

# Studi costieri

Dinamica e difesa dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

N. 9  
2005

Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili



## **Studi costieri N.9**

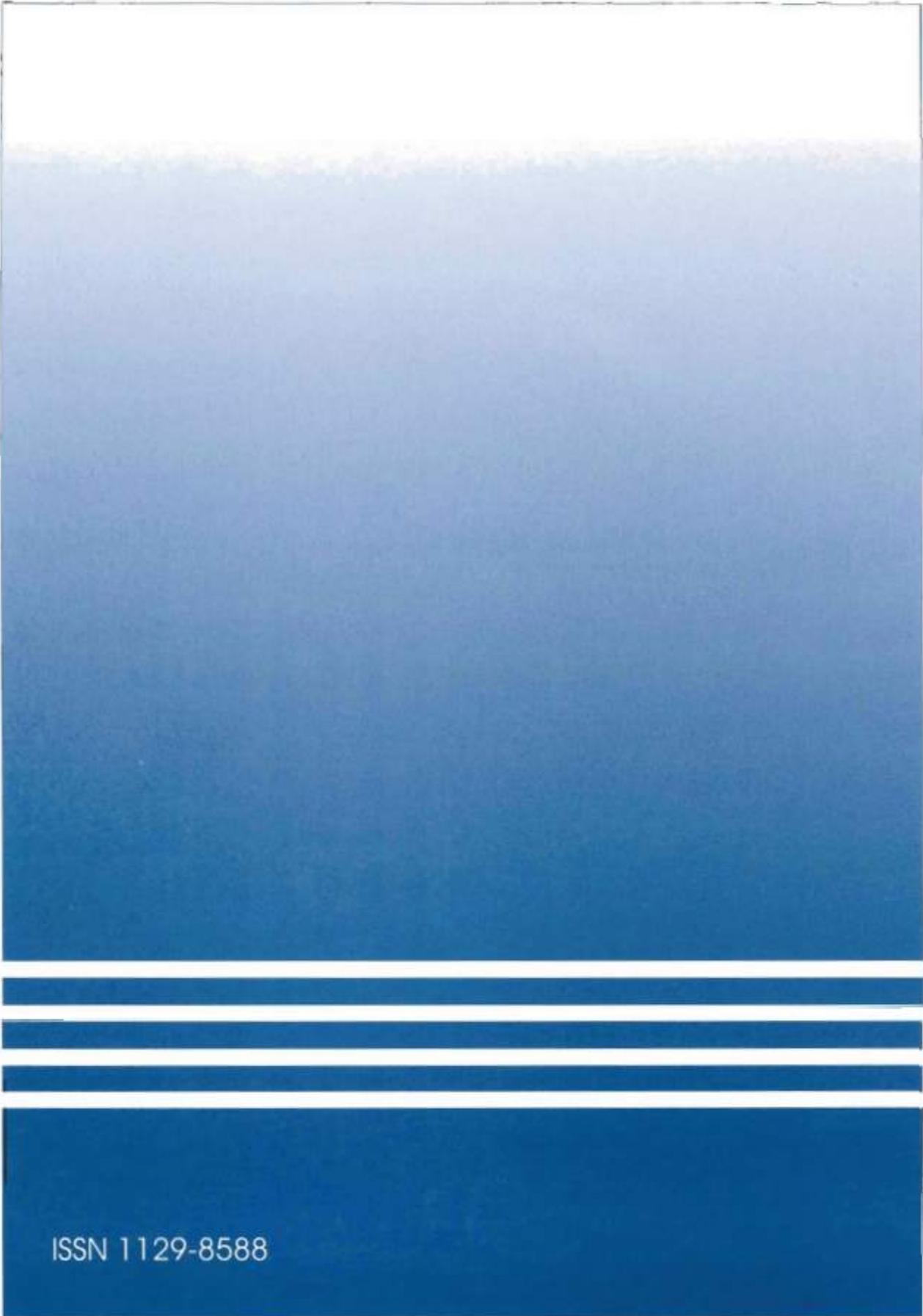
# Studi costieri

Dinamica dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

Numero 9

## Indice

<b>Prefazione</b> Alberto Lamberti	pag.	3-5
<b>Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa ad Alghero (SS), Perd'e Sali (CA), Marina di Massa (MS), Marina di Pisa (PI), Porto Recanati (MC), Marina di Montemarciano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)</b> Alessandro Mancinelli, Pier Luigi Aminti, Renata Archetti, Andrea Atzeni, Valeria Canu, Lorenzo Cappietti, Carlo Lorenzoni, Barbara Zanuttigh	pag.	7-50
<b>Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovrizzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa</b> Piero Ruol, Luca Martinelli, Barbara Zanuttigh, Lorenzo Cappietti, Diego Vicinanza, Alberto Faedo	pag.	51-74
<b>Riflessione e trasmissione di scogliere a cresta bassa</b> Mario Calabrese, Mariano Buccino, Barbara Zanuttigh, Lorenzo Cappietti, Alessandro Paris	pag.	75-95
<b>Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture tracimabili e confronto con i modelli</b> Leonardo Damiani, Luca Martinelli, Lorenzo Cappietti, Luigi Pratola, Carlo Lorenzoni	pag.	97-118
<b>Modellazione numerica della circolazione attorno ad opere tracimabili</b> Andrea Balzano, Lorenzo Cappietti, Luciano Soldini, Barbara Zanuttigh	pag.	119-157
<b>Esperimenti di laboratorio ed osservazioni di campo sulle modifiche indotte al fondo da opere tracimabili</b> Pier Luigi Aminti, Barbara Zanuttigh, Carlo Lorenzoni, Luca Martinelli, Emanuela Clementi	pag.	159-190
<b>Norme per gli Autori</b>	pag.	191-192



ISSN 1129-8588

## Presentazione

Le coste italiane sono costituite, per la maggior parte del loro lungo sviluppo, da spiagge sabbiose, oggetto di un crescente interesse e di ingenti investimenti sia industriali, nelle aree prossime ai porti, che turistico-ricreativi, nonché più raramente di interventi di salvaguardia ambientale.

Nell'arco dell'ultimo secolo il ridotto apporto di sabbie al litorale ha determinato condizioni di diffusa erosione delle spiagge ed un crescente interesse per la loro difesa, che tende ad utilizzare, oggi, opere a basso impatto ambientale.

Dopo il 1970 sono state impiegate anche in Italia strutture sommerse o trascinabili dal modesto impatto visivo in sostituzione alle difese longitudinali emergenti utilizzate in precedenza. Molte strutture sono state costruite a difesa dei litorali Marchigiani, Abruzzesi e, sporadicamente, in tutte le regioni Italiane (Liberatore 1992, Lamberti e Mancinelli 1996). Esempi ragguardevoli sono la difesa dei litorali di Pellestrina (Ve) e di Ostia (Roma). Molte fra queste opere fanno parte di interventi misti, di ripascimento protetto, ove le strutture trascinabili si giustificano al fine di contenere la perdita di sabbia verso il largo o lungo il litorale.

Alcune fra queste prime realizzazioni hanno comportato elementi imprevisi di insuccesso: scalzamento al piede interno, rapido assestamento, erosione dei varchi o attorno alle testate, insufficiente capacità di contenimento delle sabbie.

Esperienze simili sono maturate anche all'estero; si veda ad es. Browder et al. (1996) per gli USA, o Sawaragi (1992) e Goda e Takagi (1998) per il Giappone.

Esiste ormai un generale accordo sul fatto che la maggior parte degli insuccessi sia causata dalla mancata considerazione o imperfetta rappresentazione dei complessi fenomeni idrodinamici che si sviluppano sopra ed attorno alle strutture trascinabili, e che queste lacune debbano essere colmate per poter risolvere in modo affidabile i problemi connessi.

Questo numero speciale di Studi Costieri è dedicato a presentare i principali risultati del progetto *Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili* finanziato dal Ministero dell'Istruzione, della Università e della Ricerca nell'ambito dei Progetti di Ricerca di Interesse Nazionale (PRIN) dell'anno 2001. Il progetto si è proposto di effettuare una ricerca teorico-sperimentale sul comportamento di strutture di difesa trascinabili, avvalendosi di monitoraggio in campo, di modellazione fisica e numerica. I risultati sono qui presentati attraverso sei lavori: si inizia dalla descrizione dei siti oggetto di rilievi in campo (Mancinelli et al.), che sono stati spunto per l'organizzazione di prove sperimentali e dato di partenza per la modellazione numerica; si analizzano quindi, anche attraverso prove in canale, le peculiarità dei fondamentali processi di trascinazione e *set-up* (Ruol et al.), trasmissione e riflessione (Calabrese et al.); tali processi, insieme all'evoluzione morfodinamica indotta dalle strutture, sono poi descritti attraverso prove tridimensionali a fondo mobile (Damiani et al.); si verifica la accuratezza di rappresentazioni delle onde e correnti attorno alle strutture mediante modelli numerici

Browder A.E., Dean R.G., Chen R. (1996) - *Performance of a submerged breakwater for shore protection*. Proc. 25th ICCE, ASCE: 2312-2323.

Goda Y. e Takagi H. (1998) - *Lateral versus longitudinal artificial reef systems*. Proc. ICCE'98, ASCE: 2152-2165.

Lamberti A. e Mancinelli A. (1996) - *Italian experience on Submerged Barriers as Beach Defence Structures*. Proc. 25th ICCE, Orlando 2-6.09.1996, Vol. 2: 2352-2365.

Liberatore G. (1992) - *Detached breakwaters and their use in Italy*. Proc Short Course ICCE'92, Design and Reliability of Coastal Structures. Tecnoprint, Bologna: 373-396.

Sawaragi T. (1992) - *Detached breakwaters*. Proc Short Course ICCE'92, Design and Reliability of Coastal Structures. Tecnoprint, Bologna: 351-372.

(Balzano *et al.*); si analizzano infine, sulla base dei dati sperimentali e di campo raccolti, le erosioni dovute all'interazione idrodinamica con le strutture e si forniscono alcune avvertenze per contenere l'effetto destabilizzante delle erosioni prossime alle opere (Aminti *et al.*).

Il monitoraggio (Mancinelli *et al.*) si è svolto principalmente in 8 siti diversamente collocati (Emilia-Romagna, Marche, Sardegna, Toscana, Veneto) nei quali si sono rilevate le cause forzanti e l'evoluzione morfologica conseguente per diverse condizioni prototipiche: difese composte da barriere con coronamento alla quota del mare o sommerse, intervallate da varchi o continue, chiuse o meno lateralmente da pennelli emersi e/o sommersi. Il monitoraggio di questi siti fornisce un quadro generale che può essere utilizzato per un utile confronto critico sul funzionamento delle strutture tracimabili; consente inoltre un approfondimento conoscitivo della evoluzione morfodinamica a diverse scale spaziali e temporali in presenza di diverse tipologie di intervento e provvede dati affidabili per successive analisi (Aminti *et al.*).

I processi indotti dalle strutture a cresta bassa sono fenomeni ancora poco noti, essendosi rivolta la maggior attenzione alle strutture quasi sempre emergenti (frangiflutti) o alle forme sempre sommerse (barre e morfologia della spiaggia). Le strutture a cresta bassa introducono attraverso la tracimazione (Ruol *et al.*) un processo non sempre facile a rappresentarsi per la forte non linearità che lo caratterizza, con l'alternarsi di condizioni di emersione e sommersione che determinano una diversa topologia del corpo idrico. L'articolo di Ruol *et al.* descrive i processi di tracimazione, filtrazione e *piling up* attraverso i risultati di alcune prove sperimentali, eseguite nei canali ad onde dei laboratori marittimi delle Università di Padova e di Firenze; fornisce inoltre uno stato dell'arte e un confronto delle più accreditate formule di letteratura con il database a disposizione.

Il più evidente effetto delle barriere consiste nel frangimento dell'onda con conseguente riduzione dell'energia ondosa. Rispetto ai frangiflutti emersi, le strutture a cresta bassa consentono una maggiore trasmissione e inducono una minore riflessione, perciò le formulazioni esistenti in letteratura, calibrate per strutture emerse, risultano spesso inadeguate (Calabrese *et al.*). Il lavoro di Calabrese *et al.* rivede le formulazioni più frequentemente adoperate nella pratica e presenta nuove espressioni messe a punto dal gruppo di ricerca, sulla base di un set di dati comprendenti anche i risultati delle prove sperimentali in canale eseguite nel corso del progetto e già introdotte nell'articolo di Ruol *et al.*

L'articolo di Damiani *et al.* documenta le prove su modello fisico a fondo mobile in vasca, svolte presso il "Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste" del Politecnico di Bari. Tali prove sono finalizzate a descrivere i processi idro-morfo-dinamici per diverse configurazioni di barriere, caratterizzate da varie condizioni di sommersione, da un differente rapporto tra lunghezza del varco e della struttura e da diverse protezioni del fondale ai varchi. Un particolare interesse è rivolto alla intensità e distribuzione delle correnti ai varchi, che costituiscono un elemento estremamente importante ai fini dell'erosione e dunque della stabilità delle opere ma anche per la sicurezza della balneazione.

La modellazione numerica è ormai divenuta una metodologia standard per la rappresentazione dei processi. La messa a punto e la validazione/calibrazione di modelli per la simulazione del campo ondoso e della circolazione nelle zone di influenza delle strutture è oggetto del contributo di Balzano *et al.* Alcuni modelli esistenti sono basati sulla decomposizione del processo in *set-up* e correnti, entrambi lentamente variabili nello spazio e nel tempo, e in oscillazione ondosa di breve periodo, e sono idonei a rappresentare in forma fisicamente basata gli effetti di una mareggiata. Altri sono basati sulle equazioni non lineari alle acque basse o di Boussinesq, rappresentanti contestualmente onde e correnti su fondali anche molto e/o rapidamente variabili. I diversi modelli sono applicati agli esperimenti a fondo fisso svolti presso la Università del Delaware USA, al fine di una verifica in un ambiente perfettamente controllato, e ad alcuni tra i siti oggetto di studio presentati già dal lavoro di Mancinelli *et al.*

L'erosione 'vicina' e 'lontana' (distinguendo con questo distanze inferiori o superiori ad 1/4 della lunghezza d'onda tipica) indotta dall'interazione dei campi di onde e correnti con le strutture è discussa nel lavoro di Aminti *et al.* La memoria presenta i risultati morfodinamici delle prove in vasca già introdotte nell'articolo di Damiani *et al.*, nonché alcuni casi di campo ben documentati; analizza i dati raccolti sulla base della letteratura di settore; mostra la capacità di predire i fenomeni erosivi e deposizionali mediante un codice numerico bidimensionale; fornisce infine alcune raccomandazioni per il dimensionamento appropriato della protezione al piede delle opere.

In sintesi, questo numero fornisce indicazioni necessarie per valutare i processi idrodinamici di onde e correnti attorno ad opere tracimabili nonché gli effetti sul fondale, rispondendo con questo agli obiettivi del progetto finanziato.

In veste di coordinatore del progetto e responsabile di questo numero speciale, desidero ringraziare tutti gli autori, nonché il Ministero e le Università che hanno finanziato e cofinanziato il progetto. Il mio ringraziamento va anche ai revisori per i loro costruttivi commenti che hanno contribuito a migliorare la qualità dei lavori.

*Alberto Lamberti*  
Università di Bologna

Coordinatore del Progetto di Ricerca di Interesse Nazionale (PRIN) 2001  
"Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere tracimabili"

**Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa  
ad Alghero (SS), Perd'e Sali (CA), Marina di Massa (MS),  
Marina di Pisa (PI), Porto Recanati (MC),  
Marina di Montemarciano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)**

Alessandro Mancinelli<sup>1</sup>, Pier Luigi Aminti<sup>2</sup>, Renata Archetti<sup>3</sup>, Andrea Atzeni<sup>4</sup>, Valeria Canu<sup>4</sup>,  
Lorenzo Cappietti<sup>2</sup>, Carlo Lorenzoni<sup>1</sup>, Barbara Zanuttigh<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Istituto di Idraulica e Infrastrutture Viarie, Università Politecnica delle Marche, Via Brecce bianche - 60131 Ancona.

Tel.: +39-071-220-4529, Fax: +39-071-220-4528, E-mail: a.mancinelli@univpm.it, c.lorenzoni@univpm.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, via S. Marta, 3 - 50139 Firenze.

Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: aminti@dicea.unifi.it, cappietti@dicea.unifi.it

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) -

Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. Tel.: +39 051 2093745, Fax: +39 051 6448346,

E-mail: renata.archetti@unibo.it, barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

<sup>4</sup> Facoltà di Ingegneria, DIT-Idraulica, Università di Cagliari, Piazza d'Armi - 09123 Cagliari. Tel. +39 070 6755312

E.mail: aatzeni@unica.it, punzita@unica.it

## Riassunto

I casi di studio presentati forniscono degli esempi di applicazione di strutture costiere distaccate sommerse ed a cresta bassa in otto località italiane. Le condizioni ambientali in cui le opere di difesa sono state realizzate sono molto diverse tra loro. Tutte le opere descritte sono costruite in massi naturali, variano le dimensioni e le disposizioni planimetriche. Ad Alghero, Perd'e Sali, Marina di Pisa, Porto Recanati e Marina di Montemarciano le opere sono frangiflutti foranei costruiti in batterie con varchi, variano la sommergezza e le dimensioni. A Marina di Massa, Lido di Dante e Pellestrina le strutture foranee sommerse chiudono il lato verso mare di celle realizzate con pennelli emersi e sommersi. L'articolo fornisce un quadro generale che può essere utilizzato per un utile confronto critico sul funzionamento delle strutture trascinabili.

**Parole chiave:** frangiflutto, opere di difesa costiere, monitoraggio dei litorali protetti, frangiflutti trascinabili, evoluzione dei litorali, spiagge italiane.

## Abstract

*The study cases presented in this note provide examples of the application of coastal submerged and low crested detached structures at eight Italian sites. The environmental conditions in which these defence structures were built varied. All the structures described are composed by rocky pieces, with different dimensions and planimetric layouts. Structures at Alghero, Perd'e Sali, Marina di Pisa, Porto Recanati and Marina di Montemarciano are contiguous detached breakwaters set in batteries with gaps, with different submergence and dimensions. At Marina di Massa, Lido di Dante and Pellestrina there are detached submerged structures that form the seaward side of cells closed by emerged and submerged groins. The present note provides a general description useful for a critical comparison of the behaviour of overtopping breakwaters.*

**Keywords:** coastal structures, protected littoral monitoring, overtopping breakwaters, littoral evolution, Italian beaches.

## Introduzione

I casi di studio riportati rappresentano interventi di difesa realizzati nelle coste italiane, con opere sommerse o con cresta bassa facilmente trascinabili, a partire dal 1980.

La costruzione delle opere di difesa della costa cominciò in Italia all'inizio del XX secolo principalmente a protezione della rete ferroviaria, per molti tratti costruita sulla spiaggia emersa, ed a seguito della costruzione o ampliamento di molti porti.

L'enorme sviluppo dell'economia turistica degli anni 1960-70 di molte regioni, soprattutto adriatiche, evidenziò un fenomeno erosivo già in atto e la conseguente necessità di intervenire con opere di protezione per mantenere le spiagge che divennero un bene economico fondamentale.

Mentre le cause dell'erosione vennero indagate e studiate con metodologie scientifiche, grazie anche ai Piani di Difesa della Costa che le Regioni via via predisposero (Emilia Romagna, Marche, Lazio, Liguria, Abruzzo, ecc.) ed aggiornavano a partire dal 1970-80, la realizzazione delle opere di difesa seguì un percorso più tortuoso.

Gli interventi venivano di solito realizzati inseguendo l'emergenza senza una programmazione e senza un coordinamento tra i diversi Enti che si occupavano di protezione della costa.

Si cercarono, all'inizio degli anni '80, alternative alle scogliere foranee tradizionali, in massi naturali, ampiamente utilizzate nella fase precedente, si sperimentarono nuovi materiali e tipologie di opere.

In Emilia Romagna e nelle Marche, per la difficoltà di reperire massi naturali, furono utilizzati anche sacchi di polietilene riempiti di sabbia per formare sia pennelli sia soglie di fondo, tubi Longard, strutture prefabbricate in conglomerato cementizio armato, ecc.

I frangiflutti foranei sommersi rientrano in quegli interventi sperimentali iniziati intorno al 1980. In Italia i frangiflutti sommersi sono stati realizzati soprattutto con massi naturali, negli Stati Uniti Stauble e Tabar (2003) riferiscono invece di numerosi casi di opere realizzate con strutture prefabbricate in cemento armato.

Utilizzati per migliorare la circolazione idrodinamica evitando la formazione del tombolo, caratteristica delle barriere emerse, il loro scopo principale era quello di ridurre l'energia del moto ondoso trasmesso attraverso il frangimento delle onde più alte. Nelle prime applicazioni si era trascurata sia l'importanza della larghezza della berma (le prime berme avevano una lunghezza di 3 m assolutamente insufficiente a contenere la caduta del frangente con conseguenti erosioni lato terra delle strutture) sia la notevole influenza del sovrizzo di tempesta sulla trasmissione dell'energia ondosa. Infine erano anche sottovalutati lo spostamento dell'erosione sottoflutto e gli effetti di erosioni localizzati nei varchi ed in prossimità delle testate, quest'ultimo aspetto è trattato nel presente fascicolo da Aminti et al. (2005).

Le numerose esperienze in laboratorio eseguite su canali per onde da Aminti et al. (1983), Lamberti et al. (1985), Liberatore e Petti (1992), Smith e Kraus (1992), Beji e Battjes (1993), precisarono meglio il meccanismo di abbattimento dell'energia ondosa, il trasferimento dell'energia incidente alle alte frequenze dovuto alle interazioni non lineari nel passaggio delle onde sopra la berma, evidenziando il diverso comportamento delle onde lunghe rispetto alle onde corte. Losada et al. (1997) hanno indagato l'influenza della permeabilità delle strutture sulla dissipazione di energia e sulla generazione delle armoniche di alta frequenza.

A causa anche di numerosi insuccessi verificatisi nell'applicazione di barriere sommerse (Dean et al., 1997; Stauble e Tabar, 2003) l'attenzione di molti ricercatori si concentrò sul problema della circolazione idrodinamica indotta dalla presenza di strutture sommerse o a cresta bassa.

Le esperienze di laboratorio di Haller et al. (1997, 2002) e di Dronen et al. (2002) hanno evidenziato, all'interno di un moto molto complesso, la presenza di una "circolazione primaria" caratterizzata da correnti longitudinali e da correnti di ritorno concentrate nei varchi (*rip-currents*) ed una circolazione secondaria, in prossimità della riva, dove frangono le onde che si propagano attraverso i varchi.

Recentemente Bühler e Jacobson (2001), Brocchini et al. (2002) e Brocchini et al. (2004) hanno illustrato l'importanza, nella circolazione generale, delle grandi strutture vorticose ad asse verticale generate sia dal frangimento differenziale sulle testate delle barriere sia dai frangenti di lunghezza finita (Peregrine, 1998) nelle celle di circolazione secondaria.

La progettazione delle strutture sommerse risulta quindi fortemente influenzata dai fattori ambientali (pendenza del fondo, granulometria della spiaggia emersa e sommersa, ripidità delle onde di progetto) e da quelli progettuali (sommersione, larghezza della berma, dalla larghezza dei varchi e dalla distanza da riva), tutti fattori che interagiscono tra loro e influiscono sulla circolazione idrodinamica e quindi sull'efficacia delle opere.

I casi di studio rappresentano un'ampia gamma di situazioni per le diversità ambientali in cui sono collocati e per i risultati positivi e negativi che essi evidenziano. Essi rappresentano inoltre quegli adeguamenti progettuali realizzati nel tempo per migliorare il funzionamento delle opere fino alla tendenza attuale in cui le strutture sommerse non sono utilizzate soltanto come barriere frangiflutti ma sono collocate all'interno di sistemi di opere più complessi come si evince dai casi di Pellestrina, del Lido di Dante e Marina di Massa.

Gli otto casi presentati possono essere suddivisi in due sottogruppi principali. Nel primo gruppo vi sono Alghero, Perd'e Sali, Marina di Pisa, Porto Recanati e Marina di Montemarignano in cui le opere di difesa sono delle classi-

che barriere foranee in setti costruiti in gettate di massi naturali con varchi, variano solo la sommergenza e le dimensioni legate alla morfologia dei siti. Nel secondo gruppo rientrano Marina di Massa, Lido di Dante e Pellestrina e dove le barriere sommerse sono utilizzate con pennelli emersi e sommersi in modo da formare celle chiuse dove contenere il materiale di ripascimento. Gli interventi sono presentati seguendo un percorso geografico che parte dalla Sardegna e finisce in Alto Adriatico.

### Spiaggia S.Giovanni di Alghero

#### *Inquadramento fisico geografico e cause dell'intervento*

La spiaggia della Rada di Alghero si sviluppa, con forma ad arco, nel tratto di litorale compreso fra le opere poste a difesa della bocca a mare dello Stagno di Calich a Nord e quelle portuali di Alghero a Sud (Fig. 1). Essa è caratterizzata, nella sua parte centrale, dalla presenza del piccolo promontorio di Punta del Paru (Fig. 2), in pratica costituito da un breve tratto con una altura poco sollevata leggermente proteso in aggetto, che la divide in due. In corrispondenza del predetto promontorio, fronteggiante l'Isolotto della Maddalenetta, è stato realizzato, in tempi non molto recenti, l'Ospedale Marino che, per la sua vicinanza alla riva, ha condizionato l'evoluzione della spiaggia anti-stante. Attualmente il litorale del promontorio, un tempo sabbioso, è protetto da una difesa radente realizzata a gettata.

Il tratto di litorale compreso tra la città ed il promontorio costituisce la spiaggia di Alghero, detta di S.Giovanni. Questa spiaggia è condizionata dalla presenza della strada litoranea e dai fabbricati fissi degli stabilimenti balneari che ne limitano la naturale libera evoluzione, irrigidendo il litorale.

Il tratto di spiaggia a Nord del promontorio, non presenta significative opere antropiche che ne condizionano la libera evoluzione naturale. Essa è infatti caratterizzata dalla presenza di una pineta, impiantata sui cordoni dunali del retro-spiaggia e, nella sua estremità settentrionale, da un molo guardiano, costruito a protezione della bocca a mare dello Stagno di Calich che completa l'estensione della retro-spiaggia lato terra (Fig. 1).

Secondo uno studio recente (Atzeni, 2003) la spiaggia della Rada di Alghero costituisce la zona di confluenza del flusso longitudinale medio annuo del moto ondoso ed appartiene all'ampia unità fisiografica a grande scala compresa tra Capo Argentiera e Capo Marargiu (come riportato da cartografia nautica ed I.G.M.). Tuttavia, l'effettivo trasporto di sedimenti proveniente dalla parte settentrionale verso la spiaggia si ritiene sia irrilevante a causa dei fondali molto profondi che lambiscono la riva e per il basso contenuto energetico del moto ondoso che interessa la parte di costa adiacente alla costa affacciata a Sud, oltre che per la modestissima disponibilità di sedimenti. Per le stesse cause, anche il trasporto da Sud è molto modesto.

Anche gli apporti continentali di sedimenti sabbiosi sono molto modesti in quanto il Rio Barca che li convoglia, e che è alimentato da un poco erodibile bacino idrografico di circa 400 km<sup>2</sup>, porta, in condizioni di piene eccezionali, sedimenti limo-sabbiosi che vengono trattenuti dallo Stagno del Calich nel quale sbocca, prima di raggiungere il mare.



Figura 1 - Rada di Alghero.

Il parametro di flusso di energia del moto ondoso medio annuo, calcolato secondo i criteri illustrati nello studio nominato sopra, utilizzando i dati ondometrici della boa della R.O.N. (A.P.A.T., 1999-2005) al largo di Alghero, è diretto per 239° N. La normale alla corda che unisce le radici del molo guardiano, alla bocca dello Stagno di Calich, con la radice del molo di sottoflutto del Porto di Alghero è orientata per 230° N. Pertanto il regime di trasporto dei sedimenti della spiaggia da parte del moto ondoso è prevalentemente trasversale.

Il sedimento della spiaggia emersa è costituito da sabbia fine che risulta soggetta al trasporto eolico dei venti del sito. Dai dati anemometrici, registrati presso la vicina stazione meteorologica di Fertilia, risulta un regime di venti dominanti di NordOvest (Maestrale), seguiti, nell'ordine da quelli di terra di NordEst (Grecale) e da quelli di mare di SudOvest (Libeccio). I venti di NordEst, nei confronti dei quali la spiaggia è ben schermata, non producono una deflazione sensibile dei sedimenti di spiaggia. In ogni caso il trasporto verso mare non determina una perdita reale, ma soltanto un affidamento dei sedimenti al regime di trasporto marino. Viceversa i venti di Maestrale e quelli di Libeccio, a cui la spiaggia ed i suoi sedimenti risultano più direttamente esposti, con la loro deflazione, producono una effettiva perdita.

Pur senza poter, in questa sede, effettuare un bilancio, appare evidente che le spiagge della Rada di Alghero sono tendenzialmente soggette ad una perdita dei loro sedimenti e che quindi qualunque intervento nella zona può causare alterazioni negative del loro regime.

Il primo e consistente intervento che può avere influenzato il regime del litorale sabbioso è stato l'ampliamento del Porto di Alghero, realizzato negli anni '70 del novecento, con lo spostamento della testata del molo di sopraflutto dal fondale di 5 m a quello di 10 m e con la realizzazione di un nuovo molo di sottoflutto radicato più a Nord del vecchio molo.

Subito dopo l'ampliamento del porto si è evidenziato in maniera vistosa un arretramento della linea di riva del Lido di S.Giovanni. Come risulta dalla cartografia e dagli appositi rilievi, è risultato che la linea di riva, in corrispondenza del tratto settentrionale di tale spiaggia, in prossimità delle alture di Punta del Paru, era arretrata di circa 20 m a partire dal periodo dell'ampliamento portuale fino al 1981 (Fig. 2).

Le cause dell'arretramento non sono state ancora dimostrate, ma sono state fatte alcune ipotesi plausibili una delle quali (Musino, 2003) attribuisce l'erosione alle modifiche delle correnti indotte dal moto ondoso per effetto dei lavori di ampliamento del porto. Secondo questa ipotesi, a fronte di un precedente regime di correnti indotte dal moto ondoso dirette lungo costa verso Nord, l'introduzione della nuova infrastruttura portuale avrebbe prodotto una inversione verso Sud nella zona compresa tra il promontorio di Punta del Paru e il porto. Tale inversione ha favorito il trasporto dei sedimenti dalla zona dello stabilimento balneare verso la radice del molo di sottoflutto del porto, come risulta dal confronto dei rilievi cartografici disponibili (Fig. 2).

Una seconda ipotesi fa cenno al fatto che l'allungamento in mare del molo di sopraflutto abbia ridotto considerevolmente (Musino, 2003) l'apporto dei sedimenti convogliati dal flusso longitudinale proveniente da Sud, di cui si è detto sopra. Manca però, in questo caso, una valutazione, peraltro non facile.

Non risulta che il progettista delle opere di difesa abbia basato la sua scelta progettuale sulla verifica delle cause dell'arretramento.

### *Tipo di intervento attuato.*

#### *Aspetti paesistici*

L'arretramento della linea di riva in corrispondenza del tratto settentrionale della spiaggia di S.Giovanni ha portato alla realizzazione di un intervento di difesa del litorale. L'intervento scelto, progettato dall'Ufficio del Genio Civile per le Opere Marittime della Sardegna, è stato di tipo rigido, composto da setti di scogliere distaccate dalla riva e paralleli ad essa. Nella Figura 2 è riportata la sezione tipo di progetto della scogliera. La larghezza al coronamento di progetto era di 3,5 m e la quota a +0,70 m s.l.m.m., la distanza dalla riva era di circa 150 m.

L'opera progettata era composta da otto segmenti disposti alternativamente su due diversi allineamenti paralleli tra loro, distanziati di 18,5 m, che seguono pure parallelamente l'andamento della linea di riva nella condizione di massima erosione. La profondità di imbasamento dei frangiflutti risultava variabile tra 3 e 4,5 m, l'apertura dei varchi fra le barriere successive, valutata perpendicolarmente ai predetti allineamenti, era di 22,8 m (Fig. 2).

La realizzazione dell'opera è avvenuta negli anni 1981-1982. Successivamente, verso la fine del 1986, è stato realizzato, in proseguimento dell'estremità meridionale della batteria di scogliere descritta, un nono segmento delle stesse dimensioni e sezione dei primi otto, ma più staccato dagli altri e orientato in modo leggermente diverso (Fig. 2). A parte piccoli assestamenti, l'opera non ha subito modificazioni durante la fase di esercizio, anche perché fon-

data su un fondale prevalentemente composto da rocce calcaree.

Per effetto della modesta quota del coronamento delle scogliere sul livello del mare, che coincide con la quota della berma della spiaggia emersa, l'opera può essere considerata di tipo parzialmente tracimabile, come risulta dalla valutazione del sormonto ottenuto dal clima ondoso della boa della R.O.N. (A.P.A.T., 1999-2005) al largo di Alghero i cui dati sono stati elaborati nelle trasformazioni verso riva mediante il modulo *NSW* (*Near Shore Wave*) del codice commerciale di calcolo numerico *Mike21*. Il criterio di tracimazione è stato assunto seguendo lo schema riportato nel riquadro della Figura 2. Il *run-up* è stato calcolato mediante la formula empirica di Losada e Chimenez-Curto (1976 a, b) utilizzando come altezza dell'onda incidente l'altezza significativa estratta nella posizione centrale delle opere di difesa, alla profondità di 5 m. Risulta dal calcolo che, considerando un *set-up* ondoso di 0,4 m, la frequenza del sormonto, delle onde significative è contenuta nel 0,12% delle osservazioni.

