HydroSoil S.r.l.
via Panà 56/a - 35027 Noventa Padovana (PD) - tel.049 8703933 fax 049 8707868 - e.mail: info@hydrosoil.com
C.F./P. I.V.A. 03349460281 - R.I. PD-1998-60718 - R.E.A. 305234 - cap. soc. € 15.600,00 int vers.

Committente:

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

STUDIO IDRAULICO-MARITTIMO RELATIVO AL TRASPORTO SOLIDO NELL'INTORNO DELLA FOCE DEL TORRENTE QUILIANO



Elaborato UNICO	RELAZIONE TECNICA

Professionisti: **Ing. MASSIMO TONDELLO**
Ordine ingegneri della provincia di Padova n. 2771

Commessa: HS576-11	REV: 00	Data: Ottobre 2011

INDICE

1 PREMESSA 4

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 5

3 CLIMA ONDOSO AL LARGO 7

3.1 SETTORE DI TRAVERSIA 10

4 CLIMA ONDOSO SOTTOCOSTA 11

5 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE MAREGGIATE MORFOLOGICAMENTE EQUIVALENTI 15

5.1 ANALISI DEL TRASPORTO SOLIDO MEDIANTE FORMULE ANALITICHE 15

5.2 DURATA EQUIVALENTE 17

6 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 19

7 ANALISI DELLA DINAMICA LITORANEA LOCALE 20

7.1 SETTAGGIO DEI MODELLI 20

7.1.1 Condizioni ondametriche imposte nel modello 22

7.1.2 Condizioni anemometriche imposte nel modello 22

7.2 RISULTATI DELLE PROPAGAZIONI SOTTOCOSTA CONDOTTE CON IL CODICE DI CALCOLO CMS-WAVE 23

7.3 RISULTATI DELLE CIRCOLAZIONI COSTIERE OTTENUTE CON IL CODICE DI CALCOLO CMS-FLOW 28

8 TRASPORTO SOLIDO LITORANEO ED EVOLUZIONE DEI FONDALI 34

8.1 SETTAGGIO DEL MODELLO 34

8.2 SEDIMENTOLOGIA UTILIZZATA 35

8.3 RISULTATI DEL TRASPORTO SOLIDO OTTENUTO CON IL CODICE DI CALCOLO CMS-FLOW 36

8.4 RISULTATI DELL'EVOLUZIONE DEI FONDALI OTTENUTI CON IL CODICE DI CALCOLO CMS-FLOW 41

8.4.1 Evoluzione dei fondali con riferimento ad un anno medio 46

9 EVOLUZIONE MORFOLOGICA 50

9.1 RICOSTRUZIONE STORICA 51
9.1.1 Confronto linee di riva 51
9.1.2 Confronto batimetrico 54
9.2 PROPAGAZIONE DEL MOTO ONDOSO SOTTOCOSTA 56
9.3 PREMESSA ALLA MODELLAZIONE 58
9.4 PROFONDITÀ DI CHIUSURA E ALTEZZA DI SWASH 59
9.5 DATI SEDIMENTOLOGICI 60
9.6 SETTAGGIO DELLA GRIGLIA GENESIS 61
9.7 EVOLUZIONE MORFOLOGICA A 5 ANNI CONFIGURAZIONE ATTUALE 62
9.7.1 Parametri utilizzati nel modello 62
9.7.2 Risultati evoluzione morfologica in configurazione attuale 64
9.8 EVOLUZIONE MORFOLOGICA A 5 ANNI IN CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 66
9.8.1 Parametri utilizzati nel modello 66
9.8.2 Risultati evoluzione morfologica in configurazione di progetto 67
10 CONCLUSIONI 69

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 2.1 - Inquadramento geografico del paraggio 5
Fig. 2.2 – Dettaglio area di intervento 6
Fig. 3.1 – UK Metereological Office European Wave Model – Punti di rilievo 7
Fig. 3.2 – Punto UKMO 8.73°E - 44.0°N 9
Fig. 3.3 - Rosa delle registrazioni relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N) 9
Fig. 3.4 - Rosa delle energie relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N) 10
Fig. 3.5 – Curva di durata relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N) 10
Fig. 4.1 – Ubicazione dei punti di output del clima locale (Studio di luglio 2002) 11
Fig. 4.2 - Rosa delle registrazioni relativa al punto "E" 13
Fig. 4.3 - Rosa delle energie relativa al punto "E" 14
Fig. 4.4 – Curva di durata relativa al punto "E" 14
Fig. 5.1 – Confronto tra le rose delle energie nel punto "E" e nel punto "L" 16
Fig. 5.2 – Curve di durata nel punto E per i 4 settori 75°÷105°N, 105°÷135°N, 135°÷165°N e 165÷195°N 17
Fig. 6.1 – Planimetria di progetto – dettaglio area di intervento 19
Fig. 7.1 – Dominio di calcolo dei modelli impiegati per lo studio della propagazione e della circolazione 21
Fig. 7.2 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N 24
Fig. 7.3 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N 25
Fig. 7.4 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N 26

Fig. 7.5 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N 27
Fig. 7.6 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N 30
Fig. 7.7 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N 31
Fig. 7.8 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N 32
Fig. 7.9 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N 33
Fig. 8.1 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N 37
Fig. 8.2 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N 38
Fig. 8.3 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N 39
Fig. 8.4 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N 40
Fig. 8.5 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N 42
Fig. 8.6 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N 43
Fig. 8.7 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N 44
Fig. 8.8 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N 45
Fig. 8.9 – Evoluzione dei fondali anno medio (variazioni adimensionallizzate) 48
Fig. 8.10 – Confronto tra le prevedibili variazioni del fondale in configurazione di progetto e quelle in configurazione attuale 49
Fig. 9.1 – Evoluzione storica della linea di riva - Litorale a Nord-Est del Quiliano 52
Fig. 9.2 – Evoluzione storica della linea di riva - Litorale a Sud-Ovest del Quiliano 53
Fig. 9.3 – Confronto batimetrico tra rilievo marzo 2003 e rilievo marzo 2010 55
Fig. 9.4 – Griglia di calcolo STWAVE Ubicazione delle boe virtuali (stazioni) poste alla profondità di –8 m s.m.m. 56
Fig. 9.5 –Griglie di calcolo STWAVE e GENESIS 57
Fig. 9.6 – Individuazione $H_{0.12}$ – Curva di durata nel punto "E" 59
Fig. 9.7 – Fusi granulometrici dei campioni prelevati nel corso delle indagini di marzo 2003 60
Fig. 9.8 – Griglia GENESIS in configurazione attuale 63
Fig. 9.9 – Configurazione attuale - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) ed evoluzione della linea di riva (in basso) 65
Fig. 9.10 – Griglia GENESIS in configurazione di progetto 66
Fig. 9.11 – Configurazione di progetto - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) e evoluzione della linea di riva (in basso) 68
Fig. 10.1 – Confronto tra le prevedibili variazioni del fondale in configurazione di progetto e quelle in configurazione attuale (in verde tendenza alla deposizione, in rosso all'erosione) 71
Fig. 10.2 – Confronto configurazione attuale e di progetto - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) e evoluzione della linea di riva (in basso) 72

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 3.1 - Registrazioni suddivise per classi di altezza d'onda significativa e direzione di provenienza Dati U.K.M.O. (Gen 1987 - Dic 1998) 8
Tab. 4.1 - Trasformazione del moto ondoso dal largo al punto "E" 12
Tab. 5.1 - Flusso di energia del moto ondoso relativo al settore di traversia locale ridotto (75°÷195°N) 16
Tab. 5.2 - Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio 18
Tab. 5.3 – Durata equivalente 18
Tab. 7.1 - Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio 22
Tab. 7.2 – Condizioni di vento imposte nel modello di circolazione 22
Tab. 8.1 – Durata equivalente 46
Tab. 9.1 - Parametri impiegati nel modello GENESIS 61

Elenco degli allegati:

Allegato A Descrizione dei codici di calcolo

1 PREMESSA

La società Hydrosoil S.r.l. di Noventa Padovana ha ricevuto dall'Autorità Portuale di Savona l'incarico per la redazione degli studi su modello numerico relativi al trasporto solido nell'intorno della foce del torrente Quiliano.
Lo studio è finalizzato alla valutazione del potenziale impatto sulla dinamica del trasporto solido litoraneo conseguente alla proposta di ampliamento del terrapieno compreso tra la foce del Quiliano e villa Gavotti e di realizzazione di un ripascimento strutturale dell'arenile compreso tra il nuovo terrapieno e la foce del torrente stesso.

Lo studio è stato condotto con l'ausilio di idonei modelli matematici in grado di simulare l'evoluzione della linea di riva (codice di calcolo GENESIS), la propagazione del moto ondoso e delle correnti costiere (codice di calcolo CMS-WAVE), il trasporto solido e la conseguente variazione dei fondali (codice di calcolo CMS-FLOW) nel tratto di costa interessato dall'intervento.

Le simulazioni sono state condotte considerando l'assetto attuale delle opere del porto di Vado. La configurazione attuale del litorale oggetto di intervento e il layout progettuale sono stati forniti dal Committente. Il layout progettuale risulta comunque frutto dell'ottimizzazione operata sulla base dei primi risultati delle modellazioni numeriche.

Per quanto riguarda, invece, la batimetria impiegata per la costruzione delle griglie di calcolo sono stati utilizzati la Carta Nautica dell'I.I.M. e un rilievo locale fornito dal Committente (eseguito nel marzo 2010); il rilievo copre il tratto di litorale compreso tra il pontile Vadoil (a Sud-Ovest) e villa Zanelli (a Nord-Est).
La batimetria è stata opportunamente integrata con un rilievo antecedente (datato marzo 2003) eseguito nell'ambito di un precedente studio (cfr. "*Approfondimento dello studio su modello matematico del P.R.P. relativo alla spiaggia Foce Letimbro – Foce Quiliano"*, redatto dall'Università di Padova – Dipartimento IMAGE per conto dell'Autorità Portuale di Savona, marzo 2004).

Le caratteristiche del moto ondoso del paraggio sono state, invece, ricavate da studi pregressi condotti dagli scriventi (cfr. *"Studi meteomarini dei paraggi di Vado Ligure e Savona – Configurazione di Piano Regolatore Portuale Aprile 2002"* redatto dall'Università di Padova – Dipartimento IMAGE per conto dell'Autorità Portuale di Savona, luglio 2002).
In particolare, il clima ondoso utilizzato nel presente studio è quello relativo al punto "E", situato su un fondale di oltre 200 m di fronte al paraggio di Vado Ligure. Il clima nel punto "E" è stato ottenuto dalle simulazioni di propagazione del clima al largo (dati U.K.M.O.), condotte per mezzo del codice di calcolo "Mike 21 – NSW".

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il tratto di litorale oggetto di studio è situato sulla costa occidentale della Regione Liguria, in provincia di Savona, ed è compreso tra la foce del Torrente Letimbro, a Nord-Est, e il porto di Vado, a Sud-Ovest (Fig. 2.1). Più in dettaglio, l'area di interesse è ubicata nell'intorno della foce del torrente Quiliano.



Fig. 2.1 - Inquadramento geografico del paraggio

Il tratto di spiaggia oggetto di intervento si estende tra Villa Gavotti e il pontile Tirreno Power (Fig. 2.2). Tra Villa Gavotti e la foce del Torrente Quiliano è attualmente già presente un terrapieno, di cui si prevede appunto l'ampliamento. Il terrapieno è attualmente delimitato verso mare da una scogliera radente in massi naturali che versa in condizioni precarie sia come sagoma che come caratteristiche dei massi della mantellata.

L'armatura di foce del torrente Quiliano è costituita da due pennelli; il pennello in destra idrografica è stato recentemente spostato verso Sud in seguito all'ampliamento dello sbocco a mare del torrente.
A Sud, a ridosso dell'armatura di foce, è presente un pontile su pali (pontile I.P.), recentemente accorciato.
Procedendo ancora verso Sud, in prossimità del pontile Tirreno Power, si trova un cantiere nautico e un secondo terrapieno, delimitato a mare da un scogliera radente in massi naturali.
Il pontile Tirreno Power, che si estende verso il largo per un lunghezza di circa 400 m, è su pali; in corrispondenza del tracciato del pontile, sul fondo, è presente uno scatolare.



Fig. 2.2 – Dettaglio area di intervento

3 CLIMA ONDOSO AL LARGO

Il clima al largo del paraggio di Vado Ligure è stato definito utilizzando i dati U.K.M.O., forniti dal centro meteorologico inglese "UK Meteorological Office" (cfr. studi P.R.P. 2002).
Il modello European Wave Model dell'U.K.M.O. ricostruisce lo stato del mare a partire dai dati meteorologici (carte bariche) e dal campo di moto. Le agenzie meteorologiche nazionali iniziarono ad impiegare modelli di previsione spettrale delle condizioni di moto ondoso a partire dalla metà degli anni '70. I modelli operano in continuo, funzionando in cascata con relativi modelli di previsione meteorologica, che forniscono loro i dati di vento necessari come input.
I modelli U.K.M.O. Global Wave Model e European Wave Model sono modelli della seconda generazione per la parametrizzazione non lineare dello spettro del moto ondoso. I dati ottenibili, con cadenza di 30 minuti, sono relativi ad ogni nodo della maglia. Oltre ad altezza significativa, periodo medio e direzione media di propagazione, il modello è in grado di fornire anche spettri direzionali, con 16 direzioni, discretizzati con 13 frequenze.

Il modello UK Met Office Wave Model copre le acque europee con una griglia locale (European Wave Model) le cui maglie hanno lati di 25÷30 km (Fig. 3.1). L'archivio del modello, che elabora con continuità i dati meteorologici, fornisce dati sequenziali di vento e moto ondoso a partire dall'ottobre 1986. Lo European Wave Model si annida all'interno del Global Wave Model (maglia di lato pari a 150 km), che elabora i dati su scala maggiore.

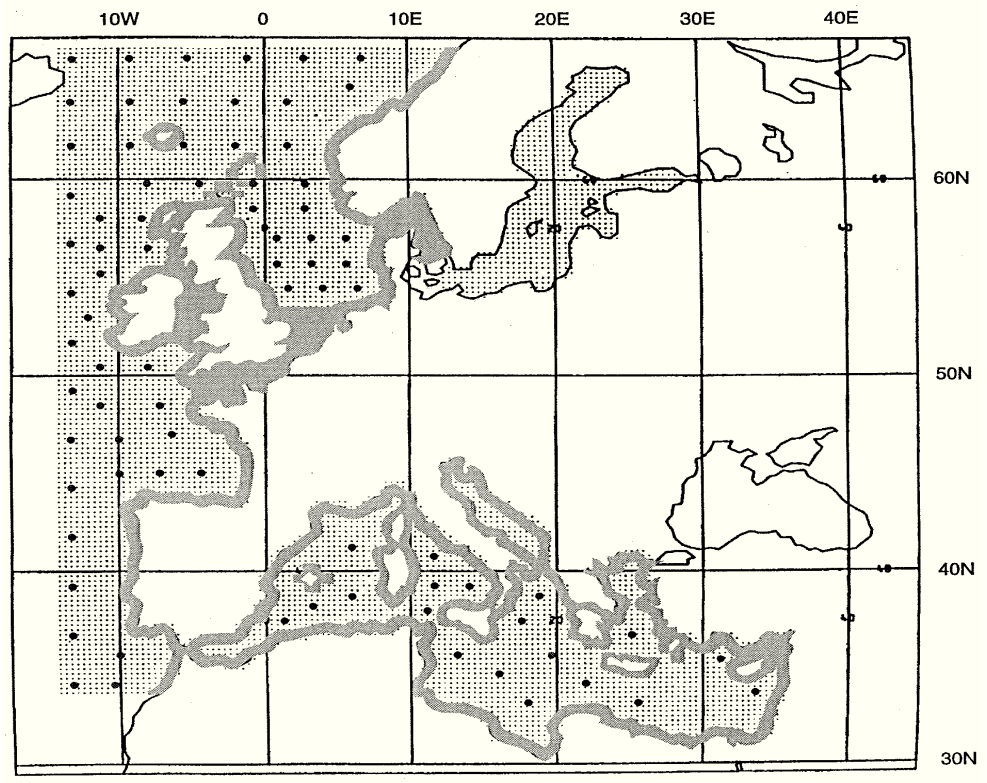


Fig. 3.1 – UK Metereological Office European Wave Model – Punti di rilievo

Con riferimento al paraggio di Vado Ligure, è stato considerato il punto di coordinate geografiche (44.0°N, 8.73°E), situato nel Mar Ligure tra Imperia e Genova su un fondale di oltre 1000 m (Fig. 3.2). I dati si riferiscono al periodo di osservazione che va dal 1 gennaio 1987 al 31 dicembre 1998, per un totale di 105'192 ore di registrazione.
I dati forniti consentono di caratterizzare lo stato del mare (e anche le caratteristiche dei venti, se necessario) sulla base dell'analisi delle più recenti carte bariche e rappresentano un'affidabile ed insostituibile fonte di informazione, in assenza di stazioni ondametriche locali.

In Tab. 3.1 sono riportate le caratteristiche delle onde "al largo" (punto U.K.M.O.), ordinate per classi di direzione di provenienza e altezza d'onda significativa.
Di seguito (Fig. 3.3 e Fig. 3.4) vengono riportate rispettivamente le rose delle registrazioni e delle energie relative al punto al largo.

Si può notare che gli eventi con percentuale di apparizione più elevata corrispondono a mareggiate provenienti da Libeccio (210°N), caratterizzate da altezze massime superiori ai 4 m.
In termini di energia del moto ondoso, si evidenzia ancora un picco di energia in corrispondenza della medesima direzione (Libeccio 210°N).

A partire dai dati disponibili è stato inoltre possibile ricostruire la curva di durata, che consente di mettere in relazione le caratteristiche di un evento con la sua durata media annuale.
Il grafico relativo alla curva di durata viene riportato nella Fig. 3.5; si può notare che eventi con altezza d'onda superiore ai 2 m si presentano mediamente per meno di 5-6 giorni all'anno.

		DIR (°N)											
		-15	15	45	75	105	135	165	195	225	255	285	315
H_s (m)		15	45	75	105	135	165	195	225	255	285	315	345
0.0	0.5	2507	2575	2276	2493	3023	5208	7275	12232	4586	1666	1172	1480
0.5	1.0	2849	2321	1591	1503	1782	2972	3879	9024	3140	1842	1537	2889
1.0	1.5	1366	1263	713	525	622	896	1047	3571	702	299	285	482
1.5	2.0	279	188	262	185	234	191	342	1415	311	71	103	134
2.0	2.5	77	9	57	60	54	108	108	419	48	6	31	43
2.5	3.0	9	0	11	6	11	54	46	134	6	6	0	3
3.0	3.5	0	0	0	3	3	29	31	31	0	0	0	0
3.5	4.0	0	0	0	3	3	9	9	9	0	0	0	0
4.0	4.5	0	0	0	3	6	0	3	3	0	0	0	0

Tab. 3.1 - Registrazioni suddivise per classi di altezza d'onda significativa e direzione di provenienza Dati U.K.M.O. (Gen 1987 - Dic 1998)

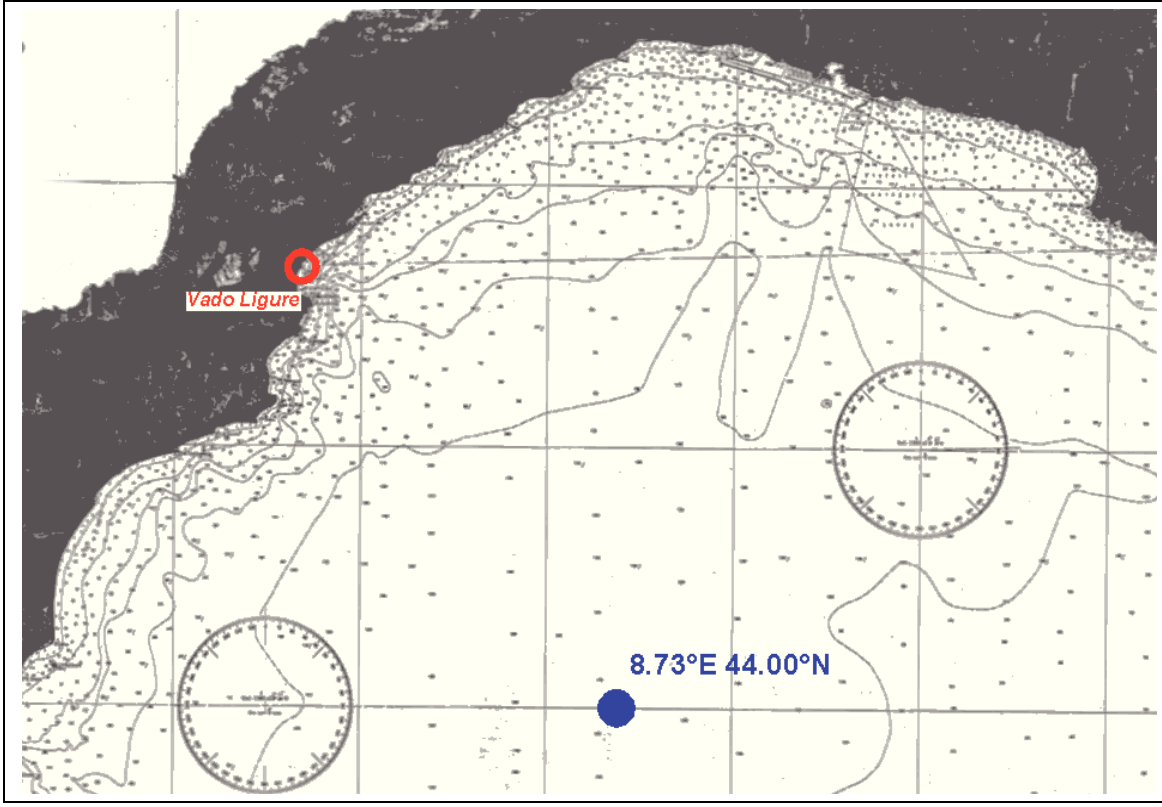


Fig. 3.2 – Punto UKMO 8.73°E - 44.0°N

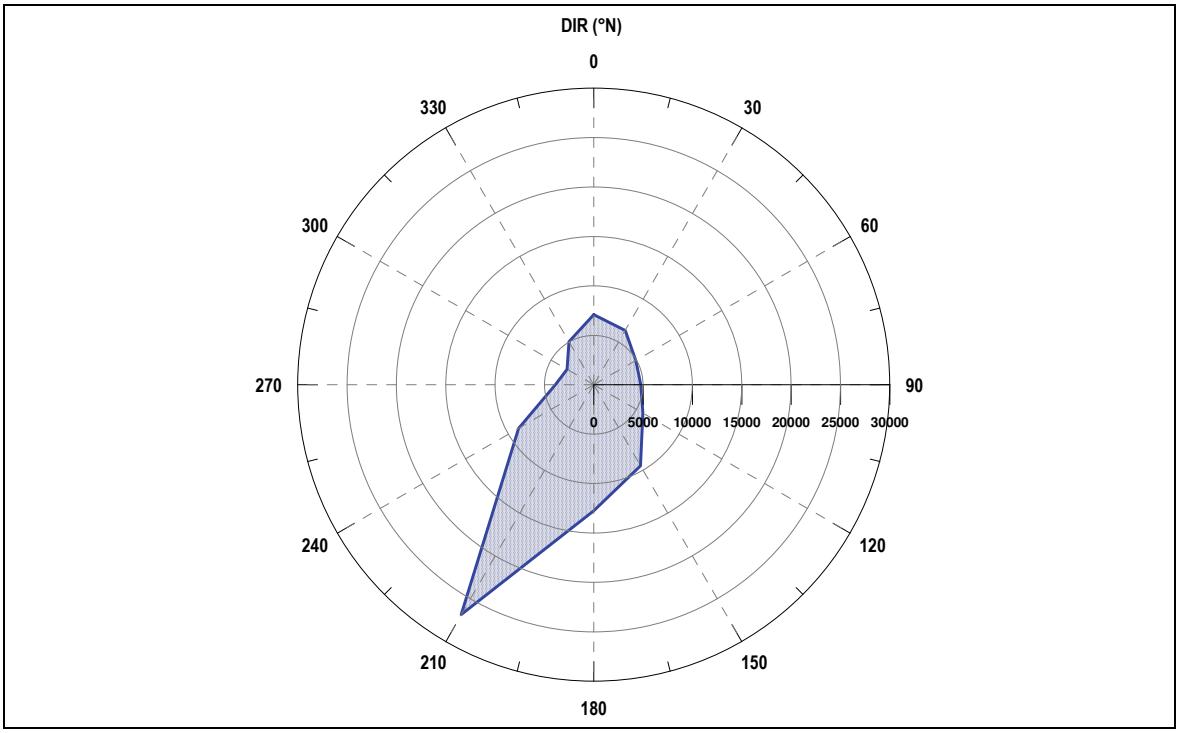


Fig. 3.3 - Rosa delle registrazioni relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N)

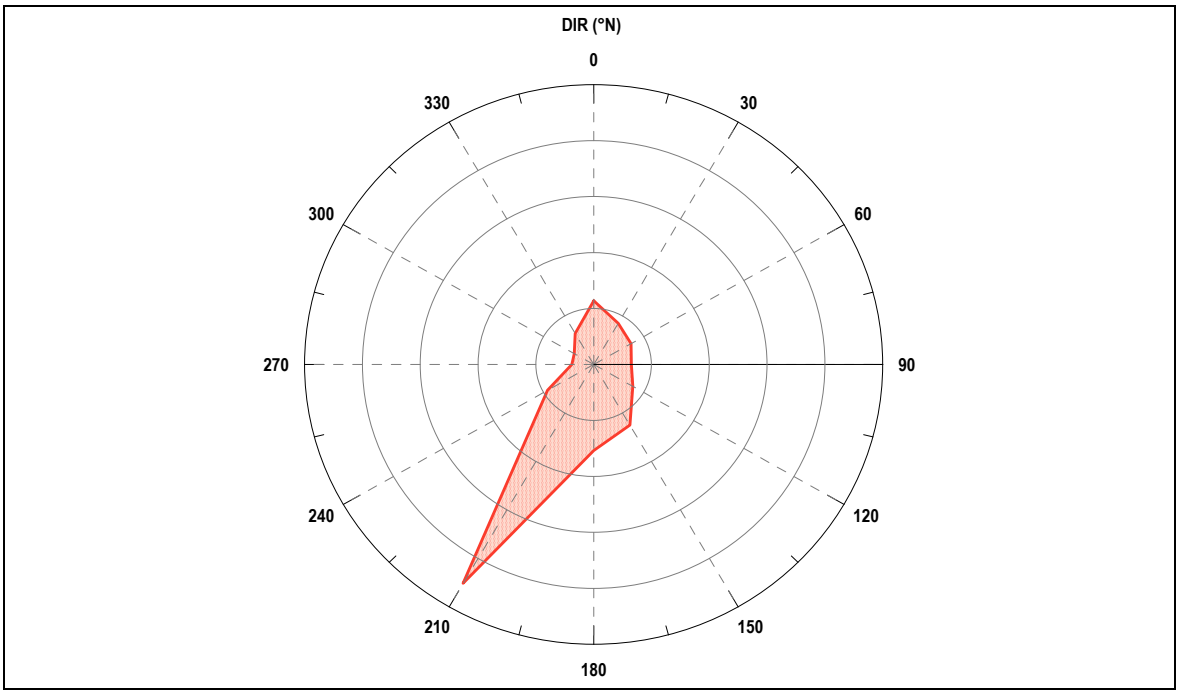


Fig. 3.4 - Rosa delle energie relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N)

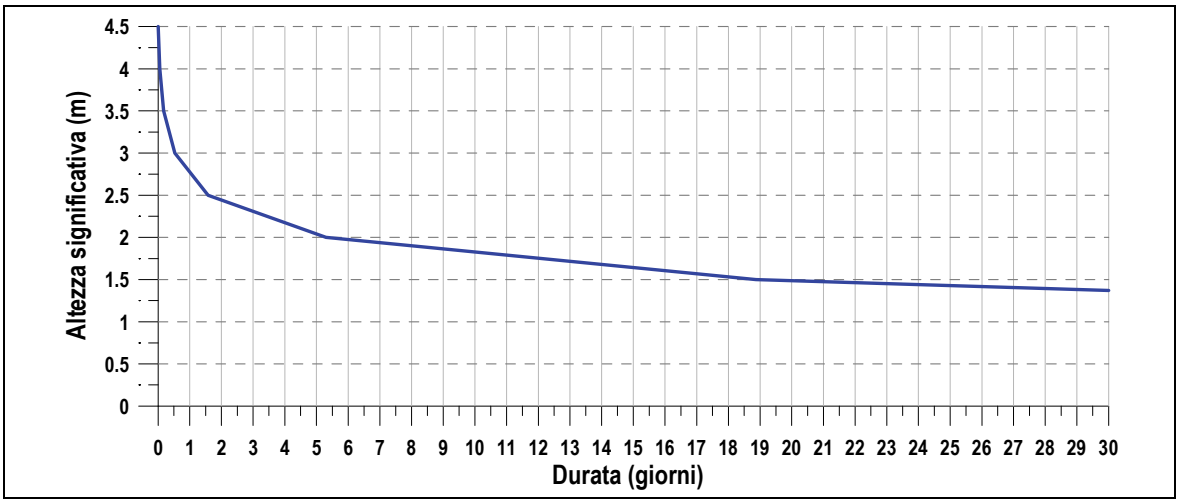


Fig. 3.5 – Curva di durata relativa al punto U.K.M.O. (8.73° E - 44.0°N)

3.1 Settore di traversia

Sulla base dell'analisi del clima ondoso nel punto U.K.M.O., descritto al precedente paragrafo 3, è stato possibile individuare il settore di traversia (al largo) caratteristico del paraggio, che risulta compreso tra 75°N e 225°N. Di conseguenza, le propagazioni del clima ondoso sottocosta, finalizzate allo studio dell'evoluzione morfologica del litorale, sono state condotte propagando gli eventi ondosi compresi all'interno del settore di traversia 75°-225°N.

4 CLIMA ONDOSO SOTTOCOSTA

I dati necessari alla definizione del clima ondoso per il paraggio di interesse sono stati ricavati sulla base dei dati forniti dal modello *European Wave Model* dell'U.K.M.O. (paragrafo 3).
Il clima locale, come accennato in premessa, è stato ottenuto dalla propagazione del clima ondoso al largo, condotta per mezzo del codice di calcolo "Mike 21 - NSW", con riferimento al settore di traversia caratteristico del paraggio (75°-225°N).

Per una descrizione dettagliata del codice di calcolo impiegato e delle propagazioni locali del clima si rimanda all'elaborato "*Studi meteomarini dei paraggi di Vado Ligure e Savona – Configurazione di Piano Regolatore Portuale Aprile 2002",* redatto dall'Università di Padova – Dipartimento IMAGE per conto dell'Autorità Portuale di Savona (luglio 2002).

Di seguito si riportano i risultati delle propagazioni condotte nel luglio 2002, con riferimento al punto "E" (Fig. 4.1), le cui caratteristiche sono state fornite in input ai codici di calcolo CMS-Wave, CMS-Flow e GENESIS.

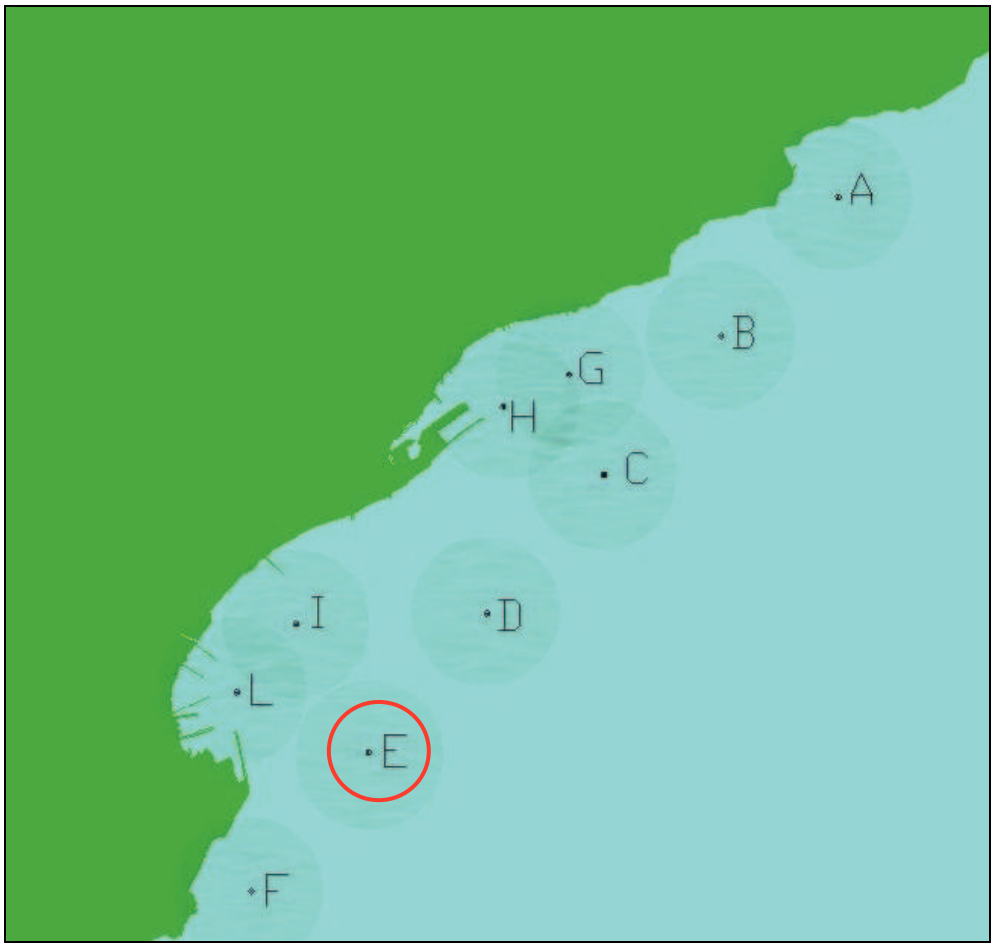


Fig. 4.1 – Ubicazione dei punti di output del clima locale (Studio di luglio 2002)

In Tab. 4.1 sono riportati i risultati della propagazione del clima ondoso dal largo al punto "E", per il settore di traversia 75°-225°N.

