \cos(\theta_{wind} - \theta) - C_g & \\ 0 & \end{cases} \quad F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) = \begin{cases} \left(\frac{C_g}{W}\right)^{1.15} & \\ 1 & \end{cases} \quad F_3\left(\frac{C_g}{W}\right) = \begin{cases} \log_{10}\left[\left(\frac{C_g}{W}\right)^{-1}\right] & \text{se } C_g < W \\ 0 & \text{se } C_g \geq W \end{cases} \quad \text{sono}$$

le funzioni che tengono conto: F_1 della forzante del vento, F_2 dell'effetto dei meccanismi di risonanza di Phillips (Phillips 1957) e F_3 dell'"invecchiamento" dell'onda.

C.2.1.F Dissipazione di energia dovuta al whitecapping

La perdita di energia dovuta al fenomeno del whitecapping è rappresentata nella componente dissipativa (S_{ds}) del

terzo termine del secondo membro dell'equazione di conservazione dell'azione dell'onda; questo termine può essere espresso, tenendo conto della presenza di correnti e degli effetti turbolenti come segue:

$$S_{ds} = -c_{ds} (a_e k)^{1.5} \sigma^2 / g C_g(\sigma, \theta) F_4(\vec{W}, \vec{Q}, \vec{C}_g) F_5(kh) N$$

dove

$$F_4(\vec{W}, \vec{Q}, \vec{C}_g) = \frac{v + W}{|\vec{W} + \vec{Q} + \vec{C}_g|} \quad \text{e} \quad F_5(kh) = \frac{1}{\tanh(kh)}$$

con c_{ds} coefficiente di proporzionalità, $a_e = \sqrt{E(\sigma, \theta) d\sigma d\theta}$ l'ampiezza dell'onda e v il coefficiente di dissipazione turbolenta.

C.2.1.G Dissipazione per attrito al fondo

La dissipazione energetica dovuta alle interazioni con il fondo è rappresentata nella componente dissipativa (S_{ds}) del terzo termine del secondo membro dell'equazione di conservazione dell'azione dell'onda; può essere causata dall'attrito sul fondo o da movimenti del materiale del fondo e può essere rappresentata con la seguente espressione (Collins 1972):

$$S_{ds} = -c_f \frac{\sigma^2}{g} \frac{\langle u_b \rangle}{\sinh^2(kh)} N$$

$$\text{dove } \langle u_b \rangle = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{g}{h} E_{total}}$$

rappresenta la media dei moduli delle velocità orbitali al fondo ed E_{total} è la densità di energia totale.

Infine, c_f è il coefficiente di attrito di Darcy-Weisbach che può assumere, per fondali sabbiosi, valori compresi tra 0.004 e 0.007 (Hasselman et al. 1973; Bouws e Komen 1983), mentre per fondali rocciosi o corallini può assumere valori tra 0.05 e 0.40 (Hardy 1993; Hearn 1999; Lowe et al. 2005). Conseguentemente, nell'applicazione del modello, tale coefficiente necessita di una valutazione e, possibilmente, di una calibrazione applicata al caso specifico.

App. D Descrizione del codice di calcolo CMS-flow

Il modello matematico CMS-Flow (Militello et al., 2004) è un codice alle differenze finite in grado di simulare la circolazione idrodinamica e il trasporto solido indotti da forzanti quali moto ondoso, marea e vento. Il codice è stato sviluppato nell'ambito del progetto Coastal Modeling System (CMS), sviluppato a sua volta nel contesto del programma di ricerca statunitense Coastal Inlets Research Program (C.I.R.P.) condotto nel Coastal and Hydraulic Laboratory (C.H.L.) dello U.S. Army Engineer Research and Development Center (E.R.D.C.).

CMS-Flow risolve in un dominio bidimensionale le equazioni di continuità e della quantità di moto della fluidodinamica, integrate sulla verticale, attraverso una approssimazione ai volumi finiti. Il codice implementa inoltre le equazioni di avvezione-diffusione e di continuità dei sedimenti per risolvere il problema del trasporto e dell'evoluzione del fondale.

Il dominio di calcolo bidimensionale viene discretizzato con una griglia ortogonale con maglia di elementi quadrati di dimensioni variabili: il modello implementa la funzione di "telescoping grid" che permette la costruzione di un dominio con elementi le cui dimensioni possono essere variate in funzione delle caratteristiche locali del fondale e della complessità delle opere presenti.

Il codice risolve in una prima fase le equazioni della quantità di moto attraverso una discretizzazione nel tempo e successivamente procede alla soluzione dell'equazione di continuità con le velocità aggiornate con i valori ottenuti dalla soluzione della quantità di moto. Il calcolo del trasporto viene condotto sui valori aggiornati di sovrizzo e velocità indotte dalle correnti, nonché dall'azione delle onde se incluse nella simulazione.

Per lo studio delle correnti costiere e del trasporto generato vengono normalmente considerate come forzanti principali il moto ondoso e il vento. Il campo di moto ondoso sotto costa (forzante del modello idrodinamico) è normalmente ricavato per mezzo del codice di calcolo CMS-Wave, che si interfaccia con il codice di calcolo CMS-Flow, fornendogli i valori dei radiation stress che generano le correnti litoranee.

D.1.1 Problema idrodinamico - Equazioni del moto

Per la soluzione del problema idrodinamico, CMS-Flow risolve le equazioni che governano il problema idrodinamico (equazione di continuità e di conservazione della quantità di moto) in un dominio bidimensionale applicando il metodo dei volumi finiti.