Dal punto di vista paesaggistico l'opera, grazie anche alla modesta quota del coronamento che, come si è detto, coincide con la quota della berma, presenta un modesto impatto in quanto non interrompe la visuale dell'orizzonte marino neppure per le persone sedute sull'arenile.

### Monitoraggio

Immediatamente prima della realizzazione delle opere di difesa (1981) sono stati effettuati i rilievi batimetrici e della linea di riva. Durante l'intervento è stata rilevata periodicamente la linea di riva ad opera della direzione dei lavori (rilievi del 1984 e 1985). Successivamente, nel 1986 è stato eseguito un rilievo batimetrico dell'intera zona dell'intervento, inoltre sono stati eseguiti alcuni campionamenti di sedimenti ed esplorazioni subacquee (Spano, 1986). Alcune delle linee di riva sono riportate nella Figura 2 assieme a quelle ricavate dalla cartografia I.G.M. alla scala 1:25000 e dalla Carta tecnica della Sardegna alla scala 1:10000.

Dalle esplorazioni subacquee risulta che nella zona lato mare il fondale è prevalentemente costituito da rocce di tipo calcareo, i sedimenti sono presenti solo in alcune nicchie ben riparate delle rocce. Dalle analisi granulometriche risulta che i sedimenti sono quasi esclusivamente composti da sabbie fini e molto fini.

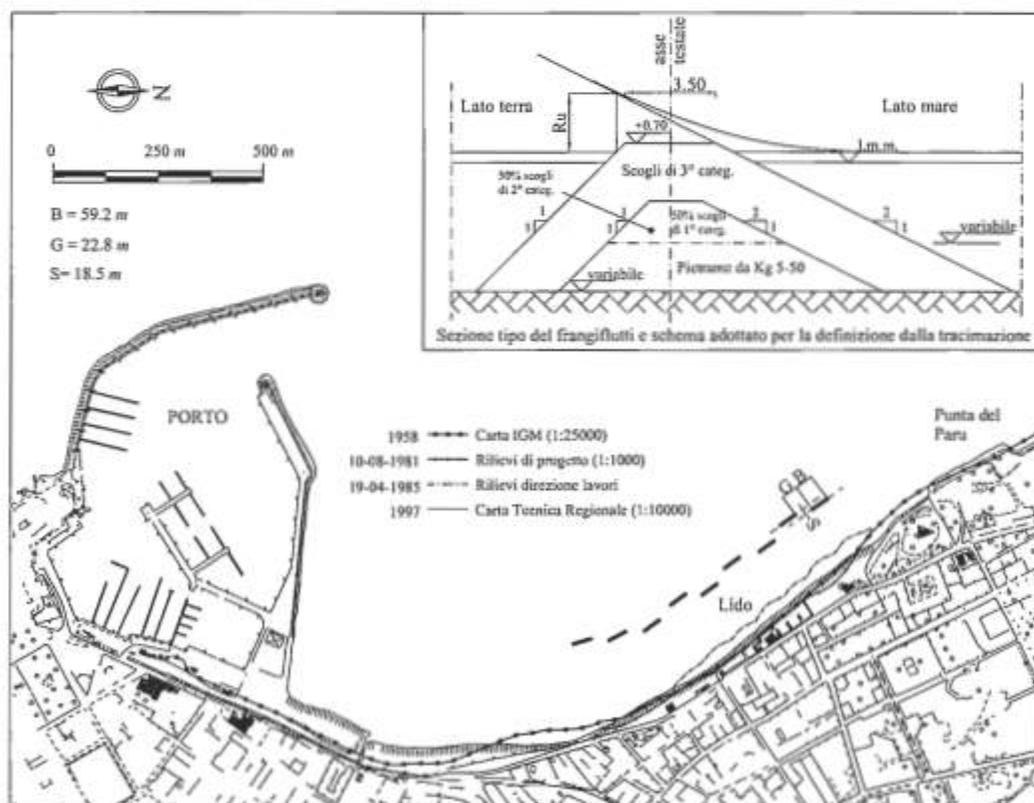


Figura 2 - Opere di difesa parallele della spiaggia di San Giovanni.

Il confronto dei rilievi batimetrici del 1981 con quelli del 1986 ha indicato che nella zona protetta dalle opere di difesa si sono accumulati circa 14500 m<sup>3</sup> di sedimenti, pari a circa 23 m<sup>3</sup>/m di spiaggia protetta.

Il rilievo del 1985 mostra la posizione più avanzata della linea di riva, specialmente nella zona centrale (Fig. 2). La linea di riva del 1997, tratta dalla suddetta Carta tecnica, mostra un certo arretramento rispetto ai rilievi del 1985 e del 1986. Però non sono disponibili i dati di eventuali perdite verso il largo. A tutt'oggi sembra che l'arretramento non stia più progredendo.

### Conclusioni

Dai pochi dati disponibili appare che l'intervento protettivo del Lido di S. Giovanni di Alghero abbia sortito risultati di riequilibrio stabili e soddisfacenti, nonostante che dal 1986 al 1997 si sia verificato un modesto arretramento della linea di riva. Arretramenti più marcati si sono avuti a Nord dell'intervento, presso Punta del Paru, ove, come si è detto, è stato recentemente realizzata un'opera di difesa radente.

La particolare disposizione planimetrica degli elementi di frangiflutti della batteria, cui può essere dovuto anche il buon esito dell'intervento, merita di essere approfondita mediante studi idrodinamici mirati a stabilire il ruolo del loro disassamento rispetto alla lunghezza dei frangiflutti ed all'ampiezza dei varchi.

### Spiaggia di Perd'e Sali

#### Inquadramento dell'area

Da uno studio sul regime litoraneo della spiaggia di Perd'e Sali eseguito per conto della Regione Autonoma della Sardegna (R.A.S., 1991) emergono i seguenti punti salienti.

1. la spiaggia è frutto dell'erosione della scarpata continentale composta da una miscela di sedimenti grossolani (ghiaia e ciottoli) cementati con argille limose delle alluvioni del quaternario. La sabbia è presente in piccolissima proporzione e nella frazione fina e finissima;
2. nell'area continentale l'alluvione è impostata su una formazione di vulcaniti emergenti fino ai promontori che delimitano la spiaggia, con formazioni a falesia e a piattaforme di abrasione;
3. i fondali marini costieri sono ricoperti in maniera discontinua da un sottile strato (dell'ordine dei 50 cm) di sedimenti sabbiosi, di granulometria fine e finissima, distribuiti su un substrato di rocce vulcaniche che frequentemente emergono;
4. dall'esame della cartografia storica (I.G.M., 1985) emerge che la linea di riva, a partire già dalla fine dell'ottocento fino agli anni sessanta del novecento, è mediamente arretrata di circa 0,75 m all'anno;
5. negli anni sessanta ha avuto inizio la realizzazione di un insediamento turistico che ha occupato la fascia costiera fino al limite della spiaggia, con le opere murarie delle recinzioni che hanno incorporato la scarpata continentale;
6. dalla realizzazione delle suddette recinzioni si è verificata una accelerazione del processo erosivo della debole spiaggia, anche a causa del mancato rifornimento di cui la spiaggia godeva per effetto dell'erosione della scarpata continentale.

All'inizio degli anni ottanta ha avuto luogo la realizzazione del piccolo porto turistico di Perd'e Sali con molo di sopraflutto radicato all'omonimo promontorio, all'estremità Nord della spiaggia. In poco tempo, la presenza del porto ha modificato ulteriormente l'equilibrio del litorale nella zona adiacente al molo di sottoflutto, tendendo a trasporre i sedimenti sabbiosi verso Nord a ridosso di tale molo portuale, contribuendo così ad aggravare ulteriormente la situazione.

Alla fine degli anni novanta è stato redatto il progetto di protezione della spiaggia con sei segmenti di frangiflutti longitudinali affioranti la cui realizzazione è avvenuta in due tempi. Nel 1997 sono stati realizzati i primi due segmenti settentrionali della batteria e per un anno dopo la costruzione è stato eseguito un monitoraggio (R.A.S., 1999). Nel 1999 l'intervento progettato è stato ultimato e a cavallo tra il 2000 ed il 2001, ancora per un anno, è stata eseguita una seconda campagna di monitoraggio (R.A.S., 2001).

### Monitoraggio

I due programmi di monitoraggio hanno riguardato:

- i. rilievi ondometrici lato mare e lato terra dei frangiflutti;
- ii. rilievi batimetrici e della linea di riva con frequenza almeno quadrimestrali;
- iii. campionamenti di sedimenti nelle zone a tergo di ogni frangiflutti e a riva.

Nella Figura 3 è riportata la planimetria della fascia costiera interessata dall'intervento e sono evidenziate le posizioni degli ondometri e delle stazioni di campionamento dei sedimenti.

Nel corso della "Ricerca sulla idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili" (P.R.I.N. 2001) l'Unità Operativa di Cagliari ha eseguito un ulteriore monitoraggio, nell'ambito del quale sono stati compiuti, entrambi nel 2002, un nuovo rilievo topo-batimetrico ed un altro anno di rilievi ondometrici nelle zone esterna ed interna alle opere di difesa. La posizione degli ondometri e gli strumenti impiegati sono stati gli stessi dei precedenti rilievi.

#### Rilievi ondometrici

I rilievi ondometrici sono stati eseguiti con ondometri rilevatori di pressione alloggiati in piastre depositate sul fondo, con la presa di pressione ubicata sulla superficie superiore della piastra. Le registrazioni sono state programmate per un campionamento ogni sei ore, frequenza di misura 2 Hz, durata del campionamento 17' 4". L'intervallo di registrazione così scelto non è molto diverso dal valore *standard* suggerito (20') per la misura del moto ondoso.

Il limite dei trasduttori di pressione ubicati sul fondo marino per la misura del moto ondoso risiede nella non linearità della distribuzione delle pressioni nel corpo idrico animato da tale moto.

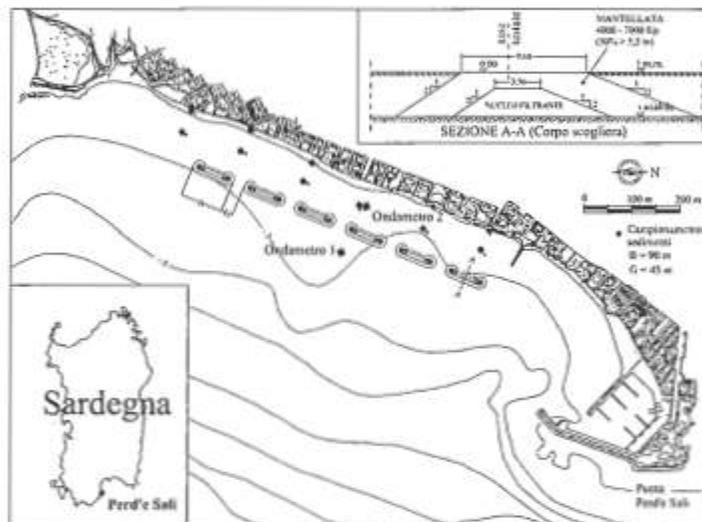


Figura 3 - Opere di difesa parallele della spiaggia di Perd'e Sali.

Nel presente monitoraggio gli ondometri sono stati ubicati sui fondali di profondità 4 m e 2 m, rispettivamente quello lato mare delle scogliere e quello lato terra (Fig. 3). Con questi fondali i due ondometri sono in grado di "sentire" le componenti ondose di periodo non inferiore a  $T=2\sqrt{\rho d/g}$  che, per l'ondometro lato mare delle scogliere corrisponde al periodo minimo  $T=2,26$  s (frequenza massima 0,40 Hz) e per l'ondometro lato terra al periodo minimo  $T=1,60$  s (frequenza massima 0,62 Hz).

Nell'analisi spettrale eseguita per ogni registrazione, in considerazione del fatto che le frequenze superiori a 0,40 Hz non sono rilevate dall'ondometro lato mare, anche in vista dell'utilizzo dei dati per il calcolo dell'indice di agitazione, si è troncato lo spettro al limite superiore di 0,4 Hz anche per l'analisi del segnale ondoso dell'ondometro lato terra.

Gli strumenti, programmati come sopra indicato, hanno un'autonomia teorica di circa 45 giorni sia per quanto riguarda la capacità di memoria che per quanto riguarda l'energia delle batterie.

Nelle tre campagne di monitoraggio sono andati persi diversi dati sia a causa delle difficoltà di scaricare i dati alle scadenze previste, sia a causa dei ripetuti insabbiamenti dei corpi morti, specialmente quello lato mare. Per queste cause le osservazioni rilevate lato mare sono risultate pari a 682, corrispondenti al 47% delle osservazioni possibili in un anno, mentre quelle lato terra sono risultate pari a 857, corrispondenti al 59% delle osservazioni annuali. Le coppie di dati utili, osservati contemporaneamente ai due ondometri, sono risultate pari a 556, corrispondenti al 38% delle osservazioni di un anno.

Il calcolo dello spettro di frequenza del moto ondoso è stato eseguito mediante l'impiego dell'equazione seguente, integrata alle differenze finite:

$$S_{\eta}(f) = 2 \int_0^{\infty} \left( \frac{chkd}{\rho g} \right)^2 R_p(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

ove il fattore  $(chkd/\rho g)^2$  permette la trasformazione dello spettro di pressione in spettro di livello della superficie libera. Nella formula il termine  $R_p(\tau)$  è la funzione autocorrelazione della pressione.

Nella Figura 4 è riportato, in funzione del periodo di picco dello spettro lato mare, l'indice di agitazione, ottenuto dai rilievi eseguiti tra il mese di dicembre del 2002 ed il mese di aprile dell'anno successivo e riferito alle altezze significative lato mare non inferiori a 0,5 m. Detto coefficiente è definito come rapporto tra l'altezza dell'onda significativa trasmessa (misurata dall'ondametro lato terra) e l'altezza dell'onda incidente (misurata dall'ondametro lato mare). Come mostra la figura gli indici di agitazione sono molto dispersi e rendono problematico un confronto con le formule di tipo sperimentale esistenti.

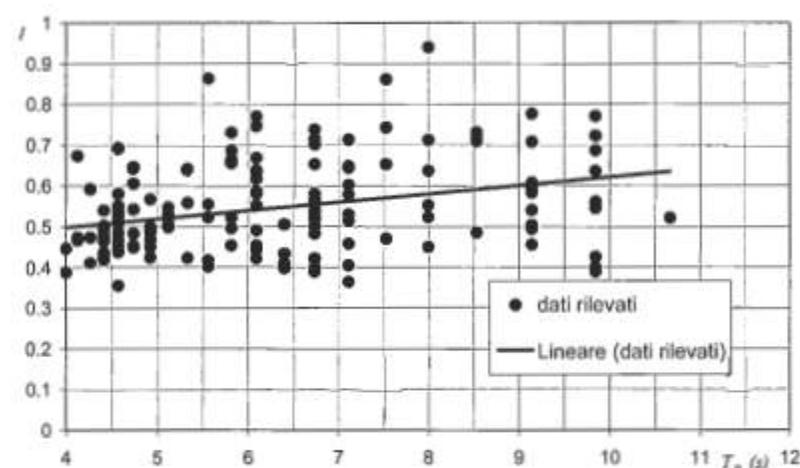


Figura 4 - Indice di agitazione ottenuto dai rilievi ondametrisi lato mare e lato terra delle opere di difesa in funzione del periodo di picco degli spettri di frequenza lato mare.

### Rilievi batimetrici

I rilievi batimetrici effettuati durante le due fasi di monitoraggio precedenti e nel corso della ricerca P.R.I.N. 2001 di cui sopra sono stati eseguiti con l'impiego di un ecoscandaglio idrografico *Raytheon DE 719 C* capace di fornire una precisione teorica pari allo 0,5%, tale cioè da leggere, ad esempio, la profondità di 10 m con una precisione superiore ai 5 cm. Naturalmente, all'atto pratico, all'errore strumentale si sovrappongono altre cause d'errore quali quella dovuta alla variazione della densità dell'acqua e quella causata dall'oscillazione del natante.

Allo scopo di minimizzare gli errori dovuti alla variazione di densità, l'ecoscandaglio è stato tarato sistematicamente all'inizio e al termine di ogni giornata di rilievo. Per minimizzare gli errori dovuti alle oscillazioni dell'imbarcazione, i rilievi sono stati eseguiti in ore di calma di vento e di moto ondoso.

Per ogni punto scandagliato, le posizioni planimetriche dell'ecoscandaglio e della linea di riva sono state rilevate contemporaneamente a mezzo di una stazione topografica totale *Geotronics 422 LR*, che consente un errore planimetrico non superiore a 50 cm, e con un sistema G.P.S. differenziale che opera con la stessa precisione.

Nel rilievo batimetrico, la posizione letta alla stazione topografica veniva trasmessa via radio all'imbarcazione ove l'operatore poteva intervenire nella correzione della rotta in modo da ottenere sempre un profilo batimetrico rettilineo.

Dal confronto dell'ultimo rilievo batimetrico, effettuato nel 2002, con il rilievo del 2000, effettuato dopo un anno dall'ultimazione dei lavori, risulta che i volumi accumulati nelle zone lato terra e lato mare delle scogliere ammontano rispettivamente a circa 5000 m<sup>3</sup> e 4000 m<sup>3</sup>, corrispondenti ad accumuli medi mensili rispettivamente di circa 7 mm e 5,5 mm.

### *Campionamenti dei sedimenti e analisi granulometriche*

Durante le campagne di monitoraggio del 1999 e del 2000/01, nella zona a ridosso delle scogliere sono state individuate dodici posizioni su cui ripetere successivi campionamenti dei sedimenti: sei stazioni distribuite nel fondale marino e sei lungo linea di riva. L'ubicazione dei prelievi è stata controllata con il G.P.S. differenziale. I campionamenti nel fondale marino sono stati effettuati con la benna *Van Veen* con superficie di campionamento di forma rettangolare di 250 cm<sup>2</sup>. Non è stato sempre possibile effettuare campionamenti nei punti previsti a causa della variabilità del fondale che non presenta un uniforme letto di sabbia, ma risulta costituito da nicchie rocciose che a volte sono state trovate piene di sabbia, a volte vuote. Anche i campionamenti sulla linea di riva sono stati eseguiti superficialmente e nella sua posizione all'istante del prelievo, ma sempre secondo lo stesso allineamento.

Complessivamente sono stati prelevati 35 campioni di cui sono state eseguite le analisi granulometriche. I risultati delle analisi possono sintetizzarsi come segue:

- nella zona dei fondali intermedi tra la linea di riva e le opere di difesa la sabbia presenta una distribuzione granulometrica uniforme (ben assortita) definibile come sabbia fine o molto fine secondo la *Wentworth Classification*;
- lungo la linea di riva, nelle zone laterali dell'intervento protettivo, i campioni prelevati presentano le stesse caratteristiche dei sedimenti di cui al precedente punto, mentre nella zona centrale si ha una miscela composta da sabbie fini e molto fini, ghiaia e pietrisco con diametri massimi dei granuli fino a 4mm, come risultava anche prima dell'intervento di protezione.

### **Conclusioni**

Come mostra la Figura 4 dell'indice di agitazione ottenuto dai rilievi ondametrici, le opere di difesa parallele eseguite a protezione della spiaggia di Perd'e Sali hanno fornito esiti non sempre soddisfacenti ed omogenei.

In generale l'agitazione ondosa raggiunge spesso ancora il limite lato terra della spiaggia, interessando i muretti di recinzione lato mare dei giardini privati. Una maggiore efficacia protettiva potrebbe ottenersi aumentando la quota del coronamento dei frangiflutti, ma tale aumento non è ritenuto in linea con le esigenze di tipo paesistico.

L'opera di difesa realizzata ha avuto il vantaggio di stabilizzare in parte il tratto di litorale protetto, aumentandone, anche se di poco, il volume di sedimenti. Occorre osservare però che in corrispondenza della parte meridionale della spiaggia, oltre l'estensione della serie di opere di difesa, si è verificato un sensibile arretramento della linea di riva, valutabile mediamente in 3 + 5 m.

### **Marina di Massa**

#### *Inquadramento dell'area*

Il litorale di Marina di Massa il più ampio tratto di spiaggia soggetta ad erosione della Toscana. Le spiagge, alimentate dagli apporti solidi del Fiume Magra, avevano mostrato una continua tendenza all'avanzamento fino alla fine del 1800 ma già dai primi decenni del secolo scorso, è iniziato un generalizzato arretramento.

Il forte impatto sull'economia locale provocato dall'erosione delle spiagge ha spinto le amministrazioni locali a seguire con attenzione i processi in corso; gli effetti del sistema di difesa sono stati documentati da rilievi eseguiti con regolarità fino dal 1941. Nel 1999 e nella primavera del 2004 sono stati eseguiti due nuovi rilievi di grande dettaglio, che hanno permesso di valutare l'evoluzione del litorale, di quantificare i processi in atto e di definire le caratteristiche granulometriche dei sedimenti su tutta l'unità fisiografica (Cipriani et al., 2001).

Il clima ondoso è ben noto da quando è stato installato l'ondametro di La Spezia della Rete Ondametrica Nazionale (A.P.A.T., 1999-2005), che è ubicato in un tratto di mare esattamente ad Est della zona di studio e che risulta perfettamente idoneo a rappresentare il clima ondoso. Come si può osservare le mareggiate più intense provengono da un settore molto stretto e centrato sulla direzione 240° N (si veda il riquadro in Figura 5).

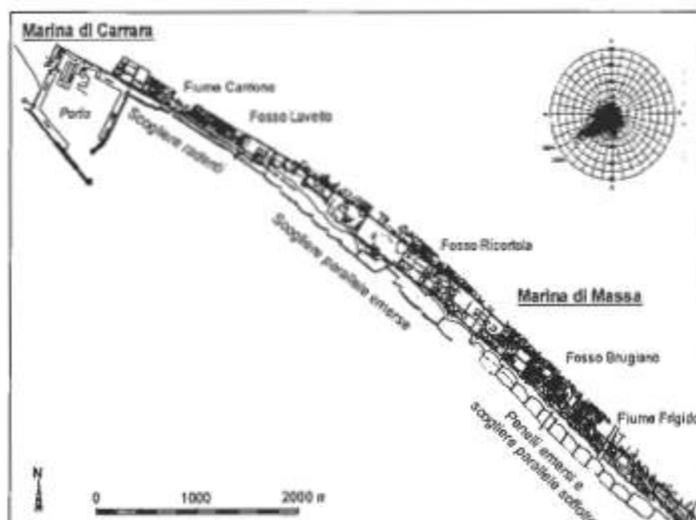


Figura 5 - Opere di difesa delle spiagge di Marina di Massa.

Il trasporto solido prevalente è diretto da Nord verso Sud ed i processi erosivi sono conseguenti alla forte riduzione degli apporti del Fiume Magra. La situazione si è ulteriormente aggravata con la costruzione del Porto commerciale di Marina di Carrara. Inizialmente il tratto soggetto ad erosione era limitato alle spiagge prossime al porto, ma successivamente sono stati interessati tratti sempre più estesi fino a raggiungere quasi 8 km di lunghezza.

Per contrastare l'erosione delle spiagge, che già mostravano la loro vocazione turistica, furono costruite a partire dal 1930 le prime scogliere radenti a Sud del porto a protezione di 1200 m di strada litoranea. Un più organico progetto di difesa del litorale fu redatto nel 1941 e prevedeva cinque scogliere parallele emerse lunghe ciascuna 180 m, distanti da riva da 60 a 100 m, che in buona parte proteggevano le scogliere radenti precedentemente realizzate dimostratesi insufficienti. Più a Sud furono costruite altre tre scogliere emerse, lunghe 350 m e con le estremità prolungate oltre le testate della barriere contigue, fino a sovrapporsi per uno sviluppo di 20 m, per limitare la penetrazione del moto ondoso attraverso i varchi.

Dai rilievi eseguiti per il progetto delle opere di difesa la spiaggia si presentava con un profilo piuttosto ripido fino alla profondità di 1,5 - 2 m e con pendenza molto regolare pari a circa il 1,5%, sul tratto più al largo.

La profondità di posa delle scogliere progettate nel 1941 era compresa fra 2 e 2,5 m. I lavori furono completati, con qualche modifica di carattere dimensionale e strutturale, nei primi anni '50. A quella data il sistema di protezione si estendeva per circa 5 km, ovvero dal porto fino ad oltre la Foce del Torrente Ricortola (Fig. 5). I fenomeni erosivi cominciarono a manifestarsi anche nel litorale a Sud non protetto che, dopo alcuni interventi sperimentali con opere isolate (piattaforme isola e scogliere parallele costruite a 20 m di distanza dalla riva), fu oggetto degli interventi nel periodo 1980-83 con 13 pennelli emersi distanti 180 - 200 m e lunghi 200 m, che arrivavano con la testata alla profondità di circa 4 m. Pochi anni dopo venne costruita una barriera sommersa parallela a riva che univa le testate dei pennelli creando un sistema di difesa di 12 celle. L'insieme delle protezioni del litorale di Marina di Massa come appare attualmente è riportato in Figura 5.

#### *Tratto protetto da barriere parallele emerse (dalla Foce del Lavetto alla Foce del Ritorcola)*

Le barriere parallele emerse in massi naturali hanno, secondo il progetto, una berma con larghezza dell'ordine di 3 m ed una quota di sommità di 2 m s.l.m.m., ma hanno subito nel tempo consistenti assestamenti e da molti anni la quota di berma risulta compresa fra 0,50 e 1,20 m s.l.m.m. e quindi risultano ampiamente tracimabili anche in caso di mareggiate ordinarie.

Lungo il tratto protetto da barriere emerse la linea di riva ha lentamente continuato ad arretrare nel tratto settentrionale mentre, dopo la costruzione di un pennello a Nord della Foce del Ritorcola, si è verifi-

cato un sensibile avanzamento su un tratto di 500 m a Nord del pennello stesso. Tale comportamento può essere spiegato dal fatto che la presenza dei varchi di limitata ampiezza (dell'ordine del 10% delle lunghezze delle barriere) fa sì che queste barriere segmentate si comportino come un'unica barriera continua. Quando le portate di tracimazione raggiungono valori elevati si sviluppa all'interno della zona protetta una corrente litoranea che trasporta verso Sud i sedimenti di spiaggia che vengono trattenuti dal pennello. I profili di spiaggia presentano un accumulo di sabbia immediatamente a tergo delle scogliere mentre la maggiore profondità si ha al centro della zona protetta (Fig. 6). La corrente di ritorno attraverso i varchi ha causato forti erosioni locali (Aminti et al., 2005).

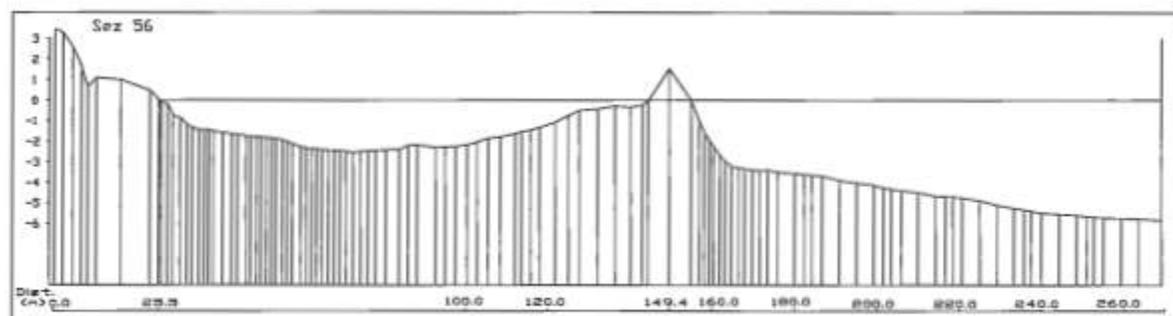


Figura 6 - Profilo di spiaggia nella zona protetta da barriere parallele emerse.

#### *Tratto meridionale protetto da pennelli e barriera sommersa*

La barriera sommersa, che raccorda la sommità dei pennelli, costruiti nel tratto più lontano dal porto, fu realizzata dopo il completamento dei pennelli ed aveva la berma di sommità appena sopra il livello del mare. Successivamente, per assestamenti naturali e danni conseguenti alle mareggiate, la sommità si è abbassata ed è attualmente ad una quota mediamente più bassa di circa 50 - 80 cm (Fig. 7).

La berma aveva una larghezza di progetto di 5 m con paramenti a pendenza 1:2. Attualmente il paramento lato mare ha una pendenza minore, a causa dei frequenti danneggiamenti e successivi rifiorimenti.



Figura 7 - Tratto di litorale difeso da pennelli e barriera sommersa.

Quando furono costruite queste opere di difesa, la linea di riva in qualche tratto era arretrata fino ad arrivare a pochi metri dalla strada litoranea ed erano stati demoliti diversi stabilimenti balneari presenti. Dai rilievi di prima pianta del progetto delle opere di protezione, eseguito dall'Ufficio del Genio Civile per le Opere Marittime di Genova, la scogliera sommersa era impostata ad una profondità variabile da 3,5 a 4,5 m, corrispondente alla profondità in testata dei pennelli. Al centro di ogni cella erano previsti varchi, larghi 10 m, con profondità 1 m circa, tali da consentire l'uscita di mezzi di salvataggio.

### Conclusioni

Il sistema di protezione non solo è risultato idoneo ad arrestare l'arretramento della linea di costa, ma negli ultimi 20 anni si è osservato un generale avanzamento che ha raggiunto localmente anche i 50 m; solo in un limitato tratto sul limite settentrionale sono stati necessari interventi di ripascimento (Aminti, Pelliccia e Pranzini, 2002).

La linea di riva ha assunto in tutte le celle la tipica conformazione ad arco, è più avanzata in prossimità dei pennelli rispetto al centro della cella (Fig. 7). La profondità nella zona protetta attualmente non supera i 2 m ed il paramento lato terra delle barriere risulta quasi interamente insabbiato (Fig. 8).

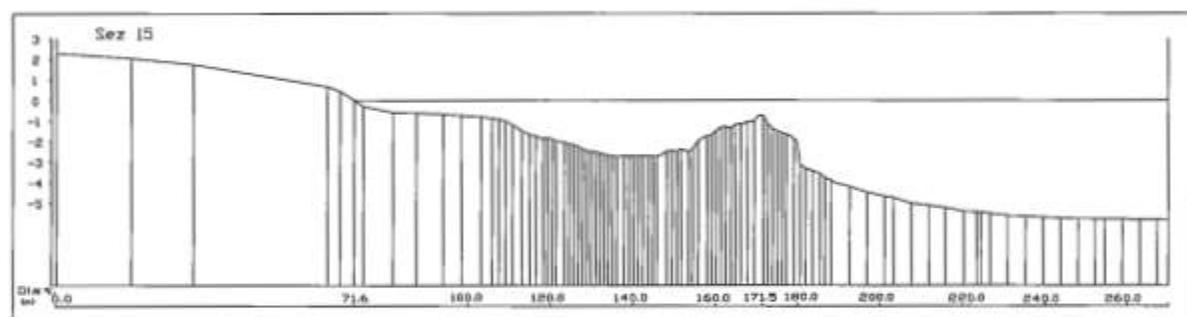


Figura 8 - Profilo di spiaggia nella zona protetta da barriere sommerse.

La dimensione dei sedimenti sulle spiagge protette si è modificata nel tempo con un sensibile incremento della frazione di sabbia fine.

### Marina di Pisa

#### *Inquadramento dell'area*

Marina di Pisa è una cittadina sorta alla foce dell'Arno alla fine dell'ottocento, in un periodo in cui la foce aveva raggiunto il suo massimo protendimento e stava iniziando un sistematico arretramento dell'intero delta.

Sul lato Nord della foce è presente un'area non antropizzata, attualmente Parco Regionale, che non è stata protetta. In questa zona, su circa 3 km si è verificato un arretramento medio di oltre 500 m, con un valore massimo alla foce di 800 m negli ultimi 150 anni.

#### *Caratteristiche dell'intervento di difesa attuato ed effetti sul litorale*

Il litorale di Marina di Pisa è stato difeso per una lunghezza di 2,5 km, da una scogliera radente che è stata costruita nella prima metà del secolo scorso per tratti successivi a partire dalla Foce dell'Arno. Negli anni '60 fu costruito, a distanza di 80 - 100 m dalla scogliera radente, un sistema di dieci barriere parallele lunghe da 200 a 250 m ciascuna, con varchi di circa 15 m.

Tali barriere hanno raggiunto lo scopo di proteggere l'abitato di Marina di Pisa, ma hanno anche determinato una forte asimmetria della foce (Fig. 9). I processi erosivi sono proseguiti sui fondali; dai rilievi dei profili trasversali alla costa si evince che nella zona protetta i fondali raggiungono profondità massime intorno ai 2 - 3 m, mentre esternamente alle opere si raggiungono i 6 - 7 m, determinando dislivelli fra i due lati delle scogliere che superano i 3 m, (Fig. 10).



Figura 9 - Le difese costiere di Marina di Pisa.