Punto al largo (8.73°E , 44.00°N)			Punto "E"		
H_{mo} (m)	T_m (s)	DIR (°N)	H_{mo} (m)	T_m (s)	DIR(°N)
0.5	3.04	90	0.500	3.041	90.00
1.0	4.30	90	1.000	4.300	90.00
1.5	5.27	90	1.500	5.266	90.00
2.0	6.08	90	2.000	6.081	90.00
2.5	6.80	90	2.500	6.799	90.00
3.0	7.45	90	3.000	7.448	90.00
3.5	8.04	90	3.500	8.045	90.00
4.0	8.60	90	4.000	8.600	90.00
4.5	9.12	90	4.500	9.122	90.00
0.5	3.04	120	0.500	3.041	120.00
1.0	4.30	120	1.000	4.300	120.00
1.5	5.27	120	1.500	5.266	120.00
2.0	6.08	120	2.000	6.081	120.00
2.5	6.80	120	2.500	6.799	120.00
3.0	7.45	120	3.000	7.448	120.00
3.5	8.04	120	3.500	8.045	120.00
4.0	8.60	120	4.000	8.600	120.00
4.5	9.12	120	4.500	9.122	120.00
0.5	3.04	150	0.500	3.041	150.00
1.0	4.30	150	1.002	4.300	150.17
1.5	5.27	150	1.504	5.266	150.30
2.0	6.08	150	2.005	6.081	150.29
2.5	6.80	150	2.505	6.798	150.23
3.0	7.45	150	3.005	7.447	150.17
3.5	8.04	150	3.504	8.044	150.12
4.0	8.60	150	4.003	8.600	150.09
0.5	3.04	180	0.501	3.041	180.08
1.0	4.30	180	1.006	4.300	180.42
1.5	5.27	180	1.506	5.266	180.33
2.0	6.08	180	2.007	6.081	180.25
2.5	6.80	180	2.506	6.798	180.19
3.0	7.45	180	3.005	7.447	180.13
3.5	8.04	180	3.505	8.044	180.10
4.0	8.60	180	4.004	8.600	180.07
4.5	9.12	180	4.503	9.121	180.06
0.5	3.04	210	0.492	3.040	209.80
1.0	4.30	210	0.975	4.300	209.63
1.5	5.27	210	1.447	5.266	209.43
2.0	6.08	210	1.904	6.081	209.25
2.5	6.80	210	2.324	6.798	209.04
3.0	7.45	210	2.687	7.447	208.76
3.5	8.04	210	2.988	8.043	208.39
4.0	8.60	210	3.236	8.598	207.91
4.5	9.12	210	3.447	9.120	207.31

Tab. 4.1 - Trasformazione del moto ondoso dal largo al punto "E"

Sulla base della trasformazione del clima ondoso sottocosta (Tab. 4.1) e della tabella con le registrazioni del clima ondoso nel punto al largo (Tab. 3.1), è stato possibile ricostruire le rose delle registrazioni e delle energie nel punto "E" (Fig. 4.2 e Fig. 4.3)

Anche in questo caso, come per il punto U.K.M.O. al largo, gli eventi con percentuale di apparizione più elevata corrispondono a mareggiate provenienti da Libeccio (210°N), caratterizzate da altezze massime anche superiori ai 4 m.
In termini di energia del moto ondoso. si evidenzia ancora un picco di energia in corrispondenza della medesima direzione (Libeccio 210°N).
Poiché il punto "E" si trova in acque profonde (oltre 200 m), il clima ondoso non subisce sostanziali modifiche rispetto a quello al largo.

A partire dai dati disponibili è stato inoltre possibile ricostruire la curva di durata, che consente di mettere in relazione le caratteristiche di un evento con la sua durata media annuale.
Il grafico relativo alla curva di durata viene riportato nella Fig. 4.4; si può notare che eventi con altezza d'onda superiore ai 2 m si presentano mediamente per meno di 4-5 giorni all'anno.

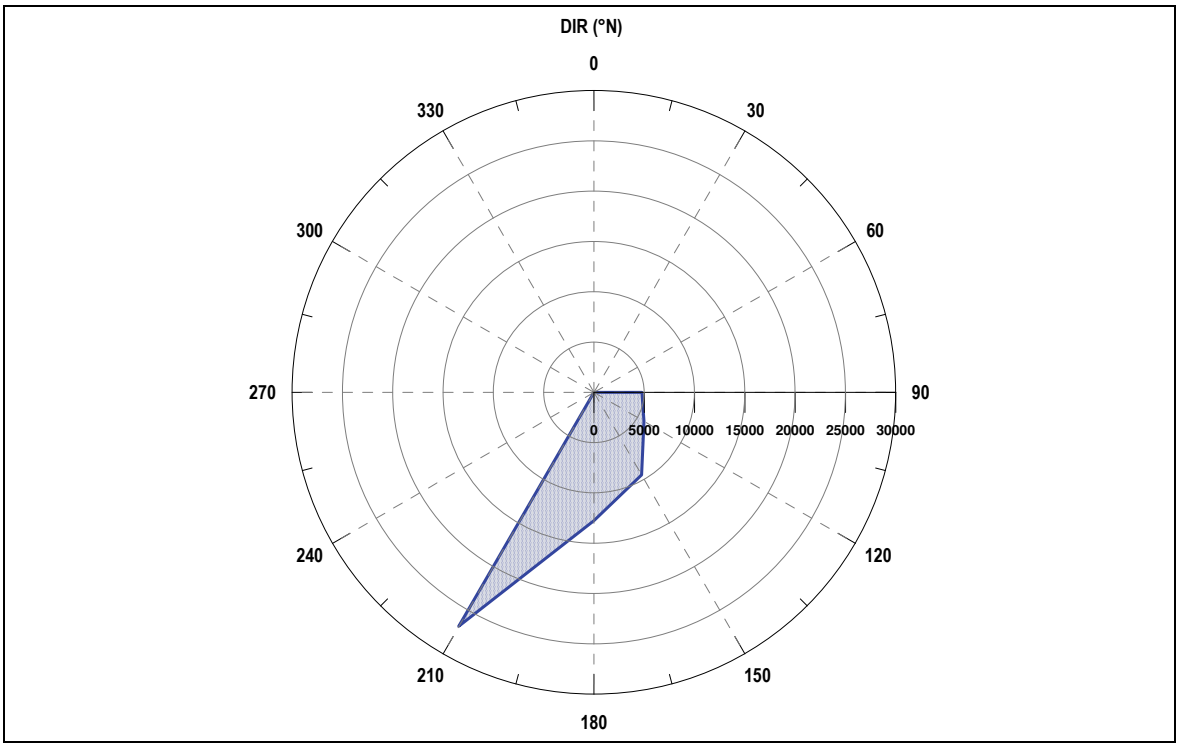


Fig. 4.2 - Rosa delle registrazioni relativa al punto "E"

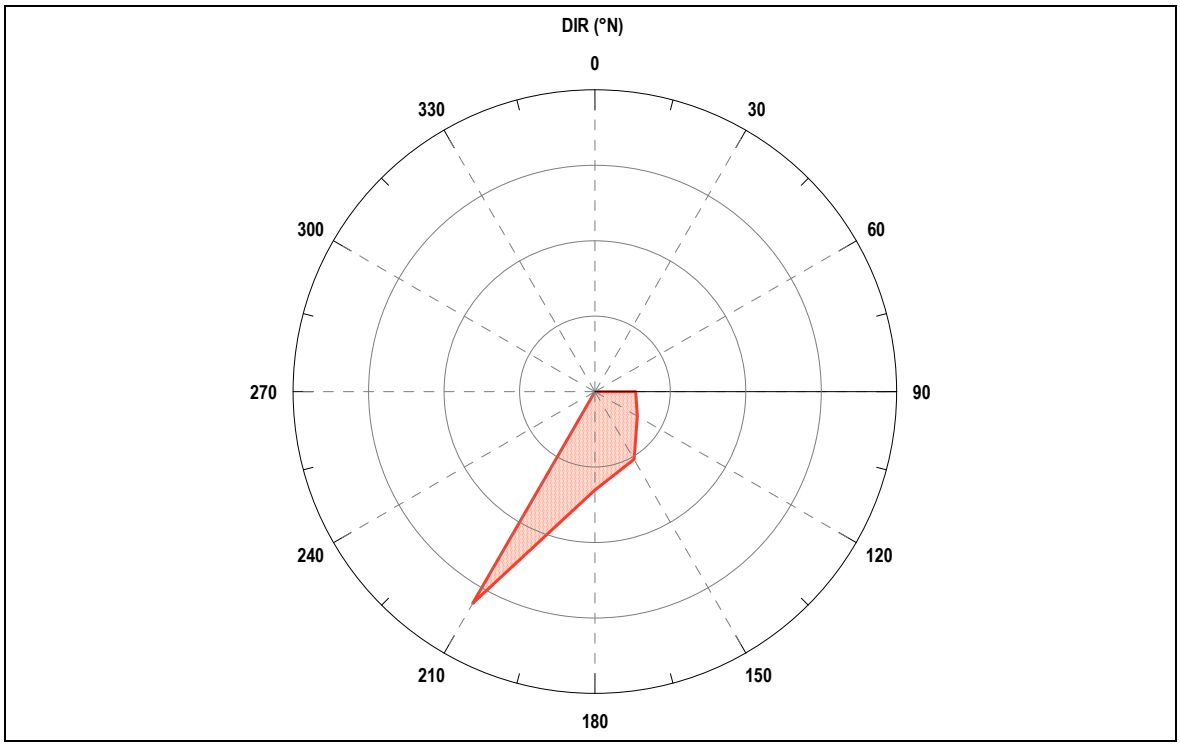


Fig. 4.3 - Rosa delle energie relativa al punto "E"

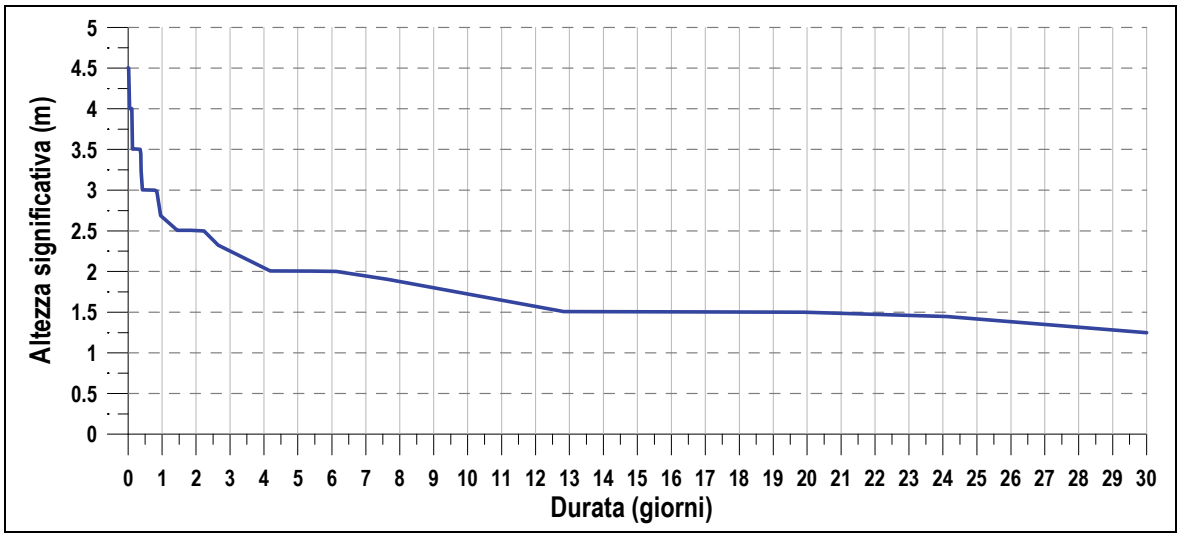


Fig. 4.4 – Curva di durata relativa al punto "E"

5 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE MAREGGIATE MORFOLOGICAMENTE EQUIVALENTI

5.1 Analisi del trasporto solido mediante formule analitiche

Lo studio dell'interazione tra moto ondoso e sedimenti litoranei, oggetto del presente incarico, è stato condotto in prima analisi sulla base delle caratteristiche del moto ondoso incidente e della geometria della costa.

Come primo approccio allo studio della dinamica litoranea, è stata eseguita un'analisi basata sulla formula proposta dal CERC, che ha consentito di ottenere delle indicazioni preliminari sull'andamento del trasporto solido potenziale.

La capacità del moto ondoso di mettere in movimento i sedimenti litoranei che compongono la spiaggia dipende dal flusso di energia del moto ondoso in direzione parallela alla costa, il quale a sua volta è proporzionale all'altezza d'onda significativa. In tali ipotesi si può dimostrare che la componente del flusso di energia del moto ondoso in direzione parallela alla costa è espressa dalla seguente relazione:

$$\Phi \propto H^{2,5} sen(2\vartheta)$$

dove H è l'altezza significativa e θ la direzione dell'onda rispetto alla normale al litorale.

Il bilancio del flusso di energia può essere ottenuto a partire dai dati meteomarini nel punto "E" descritti nel precedente paragrafo 4, con riferimento al settore di traversia caratteristico del paraggio (75°÷225°N).

Per ciascuna direzione di provenienza delle onde in grado di incidere sul tratto di litorale considerato viene quindi eseguita la sommatoria dei contributi energetici delle onde appartenenti alle diverse classi di altezza; ciascun contributo è dato dal prodotto del numero di registrazioni moltiplicato per l'altezza d'onda con potenza 2.5. Successivamente, il contributo energetico di ciascuna direzione di provenienza viene moltiplicato per il seno del doppio dell'angolo di incidenza, ottenendo il contributo delle onde con tale direzione al flusso di energia litoraneo. Nel calcolo del flusso è stato considerato un orientamento medio del litorale, con normale orientata secondo 123°N.

Si riporta in Tab. 5.1 il calcolo del flusso di energia del moto ondoso relativo al settore di traversia locale del paraggio (75°N÷195°N). Nell'analisi, infatti, non è stato considerato il contributo delle mareggiate provenienti dal settore di Libeccio (210°N), in quanto tali onde si presentano sottocosta notevolmente attenuate e ruotate per la presenza del porto di Vado.
A tal proposito, in Fig. 5.1, si riporta un confronto tra le rose delle energie nel punto "E" (ubicato su un fondale di oltre 200 m) e nel punto "L" (ubicato di fronte alla foce del Quiliano su un fondale di circa 30 m; cfr. Fig. 4.1). Il clima nel punto "L" è stato ricavato dallo studio eseguito nel luglio 2002 dall'Università di Padova – Dipartimento IMAGE per conto dell'Autorità Portuale di Savona.

Si osserva come, globalmente, il flusso di energia e quindi il trasporto solido potenziale sia diretto verso Nord-Est.

SETTORE	DIR (°N)	Flusso Energia	Direzione Flusso
75÷105	90	-4949	verso Sud-Ovest
105÷135	120	-678	verso Sud-Ovest
135÷165	150	8374	verso Nord-Est
165÷195	180	11889	verso Nord-Est
TOTALE		**14636**	**verso Nord-Est**

Tab. 5.1 - Flusso di energia del moto ondoso relativo al settore di traversia locale ridotto (75°÷195°N)

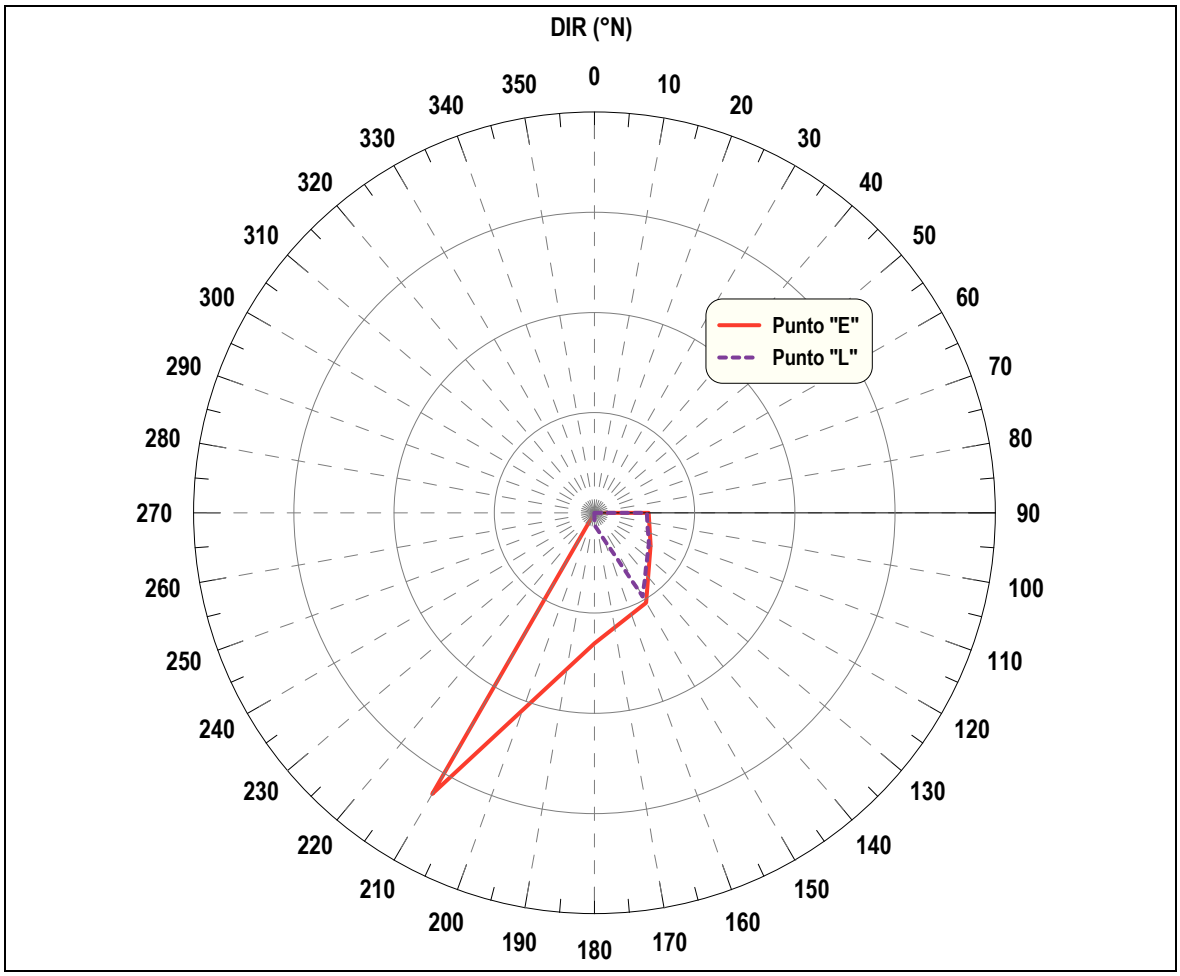


Fig. 5.1 – Confronto tra le rose delle energie nel punto "E" e nel punto "L"

5.2 Durata equivalente

La climatologia in corrispondenza del punto "E", ricavata dalle propagazioni su larga scala (cfr. paragrafo 4), è stata impiegata per definire le condizioni di input per i modelli di circolazione e di trasporto solido.
La possibilità di riprodurre nel modello la sequenza completa delle onde che si sono succedute nel regime medio comporta un procedimento sicuramente troppo oneroso, quindi tale soluzione è difficilmente giustificabile dal punto di vista tecnico. In alternativa, per semplificare le procedure di calcolo, si è scelto di individuare delle condizioni ondose rappresentative della dinamica globale del sito oggetto di indagine. Tali condizioni, considerate agenti sul litorale in maniera continuativa per un'opportuna durata temporale, devono essere in grado di riprodurre effetti analoghi a quelli prodotti sul litorale dal clima ondoso medio.

Lo scopo è quello di 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".

Nel caso specifico, sono state scelte 4 onde equivalenti, ciascuna rappresentativa delle 4 direzioni per cui si è precedentemente calcolato il trasporto potenziale (cfr. Tab. 5.1).
Di conseguenza, seguendo l'approccio concettuale precedentemente descritto, è stato possibile schematizzare il clima ondoso caratteristico del paraggio con 4 mareggiate equivalenti dal punto di vista energetico.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle "onde morfologicamente equivalenti" (altezza e periodo di picco), sono state adottate come condizioni ondametriche di input per il modello mareggiate con frequenza media annua nel periodo di osservazione pari a 1 g/anno.
I valori di altezza d'onda significativa sono stati ricavati dalla curva di durata nel punto "E", suddividendo le registrazioni nei 4 settori precedentemente definiti: 75°÷105°N, 105°÷135°N, 135°÷165°N e 165÷195°N, considerando una frequenza di 1 g/anno (Fig. 5.2).

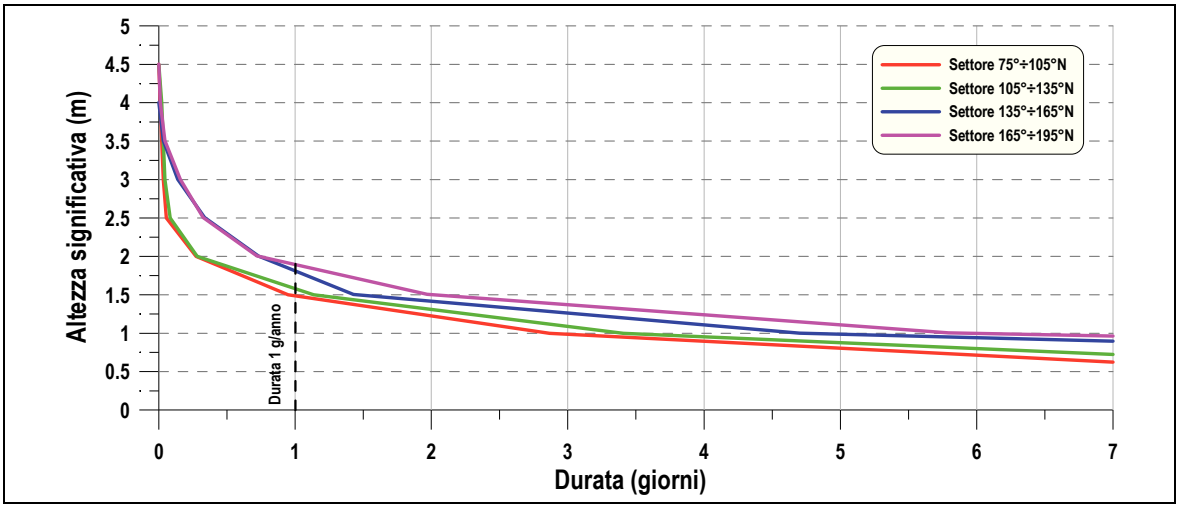


Fig. 5.2 – Curve di durata nel punto E per i 4 settori 75°÷105°N, 105°÷135°N, 135°÷165°N e 165÷195°N

Le direzioni di provenienza delle mareggiate sono state assunte coincidenti con la direzione media di provenienza di ciascun settore: 90°, 120°, 150° e 180°N.
Il periodo di picco è stato determinato, in funzione delle caratteristiche della mareggiata (H_S e DIR), sulla base dei risultati delle propagazioni del clima ondoso nel punto "E".
Le caratteristiche delle mareggiate considerate come input nello studio della propagazione e, successivamente, dell'idrodinamica costiera, sono riportate sinteticamente nella successiva Tab. 5.2.

Infine, una volta individuate le caratteristiche principali delle onde da fornire in input al modello (Hs, T_p e DIR), si è proceduto con l'analisi determinando la "durata equivalente" da attribuire a ciascuna mareggiata, in modo tale che il flusso di energia generato dalle "onde morfologicamente equivalenti" sia pari a quello prodotto dal clima ondoso medio. Le durate equivalenti per le 4 mareggiate sono riportate nella successiva Tab. 5.3.

			CARATTERISTICHE NEL PUNTO E		
TEST	**Mareggiate**	**Frequenza (g/anno)**	**H_S (m)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**
1	Levante	1	**1.49**	6.22	90
2	Scirocco	1	**1.58**	6.40	120
3	Scirocco	1	**1.81**	6.84	150
4	Mezzogiorno	1	**1.89**	6.99	180

Tab. 5.2 - Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio

		CARATTERISTICHE NEL PUNTO E			
TEST	**Mareggiate**	**H_S (m)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**	**Durata equivalente (giorni)**
1	Levante	**1.49**	6.22	90	7.3
2	Scirocco	**1.58**	6.40	120	7.6
3	Scirocco	**1.81**	6.84	150	8.6
4	Mezzogiorno	**1.89**	6.99	180	9.6

Tab. 5.3 – Durata equivalente

6 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la riqualificazione dell'area pubblica di Zinola con la demolizione dei fabbricati preesistenti, la bonifica dell'arenile esistente e la riprofilatura dell'attuale linea di costa. Di seguito nella Fig. 6.1 si riporta un dettaglio della planimetria degli interventi.

L'intervento di riprofilatura della costa consiste nella realizzazione di una nuova opera di difesa foranea con tipologia a gettata. La nuova scogliera sarà realizzata con un nucleo in tout-venant, sormontato da uno strato filtro in scogliera di seconda categoria e una mantellata in scogliera di terza categoria su tutto lo sviluppo longitudinale e di quarta categoria in testata. L'opera sarà corredata di berma al piede, finalizzata al contenimento della tracimazione ondosa.
L'opera di difesa consentirà la creazione di un nuovo terrapieno delimitato dalla restante porzione di litorale da un pennello di chiusura in scogliera, sormontato da un muro di contenimento in elementi prefabbricati rinverdibili. Tale terrapieno, realizzato con la messa a dimora di materiali provenienti da apporti spontanei, sarà destinato ad accogliere attività ricreative ad uso pubblico già definite dal Comune di Savona.

E' previsto infine un ripascimento strutturale dell'arenile compreso tra il nuovo terrapieno e la foce del torrente Quiliano con materiale, analogo a quello presente in sito, caratterizzato da D_{50} pari a 4 mm. La realizzazione del ripascimento consentirà sia di collegare le diverse quote che si verranno a creare con la realizzazione del terrapieno, sia di rendere il sistema stabile sotto il profilo del trasporto litoraneo, non intercettando il trasporto solido annuale proveniente dal Quiliano e mantenendo l'attuale bilancio dei sedimenti pressoché invariato.

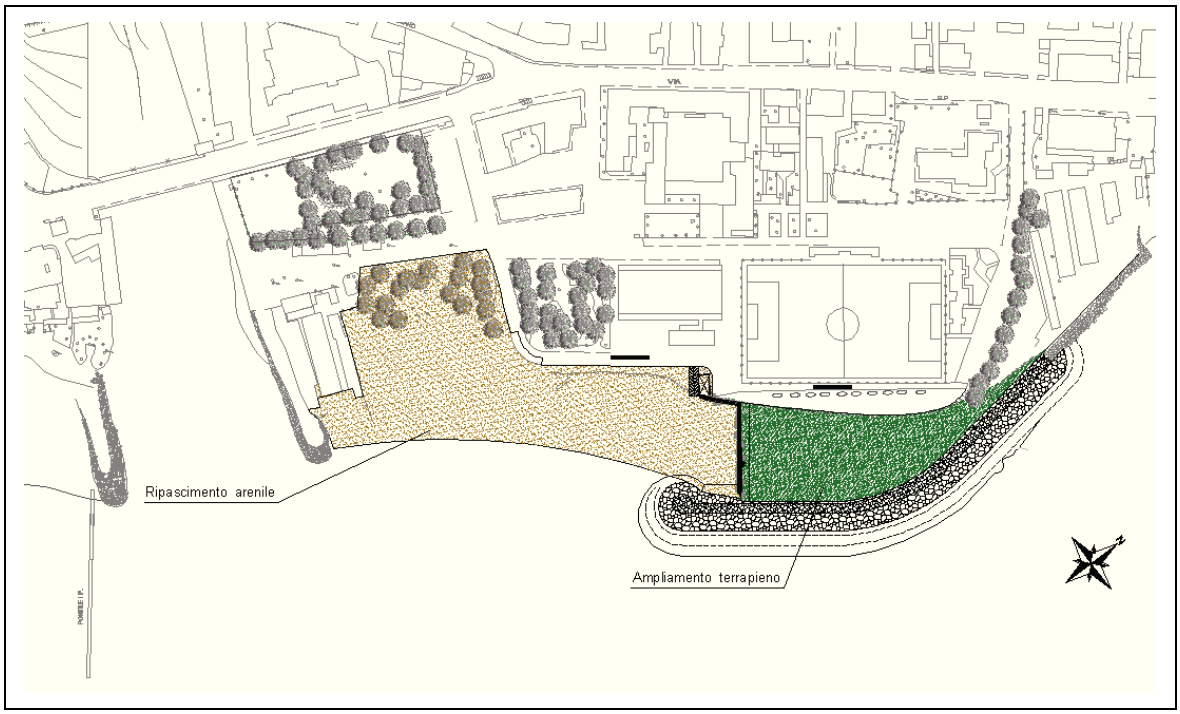


Fig. 6.1 – Planimetria di progetto – dettaglio area di intervento

7 ANALISI DELLA DINAMICA LITORANEA LOCALE

Lo studio della dinamica litoranea che si instaura nei fondali del litorale di Vado a seguito della persistenza di determinate mareggiate (cioè a regime, in condizioni stazionarie), è stato condotto mediante l'utilizzo del codice di calcolo CMS-Flow, accoppiato al codice di calcolo CMS-Wave. Una descrizione dettagliata dei codici viene riportata nell'allegato "A".

Per lo studio delle correnti costiere sono state considerate come forzanti principali il moto ondoso e il vento. Il campo di moto ondoso sottocosta (forzante del modello idrodinamico) è stato ricavato, a partire dalle condizioni meteomarine nel punto di output "E" (cfr. paragrafo 4), 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. In particolare, sono state adottate come condizioni ondametriche di input 4 mareggiate, di durata pari a 1 g/anno per il settore di riferimento, ritenute significative per la dinamica del litorale (cfr. precedente paragrafo 5).

Lo studio è stato condotto considerando in una prima fase la configurazione attuale del litorale e, successivamente, la configurazione di progetto, al fine di valutare l'influenza degli interventi proposti sulla circolazione idrodinamica locale.

7.1 Settaggio dei modelli

Per la costruzione del dominio del modello matematico sono stati impiegati i dati batimetrici a disposizione, cioè la base cartografica dell'Istituto Idrografico della Marina e due rilievi locali (marzo 2003 e marzo 2010).
Per lo studio della propagazione locale del moto ondoso, mediante il codice di calcolo CMS-Wave, è stata impiegata una griglia costruita con direzione pressoché parallela al litorale oggetto di studio e maglia ortogonale a celle quadrate. La griglia ha dimensioni 3700 m x 6000 m ed è costituita da celle quadrate di lato pari a 5 m; il bordo offshore della griglia è posto su una profondità media pari a circa 100 m e passa in corrispondenza del punto di output "E" (Fig. 7.1). La griglia ha origine nel punto di coordinate (vertice in alto a destra: 1460654 m E, 4903458 m N) ed ha l'asse x ruotato di 135° rispetto alla direzione Est. Le coordinate dell'origine sono espresse nel sistema di riferimento Gauss-Boaga - Fuso Ovest.

Lo studio della circolazione è stato condotto mediante il codice di calcolo CMS-Flow, impiegando un dominio costituito da una griglia sovrapposta alla precedente ma caratterizzata da una maglia ortogonale a passo variabile (da 5 m, sottocosta, a 80 m verso il largo); conseguentemente le dimensioni e l'orientazione della griglia risultano essere le medesime della griglia CMS-WAVE.