Le equazioni che governano il moto sono:

$$\frac{\partial(h-\eta)}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{FL1})$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \frac{\partial v q_x}{\partial y} + \frac{1}{2} g \frac{\partial(h+\eta)^2}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} D_x \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D_y \frac{\partial q_x}{\partial y} + f q_x - \tau_{bx} + \tau_{wx} + \tau_{sx} \quad (\text{FL2})$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial u q_y}{\partial x} + \frac{\partial v q_y}{\partial y} + \frac{1}{2} g \frac{\partial(h+\eta)^2}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} D_x \frac{\partial q_y}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D_y \frac{\partial q_y}{\partial y} + f q_y - \tau_{by} + \tau_{wy} + \tau_{sy} \quad (\text{FL3})$$

dove:

- h profondità del fondale
- η elevazione libera della superficie del mare
- q_x, q_y flussi per unità di larghezza parallelo alle direzioni x e y
- u, v velocità della corrente integrate sulla verticale parallela alle direzioni x e y
- D_x, D_y termini di diffusione per le direzioni x e y
- f parametro di Coriolis
- τ_{bx}, τ_{by} sforzi al fondo paralleli alle direzioni x e y
- τ_{wx}, τ_{wy} sforzi sulla superficie libera del mare paralleli alle direzioni x e y (vento)
- τ_{Sx}, τ_{Sy} sforzi dovuti alle onde paralleli alle direzioni x e y

D.1.1.A Sforzi al fondo

In presenza di onde, gli sforzi al fondo derivano dalla combinazione degli effetti delle correnti (generate da vento, oscillazioni di marea, moto ondoso) e della velocità orbitale delle onde. Per il calcolo di tali sforzi il modello impiega la seguente espressione approssimata, mediata sul tempo, (Nishimura 1988):

$$\tau_{bx} = C_b \left\{ \left(U_{wc} + \frac{\omega_b^2}{U_{wc}} \cos^2 \alpha \right) u + \left(\frac{\omega_b^2}{U_{wc}} \cos \alpha \sin \alpha \right) v \right\} \quad (\text{FL4})$$

$$\tau_{by} = C_b \left\{ \left(\frac{\omega_b^2}{U_{wc}} \cos \alpha \sin \alpha \right) u + \left(U_{wc} + \frac{\omega_b^2}{U_{wc}} \sin^2 \alpha \right) v \right\} \quad (\text{FL5})$$

dove

C_b è il coefficiente di attrito al fondo ed è dato $C_b = g / C^2$ con $C = R^{1/6} / n$ coefficiente di Chezy,

α è l'angolo rispetto l'asse x , e U_{wc} e ω_b sono dati da:

$$U_{wc} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{u^2 + v^2 + \omega_b^2 + 2(u \cos \alpha + v \sin \alpha) \omega_b} + \sqrt{u^2 + v^2 + \omega_b^2 + 2(u \cos \alpha + v \sin \alpha) \omega_b} \right\}$$

$$\omega_b = \frac{\sigma H}{\pi \sinh[k(h + \eta)]}$$

dove σ è la frequenza, H è l'altezza d'onda e k è il numero d'onda.

D.1.1.B Sforzi sulla superficie libera

Gli sforzi sulla superficie libera del mare dovuti al vento sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\tau_{bx} = C_d \frac{\rho_a}{\rho_w} W^2 \sin(\theta) \quad \text{e} \quad \tau_{by} = C_d \frac{\rho_a}{\rho_w} W^2 \cos(\theta) \quad (\text{FL6})$$

dove C_d è il coefficiente di attrito del vento, ρ_a e ρ_w sono le densità dell'aria e dell'acqua, W e θ sono la velocità e la direzione del vento.

D.1.1.C Sforzi dovuti alle onde

Gli sforzi dovuti alle onde sono calcolati a partire dai gradienti dei radiation stress:

$$\tau_{Sx} = -\frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \quad \text{e} \quad \tau_{Sy} = -\frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \quad (\text{FL7})$$

dove S_{xx} , S_{xy} e S_{yy} sono i radiation stress indotti dal moto ondoso e forniti in input dal modello di propagazione

del moto ondoso (CMS-Wave).

D.1.1.D Coefficiente di diffusione

Il coefficiente di diffusione laterale D è fortemente influenzato dal fenomeno del mescolamento verticale della colonna d'acqua, che varia in funzione dei processi coinvolti. Dove il contributo del moto ondoso può essere trascurato (alto fondale), il coefficiente può essere espresso in funzione della colonna d'acqua, delle velocità delle correnti e della scabrezza del fondale (Falconer, 1980):

$$D_0 = \frac{1}{2} \left[1.156 g (h + \eta) \frac{|U|}{C^2} \right] \quad (\text{FL8})$$

Dove invece il contributo del moto ondoso risulta importante, come nella surf zone, il coefficiente può essere espresso come segue (Smith, Larson e Kraus, 1993; Kraus e Larson, 1991):

$$D_w = \varepsilon_L \quad \text{con} \quad \varepsilon_L = \Lambda u_m H \quad \text{e} \quad u_m = \frac{gHT}{\left[2\lambda \cosh\left(\frac{2\pi(h+\eta)}{\lambda}\right) \right]} \quad (\text{FL9})$$

dove Λ è un coefficiente empirico che dipende dalla forza di miscelazione laterale e u_m è l'ampiezza della componente orizzontale della velocità orbitale al fondo.

D.1.2 Problema del trasporto solido - equazioni del trasporto e di continuità dei sedimenti

Per la soluzione del problema del trasporto solido, CMS-Flow implementa l'equazione del trasporto secondo la formulazione Lund-CIRP (Camenen e Larson, 2005 e 2006), che tiene conto sia del trasporto in sospensione che del trasporto al fondo. I valori di trasporto solido, ottenuti applicando l'equazione del trasporto, vengono successivamente impiegati per la valutazione dell'evoluzione dei fondali, calcolata applicando l'espressione di continuità dei sedimenti.