A causa dell'approfondimento dei fondali le scogliere parallele hanno avuto necessità di continue manutenzioni e rifiorimenti, che hanno richiesto, in circa 50 anni, la posa di materiale per un volume da 2 a 3 volte quello utilizzato per la costruzione (Commisso, 2001).

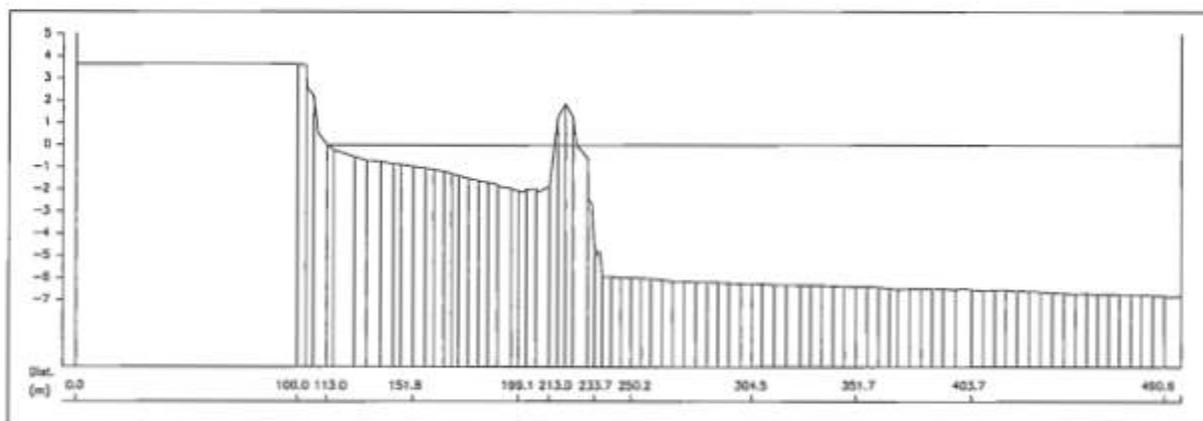


Figura 10 - Profilo tipico dei fondali nel tratto di mare antistante le difese costiere di Marina di Pisa.

### Conclusioni

La quota di sommità delle scogliere è fortemente variabile in funzione delle manutenzioni eseguite: essa va da 3,8 m s.l.m.m., per opere recentemente sistemate, a circa 2 m s.l.m.m. per le scogliere dove da molti anni non si eseguono lavori di manutenzione (Fig. 11). Ne consegue che alcune scogliere sono ampiamente tracimabili e che in corrispondenza dei varchi, dove si concentrano correnti di ritorno, si sono verificati importanti canali di erosione al fondo. Per evitare instabilità delle testate questi sono stati parzialmente chiusi con soglie sommerse.



Figura 11 - Scogliera radente e scogliere distaccate parallele a Marina di Pisa.

### Scossicci di Porto Recanati

#### *Inquadramento dell'area*

La spiaggia antistante la località Scossicci di Porto Recanati (MC) si trova nell'Adriatico centrale lungo la costa meridionale marchigiana (a Sud del promontorio del Monte Conero) ed è rivolta verso il mare aperto con ortogonale alla riva diretta verso i  $66^\circ$  N (Fig. 12).

Il tratto di litorale in questione è pressoché rettilineo, lungo circa 12 km, compreso fra i delta di foce del Fiume Musone a Nord e del Fiume Potenza a Sud (Fig. 12) e costituisce una singola unità fisiografica ristretta, che a sua volta rientra nella più ampia unità fisiografica di costa bassa (lunga circa 50 km) estesa dall'estremità meridionale del promontorio del Monte Conero (occupata dalle strutture del Porto di Numana) fino al piccolo promontorio, costituito dal tratto costiero leggermente proteso in aggetto, delle colline litoranee picene comprese fra Pedaso e Grottammare.

Già all'inizio del secolo scorso i suddetti apparati di foce dei fiumi Musone e Potenza erano solo debolmente sporgenti, ma oggi, dopo il progressivo arretramento avvenuto nel corso degli ultimi decenni, si presentano praticamente in allineamento con l'intera costa comunale di Porto Recanati, rendendo poco riconoscibile la delimitazione della predetta unità fisiografica ristretta.



Figura 12 - Planimetria della regione Marche con localizzazione dei siti costieri presi in esame.

Il tratto di costa descritto in questo caso è quello compreso fra gli abitati della città di Porto Recanati e quello della località di Scossicci (Fig. 13), in particolare quello della zona dell'ex stabilimento Montecatini, funzionante fino ai primi anni '70 per la produzione di concimi chimici.

Nella zona sono presenti, praticamente a ridosso della spiaggia, tratti della strada litoranea, attrezzature turistico-balneari e ricreative, infrastrutture abitative di recente e recentissima costruzione (qualcuna tuttora in corso) ed appunto l'imponente vecchio edificio dell'ex stabilimento Montecatini realizzato nelle tipiche forme a volta su progetto dell'arch. Pier Luigi Nervi, in abbandono da anni ed attualmente in stato di degrado, probabilmente destinato ad un recupero strutturale per diventare un futuro sito di archeologia industriale.

Il tratto di spiaggia esaminato è lungo circa 1 km ed è compreso fra le vecchie scogliere emerse distaccate poste a difesa del lungomare del quartiere settentrionale dell'abitato di Porto Recanati ed altre, ormai insabbiate, poste più a Nord a protezione della strada litoranea antistante la località di Scossicci. Attualmente la spiaggia in questione, come d'altronde l'intero litorale comunale, è completamente irrigidita dalla presenza di opere costiere di protezione di varia tipologia. In particolare nel tratto esaminato troviamo barriere sommerse distaccate, diversi pennelli ed alcuni vecchi tratti di difese radenti. La situazione delle relative opere costiere di difesa, aggiornata all'anno 2000 è illustrata nella Figura 13.

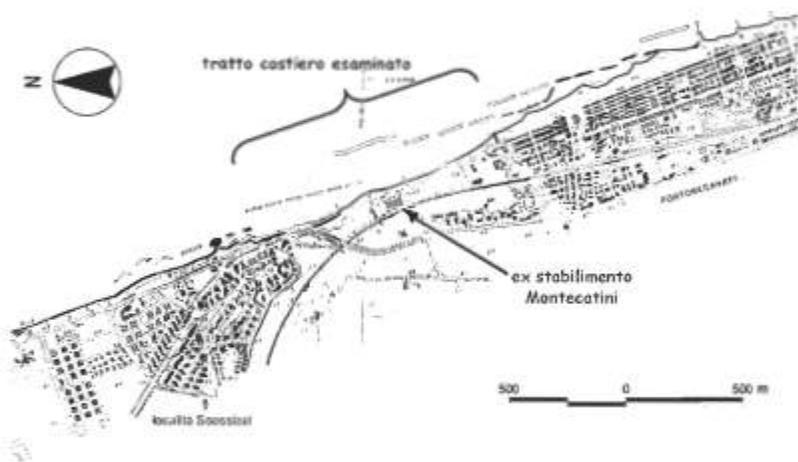


Figura 13 - Planimetria dell'area costiera indagata e dei tratti circostanti. La base cartografica terrestre è del novembre 1985, linea di costa e schemi delle opere marittime sono del 1999 e 2000.

Le caratteristiche granulometriche dei sedimenti originariamente presenti sulla spiaggia, nelle condizioni naturali ancora inalterate dalla presenza delle opere di protezione, erano di ghiaia ciottolosa mista a sabbia, con lo strato del sedimento più grossolano sormontante quello più fino nella fascia della spiaggia emersa e di quella sommersa fino a profondità di circa 2 m, oltre la quale si presenta la sabbia fine per la fascia fino a circa 10 - 12 m di profondità, oltre cui prevalgono i sedimenti fangosi ancora più fini (si veda anche l'Atlante delle spiagge italiane del Consiglio nazionale delle ricerche, 1985). Il diametro medio dei sedimenti di battigia, nel tratto di costa antistante l'ex stabilimento Montecatini, era di 1,4 mm secondo un rilievo del 1983.

Attualmente le condizioni risultano profondamente influenzate dalla presenza delle opere costiere presenti. Da indagini sedimentologiche effettuate nella stessa zona nel 1999 il diametro medio in battigia risultava compreso fra circa 1,4 e 4 mm, nella spiaggia emersa poteva giungere fino a 10 mm, mentre sulla -2 m esso era compreso fra 0,2 e 6 mm e sulla -5 m non superava i 0,2 mm.

I sedimenti della spiaggia sono di provenienza fluviale, in particolare provengono pressoché esclusivamente dai fiumi Musone e Potenza (le cui rispettive superfici dei bacini idrografici sono di circa 650 e 780 km<sup>2</sup>). L'azione del moto ondoso costiero produce anche una redistribuzione lungo il litorale dei sedimenti di spiaggia, che altrimenti si presentano, come detto, generalmente disposti con granulometria pressoché uniforme lungo fasce parallele alla riva. La direzione preferenziale del trasporto solido longitudinale è da Sud verso Nord, come d'altronde per l'intero tratto costiero marchigiano, secondo la direzione prevalente della corrente lungocosta prevalente (Mancinelli e Lorenzoni, 1993, Mancinelli et al., 1999).

I caratteri principali del regime meteomarinò presente nel paraggio di mare descritto sono sinteticamente

illustrati sul grafico della Figura 14, ottenuto dall'elaborazione dei dati ondosi rilevati, nei primi quattro anni di funzionamento, dalla boa della Rete ondometrica nazionale (A.P.A.T., 1999-2005) posta al largo di Ancona. E' significativo notare che, seppure fra i moti ondosi agenti nel paraggio rimanga generalmente dominante quello da Scirocco-Levante, il quale origina la suddetta corrente di trasporto solido prevalente diretta verso NordOvest, talvolta tale regime di dominanza sia fortemente influenzato dalle pur importanti (numerose, intense e prolungate) ondate settentrionali (si tratta soprattutto dei mari da Bora o Greco-Tramontana), le quali producono trasporti solidi lungocosta nella direzione opposta. In diverse stagioni si verifica addirittura l'inversione direzionale nella dinamica prevalente dei sedimenti di spiaggia (Istituto di Idraulica, 2001; Lorenzoni e Mancinelli, 2002).

Le diversità delle caratteristiche ondometriche fra le due suddette importanti fenomenologie meteomarine intense, agenti nel paraggio adriatico centrale, risultano abbastanza evidenti, soprattutto per effetto delle diverse lunghezze dei rispettivi *fetches*. Le onde di mareggiata di provenienza dai quadranti meridionali sono infatti nettamente più lunghe rispetto a quelle provenienti da Bora, che generalmente si presentano con più evidenti caratteri di mare vivo, con onde corte ed in presenza di vento. Le ondate di provenienza meridionale giungono lungo le spiagge marchigiane, in conseguenza della loro maggior lunghezza ondosa, oltre che con un contenuto energetico maggiore (si veda la Figura 14) e conseguentemente una risalita di maggior entità lungo i paramenti delle spiagge, anche con un considerevole sovrizzo del livello medio superficiale, di entità crescente passando dai litorali meridionali a quelli più settentrionali delle Marche.

Le differenti caratteristiche con cui si presentano le due descritte fenomenologie di eventi meteomarini intensi nel paraggio marchigiano risultano avere una notevole influenza diretta ovviamente anche sulle diverse caratteristiche del trasporto solido lungocosta presente. Si pensi solamente alla maggior incisività con cui le onde di provenienza meridionale siano ovviamente in grado di aggredire le coste marchigiane in generale e ad intaccare anche le parti più alte delle spiagge emerse.

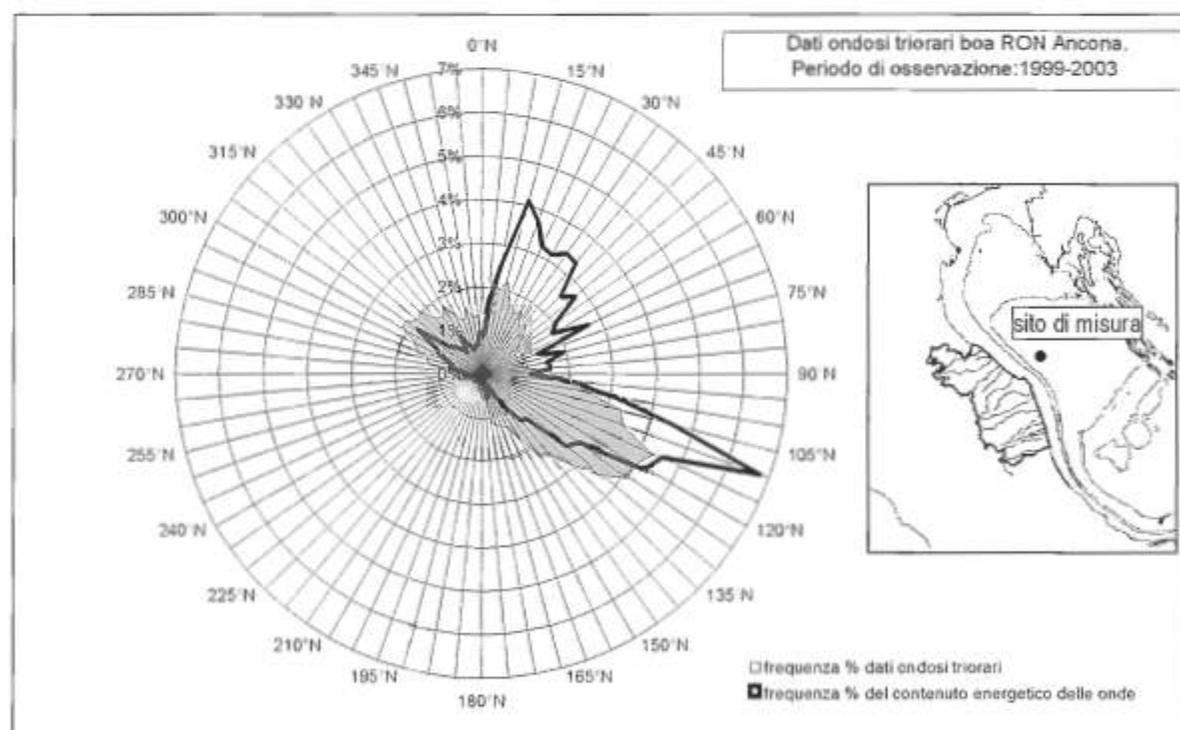


Figura 14 - Distribuzione direzionale (direzione media totale della componente spettrale di picco) delle frequenze percentuali dei dati ondosi triorari e del relativo contenuto energetico per i valori rilevati dalla boa della R.O.N. al largo di Ancona dal marzo 1999 al marzo 2003 (quattro anni di rilevazioni).

Inoltre, a causa della loro diversa esposizione geografica, i litorali marchigiani settentrionali (a Nord del Conero) e quelli meridionali (a Sud del Conero), rivolti rispettivamente verso NordEst e verso EstNordEst, risultano subire l'attacco delle due suddette tipiche condizioni ondose intense con direzioni di incidenza diverse. Così le ondate da Bora (provenienti da NordNordEst) risultano incidere quasi perpendicolarmente i litorali settentrionali ed invece con componenti longitudinali piuttosto rilevanti quelli meridionali, quindi sono in grado di produrre correnti di trasporto solido lungocosta notevolmente più intense per le coste meridionali. Al contrario invece le ondate meridionali più intense, provenienti generalmente da EstSudEst, incidono i litorali settentrionali quasi parallelamente e quelli meridionali con direzioni relativamente più perpendicolari, quindi sono in grado di sviluppare un trasporto solido litoraneo notevolmente più intenso per i litorali settentrionali rispetto che per quelli meridionali.

Proprio per effetto delle differenti caratteristiche descritte il litorale portorecanatese, come tutto quello meridionale marchigiano, risente in maniera abbastanza significativa, oltre che per le mareggiate prevalenti di provenienza meridionale, anche per i frequenti ed intensi eventi ondosi provenienti dai quadranti settentrionali. Pur essendo pressoché interamente protetta da opere costiere di difesa di tipo rigido, la spiaggia della zona dell'ex stabilimento Montecatini ha una pendenza notevole: già a 150 m dalla riva si ritrovano mediamente profondità di oltre 5 m, quindi le pendenze medie, fino alla -5 m, superano il 3% (confermato anche dall'Atlante delle spiagge italiane, C.N.R., 1985).

#### *Evoluzione e difesa del tratto costiero in esame*

La spiaggia del tratto in questione ha sofferto di problemi erosivi sin dagli anni '70 del secolo scorso. Le cause degli squilibri litoranei vanno ricercate ovviamente sopraflutto, rispetto alla direzione prevalente del trasporto solido lungocosta, quindi in questo caso a Sud della spiaggia presa in esame.

Il litorale della zona centrale della città di Porto Recanati, in cui è storicamente presente una fila continua di insediamenti abitativi direttamente a ridosso del lungomare, quindi in prossimità della riva, fu a sua volta oggetto di problemi erosivi, innescati probabilmente a partire dagli anni '30, da una prima serie di tre pennelli, realizzati nella zona della foce del Fiume Potenza, per evitare le continue deviazioni verso Nord dell'ultimo tratto del corso fluviale per effetto delle intense mareggiate meridionali (Buli e Ortolani, 1947) con conseguente minaccia dell'abitato cittadino. Negli anni '50 furono realizzati altri pennelli trasversali nella parte meridionale della spiaggia cittadina.

Nei primissimi anni '60, con l'aggravamento dei fenomeni erosivi (Figg. 15a e 15b), furono poste in opera le prime scogliere foranee emerse parallele alla riva a protezione delle abitazioni cittadine nella parte meridionale. In seguito alle tipiche ripercussioni erosive a catena verificatesi sul lato sottoflutto delle opere costiere di tipo rigido, furono realizzate, in più fasi successive, altre scogliere emerse distaccate a difesa della spiaggia. A metà degli anni '70 fu completata la realizzazione dell'intera fila di scogliere foranee emerse parallele alla riva a protezione dell'intero sviluppo del litorale antistante l'abitato cittadino e del "borgo" storico, il quartiere più settentrionale (Fig. 16).



Figure 15a e 15b - Azione devastante della mareggiata del 15 ottobre 1960 sul litorale e sul lungomare della cittadina circa 1 km a Nord della foce del Fiume Potenza.

Pur essendo riuscita a mettere in sicurezza il lungomare antistante la zona abitata, tale difesa non ha potuto impedire lo spostamento dei fenomeni erosivi litoranei nel tratto ancora più sottoflutto (setentrionale), arrivando quindi ad interessare anche l'area dell'ex stabilimento Montecatini vicino alla località di Scossicci (Figg. 17a e 17b).

Nel tentativo di salvare in particolare la preesistente strada litoranea antistante il suddetto stabilimento industriale, seriamente danneggiata dall'azione erosiva del mare, a metà degli anni '70 era stata realizzata una scogliera radente nella parte meridionale. Presto però l'erosione ha interessato anche il tratto sottoflutto della spiaggia e della strada antistante la località di Scossicci (Fig. 18). Infine tale strada, con la carreggiata ormai irrimediabilmente danneggiata nel tratto centrale della zona indagata, fu abbandonata.



Figura 16 - Stato del litorale settentrionale di Porto Recanati e delle difese costiere nel gennaio 1976.



Figure 17a e 17b - Effetti dell'erosione costiera sulla spiaggia e sulla carreggiata della strada litoranea antistanti all'ex stabilimento Montecatini nel gennaio 1976.



Figura 18 - Effetti dell'erosione costiera sulla spiaggia e sulla strada litoranea antistanti alla località Scossicci di Porto Recanati nel dicembre 1977.

La nuova infrastruttura viaria, con un tracciato che aggirava la cittadina all'interno, si riallacciava al tratto litoraneo proprio all'estremità settentrionale della zona indagata in questo caso. A difesa di tale reinnesto di carreggiata, della spiaggia antistante ed anche delle altre infrastrutture presenti nella stessa zona, furono realizzati altri tratti di scogliere radenti sul finire degli anni '70, nonché diversi pennelli ortogonali alla riva, specie sull'arenile della parte centrale dell'area indagata, nei primi anni '80.

Le opere costiere realizzate, pur garantendo una relativa protezione dall'aggressione delle mareggiate alle suddette infrastrutture, non avevano però consentito la formazione di un consistente arenile, di dimensioni sufficientemente ampie per poter sfruttare adeguatamente tale spiaggia per fini turistico-ricreativi (Aquater, 1987a; Aquater, 1987b).

Nella parte più settentrionale del tratto di costa in questione, fra l'agosto 1983 e l'aprile 1984, allo scopo di ricostituire la spiaggia e proteggerla, attenuando l'energia ondosa incidente, fu realizzato un intervento di ripascimento artificiale protetto al largo da una barriera frangiflutti sommersa a gettata di scogli posta parallelamente alla linea di riva. La batteria di scogliere foranee era lunga complessivamente 520 m, imbasata su fondali medi di 5,2 m ad una distanza media dalla linea di riva di circa 150 m e risultava costituita da sei setti lunghi 70 m ciascuno e con varchi intermedi ampi 20 m. La berma di sommità era prevista, nel progetto iniziale, con sommergenza di 1 m ed ampia 4 m. Ulteriori dettagli sulla planimetria dell'intervento, sulle caratteristiche geometriche ed i materiali costituenti il corpo originario delle scogliere sono riportati nella Figura 19. Furono realizzati anche quattro isolotti emersi di segnalazione in massi naturali ad intervalli di circa 180 m, poste sulle testate di alcuni segmenti di scogliera (Aquater, 1987a; Lorenzoni et al., 1987).

Per il ripascimento dei circa 700 m di arenile interessato furono utilizzati 16000 m<sup>3</sup> di sabbia grossolana proveniente da due cave terrestri attive, site lungo i terrazzamenti di dune fossili. I diametri medi  $D_{50}$  sono risultati rispettivamente circa 1,8 e 2,2 mm per i materiali di apporto, mentre il diametro teorico del sedimento stimato stabile era risultato di 1,5 mm, a fronte di quello originario della spiaggia pari, come detto, ad 1,4 mm. Il trasporto del materiale per la distanza dalle cave di prestito comprese fra 10 e 20 km è stato effettuato su strada con autocarri; la distribuzione lungo la spiaggia del materiale di apporto è stata effettuata con l'ausilio di mezzi meccanici.

Probabilmente in questo caso si è trattato proprio del primo intervento con scogliere sommerse realizzato in tutta Italia a difesa della costa.

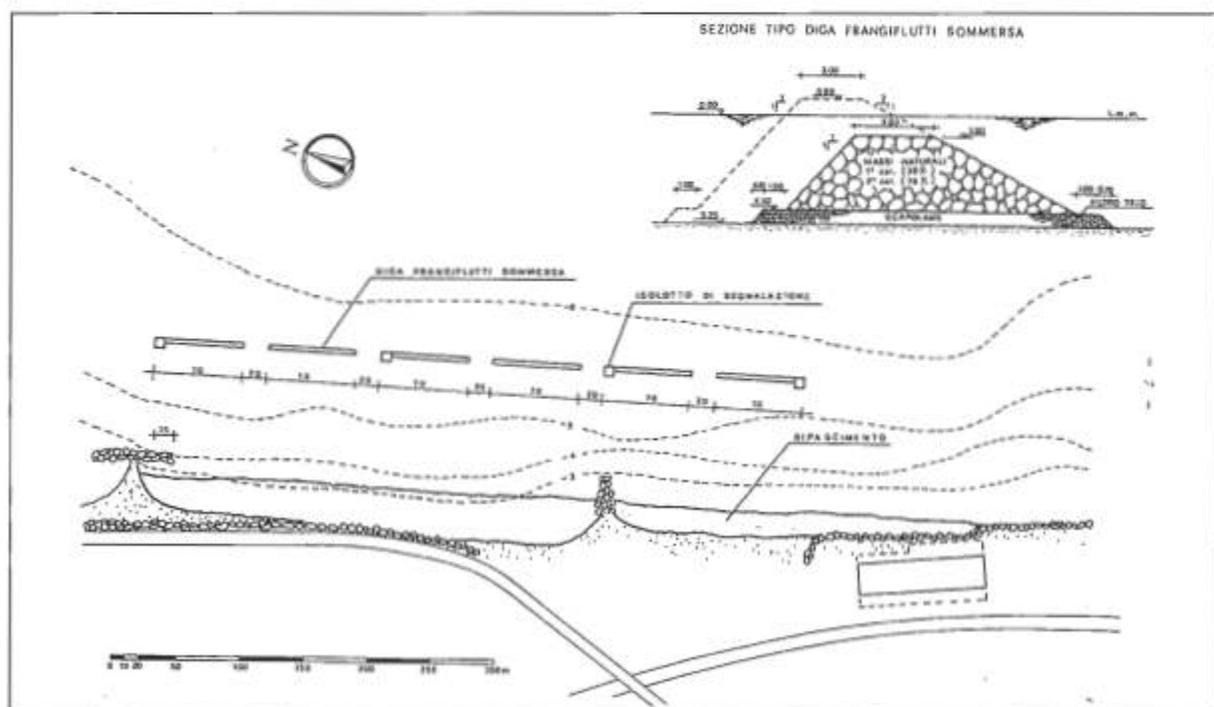


Figura 19 - Planimetria dell'intervento e sezione trasversale delle opere sommerse realizzate in località Scossicci di Porto Recanati nel 1983-84.

Con la realizzazione di tale innovativo (a quel tempo) sistema di difesa costiera, l'obiettivo ricercato era stato quello di trattenere il materiale di battigia rimosso dall'agitazione ondosa, il quale, anche a causa della notevole pendenza del fondo della spiaggia in questione, sarebbe stato altrimenti rapidamente disperso in mare aperto. L'intervento, all'atto della realizzazione, aveva determinato un avanzamento della linea di riva di circa 20 - 30 m. I rilievi batimetrici eseguiti nell'aprile 1985 (ad un anno dal termine dei lavori) mostravano una discreta stabilizzazione della spiaggia. Rispetto alla situazione precedente al ripascimento, si notava ovunque l'avanzamento di 10 - 15 m della linea di riva, il miglioramento delle pendenze ed un pressoché generalizzato innalzamento dei fondali nella zona protetta e nel tratto immediatamente al largo della scogliera. I rilievi successivi (ottobre '85 e maggio '86) evidenziavano tale tendenza con modeste oscillazioni della linea di riva dovute pressoché alle naturali modifiche stagionali del profilo di spiaggia (vedi lo stato della costa nel novembre 1985 sulla Figura 20).



Figura 20 - Vista aerea generale del tratto costiero di Scossicci di Porto Recanati nel novembre 1985 in cui risulta visibile l'intervento di protezione con le opere sommerse.

In seguito le scogliere sommerse hanno subito gli attesi naturali assestamenti successivi alla posa in opera, quindi hanno necessitato di ripetute ricariche dei massi di rivestimento e della risagomatura della sezione trasversale, adattandola alle mutate dimensioni strutturali divenute, nel corso del tempo, più comunemente usate per questo tipo di interventi (quali minore sommergezza, berme di sommità più ampie, scarpate laterali con pendenze più dolci, ecc.). Inoltre a completamento di questa sorta di evoluzione delle caratteristiche strutturali subita dalle scogliere sommerse, dagli isolotti emersi di segnalazione in scogli furono sostituiti da più economici e pratici pali di segnalazione in c.a. (Fig. 21).



Figura 21 - Vista della costa settentrionale di Porto Recanati e della località Scossicci nel novembre 1999, in cui risultano visibili i nuovi pali di segnalazione allineati sulle vecchie scogliere sommerse.

Tra la fine degli anni '80 e l'inizio dei '90 si posero in opera altre due opere foranee di tipo sommerso, in particolare antistanti alla parte centrale ed a quella meridionale dell'area indagata. La prima barriera, realizzata nel 1988/89, è lunga circa 250 m e posta a distanza di oltre 200 m dalla riva, su profondità che superano anche i 6 m, con sviluppo che parzialmente fronteggia direttamente (in sovrapposizione di protezione costiera) parte della suddetta barriera preesistente posta più a riva di questa. L'altra scogliera posta in opera in quegli anni ha la lunghezza di circa 240 m, è costituita da due setti di circa 100 m ciascuno e varco intermedio di circa 40 m, ma è posta pressoché in allineamento, a circa 160 m dalla riva, con l'ultima barriera emersa più settentrionale preesistente a difesa dell'abitato storico. Alla sua realizzazione (intorno al 1990) anche la parte più settentrionale della suddetta scogliera emersa più settentrionale fu trasformata in sommersa, andando di fatto a costituire una sorta di terzo setto della difesa sommersa realizzata. Lo stato generale delle opere costiere nell'anno 2000 (Istituto di Idraulica, 2001) è stato riportato, come detto, nella planimetria della suddetta Figura 13.

Recentemente (autunno 2004) nel tratto più meridionale della zona in esame sono stati realizzati tre pennelli paralleli di egual lunghezza, con un ripascimento artificiale del litorale intermedio, al fine di creare una adeguata fascia di spiaggia direttamente antistante i nuovi insediamenti turistico-abitativi e di renderla sufficientemente stabile, in modo da poterla più facilmente sfruttare per le attività ricreative-balneari, soprattutto ad immediato vantaggio dei turisti-fruitori di tali retrostanti abitazioni (Figg. 22a e 22b).

#### *Effetti dell'opera di difesa sul litorale*

Le tre citate opere foranee sommerse degli anni '80-'90, si trovano su differenti allineamenti e si presentano sovrapposte parzialmente (in termini di protezione costiera) fra loro e/o con altre difese preesistenti o più recenti.

Questa situazione, già abbastanza complessa da esaminare per quanto riguarda le ripercussioni sulla spiaggia dovute alle singole tipologie di difesa, è resa ulteriormente più confusa dal fatto che alcune delle opere più vecchie, rimaste prive di manutenzione, sono state gradualmente demolite e/o smantellate parzialmente da parte dell'azione del mare oppure sono finite insabbiate per effetto dell'accumulo dei sedimenti sulla spiaggia. Ciò in definitiva ha reso tale tratto di costa protetto in modo alquanto disordinato (Fig. 23a) e scarsamente distinguibili gli effetti costieri delle singole tipologie di difesa (Fig. 23b).



Figure 22a e 22b - La costa di Scossicci di Porto Recanati con i tre pennelli di recente realizzazione.



Figure 23a e 23b - Stato generale della spiaggia e delle opere di difesa della costa meridionale di Porto Recanati alla fine del 2004 in condizioni tranquille ed in occasione di una mareggiata del dicembre 2004.

Il sistema di difesa adottato delle scogliere longitudinali foranee sommerse sembra essere risultato discretamente efficace nella protezione del tratto di spiaggia ghiaiosa immediatamente retrostante. Infatti, in seguito alla realizzazione di ogni opera sommersa, i tratti immediatamente protetti non hanno più manifestato gravi problemi di erosione, anzi in qualche tratto la spiaggia è pure avanzata, fino a poche decine di metri, specie nella zona delle scogliere più vicine alla riva.

Non disponendo di idonee campagne di misura per poter compiere adeguati confronti sull'evoluzione dei fondali, si può solamente stimare che la variazione delle profondità nella zona indagata non sia stata eccessiva, ma si ritiene comunque che non sia distribuita omogeneamente (vedi Figura 24), soprattutto a causa delle diversità fra le opere costiere realizzate e che sia risultata molto influenzata localmente dalla presenza delle opere più vicine. Si ritiene inoltre che la presenza delle opere di protezione abbia consentito e favorito una certa stabilizzazione e l'irrigidimento dei fondali stessi, oltre che, come detto, della linea di riva e della spiaggia emersa.

Attualmente la spiaggia formatasi nel tratto esaminato risulta costituita da materiale sabbioso-ghiaioso con un buon assortimento granulometrico, come descritto in precedenza. Se originariamente i granuli della spiaggia tendevano alle dimensioni più grossolane (C.N.R., 1985), la presenza delle recenti opere di difesa di tipo rigido ha favorito il deposito sulla spiaggia e la stabilizzazione sulla battigia di sedimenti di dimensioni minori. Per cui anche i pur modesti ripascimenti artificiali di sabbia avvenuti lungo tale spiaggia protetta possono ritenersi idonei.

Anche la qualità dell'acqua presente nella zona di battigia protetta dalle barriere risulta generalmente di buona qualità, essendo essa favorita, in questo caso, dalla buona intensità della circolazione idrodinamica superficiale innescata proprio dalla presenza delle barriere di tipo sommerso, che sono in grado di evitare i fenomeni di ristagno nella zona di riva.

Tutti questi fattori positivi hanno favorito una successiva discreta fruibilità di tale spiaggia sia dal punto di vista turistico-balneare che come superficie di stazionamento a terra per la vivace nautica minore locale.

A completamento di tale tipo di indagine, occorre rilevare che tutte le predette opere di difesa (non si può prescindere, come detto, dall'intero sistema di protezione della spiaggia, anche nelle condizioni piuttosto disordinate in cui esso si trova attualmente) sono state inserite non in una spiaggia completamente libera, ma in una realtà costiera in cui, all'atto della loro realizzazione, le condizioni naturali originarie del sito risultavano già ampiamente alterate anche dalla presenza delle opere costiere di tipo rigido preesistenti alle estremità laterali del tratto preso in considerazione. Infatti, come già detto sopra, su entrambi i lati, sopraflutto e sottoflutto, del tratto in questione erano già presenti sistemi organizzati di protezione costiera costituiti da batterie longitudinali alla riva di scogliere foranee di tipo emerso. Per cui la spiaggia ed il litorale protetti dalle opere sommerse di cui si sta trattando, risultavano già stabilizzate lateralmente dalle strutture costiere emerse preesistenti.