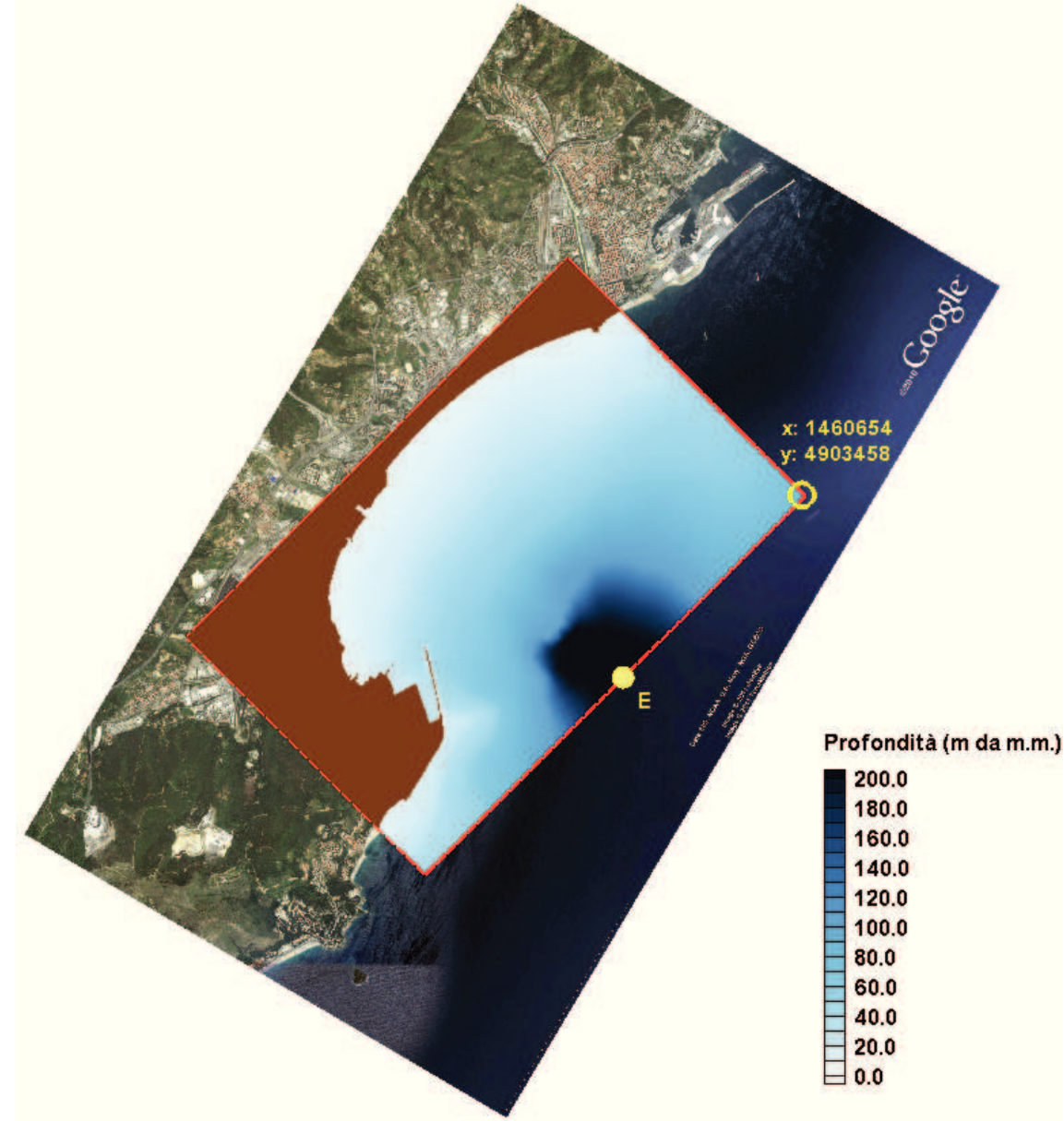


Fig. 7.1 – Dominio di calcolo dei modelli impiegati per lo studio della propagazione e della circolazione

7.1.1 Condizioni ondametriche imposte nel modello

Le condizioni ondametriche fornite in input al modello sono state ricavate con riferimento al clima nel punto "E". Per quanto riguarda la scelta delle caratteristiche delle mareggiate (altezza, periodo e direzione) si rimanda a quanto descritto nel precedente paragrafo 5.
Le caratteristiche delle mareggiate considerate come input nello studio della propagazione e, successivamente, dell'idrodinamica costiera, sono riassunte nella successiva Tab. 7.1.

7.1.2 Condizioni anemometriche imposte nel modello

Le condizioni anemometriche, imposte come condizione di input nel modello idrodinamico, sono state individuate ricavando per ciascuna delle mareggiate analizzate una condizione anemometrica congrua con i valori di altezza d'onda e periodo di picco.
In particolare, per la stima del vento congruo relativo a ciascuna mareggiata è stata utilizzata la correlazione proposta da Svedrup, Munk e Bertschneider (nota come "metodo SMB") che, nell'ipotesi di condizione di mare completamente sviluppato, associa i parametri della mareggiata (H_S,T_P) alla velocità del vento (U_A):

$$U_A = H_S^2 \times 929.5/T_p^3.$$

Le condizioni anemometriche sono state individuate considerando la velocità del vento a 10 m dal suolo (U), dove:

$$U = U_A^{(1/1.23)}/0.71.$$

La direzione di provenienza del vento è stata assegnata pari quella di provenienza delle mareggiate al largo. Nel caso specifico, trovandosi il punto "E" si trova in acque profonde (oltre 200 m) e comunque più al largo rispetto al molo di sopraflutto del porto di Vado, la direzione di provenienza non subisce sostanziali variazioni rispetto a quella al largo. I valori delle velocità del vento, corrispondenti alle diverse mareggiate, sono riportati in Tab. 7.2.

			CARATTERISTICHE NEL PUNTO "E"		
TEST	**Mareggiate**	**Frequenza (g/anno)**	**H_S (m)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**
1	Levante	1	**1.49**	6.22	90
2	Scirocco - Levante	1	**1.58**	6.40	120
3	Scirocco - Mezzogiorno	1	**1.81**	6.84	150
4	Mezzogiorno	1	**1.89**	6.99	180

Tab. 7.1 - Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio

TEST	Mareggiate	Velocità (m/s)	Dir (°N)
1	Levante	**7.6**	90
2	Scirocco - Levante	**7.8**	120
3	Scirocco - Mezzogiorno	**8.3**	150
4	Mezzogiorno	**8.4**	180

Tab. 7.2 – Condizioni di vento imposte nel modello di circolazione

7.2 Risultati delle propagazioni sottocosta condotte con il codice di calcolo CMS-Wave

I risultati ottenuti dalle simulazioni della propagazione del moto ondoso sottocosta in stato attuale e in configurazione di progetto, applicando il codice di calcolo CMS-Wave, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine seguenti (da Fig. 7.2 a Fig. 7.5).
Le figure rappresentano le altezze d'onda significativa, 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.

Le propagazioni sottocosta hanno evidenziato che il campo di moto ondoso risulta influenzato principalmente da due aspetti: in primo luogo, la presenza del molo di sopraflutto del porto di Vado, che offre al tratto di litorale oggetto di studio un certo grado di protezione dalle mareggiate di Scirocco e Mezzogiorno; in secondo luogo, la presenza della cuspide fociva del Torrente Quiliano e le differenti pendenze del fondale nei diversi tratti del litorale favoriscono la formazione di locali concentrazioni e dispersioni di energia.

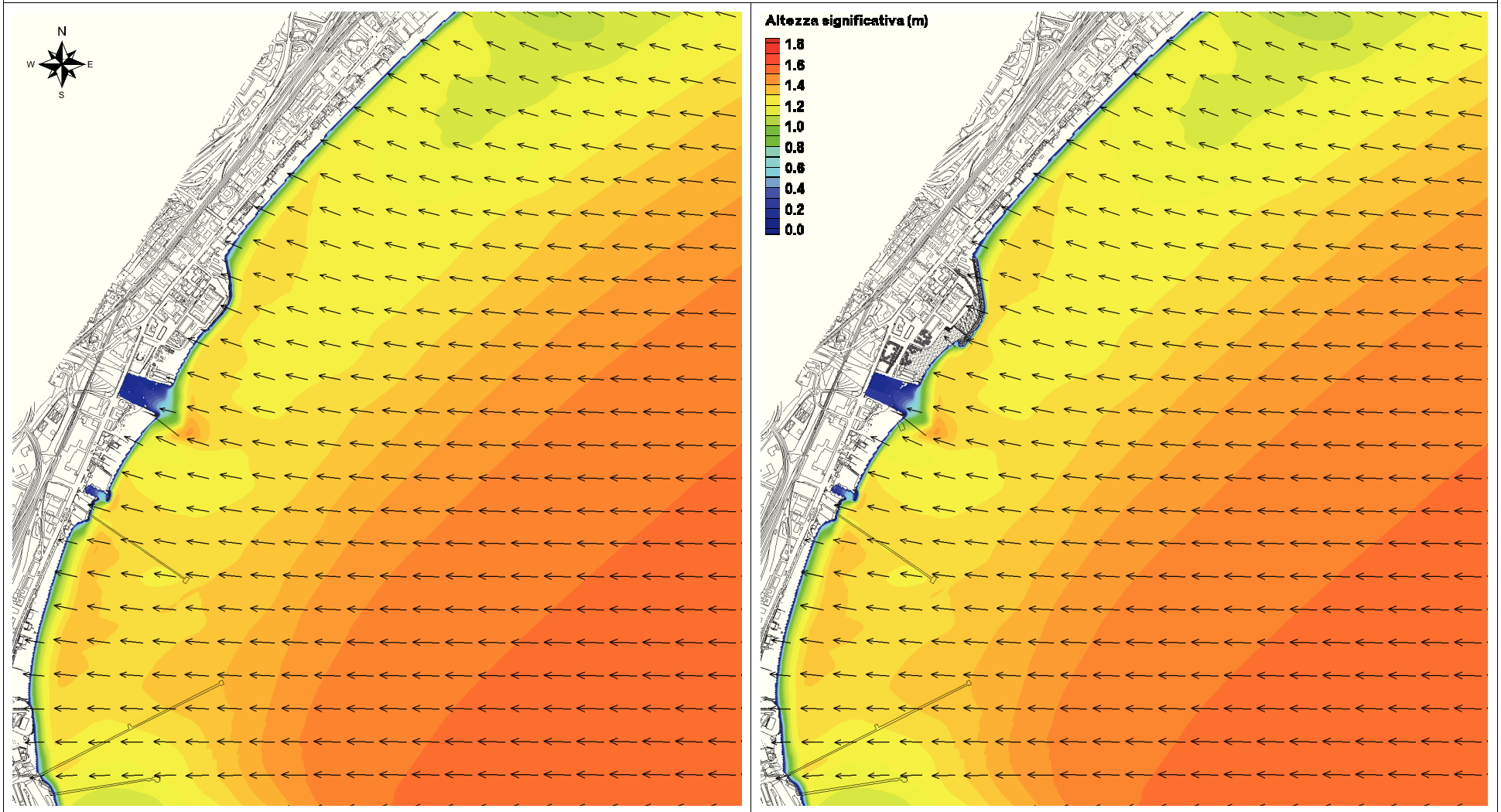
La mareggiata di Levante (TEST 1) è caratterizzata da una direzione di provenienza piuttosto inclinata rispetto alla normale al litorale, conseguentemente risulta piuttosto evidente l'effetto della rifrazione (rotazione della mareggiata verso la normale) e l'abbattimento dell'altezza d'onda. Si può notare che la mareggiata giunge in prossimità del paraggio con altezze d'onda di poco superiori al metro (in particolare nel tratto di litorale più a Nord) ad eccezione del tratto nei pressi la foce del Torrente Quiliano e del terrapieno dove si osserva un sensibile incremento di energia riconducibile alla maggior pendenza del fondale.

Le mareggiate di Scirocco (TEST 2 e TEST 3), caratterizzate da direzioni poco inclinate rispetto alla normale al litorale, mostrano invece un minor abbattimento dell'altezza d'onda; per tali mareggiate si può notare (in particolar per il TEST 3) l'effetto di protezione offerto dal molo di sopraflutto del porto di Vado che, per effetto della diffrazione, abbatte sensibilmente le altezze d'onda nel tratto di litorale tra il Torrente Quiliano e l'esistente terrapieno.

Anche la mareggiata di Mezzogiorno è caratterizzata da un direzione di provenienza piuttosto inclinata rispetto alla normale al litorale, conseguentemente la mareggiata giunge in prossimità del litorale con altezze d'onda significativa sensibilmente abbattute; risulta ancora evidente l'effetto della diffrazione dovuta alla presenza del molo di sopraflutto del porto di Vado che abbatte notevolmente le altezze d'onda significativa in un tratto di litorale esteso, in questo caso, anche al tratto più a Nord del terrapieno.

Per quanto riguarda le variazioni introdotte dalla configurazione progettuale non si rilevano particolari cambiamenti del campo di moto ondoso, ad eccezione delle immediate vicinanze del terrapieno.

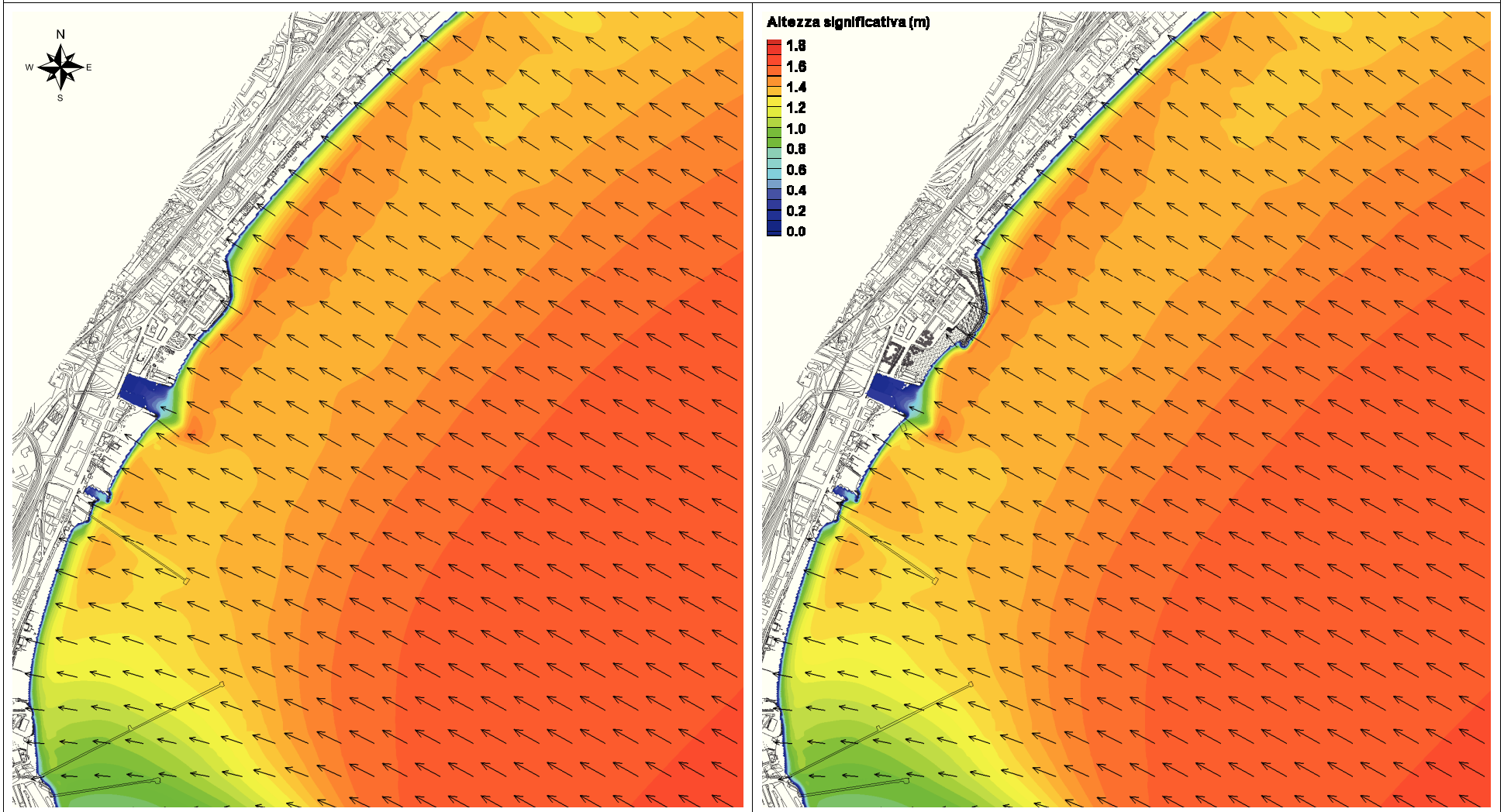
PROPAGAZIONE SOTTOCOSTA TEST 1 – MAREGGIATA DA 90°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.2 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N

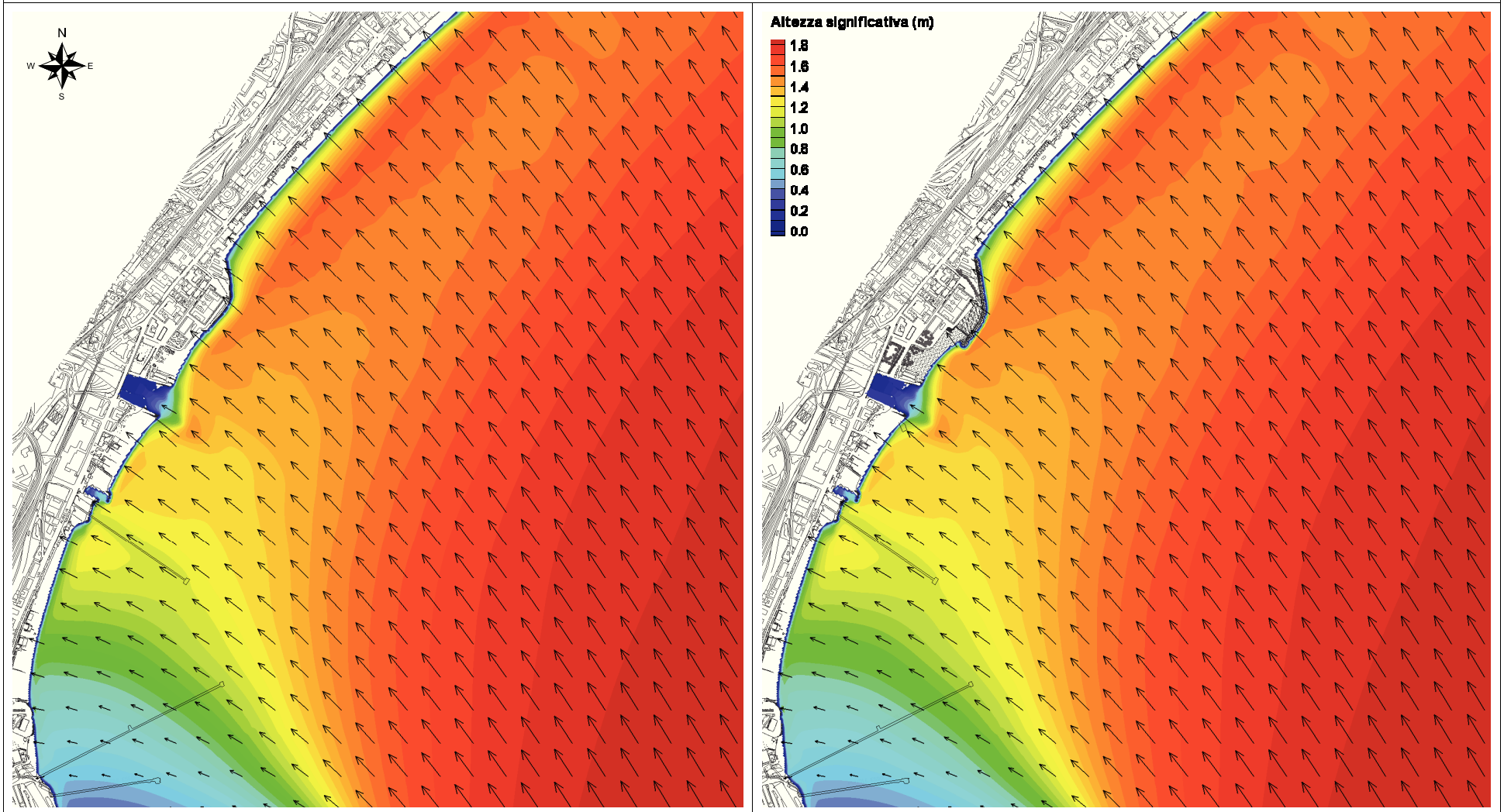
PROPAGAZIONE SOTTOCOSTA TEST 2 – MAREGGIATA DA 120°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.3 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N

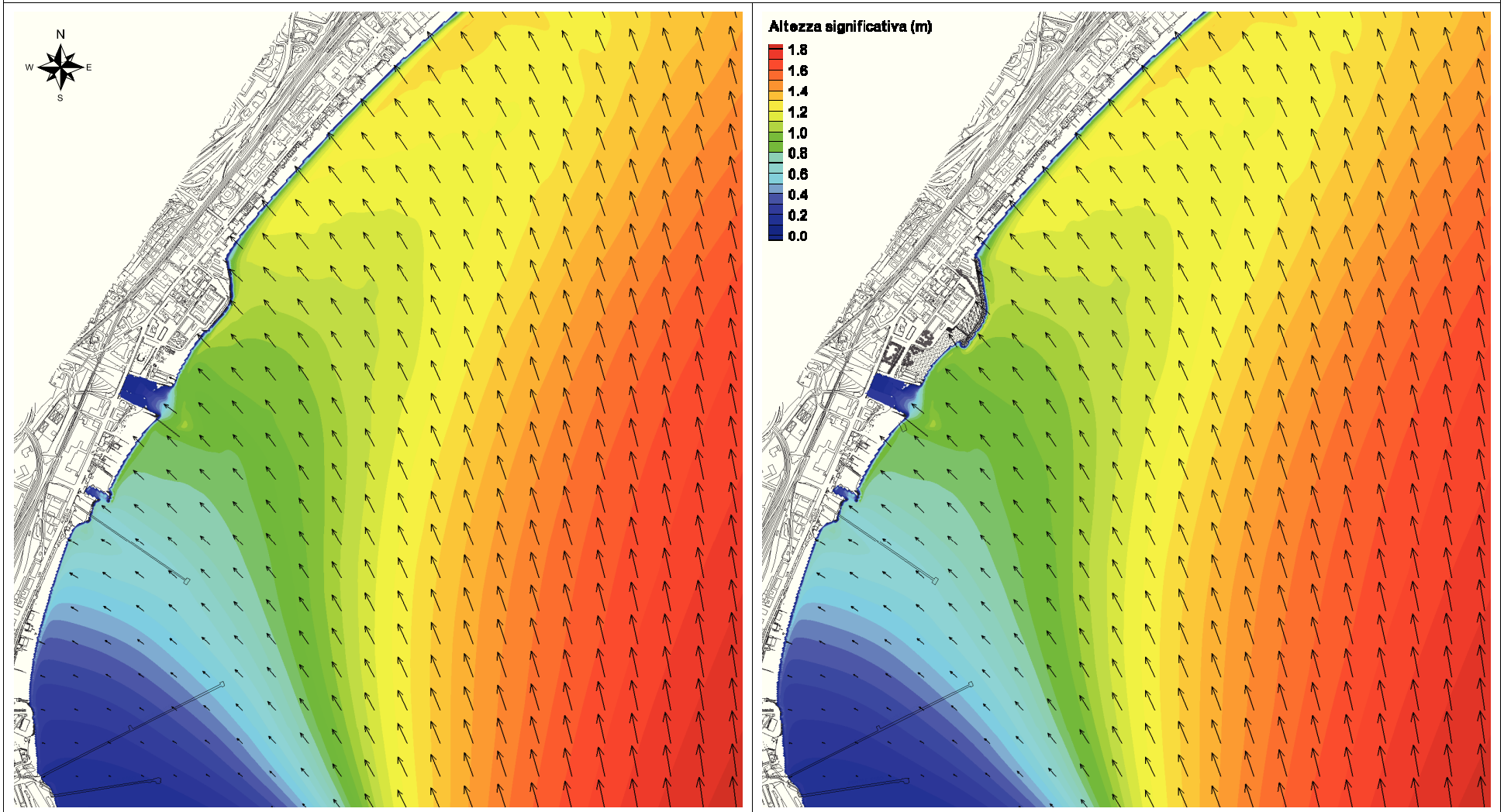
PROPAGAZIONE SOTTOCOSTA TEST 3 – MAREGGIATA DA 150°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.4 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N

PROPAGAZIONE SOTTOCOSTA TEST 4 – MAREGGIATA DA 180°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.5 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N

7.3 Risultati delle circolazioni costiere ottenute con il codice di calcolo CMS-Flow

I risultati dello studio della circolazione idrodinamica litoranea in stato attuale e in configurazione di progetto, 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 (da Fig. 7.6 a Fig. 7.9).

I risultati riportano in forma grafica le velocità medie della corrente generati dalle mareggiate (mediate sul profilo verticale) nello stato attuale (a sinistra) e nella configurazione di progetto (a destra): le velocità sono rappresentate in termini di gradazioni cromatiche, mentre la direzione locale della corrente viene indicata mediante vettori il cui modulo è proporzionale alla velocità stessa.

Dall'osservazione dei risultati si ricava che nel tratto di litorale oggetto di studio la circolazione idrodinamica risulta influenzata dalla conformazione del litorale e dalla presenza della cuspide fociva del Torrente Quiliano. Nel dettaglio, si osserva che questi due elementi rappresentano degli elementi di discontinuità della corrente e favoriscono la locale formazione di inversioni della corrente.

La corrente che si sviluppa a seguito della mareggiata di Levante (TEST 1), in configurazione attuale, genera nel tratto di litorale a Nord del terrapieno una circolazione idrodinamica piuttosto intensa e diretta verso Sud-Ovest fino al terrapieno, in corrispondenza del quale si osserva un distacco della corrente causato da una locale inversione. A Sud del terrapieno, nel tratto di litorale compreso tra il terrapieno e la foce del torrente, si genera una corrente meno intensa, che subisce un ulteriore smorzamento in corrispondenza della cuspide fociva; più a Sud della foce, la corrente riprende nuovamente velocità per poi abbattersi nuovamente in corrispondenza del cantiere navale.
Nella configurazione di progetto si può osservare una leggera variazione dell'idrodinamica immediatamente a Sud del terrapieno, in corrispondenza del tratto di litorale oggetto del ripascimento, dove si osserva una diminuzione dell'intensità della corrente, lasciando quindi presumere che la spiaggia stessa si trovi in condizioni di relativa stabilità.

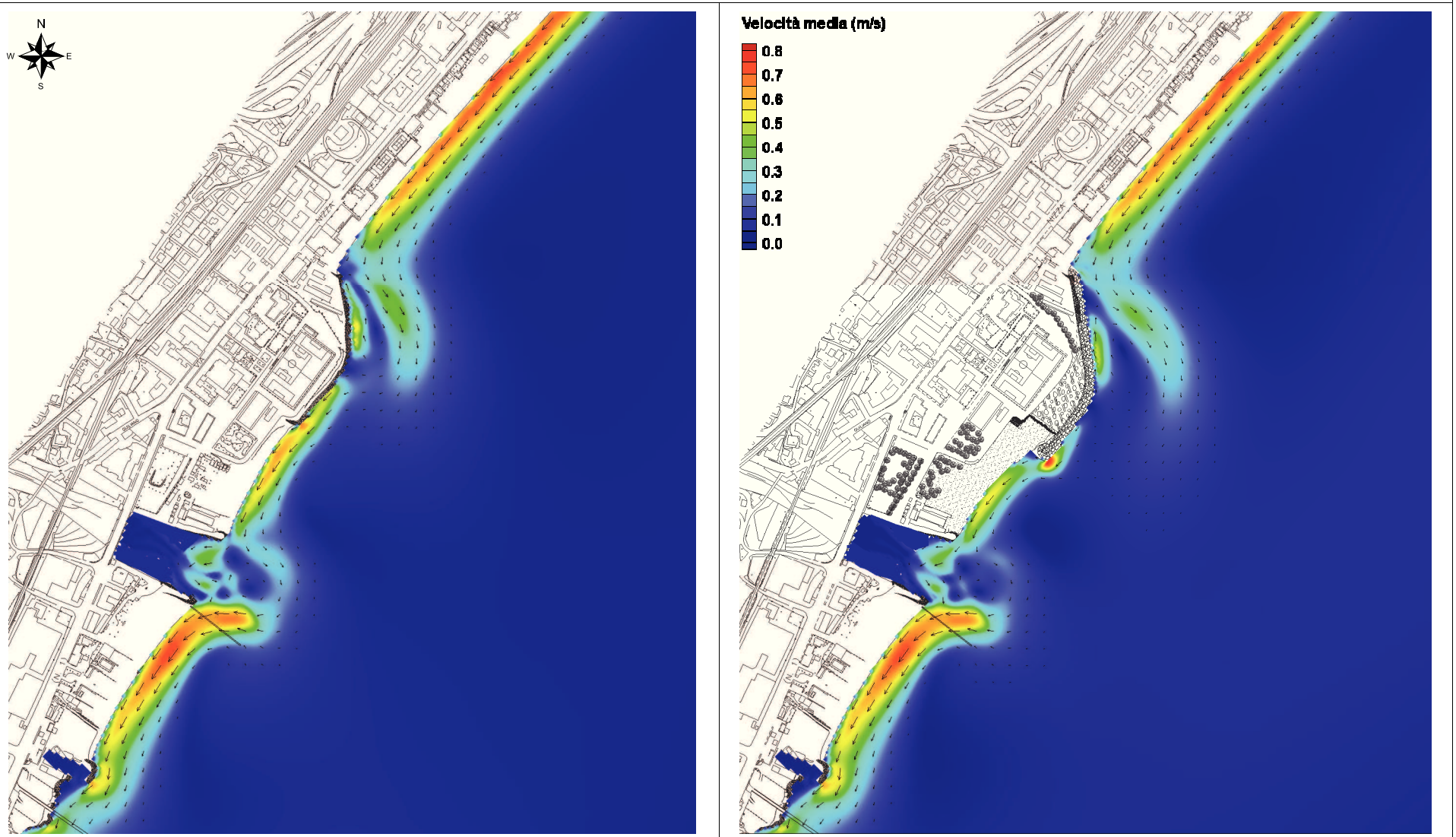
L'idrodinamica che si sviluppa, in stato attuale, a seguito della mareggiata di Scirocco-Levante (TEST 2) genera un campo di correnti più caotico, caratterizzato da diversi punti di divergenza e convergenza della corrente stessa. Nel dettaglio, si osserva che il terrapieno e la foce rappresentano un punto di divergenza della corrente, mentre poco a Nord e poco a Sud del terrapieno si osservano due differenti punti di convergenza.
Nella configurazione di progetto non si osservano variazioni rilevanti dell'idrodinamica ad eccezione di un lieve rallentamento della corrente diretta verso Nord-Est a ridosso del nuovo terrapieno, per effetto della maggior lunghezza della scogliera che favorisce una dissipazione dell'onda più graduale a ridosso della scogliera.

L'idrodinamica che si sviluppa, in stato attuale, a seguito della mareggiata di Scirocco-Mezzogiorno (TEST 3) genera un campo di corrente più regolare della mareggiata precedente: si osserva ancora un netto punto di divergenza della corrente in corrispondenza della foce, mentre a Nord di questa la corrente risulta sempre diretta verso Nord-Est.
Nella configurazione di progetto si osserva una leggera variazione dell'idrodinamica in corrispondenza del terrapieno generata dall'estremità meridionale della nuova mantellata; tale

variazione genera un lieve distacco della corrente che si genera tra la foce e il terrapieno, tendendo comunque a riportarsi piuttosto rapidamente a ridosso della linea di costa; si osserva inoltre, anche per questa mareggiata, un rallentamento della corrente che si genera a ridosso della scogliera del terrapieno.

Infine, l'idrodinamica che si genera in stato attuale, a seguito della mareggiata di Mezzogiorno (TEST 4), mostra una corrente caratterizzata da modeste velocità e diretta pressoché uniformemente verso Nord-Est, con un sensibile incremento dell'intensità solo in corrispondenza della foce e a ridosso del terrapieno.
In configurazione di progetto si osserva, analogamente al TEST 3, un rallentamento della corrente in corrispondenza della scogliera del terrapieno e un parziale distacco della stessa poco a Sud del terrapieno stesso.