In CMS-Flow l'evoluzione morfologica del fondale è controllata da due vincoli principali: (a) il fondo fisso e (b) l'"avalanching". Il primo permette di definire all'interno del dominio aree che non possono essere erose, e sono quindi soggette solo fenomeni di deposizione (es. substrato roccioso), mentre il secondo interviene, nelle aree a fondo mobile, quando la pendenza del fondale supera un prefissato angolo critico: oltre questo angolo, il modello induce un franamento di materiale verso il basso fino al ripristino di una pendenza inferiore a quella critica.

Di seguito si riporta una breve trattazione delle espressioni implementate da CMS-Flow per la risoluzione del problema del trasporto solido e dell'evoluzione morfologica dei fondali; si rimanda ai manuali del codice (ERDC/CHL TR-06-9, Agosto 2006) per una più esaustiva trattazione.

D.1.2.A Coefficienti di attrito e di scabrezza del fondo

Il coefficiente di scabrezza k_s , assunto costante nel modello, è costituito da tre termini:

$$k_s = k_{sd} + k_{sf} + k_{ss} \quad (\text{FL10})$$

Il termine k_{sd} è la scabrezza legata alla dimensione (d_{50}) del materiale: $k_{sd} = 2.5d_{50}$.

Il termine k_{sf} è la scabrezza legata al trascinarsi del materiale, funzione delle caratteristiche dei ripple (Soulsby 1997): $k_{sf} = 7.5H_r^2 / L_r$ con H_r e L_r : rispettivamente altezza e lunghezza del ripple.

Le caratteristiche del ripple dipendono essenzialmente (Soulsby 1997) dalla dimensione del sedimento in presenza

di sola corrente, mentre dipendono dalla mobilità delle particelle (van Rijn 1993) in presenza di onde.

Il termine k_{ss} è la scabrezza legata alla mobilità (d_{50}) del materiale (Wilson 1966,1989): $k_{ss} = 5d_{50}\theta_i$ dove θ_i indica genericamente il parametro di Shields, per correnti θ_c e per onde θ_w :

$$\theta_c = \frac{\tau_c}{\rho(s-1)gd_{50}} \quad \text{e} \quad \theta_w = \frac{\tau_w}{\rho(s-1)gd_{50}} \quad (\text{FL11})$$

dove s è il rapporto tra le densità dei materiali (ρ_s/ρ_w).

Le espressioni FL11 dipendono essenzialmente dalle tensioni tangenziali al fondo dovute alla corrente τ_c e al moto ondoso τ_{wc} :

$$\tau_c = \frac{1}{2}\rho_w f_c U_c^2 \quad \text{e} \quad \tau_{wc} = 0.5\tau_w = 0.5 \cdot \frac{1}{2}\rho_w f_w U_w^2 \quad (\text{FL12})$$

dove ρ_w è la densità dell'acqua, U_c e U_w sono la velocità della corrente e la velocità orbitale, e f_c e f_w sono i coefficienti di attrito per correnti (Soulsby 1997) e onde (Swart 1974) che dipendono principalmente dal coefficiente di scabrezza k_s ; conseguentemente le equazioni FL11 e FL12 vengono risolte iterativamente per successive approssimazioni.

D.1.2.B Trasporto al fondo

Una espressione generale per il calcolo del trasporto generato dalla combinazione di onde e correnti è stato sviluppato da Camenen e Larson (2005):

$$\begin{aligned} \frac{q_{bw}}{\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} &= a_w \sqrt{\theta_{net}} \theta_{cw,m} \exp\left(-b \frac{\theta_{cr}}{\theta_{cw}}\right) \\ \frac{q_{bn}}{\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} &= a_n \sqrt{\theta_{cn}} \theta_{cn,m} \exp\left(-b \frac{\theta_{cr}}{\theta_{cn}}\right) \end{aligned} \quad (\text{FL13})$$

dove i pedici w e n si riferiscono, rispettivamente, alle componenti in direzione parallela e normale alla direzione dell'onda, a e b sono dei coefficienti di derivazione sperimentale, θ_{cr} è il parametro critico di Shield, $\theta_{cw,m}$ e θ_{cn} sono i parametri di Shields massimo e medio in presenza di onde e correnti, e θ_{cw} e θ_{cn} sono i contributi netti delle tensioni tangenziali durante un ciclo dell'onda, rispettivamente in direzione parallela e normale all'onda. I parametri $\theta_{cw,m}$, θ_{cn} , θ_{cw} e θ_{cn} dipendono principalmente dai coefficienti di attrito e dalle velocità della corrente e orbitali.

I coefficienti di derivazione sperimentale assumono i seguenti valori: $a_n = 12$, $b = 4.5$ e (Camenen e Larson 2005) $a_w = 6 + 6 X_t$ con $X_t = \theta_c/(\theta_c - \theta_w)$ si ricava dai parametri di Shield θ_c e θ_w .

D.1.2.C Trasporto in sospensione

Il trasporto in sospensione viene calcolato assumendo che la concentrazione dei sedimenti abbia un profilo esponenziale lungo la colonna d'acqua e la velocità sia costante (Camenen e Larson 2006):

$$q_s = U_c c_r \frac{\varepsilon}{w_s} \left(1 - \exp\left(-\frac{w_f d}{\varepsilon}\right) \right) \quad (\text{FL14})$$

dove:

w_s è la velocità di caduta dei sedimenti;

c_r è la concentrazione di riferimento $c_r = 3.5 \cdot 10^{-3} \exp(-0.3d_*) \theta_{cw,m} \exp(-b\theta_{cr}/\theta_{cw})$

con $d_* = ((s-1)g/v^2)^{1/3} d_{50}$ che è la dimensione del grano adimensionalizzata;

ε è la diffusività dei sedimenti (coefficiente di mescolamento), correlata alla perdita di energia (Battjes 1975):
 $\varepsilon = (D_e / \rho)^{1/3} d$.