In definitiva, per quanto sopra detto, nulla si può dire, in questo caso, per quanto riguarda le ripercussioni riscontrate nei tratti limitrofi conseguenti alla realizzazione delle opere di difesa di tipo sommerso descritte, fenomeni che invece risulterebbero assai significativi ed assumerebbero una grande importanza, per la valutazione complessiva del funzionamento del sistema di protezione adottato, su un spiaggia libera da opere rigide di difesa.

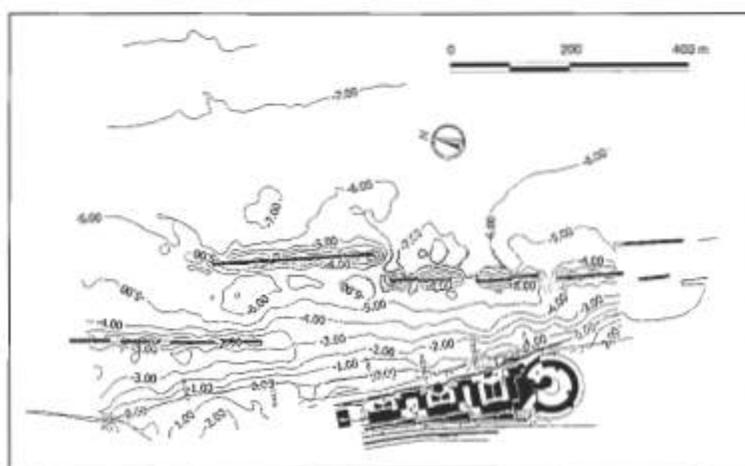


Figure 24 - Batimetria del tratto della spiaggia di Scossicci antistante i tre interventi con le opere sommerse (rilievi del 2003). Sono solo indicati in progetto i tre pennelli e gli insediamenti abitativi a terra di recente realizzazione.

## Conclusioni

Le prime scogliere sommerse realizzate a Porto Recanati (nei primi anni '80) avevano berme di sommità larghe circa 4 m con sommergenza di circa 1 m. Tali dimensioni si rivelarono inadeguate e relativamente poco idonee a smorzare le onde, specie in occasione di ampi sovralti di tempesta del livello medio superficiale che rendeva inefficaci quelle dimensioni di sommergenza e quelle ampiezze di berma. Inoltre con tali dimensioni si favoriva la ricaduta dei frangenti nello specchio acqueo del lato terra alle strutture, con conseguenti agevoli approfondimenti del fondale nei casi più critici. Nelle opere della generazione successiva, come pure nelle operazioni di manutenzione delle prime scogliere stesse, sono state adottate dimensioni ben più ampie per la larghezza della berma (dell'ordine di 10 - 12 m) ed invece ben più contenute per la sommergenza (al massimo 0,5 m). Anche le pendenze dei paramenti laterali delle opere furono migliorate adottando valori relativi a scarpate più dolci. Le nuove dimensioni adottate hanno sicuramente migliorato l'efficacia delle strutture sommerse. Questo stesso schema evolutivo delle strutture sommerse può essere ritenuto valido anche per le altre opere costiere sommerse realizzate nelle Marche.

Sulle distanze delle barriere sommerse dalla riva si può rilevare che forse quelle adottate per le prime opere potevano essere adeguate, infatti con la loro posizione esse hanno favorito una discreta stabilizzazione della linea di riva e della spiaggia emersa. Le opere più recenti con distanze maggiori sono risultate meno efficaci nella stabilizzazione della spiaggia protetta. Dall'osservazione complessiva dei diversi sistemi di difesa posti sull'area indagata, si può notare che le notevoli ampiezze delle aperture rimaste fra le tre batterie di barriere sommerse può aver favorito la mancata stabilizzazione di tratti localizzati del litorale retrostante in occasione delle mareggiate più violente, con la formazione di forti correnti di ritorno dirette verso il largo e notevoli risalite ondose sulla spiaggia emersa.

## Marina di Montemarciano (AN)

### *Inquadramento dell'area*

La spiaggia antistante la località di Marina di Montemarciano (AN) si trova nell'Adriatico centrale lungo la costa settentrionale marchigiana (a Nord del promontorio del Monte Conero) ed è rivolta verso il mare aperto in direzione di  $26,5^\circ$  N (si veda la suddetta Figura 12).

Il litorale in questione fa parte dell'unità fisiografica (lunga circa 16 km) costituita dall'ampio arco di litorale compreso fra la foce del Fiume Esino a Sud e quella del Fiume Misa a Nord, che a sua volta rientra nella più ampia unità fisiografica di costa bassa (lunga circa 60 km) che si estende dall'estremità settentrionale del promontorio del Monte Conero (praticamente occupata dal Porto di Ancona) a Sud fino a quella meridionale del promontorio del Colle San Bartolo (che si innalza dalla periferia settentrionale della città di Pesaro) a Nord (si veda la suddetta Figura 12).

Il tratto costiero di Marina di Montemarciano ha andamento pressoché rettilineo. La spiaggia del tratto in esame è caratterizzata da sedimenti ghiaioso-sabbiosi. Essi si presentano disposti con granulometria pressoché uniforme lungo fasce parallele alla riva. La ghiaia (granuli o ciottoli fini, con valori dei diametri medi compresi fra 2 ed oltre 10 mm) costituisce il materiale dello strato superficiale della spiaggia emersa e del fondale fino a circa 2 m di profondità, raggiunta la quale tendono gradualmente a diminuire per scomparire del tutto su fondali oltre i 3 m circa di profondità. Lo strato di ghiaia sovrasta quello della sabbia, la quale risulta emergere sul fondale (sabbia fine o molto fine, con valori dei diametri medi compresi fra 0,11 e 0,85 mm) a partire dalle suddette profondità ed estendersi anche a quelli più al largo fino a circa 10 - 12 m di profondità, ove lascia spazio ai limi dei fondali più profondi (Lorenzoni et al., 1998c). Le ghiaie della spiaggia di Marina di Montemarciano sono di provenienza fluviale, in particolare provengono pressoché esclusivamente dal Fiume Esino (la cui superficie del bacino idrografico è di circa 1200 km<sup>2</sup>).

L'azione del moto ondoso costiero produce la redistribuzione delle ghiaie lungo il litorale circostante, preferenzialmente verso NordOvest lungo i circa 10 km che si estendono dalla foce fluviale fino ad oltre la frazione di Marzocca di Senigallia, secondo la direzione prevalente della corrente lungocosta presente. Infatti, come già spiegato, per l'intero tratto costiero marchigiano, esso avviene prevalentemente da Sud verso Nord. Il trasporto solido costiero delle ghiaie non arriva ad interessare la spiaggia ancora più settentrionale di Senigallia, non intaccando quindi le sue tipiche e caratteristiche sabbie fini, caratteristica tale che è all'origine della nota denominazione di "spiaggia di velluto" e che ha reso famosa Senigallia come apprezzata meta del turismo balneare.

I caratteri del regime meteomarinario presente sono del tutto simili a quelli illustrati per l'altro sito marchigiano descritto precedentemente in questa stessa nota, Scossicci di Porto Recanati (si veda la suddetta Figura 14). Come già ampiamente spiegato in precedenza il litorale di Marina di Montemarciano, a causa della esposizione e delle caratteristiche delle diverse ondate più intense, risente in maniera nettamente preponderante degli eventi ondosi dominanti provenienti dai quadranti meridionali e quindi accusa evidenti problemi di erosione in occasione di mareggiate intense da Scirocco-Levante.

La pendenza dei fondali della spiaggia in esame è abbastanza variabile in funzione delle condizioni di stabilità e della sedimentologia presente nella particolare sezione presa in considerazione. Infatti misurando dalla linea di riva sino alla isobata di -5 m, la pendenza media è dello 0,66% (1:150) nel litorale che va da Marina di Montemarciano a Marzocca, dello 0,86% (1:115) nel tratto fra Marina di Montemarciano e la Foce dell'Esino, mentre essa arriva anche al 1,3% (1:75) nei tratti in cui le condizioni di stabilità della spiaggia indagata risultano più critiche (Lorenzoni et al., 1998b), che generalmente corrispondono alle localizzazioni sottoflutto alle opere costiere rigide presenti. Si ricorda che la profondità di chiusura valutata mediamente per l'intera costa regionale dalla società Aquater (1987b) è stata di 6,1 m.

Il tratto della spiaggia di Marina di Montemarciano di cui si tratta specificatamente nel presente paragrafo è lungo circa 600 m ed è ora protetto da una barriera longitudinale foranea di tipo sommerso, costituita da quattro setti allineati (come riferimento della posizione si veda la Figura 25, anche se va notato che in tale planimetria compare la traccia dello sviluppo dell'intera opera sommersa appare suddiviso in soli tre elementi). Esso ha sofferto di problemi erosivi sin dagli anni '80.

Le cause dell'erosione della spiaggia sono da ricercarsi sopraflutto, quindi in tal caso verso SudEst, in particolare negli squilibri litoranei prodotti dall'enorme arretramento della foce del Fiume Esino (documentata da Lorenzoni et al., 1998c, Mancinelli et al., 1999 e Mancinelli et al., 2000) e dal conseguente progressivo avanzamento, in avvicinamento, delle opere costiere di tipo rigido realizzate a protezione del litorale del vicino comune di Falconara Marittima. Originariamente, ad innescare i maggiori problemi erosivi al litorale in questione, furono in particolare soprattutto i lavori, realizzati nei primi anni '60, di costruzione del vasto terrapieno, in ampio aggetto, a servizio della raffineria API sulla sponda destra alla foce del Fiume Esino, che si trova circa 3 km a SudEst del tratto di spiaggia protetta preso in considerazione antistante la località di Marina di Montemarciano (Figg. 25 e 26).

Infatti, come rilevato anche da molteplici studi (ad esempio Dal Cin e Simeoni, 1987; Lorenzoni et al., 1998; Ripanti, 1987), la spiaggia di Marina di Montemarciano è sempre stata strettamente legata alle alterne vicende dell'Esino ed in misura minore alle sistemazioni del vicino Torrente Rubiano.

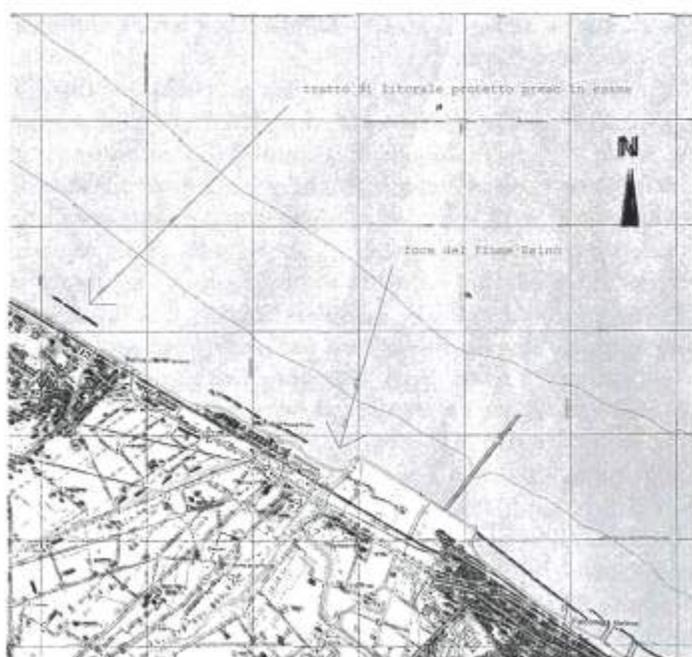


Figura 25 - Mappa orientata del paraggio del litorale di Marina di Montemarciano e della foce del Fiume Esino (base da I.G.M. 1995).

Tra l'altro proprio il Fiume Esino, che, come detto, costituiva la copiosa fonte di alimentazione naturale dei sedimenti ghiaiosi per tali spiagge, contemporaneamente ai citati massicci lavori sulla foce, ha manifestato gravissimi problemi di diminuzione degli apporti dei sedimenti solidi al mare, a causa delle pesanti manipolazioni operate artificialmente lungo il proprio intero bacino idrografico nel corso dei decenni precedenti. Si fa riferimento soprattutto all'estrazione indiscriminata di inerti dall'alveo fluviale ed alla costruzione di opere di regolazione sull'asta fluviale. La conseguente scarsità di apporti sedimentari ha quindi inesorabilmente aggravato ulteriormente la già precaria situazione di stabilità delle spiagge limitrofe alla Foce dell'Esino.

I conseguenti fenomeni erosivi emersi inizialmente nell'abitato di Marina di Rocca Priora, posto a NordOvest e nelle estreme vicinanze della sponda sinistra di Foce dell'Esino (Fig. 25), sono stati affrontati negli anni '70 ed '80 mediante la realizzazione di scogliere emerse foranee. Esse furono poste dapprima nella sola parte meridionale e poi successivamente estese sempre più in direzione NordOvest, a causa del propagarsi sottoflutto della conseguente erosione, fino a completare una intera serie continua di setti distinti, disposti in una batteria parallelamente alla costa, per tutto il tratto antistante l'intero sviluppo del litorale occupato dalle strutture abitative. Ciò ha di fatto spostato l'erosione traslandola al tratto di spiaggia ancora sottoflutto (più verso NordOvest) con vistosi arretramenti della linea di riva (anche di qualche centinaio di metri) finendo, già con le mareggiate degli anni '78, '79 ed '80, oltre che ad interessare la spiaggia e le strutture di diversi chioschi e stabilimenti balneari ivi compresi, anche ad intaccare il tratto della strada litoranea retrostante ed infine anche a minacciare la massicciata della linea ferroviaria adriatica, che corre nel retrospiaggia di fronte allo stabilimento ex Montecatini, nonché la stessa stazione ferroviaria di Marina di Montemarciano (Aquer, 1982).



Figura 26 - Vista aerea (ripresa del luglio 1991) del litorale di Marina di Montemarciano fino alla foce del Fiume Esino in primo piano.

Nella prima metà degli anni '80, dopo pochi interventi localizzati e di piccole dimensioni, quali brevi scogliere radenti poste a difesa di chioschi minacciati sulla spiaggia, l'esigenza di proteggere soprattutto le importanti infrastrutture viarie suddette ha portato a prevedere la realizzazione di sistemi di difesa della spiaggia in tre tipologie diverse, sia di carattere "morbido" e sperimentale, sia di carattere più rigido e tradizionale, che globalmente non hanno sempre fornito i risultati di protezione attesi (Aquater, 1987). Si tratta in particolare di una cosiddetta "spiaggia sospesa", realizzata per un tratto di 680m a SudEst del Fosso Avena, litorale rientrante nel Comune di Falconara Marittima, costituita da un non cospicuo ripascimento artificiale di materiale ghiaioso-sabbioso contenuto da un sistema di pennelli trasversali e barriere longitudinali sommersi, realizzati con sacchi di tessuto sintetico riempiti con 1 m<sup>3</sup> di sabbia, che in definitiva si configuravano come delle celle di riempimento, intervento completato nel giugno 1984. La seconda difesa è consistita nella posa in opera, fra il 1984 ed il 1985, di una massiccia scogliera radente nel tratto, lungo oltre 400 m, compreso fra il Fosso Avena ed il Torrente Rubiano, poste a diretta protezione della suddetta stazione ferroviaria e della strada litoranea. Il terzo quasi contemporaneo intervento interessava un tratto di costa di circa 1700 m, che nella parte meridionale risultava in completa sovrapposizione (in termini di protezione costiera) a quello difeso dall'ultimo intervento descritto. Esso consisteva nel posizionamento di due file di barriere sommerse (poste a 2,40 e 2,10 m di profondità), formate da tubi contenitori di polietilene con diametro di 180 cm riempiti di sabbia (detti Tubi Longard) e di pennelli sommersi formati da sacchi di tessuto sintetico riempiti di sabbia che costituivano la radice a riva della prima fila delle strutture parallele.

Il primo tipo di questi interventi ha fornito risultati sicuramente di scarso rilievo, inoltre le strutture che lo costituivano subirono dei danneggiamenti per effetto delle gravose mareggiate agenti. Il secondo intervento ha consentito la riapertura, garantendo nel contempo una maggior sicurezza di stabilità, del tratto di strada litoranea interessata, ma il ripido paramento a mare adottato per la scogliera radente non ha consentito la formazione di una fascia di spiaggia adeguatamente usufruibile. Il terzo intervento non fu invece neanche terminato perché, in fase di realizzazione, le strutture di sezione circolare poggiate sul fondale, non si rivelarono idonee a resistere al moto ondoso agente in condizioni di mareggiata, infatti le parti costruite furono completamente distrutte e/o disperse dalle ondate di mareggiata dell'inverno 1984-85, per cui furono sospesi i relativi lavori prima del completamento dell'intervento.

#### *Modalità dell'intervento attuato a difesa del tratto costiero in esame*

In pratica, dei precedenti interventi, rimase vistosamente operativa solo la scogliera radente a protezione del tratto di litorale antistante la stazione di Marina di Montemarciano, fra le foci dei torrenti Avena e Rubiano. Oltre ai problemi suindicati, tale tipologia di struttura non è stata ovviamente in grado di arrestare la propagazione sottoflutto. Di conseguenza l'erosione negli anni immediatamente successivi, ha inevitabilmente interessato il tratto di spiaggia ghiaiosa sottoflutto, a NordOvest della foce del Torrente Rubiano, procurando danni alla sede stradale della litoranea già a partire dalla mareggiata avvenuta fra il gennaio ed il febbraio del 1986 (Ripanti, 1987).

A seguito delle altre devastanti mareggiate succedutesi nel corso degli anni '86 e '87, dopo alcuni interventi parziali, temporanei e localizzati, ridotti al minimo nel tentativo di non arrecare ulteriori problemi al litorale, fu predisposta la messa in opera d'urgenza di un tratto di 100 m di una consistente scogliera radente a partire dalla sponda sinistra alla foce del Torrente Rubiano, realizzata nel 1988, rinforzata e prolungata l'anno successivo. Nel provvedimento ministeriale d'urgenza era stato previsto anche un progetto definitivo per la difesa costiera del tratto in questione (Istituto di Idraulica, 2001). Esso consisteva nella posa in opera di una batteria di barriere sommerse foranee di scogli allineate parallelamente alla riva e lunga complessivamente 530 m, costituita da quattro setti lunghi 110 m ciascuno, intervallati da varchi ampi 30 m, su un fondale di circa 4 m a circa 170 m di distanza dalla riva. La berma di sommità, di 10 m di ampiezza, fu impostata in sede realizzativa alla quota del livello medio del mare, in modo tale che, ad avvenuto assestamento della struttura, potesse raggiungere la sommergezza prevista in progetto, pari a 0,50 m. I paramenti inclinati dell'opera erano previsti con pendenze 1:2,5 lato mare, 1: 1,5 lato terra e 1: 2 alle testate d'estremità delle barriere (Fig. 27).

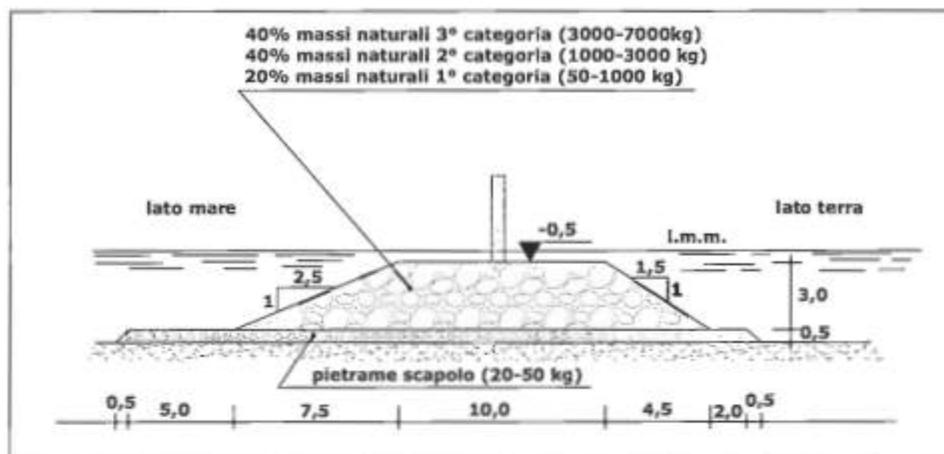


Figura 27 - Sezione corrente tipica delle scogliere sommerse realizzate a Marina di Montemarciano.

Le barriere furono realizzate in due fasi successive: i due setti meridionali nell'autunno del 1989, quelli settentrionali nella primavera del 1991 (vedi immagini aeree nelle Figure 28a e 28b).



Figure 28a e 28b - Immagini aeree (dell'aprile 1996) delle scogliere sommerse realizzate sulla spiaggia di Marina di Montemarciano e del tratto di litorale interessato dall'intervento (visibile sullo sfondo).

### *Effetti dell'opera di difesa sul litorale*

Il sistema di difesa adottato delle scogliere foranee sommerse longitudinali è risultato efficace nella protezione del tratto di spiaggia ghiaiosa immediatamente retrostante. In seguito, infatti, tale litorale direttamente interessato e protetto non ha più manifestato gravi problemi di erosione, anzi la spiaggia è pure avanzata, fino a circa una ventina di metri nella parte centrale, inoltre la pendenza dei fondali si presenta abbastanza addolcita e ciò ha favorito il mantenimento della stabilità della spiaggia retrostante alle scogliere anche in condizioni di intenso moto ondoso incidente. Tale nuova spiaggia è risultata essere costituita da materiale ghiaioso con un buon assortimento granulometrico. Anche la qualità dell'acqua presente nella zona di battigia protetta dalle barriere risulta generalmente di buona qualità, essendo essa favorita, in questo caso, dalla buona intensità della circolazione idrodinamica superficiale innescata proprio dalla presenza delle barriere di tipo sommerso, che sono in grado di evitare i negativi fenomeni di ristagno nella zona di riva. Tutti questi fattori positivi hanno favorito una successiva completa usufruibilità di tale tratto di spiaggia sia dal punto di vista turistico-balneare che come superficie di stazionamento a terra per le imbarcazioni al servizio della vivace attività della piccola pesca locale. Sullo stesso tratto di spiaggia, conseguentemente allo sviluppo di queste suddette attività, per effetto del ridosso offerto dallo specchio acqueo protetto

dalle barriere, hanno potuto trovare agevolmente spazio e margini di incremento anche altre diverse attività stabili di servizio, connesse alle prime, di tipo commerciale, di carattere turistico-balneari, che a volte hanno anche raggiunto discrete dimensioni ed importanza.

Mentre un esame più dettagliato sulla morfologia del fondale protetto, in particolare sulle erosioni localizzate dovute a quest'opera costiera, è stato descritto nell'articolo di Aminti et al. (2005) presente in questo stesso fascicolo, nella presente nota si analizzano invece più specificatamente le ripercussioni che la tipologia adottata per la difesa del tratto di litorale preso in considerazione ha avuto sulla costa circostante.

In tal caso l'opera di difesa di tipo sommerso non è risultata efficace ed adeguata ad impedire (o ad attenuare decisamente) il trasferimento dell'erosione al tratto ulteriormente sottoflutto. Forse tali ripercussioni sono risultate in misura meno accentuata rispetto agli effetti prodotti dalle strutture simili, ma realizzate nella versione tipologica emersa (come quelle vicine di Marina di Rocca Priora).

Infatti in questo caso i problemi alla spiaggia cominciano a manifestarsi sia subito dopo la realizzazione delle opere, ma addirittura anche in corso d'opera. Infatti si sono evidenziati arretramenti progressivi sottoflutto alle opere già con le piccole mareggiate avvenute nel corso del 1990, che avevano procurato minaccia anche alla stabilità della sede stradale del tratto di litoranea sottoflutto ai tratti delle opere sommerse già realizzate. In seguito le mareggiate da Scirocco-Levante alla fine dell'anno seguente (dicembre 1991) ne hanno eroso una intera corsia di marcia del lungomare sottoflutto per una lunghezza di un centinaio di metri. La situazione si è aggravata con altre ondate nel marzo successivo, intaccando anche la corsia più interna della strada litoranea, in pratica demolendo l'intera carreggiata nel tratto più colpito (Figg. 29a e 29b).



Figure 29a e 29b - Danni sottoflutto alle barriere sommerse per effetto delle mareggiate del dicembre 1991 e del marzo 1992.

Ovviamente all'erosione più evidente sulla parte emersa della spiaggia, corrispondente cioè al notevole arretramento della linea di costa ed ai profondi danni direttamente sulle infrastrutture, risulta in ogni caso strettamente correlato anche un progressivo approfondimento dei fondali della spiaggia sommersa, che risulta più evidente nella parte più prossima alla riva in corrispondenza della zona più erosa. Chiaramente anche questo tipo di squilibrio trasla in modo strettamente correlato allo spostamento sottoflutto dell'erosione della spiaggia emersa, andando quindi a coinvolgere ed interessare l'intera fascia di litorale anche per lunghi tratti longitudinali alla costa. Come esempio si può osservare l'andamento dei fondali, in particolare delle batimetriche di -0,5, -1 e -1,5 m, in relazione a quello della linea di riva nell'unico rilievo batimetrico disponibile in questo periodo nella zona in esame, che è stato riportato nella successiva Figura 36, anche se esso è stato eseguito nel 1996, cioè molto tempo dopo che si sono verificati i fenomeni evolutivi del litorale che si stanno descrivendo.

Per consentire il ripristino della circolazione carrabile sul lungomare, si è provveduto alla realizzazione in emergenza di opere di protezione di limitato impegno economico e di semplice e veloce realizzazione.

Così furono realizzate, in fasi successive, fra il 1992 ed il 1997, diversi tratti di scogliere radenti nel litorale sottoflutto alla barriera sommersa posta a Marina di Montemarciano. Nel frattempo la spiaggia davanti a tali difese è ovviamente sparita del tutto ed inoltre i problemi di stabilità si andavano trasferendosi ai tratti di litorale limitrofi sottoflutto, quindi sempre più verso NordOvest. La strada di lungomare venne chiusa più volte al traffico e rima-

se interrotta anche per lunghi periodi di tempo e per tratti continuamente prolungati verso sottoflutto (NordOvest) conseguentemente ai progressivi danneggiamenti subiti dalla carreggiata. Nel corso degli anni si provvide perfino a trasferire la sede stradale progressivamente su fasce di aree disponibili più interni, nel tentativo di renderla più preservata dall'aggressione del mare, ma i margini di spazio disponibile erano limitati dalla presenza della linea ferroviaria immediatamente retrostante, per cui ci si dovette arrestare, nel tratto più arretrato, fino ad incontrare il limite lato mare della rete di recinzione della massicciata delle rotaie più avanzate.

Anche questi provvedimenti non furono sufficienti a proteggere la carreggiata, infatti, dopo aver subito ripetuti danneggiamenti parziali (si vedano ad esempio gli effetti sulla sede stradale dall'esito del rilievo batimetrico della zona eseguito dopo la mareggiata di ottobre del 1996, riportato in Figura 30), all'inizio del 1997 l'azione incisiva ed erosiva del mare, oltre a distruggere completamente la strada, giunse anche a danneggiare seriamente il muretto e le opere di recinzione della sede ferroviaria, arrivando a minacciare anche la stabilità della massicciata dei binari più avanzati (Fig. 31a). Anche l'ente gestore della linea ferrata cercò, in quel caso, di tamponare in piena emergenza l'avanzamento del mare sfruttando propri mezzi con provvedimenti di fortuna e di discutibile efficacia: scaricò e accumulò, nel punto che aveva subito la maggior erosione, qualche vagone di materiale vario e di risulta della propria gestione, come addirittura grandi quantità di vecchie traversine ferroviarie di legno in disuso (si veda l'eloquente immagine nella Figura 31b).

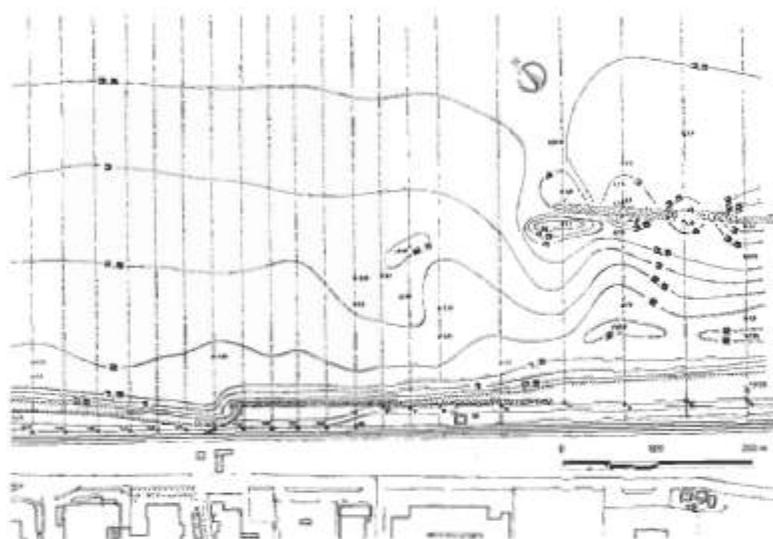


Figura 30 - Planimetria del rilievo batimetrico effettuato nell'ottobre 1996 nella zona sottoflutto alle scogliere sommerse poste a difesa della spiaggia di Marina di Montemarciano.



Figure 31a e 31b - Danni alle opere di recinzione ferroviaria nell'inverno all'inizio del 1997 e conseguenti provvedimenti-tampone sul sito eroso da parte dell'ente gestore della rete.

Successivamente furono eseguiti lavori di sistemazione di tutta la zona sottoflutto alla barriera sommersa longitudinale con sistemi di difesa e protezione del ripascimento artificiale in ghiaia aventi un carattere più stabile e duraturo (si vedano le Figure 32a, 32b e 33).

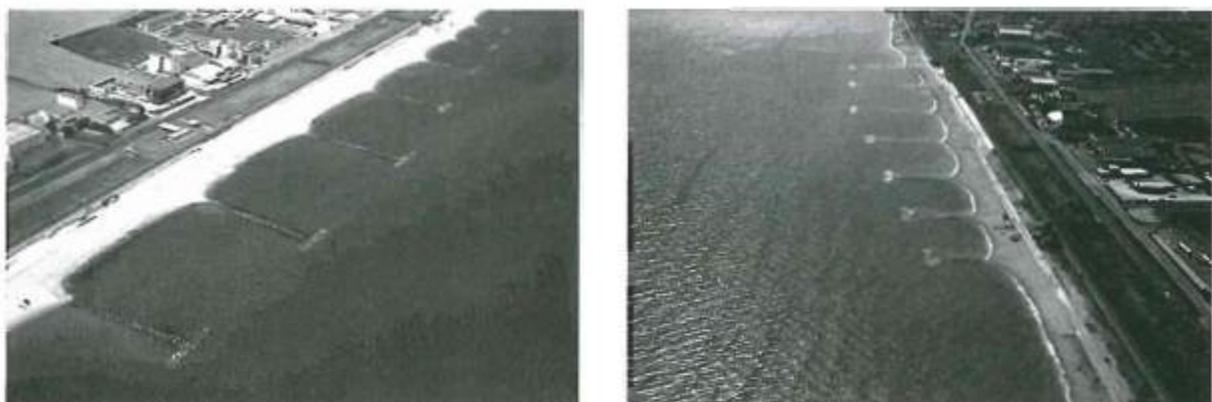


Figure 32a e 32b - Riprese aeree di ottobre 1998 del sistema di difesa adottato sottoflutto alle barriere sommerse longitudinali.

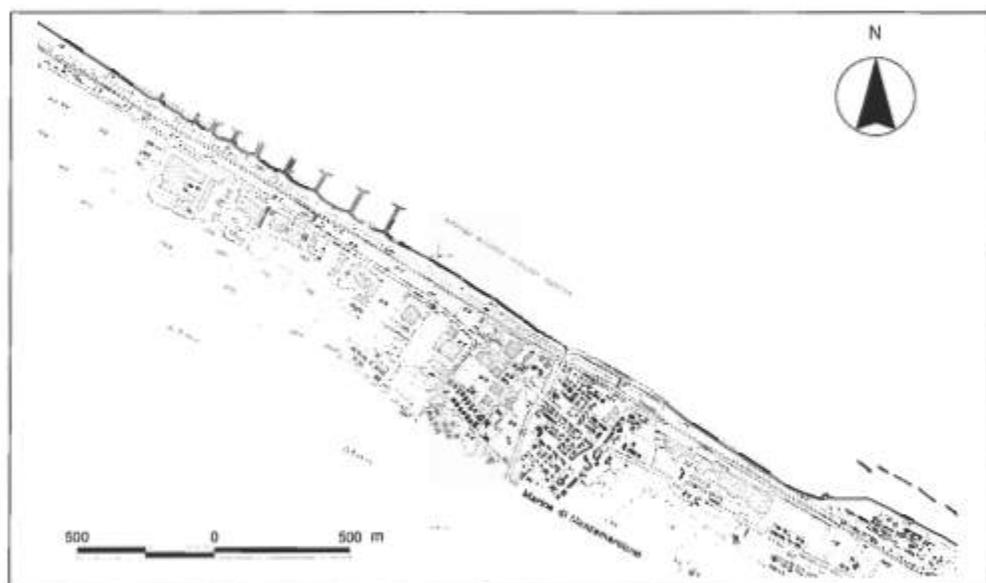


Figura 33 - Mappa della costa di Marina di Montemarciano con le difese costiere realizzate fino al 1999.