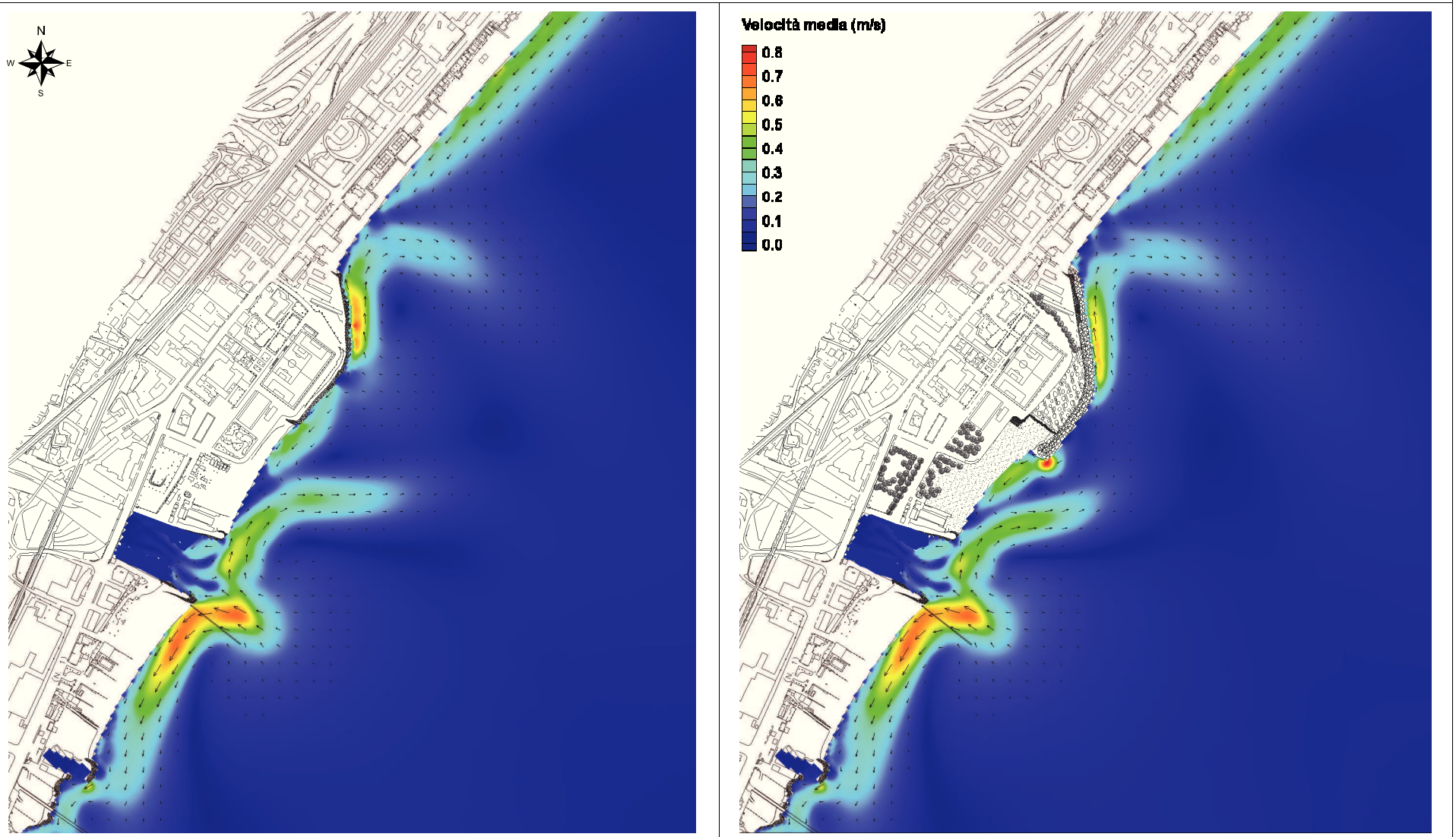
CIRCOLAZIONE IDRODINAMICA COSTIERA TEST 1 – MAREGGIATA DA 90°N



STATO ATTUALE	CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.6 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N

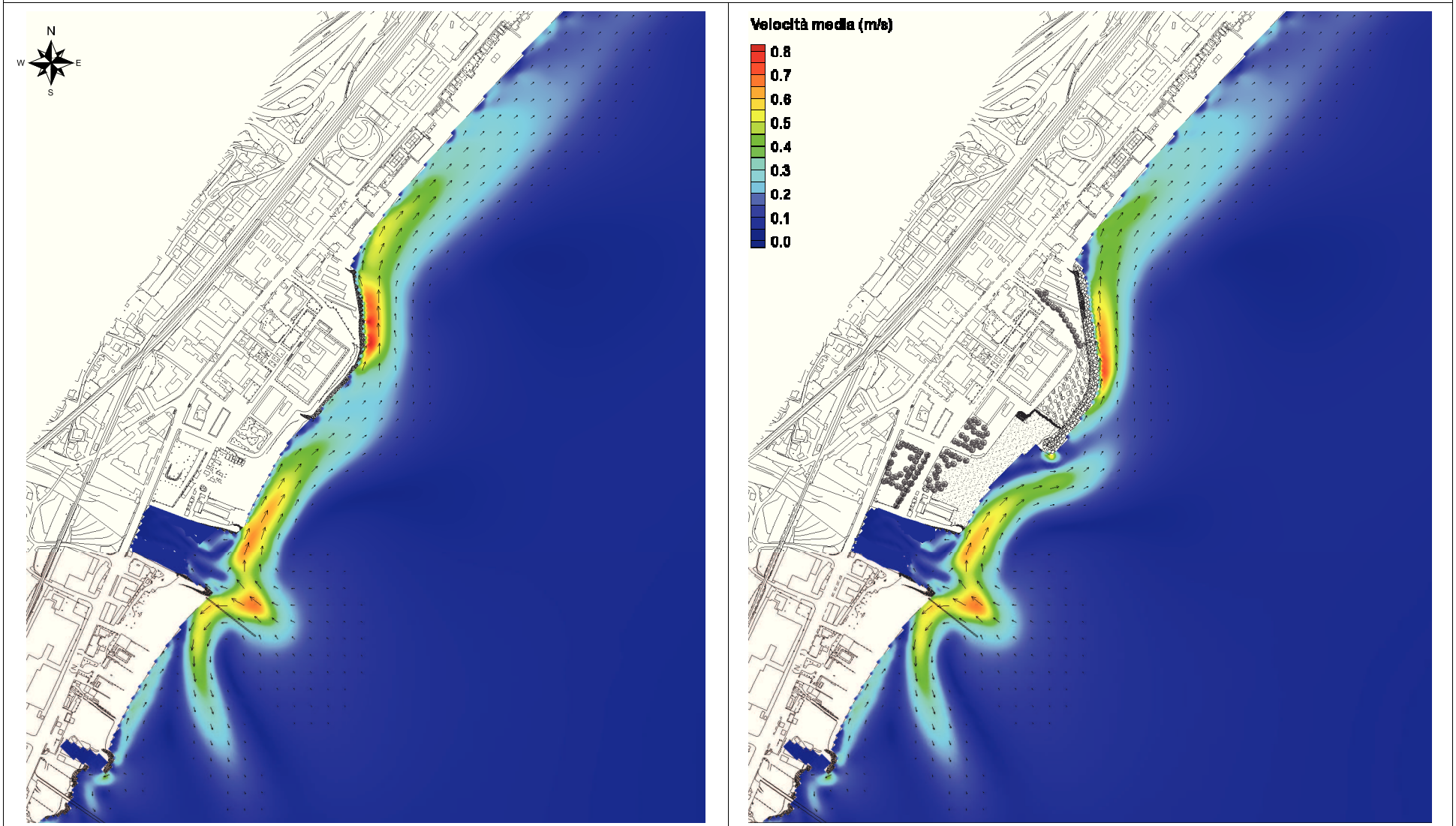
CIRCOLAZIONE IDRODINAMICA COSTIERA TEST 2 – MAREGGIATA DA 120°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.7 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N

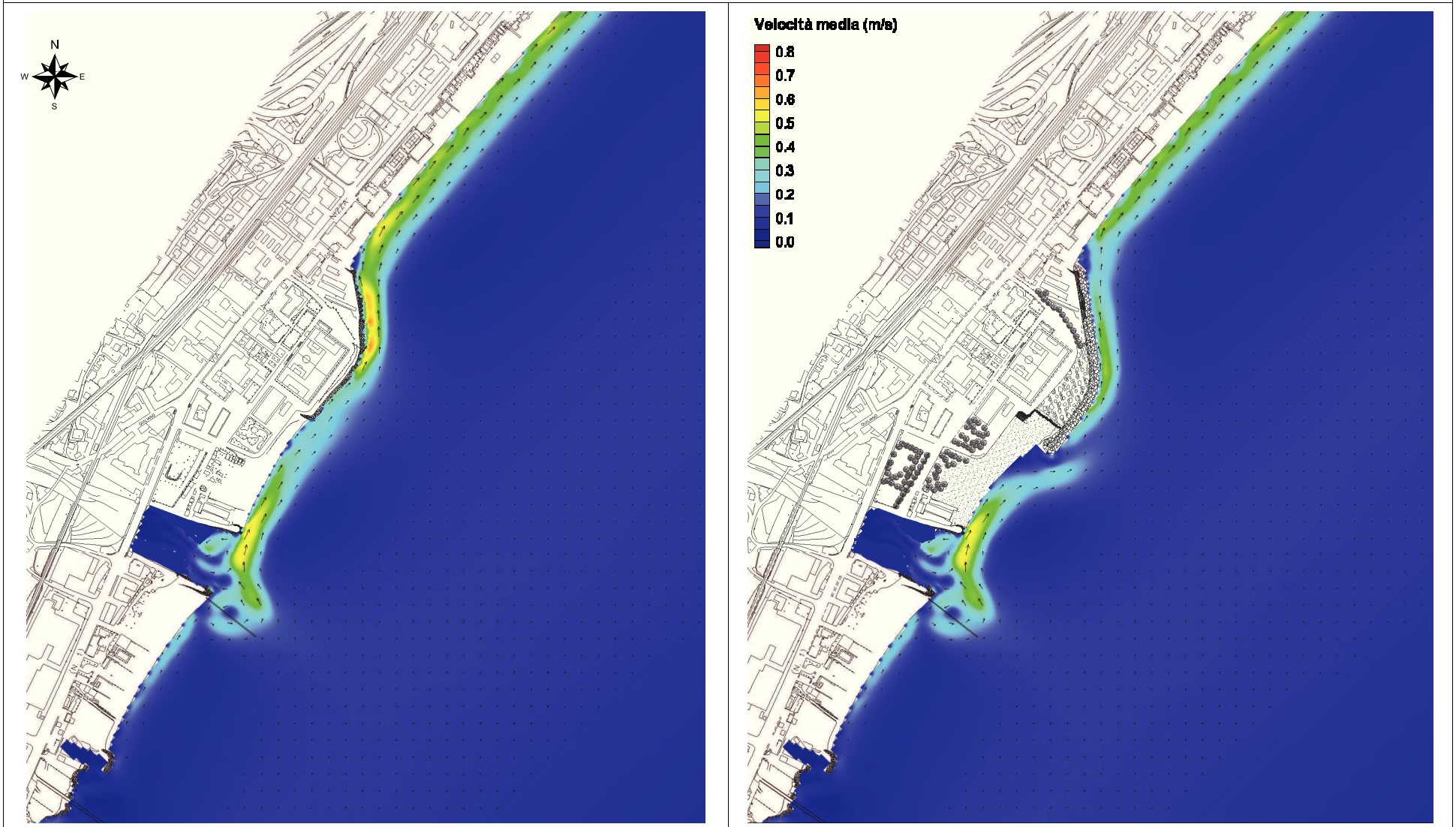
CIRCOLAZIONE IDRODINAMICA COSTIERA TEST 3 – MAREGGIATA DA 150°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.8 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N

CIRCOLAZIONE IDRODINAMICA COSTIERA TEST 4 – MAREGGIATA DA 180°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 7.9 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N

8 TRASPORTO SOLIDO LITORANEO ED EVOLUZIONE DEI FONDALI

Lo studio del trasporto solido e della tendenza evolutiva dei fondali nel tratto di litorale in esame a seguito della persistenza di determinate mareggiate (cioè a regime, 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, anche se la mancanza di un monitoraggio approfondito dei fenomeni specifici del sito oggetto di studio non consente di arrivare ad una stima quantitativa ragionevolmente precisa della dinamica sedimentaria; le simulazioni hanno comunque permesso di evidenziare, seppur qualitativamente, le aree potenzialmente attive dal punto di vista del trasporto solido e le aree di erosione e deposizione generate dall'azione combinata di onde e correnti.

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 paragrafo 7.3, ottenuti dallo studio della circolazione idrodinamica.

8.1 Settaggio del modello

Il modello matematico sfrutta completamente geometria, dominio di calcolo e batimetria del modello definito precedentemente per lo studio della circolazione idrodinamica. Conseguentemente, lo studio del trasporto litoraneo è stato condotto impiegando il dominio definito nel precedente paragrafo 7.1.

8.2 Sedimentologia utilizzata

Le caratteristiche sedimentologiche del materiale presente sulla fascia attiva del litorale sono state ricavate sulla base della campagna di indagini eseguita tra febbraio e maggio 2010, i cui risultati sono descritti nell'elaborato "Analisi sedimentologiche dei prelievi di campione eseguiti sulla spiaggia emersa e sommersa compresa tra il Torrente Segno e il Rio 4 Stagioni ad integrazione del progetto definitivo "Piastra multifunzionale" del porto di Vado Ligure – Savona", redatto da Drafinsub Survey S.r.l. (maggio 2010).

Ai fini dello studio della mobilità dei sedimenti che costituiscono il profilo sommerso del litorale di Vado sono state considerate le caratteristiche granulometriche dei campioni prelevati sulla spiaggia sommersa all'interno dell'area di intervento, ovvero tra il terrapieno del campo da calcio e il cantiere navale (transetti di prelievo da E a P). In corrispondenza di ciascun transetto i campioni sono stati prelevati a profondità rispettivamente di 2 e 5 m.

Non è stato considerato nell'analisi il campione L2, ubicato in prossimità della foce del torrente Quiliano, che risulta mediamente più grossolano rispetto agli altri. Infatti, mentre la spiaggia sommersa nel tratto oggetto di intervento è costituita prevalentemente da sabbia media (D_{50} compreso tra 0.129 e 0.649 mm), il campione L2 è composto da sabbia grossa e da ghiaia fine (D_{50} pari a 1.713 mm).

Il valore del diametro medio dei grani (D_{50}) fornito in input al codice di calcolo CMS-Flow è stato, quindi, determinato come media matematica dei diametri medi dei campioni prelevati nella spiaggia sommersa all'interno dell'area di intervento (con l'eccezione del campione L2). Si ottiene un valore di D_{50} pari a 0.256 mm.

8.3 Risultati del trasporto solido ottenuto con il codice di calcolo CMS-Flow

I risultati delle simulazioni, ottenuti per mezzo del codice di calcolo CMS-Flow, sono rappresentati nelle figure riportate nelle pagine successive (da Fig. 8.1 a Fig. 8.4).

Per ciascuna delle mareggiate analizzate sono stati riportati i risultati che rappresentano, in termini di gradazioni cromatiche, l'andamento del trasporto e la quantità dei sedimenti mobilitati (concentrazione dei sedimenti messi in sospensione) nello stato attuale (a sinistra) e nella configurazione di progetto (a destra).

Da una prima analisi dei risultati ottenuti si può osservare che le zone più attive dal punto di vista della movimentazione dei sedimenti risultano essere l'area nelle vicinanze della foce e il tratto di litorale a Nord del terrapieno.

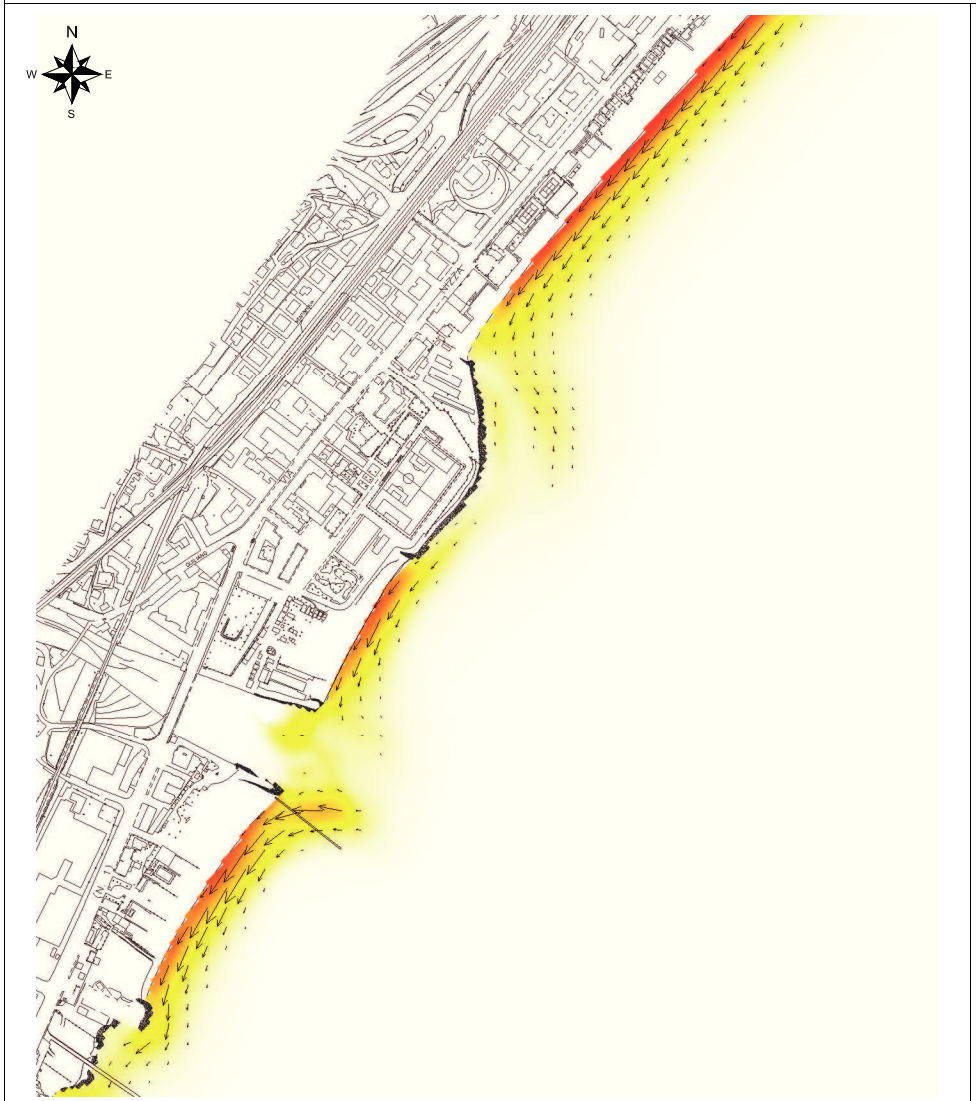
La mareggiata di Levante (TEST 1) genera un trasporto solido piuttosto intenso, diretto vero Sud-Ovest, nel tratto di litorale a Nord del terrapieno e a Sud della foce del Quiliano; in corrispondenza del terrapieno e della foce si osserva invece una minor mobilitazione di sedimenti, dovuta ai locali rallentamenti della corrente osservati nel precedente paragrafo.
Nella configurazione di progetto si osserva una lieve diminuzione della quantità di materiale in grado di essere movimentato nei pressi del terrapieno, con conseguente diminuzione del trasporto solido nel tratto di litorale interessato dal ripascimento.

La mareggiata di Scirocco-Levante (TEST 2) genera un trasporto solido caratterizzato da una serie di punti di divergenza e convergenza; il trasporto mobilita una minor quantità di materiale rispetto alla mareggiata precedente, ad eccezione dell'area in prossimità della foce dove, presumibilmente, la demolizione della cuspide fociva determina una maggior mobilitazione di sedimenti.
Nella configurazione di progetto non si osservano rilevanti variazioni, ad esclusione della zona al piede della scogliera del terrapieno, dove si osserva una diminuzione della mobilità dei sedimenti.

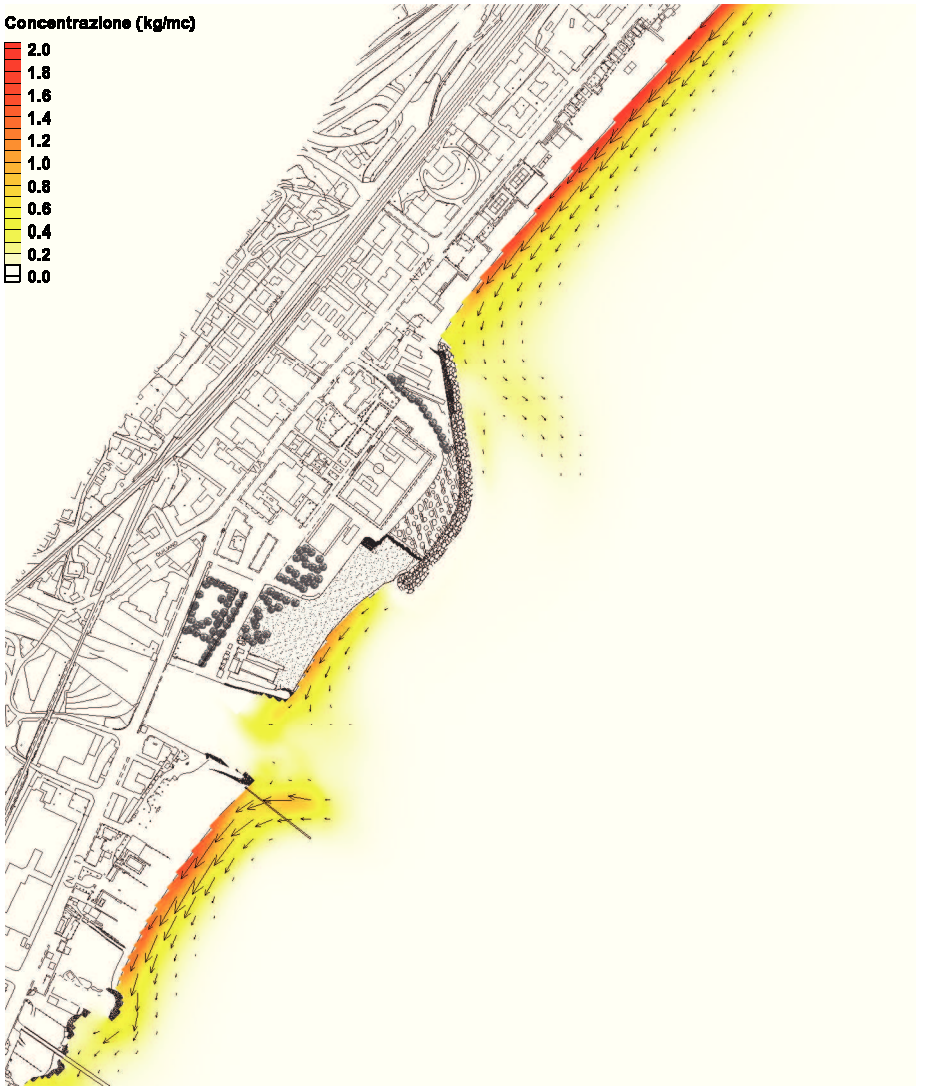
La mareggiata di Scirocco-Mezzogiorno (TEST 3) genera un trasporto solido poco intenso, diretto verso Nord-Est, che interessa una ampia fascia della spiaggia sommersa; in corrispondenza della foce del Quiliano si osserva ancora che il trasporto solido risulta caratterizzato da una locale inversione della direzione e che la quantità di sedimenti mobilitata risulta essere sensibilmente superiore rispetto al resto del litorale.
In configurazione di progetto si osserva una locale diminuzione del trasporto in corrispondenza del terrapieno.

La mareggiata di Mezzogiorno (TEST 4) genera un trasporto solido diretto ovunque verso Nord-Est, ma è in grado di mobilitare una bassa quantità di sedimenti e interessa una ridotta fascia di spiaggia. Anche in questo caso, in configurazione di progetto, si osserva una locale diminuzione del trasporto in corrispondenza del terrapieno.

TRASPORTO SOLIDO TEST 1 – MAREGGIATA DA 90°N



STATO ATTUALE



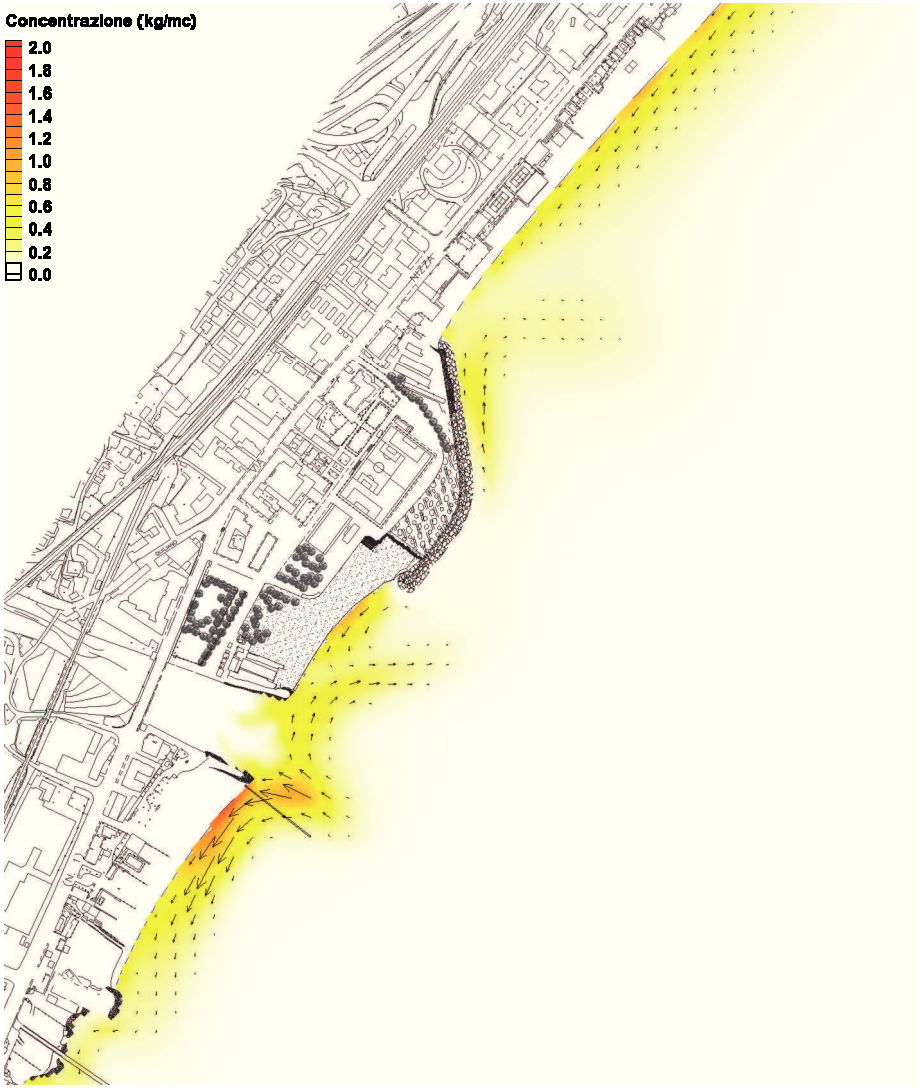
CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.1 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N

TRASPORTO SOLIDO TEST 2 – MAREGGIATA DA 120°N



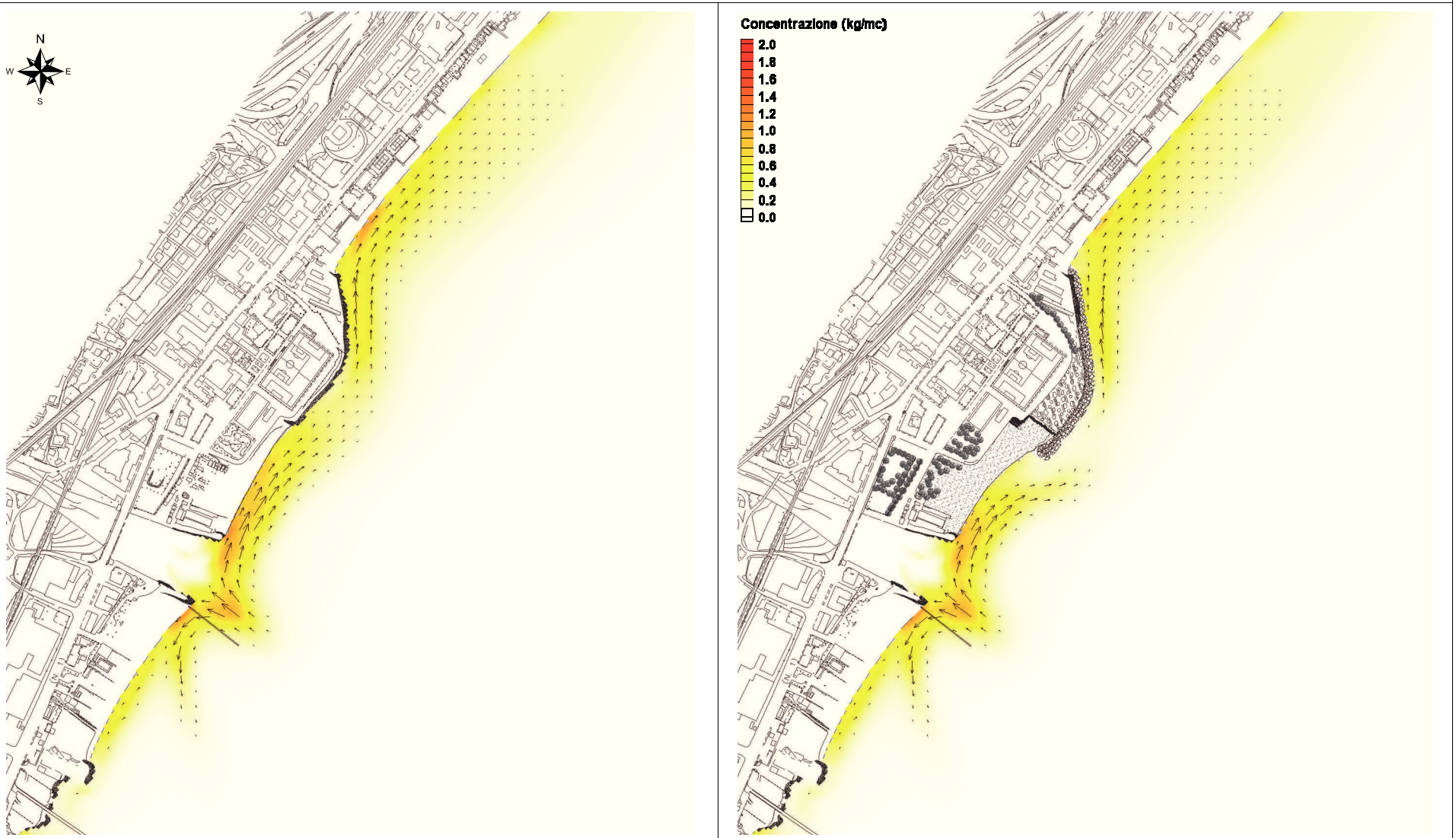
STATO ATTUALE



CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.2 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N

TRASPORTO SOLIDO TEST 3 – MAREGGIATA DA 150°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.3 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N

TRASPORTO SOLIDO TEST 4 – MAREGGIATA DA 180°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.4 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N

8.4 Risultati dell'evoluzione dei fondali ottenuti con il codice di calcolo CMS-Flow

I risultati delle simulazioni, ottenuti per mezzo del codice di calcolo CMS-Flow, sono rappresentati nelle figure riportate nei successivi paragrafi (da Fig. 8.5 a Fig. 8.8).

Per ciascuna delle mareggiate analizzate sono stati riportati i risultati, in termini di gradazioni cromatiche, che rappresentano la tendenza evolutiva del fondale nello stato attuale (a sinistra) e nella configurazione di progetto (a destra).

I risultati dell'evoluzione del fondale forniscono la tendenza alla sedimentazione (valori positivi) ovvero all'erosione (valori negativi); i risultati si riferiscono alle tendenze sviluppate dalla persistenza delle mareggiate per una durata pari a 12 ore, in condizioni stazionarie.