Il termine D_e rappresenta il coefficiente di dissipazione totale ed è pari a:

$$D_e = k_c^3 D_{ec} + k_w^3 D_{ew} + k_b^3 D_{eb} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} D_{ec} &= \tau_c u_{c*} = \sqrt{\tau_c / \rho_w} \\ D_{ew} &= \tau_w u_{w*} = \sqrt{\tau_w / \rho_w} \end{aligned} \quad \text{e} \quad \begin{aligned} k_c &= 1/6 \sigma_c \kappa \\ k_w &= 1/6 \sigma_w \kappa \end{aligned}$$

dove σ_i è il numero di Schmidt e κ è la costante di Von Karman (assunta pari a 0.4). Il termine D_{eb} è fornito direttamente dal modello di propagazione, mentre il termine k_b è assunto pari a 0.017.

D.1.2.D Evoluzione morfologica del fondale

Le variazioni di quota del fondale vengono valutate applicando l'equazione di continuità dei sedimenti, nella quale vengono utilizzate le portate solide medie (medie nel tempo). Con questo tipo di approccio, nel modello sono impostati un intervallo temporale dt_{sed} per il calcolo delle portate istantanee $q_{tot,x}$ e $q_{tot,y}$ e un intervallo temporale dt_{morph} per il calcolo delle portate medie $\underline{q}_{tot,x}$ e $\underline{q}_{tot,y}$ e delle variazioni di fondale. Per tenere conto delle variazioni di portata solida indotte dalla componente diffusiva (che tende ad incrementare il trasporto verso le zone di fondale più depresse e viceversa ridurre quello diretto verso le zone più elevate) le portate medie vengono calcolate secondo le formule (Watanabe, 1987):

$$\begin{aligned} \underline{q}_{tot,x}^* &= \underline{q}_{tot,x} + D_s \left| \underline{q}_{tot} \right| \frac{\partial h}{\partial x} \\ \underline{q}_{tot,y}^* &= \underline{q}_{tot,y} + D_s \left| \underline{q}_{tot} \right| \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \quad (\text{FL15})$$

dove D_s è un coefficiente empirico (variabile tipicamente nel range 5-30).

In conclusione, l'equazione di continuità dei sedimenti viene risolta calcolando le variazioni di quota del fondale nell'intervallo temporale dt_{morph} :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{1}{1-p} \right) \left(\frac{\partial \underline{q}_{tot,x}^*}{\partial x} + \frac{\partial \underline{q}_{tot,y}^*}{\partial y} \right) \quad (\text{FL16})$$

App. E Descrizione del codice di calcolo GENESIS

Il modello matematico "GENESIS" (GENeralized model for Simulating Shoreline change), impiegato per lo studio dell'evoluzione morfologica del litorale in oggetto, è in grado di calcolare le modificazioni subite dalla linea di riva in conseguenza di variazioni nello spazio o nel tempo del trasporto solido litoraneo in direzione parallela alla linea di riva indotto dall'azione del moto ondoso.

L'estensione costiera che può essere convenientemente modellata può variare da meno di un chilometro a qualche decina di chilometri, mentre gli intervalli di calcolo delle variazioni della posizione della linea di riva variano in genere da alcuni mesi alle decine di anni.

Il modulo di calcolo che determina lo spostamento della linea di riva in funzione del trasporto solido e della sua variazione nello spazio, è basato sulla teoria dei modelli a una linea: tale teoria assume che il profilo trasversale della spiaggia (in direzione quindi perpendicolare alla linea di riva) si mantenga costante nel tempo, traslando semplicemente verso il largo o verso terra (figura successiva).

In questo modo, l'evoluzione del profilo completo della spiaggia può essere descritta attraverso la traslazione orizzontale di un unico punto appartenente al profilo stesso.

Nelle suddette ipotesi, è quindi possibile descrivere l'evoluzione del litorale attraverso una unica linea: a tale scopo appare conveniente scegliere come riferimento la linea cui appartengono tutti i punti che si trovano alla quota del medio mare (cioè la linea di riva), che risulta sempre un indicatore di primaria importanza negli studi di idraulica marittima.

Una seconda ipotesi geometrica fondamentale assunta dal modello è che il trasporto solido indotto dal moto ondoso avvenga tra due quote fissate all'interno del profilo trasversale: si assume cioè che la zona "attiva" della spiaggia, ossia quella interessata dal trasporto solido longitudinale, e dalle modificazioni ad essa connesse, sia solamente quella compresa tra la massima quota D_B della spiaggia attiva emersa (di solito assunta pari alla quota di massima risalita) e la cosiddetta "profondità di chiusura" D_C , al disotto della quale il fondale si mantiene sensibilmente costante nel tempo (nel medio termine). Come accennato in precedenza questi ultimi valori sono determinabili in funzione delle caratteristiche del moto ondoso incidente.

L'equazione di continuità dei sedimenti in una generica sezione, può essere scritta nella forma seguente:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(D_B + D_C)} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) = 0 \quad (1)$$

dove Q rappresenta il trasporto solido longitudinale e q la quantità di materiale eventualmente apportato (ripascimenti o apporti fluviali) o asportato (dragaggi) dalla generica sezione.

Il trasporto solido longitudinale viene determinato in funzione delle caratteristiche dell'onda al largo e della conseguente onda frangente (altezza e direzione), della granulometria dei sedimenti e dell'eventuale presenza di opere costiere.