Nonostante i lavori più recenti, il tratto di spiaggia ancora sottoflutto risulta minacciato in occasione delle mareggiate di provenienza meridionale.

### Conclusioni

Limitatamente alla zona immediatamente retrostante le opere di difesa costiera foranee sommerse adottate nel tratto di costa indagato in questo caso hanno avuto un ottimo comportamento sulla stabilizzazione del litorale ghiaioso. Le caratteristiche dimensionali adottate per la disposizione planimetrica del sistema di difesa (in particolare distanza dalla riva, lunghezza delle barriere ed ampiezza dei varchi intermedi) sembrano adeguate. Il sistema di protezione ha prodotto un avanzamento della linea di riva di qualche decina di metri, anche abbastanza uniforme, cioè senza aver formato sulla riva una evidente alternanza planimetrica di protendimenti o tomboli. Parziali carenze di efficacia protettiva si possono invece osservare specie in occasione di mareggiate intense con associati ampi sovralti di tempesta del livello medio superficiale, in particolare di provenienza meridionale, che sono in grado di produrre notevoli risalite lungo la spiaggia ghiaiosa ed anche sporadici allagamenti della strada litoranea presente nel retrospiaggia. Ciò può essere legato alle dimensioni anche della berma di sommità delle scogliere (ampiezza e som-

mergenza) e all'eccessiva esposizione marittima degli specchi acquei rimasti liberamente aperti (cioè non protetti) alle estremità terminali della batteria di setti sommersi.

Nella zona sottoflutto si sono osservati invece i maggiori problemi, dovuti alla presenza delle barriere sommerse prese in esame. La velocità media di arretramento della linea di riva nella zona a NordOvest delle barriere emerse di Marina di Rocca Priora era di 5 - 6 m/anno nel periodo 1948-1978, mentre, riferendosi allo stesso periodo, era di circa 2 - 3 m/anno nella zona indagata di Marina di Montemarignano più lontana da esse (Aquater, 1982). La costruzione delle barriere sommerse, per fronteggiare i danneggiamenti delle altre opere costiere degli anni '80, e la concomitanza di mareggiate intense provenienti da SudEst ha modificato il *trend* evolutivo, facendo scomparire completamente la spiaggia emersa immediatamente sottoflutto e distruggendo circa 200 m della strada litoranea. Quindi, a fronte di un *trend* evolutivo medio non troppo rapido e rischioso, si è innescata un'erosione concentrata nello spazio e nel tempo, per effetto di sole poche mareggiate intense, non più recuperabili dal regime ondoso medio. L'erosione sottoflutto causata dalla presenza delle barriere sommerse è stata quindi paragonabile a quella prodotta dalle barriere emerse. Tale constatazione ha indotto i tecnici progettisti ad interrompere la costruzione delle barriere sommerse per non propagare, con il classico effetto a catena, l'erosione nella spiaggia sottoflutto.

## Lido di Dante

### *Inquadramento dell'area*

L'abitato di Lido di Dante si trova sulla costa romagnola, circa 10 km a Sud del Porto canale di Ravenna ed è compreso nel tratto tra Foce Fiumi Uniti a Nord e Foce Bevano a Sud. L'arenile prospiciente l'abitato di Lido di Dante ha una lunghezza di 1300 m e una superficie di 70000 m<sup>2</sup>, quindi l'ampiezza della spiaggia è mediamente di oltre 50 m.

Sotto il profilo morfodinamico il litorale in esame è costituito da una costa bassa e sabbiosa, con andamento leggermente concavo ed orientazione prevalente in senso NordOvest-SudEst. Tale morfologia è tipica di tutto il litorale ravennate e, più in generale, emiliano-romagnolo.

Originariamente la costa romagnola era limitata a terra da un sistema di dune; purtroppo sin dall'inizio del novecento e soprattutto negli ultimi decenni gli apparati dunosi sono stati in gran parte distrutti lungo questo tratto di litorale per lasciare spazio agli stabilimenti balneari; presso Lido di Dante ne restano solo tracce immediatamente a Sud della zona protetta.

I fondali antistanti sono caratterizzati da un profilo trasversale con pendenze relativamente modeste (mediamente 6 m/km) nell'intervallo compreso fra la linea di riva e l'isobata dei -6 m (intervallo entro il quale avviene la quasi totalità del trasporto litoraneo), dove prevalgono sabbie medio fini.

La granulometria su tutto l'arco del territorio ravennate indica una spiaggia emersa costituita prevalentemente da sabbia fine con un valore di diametro medio ( $D_{50}$ ) compreso tra 0,2 e 0,3 mm, mentre entro la batimetrica dei -2 m si ha una riduzione del  $D_{50}$  medio a valori compresi tra 0,1 e 0,2 mm; a partire dall'isobata dei -3 m le percentuali di matrice limo-argillosa vanno via via aumentando fino ad assumere le caratteristiche di pelite, pelite-sabbiosa verso i fondali maggiori (Casadei, 1996).

### *Condizioni meteo-climatiche*

La distribuzione dei venti presenta una certa variabilità stagionale: in autunno, periodo di inizio delle mareggiate, vi è la percentuale più bassa di eventi di calma con un certo equilibrio tra venti di Bora (presenti per il 20%) e venti di Scirocco (24%). In inverno, invece, l'equilibrio si sposta a favore dei venti di Bora superiori del 14%. In questo periodo si verificano le tempeste più intense, oltre i 22 nodi, provenienti principalmente da Nord-NordEst. Con la primavera lo Scirocco diviene nettamente dominante con una frequenza del 41% contro il 28% del vento di Bora. In estate si verifica un'alta percentuale (88%) di eventi di calma. La distribuzione direzionale delle altezze d'onda evidenzia una serie di caratteristiche legate alla fenomenologia nota dell'Adriatico settentrionale: le condizioni ondose più frequenti sono da SudEst (Scirocco) spesso associate ad un incremento del livello medio del mare e le più intense (con altezze d'onda superiori a 3 m) da NordEst (Bora).

Le onde al largo, con periodi di ritorno di 25 anni, utilizzate come parametro progettuale, risultano rispettivamente di 5,4 m da 60° N e da 90° N e di 4,7 m da Scirocco, come si desume dalla Tabella 1 in cui si riportano i valori dei parametri ondosi significativi di altezza  $H_s$  e periodo  $T_s$ , per i tre settori direzionali di provenienza principali per l'esposizione del litorale romagnolo, per i periodi di ritorno TR pari ad 1, 5, 10, 25 anni.

Tabella 1 - Valori dei parametri ondosi validi per il litorale romagnolo.

TR	1 anni		5 anni		10 anni		25 anni	
	H <sub>s</sub>	T <sub>s</sub>						
60°N	3,6m	7,4s	4,5m	8,1s	4,9m	8,3s	5,4m	8,7s
90°N	3,5m	8,4s	4,4m	9,1s	4,9m	9,6s	5,4m	10,1s
120°N	2,8m	7,8s	3,8m	8,9s	4,2m	9,4s	4,7m	9,9s

I livelli del mare sono misurati dal mareografo di Porto Corsini, localizzato all'interno dei moli portuali, ed appartenente alla rete del Servizio Idrografico Mareografico Nazionale (S.I.M.N.-A.P.A.T., annate varie). In questa zona l'escursione di marea risulta in genere compresa tra 30 cm ed 80 cm (regime micromareale). Le maree più importanti sono semidiurne e la marea montante che entra nel bacino portuale ha una minor durata ma maggior velocità rispetto all'onda mareale di riflusso che si propaga più lentamente su tempi più lunghi. Le maggiori escursioni di marea si registrano durante il periodo dell'equinozio primaverile ed autunnale (febbraio-marzo e settembre-ottobre). Durante i mesi invernali fenomeni di *storm surge* possono amplificare la marea, determinando un innalzamento del livello marino sino a circa 150 cm con tempi di ritorno pari ad un anno.

Il fenomeno della subsidenza interessa tutto il territorio ravennate e si manifesta con particolare intensità nella zona di Lido di Dante. L'abbassamento del suolo prodotto da processi naturali è dell'ordine dei mm/anno, a partire dagli anni '30 del novecento la subsidenza ha subito un notevole incremento per le attività antropiche (quali la bonifica dei terreni paludosi, il forte emungimento di acque di falda e l'estrazione di metano da pozzi in terraferma e in mare). A partire dagli anni '80 sono state attuate politiche volte alla riduzione del fenomeno della subsidenza antropica, riportandola sull'ordine dei mm/anno. La velocità di abbassamento del caposaldo di livellazione presso Lido di Dante è stata di 16 mm/anno per il periodo 1984-93 e di 4,2 mm/anno per il periodo 1993-99 (Preti, 2001).

#### *Gli interventi realizzati a Lido di Dante*

Per limitare il progressivo arretramento del litorale si è intervenuti in questa zona sin dal 1978 mediante una serie di opere di protezione.

L'attuale sistema di protezione del litorale presso Lido di Dante è stato realizzato in quattro fasi qui brevemente riassunte.

#### *I fase 1978-1983*

La prima opera risale all'anno 1978 e consiste nella costruzione di un pennello in massi di cava, tuttora presente nella zona più a Nord del litorale. Nel 1983 si ritenne necessario intervenire ulteriormente con un secondo progetto, che prevedeva la realizzazione di due pennelli in massi di cava posti rispettivamente a 300 e 600 m verso Sud rispetto a quello già esistente, di uno sbarramento subacqueo parallelo alla costa e il versamento di 60000 m<sup>3</sup> di sabbia. Purtroppo questa struttura, molto simile concettualmente a quella realizzata successivamente, non ha funzionato: il suo effetto si è disperso nel tempo e il materiale di ripascimento in parte si è ridistribuito al largo e in parte è stato trattenuto dai pennelli, creando zone di accumulo nel lato meridionale di essi e zone di erosione nella parte centrale. Successivamente i fenomeni di erosione e di accrescimento si sono aggravati, accentuando ulteriormente gli effetti di variazione della linea di riva all'interno delle celle. Nelle sole due stagioni successive all'intervento l'erosione è stata mediamente valutata pari a 90 m oltre il pennello Nord, a 40 m nella cella settentrionale ed a 30 m nella cella Sud.

#### *II fase 1995-1997 L'intervento "pilota" di ripascimento artificiale protetto*

L'opera consiste in una barriera sommersa, disposta parallelamente alla linea di riva ad una distanza di 180 m ed è lunga 770 m; di questi 600 m sono localizzati nel tratto compreso tra i tre pennelli in roccia già esistenti, 140 m e 30 m sono i prolungamenti rispettivamente in direzione Nord e Sud. La barriera ha forma trapezia e la sua base è posta ad una profondità di circa 3 m e la sommersa è pari a 0,5 m. Nella parte terminale della struttura sono state realizzate due scarpate con pendenza 1:2 e forma semicircolare per attenuare gli effetti dovuti alla diffrazione dell'onda incidente, che sono particolarmente pericolosi nelle zone di testata. L'opera è stata realizzata con massi

naturali, mediante il filtro di transizione costituito da una georete con maglie di 20 mm di lato e deriva dall'unione, previa cucitura, di una geogriglia e di un geotessile non tessuto, entrambi in poliestere puro. Al di sopra del filtro è stato posto uno strato di scapolame con uno spessore di 0,5 m, una larghezza alla base di 24 m ed una larghezza alla sommità di 21 m. Infine la mantellata è stata realizzata con massi appartenenti alla II categoria per l'80% e alla I categoria per il restante 20%; lo spessore della mantellata è di 2 m con una larghezza alla base di 18 m e alla sommità di 12 m.

La sezione della barriera sommersa così come è stata realizzata in questa fase è rappresentata in Figura 34. Circa davanti al pennello centrale è stato realizzato un varco di circa 30 m di ampiezza per permettere il ricircolo dell'acqua e l'ingresso di piccoli natanti. La spiaggia al termine dell'intervento è rappresentata in Figura 35.

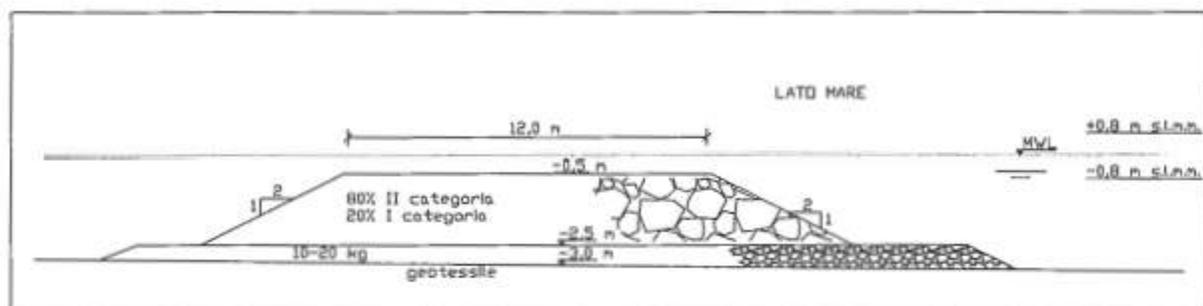


Figura 34 - Sezione della barriera sommersa realizzata nel 1995 al largo di Lido di Dante.

Presso il pennello settentrionale è stato realizzato un trasversale sommerso in massi naturali in continuità col pennello, con la funzione di limitare il trasporto longitudinale dei sedimenti. Il trasversale è stato realizzato su fondali di profondità da 2 fino a 3,5 m davanti alla barriera sommersa. Nel 1996 è stato eseguito un ripascimento della spiaggia, che ammontava a circa 70000 m<sup>3</sup> di sabbia, suddivisa in 18000 m<sup>3</sup> versati nel tratto compreso tra il pennello centrale e quello a Sud ed i rimanenti 52000 m<sup>3</sup> nel tratto di litorale compreso tra il pennello centrale e quello posto a Nord. Considerando che ogni troncone di spiaggia è lungo circa 600 m, i versamenti unitari ammontavano a 30 m<sup>3</sup>/m nel tratto Sud e ad 86 m<sup>3</sup>/m nel tratto Nord. Con il ripascimento, realizzato con sabbie di granulometria simile a quella della spiaggia nativa (0,23 mm), ci si prefiggeva di ottenere l'avanzamento della spiaggia di 33 m nella cella Nord e di 16 m nella cella Sud.

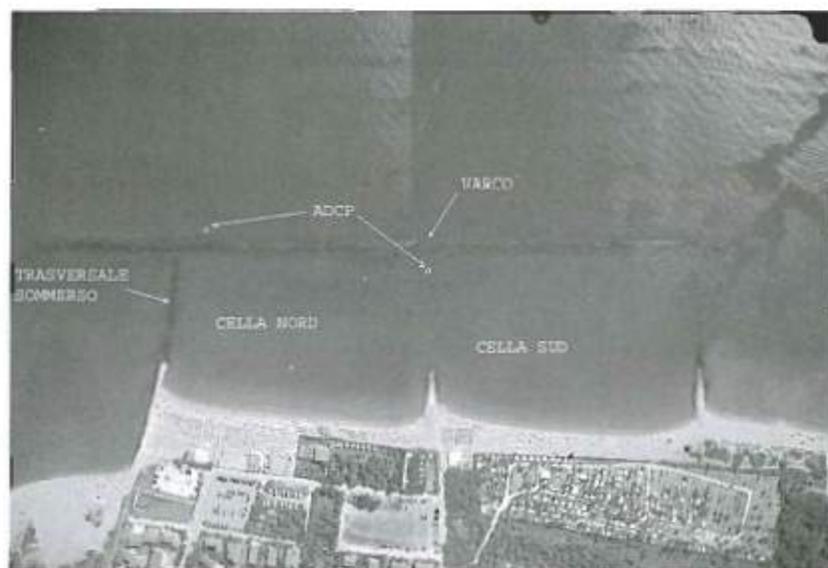


Figura 35 - Vista aerea del sito litoraneo di Lido di Dante.

*III fase 2001 Formazione del trasversale sommerso (prolungamento del pennello Sud) e protezione delle testate*  
 Durante il corso del 2001 sono stati realizzati dal Servizio Geologico del Comune di Ravenna una serie di interventi progettuali aventi lo scopo di completare e rafforzare le strutture preesistenti a protezione del litorale di interesse in questo studio. Dato che presso l'estremità della cella meridionale il trasporto entrante era poco significativo rispetto alla perdita dei sedimenti dovuta alle forti correnti durante gli eventi di Bora, è stato realizzato un trasversale sommerso anche presso il pennello Sud, avente una lunghezza complessiva di 120 m, che si sviluppa lungo l'asse del pennello stesso fino a raccordarsi all'attuale barriera semisommersa. Il trasversale sommerso, realizzato in massi naturali, è stato progettato con lo scopo di smorzare l'intensità delle correnti generate dalle onde trasmesse lungo la barriera in occasione di mareggiate di Bora. Queste, infatti, con la loro azione, hanno eroso e approfondito il fondale che attualmente si trova ad una profondità di 3,5 m nelle vicinanze del pennello e ad una profondità di 4,5 m procedendo verso la barriera semisommersa.

#### *IV Fase Innalzamento dei trasversali e della barriera*

Nel giugno 2003 è stato realizzato l'ultimo intervento consistente nella rifioritura della barriera e dei due pennelli sommersi alle due estremità della zona protetta. La attuale difesa è pertanto costituita da una cella chiusa con troppo poca energia al suo interno, in cui l'unica via di uscita è il varco centrale.

#### *Osservazioni*

Presso Lido di Dante la realizzazione delle opere di difesa è stata associata all'esecuzione di ripascimenti della spiaggia, è quindi difficile attribuire i cambiamenti della morfologia alla presenza delle strutture protettive o del ripascimento.

Negli anni 1999-2001 si è osservata una riduzione media dei diametri delle sabbie nella zona lato terra della struttura. Di conseguenza si è verificato un aumento della torbidità dell'acqua e della presenza di alghe.

Dopo la messa in posa delle opere di protezione e del ripascimento artificiale del 1995, si è assistito, nella cella Nord, ad un avanzamento della linea di riva particolarmente rilevante nel suo settore più settentrionale. Nel corso del solo anno 1997, infatti, si è registrato un avanzamento di circa 20 m. Sempre nella cella Nord nel biennio '98-'99 la linea di riva ha poi subito un ulteriore avanzamento di 7 - 8 m, ma nel contempo, nella zona più a Sud della medesima cella, si è registrato un marcato arretramento di 15 m. E' infatti in questo intervallo di tempo che si è evidenziato che l'unica zona stabile è quella compresa all'interno della cella Nord, mentre la cella Sud e le zone adiacenti il tratto protetto sono in continua erosione (Lamberti et al., 2002). Inoltre nella cella Sud si è creata una zona fortemente erosa lungo la barriera, con maggiore accentuazione presso la testata.

Tale caratteristica è facilmente visibile nella batimetria eseguita nel marzo 2001 (Fig. 36), poco tempo prima dell'inizio della terza fase di intervento. Nella parte erosa il fondale supera la profondità di 5 m, mentre a tale distanza dalla costa dovrebbe essere inferiore ai 3,5 m.

Per meglio capire la complessa idrodinamica in presenza di strutture a cresta bassa, sono state eseguite una serie di simulazioni numeriche idrodinamiche con il codice di calcolo *Mike21* ed una serie di misure idrodinamiche in campo mediante lancio di *drifters* e strumenti A.D.C.P. (Archetti et al., 2000; Drei et al., 2001; Archetti et al., 2003a; Archetti et al., 2003b).

Durante mareggiate di Bora si verifica una intensa corrente longitudinale parallela alla barriera e presso le testate della barriera si osserva la formazione di vortici ben riproducibile mediante le simulazioni numeriche (Lamberti et al., 2002; Lamberti et al., 2004). Presso il varco si concentra una corrente di ritorno.

Tale complesso sistema di correnti è stato la causa delle evoluzioni morfologiche osservate dalla costruzione delle opere, quali le erosioni alle testate. Mediante le misure eseguite con i *drifters* nella configurazione II è stato osservato che durante le mareggiate di Bora la velocità della corrente longitudinale all'interno della barriera aumenta sensibilmente dalla cella Nord alla cella Sud, tale caratteristica è responsabile delle significative erosioni nella cella meridionale. Tale tendenza è stata confermata dai risultati delle simulazioni numeriche, mediante le quali è stato simulato che durante intensi eventi di Bora le correnti più intense si verificano presso la testata (fino a 1,8 m/s). In Figura 36 è riportato come esempio il tracciato della traiettoria percorsa da un *drifter* lanciato il 5 aprile 2001, le condizioni al largo erano:  $H_s=2$  m,  $T_p=8$  s e direzione di provenienza da  $30^\circ$  N. Sulla stessa immagine sono proposte le linee di corrente e le direzioni dei rilievi individuate mediante bussole da rilevamento utilizzate per seguire il tracciato del *drifter*. Si vede una buona corrispondenza tra il tracciato del *drifter* ed i vettori velocità: il *drifter* lanciato dalla mezzateria del trasversale Nord costeggia la barriera e nella cella Sud accelera fino ad uscire velocemente dalla parte protetta.

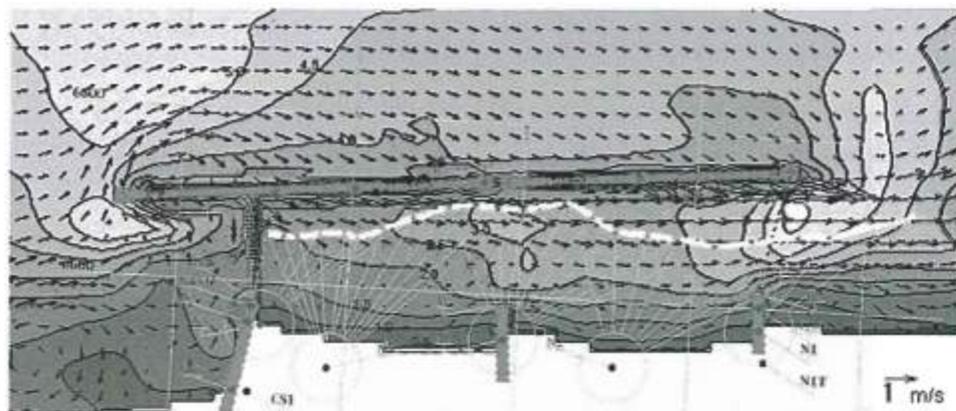


Figura 36 - Esempio di traiettoria percorsa da un *drifter* su risultati di simulazione numerica (relativa al 5 aprile 2001) sulla batimetria del marzo 2001.

Simulazioni eseguite sulla configurazione successiva (fase III), durante la quale è stato aggiunto un trasversale sommerso a Sud, confermano come le correnti longitudinali e di conseguenza il trasporto solido verso Sud siano fortemente ridotte durante le mareggiate di Bora.

Le onde e le correnti sono state misurate durante due campagne intensive (novembre 2002 e novembre 2003 - gennaio 2004) mediante l'uso di due A.D.C.P. installati nelle posizioni riportate nella suddetta Figura 35. La massima  $H_s$  misurata dall'A.D.C.P. posto dentro la area protetta, ha raggiunto 0,9 m durante una intensa mareggiata di Bora. Il coefficiente di trasmissione  $k_t$ , stimato mediante la contemporanea misura della  $H_s$  dentro e fuori la barriera, varia da 0,35 a 0,65, in funzione del livello medio del mare, molto alto durante le mareggiate di Scirocco. Si è inoltre misurato un *set up* durante le mareggiate più intense variabile da 0 a 0,4 m.

Presso il varco sono state misurate correnti fino a 0,5 m/s; tali correnti sono responsabili di una intensa erosione davanti al varco, tendenza che si è accentuata dopo l'ultimo intervento.

Nel giugno 2002 e nel gennaio 2004 sono state eseguite due batimetrie di dettaglio dell'area con sistema *multi-beam*. Confrontando la batimetria nel giugno 2002 con la precedente, eseguita nel marzo 2001, (Fig. 37) è emerso che l'impatto dovuto alla chiusura della cella Sud mediante trasversale sommerso è stato positivo, infatti la tendenza erosiva in tale cella è diminuita. La batimetria del gennaio 2004 è mostrata in Figura 31 in Aminti et al. (2005). In entrambe le batimetrie sono visibili delle depressioni a circa 70 m dalle testate, dovuti agli intensi vortici che si generano presso le testate stesse, presso la testata Sud durante venti di Scirocco e presso la testata Nord durante venti di Bora.

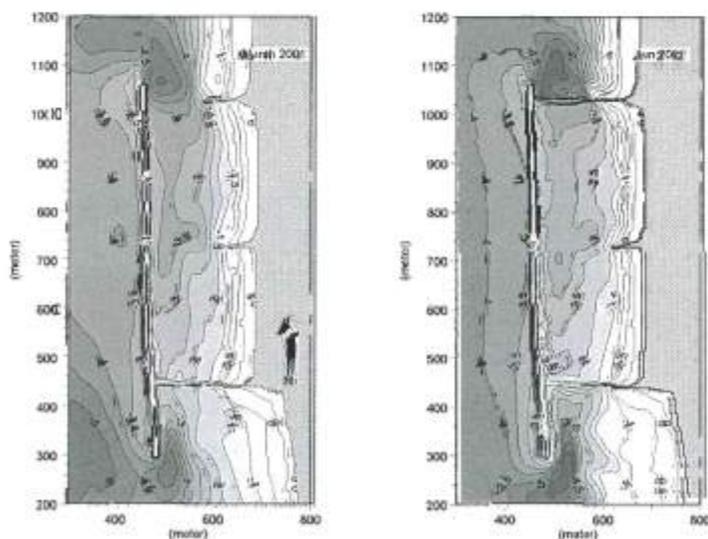


Figure 37 - Batimetrie di dettaglio eseguite nel marzo 2001 e nel giugno 2002.

Nell'ultimo rilievo è ben riconoscibile un canale davanti al varco, dovuto alla chiusura della cella Sud. E' interessante inoltre notare come dall'ultimo intervento la qualità dell'acqua sia peggiorata per il limitato riflusso.

### Considerazioni finali

Le opere di difesa presso Lido di Dante sono state realizzate per garantire il mantenimento di una adeguata dimensione della spiaggia a scopo turistico balneare e per ridurre il rischio di inondazione del retrospiaggia. Tale intervento di protezione dopo anni di osservazioni ed in seguito a modifiche ed assestamenti della configurazione delle opere, ha mostrato complessivamente un buon funzionamento, tenendo conto del fatto che è stato eseguito presso un litorale caratterizzato da un' apprezzabile subsidenza e riduzione di apporto sedimentario. Presso il litorale Sud rispetto alla zona protetta si è verificato nel tratto immediatamente vicino all'opera un arretramento della linea di battigia, che ha spinto l'amministrazione locale ad eseguire un intervento di ripascimento. Tale effetto è localizzato nelle prime centinaia di metri. Le forti correnti indotte dalla presenza delle opere, presso la testata, lungo le opere parallele e nel varco, possono raggiungere valori intensi pericolosi per la balneazione, è quindi necessario un opportuno sistema informativo per avvertire i turisti della pericolosità della balneazione in determinate zone.

### Pellestrina

#### *Inquadramento dell'area*

L'isola di Pellestrina delimita la laguna Sud di Venezia nel tratto compreso tra l'isola del Lido a Nord e la penisola costituita dal litorale di Sottomarina e Chioggia a Sud. L'estremità Nord si affaccia sulla bocca lagunare di Malamocco, mentre quella Sud è delimitata dalla bocca di Chioggia (Fig. 38).

L'isola si sviluppa per una lunghezza di circa 14 km ed ha una larghezza minima di 25 m prima dell'estremità Sud in località Cà Roman e una massima di 210 m nella parte centrale.

Lungo il litorale marino dell'isola sono presenti imponenti opere chiamate "Murazzi" che dal 1751 la Repubblica Veneta fece edificare per difendere gli abitati dell'isola dalla sinergica forza del mare e dell'alta marea. I "Murazzi", mantenuti e ripristinati nei secoli, raggiungono mediamente i 5 m di altezza sul livello medio del mare, nel passato sono rimasti esposti al pericolo della tracimazione come avvenne durante la famosa e storica mattina del 4 novembre 1966, quando il mare aprì tre brecce e costrinse gli abitanti all'evacuazione dell'isola. Oggi l'isola di Pellestrina è stata messa in sicurezza dopo il completamento degli interventi realizzati nell'ambito della salvaguardia di "Venezia e della sua laguna" da un gruppo di imprese facenti parte del Consorzio Venezia Nuova, Concessionario dello Stato, per conto del Magistrato delle Acque di Venezia e Ministero dei Lavori Pubblici, tali opere sono parte di un più articolato progetto per la salvaguardia di Venezia.



Figura 38 - Posizione dell'isola di Pellestrina.

L'intervento di protezione costiera comprende i 9 km di costa dalla curvatura di Cà Roman (a Sud) fino alla diga Nord della bocca lagunare di Malamocco. L'estremità Sud dell'isola non è stata interessata dal progetto perché già difesa dal ripascimento "naturale" provocato dal blocco del trasporto lungo riva dei sedimenti diretto verso Sud. Le opere per la difesa del litorale di Pellestrina ( terminate nel 1997) consistono in un ripascimento artificiale (circa 4.600.000 m<sup>3</sup> prelevati da antichi depositi litoranei di basso stazionamento, in una vasta area a circa 20 km davanti al litorale veneziano e ad una profondità media di 20 m) atto a creare una spiaggia inizialmente larga 100 m protetta con un sistema articolato di opere di contenimento. Le opere sono state realizzate procedendo da Sud verso Nord, in senso opposto alla corrente lungo riva.

Le opere di contenimento sono organizzate in 17 celle costituite da pennelli ortogonali al litorale e da una barriera sommersa, che funge da berma naturale, longitudinale alla linea di costa, che chiude le celle alle testate dei pennelli. Le celle sono state realizzate con massi naturali (provenienti da 28 cave istriane, friulane e venete) posati su uno strato di geotessile (Ceconi e Mareto, 1996).

La sabbia prelevata nelle cave sottomarine ha una granulometria media ( $D_{n50}$ ) intorno ai 0,2 mm, decisamente simile alla sabbia naturale di riva a Pellestrina (0,17 mm), ma caratterizzata da una colorazione grigiasta, in contrasto con la sabbia naturale di colore tendente al giallo.

I 18 pennelli ortogonali a costa sono lunghi ciascuno da 150 m a 210 m e distano tra loro mediamente 500 m. Ogni pennello si prolunga quindi per un tratto sommerso lungo in media 120 m fino a congiungersi alla barriera sommersa a circa 300 m dalla spiaggia artificiale.

L'opera sommersa trasversale ai pennelli è stata realizzata su fondali sabbiosi ad una profondità di 4,5 m; essa è stata realizzata con una sommergenza, come per i pennelli sommersi, di circa 1,5 m ed è costituita da una base di pietrame da 50 a 500 kg, poggiata su di un filtro geosintetico sul quale sono posati massi naturali da 500 a 2000 kg verso mare e da 50 a 500 kg verso riva (Consorzio Venezia Nuova, 1990). In Figura 39 è riportata la sezione della barriera e lo schema dell'intervento di protezione.

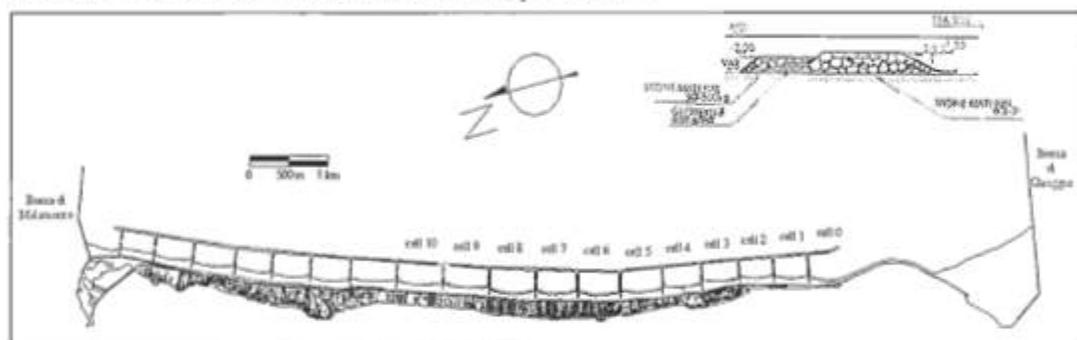


Figura 39 - Planimetria dell'intervento di protezione presso Pellestrina e sezione della barriera parallela.

Ad opera conclusa, sono stati piantati tre filari di tamerici distanziati di un metro l'uno dall'altro lungo tutta la spiaggia artificiale, con lo scopo di limitare il trasporto eolico della sabbia versata nel ripascimento verso i centri abitati. A tal scopo si sono piantate ulteriori barriere frangivento artificiali costituite da reti con porosità simile alla dimensione dei granelli di sabbia. La Figura 40 mostra una vista del litorale di Pellestrina dopo l'intervento.



Figura 40 - Litorale di Pellestrina dopo l'intervento.

### Condizioni meteo-climatiche

Tra i venti regionali caratteristici che spirano sul litorale, è dominante la Bora che spira da NordEst, e regnante lo Scirocco che spira da SudEst.