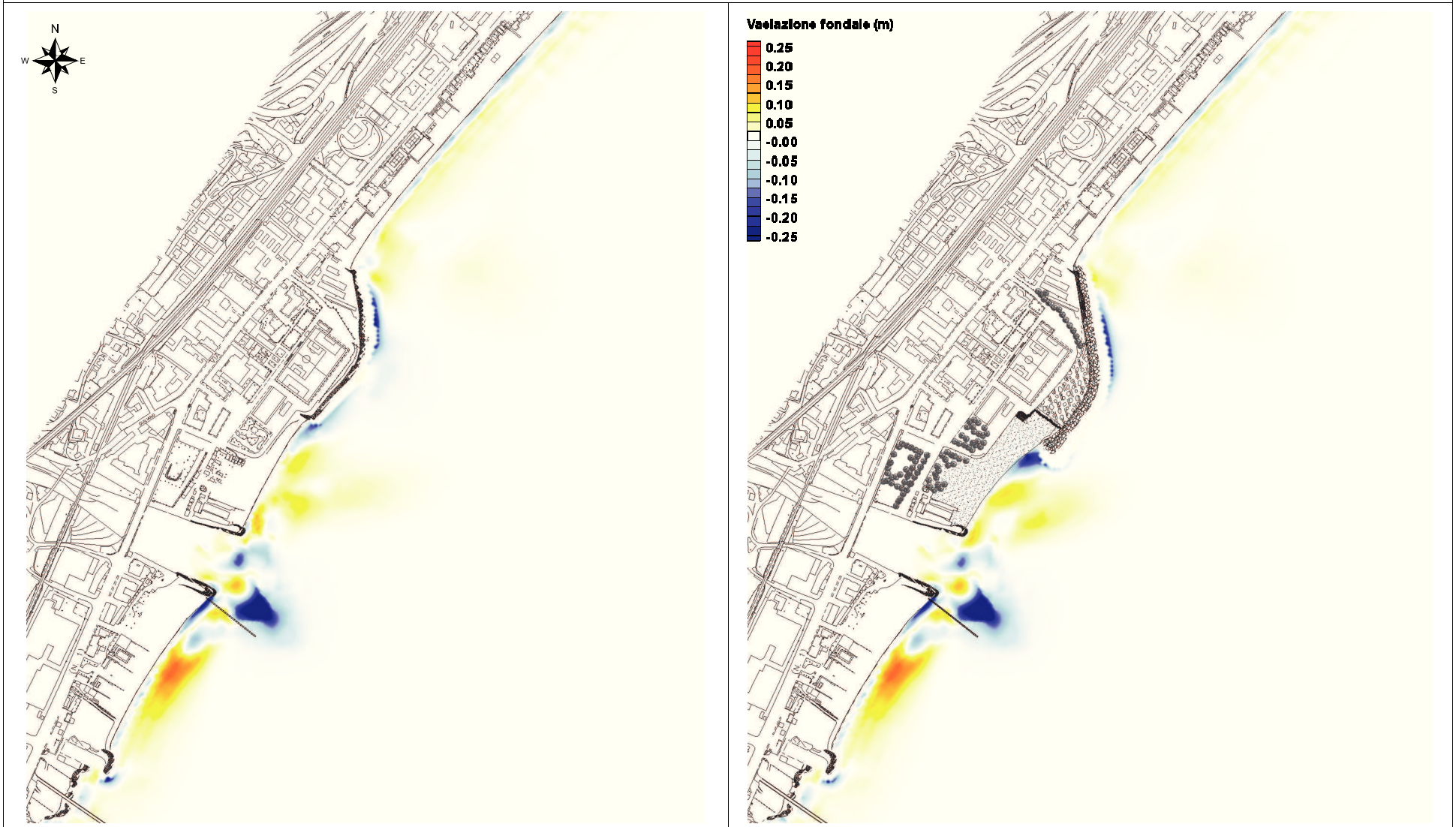
EVOLUZIONE DEI FONDALI TEST 1 – MAREGGIATA DA 90°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.5 - TEST 1 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.49 m, T_P= 6.22 s, Dir = 90°N

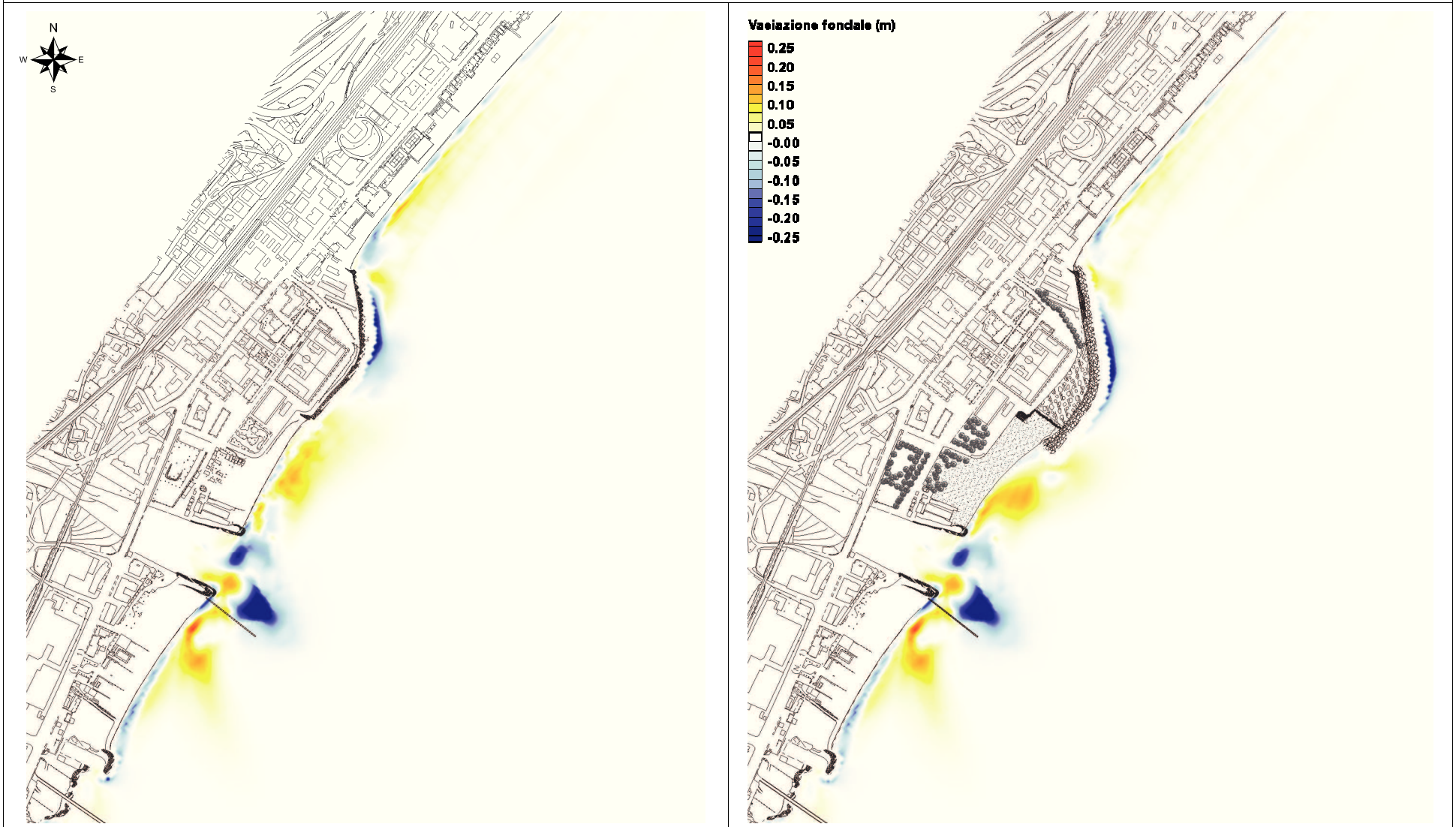
EVOLUZIONE DEI FONDALI TEST 2 – MAREGGIATA DA 120°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.6 - TEST 2 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.58 m, T_P= 6.40 s, Dir = 120°N

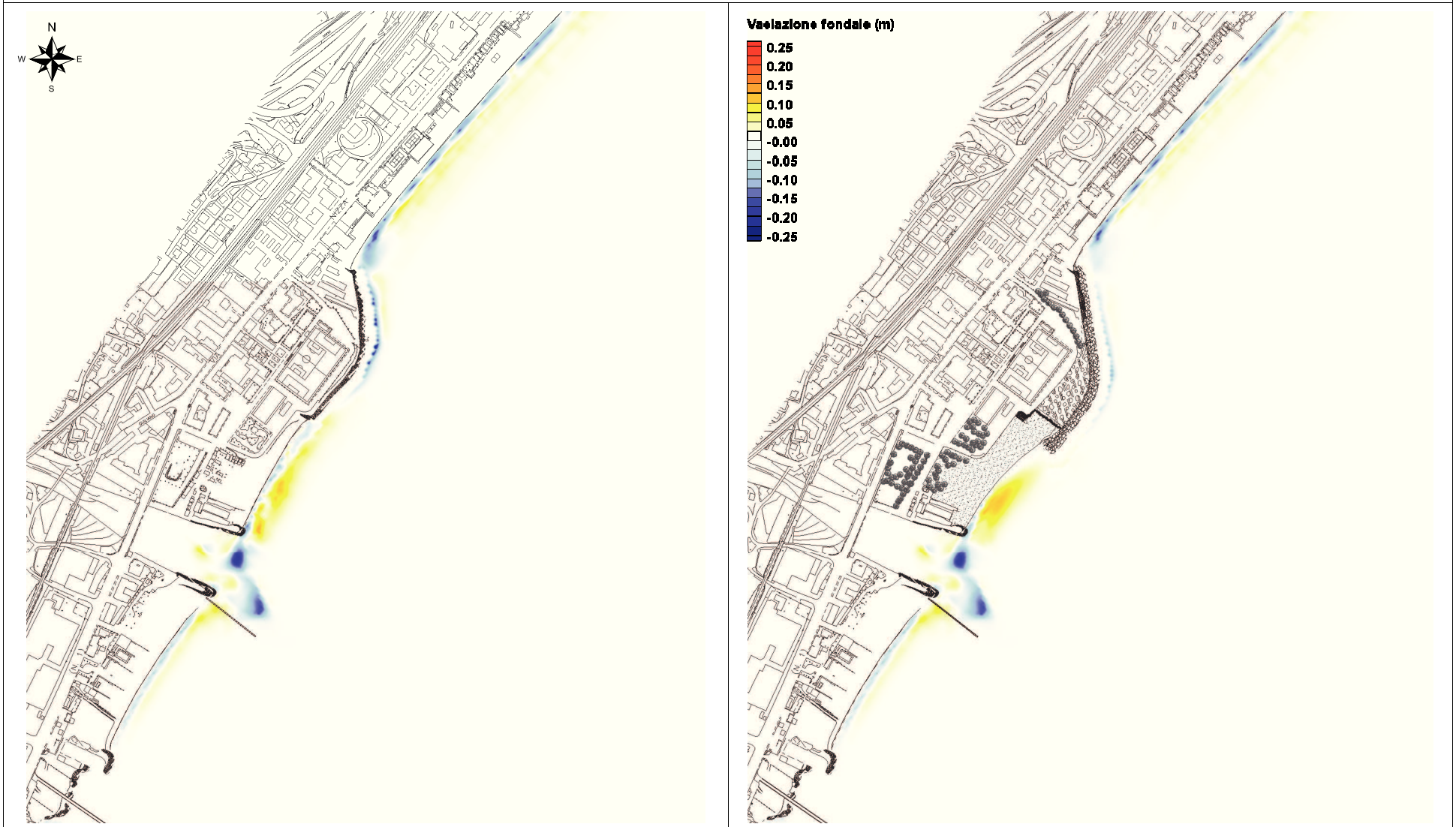
EVOLUZIONE DEI FONDALI TEST 3 – MAREGGIATA DA 150°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.7 - TEST 3 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.81 m, T_P= 6.84 s, Dir = 150°N

EVOLUZIONE DEI FONDALI TEST 4 – MAREGGIATA DA 180°N



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.8 - TEST 4 – Caratteristiche mareggiata in E: H_S = 1.89 m, T_P= 6.99 s, Dir = 180°N

8.4.1 Evoluzione dei fondali con riferimento ad un anno medio

Lo studio dell'evoluzione del fondale con riferimento ad un anno medio è stato condotto attraverso l'impiego delle mareggiate "morfologicamente equivalenti". Ciascuna mareggiata è stata quindi associata ad una durata tale per cui il flusso di energia totale generato risultasse pari a quello prodotto dal clima ondoso medio (cfr. precedente paragrafo 5.2) proveniente dal medesimo settore. Le durate equivalenti ricavate per le mareggiate sono riportate nella successiva Tab. 8.1.

I risultati delle simulazioni riportati nel precedente paragrafo sono stati quindi rielaborati per tener conto delle diverse durate equivalenti delle mareggiate considerate: si sono cioè valutate le variazioni del fondale generate a seguito della persistenza delle mareggiate per durate pari a quelle "equivalenti". Si fa presente che, se si fosse voluti addivenire ad una valutazione quantitativa con questa analisi, si sarebbe certamente introdotta una sovrastima della mobilità dei sedimenti in quanto, nel reale succedersi delle mareggiate, intercorre un intervallo di tempo non trascurabile tra l'inizio della mareggiate e il raggiungimento di una condizione stazionaria, sia per quanto riguarda l'idrodinamica che la concentrazione di sedimenti in sospensione e, quindi, il trasporto solido. In questo conteso, anche la successione delle mareggiate e l'eventuale alternanza con periodi di calma riveste un'importanza non trascurabile. È comunque evidente che la definizione di un "anno medio" in relazione anche questi ultimi aspetti risulta complessa e controversa, e si ritiene comunque che un tale approccio esuli dagli obiettivi del presente studio.

Con l'approccio semplificato qui utilizzato è stato possibile valutare, in via qualitativa, la variazione dei fondali che si può osservare in un anno caratterizzato da un clima ondoso medio.
Il risultato della combinazione degli effetti di evoluzione del fondale a seguito della persistenza delle mareggiate equivalenti è riportato, in termini di gradazioni cromatiche, nella successiva Fig. 8.9. Si sottolinea che, in relazione alla natura qualitativa dello studio, i risultati sono stati adimensionalizzati rispetto al massimo valore assoluto di variazione del fondale.

Si è infine proceduto all'analisi delle variazioni indotte sull'evoluzione del fondale dalla realizzazione del nuovo terrapieno, confrontando appunto le prevedibili evoluzioni in configurazione attuale e di progetto (Fig. 8.9). Il risultato dell'analisi ha permesso di individuare le zone che, per effetto dell'ampliamento del terrapieno, risultano interessate da maggiore erosione (zone in magenta) o sedimentazione (zone in verde) rispetto alla configurazione attuale. Nella successiva Fig. 8.10 si riporta il risultato di tale analisi; si sottolinea che i valori di fondo sala della scala cromatica sono stati variati al fine di rappresentare in maniera più chiara i risultati.

		CARATTERISTICHE NEL PUNTO E			
TEST	**Mareggiate**	**H_S (m)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**	**Durata equivalente (giorni)**
1	Levante	**1.49**	6.50	90	7.34
2	Scirocco - Levante	**1.58**	6.40	120	7.55
3	Scirocco - Mezzogiorno	**1.81**	6.84	150	8.56
4	Mezzogiorno	**1.89**	6.99	180	9.62

Tab. 8.1 – Durata equivalente

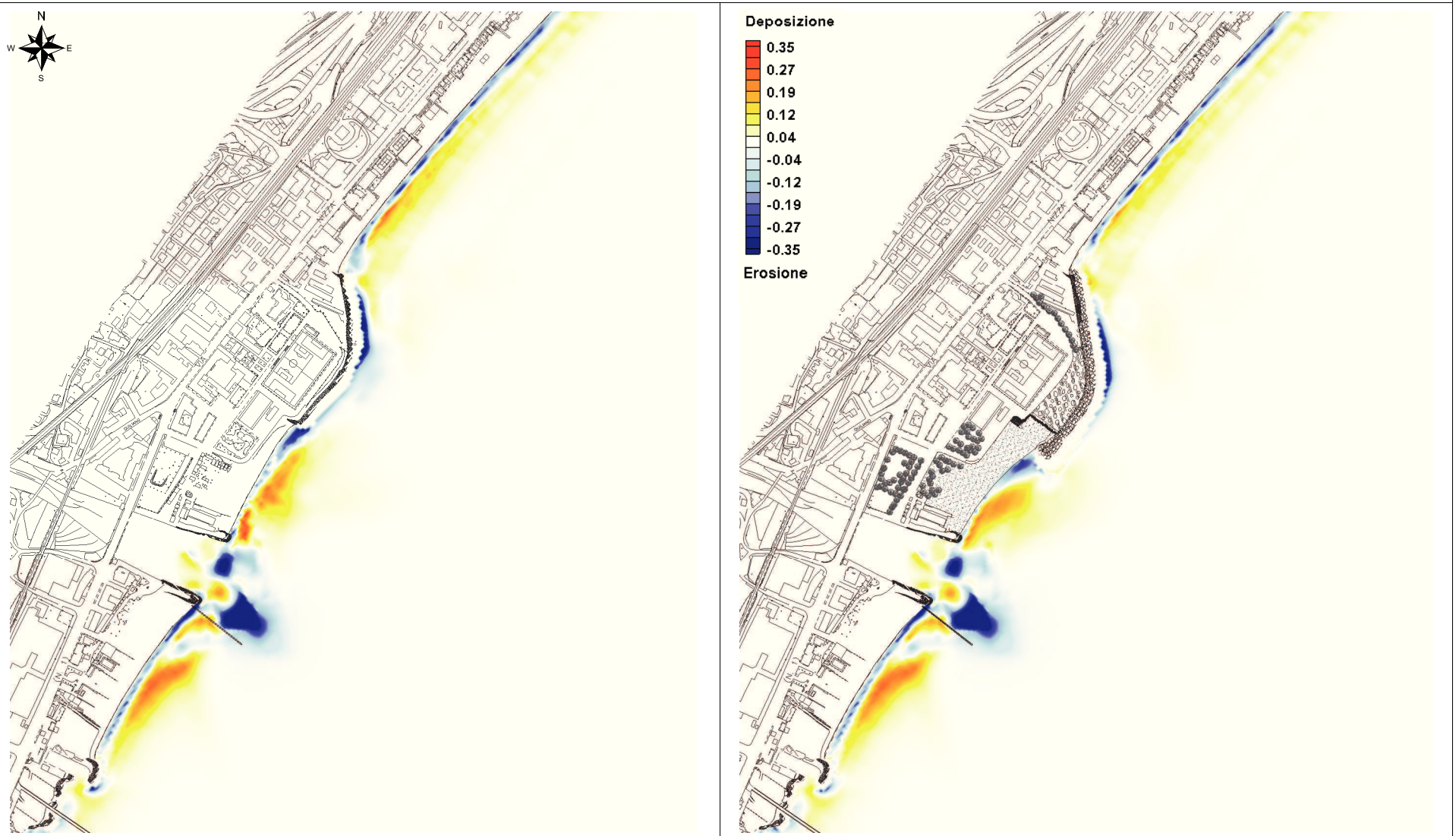
Dall'esame di Fig. 8.9 e Fig. 8.10, appare evidente come l'ampliamento del terrapieno abbia effetti molto limitati sulla dinamica sedimentaria litoranea: a SW della foce del torrente Quiliano, infatti, l'evoluzione dei fondali è sostanzialmente identica, così come a NE, dove tuttavia si evidenziano minime differenze nei primi metri della spiaggia di Villa Gavotti. In particolare, si prevede un incremento della tendenza alla deposizione a ridosso della radice del terrapieno ed una corrispondente tendenza all'erosione, di ordine di grandezza nettamente inferiore, nel tratto di spiaggia sommersa immediatamente successivo verso NE. Tale tendenza è confermata, quantificandola con volumi inferiori ai 200 m^3/anno, anche dalle simulazioni dell'evoluzione morfologica della linea di riva condotte con il codice di calcolo GENESIS (cfr. paragrafo 9.8.2).

Si osserva anche un approfondimento dei fondali antistanti la scogliera radente del terrapieno, che potrebbe avere analoga giustificazione, ma potrebbe anche essere legato ad una variazione del profilo trasversale dovuto ad una singola mareggiata.

Altre evidenze degne di nota sono costituite dalla tendenza all'erosione al piede della scogliera radente, peraltro caratteristica di questo tipo di opere, che prevedibilmente si svilupperà fino al raggiungimento di una situazione di regime, pur mantenendo una certa variabilità in funzione delle mareggiate.

Non è invece particolarmente significativa la differenza riscontrata nella zona soggetta a ripascimento (tra la foce del Quiliano e il terrapieno), dove il modello sovrastima evidentemente l'erosione, avendo schematizzato il sedimento del fondale come uniforme, mentre il ripascimento stesso verrà eseguito con materiale affine a quello presente sulla spiaggia emersa e quindi più grossolano di quello presente sulla spiaggia sommersa (4 mm contro 0.256 mm).

EVOLUZIONE DEI FONDALI ANNO MEDIO



STATO ATTUALE | CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

Fig. 8.9 – Evoluzione dei fondali anno medio (variazioni adimensionallizzate)

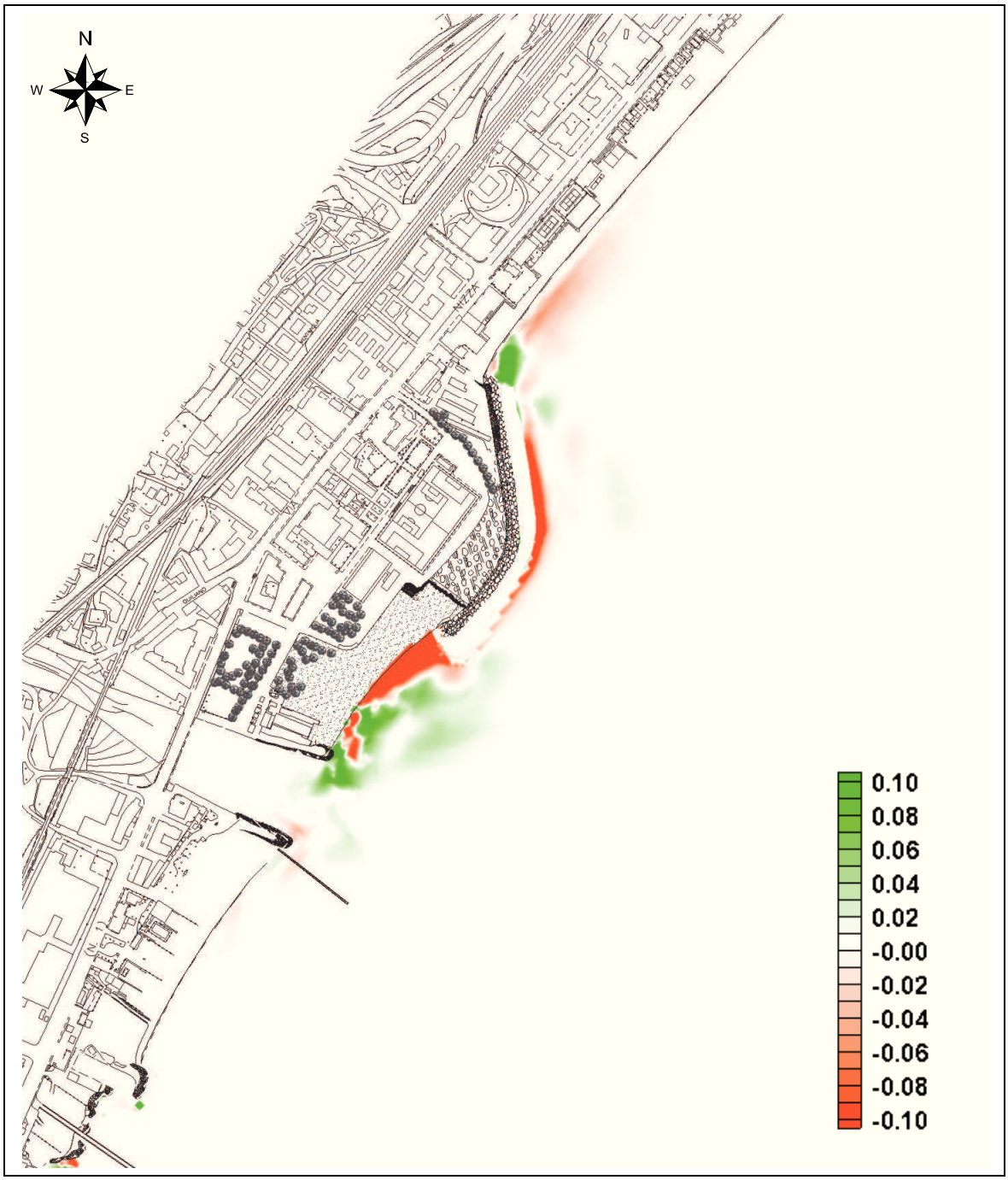


Fig. 8.10 – Confronto tra le prevedibili variazioni del fondale in configurazione di progetto e quelle in configurazione attuale

9 EVOLUZIONE MORFOLOGICA

Lo studio morfologico dell'evoluzione del litorale di Vado nell'intorno della foce del torrente Quiliano è stato condotto mediante l'utilizzo del codice di calcolo GENESIS, sviluppato dal centro di ricerca americano CERC (Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Corps of Engineers), sulla base delle indicazioni progettuali fornite dal Committente.

La finalità dello studio è quella di confrontare la prevedibile evoluzione del litorale in assenza di interventi con quella risultante dall'inserimento delle opere presenti nel layout progettuale (ampliamento del terrapieno a Nord-Est della foce del torrente Quiliano).

Per le costanti di taratura del modello (k_1 e k_2) sono stati utilizzati i valori ricavati da studi pregressi condotti dagli scriventi sul medesimo tratto di litorale (cfr. *"Studi meteomarini dei paraggi di Vado Ligure e Savona – Configurazione di Piano Regolatore Portuale Aprile 2002"* redatto dall'Università di Padova – Dipartimento IMAGE per conto dell'Autorità Portuale di Savona, luglio 2002).

Ai fini della modellazione matematica, è stato individuato un dominio di calcolo idoneo per lo studio del sito in esame, schematizzando opportunamente (come in seguito specificato) le singolarità presenti.
In particolare, sono state predisposte due simulazioni di evoluzione della linea di costa a 5 anni: la prima considerando il litorale in configurazione attuale (ovvero in assenza di interventi), la seconda inserendo le opere previste in progetto. Entrambe le simulazioni sono state condotte valutando l'influenza dell'apporto solido del Torrente Quiliano.

Per una descrizione dettagliata delle configurazioni analizzate si rimanda ai successivi paragrafi.

9.1 Ricostruzione storica

La ricostruzione storica dell'evoluzione morfologica del litorale di Vado Ligure nell'intorno della foce del torrente Quiliano utilizzando come dati di base le linee di riva e i rilievi batimetrici disponibili.

9.1.1 Confronto linee di riva

La ricostruzione storica dell'evoluzione della linea di costa tra il terrapieno del campo da calcio (a Nord-Est) e il cantiere navale (a Sud-Ovest) è stata condotta sulla base del confronto tra le seguenti linee di riva:

- linea di riva 1944;
- linea di riva 1973;
- linea di riva 1983;
- linea di riva 1993;
- linea di riva 2003;
- linea di riva 2010 (rilievo batimetrico).

Le linee di riva dal 1944 al 2003 sono le linee di costa storiche fornite dalla Regione Liguria, mentre quella del 2010 è stata estratta dal rilievo topobatimetrico fornito dal Committente.

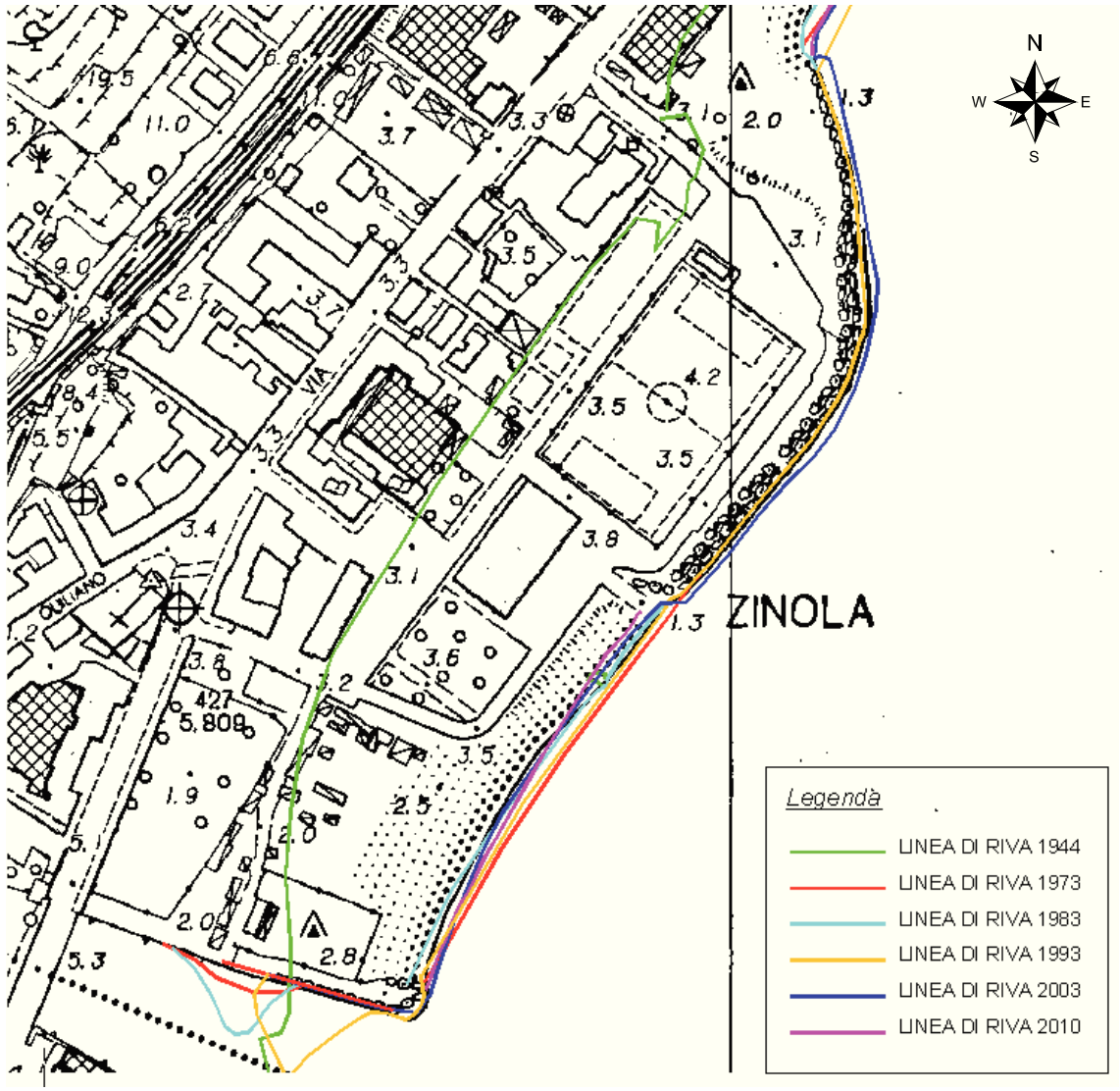
Nelle successive Fig. 9.1 e Fig. 9.2 si riporta un confronto planimetrico tra le linee di riva, rispettivamente per il litorale a Nord-Est della foce del torrente Quiliano (tra il terrapieno del campo da calcio e la foce) e per quello a Sud-Ovest (dalla foce fino al cantiere navale).

Sia a Nord-Est che a Sud-Ovest della foce del torrente Quiliano, la linea di riva del 1944 si presenta notevolmente arretrata rispetto a quelle degli ultimi 60 anni, in parte perché le opere foranee del porto di Vado nel 1944 non raggiungevano i fondali attuali e in parte perché non erano ancora stati realizzati i terrapieni e le armature di foce del Quiliano.

L'evoluzione più recente del tratto di litorale tra il terrapieno del campo da calcio e la foce del Quiliano (dal 1973 al 2010) mostra una sostanziale stabilità della spiaggia, dovuta principalmente alla realizzazione del terrapieno, che garantisce una buona protezione della spiaggia stessa. Le variazioni della posizione della linea di riva sono infatti assai modeste (inferiori a +/-1 m/anno) e rientrano ampiamente nell'indeterminazione intrinseca nel rilievo e/o nella digitalizzazione della stessa..

Per quanto riguarda il tratto di litorale a Sud-Ovest del Quiliano, dal 1973 al 1993 la linea di costa risulta essere sostanzialmente stabile (variazioni inferiori a +/-0.4 m/anno). Dal 1993 al 2003 si osserva, invece, un avanzamento della linea di costa con un accrescimento di circa 1.4 m/anno; successivamente, dal 2003 al 2010, l'ampiezza della spiaggia emersa non subisce sostanziali variazioni.

In conclusione, l'unica evidenza recente (trascurando il 1944) degna di nota è rappresentata dall'avanzamento della linea di riva in destra (dalla foce al cantiere nautico a SW) dal 1993 al 2003.



PERIODO (anni)		Volume (m^3)	Volume (m^3/anno)	Arr/Av (m/anno)
1944	**1973**	275158.4	9488.2	3.38
1973	**1983**	-8593.0	-859.3	-0.63
1983	**1993**	5632.0	563.2	0.42
1993	**2003**	-4413.4	-441.3	-0.33
2003	**2010**	-466.6	-66.7	-0.05

Fig. 9.1 – Evoluzione storica della linea di riva - Litorale a Nord-Est del Quiliano



PERIODO (anni)		Volume (m^3)	Volume (m^3/anno)	Arr/Av (m/anno)
1944	**1973**	93718.1	3231.7	1.73
1973	**1983**	7314.7	731.5	0.39
1983	**1993**	-2201.9	-220.2	-0.12
1993	**2003**	26343.1	2634.3	1.41
2003	**2010**	4797.2	685.3	0.37

Fig. 9.2 – Evoluzione storica della linea di riva - Litorale a Sud-Ovest del Quiliano

9.1.2 Confronto batimetrico

Il confronto batimetrico è stato eseguito con riferimento ai rilievi batimetrici disponibili (marzo 2003 e marzo 2010).
Il rilievo topo-batimetrico eseguito dalla ditta Te.Ma. di Faenza a marzo 2003 interessa il litorale a Nord-Est della foce del torrente Quiliano fino alla foce del torrente Letimbro e si estende, verso il largo, fino alla batimetrica -50 m.
Il rilievo più recente, eseguito dalla ditta Drafinsub Survey nel marzo 2010, interessa il tratto di litorale a cavallo della foce del Quiliano, tra villa Zanelli (a Nord-Est) e il pontile Vadoil (a Sud-Ovest) e si estende, verso il largo, fino alla batimetrica -6÷-7 m.