Viene altresì tenuto conto di due coefficienti di calibrazione K_1 e K_2 , da determinarsi con un procedimento di "taratura" per il particolare sito oggetto di studio, che consentono di calcolare correttamente il valore del trasporto dovuto rispettivamente all'azione diretta del moto ondoso (proporzionale a $H^{2.5}$) ed alla variazione

dell'altezza lungo la costa (cioè $\partial H / \partial x$, se con x viene indicato un asse localmente parallelo alla linea di riva).

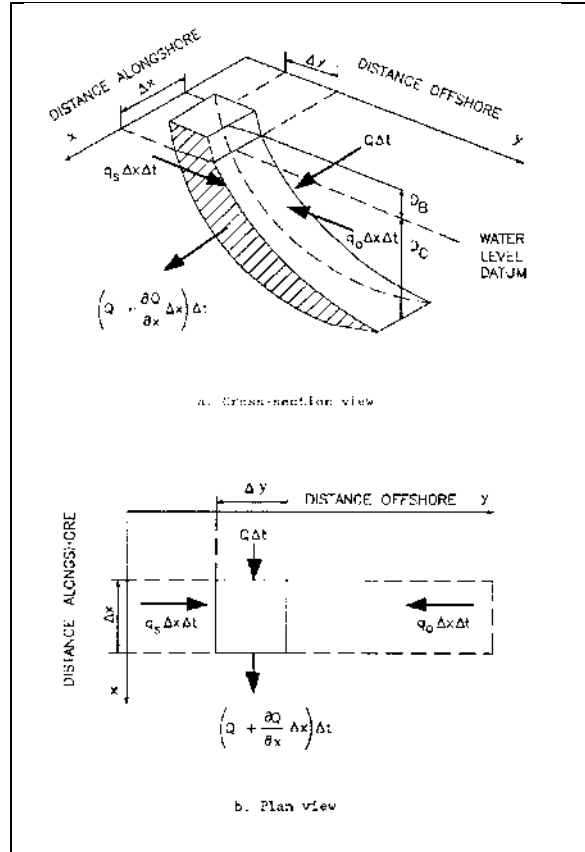


Figura E.1 - Schematizzazione del litorale

La formula empirica impiegata per il calcolo del trasporto solido longitudinale è la seguente:

$$Q = (H_b^2 c_{gb}) \left[a_1 \sin(2\theta_{bs}) - a_2 \cos(\theta_{bs}) \frac{\partial H_b}{\partial x} \right] \quad (2)$$

dove il pedice b è riferito alla condizione di frangimento, H è l'altezza significativa dell'onda incidente, θ l'angolo di incidenza rispetto alla normale al litorale nella sezione e c_g la celerità di gruppo.

I coefficienti a_1 e a_2 sono così definiti:

$$a_1 = \frac{K_1}{16(s-1)(1-n)(1.416)^{2.5}} \quad (3.1)$$

$$a_2 = \frac{K_2}{8(s-1)(1-n)(\tan \beta)(1.416)^{2.5}} \quad (3.2)$$

dove s indica il rapporto tra il peso specifico del costituente solido del sedimento caratteristico della spiaggia ed il peso specifico dell'acqua marina, n la porosità del sedimento in sito e β la pendenza media del profilo trasversale della spiaggia dalla linea di riva alla profondità di chiusura.

L'angolo β viene calcolato per ciascuna mareggiata simulata nel modello, essendo funzione delle caratteristiche dell'onda incidente ed è ottenuto dalla seguente relazione:

$$\tan \beta = \left(\frac{A^3}{D_{LT0}} \right) \quad (4)$$

dove A è il parametro semiempirico di Dean (1977) e D_{LT0} è la massima profondità interessata dal trasporto solido longitudinale, definita dalla relazione di Hallermaier (1983):

$$D_{LT0} = (2.3 - 10.9 H_s) \frac{H_s}{L_0} \quad (5)$$

dove L_0 rappresenta la lunghezza d'onda ed H_s l'altezza significativa in acque profonde.

Il trasporto solido viene calcolato sezione per sezione, tenendo conto della direzione e dell'altezza d'onda al frangimento in ciascuna delle sezioni; tali grandezze vengono determinate attraverso moduli di calcolo interni a GENESIS, che tengono conto degli effetti di shoaling, rifrazione e diffrazione.

Il modello è altresì in grado di descrivere il comportamento del litorale in presenza di opere rigide quali protezioni di sponda, pennelli, dighe foranee e difese staccate (per queste ultime tre categorie di opere il modello è anche in grado di valutare l'interazione tra queste ed il moto ondoso incidente), oppure di interventi morbidi quali by-pass o ripascimenti.

Le condizioni al contorno imponibili agli estremi dell'area modellata possono essere di varia natura; in particolare, è possibile fissare lo spostamento nel tempo della linea di riva nelle sezioni di estremità, ovvero porre in queste un pennello di varia lunghezza e controllare così il trasporto solido nelle stesse.

E.1.1 Andamento del trasporto solido longitudinale e valutazione del bypass

La larghezza della zona interessata dal trasporto solido longitudinale è necessaria alla determinazione della quantità di materiale che supera l'estremità delle strutture perpendicolari alla riva, quali pennelli o moli foranei, durante una mareggiata. Dal momento che la massima concentrazione del trasporto solido avviene nella zona dei frangenti, tale larghezza è legata all'altezza dell'onda frangente.