La Bora è un vento che interessa principalmente la stagione autunnale ed invernale ed è particolarmente intenso e frequente nel periodo da novembre a gennaio. La Bora in estate è di gran lunga meno frequente e molto più debole energeticamente. Lo Scirocco domina la stagione primaverile estiva e si instaura nel Nord Adriatico in maniera più graduale, raggiungendo velocità minori con picchi massimi di 55 nodi circa. Nonostante ciò è responsabile, nei mesi invernali, di frequenti mareggiate in concomitanza del fenomeno dell'acqua alta.

Il regime ondoso è caratterizzato da una maggiore frequenza di onde prodotte da venti di Scirocco, con altezze attorno al metro e provenienti da  $130^{\circ} - 140^{\circ} N$ , mentre le onde di Scirocco più grandi provengono da  $110^{\circ} - 120^{\circ} N$ .

Le onde di Bora più alte provengono da  $80^{\circ} N$ , direzione che coincide con quella delle onde di Bora più frequenti. La Figura 41 riporta il clima ondoso relativo alla analisi dei dati registrati presso la piattaforma del C.N.R., posta circa 10 miglia al largo di Venezia (Cavaleri, 2000).

Sempre con maggiore frequenza la laguna di Venezia è allagata, soprattutto durante i mesi invernali. Tale fenomeno prende il nome di acqua alta. La marea alla sizigie è di 1 m, ma le maggiori acque alte sono dovute al fenomeno di *storm surge* causate dallo Scirocco.

La direzione del trasporto longitudinale è da Nord a Sud. La media della pendenza della spiaggia è circa 1:60 e aumenta fino a 1:90 nella parte meridionale dell'isola. La profondità di chiusura si trova a circa 5 m.

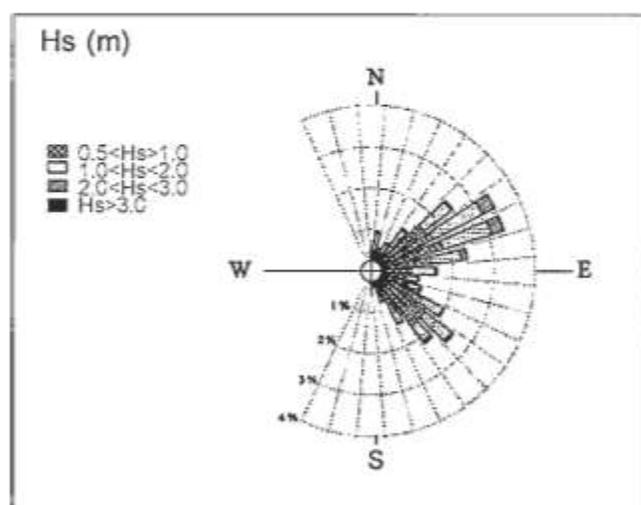


Figure 41 - Clima ondoso registrato presso la piattaforma del C.N.R. al largo di Venezia (periodo: ottobre 1987-dicembre 2002).

### Osservazioni

Data l'importanza dell'intervento, il Consorzio Venezia Nuova ha eseguito dei rilievi regolari di sezioni e della linea di riva due volte l'anno, per tenere sotto osservazione l'evoluzione del litorale. Il rilievo della barriera non è stato eseguito con la stessa frequenza degli altri rilievi, ma in modo più sporadico, circa ogni 3 anni.

Un esempio di sezioni rilevate è mostrato in Figura 42 che si riferisce alla prima cella (vedi Figura 39). L'arretramento della linea di riva, in assenza di varchi, è omogeneo ed il profilo interno si irripidisce in prossimità delle opere. Dai confronti dei rilievi della barriera, disponibili a distanza di tre anni dalla posa in opera, si nota un abbassamento della sommità della cresta pari a circa mezzo metro,

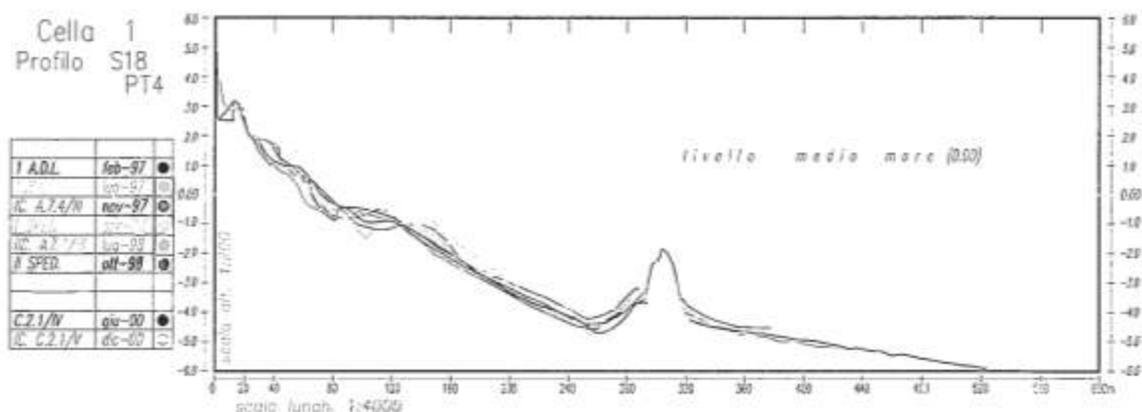


Figura 42 - Evoluzione delle sezioni presso la cella 1. Si notino i rilievi della barriera eseguiti nel febbraio 1997 (in chiaro) e nel settembre 1999 (in scuro). La cresta si è abbassata di circa 0,50 m.

probabilmente dovuto all'assestamento dei massi. Presso la cella 9 (vedi la Figura 22 in Aminti et al.) è stato eseguito nel 2002 un rilievo batimetrico di dettaglio con sistema *multibeam*. La sommergenza dell'opera risulta essere variabile da sezione a sezione, in alcune sezioni supera i 2 m ed in altre, più prossime ai pennelli, è stata misurata pari a circa 1,80 m. Mediamente la sommergenza della cresta nel 2002 è risultata essere pari a 2 m, confermando un affondamento dell'opera di 0,50 m. L'analisi di questi profili ha mostrato che la variazione volumetrica in ogni cella è stata circa del 2% all'anno nei primi anni e si è ridotta in seguito. Il progetto prevedeva una perdita di materiale di circa 10% in 10 anni (Ceconci e Maretto, 1996).

Da simulazioni numeriche eseguite sulla cella centrale (la nona) si è stimato un trasporto netto da Nord a Sud pari a 912 m<sup>3</sup>/anno, che rappresenta il 2,8% del volume, dello stesso ordine di grandezza della stima progettuale (Barbanti, 2003).

Nel periodo 5-15 novembre 2001 sono state fatte delle misure di onde e correnti presso la cella centrale di Pellestrina mediante un A.D.C.P. installato dentro la cella a pochi metri dalla barriera sommersa (Zanutigh et al., 2004). Contemporaneamente sono state acquisite misure di onde e livelli presso la piattaforma del C.N.R. Durante la campagna si sono verificate una serie di mareggiate di Bora molto significative, con tempo di ritorno di 10 anni: la altezza d'onda al largo ha raggiunto i 3 m ed i venti il livello 9 della scala Beaufort.

Le condizioni al largo sono state simulate dal modello *Mike21* e sono stati calibrati alcuni parametri, al termine di questa fase di calibrazione si è avuta una ottima corrispondenza tra le onde misurate all'interno della cella in studio ed il risultato del modello.

Nell'ottobre 2002 sono state eseguite batimetrie di dettaglio della cella 9 e della testata Sud dell'opera (vedi la suddetta Figura 39).

In Figura 43 è mostrata la fotografia elaborata dai dati batimetrici di dettaglio presso la testata: si nota una erosione significativa a circa 80 m generata sia dalle forti correnti che dal gradiente di intensità dell'agitazione ondosa che si instaurano presso la testata stessa, e una piccola erosione vicino all'opera, lato riva, che può essere interpretata come forma di erosione localizzata dovuta ai frangenti.

La relativa batimetria di dettaglio è proposta come Figura 30 nell'articolo Aminti et al. (2005) di questo stesso volume. È interessante notare come la forma della testata si sia mantenuta suggerendo che presso la testata non ci sono stati rilevanti spostamenti di massi.

Anche osservando la fotografia della barriera sommersa nella cella 9 (Fig. 44) si vede come la barriera sommersa non mostri segni di danneggiamento, si osserva solo qualche masso spostato al largo dell'opera, probabilmente durante la fase di realizzazione della barriera stessa. La batimetria di dettaglio della cella 9 (vedi Figura 22 in Aminti et al.) è coerente con le sezioni eseguite dal C.V.N.: si osserva un irripidimento della spiaggia a ridosso dell'opera.



Figure 43 - Ricostruzione del fondale presso la testata Sud.

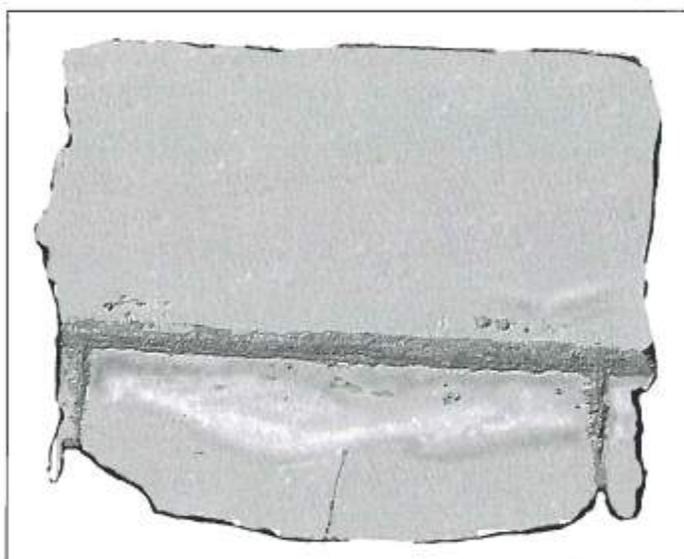


Figure 44 - Ricostruzione del fondale presso la cella 9.

#### Considerazioni finali

A distanza di circa 7 anni dal termine dei lavori si può concludere che le opere di protezione del litorale di Pellestrina hanno funzionato con successo. Dopo i primi anni successivi al ripascimento, in cui si è osservato un arretramento della linea di battigia, la linea di costa sembra tendere ad un equilibrio. Da osservazioni di campo si è individuata una erosione presso la testata Sud, presumibilmente generata sia dalle forti correnti che dal gradiente di intensità dell'agitazione ondosa che si instaurano presso la testata stessa. L'opera mostra un generale abbassamento pari a circa 0,50 m, probabilmente dovuto all'assestamento dei massi ed allo sprofondamento dei massi nella sabbia.

## Conclusioni generali

Nella presente nota sono state descritte alcune applicazioni di strutture di difesa costiera foranee sommerse ed a cresta bassa, localizzate in otto siti distribuiti su cinque regioni italiane. L'articolo fornisce un quadro generale sui casi di studio analizzati. Le condizioni ambientali dei siti in cui le opere di difesa sono state realizzate sono molto diverse tra loro, essendo relative a mari (Mar di Sardegna, Mar Ligure, Mar Tirreno e Mare Adriatico) con condizioni meteomarine e morfologiche notevolmente differenti. Tutte le opere descritte sono costruite in massi naturali, variano le dimensioni (sommersione, dimensioni delle berme di sommità, pendenza dei paramenti laterali, ampiezza e configurazione dei varchi, ecc.), le disposizioni planimetriche (distanza dalla riva e profondità di imbasamento delle scogliere) e le configurazioni adottate (frangiflutti foranei costruiti in batterie con varchi o strutture foranee sommerse che chiudono il lato verso mare di celle realizzate con pennelli emersi e sommersi).

Per le ragioni sopradette trarre conclusioni di carattere generale è abbastanza difficile anche per la diversità degli strumenti di analisi (rilievi batimetrici, ondametrici, sedimentologici, ecc.) disponibili ed utilizzati nelle ricerche locali. Nonostante ciò alcuni elementi di carattere comune possono essere evidenziati, essi sono i seguenti.

a - l'erosione è principalmente dovuta alla diminuzione degli apporti solidi fluviali o alla costruzione di opere portuali, la subsidenza amplifica il fenomeno già in atto;

b - il complesso delle opere realizzate nei vari siti, se si esclude l'intervento di Pellestrina, sembra inseguire l'emergenza "erosione" sintomo della mancanza di finanziamenti adeguati, di progetti generali di intervento e di idonei strumenti di controllo;

c - le opere foranee sommerse o di bassa sommersione generano erosioni sottoflutto e quindi esse non attenuano il problema della propagazione dell'erosione nelle aree libere; in alcuni casi le velocità di erosione sottoflutto sono state rapidissime manifestandosi addirittura in sede di completamento delle opere foranee;

d - la presenza dei varchi con la formazione delle correnti di *rip* produce la dispersione dei sedimenti verso il largo e notevoli rischi per la balneazione; erosioni localizzate sulle testate delle scogliere e nei varchi aggravano ulteriormente il fenomeno e la stabilità delle opere;

e - la tendenza attuale, alla luce dei risultati ottenuti, è quella di costruire celle chiuse combinando pennelli emersi e/o sommersi con barriere foranee sommerse, nelle quali però è necessario verificare opportunamente le dimensioni dell'opera longitudinale per non ridurre troppo la circolazione idrica interna alle celle e quindi attivare il deposito di sabbie fini o la proliferazione di alghe;

f - all'interno delle zone protette da opere foranee, in assenza di opere trasversali sommerse, sono presenti correnti longitudinali che possono spostare il materiale al di fuori della zona protetta; quando sono presenti anche opere trasversali sommerse il materiale viene spostato all'interno delle celle o tra celle contigue, il fenomeno è amplificato dallo *storm surge* che si verifica in occasione di mareggiate intense.

## Bibliografia

- Aminti P., Lamberti A. e Liberatore G. (1983) - *Indagini sperimentali su barriere sommerse per la difesa della spiaggia*. Note e Pub. di Ing. Idr., n.30, Università di Firenze, pp. 22.
- Aminti P., Pelliccia F. e Pranzini E. (2002) - *Evoluzione del profilo di spiaggia a seguito di unripascimento artificiale in ghiaia su di una spiaggia altamente protetta*. Studi costieri, 5: 47-57.
- Aminti P., Clementi E., Lorenzoni C., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2005) - *Esperimenti di laboratorio ed osservazioni di campo sulle modifiche indotte al fondo da opere tracimabili*. Studi costieri, numero speciale sulle strutture tracimabili, stampa nel presente volume.
- A.P.A.T. Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici nazionali (1999-2005) - *Dati ondosi della rete ondometrica nazionale (R.O.N.)*. Servizio idrografico e mareografico nazionale, Servizi tecnici nazionali, Presidenza del Consiglio dei ministri, [www.apat.gov.it](http://www.apat.gov.it).
- A.P.A.T. Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici nazionali (annate varie) - *Dati mareografici della rete mareografica nazionale*. Servizio idrografico e mareografico nazionale, Servizi tecnici nazionali, Presidenza del Consiglio dei ministri, [www.apat.gov.it](http://www.apat.gov.it).
- Aquater (1982) - *Studio generale per la difesa delle coste - prima fase*. Regione Marche, relazione generale, pp. 706.

- Aquater (1987a) - *Interventi di difesa della costa realizzati con fondi F.I.O. 82*. Regione Marche, pp. 75.
- Aquater (1987b) - *Piano di monitoraggio e controllo dell'erosione costiera. Primo anno di attività*. Regione Marche, relazione generale, pp. 58.
- Archetti R., Drei E. e Lamberti L. (2000) - *Monitoring Low Crested Structures: Hydrodynamic Aspects*. Proc. AGU Meeting Fall 2000, Vol. I, pp. 683.
- Archetti R., Tirindelli M., Gamberini G. e Lamberti A. (2003a) - *Analysis of Currents Around a Low Crested Barrier: Comparison Between Field and Numerical Results*. Proc. MEDCOAST International Conference, 7-10 October 2003, Ravenna, Italy, pp. 1731-1740.
- Archetti R., Tirindelli M. e Lamberti A. (2003b) - *Field Measurements of Hydrodynamics Around a Beach Defense System*. Proc. Coastal Structures 2003, ASCE: 663-675.
- Atzeni A. (2003) - *Effetti idrodinamici sulle spiagge della costa occidentale della Sardegna*. Studi costieri, 7: 61-80.
- Barbanti C. (2003) - *Il litorale di Pellestrina: stima del valore d'uso e di esistenza della spiaggia artificiale e della sua conservazione*. Tesi di laurea non pubblicata, Corso di laurea in Scienze Ambientali, Università degli studi di Bologna, sede di Ravenna, anno accademico 2002/03.
- Beji S. e Battjes J.A. (1993) - *Experimental Investigation of Wave Propagation Over a Bar*. Coastal Engineering, 19: 151-162.
- Brocchini M., Mancinelli A., Soldini L. e Bernetti R. (2002) - *Structure-generated Macro-vortices and their Evolution in Very Shallow Depths*. Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. Coast. Eng., ASCE, vol.1: 772-783.
- Brocchini M., Kennedy A., Soldini L. e Mancinelli A. (2004) - *Topographically-controlled, Breaking Wave-Induced Macro-vortices. Part 1. Widely Separated Breakwaters*. Journal of Fluid Mechanics, 507: 289-307.
- Bühler O. e Jacobson T.E. (2001) - *Wave-driven Current and Vortex Dynamics on Barred Beaches*. Journal of Fluid Mechanics, 449: 313-339.
- Buli U. e Ortolani M. (1947) - *Le spiagge marchigiane*. Consiglio nazionale delle ricerche, pp. 148.
- Casadei C. (1997) - *Idrodinamica, trasporto dei sedimenti ed associazioni algali presenti nell'area di Lido di Dante*. Tesi di laurea non pubblicata, Corso di laurea in Scienze Ambientali, Università degli studi di Bologna, sede di Ravenna, anno accademico 1996/97.
- Cavaleri L. (2000) - *The Oceanographic Tower Acqua Alta. Activity and Prediction of Sea States at Venice*. Coastal Engineering, 39: 29-70.
- Cecconi G. e Maretto G.P. (1996) - *La cava sottomarina per il ripascimento del litorale della laguna di Venezia*. Atti del IV Congresso AIOM, Ancona, ottobre 1996: 179-190.
- Cipriani L.E., Ferri S., Iannotta P., Paolieri F. e Pranzini E. (2001) - *Morfologia e dinamica dei sedimenti del litorale della toscana settentrionale*. Studi Costieri, 4: 119-156.
- Commisso A. (2001) - *Analisi degli interventi di protezione delle coste del litorale pisano*. Tesi di laurea non pubblicata, Facoltà di ingegneria, Università degli studi di Firenze, anno accademico 2000/2001.
- Consiglio nazionale delle ricerche (1985) - *Atlante delle spiagge italiane*. Progetto finalizzato: conservazione del suolo, sottoprogetto: dinamica dei litorali, C.N.R., fogli 110, 117 e 118.
- Consorzio Venezia Nuova (1990) - *Relazione Tecnica sul progetto di massima riguardante gli interventi di difesa del litorale veneziano dal fiume Brenta al fiume Sile facenti parte dei nuovi interventi per la salvaguardia di Venezia*. Genio Civile Opere Marittime, Ministero dei lavori pubblici, progettazione TECHNICAL (Verona), report VE0706 PMRT 01, vol 1, pp. 200 circa.
- Dal Cin R. e Simeoni U. (1987) - *Analisi ambientale quantitativa dei litorali marchigiani fra Gabicce ed Ancona. Livello del rischio naturale e del degrado, distribuzione dei sedimenti e loro possibile impiego per ripascimenti artificiali*. Bollettino Società Geologica Italiana, vol. 106: 377-423.
- Dean R.G., Chen R. e Browder A.E. (1997) - *Full Scale Monitoring Study of a Submerged Breakwater*. Coastal Engineering, 29: 291-315.
- Drei E., Turchetto A., Archetti R. e Lamberti A. (2001) - *Wave and Current Field Measurements Around Low Crested Structure*. Proc. Ocean Waves Measurements and Analysis, ASCE, Vol.1, pp. 115-124.
- Dronen N., Karunaratna A., Fredsøe J., Sumer M.B. e Deigaard R. (2002) - *An Experimental Study of Rip Channel Flow*. Coastal Engineering, 45: 223-238.
- Haller M.C., Dalrymple R.A. e Svendsen I.A. (1997) - *Rip Channel and Nearshore Circulation*. Proc. Coastal Dynamics '97, ASCE, vol.1: 594-603.

- Haller M.C., Dalrymple R.A. e Svendsen I.A. (2002) - *Experimental Study of Nearshore Dynamics on Barred Beach with Rip Channel*. Journal Geophysical Research-Ocean, 107(C6): 14/1-14/21.
- Istituto di Idraulica, Università di Ancona (2001) - *Studi, indagini, modelli matematici finalizzati alla redazione del piano di difesa della costa*. Regione Marche, pp. 800 circa.
- Istituto geografico militare (annate varie) - *Carta d'Italia*. Cartografia militare, I.G.M., Firenze.
- Istituto idrografico della Marina (annate varie) - *Cartografia nautica*. Marina militare, I.I.M., Genova.
- Lamberti A., Petrillo A. e Ranieri M. (1985) - *A Comparative Analysis of Some Types of Submerged Barriers as Beach Defense Structure*. Proc. 21st IAHR Cong., Melbourne, pp. 19-23.
- Lamberti A., Gabbianelli G., Airoidi L., Archetti R., Bacchiocchi F. e Soldati M. (2002) - *Monitoraggio triennale e studio del comportamento delle opere di difesa del ripascimento protetto del lido di Dante-Ravenna*. Rapporto Finale AGIP, pp. 180.
- Lamberti A., Archetti R. e Tirindelli M. (2004) - *Description of the Site: Lido di Dante. Final Report Delos Project. Deliverable D58*. Electronic publication at <http://www.delos.unibo.it>.
- Liberatore G. e Petti M. (1992) - *Wave transformations over a submerged bar; experiments and theoretical interpretations*. Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. Coast. Eng., Venezia, vol.1: 447-459.
- Lorenzoni C., Perucci P. e Riccioni M. (1987) - *Ripascimento artificiale di alcuni litorali marchigiani: criteri di progetto, modalità di esecuzione e conseguente evoluzione delle spiagge*. Atti del IV Colloquio nazionale A.I.O.M., Ancona, 24-26 settembre 1987, parte I: 196-221.
- Lorenzoni C., Mancinelli A. e Soldini L. (1998a) - *Misure di moto ondoso al largo di Ancona. Caratteristiche spettrali in acque basse*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1998, pp. 56.
- Lorenzoni C., Mancinelli A. e Soldini L. (1998b) - *Evoluzione batimetrica del litorale a Nord di Ancona. Analisi del trasporto solido trasversale*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1998, pp. 46.
- Lorenzoni C., Mancinelli A. e Soldini L. (1998c) - *Caratteristiche sedimentologiche del litorale a Nord di Ancona. Analisi del movimento delle ghiaie*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1998, pp. 54.
- Lorenzoni C. e Mancinelli A. (2002) - *Erosione e opere di difesa per il litorale: la costa delle Marche*. Quaderno dell'Istituto di Disegno Architettura Urbanistica dell'Università di Ancona: "Orli d'acqua: il disegno della costa e della città porto" a cura di Fausto Pugnalonì - Istituto di Disegno, Architettura e Urbanistica, Ancona, 2002: 73-96.
- Losada I.J., Patterson M.D. e Losada M.A. (1997) - *Harmonic Generation past a Submerged Porous Step*. Coastal Engineering, 31: 281-304.
- Losada M.A. e Gimenez-Curto L.A. (1979a) - *The Joint Effect of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble-mound Breakwaters using Iribarren's Number*. Coastal Engineering, 3: 77-96.
- Losada M.A. e Gimenez-Curto L.A. (1979b) - *An Approximation to the Failure Probability of Maritime Structures under a Sea State*. Proc. 5<sup>th</sup> Conf. on Port and Ocean Engineering, Trondheim, Norway: 1269-1281.
- Mancinelli A. e Lorenzoni C. (1993) - *Le opere di protezione dei litorali marchigiani*. La difesa dei litorali in Italia, Edizioni delle Autonomie, Roma 1993: 309-326.
- Mancinelli A., Soldini L. e Lorenzoni C. (1999) - *Dinamica delle foci fluviali nelle Marche. Proposte di sistemazione e gestione*. Atti delle Giornate di studio su "La difesa idraulica del territorio", Trieste, 23-24 settembre 1999, pp. 463-482.
- Mancinelli A., Lorenzoni C. e Soldini L. (2000) - *Evoluzione di una foce fluviale in presenza di prevalente azione erosiva marina*. Atti del 27<sup>o</sup> Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Genova, 12-15 settembre 2000, volume IV: 191-194.
- Musino G. (2003) - *Studio della dinamica evolutiva del litorale di Alghero e piano di intervento*. Tesi di laurea non pubblicata, Facoltà di ingegneria, Università degli studi di Pisa, anno accademico 2002/03.
- Peregrine D.H. (1998) - *Surf Zone Currents*. Theor. Comp. Fluid Dyn., 10: 295-309.
- Preti M. (2001) - *Stato del litorale emiliano-romagnolo all'anno 2000*. I quaderni dell'ARPA, pp. 123.
- Regione Autonoma della Sardegna (1991) - *Studio del regime litoraneo tra Punta Furcadizzo e Punta Perd'e Sali nel Comune di Sarroch*. Rapporto non pubblicato. Relazione pp. 72, 2 allegati e 32 tavole.

- Regione Autonoma della Sardegna (1998) - *Monitoraggio nel litorale di Perd'e Sali (Sarroch) interessato dalle opere di protezione costiera e dall'insabbiamento dell'approdo per piccole imbarcazioni. Secondo intervento.* Rapporto non pubblicato. Relazione, pp. 27 e 5 allegati.
- Regione Autonoma della Sardegna (2001) - *Monitoraggio nel litorale di Perd'e Sali (Sarroch) interessato dalle opere di protezione costiera e dall'insabbiamento dell'approdo per piccole imbarcazioni. Terzo intervento.* Rapporto non pubblicato. Relazione pp. 42, 4 allegati e 8 tavole.
- Ripanti D. (1987) - *Note storiche sul litorale di Montemarçiano. Volume I - Cronaca illustrata.* Comitato per il recupero e la valorizzazione della spiaggia, Montemarçiano, dicembre 1987, pp. 200 circa.
- Smith E.R. e Kraus N.C. (1992) - *Laboratory Study of Wave Transformation on Barred Beach Profiles.* Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. Coast. Eng., Venezia, ASCE, vol.1: 630-643.
- Spano A. (1986) - *Sul regime di trasporto solido nella fascia costiera del lido S. Giovanni di Alghero.* Tesi di laurea non pubblicata, Facoltà di ingegneria, Università degli studi di Cagliari, anno accademico 1985/86.
- Stauble D.K. e Tabar J.R. (2003) - *The Use of Submerged Narrow-crested Breakwaters for Shoreline Erosion Control.* Journal of Coastal Research, 19: 684-722.
- Zanuttigh B., Archetti R. e Barbanti C. (2004) - *Hydrodynamics and Morphodynamics at a Protected Beach: the Study Site of Pellestrina, Italy.* Proc. 28<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, Lisbon, ASCE: 2784-2796.

Manoscritto ricevuto il 15/07/2005, accettato il 20/10/2005.

## Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovrizzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa

Piero Ruol<sup>1</sup>, Luca Martinelli<sup>2</sup>, Barbara Zanuttigh<sup>2</sup>,  
Lorenzo Cappietti<sup>3</sup>, Diego Vicinanza<sup>4</sup>, Alberto Faedo<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale, Geotecnica (IMAGE) - Università di Padova, Via Ognissanti, 39 - 35129 Padova. Tel.: +39 049 8277905, Fax: +39 049 8277988, E-mail: piero.ruol@unipd.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) - Università di Bologna, Viale Risorgimento 2 - 40136 Bologna, Tel.: +39 051 2093745, Fax: +39 051 6448346, E-mail: luca.martinelli@mail.ing.unibo.it, barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, Via S. Marta, 3 - 50139 Firenze. Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: cappietti@dicea.unifi.it

<sup>4</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Seconda Università di Napoli - Via Roma n.29 - 81031 Aversa, Caserta. Tel.: +39 081 5010245, Fax: +39 081 5037370, E-mail: diego.vicinanza@unina2.it

<sup>5</sup> Technital S.p.A., Via Cattaneo, 20 - 37121 Verona. Tel.: +39 045 80 53 689, Fax: +39 045 8011558, E-mail: a.faedo@technital.it

### Riassunto

Questo articolo descrive i processi di tracimazione dell'onda, filtrazione e sovrizzo in presenza di opere longitudinali a cresta bassa; presenta i risultati di alcune prove sperimentali, eseguite nei canali ad onde dei laboratori marittimi delle Università di Padova e di Firenze, finalizzate allo studio del legame di tali processi; fornisce uno stato dell'arte e un confronto delle più accreditate formule di letteratura con il database a disposizione.

Tracimazione e filtrazione, in caso di opere a cresta bassa, sono condizionate dal grado di confinamento laterale: se il confinamento è totale, come per un modello in canaletta o una barriera indefinitamente lunga, la portata entrante netta è nulla ed il sovrizzo dovuto alla tracimazione (o *piling up*) è massimo; viceversa, per varchi molto ampi, il sovrizzo tende a zero ed è la portata entrante netta a tendere al valore massimo.

Il principale contributo delle prove sperimentali è relativo alle opere emerse e consiste nell'aver evidenziato che il rapporto fra il sovrizzo e la portata netta è lineare e che le due descritte condizioni limite di confinamento sono sufficienti a caratterizzare la portata entrante netta in tutte le altre situazioni. La funzione può parimenti essere ricavata da formule empiriche che quantificano la portata massima e la filtrazione.

Nel caso di opere sommerse, la tracimazione è di difficile valutazione e non sussistono a tutt'oggi formule accurate. In questo caso è proposto un metodo per stimare il sovrizzo in condizioni completamente confinate, sfruttando il bilancio della quantità di moto, e uno per valutare la tracimazione sulla base della formula dello stramazzo, considerando come forzante la differenza fra il sovrizzo massimo e quello effettivo.

**Parole chiave:** scogliera, cresta bassa, tracimazione, filtrazione, sovrizzo per tracimazione.

### Abstract

*This paper describes wave overtopping, filtration and piling up processes induced by low crested structures.*

*Application of the mass balance to the protected area forces the net overtopping, i.e. the difference between overtopping and filtration, to equal the return flows through gaps. The opposite fluxes may be represented by two functions of piling up, whose intersection defines the equilibrium of mass fluxes.*

*The present paper describes the first of these functions; the quantification of the flow returning off-shore through gaps may be described in detail by the available numerical modelling.*

*Wave flume experimental investigation of the relation between overtopping and piling up were carried out in Padua and Florence Universities, by varying the recirculation discharge.*

*Overtopping and filtration are, in the case of low crested structures, strongly affected by the degree of lateral confinement: for total confinement, like in a flume or for an indefinitely long barrier, the total inward directed discharge is null and piling up is maximum; conversely, in presence of wide gaps, piling up is small and the discharge tends to its maximum value.*

The main results of the experimental investigation are limited to the structures with an emerged crest: in this case the net overtopping is linearly dependent on piling up and the two limit cases of lateral confinement, above described, are sufficient to fully describe all the other conditions. The two limit responses, and thus the entire function, can be derived either experimentally or by theoretical formulae concerning overtopping and filtrations. The most recent procedures are reported and discussed.

In the case of submerged structures, up to date there are no consolidated methods for the quantification of overtopping. In this paper a procedure to evaluate piling up in totally confined conditions, based on momentum balance, is suggested, and a simple tool to assess the overtopping on the basis of the difference between actual and maximum piling up, following the weir analogy is also presented. Submerged conditions are less critical than emerged ones, since their numerical modelling is simpler.