Considerata la sovrapposizione dei dati disponibili, è stato possibile eseguire il confronto batimetrico solamente del tratto di litorale a Nord-Est della foce del torrente Quiliano. L'evoluzione del fondale da marzo 2003 a marzo 2010 è rappresentata nella successiva Fig. 9.3.

Ciò che si osserva è principalmente un cambiamento nella conformazione della cuspide fociva sommersa, il cui lato in sinistra (NE) è stato parzialmente demolito dall'azione delle mareggiate, mentre si è accentuato il deposito nella porzione centrale. I dati disponibili non consentono purtroppo di valutare eventuali variazioni sul lato destro della cuspide.

Non avendo informazioni precise in merito ai caposaldi altimetrici di riferimento impiegati, né alle tecnologie utilizzate, non si ravvisa l'opportunità di inferire ulteriori tendenze evolutive dal confronto dei rilievi, con l'eccezione dell'evidente approfondimento dei fondali prossimi alla battigia nel tratto di spiaggia compreso tra la foce del Quiliano ed il terrapieno a NE. Si ritiene che tale approfondimento possa essere legato alla classazione dei sedimenti apportati dal Quiliano e poi messi in movimento dal moto ondoso; in conseguenza di tale processo, i sedimenti più fini vanno ad alimentare i fondali adiacenti, mentre la frazione più grossolana resta a formare un profilo trasversale di spiaggia più ripido, senza apparenti variazioni della posizione della linea di riva.

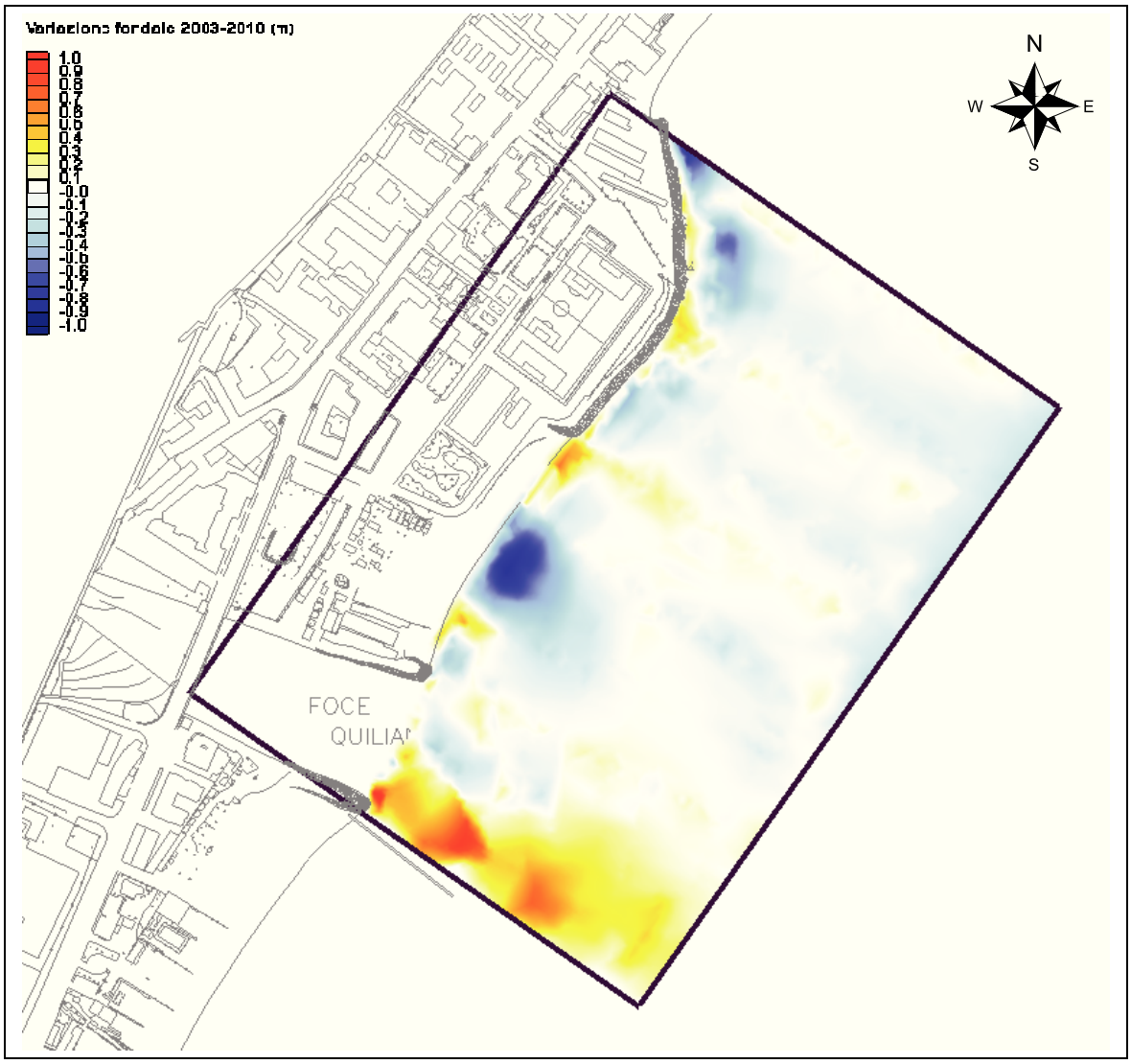


Fig. 9.3 – Confronto batimetrico tra rilievo marzo 2003 e rilievo marzo 2010

9.2 Propagazione del moto ondoso sottocosta

La fase iniziale dello studio di evoluzione morfologica è consistita nel trasferimento sottocosta, al limite esterno della fascia attiva, delle caratteristiche del clima ondoso precedentemente determinate nel punto "E", posto su un fondale di oltre 200 m (paragrafo 4). Il trasferimento è stato effettuato mediante il codice di calcolo STWAVE, descritto in dettaglio nell'allegato A.

Sono state quindi scelte una serie di stazioni (in pratica una serie di boe virtuali), poste lungo la costa in corrispondenza della batimetrica –8 m s.m.m. e posizionate ad una distanza di 50 m tra loro; tali stazioni sono state ritenute significative per rappresentare le differenti condizioni di moto ondoso lungo il litorale (Fig. 9.4).

Il dominio di calcolo è stato discretizzato mediante una griglia rettangolare avente le seguenti caratteristiche: origine nel punto di coordinate (1462150 m EST; 4903410 m NORD), dimensioni 5000x7000 m, maglia quadrata con passo 50 m, con asse x in direzione 130°N (Fig. 9.5). Le coordinate dell'origine della griglia di calcolo sono espresse nel sistema di riferimento Gauss-Boaga Fuso Ovest.

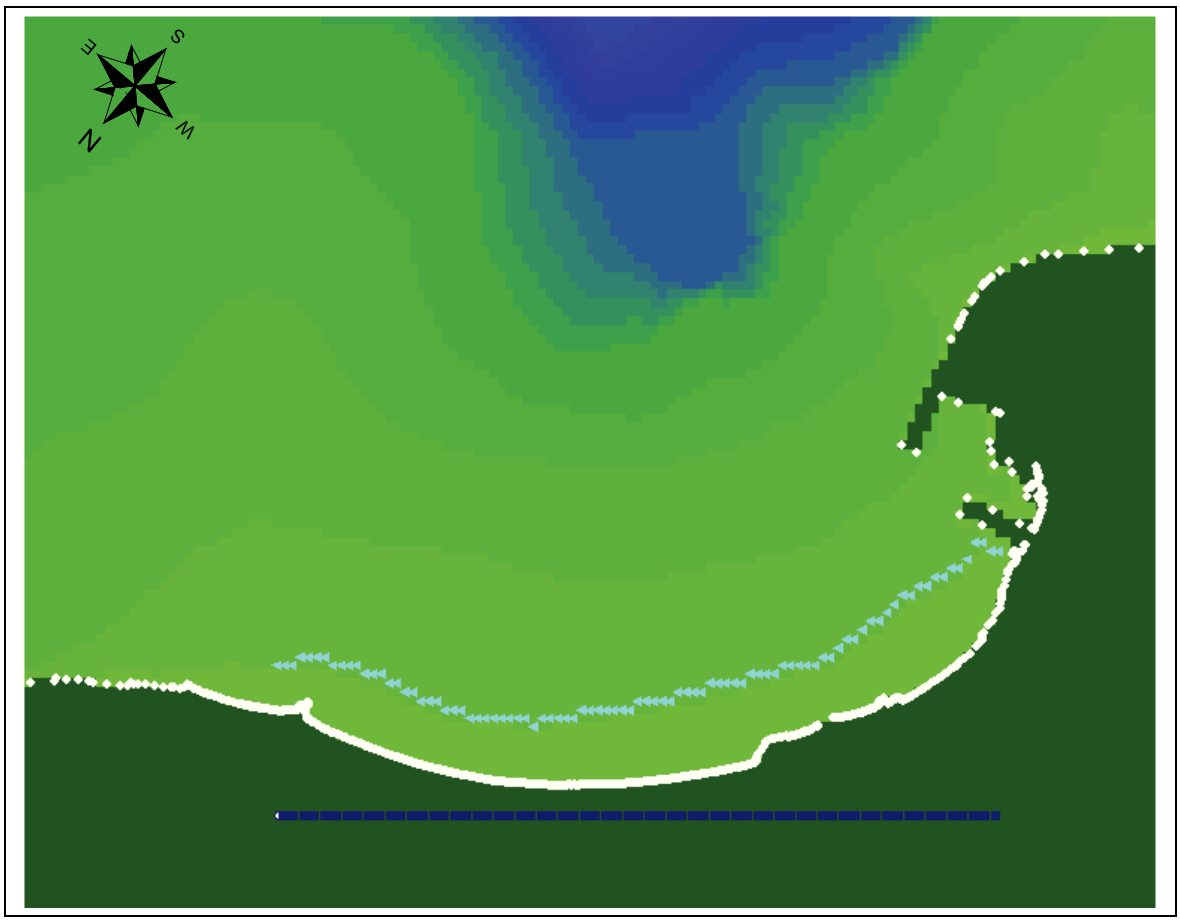


Fig. 9.4 – Griglia di calcolo STWAVE
Ubicazione delle boe virtuali (stazioni) poste alla profondità di –8 m s.m.m.

Il file di input che descrive il moto ondoso nelle simulazioni è stato ricavato creando una sequenza di eventi casualmente ordinata, sulla base del clima ondoso nel punto "E". Una volta fissato l'intervallo temporale di calcolo (pari, nel caso in esame, a 3 ore) l'andamento del clima meteomarino 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 vero.

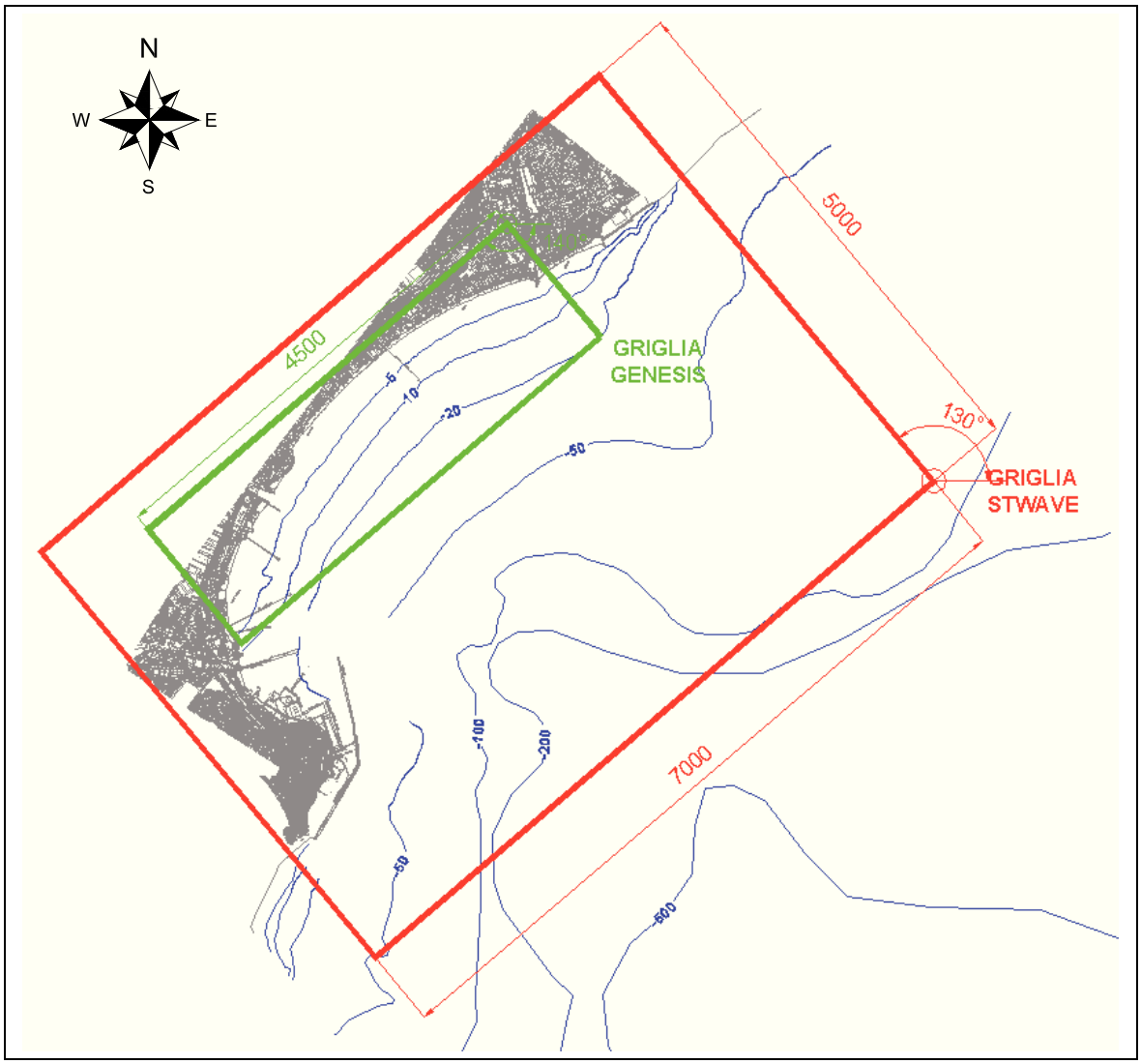


Fig. 9.5 –Griglie di calcolo STWAVE e GENESIS

9.3 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 meteomarino locale. Sulla base di questi dati è possibile quindi valutare il trasporto solido nelle diverse direzioni nelle diverse celle che compongono il modello matematico. Una volta determinate le forzanti, si passa quindi alla valutazione del trasporto solido nelle diverse direzioni, valutazione che si basa su criteri semiempirici 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 di 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.
Si rimanda all'allegato A per una descrizione del codice di calcolo GENESIS.

9.4 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 normalmente 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 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.

Utilizzando la tabella del clima ondoso medio ricostruito nel punto "E" (descritto in dettaglio al precedente paragrafo 4) è stato possibile ricostruire la curva di durata e determinare il valore di $H_{0,12}$.

In Fig. 9.6 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 3.0 m. La profondità di chiusura h_c è risultata di conseguenza pari a circa 4.8 m; l'altezza di swash D_B è stata stimata in 1.5 m. L'altezza complessiva della fascia attiva risulta di 6.3 m.

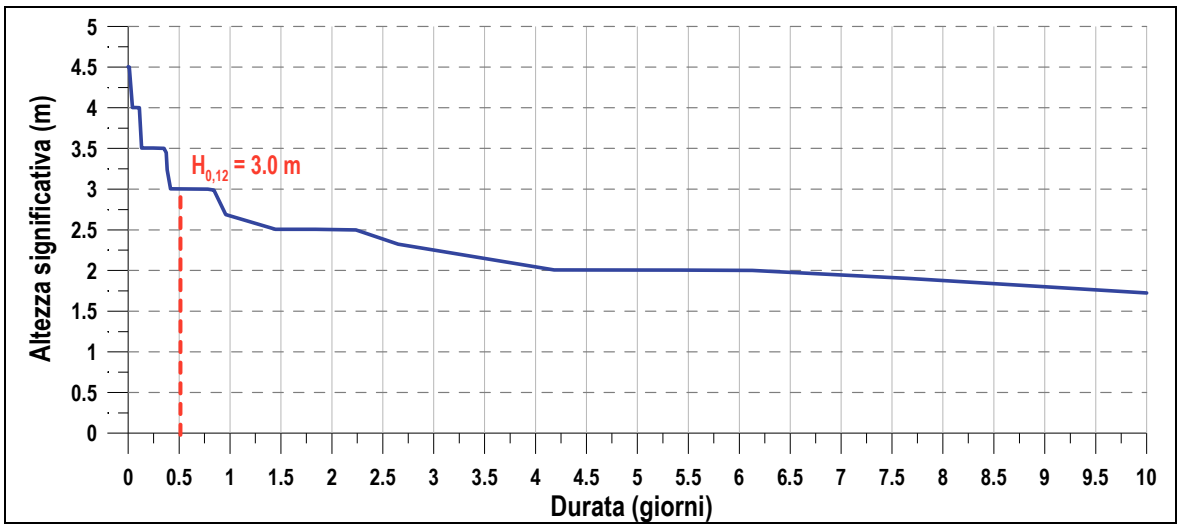


Fig. 9.6 – Individuazione $H_{0.12}$ – Curva di durata nel punto "E"

9.5 Dati sedimentologici

Per facilitare il confronto con studi pregressi condotti dagli scriventi sul medesimo tratto di litorale (cfr. "*Studio della prevedibile evoluzione morfologica del litorale di Vado Ligure in prossimità del torrente Quiliano con riferimento all'ipotesi di inserimento di nuovi terrapieni*", redatto nel luglio 2009 per conto dell'Autorità Portuale di Savona), le caratteristiche dei sedimenti presenti all'interno della fascia attiva sono state mantenute invariate rispetto alle precedenti simulazioni.
In particolare, nello studio di luglio 2009, per la caratterizzazione dei sedimenti si era fatto riferimento alle analisi granulometriche eseguite nel marzo 2003, di cui si riassumono brevemente i risultati.

Nell'ambito delle attività svolte nel marzo 2003, è stata eseguita (in concomitanza con i rilievi topo-batimetrici) un'indagine su alcuni campioni di sedimenti prelevati lungo il litorale tra la foce del Letimbro e quella del Quiliano.
Si riportano in Fig. 9.7 i fusi granulometrici dei campioni prelevati, suddivisi per profondità di prelievo (battigia, -5 m s.m.m., -10 m s.m.m.). Nella figura vengono inoltre indicati i valori del D_{50} relativi ai tre fusi; in particolare, si nota come i campioni prelevati a profondità di -5 m s.m.m. e -10 m s.m.m. abbiano curva granulometrica, e di conseguenza D_{50}, pressoché coincidenti.
Di conseguenza, i sedimenti sono stati rappresentati nel modello GENESIS con una granulometria costituita da sabbia media avente D_{50} pari a 0.50 mm. In particolare si è utilizzato un valore medio di D_{50}, considerando i campioni prelevati tra la battigia e la profondità di chiusura.

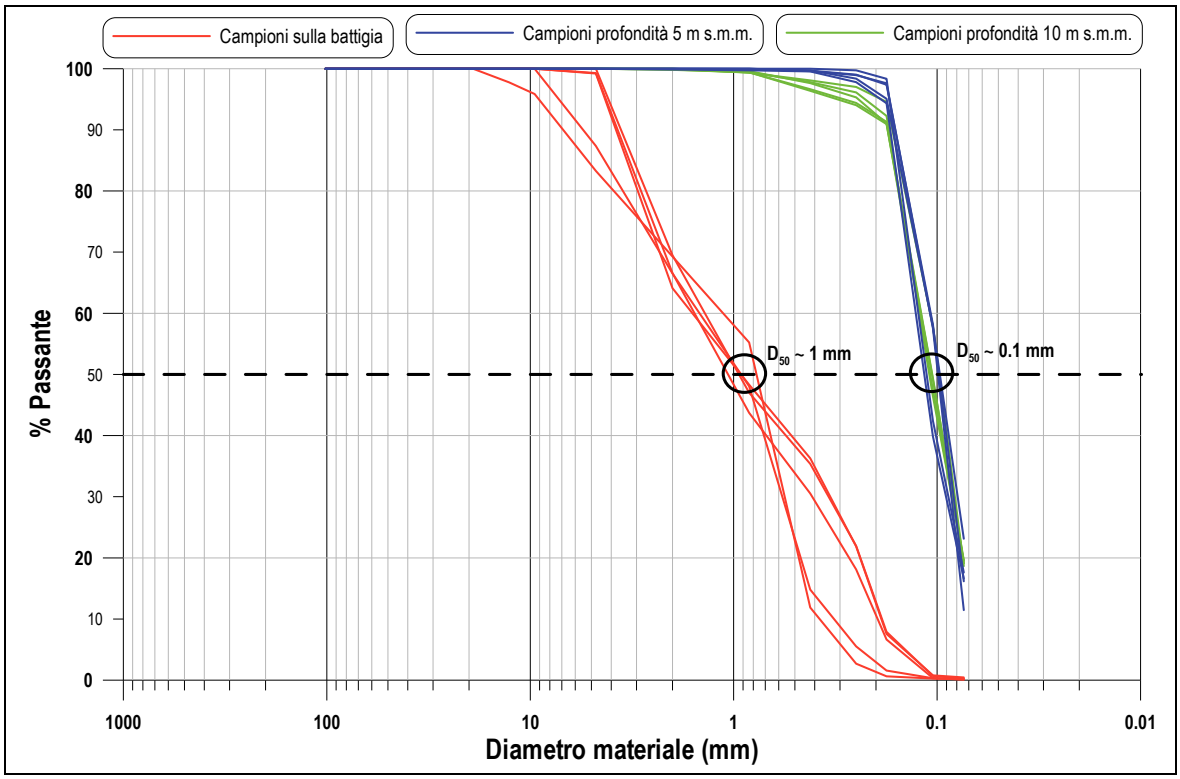


Fig. 9.7 – Fusi granulometrici dei campioni prelevati nel corso delle indagini di marzo 2003

9.6 Settaggio della griglia GENESIS

Il dominio di calcolo GENESIS, che comprende il tratto di costa tra la foce del torrente Letimbro e il porto di Vado, è stato costruito suddividendo il litorale in 450 celle della lunghezza di 10 m ciascuna, per un totale di 4500 m (Fig. 9.5).
La griglia è ruotata in senso orario di 140° rispetto all'asse Est e ha origine nel punto di coordinate (1458050.9 m EST; 4905844.8 m NORD). Le coordinate dell'origine della griglia di calcolo sono espresse nel sistema di riferimento Gauss-Boaga Fuso Ovest.

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 univocamente le condizioni al contorno.
L'estremo sinistro del dominio di calcolo è stato fissato in corrispondenza della foce del Torrente Letimbro, mentre l'estremo destro della griglia si trova in prossimità del porto di Vado Ligure.

I parametri impiegati nel modello sono riassunti nella seguente Tab. 9.1. In particolare, si riportano i valori dei coefficienti di taratura K_1 e K_2 (ricavati da studi pregressi), 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 "stations") e le condizioni al contorno.

PARAMETRO	VALORE	U.M.
Coefficiente di calibrazione K_1	0.03	
Coefficiente di calibrazione K_2	0.01	
Numero di celle totali	450	
Dimensioni di ogni cella	10	m
Data inizio simulazione	01/01/2011	
Data di fine simulazione	01/01/2016	
Dimensione step temporale di calcolo	3	h
Profondità a cui sono ubicate le stations	-8.0	m
Profondità di chiusura	-4.8	m
Altezza di swash	+1.5	m
Estremo destro	Aperto (Pinned Beach)	
Estremo sinistro	Aperto (Pinned Beach)	

Tab. 9.1 - Parametri impiegati nel modello GENESIS

9.7 Evoluzione morfologica a 5 anni configurazione attuale

Il modello di evoluzione morfologica, con i parametri definiti al precedente paragrafo 9.6, è stato impiegato per la previsione dell'evoluzione della linea di riva in assenza di interventi (configurazione attuale) e ipotizzando che vengano realizzate le opere previste in progetto (configurazione di progetto).
Per stimare la tendenza evolutiva del litorale in assenza di interventi e confrontarla con quella relativa alla simulazione di progetto, è stata condotta una simulazione dell'evoluzione della linea di riva a 5 anni (dal 2011 al 2016).

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle simulazioni relative all'evoluzione morfologica del litorale in configurazione attuale.

9.7.1 Parametri utilizzati nel modello

Le opere rigide attualmente presenti nel tratto di litorale compreso tra la foce del torrente Letimbro e il porto di Vado sono state opportunamente schematizzate nel modello GENESIS.

Procedendo da Nord verso Sud, la foce del torrente Letimbro è stata rappresentata con un pennello di tipo "non diffracting", con una lunghezza coincidente con quella dell'armatura di foce e permeabilità nulla.
Il terrapieno presente tra Villa Gavotti e il torrente Quiliano è stato rappresentato avanzando la linea inerodibile in corrispondenza della scogliera radente.
La foce del Quiliano è stata schematizzata con due pennelli di tipo "non diffracting", con una lunghezza idonea e permeabilità nulla.

Il pontile I.P., i cui resti sono attualmente presenti a ridosso della foce del Quiliano, non è stato rappresentato nel modello; infatti, la struttura risulta totalmente permeabile ai sedimenti, essendo realizzata interamente su pali.

Procedendo verso Sud, la zona del cantiere navale e il terrapieno adiacente sono stati schematizzati avanzando la linea inerodibile in corrispondenza della difesa radente presente lato mare.

Il pontile Tirreno Power, anch'esso su pali, non è stato rappresentato nel modello in quanto completamente permeabile in relazione al flusso di sedimenti. È stata invece opportunamente schematizzato lo scatolare posto sul fondale lungo il tracciato del pontile stesso, che risulta affiorante rispetto al fondo. Lo scatolare è stato rappresentato nel modello con un pennello di tipo "non diffracting", avente lunghezza coincidente con quella del pontile e permeabilità pari a 0.7 (lascia passare il 70% dei sedimenti).

La linea di riva iniziale è quella rilevata a marzo 2010, opportunamente integrata nei tratti mancanti (a Nord e a Sud dell'area di intervento) con la linea di riva rilevata a marzo 2003 e quella ricavata dalla cartografia disponibile.
I sedimenti presenti all'interno della fascia attiva sono stati rappresentati con un valore del diametro mediano dei grani pari a 0.5 mm (cfr. paragrafo 9.5).

Di seguito, in Fig. 9.8 si riporta la griglia di calcolo GENESIS con le opere presenti in configurazione attuale.

Tutte le simulazioni sono state eseguite considerando due possibili scenari per quanto riguarda l'immissione di sedimenti da parte del torrente Quiliano.
In un primo caso (più sfavorevole) non è stato considerato l'apporto solido del torrente, mentre nel secondo caso è stata ipotizzata a titolo qualitativo un'immissione di sedimenti. L'immissione di sedimenti è stata schematizzata con un ripascimento localizzato in corrispondenza della foce.



Fig. 9.8 – Griglia GENESIS in configurazione attuale

9.7.2 Risultati evoluzione morfologica in configurazione attuale

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle simulazioni di evoluzione morfologica a 5 anni con il porto di Vado Ligure in configurazione attuale, condotte ipotizzando che non venga realizzato l'ampliamento del terrapieno previsto in progetto. I risultati delle simulazioni sono rappresentati graficamente nella successiva Fig. 9.9.
Tutte le simulazioni GENESIS sono state rappresentate con riferimento ad un dettaglio della griglia di calcolo, centrato in corrispondenza della foce del torrente Quiliano, tra la progressiva 2500 e 4400 m (tra Villa Gavotti e l'abitato di Vado Ligure).
Per quanto riguarda la simulazione condotta considerando l'immissione di sedimenti in corrispondenza del torrente Quiliano, i risultati sono stati rappresentati solamente in termini di andamento del trasporto solido.

Il trasporto solido longitudinale a Nord di Villa Gavotti, fino al terrapieno del campo da calcio (dove si annulla), risulta diretto verso NE, quindi verso Savona.

Per quanto riguarda invece il tratto di litorale compreso tra il terrapieno e la foce del Quiliano, si osserva una tendenza all'avanzamento della linea di riva, con una zona di accumulo alla radice della difesa radente del terrapieno. Il trasporto, in accordo con l'andamento della linea di riva, risulta diretto ancora verso NE (verso il terrapieno).

Dalla foce del Quiliano, procedendo verso Sud, fino al cantiere navale alla radice del pontile Tirreno Power, si osserva una tendenza al riorientamento della linea di riva, che tende ad allinearsi come nei tratti di spiaggia adiacenti.

A Sud del terrapieno del pontile Tirreno Power si osserva una limitata tendenza all'arretramento della spiaggia (valori inferiori a 3 m); il fenomeno interessa il litorale a Sud del pontile per un tratto di circa 400 m.

Il trasporto si annulla (nei due versi) in corrispondenza dei terrapieni (sia quello del campo da calcio che quello del cantiere navale), che sostanzialmente bloccano il flusso di sedimenti. Questa affermazione, verosimile per quanto riguarda i sedimenti più grossolani che costituiscono la spiaggia emersa, va tuttavia riconsiderata sulla base dei risultati dello studio della circolazione idrodinamica e del trasporto solido, che, in configurazione attuale, hanno evidenziato un certo bypass per i sedimenti più fini (cfr. paragrafi 7.3 e 8.3).

Per quanto riguarda il contributo dell'apporto solido del torrente Quiliano, alla progressiva 3400 m circa, l'immissione dei sedimenti in corrispondenza della foce comporta un aumento del trasporto solido sia verso il terrapieno del campo da calcio (a NE) che verso il cantiere navale (a SO).
In corrispondenza della foce del torrente Quiliano, sia nella simulazione senza immissione di sedimenti che in quella con gli apporti fluviali, si ha un punto di divergenza del trasporto.
Va comunque tenuto presente che la distribuzione dei sedimenti fluviali dipende anche fortemente dal tipo di mareggiata (e circolazione costiera) che si verifica in concomitanza con la piena (in base ad informazioni locali, le piene si associano di solito ad una circolazione costiera da N verso S).

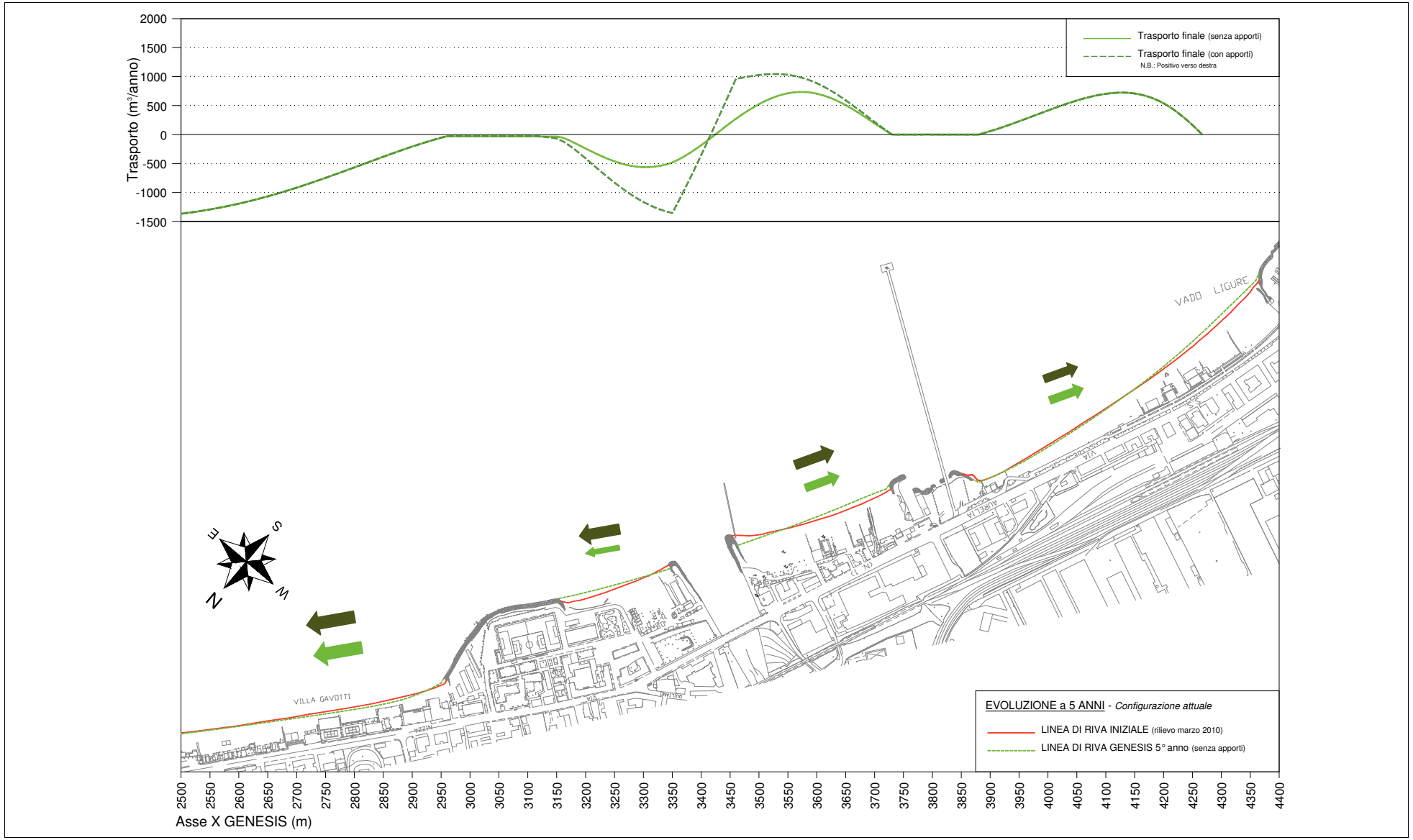


Fig. 9.9 – Configurazione attuale - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) ed evoluzione della linea di riva (in basso)

9.8 Evoluzione morfologica a 5 anni in configurazione di progetto

Il presente paragrafo riporta i risultati delle simulazioni di evoluzione in configurazione di progetto, condotte rappresentando nel modello l'ampliamento del terrapieno.