L'algoritmo di calcolo del bypass implementato nel modello GENESIS richiede la determinazione di una grandezza chiamata "profondità del trasporto attivo longitudinale" D_{LT} , pari alla profondità di frangimento della $H_{1/10}$ (media del decimo di onde più alte). Nelle ipotesi di validità della distribuzione di Rayleigh per le altezze d'onda ed avendo assunto un indice di frangimento γ pari a 0.78 (rapporto tra altezza d'onda e profondità al frangimento), si ottiene:

$$D_{LT} = \frac{1.27}{\gamma} (H_s)_b \approx 1.6 (H_s)_b \quad (6)$$

Va osservato che la profondità del trasporto attivo è minore della profondità di chiusura D_C , salvo il caso delle mareggiate estreme.

Per la valutazione del bypass, nel caso di strutture impermeabili al trasporto solido longitudinale, viene introdotto un fattore di bypass F_{BYP} , definito come segue:

$$F_{BYP} = 1 - \frac{D_G}{D_{LT}} \quad \text{se } D_G \leq D_{LT} \quad (7.1)$$

$$F_{BYP} = 0 \quad \text{se } D_G \geq D_{LT} \quad (7.2)$$

dove D_G rappresenta la profondità della testata del molo foraneo o del pennello.

F_{BYP} rappresenta la frazione di trasporto solido longitudinale nella cella sopraflutto adiacente alla struttura trasversale che è in grado di superare la struttura stessa.

D_{LT} e F_{BYP} vengono calcolati in corrispondenza di ciascuna opera trasversale, per ciascuna mareggiata simulata dal modello.

E.1.2 Profilo trasversale del litorale

Lo studio del profilo trasversale è necessario per la valutazione dell'andamento trasversale del trasporto solido longitudinale e quindi del bypass.

Si assume che la forma del profilo trasversale sia esprimibile tramite la semplice relazione proposta da Bruun (1954) e Dean (1977), che lega la profondità d alla distanza dalla linea di riva y :

$$d = A y^{2/3} \quad (8)$$

dove A rappresenta un parametro semiempirico, definito da Moore (1982), funzione del diametro caratteristico d_{50} (espresso in mm e corrispondente al diametro del vaglio che trattiene il 50% in peso del materiale) del sedimento che costituisce la spiaggia attiva.

Di seguito, si riportano le formule proposte da Larson e Kraus nel 1992 (CERC 1995) per il calcolo del parametro A , in funzione del diametro medio dei grani:

$$A = 0.2665(d_{50})^{0.614} \quad \text{se } d_{50} \leq 0.26 \text{ mm} \quad (9.1)$$

$$A = 0.2275(d_{50})^{0.496} \quad \text{se } 0.26 < d_{50} \leq 0.47 \text{ mm} \quad (9.2)$$

$$A = 0.2143(d_{50})^{0.4161} \quad \text{se } 0.47 < d_{50} \leq 0.70 \text{ mm} \quad (9.3)$$

$$A = 0.2101(d_{50})^{0.361} \quad \text{se } 0.70 < d_{50} \leq 1.00 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$A = 0.21(d_{50})^{0.48} \quad \text{se } 1.00 < d_{50} \leq 1.77 \text{ mm} \quad (9.5)$$

$$A = 0.23(d_{50})^{0.32} \quad \text{se } 1.77 < d_{50} < 10.0 \text{ mm} \quad (9.6)$$

$$A = 0.263(d_{50})^{0.261} \quad \text{se } 10.0 \leq d_{50} < 40.0 \text{ mm} \quad (9.7)$$

$$A = 0.46(d_{50})^{0.11} \quad \text{se } d_{50} \geq 40.0 \text{ mm.} \quad (9.8)$$

E.1.3 Profondità di chiusura e altezza di swash

La profondità di chiusura rappresenta la profondità limite al di sotto della quale il profilo trasversale non subisce cambiamenti significativi, nell'intervallo di tempo per cui si esegue la simulazione.

La valutazione corretta della profondità di chiusura per un dato sito è condotta sulla base dell'analisi di dati storici che documentino l'evoluzione del tempo del profilo trasversale in sezioni significative del sito in oggetto.

Qualora tali dati non siano disponibili, è possibile valutare la profondità tramite la relazione proposta da Hallermeier:

$$h_c = 2.28 \cdot H_{0,12} - 68.5 \cdot \left(\frac{H_{0,12}^2}{g \cdot T^2} \right),$$

dove $H_{0,12}$ rappresenta il valore dell'altezza significativa superata in media per 12 ore all'anno e T il periodo ad essa associato.

E.1.4 Determinazione delle caratteristiche dell'onda al frangimento

Le caratteristiche dell'onda al frangimento da impiegare nelle formule 2 e 6 sono calcolate per mezzo di un modulo interno al modello GENESIS; tale modello propaga le onde a partire dalle acque profonde fino alla profondità di frangimento, senza tenere conto dell'eventuale effetto di diffrazione di opere presenti lungo il litorale. Tale effetto

viene considerato in una fase successiva, correggendo i risultati di questo primo calcolo.

L'altezza d'onda al frangimento $(H_s)_b$ è calcolata attraverso la seguente relazione:

$$(H_s)_b = K_R K_S H_{S0} \quad (10)$$

dove K_R e K_S sono rispettivamente i coefficienti di rifrazione e di shoaling, ed H_{S0} l'altezza d'onda significativa in acque profonde.