**Keywords:** breakwater, low crest, overtopping, seepage, piling-up.

## Simboli

$\alpha$	Pendenza del paramento lato mare
$\alpha_f, \beta_f$	Coefficienti dell'equazione di Forchheimer (eq.1)
$\beta$	Obliquità delle onde
$\gamma_i$	Indice di frangimento, indice in condizioni di frangimento incipiente
$\gamma_i, \gamma_b, \gamma_b$	Coefficiente riduttivo per effetto scabrezza, larghezza berma, obliquità
$\delta_a$	Sovralzo (funzione del grado di confinamento)
$\delta_{a,max}$	Sovralzo in condizioni di completo confinamento laterale
$\delta_{a,c}$	Sovralzo in condizioni di assenza di filtrazione
$\delta_m$	Aliquota di sovrizzo dovuto alla quantità di moto
$\delta_q$	Aliquota di sovrizzo dovuto al flusso di ritorno
$\theta$	Direzione dell'onda
$\lambda$	Fattore di scala
$\lambda_f$	Coefficiente riduttivo per effetto un piccolo bordo libero
$\xi_m, \xi_o$	Numero di Iribarren basato sul periodo medio, di picco
$\Pi$	Reazione vincolare
$\sigma$	Dispersione direzionale delle onde
$\tau_b$	Attrito al fondo
$B$	Larghezza della barriera
$B_1, B_2$	Coefficienti di regressione
$B_{o1}$	Larghezza della struttura (valore equivalente)
$C$	Coefficiente di regressione
$C_m$	Coefficiente di massa aggiunta
$D_{15}$	Diametro relativo al 15% del passante in peso
$D_{a50}$	Diametro mediano nominale dei massi
$F$	Bordo libero (altezza della cresta rispetto al medio mare)
$h$	Fondale davanti alla struttura
$h^*$	Parametro di frangimento
$H_{ms}$	Altezza significativa al largo (ottenuta da analisi spettrale)
$H_{mi}$	Altezza significativa incidente
$H_s$	Altezza significativa
$I$	Pendenza motrice
$k_1$	Parametro di posizione
$k_2$	Parametro di forma
$N_m, N_f$	Numero delle onde, numero delle onde che tracimano
$n$	Porosità
$p$	Permeabilità della struttura
$P_1$	Probabilità di tracimazione
$q$	Portata media di tracimazione per unità di larghezza della struttura
$q_r$	Portata ricircolata
$q_{r,max}$	Portata ricircolata in condizioni di sovrizzo nullo
$q_{out}$	Portata di filtrazione (stima indiretta)
$R_a$	Risalita ondosa
$R_{a,s}$	Risalita ondosa significativa
$R_{a,t}$	Risalita ondosa che genera tracimazione
$s, s_b$	sovrizzo per frangimento (in assenza di strutture)
$s_{con}$	Ripidità media dell'onda
$T_p$	Periodo di picco
$u$	Velocità locale
$u_f$	Velocità d'attrito
$\bar{u}$	Velocità media
$\bar{u}$	Componente oscillatoria della velocità
$P$	Spinta idrostatica
$R$	Tensore di radiazione
$T$	Sforzo di taglio
$V$	Volume medio di tracimazione
$X, Y, Z$	Costanti dell'equazione di Forchheimer, che dipendono dalla porosità, dalla viscosità, e dalle dimensioni, classificazione, orientazione e forma dei massi.

## Introduzione

Le opere di difesa a cresta bassa, o tracimabili, vengono sempre più frequentemente usate, a causa del loro minore impatto visivo rispetto alle opere emerse, negli interventi per proteggere arenili in erosione o per prolungare la vita tecnica di ripascimenti "protetti".

Lo studio del comportamento di tali opere è, pertanto, un tema di crescente interesse nell'Ingegneria Costiera, anche alla luce degli insuccessi (incremento del fenomeno erosivo) di taluni di questi interventi (Mancinelli et al., 2005); gli esiti negativi vanno certamente addebitati alla non chiara interpretazione dei complessi fenomeni idrodinamici (e della conseguente evoluzione morfologica) che tali strutture inducono.

Le scogliere di tipo "tradizionale" sono alte, tracimate solo da alcune onde, e generalmente caratterizzate dalla presenza di un nucleo poco permeabile, per cui le portate trasmesse oltre le stesse raggiungono complessivamente valori modesti, quantificabili con buona approssimazione tramite le collaudate espressioni proposte in letteratura (e.g. Van der Meer e Janssen, 1995). Non vi è significativa differenza nel livello medio dell'acqua davanti e dietro le barriere e le formule di tracimazione assumono implicitamente che tale dislivello sia nullo.

Le stesse espressioni non sono tuttavia applicabili alle strutture a cresta bassa, che sono tracimate dalla maggior parte delle onde, sono altamente permeabili, soprattutto nella porzione più emersa, ed i valori di portate trasmesse possono essere di uno o più ordini di grandezza superiori rispetto alle strutture tradizionali. L'abbondante tracimazione comporta, generalmente, un significativo innalzamento del livello medio mare tra le scogliere e la spiaggia, detto sovrizzo per tracimazione, che si oppone alla portata entrante forzandone il ritorno verso il largo.

Il sovrizzo suddetto rende conto dell'accumulo dovuto alla tracimazione a tergo delle opere, in prossimità di queste; esso non coincide con il sovrizzo per frangimento, crescente sino a riva, che è dovuto unicamente alla spinta idrodinamica perpendicolare alla costa e caratterizza la variazione del livello medio lontano dalle strutture. La letteratura inglese distingue i due fenomeni indicandoli rispettivamente con i termini di *piling up* e *set up*. Nel seguito con il termine sovrizzo ci si riferisce al primo di questi meccanismi.

La portata entrante è condizionata dal grado di confinamento laterale: se il confinamento è totale, come per un canale sperimentale o per una barriera indefinitamente lunga, la portata entrante netta è nulla ed il sovrizzo è massimo; viceversa per varchi molto ampi, la portata entrante netta tende al valore massimo e non vi è accumulo a tergo delle barriere.

La Figura 1 presenta, per un grado di confinamento intermedio, la circolazione sul piano orizzontale evidenziando tutti i flussi in gioco, diretti verso l'area protetta ed uscenti da questa.

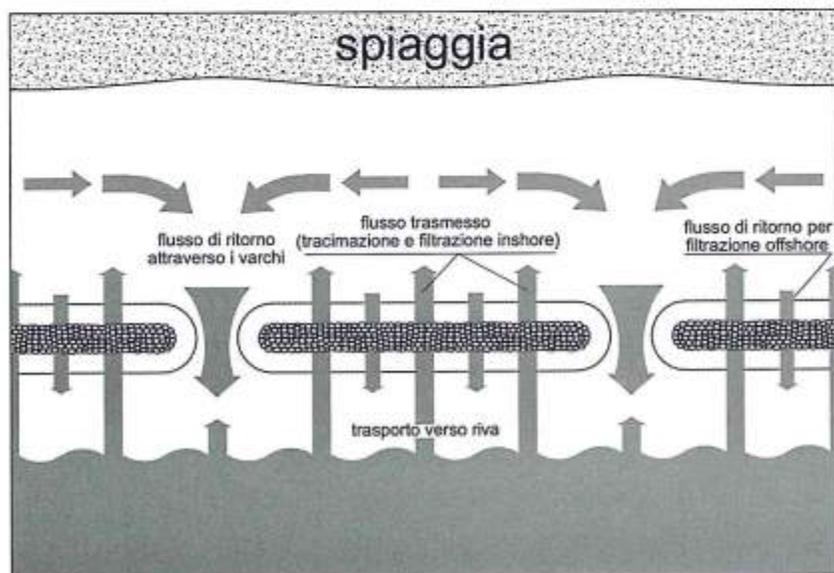


Figura 1 - Schema dell'interazione onde-struttura in corrispondenza di una scogliera a cresta bassa.

Il bilancio di massa nella zona protetta impone che la portata entrante netta, pari alla differenza fra la tracimazione e la filtrazione, uguagli il ritorno attraverso i varchi. I due flussi opposti possono essere descritti come due funzioni del sovrizzo, la cui intersezione individua il valore di portata che soddisfa la conservazione della massa. La Figura 2 esemplifica tali funzioni riportando in ascissa ed ordinata la portata ed il sovrizzo, come d'uso nei diagrammi che forniscono la curva della pompa (la portata netta entrante) e la curva d'impianto (la portata uscente dai varchi).

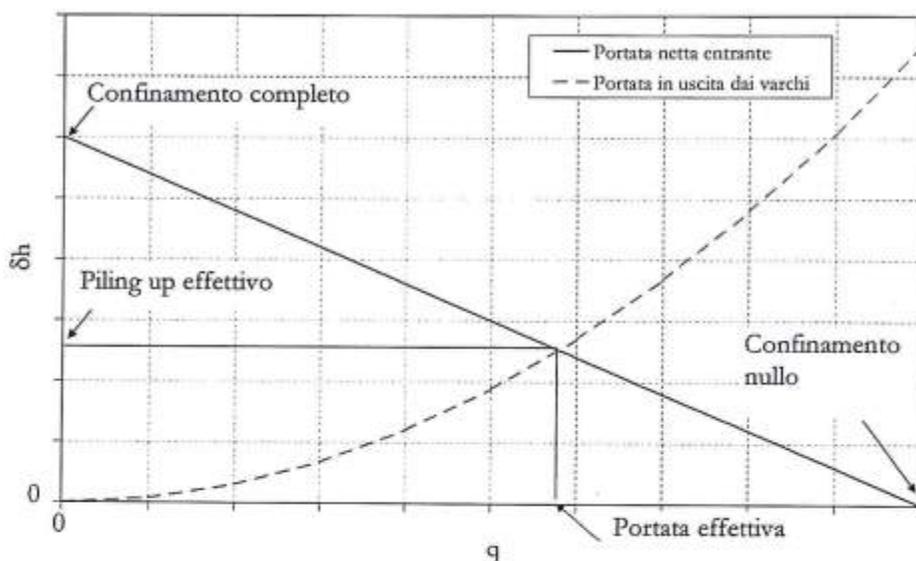


Figura 2 - Relazione fra sovrizzo e portata netta entrante ed uscente dall'area protetta.

Un primario obiettivo di questo lavoro è descrivere la prima di queste funzioni, ovvero quantificare la portata entrante netta, nelle sue componenti di tracimazione e filtrazione, al variare del sovrizzo. La portata netta diretta verso l'area protetta può convenientemente essere descritta mediante prove di laboratorio in canale ad onde, quali quelle effettuate presso due laboratori marittimi delle Università degli Studi di Padova e di Firenze, modificando la portata di ricircolo.

Il ritorno attraverso i varchi è, invece, legato alla resistenza al moto complessiva, problema che generalmente è affrontato con modelli idrodinamici bidimensionali, non è specifico delle strutture a cresta bassa e pertanto non viene trattato nel dettaglio.

Nel seguito vengono descritte le prove sperimentali e presentati i risultati inerenti ai vari processi che influenzano la portata netta entrante nella zona protetta, separando la risposta delle opere emerse da quella delle opere sommerse.

Un contributo importante di questo lavoro consiste nell'aver verificato che in laboratorio per strutture emergenti o, al limite, con cresta allo stesso livello del pelo libero, la portata entrante netta è linearmente dipendente dal sovrizzo. In tali condizioni, si è osservato che la tracimazione è pressochè costante, indipendente dal livello medio, mentre la portata di filtrazione ne dipende linearmente. La linearità di questo legame è stata giustificata teoricamente, sulla base della formula di Forchheimer. In sostanza per conoscere la funzione "portata entrante" basta conoscere due coppie di valori: per esempio la portata massima di tracimazione, che si ha a sovrizzo nullo, ed il sovrizzo massimo, che si ha in condizioni confinate (portata netta nulla). In assenza dei valori sperimentali, è possibile stimare, con formule specifiche per opere a cresta bassa, la tracimazione (costante) e la funzione di filtrazione.

Per opere sommerse è molto più complesso stimare la portata di tracimazione che, inoltre, non è più lecito considerare indipendente dal sovrizzo: sopra la struttura infatti si alterna il passaggio dell'onda frangente, che trasporta acqua verso la spiaggia (funzione dell'entità del frangimento), ed il flusso di ritorno verso il largo. Al momento, non sono disponibili in letteratura formule accurate per la stima della tracimazione netta.

D'altro canto, se la sommergezza è significativa, il sovrizzo può essere stimato direttamente da un bilancio della quantità di moto attraverso la barriera. Verrà fornito un metodo, supportato da un confronto con esperimenti di laboratorio, per la stima del sovrizzo in condizioni totalmente confinate. Per descrivere approssimativamente la tracimazione in caso di struttura sommersa, è richiamato lo schema a stramazzo di Fredsoe e Deigaard (1992) che assume come forzante idraulica la differenza fra il sovrizzo reale e quello massimo.

### Prove sperimentali

Sono state eseguite due serie di prove sperimentali che hanno analizzato strutture emergenti e a zero *freeboard*.

La prima serie di prove è stata svolta nel canale del laboratorio marittimo del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica (IMAGE) dell'Università di Padova, avente lunghezza di 36 m e larghezza di 1.0 m e pendenza del fondale pari ad 1:50. La seconda serie è stata svolta nel canale del Laboratorio del Dipartimento di Idraulica Costiera (DIC), dell'Università di Firenze, avente lunghezza di 47 m, larghezza di 0.8 m e pendenza del fondo pari a 1:100.

Le strutture rappresentate non si riferiscono ad un prototipo preciso; gli autori le considerano semplici schematizzazioni di opere tipiche, in rapporto di scala 1:20. Le prove sono state eseguite riproducendo onde irregolari con altezza significativa compresa tra 2.4 e 15.5 cm e periodi di picco tra 0.9 e 2.2 s.

La sezione trasversale è indicata qualitativamente in Figura 3 e le diverse configurazioni sono identificate in Tabella 1.

I canali sono dotati di un sistema di pompaggio che consente il ricircolo forzato a tergo della scogliera.

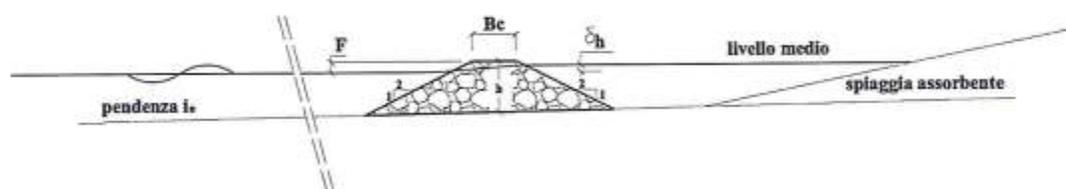


Figura 3 - Schema della sezione trasversale simulata (i valori sono dati in Tabella 1).

Tabella 1 - Tipologie di barriere studiate in prove su canale a Padova e Firenze.

Barriera	h [cm]	B <sub>c</sub> [cm]	F [cm]	i <sub>0</sub>
AE Padova	-20	20	+5.0	1:50
AE Firenze	-20	20	+5.0	1:100
D0 Firenze	-20	40	+0.0	1:100

I tests hanno fornito la misura del sovrizzo che si determina al variare della portata di ricircolo. A pompe disattivate, il sovrizzo è massimo tutta la portata tracimata filtra attraverso la struttura. Man mano che aumenta la portata di ricircolo, la frazione della tracimazione che deve tornare al largo attraverso la struttura diminuisce, e così diminuisce il sovrizzo che si produce. Al limite, quando la portata di tracimazione corrisponde alla portata ricircolata, il sovrizzo ed il ritorno per filtrazione sono nulli.

Per poter valutare l'entità delle portate di filtrazione lungo la verticale, le prove di Padova sono state ripetute per tre diverse configurazioni della scogliera, ovvero oltre alla configurazione iniziale, in cui si è riprodotta una struttura totalmente permeabile, si sono studiate altre due configurazioni per le quali è stato posto un setto impermeabile lungo il paramento lato riva che dal fondo raggiungeva rispettivamente la quota 0.0 e la quota della cresta della scogliera.

I risultati delle diverse configurazioni sono descritti in Ruol et al. (2003), e per brevità saranno in parte rappresentati in forma grafica insieme ai risultati di altre prove descritte nel seguito (Fig. 6).

Vengono presentate con maggior dettaglio le prove di Firenze, che non sono riportate in altra sede; Cappiotti et al. (2004) forniscono alcune analisi preliminari basate su tali prove.

Per l'esecuzione delle prove, il canale marittimo di Firenze è stato dotato di un sistema di ricircolo bidireziona-

le con la capacità di 25 l/s e di un misuratore di portata con accuratezza 0.15%. Il sistema di presa dell'impianto di ricircolo è costituito da una griglia forata posta a tergo della barriera. Uno schema dell'impianto è riportato in Figura 4. Le differenze rispetto all'impianto del laboratorio di Padova sono minime e non sostanziali. Per le acquisizioni dei dati di moto ondoso, dei livelli medi della superficie e delle velocità sono state utilizzate 15 sonde resistive, 4 piezometri collegati tra loro sopraflutto ed altrettanti sottoflutto con livello monitorato da punte piezometriche (6 piezometri), 2 trasduttori di livello laser, 2 velocimetri acustici *doppler* (di cui uno interno alla barriera per misurare le velocità di filtrazione) ed 1 micromulinello, posto a livello della cresta, per misurare la velocità dell'onda che sormonta la barriera. Uno schema del posizionamento degli strumenti è riportato in Figura 5.

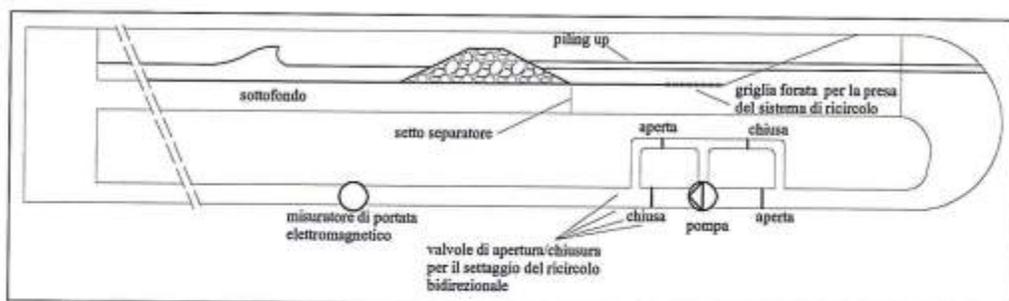


Figura 4 - Caratteristiche geometriche della sezione trasversale e messa a punto del modello di Firenze.

Sono stati generati 5 diversi spettri d'onda di tipo JONSWAP, caratterizzati dal fattore di picco pari a  $\gamma = 3.3$ . Il software di generazione di moto ondoso è stato sviluppato secondo la tecnica *Deterministic Spectral Amplitude (DSA)*, Cappietti (2003). Per ogni barriera, la maggior parte degli attacchi ondosi è stata riprodotta due volte, a distanza di una settimana.

Durante i test sono stati riprodotti attacchi ondosi caratterizzati da altezza significativa  $H_{m0}$  compresa tra 5 e 15 cm e periodi di picco  $T_p$  tra 1.0 e 2.6 s.

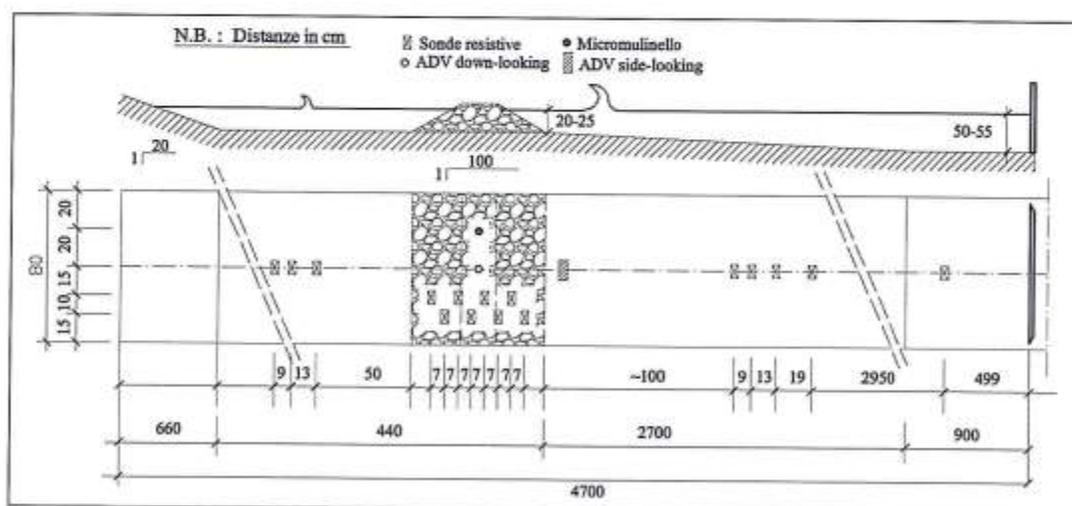


Figura 5 - Posizionamento delle sonde utilizzate in canale a Firenze.

Durante ogni attacco ondoso, della durata di 120 minuti, è stata variata la portata di ricircolo da zero fino al valore che approssimativamente annullava il sovralzo (letto ai piezometri durante la prova). Per ogni esperimento, la regolazione della portata di ricircolo è stata effettuata 6 volte in modo da avere intervalli di 20 minuti (pari ad almeno circa 500 periodi di picco per ogni attacco ondoso) che, sulla base di indagini preliminari, sono stati ritenuti necessari per il raggiungimento del massimo livello di sovralzo potenziale. Gli esperimenti eseguiti nel laboratorio

di Firenze hanno confermato l'evidenza sperimentale osservata a Padova, ossia che il sovrizzo ha un andamento decrescente in funzione della portata di ricircolo, secondo una legge sensibilmente lineare, e l'analisi dei dati, effettuata considerando gli ultimi 5 minuti (120 periodi di picco) di acquisizione, ha fornito i valori di sovrizzo, della portata di ricircolo e filtrazione riportati in Tabella 2.

Per facilità di consultazione, in analogia con la tabella che riporta i risultati dei test di Padova (Ruol et al., 2003), nell'ultima colonna della tabella è riportato il valore  $q_{out}$  non direttamente misurato. Esso rappresenta la filtrazione ed è stato ottenuto come differenza fra la portata ricircolata in condizioni di sovrizzo nullo ( $q_{tmax}$ ) e quella effettiva ( $q_t$ ).

In tabella compaiono anche valori negativi di sovrizzo, in quanto durante le prove è stata forzata una portata di ricircolo troppo grande, ovvero maggiore della portata entrante. Tali valori non sono realistici in natura, ove il ricircolo è naturale e indotto dal sovrizzo stesso.

Per ogni prova è stata riportata in Figura 6 la curva che lega la portata di ricircolo  $q_t$  con il sovrizzo  $\delta_f$ . La portata di ricircolo  $q_t$  è necessariamente pari alla portata netta entrante nella zona protetta dalla barriera. Come nel caso dei test eseguiti a Padova, il legame fra tali valori è risultato lineare a parità di condizioni ondose. La figura riporta anche i risultati ottenuti dalle prove sperimentali eseguite sulla configurazione "permeabile" studiata a Padova.

Tabella 2 - Risultati ottenuti dagli esperimenti eseguiti a Firenze.

F	Prova	$H_{net}$	$T_p$	$\delta_f$	$q_t$	$q_{out}$
[cm]	[n°]	[cm]	[s]	[cm]	[l/s/m]	[l/s/m]
+5.0	1	1.06	1.00	0.08	0	0.36
				0	0.36	0
				-0.08	0.6	-0.24
				-0.16	1.09	-0.73
				-0.34	1.75	-1.39
				-0.57	2.44	-2.08
				-0.6	2.55	-2.19
				0.71	0	2.13
+5.0	2	3.88	1.50	0.56	0.37	1.76
				0.37	1.04	1.09
				0	2.13	0
				-0.12	2.57	-0.44
				-0.4	3.23	-1.09
				-0.5	3.7	-1.57
				1.23	0	4.4
				1.07	0.92	3.47
+5.0	3	7.52	1.50	0.84	1.16	3.24
				0.76	1.59	2.81
				0.47	2.41	1.99
				0.14	4.07	0.32
				0	4.4	0
				1.23	0	3.53
				0.94	1.25	2.28
				0.35	2.55	0.98
+5.0	3bis	7.85	1.50	0.03	3.5	0.03
				0	3.53	0
				-0.32	3.95	-0.42
				-0.45	5.02	-1.5
				1.3	0	-4.31
				0.91	0.95	3.36
				0.61	2.11	2.2
				0.3	2.81	1.5
+5.0	4	8.34	1.80	0.14	4.32	-0.01
				0.14	3.6	0.71
				0	4.31	0
				1.2	0	3.82
				0.81	1.25	2.57
				0.61	2.27	1.54
				0.13	2.82	0.99
				0.09	3.5	0.32
+5.0	4bis	7.77	1.80	0.07	3.81	0
				0	3.82	0
				1.49	0	3.74
				0.93	0.84	2.9
				0.6	1.64	2.1
				0.39	2.09	1.65
				0	3.74	0
				0	2.51	1.23
+5.0	5	8.74	2.60	-0.12	4.97	-1.24
				1.44	0	4.65
				0.84	1.1	3.55
				0.68	2.1	2.55
				0.35	3.56	1.09
				0	4.65	0
				-0.07	5.64	-0.99
				-0.29	4.88	-0.23
0.0	1	1.01	1.00	0.15	0	2.76
				0.1	0.97	1.78
				0.07	1.34	1.42
				0.06	0.37	2.38
				0.04	0.71	2.05
				0	2.76	0
				1.04	0	4.12
				0.81	0.63	3.49
0.0	2	4.07	1.50	0.67	1.31	2.8
				0.4	2.16	1.95
				0.1	3.19	0.93
				0	4.12	0
				-0.22	5.44	-1.32
				1.08	0	4.41
				0.76	1.15	3.26
				0.6	2.02	2.38
0.0	2bis	4.21	1.50	0.32	2.92	1.48
				0	-4.41	0
				-0.01	4.07	0.33
				-0.05	4.97	-0.57
				1.82	0	7.1
				1.79	0.63	6.48
				1.36	1.6	5.5
				1.32	2.11	4.99
0.0	3	7.05	1.50	0.88	3.49	3.62
				0.32	6.01	1.09
				0	7.1	0
				1.8	0	7.57
				1.63	1.31	6.26
				1.29	2.25	5.32
				1.08	3.3	4.27
				0.47	5.12	2.45
0.0	3bis	6.74	1.50	0.25	6.82	0.75
				0	7.57	0
				1.68	0	6.95
				1.31	1.25	5.7
				1.18	2.05	4.9
				0.86	2.56	4.38
				0.66	3.84	3.11
				0.09	6.86	0.08
0.0	4	8.07	1.80	0	6.95	0
				1.75	0	5.07
				1.5	1.14	3.93
				1.23	1.99	3.08
				0.7	3.3	1.77
				0.18	4.6	0.47
				0	5.07	0
				-0.39	5.94	-0.87
0.0	4bis	7.86	1.80	1.85	0	8.67
				1.43	1.14	7.53
				1.37	0.66	8
				1.33	2.19	6.48
				0.93	3.36	5.3
				0.49	6.37	2.29
				0	8.67	0
				1.82	0	5.27
0.0	5	8.15	2.60	1.15	1.14	4.13
				0.66	3.17	2.1
				0.21	4.22	1.05
				0	5.27	0
				-0.17	6.7	-1.43
				-0.28	5.45	-0.18

Il risultato sperimentale si interpreta agevolmente considerando una portata di tracimazione costante, funzione della geometria e delle caratteristiche ondose, e una portata di filtrazione (diretta in verso opposto, ossia verso il generatore) che dipende linearmente dal sovrizzo. Si riscontra appieno quanto presentato nell'introduzione: quando la portata di ricircolo è nulla, il sovrizzo è massimo e genera una filtrazione pari alla tracimazione. Emerge inoltre che il sovrizzo ha un andamento linearmente decrescente in funzione della portata di ricircolo. Il motivo per cui la serie di dati sono così simili dipende dal fatto che non solo la geometria, ma anche la permeabilità delle strutture usate a Padova e Firenze sono simili (massicciata delle stesse dimensioni, eseguita con materiale di pezzatura di circa 4 cm).

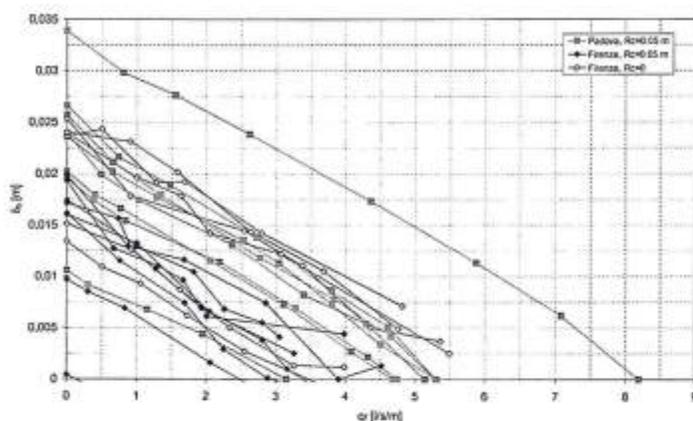


Figura 6 - Relazione tra portata netta entrante ( $q_t$ ) e livelli di *pilig-up* ( $\delta_b$ ).

Per portate di ricircolo via via crescenti (condizione che rappresenta varchi via via più ampi tra le barriere), la portata diretta verso il largo per filtrazione è minore, e quindi lo è il sovrizzo. Al limite, quando la portata di ricircolo è identicamente uguale alla portata di tracimazione, la filtrazione ed il sovrizzo sono nulli. Per definire la curva, è allora sufficiente conoscere due coppie di valori: per esempio il sovrizzo a portata di ricircolo nulla (e conseguente sovrizzo  $\delta_b$ , max), corrispondente alla situazione di scogliera infinitamente lunga, e la portata che fornisce il valore nullo del sovrizzo, corrispondente alla portata di tracimazione netta che si realizza nel caso di una scogliera isolata (100% del flusso di ritorno attraverso i varchi).

Tali coppie di valori sono di fatto identificabili con un solo punto: la Figura 7 riporta in ascissa i valori della portata massima di tracimazione  $q_{t,max}$  (ossia della portata di tracimazione a sovrizzo nullo), ed in ordinata i valori di sovrizzo massimo  $\delta_{b,max}$  (corrispondenti alla portata nulla di tracimazione).

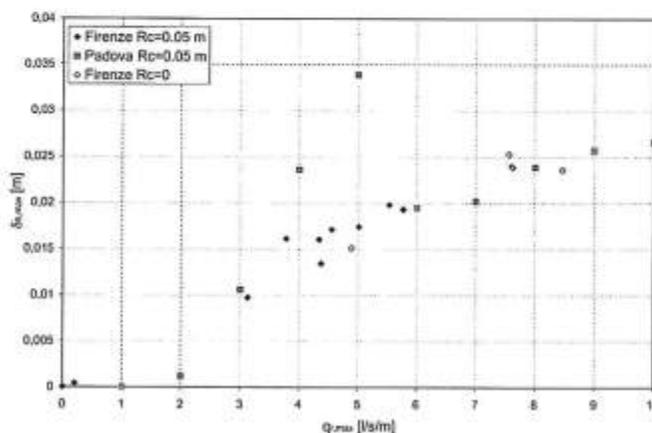


Figura 7 - Risultati sperimentali: sovrizzo  $\delta_b$  dietro l'opera in funzione della portata di tracimazione netta  $q_t$ .

### Filtrazione

Come accennato in precedenza, nella valutazione delle portate trasmesse on/off-shore attraverso un'opera altamente permeabile, riveste un ruolo di primaria importanza la determinazione dei flussi di filtrazione attraverso la struttura stessa.

Tale valutazione può basarsi sull'equazione di Forchheimer riportata, ad esempio, da Van Gent (1993):

$$I = \frac{Xu}{D_{n50}^2} + \frac{Y|u|}{D_{n50}} + Z \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\alpha_f \nu}{g} \left( \frac{1-n}{n D_{n50}} \right)^2 \frac{u}{n} + \frac{\beta_f}{g} \frac{1-n}{n D_{n50}} \frac{|u|}{n^2} + \frac{n + C_m(1-n)}{g} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1)$$

ove  $I$  è la pendenza motrice o perdita di carico per unità di lunghezza,  $u$  è la velocità attraverso il mezzo permeabile,  $C_m$  è il coefficiente di massa aggiunta e  $X, Y, Z, \alpha_f, \beta_f$  sono costanti che dipendono dalla porosità  $n$ , e dalle dimensioni, classificazione, orientazione e forma dei massi (gravità e viscosità sono assunte costanti).

Si passa ad esaminare la (1) basandosi sull'analisi effettuata da Zanuttigh e Lamberti (2006). Il terzo termine al secondo membro è zero quando la derivata è zero e quindi sia in media sia in condizioni estreme. Per il secondo termine al secondo membro di (1), consideriamo ad esempio i tests condotti a Padova e a Firenze, riportati nel paragrafo precedente. Il diametro medio dei sassi componenti la struttura  $D_{n50}$  è 3.8 cm; la porosità è circa 0.45 e assumendo  $\alpha_f = 11000$  e  $\beta_f = 2.8$ ,  $X$  è pari a  $3.7 \cdot 10^{-5}$  e  $Y$  a 1.7. Quando le onde frangono sulla struttura,  $I$  può raggiungere valori attorno ad 1; la massima velocità  $u$  da (1) risulta 0.12 m/s e il corrispondente numero di Reynolds è prossimo a 4700; il secondo termine costituisce il 68% della pendenza motrice totale  $I$ . Si può valutare il valore medio di  $I$  tramite la:

$$\langle I \rangle = \frac{X}{D_{n50}^2} \langle (\bar{u} + \tilde{u}) \rangle + \frac{Y}{D_{n50}} \langle (\bar{u} + \tilde{u}) \cdot |\bar{u} + \tilde{u}| \rangle \quad (2)$$

ove  $\bar{u}$  la velocità di filtrazione media e  $\tilde{u}$  è la componente oscillante della velocità.

La pendenza motrice media  $\langle I \rangle$  si può esprimere come il rapporto tra il sovrizzo  $\delta_b$  e la larghezza media  $B$  della parte sommersa della barriera. Per tenere conto della maggiore filtrazione nella parte alta della struttura,  $B$  è valutata dagli autori a 1/3 della profondità del fondale all'opera, nel caso questa sia emersa, oppure a 1/3 dell'altezza della struttura, nel caso questa sia sommersa. Per i tests riportati nel database in Tab. 3,  $\langle I \rangle$  assume valori massimi tra 1/20 (Debski e Loveless, 1997; Cappietti et al., 2004) e 1/14 (Ruol e Faedo, 2002; Ruol et al., 2003).