9.8.1 Parametri utilizzati nel modello

Il dominio di calcolo, le condizioni al contorno (boundary) del modello e le caratteristiche granulometriche dei sedimenti che costituiscono la spiaggia attiva sono state mantenute invariate rispetto a quelle delle simulazioni in configurazione attuale (cfr. paragrafo 9.7.1).
Anche in questo caso, come per la configurazione attuale, sono state condotte due simulazioni: la prima senza immissioni di sedimenti e la seconda in cui si è tenuto conto dell'apporto solido del torrente Quiliano.

Le foci dei torrenti (Letimbro e Quiliano), il cantiere navale e il terrapieno adiacente, lo scatolare posto sul fondale in corrispondenza del tracciato del pontile Tirreno Power sono stati rappresentati come descritto per le simulazioni dell'evoluzione in configurazione attuale.

Per quanto riguarda, invece, il terrapieno tra Villa Gavotti e la foce del Quiliano, è stato schematizzato l'ampliamento previsto in progetto avanzando la linea inerodibile, lato mare, in corrispondenza della sagoma prevista per la nuova scogliera radente in massi naturali.

La linea di riva iniziale inserita nel modello è la stessa riportata nelle simulazioni in assenza di interventi, opportunamente avanzata nel tratto di litorale oggetto di intervento (tra il terrapieno e la foce del torrente Quiliano), secondo quanto previsto nelle tavole di progetto.

Di seguito, in Fig. 9.10, si riporta la griglia di calcolo GENESIS in configurazione di progetto.

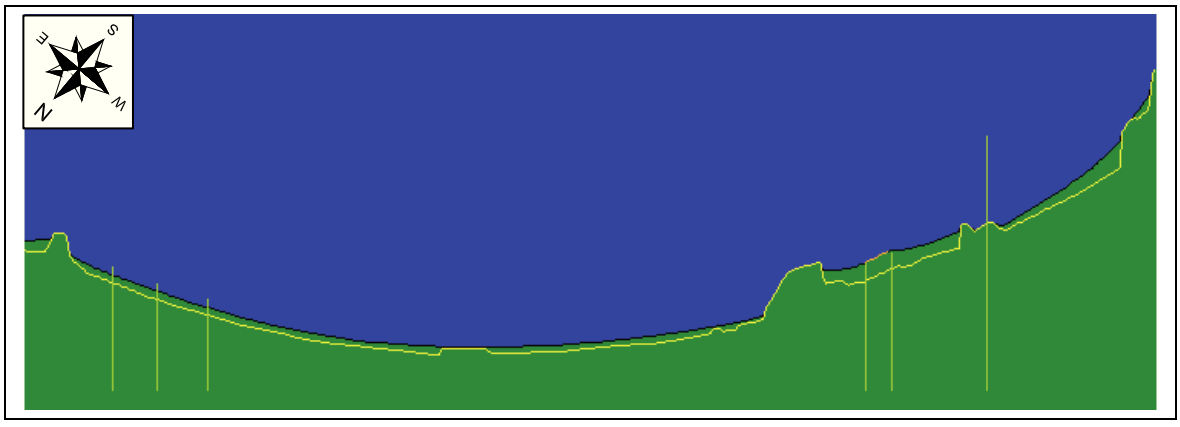


Fig. 9.10 – Griglia GENESIS in configurazione di progetto

9.8.2 Risultati evoluzione morfologica in configurazione di progetto

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle simulazioni dell'evoluzione morfologica a 5 anni in configurazione di progetto. I risultati delle simulazioni sono rappresentati graficamente nella successiva Fig. 9.11.

I risultati della simulazione condotta considerando l'immissione di sedimenti in corrispondenza del torrente Quiliano, come per le simulazioni precedenti, sono stati rappresentati solamente in termini di andamento del trasporto solido.

Per quanto riguarda l'andamento del trasporto solido longitudinale non si osservano particolari variazioni rispetto alle simulazioni in configurazione attuale (paragrafo 9.7.2). Ne consegue che gli interventi previsti in progetto non alterano in maniera sensibile la dinamica litoranea.

Il trasporto solido longitudinale a Nord di Villa Gavotti, fino al terrapieno del campo da calcio (dove si annulla), risulta diretto ancora una volta verso NE (verso Savona).
La differenza, in termini di evoluzione della linea di riva, è scarsamente rilevabile alla scala rappresentata (Fig. 9.11) e presumibilmente lo sarà anche nella realtà; nella spiaggia di Villa Gavotti è prevedibile una minima tendenza all'avanzamento della linea di riva a ridosso della radice del terrapieno (per i primi 100 m), cui corrisponde un proporzionalmente meno marcato arretramento del tratto posto immediatamente a NE (per i successivi 150 m circa). La differenza si stima dell'ordine delle decine di centimetri su base quinquennale e corrisponderebbe ad un volume inferiore ai 1000 m^3 da apportare ogni 5 anni che, nel contesto delle valutazioni del trasporto solido litoraneo, equivale sostanzialmente a zero.

Tra il terrapieno e il cantiere navale, si riscontra, anche in questo caso, un punto di divergenza del trasporto: a Nord del Quiliano il trasporto è diretto verso Savona (NE), mentre a Sud della foce è diretto verso Vado (SO).

Per quanto riguarda il contributo dell'apporto solido del torrente Quiliano, l'immissione dei sedimenti in corrispondenza della foce comporta un aumento del trasporto solido sia verso il terrapieno del campo da calcio (a NE) che verso il cantiere navale (a SO).

La spiaggia tra il nuovo terrapieno e la foce del Quiliano, la cui ampiezza verrà incrementata in seguito alla realizzazione dell'intervento di ripascimento previsto in progetto, si mantiene stabile nel medio termine (5 anni di simulazione).

L'andamento della linea di riva a Sud del Quiliano è simile a quello ottenuto con la simulazione in configurazione attuale: si osserva una tendenza al riorientamento della linea di riva tra la foce e il cantiere navale e una limitata tendenza all'arretramento della spiaggia a Sud del pontile Tirreno Power.

Si può quindi ragionevolmente affermare che l'ampliamento del terrapieno e la risagomatura della spiaggia previsti in progetto non comportano sostanziali variazioni per quanto riguarda l'evoluzione morfologica del litorale di Vado.

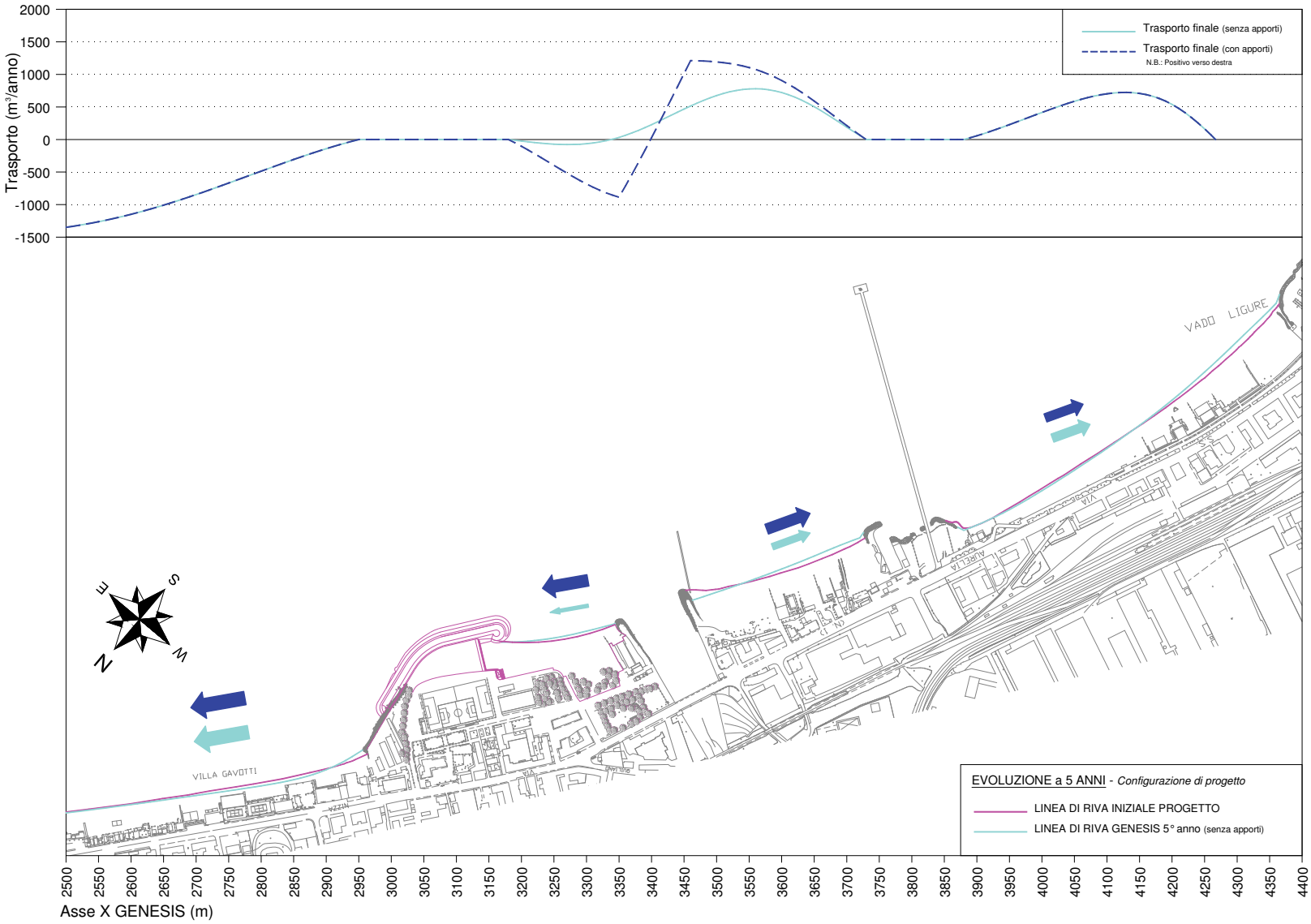


Fig. 9.11 – Configurazione di progetto - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) e evoluzione della linea di riva (in basso)

10 CONCLUSIONI

Il tema della valutazione del potenziale impatto dell'ampliamento del terrapieno di Zinola sulla dinamica litoranea e, di conseguenza, sulle spiagge adiacenti, è stato affrontato utilizzando due modelli numerici. Il primo è un modello quasi-3D, in grado di calcolare il trasporto solido e la conseguente evoluzione dei fondali sulla base delle caratteristiche locali del moto ondoso e della circolazione idrodinamica. Il secondo è un modello di evoluzione morfologica della linea di riva, del tipo a una linea, che permette di calcolare l'evoluzione della posizione della linea di riva in funzione delle caratteristiche del moto ondoso, delle opere e degli interventi, rigidi o morbidi, realizzati sul litorale. I modelli sono complementari, in quanto colgono diversi aspetti della dinamica litoranea e delle modificazioni morfologiche da essa indotte; in particolare, il modello quasi-3D può prevedere la modificazione dei fondali, ma non della linea di riva, e viceversa.

L'impostazione dello studio tiene conto delle analisi eseguite nell'ambito degli studi specialistici sviluppati a supporto della redazione del P.R.P. attualmente vigente e condotti dall'Università di Padova con il contributo degli scriventi. Per poter ottenere un valore comparativo, nonché per far sì che tale comparazione potesse avvenire su criteri oggettivi e fosse ripetibile, si è scelto di utilizzare gli stessi dati meteomarini.
La modellazione con il modello a una linea utilizza sostanzialmente i medesimi dati e impostazioni degli studi a supporto del P.R.P., mentre la modellazione quasi-3D non era stata prevista negli studi a supporto del P.R.P. ed è stata introdotta in quanto si ritiene che consenta di descrivere in maniera più corretta ed appropriata la dinamica del trasporto solido attorno al terrapieno.

Va sottolineato che, nonostante gli approcci diversi, le conclusioni alle quali si è pervenuti con i due tipi di modellazione sono sostanzialmente coincidenti e consentono di affermare come, in conseguenza dell'ampliamento del terrapieno, non si verifichino sostanziali impatti sulla dinamica litoranea e sulla morfologia delle spiagge adiacenti.

Entrando nel dettaglio, la modellazione matematica quasi-3D a fondo mobile (Fig. 10.1), utilizzata a scopo previsionale sulla base di un anno medio costruito attraverso una serie di onde morfologicamente equivalenti, ha evidenziato come, a SW della foce del torrente Quiliano, l'ampliamento del terrapieno non determini alcuna variazione nella dinamica e nell'evoluzione morfologica. A NE del terrapieno si osservano variazioni minime, che si è cercato di quantificare attraverso la modellazione con il modello a una linea.

Va evidenziato che la modellazione è stata utilizzata anche per ottimizzare la conformazione del terrapieno, cercando di modificarla in maniera da evitare il distacco della corrente litoranea, sia diretta da NE verso SW che viceversa; in quest'ultimo caso si è intervenuti anche con un ripascimento, in grado di avanzare la linea di riva tra l'estremità della scogliera radente del terrapieno e il pennello in sinistra della foce del Quiliano. Tale conformazione scongiura l'impatto a breve termine che si sarebbe determinato qualora il trasporto solido litoraneo avesse dovuto colmare la rientranza presente tra scogliera e pennello in assenza di ripascimento; permette inoltre, in caso di forte alimentazione di sedimenti da parte del Quiliano (in caso di piene), che gli stessi sedimenti siano immediatamente disponibili per il trasporto solido litoraneo che si sviluppa lungo la scogliera radente.

La modellazione a una linea (Fig. 10.2) ha confermato quanto emerso con la modellazione quasi-3D, dimostrando come l'ampliamento del terrapieno modifichi in maniera irrilevante la dinamica litoranea e la conseguente evoluzione della linea di riva nelle spiagge adiacenti, nonché come l'avanzamento della linea di riva localmente determinato dal ripascimento tra la foce del Quiliano e il terrapieno sia sostanzialmente stabile in relazione al trasporto longitudinale (parallelo alla linea di riva).

La sommaria quantificazione del potenziale deficit prodotto sulla spiaggia di Villa Gavotti porta ad una stima di volumi di apporto trascurabili, dell'ordine dei 1000 m^3 ogni 5 anni; tale volume serve a compensare gli arretramenti (inferiori al metro sui 5 anni) e non tiene conto del fatto che comunque, a ridosso della radice del terrapieno, è invece atteso un avanzamento (modesto pure questo).
La quantificazione del deficit è comparativa; prescinde quindi dalle attuali necessità manutentive della spiaggia, che con ogni probabilità permarranno anche in futuro, almeno fino alla realizzazione delle opere previste dal P.R.P..

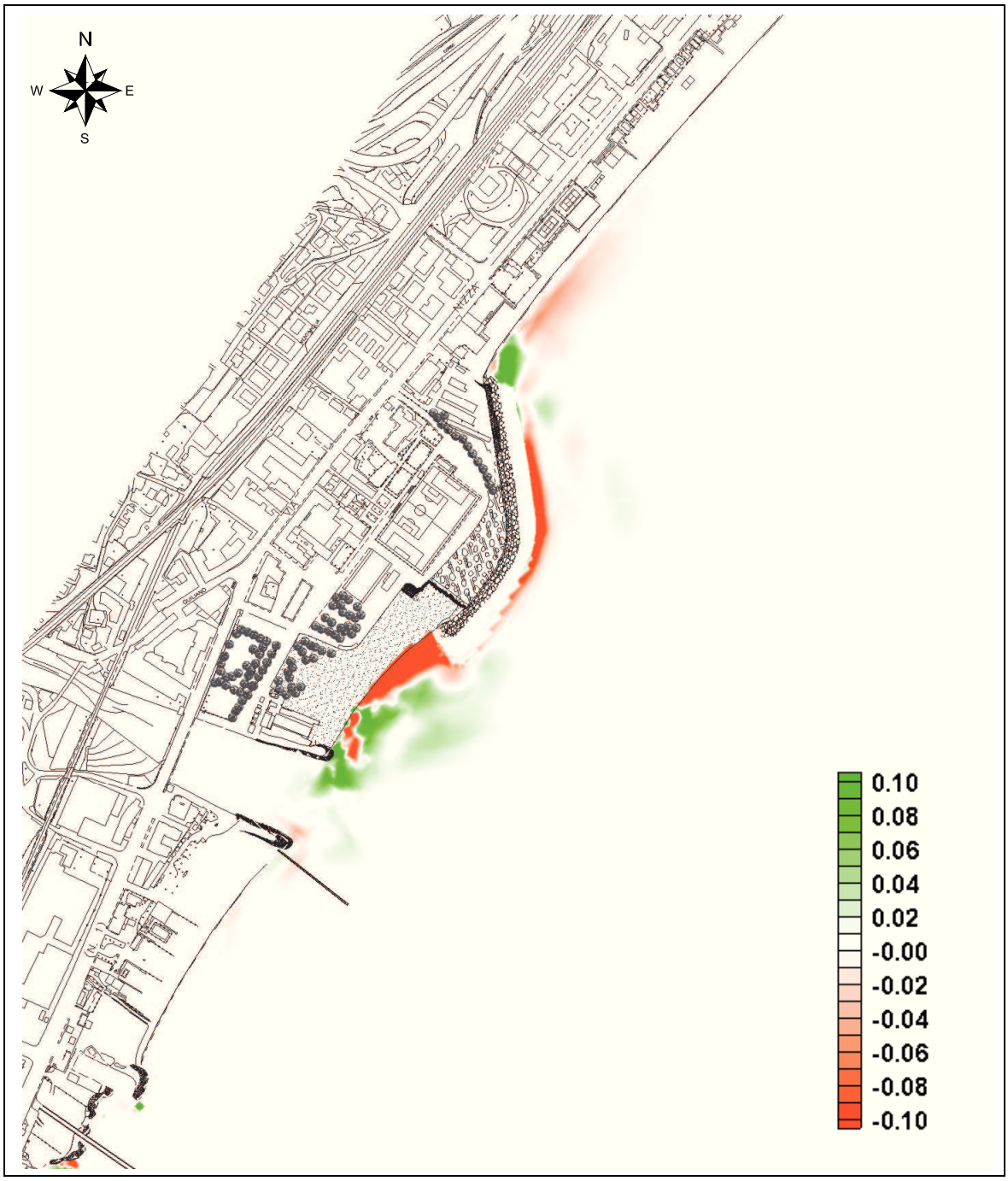


Fig. 10.1 – Confronto tra le prevedibili variazioni del fondale in configurazione di progetto e quelle in configurazione attuale (in verde tendenza alla deposizione, in rosso all'erosione)

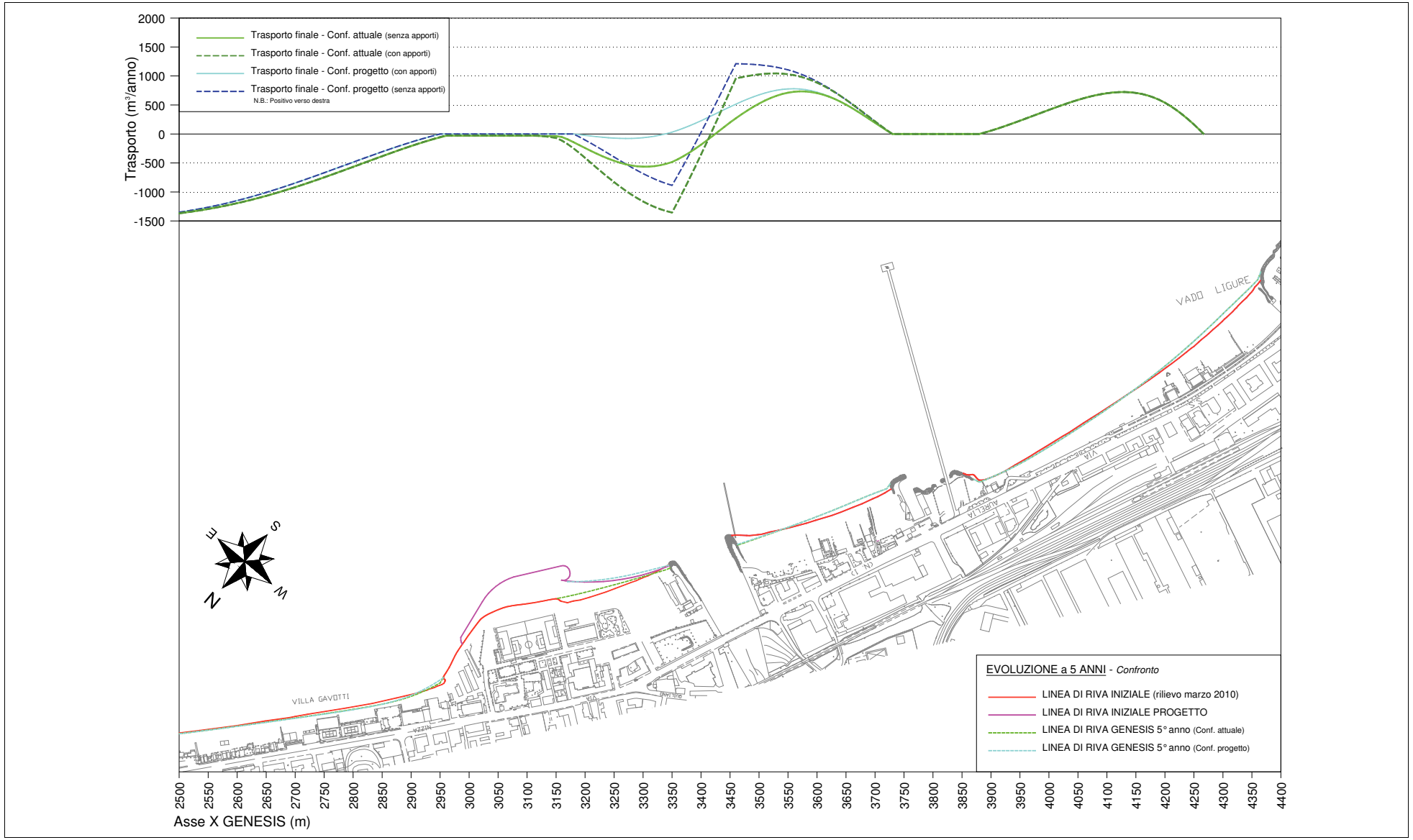


Fig. 10.2 – Confronto configurazione attuale e di progetto - Andamento trasporto solido longitudinale (in alto) e evoluzione della linea di riva (in basso)

ALLEGATO A

DESCRIZIONE CODICI DI CALCOLO

INDICE

1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO CMS-WAVE 3

1.1 EQUAZIONE DI CONSERVAZIONE DELL'AZIONE CON DIFFRAZIONE 3

Interazione onda-correnti 4

Diffrazione dell'onda 4

Riflessione dell'onda 4

Frangimento dell'onda 5

Trasferimento di energia dal vento 5

Dissipazione di energia dovuta al whitecapping 6

Dissipazione per attrito al fondo 6

2 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO CMS-FLOW 8

2.1 PROBLEMA IDRODINAMICO - EQUAZIONI DEL MOTO 8

Sforzi al fondo 9

Sforzi sulla superficie libera 9

Sforzi dovuti alle onde 10

Coefficiente di diffusione 10

2.2 PROBLEMA DEL TRASPORTO SOLIDO - EQUAZIONI DEL TRASPORTO E DI CONTINUITÀ DEI SEDIMENTI 10

Coefficienti di attrito e di scabrezza del fondo 11

Trasporto al fondo 11

Trasporto in sospensione 12

Evoluzione morfologica del fondale 12

3 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO GENESIS 13

3.1 ANDAMENTO DEL TRASPORTO SOLIDO LONGITUDINALE E VALUTAZIONE DEL BYPASS 16

3.2 PROFILO TRASVERSALE DEL LITORALE 17

3.3 PROFONDITÀ DI CHIUSURA E ALTEZZA DI SWASH 17

3.4 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'ONDA AL FRANGIMENTO 18

3.5 SCHEMATIZZAZIONE DELLE BARRIERE FRANGIFLUTTI 19

3.5.1 D'Angremond e al. (1996) 20

3.5.2 Seabrook e Hall (1998) 20
3.5.3 Ahrens (2001) 21

4 BIBLIOGRAFIA 23

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 3.1 – Schematizzazione del litorale 13
Fig. 3.2 – Notazione utilizzata 19

1 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 ridistribuzione dell'energia sullo spettro, il whitecapping e le interazioni non lineari tra onde.

1.1 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):

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x}+\frac{\partial(C_y N)}{\partial y}+\frac{\partial(C_\theta N)}{\partial x}=\frac{\kappa}{2\sigma}\left[\left(CC_g\cos^2\theta N_y\right)_y-\frac{CC_g}{2}\cos^2\theta N_{yy}\right]-\varepsilon_b N-S$$

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).

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:

$$C_x = C_g \cos\theta + U$$

$$C_y = C_g \sin\theta + V$$

$$C_\theta = \frac{\sigma}{\sinh 2kh}\left(\sinh\theta\frac{\partial h}{\partial x} - \cosh\theta\frac{\partial h}{\partial y}\right) + \cos\theta\sin\theta\frac{\partial U}{\partial x} - \cos^2\theta\frac{\partial U}{\partial x} + \sin^2\theta\frac{\partial V}{\partial x} - \sin\theta\cos\theta\frac{\partial V}{\partial x}$$

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):

$$\sigma = \omega - \vec{k}\cdot\vec{Q} \qquad \text{e} \qquad \sigma^2 = g\,k\,\tanh(kh)$$

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.

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.

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).

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.

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).

$$S_{in} = \frac{a_1 \sigma}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) E^*_{PM}(\sigma\sigma) \Phi(\theta + \frac{a_2 \sigma^2}{g} F_1(\vec{W} - \vec{C}_g) F_2\left(\frac{C_g}{W}\right) F_3\left(\frac{C_g}{W}\right) N$$

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 σ0=g/W costante di Phillips;

$$\Phi(\theta) = 8/3\pi\ \cos^{4}(\theta-\theta_{wind}) \qquad per\ \ |\theta-\theta_{wind}| \le \pi/2$$

è lo spreading direzionale normalizzato;

$$F_1(\vec{W}-\vec{C}_g) = \begin{cases} W\cos(\theta_{wind}-\theta)-C_g \\ 0 \end{cases} \qquad F_2(\frac{C_g}{W}) = \begin{cases} (\frac{C_g}{W})^{1.15} \\ 1 \end{cases} \qquad F_3(\frac{C_g}{W}) = \begin{cases} \log_{10}[(\frac{C_g}{W})^{-1}] & \text{se } C_g < W \\ 0 & \text{se } C_g \ge W \end{cases}$$

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 F3 dell'"invecchiamento" dell'onda.

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:

$$S_{ds} = -c_{ds}(a_e k)^{1.5}\sigma^{2}/g\ C_g(\sigma\sigma,\theta)\ {}_4(\vec{W},\vec{Q},\vec{C}_g)\ F_5(kh)\ N$$

dove

$$F_4(\vec{W},\vec{Q},\vec{C}_g) = \frac{v+W}{\left|\vec{W}+\vec{Q}+\vec{C}_g\right|} \qquad \text{e} \qquad F_5(kh) = \frac{1}{\tanh(kh)}$$

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.

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):

$$S_{ds} = -c_f \frac{\sigma^2}{g}\frac{\langle u_b\rangle}{\sinh^2(kh)}N$$

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 (Hasselmann 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.

2 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 sovralzo 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 sottocosta (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.

2.1 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:

$$\frac{\partial(h-\eta)}{\partial t}+\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}=0 \qquad \text{(FL1)}$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t}+\frac{\partial u q_x}{\partial x}+\frac{\partial v q_x}{\partial y}+\frac{1}{2}g\frac{\partial(h+\eta)^2}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}D_x\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}D_y\frac{\partial q_x}{\partial y}+fq_x-\tau_{bx}+\tau_{wx}+\tau_{Sx} \qquad \text{(FL2)}$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t}+\frac{\partial u q_y}{\partial x}+\frac{\partial v q_y}{\partial y}+\frac{1}{2}g\frac{\partial (h+\eta)^2}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}D_x\frac{\partial q_y}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}D_y\frac{\partial q_y}{\partial y}+fq_y-\tau_{by}+\tau_{wy}+\tau_{Sy} \qquad \text{(FL3)}$$

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

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 sequente espressione approssimata, mediata sul tempo, (Nishimura 1988):

$$\tau_{bx}=C_b\left\{\left(U_{wc}+\frac{\omega_b^2}{U_{wc}}\cos^2\alpha\right)u+\left(\frac{\omega_b^2}{U_{wc}}\cos\alpha\sin\alpha\right)v\right\} \qquad \text{(FL4)}$$

$$\tau_{by}=C_b\left\{\left(\frac{\omega_b^2}{U_{wc}}\cos\alpha\sin\alpha\right)u+\left(U_{wc}+\frac{\omega_b^2}{U_{wc}}\sin^2\alpha\right)v\right\} \qquad \text{(FL5)}$$

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:

$$U_{wc}=\frac{1}{2}\left\{\sqrt{\left|u^2+v^2+\omega_b^2+2(u\cos\alpha+v\sin\alpha)\omega_b\right|}+\sqrt{\left|u^2+v^2+\omega_b^2+2(u\cos\alpha+v\sin\alpha)\omega_b\right|}\right\}$$

$$\omega_b=\frac{\sigma H}{\pi\sinh\left[k(h+\eta)\right]}$$

dove σ è la frequenza, H è l'altezza d'onda e k è il numero d'onda.

Sforzi sulla superficie libera

Gli sforzi sulla superficie libera del mare dovuti al vento sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\tau_{bx}=C_d\frac{\rho_a}{\rho_w}W^2\sin(\theta) \qquad \text{e} \qquad \tau_{by}=C_d\frac{\rho_a}{\rho_w}W^2\cos(\theta) \qquad \text{(FL6)}$$

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.

Sforzi dovuti alle onde

Gli sforzi dovuti alle onde sono calcolati a partire dai gradienti dei radiation stress:

$$\tau_{Sx} = -\frac{1}{\rho_w}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right) \qquad \text{e} \qquad \tau_{Sy} = -\frac{1}{\rho_w}\left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right) \qquad \text{(FL7)}$$

dove Sxx, Sxy e Syy sono i radiation stress indotti dal moto ondoso e forniti in input dal modello di propagazione del moto ondoso (CMS-Wave).

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):

$$D_0 = \frac{1}{2}\left[1.156\, g\,(h+\eta)\frac{|U|}{C^2}\right] \qquad \text{(FL8)}$$

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):

$$D_w = \varepsilon_L \qquad \text{con} \qquad \varepsilon_L = \Lambda u_m H \qquad \text{e} \qquad u_m = \frac{gHT}{\left[2\lambda \cosh\left(\frac{2\pi(h+\eta)}{\lambda}\right)\right]} \qquad \text{(FL9)}$$

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.

2.2 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.

Coefficienti di attrito e di scabrezza del fondo

Il coefficiente di scabrezza k_s, assunto costante nel modello, è costituito da tre termini:

$$k_s = k_{sd} + k_{sf} + k_{ss} \qquad \text{(FL10)}$$

Il termine k_{sd} è la scabrezza legata alla dimensione (d_{50}) del materiale: $k_{sd} = 2.5 d_{50}$.