I valori di K_R e K_S sono determinati nelle ipotesi di batimetriche parallele, di costanza del flusso di energia all'interno di ciascun tubo di flusso e di validità della legge di Snell. Nelle medesime ipotesi è possibile determinare anche la direzione di propagazione al frangimento θ_b ; le relazioni che esprimono le grandezze finora citate sono le seguenti:

$$K_R = \left(\frac{\cos \theta_0}{\cos \theta_b} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

$$K_S = \left(\frac{c_{g0}}{c_{gb}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

$$\theta_b = \arcsin \left(\frac{L_b \sin \theta_0}{L_0} \right) \quad (13)$$

dove θ_0 è l'angolo di incidenza dell'onda al largo (rispetto ad una batimetria di riferimento, il cui orientamento è ottenuto dallo smoothing e dalla traslazione della linea di riva esistente durante lo step temporale di calcolo), c_{g0} e c_{gb} rispettivamente la celerità di gruppo del treno d'onde al largo ed al frangimento, L_b ed L_0 la lunghezza d'onda al frangimento ed in acque profonde.

E.1.5 Schematizzazione delle barriere frangiflutti

Il coefficiente di trasmissione delle onde attraverso una barriera frangiflutti è un parametro fondamentale per determinare la variazione della linea di riva. Il fenomeno della trasmissione è stato ampiamente studiato mediante modelli fisici bidimensionali, soprattutto per barriere di tipo emerso.

Va ricordato, in particolare, il lavoro di Tanaka (1976), che ha condotto esperimenti su modelli fisici di barriere sia sommerse che emerse, considerando differenti larghezze di coronamento. Sulla base dei risultati ottenuti, Tanaka ha ricavato delle curve di progetto che forniscono il valore del coefficiente di trasmissione dell'onda $K_t = H_t/H_0$ (H_t : altezza dell'onda trasmessa, H_0 : altezza d'onda significativa incidente) in funzione della sommergezza relativa (R/H_0 , dove R = quota di coronamento della struttura) e della larghezza relativa del coronamento (B/L_0 , dove B è la larghezza del coronamento e L_0 la lunghezza d'onda in acque profonde). Nella successiva figura si riporta uno schema con le grandezze significative che interessano la trasmissione attraverso una barriera frangiflutti.

In GENESIS è possibile schematizzare le barriere frangiflutti considerando tre differenti approcci: d'Angremond e al. (1996), Seabrook e Hall (1998) e Ahrens (2001). Tali approcci vengono descritti in dettaglio nei successivi paragrafi.

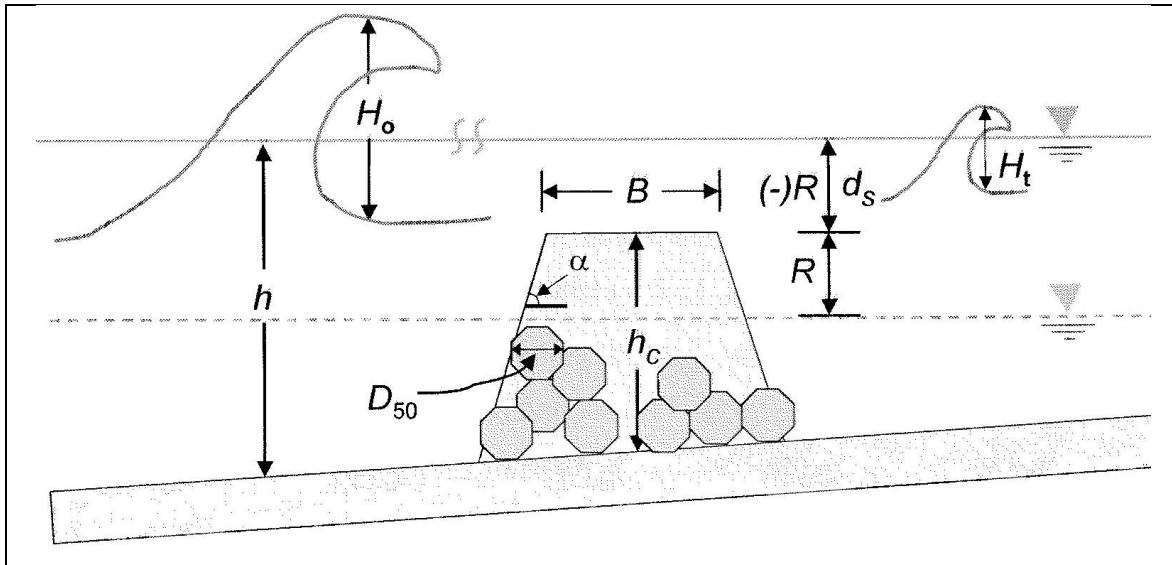


Figura E.2 - Notazione utilizzata

E.1.6 D'Angremond e al. (1996)

D'Angremond e al. (1996) hanno sviluppato una formula per calcolare il coefficiente di trasmissione di strutture caratterizzate da bassa permeabilità e aventi coronamento prossimo al livello medio mare (ad esempio: barriere in calcestruzzo, cassoni, ecc...). In base agli studi condotti da d'Angremond (il quale a sua volta aveva proseguito degli studi cominciati da Daemen nel 1991), il coefficiente di trasmissione dipende principalmente dalla sagoma della struttura. Le formulazioni proposte sono le seguenti:

$$K_t = -0.4 \frac{R}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi}) 0.64, \text{ valida per strutture permeabili;} \quad (14.1)$$

e

$$K_t = -0.4 \frac{R}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi}) 0.80, \text{ valida per strutture impermeabili;} \quad (14.2)$$

dove:

$\xi = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_0}$ è il parametro di Iribarren e $\tan \alpha$ rappresenta la pendenza della struttura lato mare.

Le equazioni proposte forniscono un valore del coefficiente di trasmissione variabile tra 0.075 e 0.8.

E.1.7 Seabrook e Hall (1998)

Seabrook e Hall hanno condotto dei test su modello fisico con particolare riferimento a strutture sommerse aventi larghezza di coronamento piuttosto estesa.

I test condotti hanno dimostrato che il coefficiente di trasmissione risulta essere sensibile sia al valore della sommergezza relativa (R/H_0) che al valore della larghezza relativa del coronamento (B/L_0).

Seabrook e Hall hanno proposto la seguente espressione per il coefficiente di trasmissione:

$$K_t = 1 - \left[e^{-0.65 \left(\frac{d_s}{H_s} \right) - 1.09 \left(\frac{H_s}{B} \right)} + 0.047 \left(\frac{B d_s}{L D_{50}} \right) - 0.067 \left(\frac{d_s H_s}{B D_{50}} \right) \right], \quad (15)$$

dove:

d_s rappresenta la profondità del coronamento (sommergenza) e L la lunghezza d'onda locale associata all'onda incidente.

Tale equazione fornisce valori attendibili all'interno del seguente campo di applicazione:

$$0 \leq \frac{Bd_s}{LD_{50}} \leq 7.08 \quad \text{e} \quad 0 \leq \frac{d_s H_s}{BD_{50}} \leq 2.14.$$

Il primo parametro adimensionale rappresenta l'energia persa in seguito al flusso dell'onda attraverso la struttura, mentre il secondo parametro rappresenta l'energia dissipata durante il passaggio dell'onda sopra la struttura (tale energia si dissipa in seguito all'attrito sulla superficie della struttura).

E.1.8 Ahrens (2001)

Basandosi su dati di onde irregolari, Ahrens ha sviluppato un'equazione di previsione della trasmissione dell'onda, approccio noto come "dominant-mode". Ahrens ha individuato tre modi fondamentali di trasmissione dell'onda:

- trasmissione "attraverso" la barriera;
- trasmissione per overtopping;
- trasmissione sopra la cresta.

Ahrens definisce il coefficiente di trasmissione totale come:

$$K_t = \sqrt{(K_t)_{\text{over}}^2 + (K_t)_{\text{thru}}^2}, \quad (16)$$

dove $(K_t)_{\text{over}}$ rappresenta il coefficiente di trasmissione associato alla tracimazione al di sopra del coronamento della struttura e $(K_t)_{\text{thru}}$, invece, rappresenta il coefficiente associato all'energia di trasmessa attraverso la struttura.

Per strutture molto emergenti, definite da Ahrens con sommergenza relativa $(R/H_s) > 2$, la trasmissione avviene principalmente attraverso la barriera. Ahrens, attraverso una back-analysis dei dati relativi a strutture emerse, ha sviluppato la seguente relazione:

$$(K_t)_{\text{thru}} = 1.0 / (1.0 + f_{\text{thru}}). \quad (17)$$

Il coefficiente f_{thru} viene calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$f_{\text{thru}} = \left(\frac{H_s}{D_{50}} \right)^{0.982} \cdot \exp \left[0.433 + 2.35 \cdot \left(\frac{A_t}{L_0 \cdot h_c} \right) \right], \quad (18)$$

dove A_t rappresenta l'area trasversale locale della barriera e h_c l'altezza di coronamento della barriera.

L'equazione proposta fitta bene i dati raccolti da Ahrens presso più fonti (Seelig 1980; van der Meer 1988; Daemen 1991; Allsop 1983; Powell e Allsop 1985; Ahrens 1987), con un coefficiente di correlazione pari a 0.978. Si può osservare come il coefficiente A_t/h_c rappresenti l'influenza della larghezza relativa del coronamento all'interno dell'espressione.

Se $R/H_s < 2$, deve essere calcolata anche la trasmissione al di sopra della struttura. L'espressione proposta da Ahrens per $(K_t)_{\text{over}}$ è la seguente:

$$(K_t)_{\text{over}} = 1.0 / (1.0 + f_{\text{over}}). \quad (19)$$

L'espressione del coefficiente f_{over} dipende dal valore del rapporto R/H_s .

Se $0 \leq R/H_s \leq 2$ (strutture emerse), la trasmissione avviene principalmente grazie alla risalita dell'onda (run up) e alla tracimazione della struttura. L'equazione ricavata per f_{over} è la seguente:

$$f_{over} = \exp \left[0.465 + 12.7 \frac{R}{\sqrt{(H_s \cdot L_0)}} - \frac{17.4}{\left(\frac{A_t}{h_c \cdot D_{50}} \right)} + \frac{0.00118}{\left(\frac{H_s}{L_0} \right)} \right]. \quad (20)$$

L'equazione proposta per il coefficiente di trasmissione dovuto al superamento della struttura fitta bene i dati raccolti da Ahrens, con un coefficiente di correlazione pari a 0.930.

Se $R/H_s < 0$ (strutture sommerse), il fenomeno dominante è quello di trasmissione sopra il coronamento.

Una regressione dei dati considerando l'energia rimanente ha condotto alla seguente equazione di f_{over} per strutture sommerse:

$$f_{over} = \exp \left[-0.646 + 0.631 \cdot \frac{R}{H_s} + 0.00137 \cdot \frac{A_t}{D_{50}^2} \right]. \quad (21)$$

Il coefficiente di correlazione per la trasmissione sopra una struttura sommersa è pari 0.73; tale valore indica la moderata capacità di previsione per questo tipo di trasmissione. Si osserva che l'equazione proposta non utilizza la larghezza del coronamento della struttura; ciò può contribuire a giustificare la relativamente scarsa correlazione dei dati.

Sebbene lo studio di Ahrens sia stato condotto utilizzando dati relativi a barriere tipo reef (prive di nucleo), sono state testate anche strutture costituite da due strati assegnando un diametro equivalente. I risultati ottenuti suggeriscono che le strutture costituite da due strati possono essere trattate in modo simile alle barriere tipo reef utilizzando un diametro equivalente dei massi.