Il termine k_{sf} è la scabrezza legata al trascinamento del materiale, funzione delle caratteristiche dei ripple (Soulsby 1997): $k_{sf} = 7.5 H_r^2 / L_r$ 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): $k_{ss} = 5 d_{50} \theta_i$ dove θ_i indica genericamente il parametro di Shields, per correnti θ_c e per onde θ_w :

$$\theta_c = \frac{\tau_c}{\rho (s-1) g d_{50}} \qquad \text{e} \qquad \theta_w = \frac{\tau_c}{\rho (s-1) g d_{50}} \qquad \text{(FL11)}$$

dove s è il rapporto tra le densità dei materiali (ρ_s/ρ_w). Le espressioni FL11 dipende essenzialmente dalle tensioni tangenziali al fondo dovute alla corrente τ_c e al moto ondoso τ_{wc} :

$$\tau_c = \frac{1}{2} \rho_w f_c U_c^2 \qquad \text{e} \qquad \tau_{wc} = 0.5 \tau_w = 0.5 \cdot \frac{1}{2} \rho_w f_w U_w^2 \qquad \text{(FL12)}$$

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.

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):

$$\frac{q_{bw}}{\sqrt{(s-1) g d_{50}^3}} = a_w \sqrt{\theta_{net}} \theta_{cw,m} \exp\left(-b \frac{\theta_{cr}}{\theta_{cw}} \right)$$
$$\frac{q_{bm}}{\sqrt{(s-1) g d_{50}^3}} = a_n \sqrt{\theta_{cn}} \theta_{cw,m} \exp\left(-b \frac{\theta_{cr}}{\theta_{cw}} \right) \qquad \text{(FL13)}$$

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_{cw} sono i parametri di Shields massimo e medio in presenza di onde e correnti, e $\theta_{cw,m}$ e θ_{cw} 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_{cw} ,$\theta_{cw,m}$ e θ_{cw} 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.

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):

$$q_s = U_c c_r \frac{\varepsilon}{w_s}\left(1-\exp\left(\frac{w_f d}{\varepsilon}\right)\right) \qquad \text{(FL13)}$$

dove:

w_s è la velocità di caduta dei sedimenti;

c_r è la concentrazione di riferimento $c_r = 3.5\cdot 10^{-3}\exp(-0.3 d_*)\theta_{cw,m}\exp(-b\theta_{cr}/\theta_{cw})$ 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:

$$D_e = k_c^3 D_{ec} + k_w^3 D_{ew} + k_b^3 D_{eb} \quad \text{con} \quad \begin{matrix} D_{ec} = \tau_c u_{c*} = \sqrt{\tau_c/\rho_w} \\ D_{ew} = \tau_w u_{w*} = \sqrt{\tau_w/\rho_w} \end{matrix} \quad \text{e} \quad \begin{matrix} k_c = 1/6\sigma_c\kappa \\ k_w = 1/6\sigma_w\kappa \end{matrix}$$

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.

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 (mediate nel tempo). Con questo tipo di approccio, nel modello sono impostati un intervallo temporale dt_{sed}, per il calcolo delle portate istananee $q_{tot,x}$ 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):

$$\begin{aligned} \underline{q}^*_{tot,x} &= \underline{q}_{tot,x} + D_s\left|\underline{q}_{tot}\right|\frac{\partial h}{\partial x} \\ \underline{q}^*_{tot,y} &= \underline{q}_{tot,x} + D_s\left|\underline{q}_{tot}\right|\frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \qquad \text{(FL14)}$$

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} :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{1}{1-p}\right)\left(\frac{\partial \underline{q}^*_{tot,x}}{\partial x} + \frac{\partial \underline{q}^*_{tot,y}}{\partial y}\right) \qquad \text{(FL15)}$$

3 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 (Fig. 3.1).

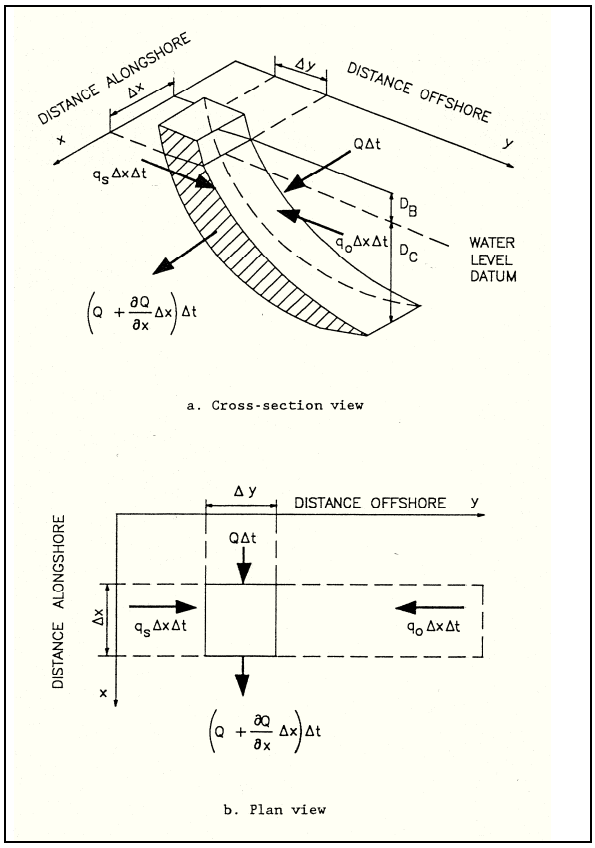


Fig. 3.1 – Schematizzazione del litorale

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, con riferimento al significato dei simboli indicato in Fig. 3.1, può essere scritta nella forma seguente:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(D_B + D_C)}\left(\frac{\partial Q}{\partial x} - q\right) = 0 \qquad (1)$$

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).
La formula empirica impiegata per il calcolo del trasporto solido longitudinale è la seguente:

$$Q = \left(H_b^2 c_{gb}\right)\left[a_1 \,\mathrm{sen}(2\theta_{bs}) - a_2 \cos(\theta_{bs})\frac{\partial H_b}{\partial x}\right] \qquad (2)$$

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:

$$a_1 = \frac{K_1}{16\,(s-1)(1-n)(1.416)^{2.5}} \qquad (3.1)$$

$$a_2 = \frac{K_2}{8\,(s-1)(1-n)(\tan\beta)(1.416)^{2.5}} \qquad (3.2)$$

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:

$$\tan\beta = \left(\frac{A^3}{D_{LT0}} \right) \qquad (4)$$

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):

$$D_{LT0} = (2.3 - 10.9\, H_S)\frac{H_S}{L_0} \qquad (5)$$

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.

3.1 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:

$$D_{LT} = \frac{1.27}{\gamma}(H_S)_b \approx 1.6(H_S)_b \qquad (6)$$

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:

$$F_{BYP} = 1 - \frac{D_G}{D_{LT}} \qquad \text{se } D_G \leq D_{LT} \qquad (7.1)$$

$$F_{BYP} = 0 \qquad \text{se } D_G \geq D_{LT} \qquad (7.2)$$

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.

3.2 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:

$$d = A\, y^{2/3} \qquad (8)$$

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:

$A = 0.2665(d_{50})^{0.614}$ se $d_{50} \le 0.26$ mm (9.1)

$A = 0.2275(d_{50})^{0.496}$ se $0.26 < d_{50} \le 0.47$ mm (9.2)

$A = 0.2143(d_{50})^{0.4161}$ se $0.47 < d_{50} \le 0.70$ mm (9.3)

$A = 0.2101(d_{50})^{0.361}$ se $0.70 < d_{50} \le 1.00$ mm (9.4)

$A = 0.21(d_{50})^{0.48}$ se $1.00 < d_{50} \le 1.77$ mm (9.5)

$A = 0.23(d_{50})^{0.32}$ se $1.77 < d_{50} < 10.0$ mm (9.6)

$A = 0.263(d_{50})^{0.261}$ se $10.0 \le d_{50} < 40.0$ mm (9.7)

$A = 0.46(d_{50})^{0.11}$ se $d_{50} \ge 40.0$ mm. (9.8)

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, 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.

3.4 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 relazioni:

$$(H_S)_b = K_R \, K_S \, H_{S0} \qquad (10)$$

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:

$$K_R = \left(\frac{\cos\theta_0}{\cos\theta_b} \right)^{\frac{1}{2}} \qquad (11)$$

$$K_S = \left(\frac{c_{g0}}{c_{gb}} \right)^{\frac{1}{2}} \qquad (12)$$

$$\theta_b = \operatorname{arcsen}\left(\frac{L_b \operatorname{sen}\theta_0}{L_0} \right) \qquad (13)$$

dove θ_0 è l'angolo di incidenza dell'onda al largo (rispetto ad una batimetrica 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.

3.5 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 $K_t = H_t/H_0$ (Ht: altezza dell'onda trasmessa, H_0: altezza d'onda significativa incidente) in funzione della sommergenza 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). In Fig. 3.2 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.

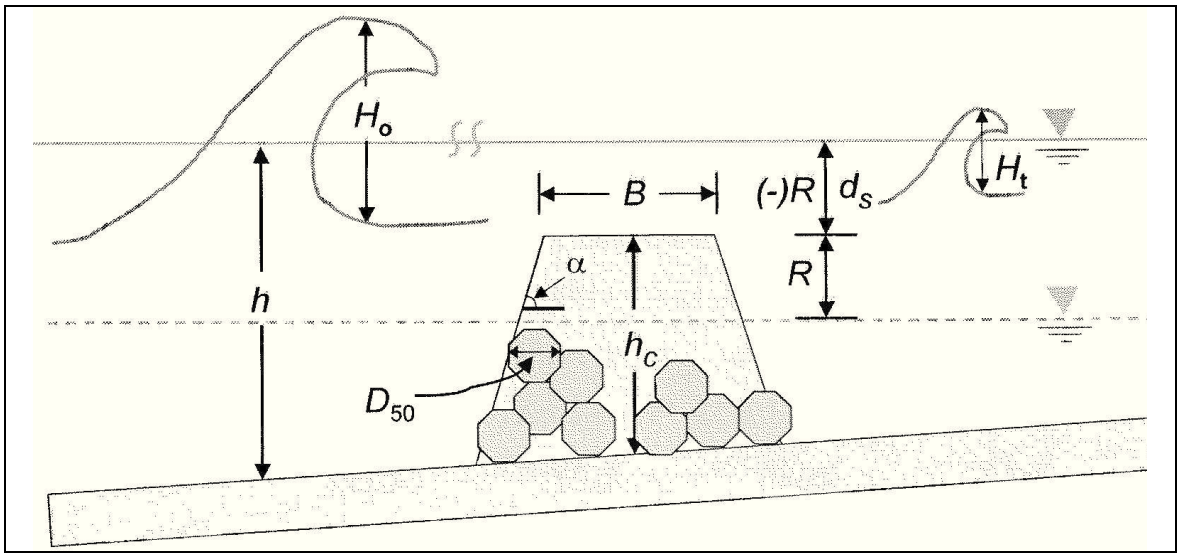


Fig. 3.2 – Notazione utilizzata

3.5.1 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:

$$K_t = -0.4\frac{R}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.31}\left(1-e^{-0.5\xi}\right)0.64\text{ , valida per strutture permeabili;} \qquad (14.1)$$

e

$$K_t = -0.4\frac{R}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.31}\left(1-e^{-0.5\xi}\right)0.80\text{ , valida per strutture impermeabili;} \qquad (14.2)$$

dove:
$\xi = \tan\alpha / \sqrt{H_s / L_0}$ è il parametro di Iribarren e tanα rappresenta la pendenza della struttura lato mare.

Le equazioni proposte forniscono un valore del coefficiente di trasmissione variabile tra 0.075 e 0.8.

3.5.2 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 sommergenza 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:

$$K_t = 1 - \left[e^{-065\left(\frac{d_s}{H_s}\right)-1.09\left(\frac{H_s}{B}\right)} + 0.047\left(\frac{Bd_s}{LD_{50}}\right) - 0.067\left(\frac{d_s H_s}{BD_{50}}\right)\right], \qquad (15)$$

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:

$$0 \le \frac{Bd_s}{LD_{50}} \le 7.08 \qquad \text{e} \qquad 0 \le \frac{d_s H_s}{BD_{50}} \le 2.14\,.$$

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).

3.5.3 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:

$$K_t = \sqrt{(K_t)_{over}^2 + (K_t)_{thru}^2}\ , \qquad (16)$$

dove $(K_t)_{over}$ rappresenta il coefficiente di trasmissione associato alla tracimazione al di sopra del coronamento della struttura e $(K_t)_{thru}$, 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:

$$(K_t)_{thru} = 1.0/(1.0 + f_{thru})\,. \qquad (17)$$

Il coefficiente f_{thru} viene calcolato utilizzando la seguente equazione:

$$f_{thru} = \left(\frac{H_s}{D_{50}}\right)^{0.982} \cdot \exp\left[0.433 + 2.35 \cdot \left(\frac{A_t}{L_0 \cdot h_c}\right)\right], \qquad (18)$$

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 $(K_t)_{over}$ è la seguente:

$$(K_t)_{over} = 1.0/(1.0 + f_{over}) . \qquad (19)$$

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:

$$f_{over} = \exp\left[0.465 + 12.7\frac{R}{\sqrt{(H_s \cdot L_0)}} - \frac{17.4}{\left(\frac{A_t}{h_c \cdot D_{50}}\right)} + \frac{0.00118}{\left(\frac{H_s}{L_0}\right)}\right]. \qquad (20)$$

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/Hs < 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:

$$f_{over} = \exp\left[-0.646 + 0.631 \cdot \frac{R}{H_s} + 0.00137 \cdot \frac{A_t}{D_{50}^2}\right]. \qquad (21)$$

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.

4 BIBLIOGRAFIA

Ahrens, J. P., 1987. "*Characteristics of reef breakwaters*". Tech. Rep. CERC-87-17, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Ahrens, C., 2001. "*Wave transmission over and through rubble-mound breakwaters*". Contract Report submitted to U.S. Army Engineer Research and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS.

Allsop, N. H. W., 1983. "*Low-crest breakwaters, studies in random waves*". Proc. Of Coastal Structures '83, ASCE, New York, N.Y...

Battjes, J. A. 1972. *Set-up due to irregular waves*. Proceedings 13th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1993-2004.

Battjes, J. A., 1975. "*Modeling of turbulence in the surf zone*" Proceedings Symposium on Modeling Techniques, ASCE, 1,050-1,061.

Battjes, J.A. and J.P.F.M. Janssen, 1978: *Energy loss and set-up due to breaking of random waves*, Proc. 16th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE, 569-587.

Battjes, J.A. and M.J.F. Stive, 1985: Calibration *and verification of a dissipation model for random breaking waves*, J. Geophys. Res., 90, No. C5, 9159-9167.

Beji, S. and J.A. Battjes 1993: *Experimental investigation of wave propagation over a bar*, Coastal Engineering, 19, 151-162.

Berkhoff, J. C. W. (1976). *Mathematical Models for Simple Harmonic Linear Water Waves Wave Refraction and Diffraction*, Publ. 163, Delft Hydraulics Laboratory.

Berkhoff, J. C. W. (1972). *Computation of Combined Refraction – Diffraction*, Proc. 13th International Coastal Engineering Conference, 741-790.

Bouws, E., and G. J. Komen. 1983. *On the balance between growth and dissipation in extreme, depth limited wind-sea in the southern North Sea*. Journal of Physical Oceanography 13:1,653-1,658.

Bradford, S. F., 2000. "*Numerical simulation of surf zone dynamics*". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 126(1), 1–13.

Bruun, P., 1954. "*Coast Erosion and the Development of Beach Profiles*". Technical Memorandum No. 44, Beach Erosion Board, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Camenen, B., and Larson, M., 2005. "*A bedload sediment transport formula for the nearshore*" Estuarine, Coastal and Shelf Science 63, 249-260. Camenen, B., and Larson, M. (2006). "A suspended load sediment transport formula for the nearshore," Journal of Coastal Research (in review).

Camenen, B., and Larson, M., 2006. "*A suspended load sediment transport formula for the nearshore*" Journal of Coastal Research (in review).

Cavaleri, L. and P. Malanotte-Rizzoli, 1981: *Wind wave prediction in shallow water: Theory and applications.* J. Geophys. Res., 86, No. C11, 10,961-10,973.

Chawla A., and J. T. Kirby, 2002. *Monochromatic and random wave breaking at blocking points*. Journal of Geophysical Research 107(C7), 10.1029/2001JC001042.

Chen, H. S. (1986). *Effects of Bottom Friction & Boundary Absorption on Water Wave Scattering*, Applied Ocean Research, 8, 99-104.

Chen, H. S., 1990. *Infinite Elements for Water Wave Radiation and Scattering*. International J. Numerical Methods in Fluids, 11, 555-569.

Chen, H. S. and J. R. Houston, 1987. *Calculation of Water Level Oscillations in Harbors*, Instructional Rept. CERC-87-2, Waterways Expt. Stn., Vicksburg, Mississippi.

Collins, J.I., 1972: *Prediction of shallow water spectra*, J. Geophys. Res., 77, No. 15, 2693-2707.

d'Angremond, K., van der Meer, J., and De Jong, R., 1996. "*Wave transmission at low-crested structures*". Proceedings 25th Coastal Engineering Conference, ASCE, 2,418-2,427.

Daemen, I. F. R., 1991. "*Wave transmission at low crested structures*". M.S. thesis, Delft Univ. of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft Hydraulics Rep. H 462.

Dally, W. R., 1980. "*A Numerical Model for Beach Profile Evolution*" unpublished M.S. Thesis, University of Delaware, Newark, DE.

Dally, W. R., R. G. Dean & R. A. Dalrymple, 1985. *Wave Height Variation across beaches of arbitrary profile*, J. Geophys. Research, 90, 1917-11927.

Dalrymple, R. A., Kirby, J. T., and Hwang, P. A., 1984. *Wave Diffraction due to areas of high energy dissipation*, J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., 110, 67-79.

Davis, J. E., 1992. "*STWAVE theory and program documentation, Coastal Modeling System User's Manual*", Instruction Report CERC-91-1, Supplement 1, M. A. Cialone, ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Dean, R. G., 1977. "*Equilibrium Beach Profiles: US Atlantic and Gulf Coasts*". Ocean Engineering Report No. 12, Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark, DE.

Dean, R. G., and Sharma, J. N., 1981. "*Simulation of wave systems due to nonlinear directional spectra*". Proceedings, International Symposium on Hydrodynamics in Ocean Engineering, Trondheim, Norway, 1211–1222.

Dean, R. G., 1984. "*Applications of Equilibriiom Beach Profile Concepts*". Coastal Engineering Abstracts . American Society of Civil Engineers, pp 140-141.

Dean, R. G., and R. A. Dalrymple. 1984. Water *wave mechanics for engineers and scientists*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, Inc.

Demirbilek, Z., 1994. *Comparison Between REFDIFS and CERC Shoal Laboratory Study*, Unpublished Report, Waterways Exp. Station, Vicksburg, MS, p 53.

Demirbilek, Z., Briggs, M. and Green, D., 1996b. *Wave-current Interaction at Inlets*, Proc. 25th Intl. Coastal Engr., Conf., 1219-1232.

Demirbilek, Z., and Panchang, V. (1998). ."*CGWAVE: A coastal surface water wave model of the mild slope equation*". Technical Report CHL–98–26, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Demirbilek, Z., L. Lin, and A. Zundel, 2007. *WABED model in the SMS: Part 2.Graphical interface*. Coastal and Hydraulics Laboratory Engineering Technical Note ERDC/CHL CHETN-I-74. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Research and Development Center.

De Girolamo, P., J. K. Kostense & M. W. Dingemans, 1988. *Inclusion of Wave Breaking in a Mild-Slope Model, Computer Modeling in Ocean Engineering* (eds. Schrefler and Zienkiewicz), Balkema, Rotterdam, 221-229.

Dingemans, M.W., 1997: *Water wave propagation over uneven bottoms. Part 1 -linear wave propagation*, Advanced Series on Ocean Engineering, 13, World Scientific, 471 p..

Ebersole, B. A., 1987. "*Measurements and Prediction of Wave Height Decay in the Surf Zone*". Proceedings of Coastal Hydrodynamics . American Society of Civil Engineers, pp 1-16.

Eldeberky, Y. and J.A. Battjes, 1995: *Parameterization of triad interactions in wave energy models*, Proc. Coastal Dynamics Conf. '95, Gdansk, Poland, 140-148.

Eldeberky, Y. and J.A. Battjes, 1996: *Spectral modelling of wave breaking: Application to Boussinesq equations*, J. Geophys. Res., 101, No. C1, 1253-1264.

Falconer, R. A., 1980. "*Modelling of planform influence on circulation in harbors*," Proceedings 17th Coastal Engineering Conference, ASCE, 2,726-2,744.

Galvin, C. J., 1969. "*Breaker Travel and Choice of Design Wave Height*". Journal of Waterways and Harbors Division . American Society of Civil Engineers, Vol 95, No. 2, pp 175-200.

Goda, Y, H. Takeda and Y. Moriya, 1967: Laboratory investigation of wave transmission over breakwaters, Rep. port and Harbour Res. Inst., 13 (from Seelig, 1979).

Hallermeier, R. J., 1983. "*Sand Transport Limits in Coastal Structure Design*". Proceedings of Coastal Structures '83 . American Society of Civil Engineers, pp 703-716.

Hardy, T. A., 1993. The *attenuation of spectral transformation of wind waves on a coral reef*. Queendsland, Australia: James Cook University of North Queensland, Townsville, 336 p.

Hasselmann, K., T.P. Barnett, E. Bouws, H. Carlson, D.E. Cartwright, K. Enke, J.A. Ewing, H. Gienapp, D.E. Hasselmann, P. Kruseman, A. Meerburg, P. Müller, D.J. Olbers, K. Richter, W. Sell and H. Walden, 1973: *Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)*, Dtsch. Hydrogr. Z. Suppl., 12, A8.

Hasselmann, S., K. Hasselmann, J.H. Allender and T.P. Barnett, 1985: *Computations and parameterizations of the nonlinear energy transfer in a gravity wave spectrum. Part II: Parameterizations of the nonlinear transfer for application in wave models*, J. Phys. Oceanogr., 15, 11, 1378-1391

Holthuijsen, L.H., Booij, N. and T.H.C. Herbers, 1989: *A prediction model for stationary, short-crested waves in shallow water with ambient currents*, Coastal Engineering, 13, 23-54.

Janssen, P.A.E.M., 1991a: *Quasi-linear theory of wind-wave generation applied to wave forecasting*, J. Phys. Oceanogr., 21, 1631-1642.

Kennedy, A. B., Chen, Q., Kirby, J. T., and Dalrymple, R. A., 2000. "*Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup, I: 1D*". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering 126(1), 37–39.

Kirby, J. T. & R. A. Dalrymple, 1986. *An Approximate Model for Nonlinear Dispersion in Monochromatic Wave Propagation Models*, Coastal Engineering, 9, 545-561.

Komen, G.J., Cavaleri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S. and P.A.E.M. Janssen, 1994: *Dynamics and Modelling of Ocean Waves*, Cambridge University Press, 532 p..

Kraus, N. C., and Larson, M. (1991). "*NMLONG: Numerical model for simulating the longshore current: Report 1: Model development and tests*" Dredging Research Report DRP-91-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Kriebel, D. L., 1982. "*Beach and Dune Response to Hurricanes*". unpublished M.S. Thesis, University of Delaware, Newark, DE.

Larson, M., and Kraus, N. C., 1992. "*Analysis of Cross-Shore Movement of Natural Longshore Bars and Material Placed to Create Longshore Bars*". Technical Report DRP-92-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

Li, B., 1994. *A Generalized Conjugate Gradient Model for the Mild Slope Equation*, Coastal Engineering, 23, 215-225.

Lin, P., and Liu, P. L. –F., 1998. "*A numerical study of breaking waves in the surf zone*". Journal of Fluid Mechanics 359, 239.264.

Lin, L., H. Mase, F. Yamada, and Z. Demirbilek, 2006. *Wave-action balance equation diffraction (WABED) model: Tests of wave diffraction and reflection at inlets*. Coastal and Hydraulics Engineering Technical Note ERDC/CHL CHETN-III-73. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Research and Development Center.

Lin, L., R.-Q. Lin, and J. P.-Y. Maa, 2006a. *Numerical simulation of wind wave field*. 9th International Workshop on Wave Hindcasting and Prediction. Victoria, British Columbia, Canada, 24-29 September.

Liu, P. L.-F. and Tsay, T. K., 1984. *Refraction-Diffraction Model for Weakly Nonlinear Water Waves*, J. Fluid Mech., 141, 265-274.

Liu, P. L.-F. and Tsay, T.-K., 1985. *Numerical Prediction of Wave Transformation*. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., 111, 843-855.

Lowe, R. J., J. L. Falter, M. D. Bandet, G. Pawlak, M. J. Atkinson, S. G. Monismith, J. R. Koseff. 2005. *Spectal wave dissipation over a barrier reef*. Journal of Geophysical Research 110(C04001), doi:10.1029/2004JC002711, 16 p..

Madsen, O.S., 1976. *Wave Climate of the Continental Margin: Elements of its Mathematical Description, Marine Sediment Transport and Environmental Management* (eds. D. Stanley and D.J.P. Swift), John Wiley, New York, 65-87.

Madsen, O.S., Y.-K. Poon and H.C. Graber, 1988: *Spectral wave attenuation by bottom friction: Theory*, Proc. 21th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE, 492-504.

Mase, H., 2001. *Multidirectional random wave transformation model based on energy balance equation*. Coastal Engineering Journal 43(4):317-337 JSCE.

Mase, H., H. Amamori, and T. Takayama, 2005a. *Wave prediction model in wave-current coexisting field*. Proceedings 12th Canadian Coastal Conference (CD-ROM).

Mase, H., K. Oki, T. S. Hedges, and H. J. Li, 2005b. *Extended energy-balance-equation wave model for multidirectional random wave transformation*. Ocean Engineering 32(8-9):961-985.

Mastenbroek, C., G. Burgers, and P.A.E.M. Janssen, 1993: *The dynamical coupling of a wave model in a storm surge model through the atmospheric boundary layer*, J. Phys. Oceanogr., 23, 1856-1866.

Miles, J.W., 1957: *On the generation of surface waves by shear flows*, J. Fluid Mech., 3, 185-204.

Militello, A., Reed, C. W., Zundel, A. K., and Kraus, N. C., 2004. "*Two dimensional depth-averaged circulation model M2D: Version 2.0, Report 1: Documentation and user's guide*," ERDC/CHL TR-04-02, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.

Moore, B. D., 1982. "Beach *Profile Evolution in Response to Changes in Water Level and Wave Height*". unpublished M.S. thesis. University of Delaware, Newark , DE.

Nishimura, H., 1988. "*Computation of neasrshore current*." In Nearshore dynamics and coastal processes, K. Horikawa, ed., University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 271-291.

Nwogu, O., 1993. "*Alternative form of Boussinesq equations for nearshore wave propagation*". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 119(6), 618–638.

Nwogu, O., 1994. "*Nonlinear evolution of directional wave spectra in shallow water*". Proceedings, 24th International Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, 467–481.

Nwogu, O., 1996. "*Numerical prediction of breaking waves and currents with a Boussinesq model*". Paper presented at the 25th International Conference on Coastal Engineering, ICCE .96, Orlando, FL.

Panchang, V. G., W. Ge, B. Cushman-Roisin, & B. R. Pearce, 1991. *Solution to the Mild-Slope Wave Problem by Iteration*, Applied Ocean Research, 13, 187-199.

Peregrine, D. H., 1967. *"Long waves on a beach*". Journal of Fluid Mechanics 27, 815–827.

Phillips, O.M, 1957. On the generation of waves by turbulent wind. Journal of Fluid Mechanics 2: 417-445.

Powell, J. A., Allsop, N. W. H., 1985: *"Low-crest breakwater, hydraulic performance and stability"*. Report SR 57. Hydraulics Research, Wallingford, England.

Putnam, J.A. and J.W. Johnson, 1949: *The dissipation of wave energy by bottom friction"*. Trans. Am. Geoph. Union, 30, 67-74

Resio, D.T., 1987. *Shallow-water waves*. I: Theory. J. Wtrway., Port, Coast., and Oc. Engrg. ASCE. 113(3): 264-281.

Resio, D.T., 1988. *Shallow-water waves*. II: Data comparisons. J.Wtrway., Port, Coast., and Oc. Engrg. ASCE. 114(1): 50-65.

Sakai, S., N. Kobayashi, and K. Koike, 1989. *Wave breaking criterion with opposing current on sloping bottom: an extension of Goda's breaker index*. Annual Journal of Coastal Engineering 36:56-59, JSCE.

Seabrook, S., and Hall, K., 1998. "*Wave transmission at submerged rubble-mound breakwaters*". Proceedings 26th Coastal Engineering Conference, ASCE, 2000- 2013.

Seelig, W.N., 1979, *Effects of breakwaters on waves: laboratory tests of wave transmission by overtopping*, Proc. Conf. Coastal Structures, 79, 2, 941-961.

Seelig, W.N., 19780. "*Two-dimensional tests of wave transmission and reflection characteristics of laboratory breakwaters*". Technical report no. 80-1, Wtwys. Experiment Station, Coast. Engr. Res. Ctr., Vicksburg, Miss...

Singamsetti, S. R. , and Wind, H. G., 1980. "*Breaking Waves: Characteristics of Shoaling and Breaking Periodic Waves Normally Incident to Plane Beaches of Constant Slope*". Delft Hydraulics Laboratory, Report M 1371, Delft, The Netherlands.

Smith, J. M., Larson, M., and Kraus, N. C., 1993. "*Longshore current on a barred beach: Field measurements and calculation*" Journal of Geophysical Research 98(C12), 22,717-22,731.

Smith, J. M., Resio, D. T. and Zundel A. K., 1999. "*STWAVE: Steady-State Spectral Wave Model; Report 1: User's manual for STWAVE version 2.0*," Instructional Report CHL-99-1, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.

Smith,, J. M., Sherlock, A. R., and Resio, D. T., 2001. ."*STWAVE: Steady−state spectral wave model user.s manual, Version 3.0.*." Special Report SR−01−1, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.

Soulsby, D. H., 1997. "*Dynamics of marine sands. A manual for practical applications*," Thomas Telford Publications, London, England, 249 pp..

Sunamura, T., 1981. "*A Laboratory Study of Offshore Transport of Sediment and a Model for Eroding Beaches*". Proceedings of the 17th Coastal EnRJneering Conference. American Society of Civil Engineers, pp 1051-1070.

Swart, D. H., 1974. "*Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles*" Delft Hydraulics Laboratory Publications 131, Delft, The Netherlands, 302 pp.

Tanaka, N., 1976. "*Effects of submerged rubble-mound breakwater on wave attenuation and shoreline stabilization*". Proceedings 23rd Japanese Coastal Engineering Conference, 152-157 (in Japanese).

Thornton, E.B. and R.T. Guza, 1983: *Transformation of wave height distribution*, J. Geophys. Res., 88, C10, 5925-5938.

Tolman, H.L., 1991: *A third-generation model for wind waves on slowly varying, unsteady and inhomogeneous depths and currents*, J. Phys. Oceanogr., 21, 6, 782-797.

Tolman, H.L., 1992b: *An evaluation of expressions for the wave energy dissipation due to bottom friction in the presence of currents*, Coastal Engineering, 16, 165-179.

Tsay, T.-K., and P. L.-F. Liu, l983. *A Finite Element Model for Wave Refraction and Diffraction*, Applied Ocean Research, 5, 30-37.

Van der Meer, J. W., 1988. "*Rock slopes and gravel beaches under wave attack"*. PdD thesis, Delft Univ. of Technol., Delft, The Netherlands.

van Rijn, L., 1993. *Principles of sediment transport in rivers, estuaries, and coastal seas*. Aqua Publications, Amsterdam, The Netherlands, 673 pp.

WAMDI group, 1988: *The WAM model - a third generation ocean wave prediction model*, J. Phys. Oceanogr., 18, 1775-1810.

Watanabe, A., 1987. 3-dimensional numerical model of beach evolution. Proceedings Coastal Sediments '87, ASCE, 802-817.

Weggel , R. J. ,1972. "*Maximum Breaker Height*". Journal of the Waterways Harbors and Coastal Engineering Division . American Society of Civil Engineers, Vol 98, No. 1, pp 529-547.

Wei, G., Kirby, J. T., Grilli, S. T., and Subramanya, R., 1995. "*A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves, Part 1, highly nonlinear unsteady waves*". Journal of Fluid Mechanics 294, 71−92.

Whitham, G.B., 1974. *Linear and nonlinear waves*. New York, New York: John Wiley.

Wilson, K., 1966. "*Bed-load transport at high shear stress*" Journal of the Hydraulics Division 92(11), 49-59.

Wilson, K., 1989. "*Friction of wave induced sheet flow*" Coastal Engineering 12, 371-379.

Witting, J. M., 1984. "*A unified model for the evolution of nonlinear water waves*". Journal of Computational Physics 56, 203−236.

Xu, B., V. G. Panchang and Z. Demirbilek, 1996. *Exterior Reflections in Elliptic Harbor Wave Models*, J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engr., 122, 118-126.