Il termine quadratico in (2) può valutarsi approssimativamente come  $K \bar{u} \tilde{u}_{rms}$  quando  $|\tilde{u}| < \tilde{u}_{rms}$ , dove  $\tilde{u}_{rms}$  rappresenta lo scarto quadratico medio della componente oscillatoria della velocità. Il coefficiente  $K$  è pari a 1.8 per una fluttuazione sinusoidale, mentre per una fluttuazione Gaussiana è 1.6 ed è uguale a 2.0 per fluttuazioni che assumano alternativamente l'una o l'altra forma; nel seguito si adotta  $K=1.8$ . Considerando attacchi ondososi contenenti un numero significativo di onde frangenti, la pendenza piezometrica dovuta all'onda è di un ordine di grandezza maggiore della pendenza piezometrica media e l'eq. (2) si può scrivere:

$$\frac{\delta_b}{B} = \left( \frac{X}{D_{n50}^2} + 1.8 \frac{Y \cdot \tilde{u}_{rms}}{D_{n50}} \right) \cdot \bar{u} \quad (3)$$

da cui si ricava  $\bar{u}$ . Il termine laminare in (2) risulta un ordine di grandezza più piccolo dell'altro, quindi le considerazioni di scala di seguito tengono conto soltanto del secondo termine.

La pendenza piezometrica dovuta all'onda si conserva in ogni modello e quindi il fattore di scala  $\tilde{u}$  deve scalare secondo la legge di Froude, ossia come la radice quadrata del fattore di scala del diametro medio o delle altre lunghezze. La legge di scala che si deriva da (3) per la velocità media di filtrazione  $\bar{u}$  tra modelli in scala di Froude di strutture simili risulta:

$$\lambda_{\bar{u}} = \frac{\lambda_{S_w}}{\lambda_B} \lambda_{D_{n50}}^{1/2} \quad (4)$$

Per verificare il modello proposto (eq. 4), Zanuttigh e Lamberti (2006) hanno predisposto un database (Tab. 3) che include dati di letteratura (Debski e Loveless, 1997) e dati tratti da esperimenti condotti nel corso del progetto PRIN (Ruol e Faedo, 2002; Ruol et al., 2003; Zanuttigh et al., 2004; Cappietti et al., 2004). La Figura 8 mostra, al variare dell'altezza della cresta dell'opera sul medio mare  $F$ , la relazione tra la velocità media di filtrazione  $\bar{v}$ , scalata con la permeabilità della struttura ( $\sqrt{gD_{s50}}$ ), ed il sovrizzo  $\delta_h$ , scalato con la larghezza media dell'opera  $B$ . Se si confronta la Figura 8 con l'eq. (3) ed i grafici in letteratura che presentano una relazione lineare tra il sovrizzo  $\delta_h$  e la portata di filtrazione (Fig. 6 di questo articolo; Ruol et al., 2003; Cappietti et al., 2004), si nota un apparente disaccordo che si spiega osservando che tutti i dati in Figura 8 corrispondono ad esperimenti effettuati in presenza di onde ed assenza di ricircolo. In caso vi sia ricircolo, infatti, la velocità media  $\bar{v}$  può variare indipendentemente dalle onde e soddisfare una relazione lineare tra il flusso attraverso la struttura ed il sovrizzo, in accordo con (3).

La Figura 8 mostra chiaramente che il processo di filtrazione è differente per struttura emersa e sommersa o a medio mare, come già osservato da Debski e Loveless (1997). Per strutture sommerse o a  $F=0$ , gli scambi di massa d'acqua avvengono principalmente sulla cresta della barriera e la percolazione verticale dentro la barriera stessa gioca il ruolo più rilevante. Per strutture emerse, per più bassi valori del rapporto  $\delta_h/B$ , le onde mettono in pressione la struttura e la filtrazione può risultare diretta verso riva; quando  $\delta_h$  cresce oltre un valore di soglia  $\delta_{hc}$  (ossia quando supera il carico piezometrico generato dall'onda dentro la struttura) si ha filtrazione diretta verso largo.

Tabella 3 - Database utilizzato per l'analisi della filtrazione:  $h_s$  è l'altezza della struttura,  $B_c$  è la larghezza della struttura in cresta,  $\alpha_r$  e  $\alpha_o$  sono la pendenza del paramento lato riva e lato mare rispettivamente. Valori in scala modello.

Identificatore	Laboratorio	$h_s$ [m]	$\cot\alpha_r$	$\cot\alpha_o$	$B_c$ [m]	$F$ [m]	$D_{n50}$ [m]	$D_{15}$ [m]	Riferimento Bibliografico
D&I, Modello 1	Canale, Università di Bristol	0.50	1.5	2	0.40	-	0.050	0.046	Debski e Loveless, (1997)
D&I, Modello 3		0.50	1.5	3		0.100	0.035	0.031	
Bari	Vasca, Università di Bari	0.13	2	2	0.03	- 0.017 0.016	0.050	0.040	Zanuttigh et al. (2004)
Padova	Canale, Università di Padova	0.20	2	2	0.20	0.050	0.045	0.038	Ruol e Faedo (2002)
Firenze	Canale, Università di Firenze	0.20	2	2	0.20 0.40	0.000 0.050	0.045	0.038	Cappietti et al. (2004)

A differenza di quanto Debski e Loveless (1997) hanno concluso, si può identificare una curva univoca anche per le strutture emerse, con maggior dispersione in corrispondenza dei valori più bassi di  $\delta_h/B$ . Questo può essere in parte ascrivito a zone a permeabilità diversa interne alla struttura e a differenti modi di permeazione della stessa, e, in parte, a incertezza nelle misure e a risultati ottenuti da diverse tecniche: misure di velocità dentro le strutture (Debski e Loveless, 1997; Zanuttigh et al., 2004) oppure di portata di ricircolo (Ruol e Faedo, 2002, 2003; Cappietti et al., 2004). Si deve notare, infine, che si sono riportati in Figura 8 solo casi caratterizzati da condizioni ondose cinematiche simili: si sono eliminati, ad esempio, casi di strutture emerse frequentemente tracimate.

La Figura 8 dimostra che, utilizzando una scala appropriata per le variabili di interesse, come in (4), dati tratti da esperimenti diversi, e quindi caratterizzati da diversi tipi di struttura e materiale, si raggruppano su due curve che dipendono unicamente dalla sommergenza della struttura.

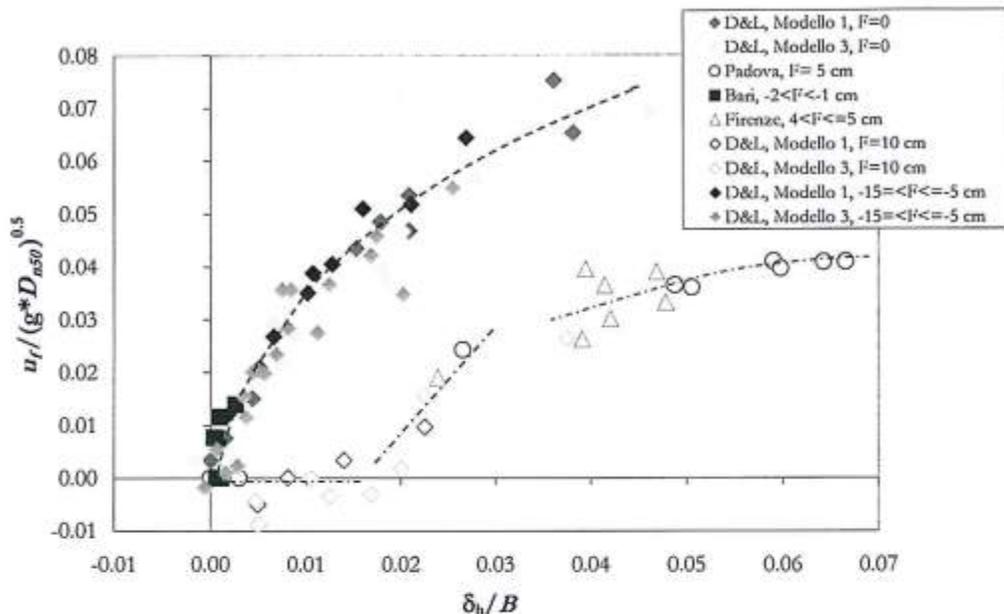


Figura 8 - Relazione tra la velocità di filtrazione (adimensionalizzata con la porosità della struttura) e il sovrizzo (adimensionalizzato con la larghezza media della struttura). Dati in Tabella 3.

### Portate di tracimazione

La stima della portata di tracimazione per un'opera a cresta bassa è un obiettivo di primario interesse per una esaustiva interpretazione e per una possibile previsione del comportamento (e dunque per la progettazione) di tali sistemi di difesa dei litorali.

Nel seguito, vengono pertanto presentati i più significativi approcci analitici e sperimentali, atti a valutare tali fenomeni, che non sono affatto interpretabili con le formule tradizionali.

Per tracimazione si intende genericamente la portata che transita sopra la cresta della struttura; essa andrebbe meglio definita, indicando se si considera la sezione verticale che passa per lo spigolo lato terra o lato mare: la differenza, che consiste nella percolazione che avviene sulla cresta, può essere rilevante.

Nel seguito, la stima della tracimazione è relativa al ciglio lato mare. Essa è accurata solo nel caso di opere emerse. In condizioni di elevata sommergenza, le formule attualmente note che derivano la tracimazione sulla base delle onde incidenti non interpretano il processo in modo corretto. Per tali condizioni, un metodo alternativo basato sulla valutazione del sovrizzo sarà riportato in calce alla descrizione di tale processo.

### Analisi statistica del processo di tracimazione

Se la struttura non è sommersa con continuità, il processo si può interpretare come una successione di diversi eventi (il passaggio delle creste delle onde), caratterizzati da una certa massa e quantità di moto (o volume e velocità). La distribuzione statistica del processo è, generalmente, caratterizzata attraverso vari frattili, rappresentativi di effetti differenti: ad esempio la massima quantità di moto di una singola cresta che tracima è responsabile del danno alla struttura mentre il volume medio d'acqua che tracima per unità di tempo (o portata media di tracimazione) è importante per definire l'idrodinamica in condizioni di regime. L'intensità media della tracimazione è anche il valore più semplice da misurare.

La durata complessiva del fenomeno e il volume totale di acqua tracimata sono semplicemente la somma della durata e del volume tracimato per ogni singola onda. Questa banale osservazione è la base della relazione tra la portata media di tracimazione  $q$ , la probabilità di tracimazione  $P_t$ , il volume medio di tracima-

zione  $\overline{V}_t$  ed il periodo medio delle onde  $T_m$  (a meno delle onde più basse, ossia degli spruzzi d'acqua):

$$q = \frac{\sum_{onde} Volumi}{\sum_{onde} Periodi} = \frac{N_t \cdot E(V_t)}{N_o \cdot E(T)} = P_t \frac{\overline{V}_t}{T_m} \quad (5)$$

ove la probabilità di tracimazione  $P_t$  è il rapporto tra il numero di onde che tracimano  $N_t$  ed il numero di onde riconoscibili  $N_o$ .

Dal momento che ogni onda che supera la cresta della struttura produce tracimazione, la probabilità di tracimazione allo spigolo della struttura lato mare è pari alla probabilità che l'onda provochi una risalita superiore alla cresta.

Per onde regolari  $P_t$  è 0.0 se  $R_w \leq F$  oppure è 1.0 se  $R_w > F$ .

Per onde irregolari, Van der Meer (1992) ha suggerito di adottare, per il calcolo della risalita dell'onda in presenza di strutture permeabili in massi, una distribuzione di probabilità di Weibull, con parametri  $k_1$  e  $k_2$  dipendenti dalle caratteristiche delle onde incidenti e dalla pendenza del paramento; da questa relazione si può dedurre la probabilità di tracimazione:

$$\text{Prob}(R_w \leq z) = 1 - \exp(-(z/k_1)^{k_2}) \Leftrightarrow P_{ovt} = \exp(-(F/k_1)^{k_2}) \quad (6)$$

ove,  $k_1 = 0.4H_w s_{om}^{-0.25} \cot \alpha^{-0.2}$   $s_{om}$  è la ripidità media dell'onda e  $\alpha$  la pendenza del paramento lato mare;  $k_2 = 3.0 \xi_m^{-0.75}$  per onde di tipo *plunging* ( $\xi_m < 2.5$ ) e  $k_2 = 0.52 p^{-0.3} \xi_m^p \sqrt{\cot \alpha}$  per onde di tipo *surging* ( $\xi_m > 2.5$ ) essendo  $\xi_m$  il numero di Iribarren basato sul periodo medio dell'onda e  $p$  la permeabilità della struttura. Più recentemente Van der Meer e Janssen (1995) hanno fornito una più semplice espressione della distribuzione della risalita in presenza di pareti verticali: il parametro di forma  $k_2=2$ , (i.e. distribuzione Rayleighiana), e il parametro di posizione è proporzionale all'altezza d'onda incidente. La distribuzione di Rayleigh approssima, in ogni caso, piuttosto bene la distribuzione della risalita ondosa.

Nell'eq. (5),  $P_t$  è il fattore che controlla l'ordine di grandezza della portata media di tracimazione e risente principalmente dell'altezza relativa della cresta rispetto al medio mare  $F/H_w$ , visto che può facilmente variare anche di ordini di grandezza come conseguenza di piccole variazioni della altezza della cresta; si veda ad

esempio Steendam et al. (2004), ove approssimativamente:  $\frac{q}{\sqrt{gH_w^3}} \cong 0.1 \cdot 10^{-\left(\frac{F}{H_w}\right)^2}$  (7)

Questa immediata conseguenza della distribuzione quasi-Rayleighiana della risalita ondosa non è stata precedentemente messa a fuoco, quindi la maggior parte delle formule attualmente disponibili approssima il termine alla destra dell'eq. (7) con una legge esponenziale-lineare piuttosto che con una esponenziale-parabolica. La forma parabolica rappresenta una decrescita molto rapida a zero della portata di tracimazione al crescere dell'altezza della cresta, che può interpretarsi come un valore di soglia.

La relazione tra frequenza di tracimazione (Fig. 9), statistiche dei volumi (Figg. 10 e 11) e portata media (Fig. 12) è esaminata nel seguito sulla base dei dati relativi agli esperimenti effettuati nella vasca di Aalborg su configurazioni perpendicolari ed oblique (dettagli dei tests in Kramer et al., 2005) e nel bacino di Bari (parte del database in Tab. 3, Martinelli et al., 2004). La tracimazione è riferita allo spigolo lato mare della struttura, ed è ottenuta dalle misure di livello prese sulla cresta delle strutture, mediante l'analisi onda-peronda descritta in Lamberti et al. (2003).

La figura 9, riferita al caso di strutture emerse, rappresenta la probabilità di tracimazione osservata  $P_t$  al variare dell'intensità ondosa, rappresentata dalla risalita ondosa significativa  $R_w$ .  $R_w$  è stato valutato con l'eq. (6), assumendo una probabilità di superamento pari a 0.14 e tenendo conto degli effetti dell'obliquità mediante il fattore moltiplicativo  $v_\beta = \cos(|\beta| - 10^\circ)$ , in cui  $\beta$  è l'obliquità media (angolo di inclinazione medio tra creste delle onde e allineamento della struttura).

Per onde irregolari,  $P_t$  (invariabilmente uguale a 1 per onde regolari) cresce al crescere di  $R_w$  seguendo una curva più o meno a forma di 's'; tracciato e valori sono in buon accordo con le previsioni di Van der Meer e con l'eq. (6).

I volumi di tracimazione possono essere bene approssimati mediante una distribuzione di Weibull, come in Van der Meer e Janssen (1995). I valori medi di tale distribuzione  $\bar{V}_t$  mostrano una relazione all'incirca parabolica con la risalita dell'onda  $R_w$  che è il valore mediano della potenziale risalita delle onde che producono tracimazione (Fig. 10).  $R_w$  è derivato da (6) come il valore che fornisce la probabilità di superamento pari esattamente a metà dell'altezza della cresta o metà della probabilità di tracimazione. Come suggerito da Pilarczyk (2000), quando la tracimazione è sporadica,  $\bar{V}_t$  risulta per lo più proporzionale a  $(R_w - F)^2$ ; questo implica una forma fissa delle creste tracimanti. I volumi scalati, tuttavia, crescono in modo significativo non appena  $P_t$  eccede valori di 0.4-0.5.

Il parametro di posizione  $k_1$  della distribuzione (valore tipico del volume di tracimazione) si può ottenere come valore medio  $k_1 = \bar{V}_t / \Gamma(1+k_2)^{-1}$ .

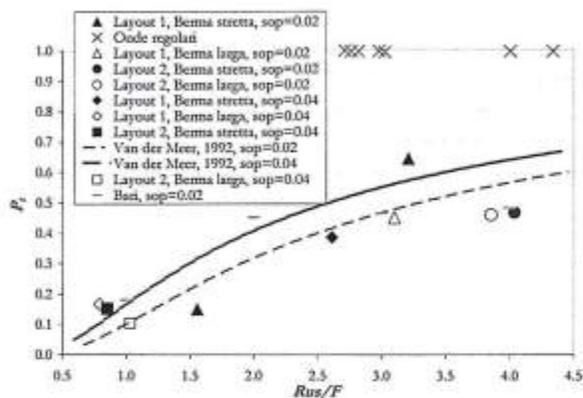


Figura 9 - Probabilità di tracimazione osservata  $P_t$  in funzione della risalita dell'onda rispetto all'altezza della cresta  $R_w/F$  per strutture emergenti.

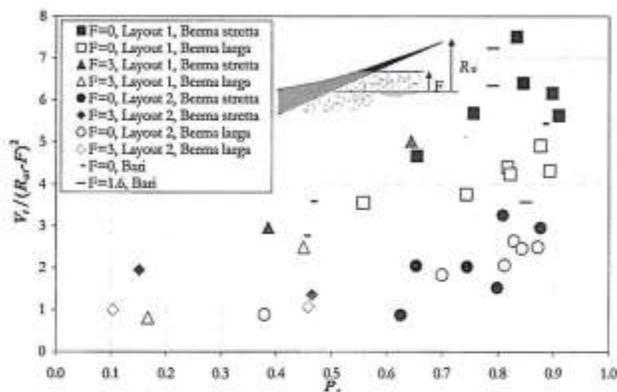


Figura 10 - Volume medio di tracimazione  $\bar{V}_t$  scalato con  $(R_w - F)$  in funzione della probabilità di tracimazione  $P_t$ , strutture con cresta a medio mare ed emergente.

Il parametro di forma  $k_2$  della distribuzione cresce al crescere di  $P_t$  (Fig. 11). Il suo valore è compreso approssimativamente tra 1 e 3; i valori più bassi si riferiscono al caso di tracimazione sporadica e i valori più alti a tracimazione molto frequente. Se si presta la doverosa attenzione alla differenza tra la frequenza di tracimazione e le incertezze del parametro, i valori più bassi non sono sostanzialmente differenti dal valore  $\frac{2}{3}$  suggerito da Van der Meer e Jansen (1995).

In conclusione, per strutture a cresta bassa che sono tracimate dalla maggior parte delle onde, e non soltanto dalle più alte, il livello della cresta, nella distribuzione approssimata di Rayleigh della risalita dell'onda, è così basso che la forma di tutte le distribuzioni delle variabili rappresentative della tracimazione diviene più simmetrica e meno variabile (più elevati parametri di forma nella distribuzione di Weibull) e le creste tracimanti diventano più lunghe. La combinazione della distribuzione di Weibull o Rayleigh per la risalita dell'onda, che fornisce la probabilità della tracimazione, e di un modello di forma per le creste tracimanti, come quello suggerito da Pilarczyk, rappresenta propriamente il processo se i parametri di forma sono assunti variabili con la probabilità di tracimazione.

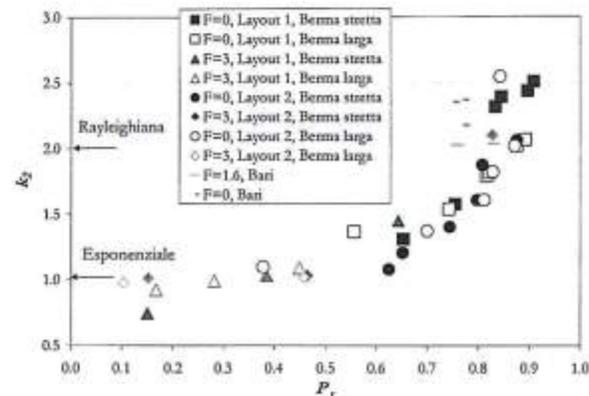


Figura 11 - Parametro di forma  $k_2$  della distribuzione di Weibull del volume di tracimazione in funzione della probabilità di tracimazione  $P_t$ , strutture con cresta a medio mare ed emergente ( $F$  in cm).

Quando la berma è larga, una parte significativa del volume di tracimazione è persa per percolazione dentro la struttura. La spinta dell'acqua pone in pressione la struttura stessa e fluisce in parte verso largo e in parte verso riva. E' questionabile se questa parte debba essere inclusa nella portata media di tracimazione: essa usualmente non è neppure misurata.

I dati sperimentali descrittivi della tracimazione di strutture a cresta bassa non sono ad ora sufficienti per mettere a punto una nuova formula per la tracimazione ondosu.

### Metodi empirici per il calcolo delle portate di tracimazione

La maggior parte delle formulazioni presentate in questa sezione si applica a strutture emerse o a scogliere che sono raramente tracimate, e si fonda su approssimazioni empiriche di dati sperimentali. Queste formule sono dunque soggette ad effetti scala (De Rouck et al., 2001) ed il loro campo di validità è limitato alle condizioni ondose ed alle configurazioni sottoposte a prova. In generale, la portata media di tracimazione per unità di larghezza della struttura,  $q$ , è espressa in funzione dei parametri standard:  $H_s$ , altezza d'onda significativa;  $T_p$ , periodo d'onda associato al picco spettrale;  $\sigma$ , spreading delle onde *short-crested*;  $\beta$ , direzione dell'attacco ondosu rispetto all'asse della struttura;  $F$ , altezza della cresta della struttura rispetto al medio mare;  $h$ , fondale davanti alla struttura; geometria della struttura. Per pareti verticali e composite, Allsop et al. (1995) hanno dimostrato che la tracimazione è fortemente influenzata dalla forma delle onde incidenti, e non soltanto dalle loro caratteristiche  $H_s$  e  $T_p$ . Onde di piccola ampiezza rispetto alla profondità del fondale sono in genere riflesse quando incontrano la parete; onde di ampiezza significativa rispetto al fondale possono, invece, frangere contro la struttura, producendo una improvvisa variazione delle caratteristiche della tracimazione.

Queste osservazioni hanno portato alla formulazione del parametro di frangimento:  $b^* = \frac{b}{H_s} \frac{2\pi b}{gT_m^2}$ .

A seconda che le onde siano prevalentemente pulsanti (per  $b^* > 0.3$ ) od impulsive (per  $b^* \leq 0.3$ , condizione tipicamente realizzata dalle strutture tracimabili) si hanno le seguenti due espressioni per la portata di tracimazione:

$$\begin{cases} \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.05 \exp\left(-2.78 \frac{F}{H_s}\right) & b^* > 0.3 \\ \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 1.37 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{F}{H_s} b^*\right)^{-3.24} & b^* \leq 0.3 \end{cases} \quad \text{per} \quad (8)$$

Per dighe a cassoni in acque profonde sottoposte ad onde lunghe, Franco e Franco (1999) forniscono la relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.082 \exp\left(-3 \frac{F}{H_s}\right) \quad (9)$$

che può adattarsi con un opportuno coefficiente riduttivo al caso di onde corte ed oblique.

Le formule riportate nel seguito sono state sviluppate sulla base di insiemi di dati sperimentali contenenti diverse tipologie di strutture: impermeabili, a massi, verticali e con berma inclinata.

La prima formulazione, risalente ad Owen (1980) e valida per dighe, tiene conto degli effetti della scabrezza e della pendenza della struttura mediante due diversi coefficienti sperimentali  $A_f$  e  $B_f$ :

$$\frac{q}{gH_s T_m} = A_f \exp\left(-\frac{B_f}{\gamma_f T_m \sqrt{gH_s}}\right) \quad (10)$$

ove  $T_m$  e  $H_s$  sono il periodo medio e l'altezza d'onda significative al piede della struttura,  $\gamma_f$  è un coefficiente riduttivo dipendente dalla scabrezza della berma.

Assumendo una formulazione del tipo "a stramazzo", Hedges e Reis (1998) hanno analizzato di nuovo i dati di

Owen (1980), allo scopo di migliorare la stima della portata per valori grandi di  $F$  e per  $F$  prossimo a zero, ottenendo la relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{g(CH_s)^3}} = A_2 \left( 1 - \frac{F}{CH_s} \right)^{B_2} \quad (11)$$

da cui la portata  $q$  risulta nulla se  $F > CH_s$ . In (11),  $A_2$  e  $B_2$  sono coefficienti di regressione e il coefficiente  $C$  correla il massimo *run-up* durante l'attacco ondoso all'altezza d'onda significativa ( $CH_s = R_{u, \max}$ ).

Se il *run-up* ha una distribuzione di tipo Rayleighiana, il massimo valore osservato può esprimersi come funzione della probabilità di non superamento  $p$  e del numero di onde nella registrazione  $(R_{u, \max})_{p\%} = R_{u, \max} \left\{ \frac{1}{2} [\ln N - \ln(-\ln p)] \right\}^{0.5}$ . Hedges e Reis (Tab. 4) calcolano i coefficienti A e B per il valore modale ( $p=37\%$ ) e per quello estremo ( $p=99\%$ ). L'espressione di riferimento per la valutazione del *run-up* significativo è  $R_{u, \max} = 1.35 \xi_{op}$  se  $\xi_{op} < 2$ ;  $R_{u, \max} = 3.00 - 0.15 \xi_{op}$  se  $2 < \xi_{op} < 12$ .

Tabella 4 - Coefficienti per il modello di Hedges e Reis (1998), eq. (11).

$\alpha$		$C=(R_{\max})_{37\%}/H_s$ (tracimazione frequente)	$C=(R_{\max})_{99\%}/H_s$ (tracimazione rara)
1:1	$A_2$	0.00703	0.00515
	$B_2$	3.42	6.06
1:3	$A_2$	0.00753	0.00542
	$B_2$	4.17	7.16
1:4	$A_2$	0.0104	0.00922
	$B_2$	6.27	10.96

Van der Meer e Janssen (1995) forniscono due espressioni diverse per il calcolo della portata di tracimazione per onde di tipo *plunging e surging*, rispettivamente (12.1) e (12.2). I coefficienti della regressione sono quelli adottati Van der Meer (2002), basati su Van der Meer et al. (1998), e sono validi per dighe. La portata di tracimazione si ottiene come massimo delle equazioni:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_o \exp \left( - (5.2 + 4.7) \frac{F}{H_{m0} \xi_o \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v} \right) \quad (12.1)$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left( - (2.6 + 2.3) \frac{F}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta} \right) \quad (12.2)$$

ove  $H_{m0}$  è l'altezza d'onda significativa al piede della diga ( $4\sqrt{m_0}$ ),  $\xi_o$  è l'indice di frangimento al piede della diga basato sul periodo d'onda spettrale,  $\gamma_b$  è il coefficiente riduttivo per la larghezza della berma,  $\gamma_f$  è il coefficiente riduttivo per la scabrezza del paramento,  $\gamma_\beta$  è il coefficiente riduttivo per l'obliquità dell'attacco ondoso,  $\gamma_v$  è il coefficiente riduttivo in presenza di muro paraonde e  $\tan \alpha$  è la pendenza della struttura. I fattori  $\gamma$  possono assumersi, in prima approssimazione, pari a 1. I due coefficienti moltiplicativi riportati tra parentesi corrispondono, rispettivamente, a valori medi e cautelativi.

Per interpretare correttamente le (12), occorre tenere presente che nello stesso rapporto Van der Meer (2002) si trova una procedura simile per il calcolo del *run-up*, ossia questo va valutato come il minimo delle espressioni (13.1) e (13.2):

$$R_{u2\%}/H_{m0} = (1.65 + 1.75) \cdot \xi_o \cdot \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \quad (13.1)$$

$$R_{u2\%}/H_{m0} = \left[ (4.0 + 4.3) - (1.5 + 1.6) / \sqrt{\xi_o} \right] \cdot \gamma_f \gamma_\beta \quad (13.2)$$

Sulla base di un set di dati espanso, contenente condizioni limite di  $F$  ( $0$  e  $\infty$ ), Schüttrumpf e Oumeraci (2001) elaborano, per dighe, la seguente espressione:

$$\begin{cases} \frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}} = 0.038\xi_o \exp\left(-5.5\frac{F}{R_{n2\%}}\right) & \xi_o < 2 \\ \frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}} = \left(0.096 - \frac{0.160}{\xi_o^3}\right) \exp\left(-5.5\frac{F}{R_{n2\%}}\right) & \xi_o \geq 2 \end{cases} \text{ per} \quad (14)$$

Per piccoli valori di  $F$ , Kofoed e Burcharth (2002) suggeriscono il seguente fattore riduttivo della portata da inserire nella (12.2) per valori medi di  $q$ :

$$\lambda_F = 0.6 + 0.4 \sin\left(\frac{2}{3}\pi \frac{F}{H_s}\right) \quad (15)$$

valido per  $\frac{F}{H_s} \leq 0.75$  ed onde di tipo *surging*.

Per strutture permeabili, le formulazioni esistenti (12 e 14) sovrastimano la portata di tracimazione (Lamberti et al., 2003), come si può vedere dal confronto in Figura 12. Il dataset in Figura 12 (quello completo è in Tab. 3) contiene i dati desunti dalle prove in canale svolte a Padova ('Padova', Ruol e Faedo, 2002), dalle prove in vasca effettuate a Bari e ad Aalborg (rispettivamente 'Bari' e 'AAU, Layout 1/2'; Lamberti et al., 2003). I dati sperimentali mostrano una dispersione elevata e una decrescita di  $q$  al diminuire del *run-up* molto più rapida rispetto alle stime teoriche. Inoltre, la dispersione non mostra alcuna chiara relazione con l'obliquità dell'attacco ondoso ('AAU, Layout 2', frangiflutti inclinato di  $30^\circ$  rispetto alla spiaggia) o con la larghezza della berma.

Ricerche in corso mirano ad una maggiore accuratezza nella stima della portata di tracimazione  $q$  e ad una più precisa identificazione del legame con i fattori che la controllano (de Rouck et al., 2002); di seguito, riportiamo sinteticamente questi fattori significativi ed i loro effetti.

- L'altezza d'onda significativa incidente,  $H_s$ ; un incremento di  $H_s$  comporta una crescita esponenziale della tracimazione  $q$ .
- L'altezza della cresta della struttura relativa al medio mare,  $F$ ; al diminuire di  $F$ ,  $q$  aumenta in modo esponenziale. L'effetto di  $F$  è simile a quello di  $H_s$ , tuttavia le variazioni di  $F$ , rispetto alle corrispondenti variazioni di  $H_s$ , determinano variazioni di  $q$  di un ordine di grandezza inferiori.
- L'obliquità dell'attacco ondoso  $\beta$  (pari a zero per onda incidente parallela all'asse della struttura). Sussistono diversi lavori sull'argomento; Owen (1980) conclude che l'effetto principale consiste nella crescita della tracimazione  $q$  al crescere di  $\beta$  fino a  $30^\circ$ , con un massimo per  $\beta = 15^\circ$ . Owen ha desunto coefficienti correttivi per  $A_1$  e  $B_1$  in caso di obliquità  $\beta$  compresa tra  $0^\circ$  e  $60^\circ$ .

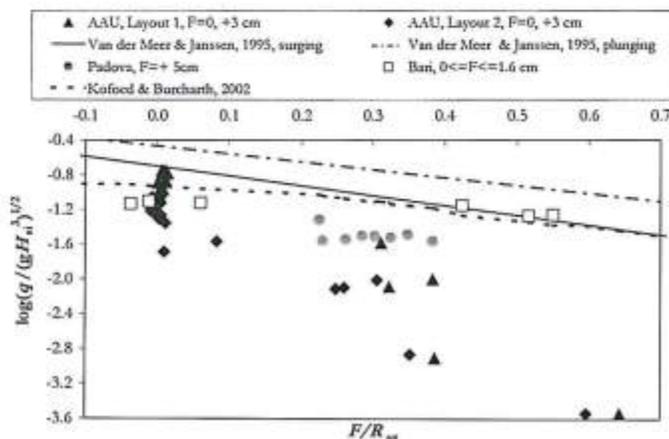


Figura 12 - Portata di tracimazione  $q$  in funzione dell'altezza della cresta sul medio mare  $F$  e del *run-up* significativo  $R_{m\%}$ . Confronto tra dati sperimentali e formule (12.1), (12.2), (14).

Per strutture sommerse, la tracimazione avviene in modo differente e non può descriversi con le formule disponibili; il flusso sopra la barriera durante un ciclo d'onda è alternativamente diretto verso riva e verso largo, indotto dalle onde e dal *sovrizzo*.

### Sovralzo

Il sovrizzo si manifesta come un accumulo nella zona compresa tra il sistema difensivo e la riva, che dipende dalle portate di tracimazione e dalle resistenze associate ai percorsi di ritorno (attraverso i varchi, sopra e attraverso la struttura).

In caso di opere emerse, il sovrizzo è completamente determinato dal legame con tali flussi di ritorno, non avendo effetto sulla tracimazione. In caso di strutture sommerse, invece, è necessario conoscere anche il legame fra sovrizzo e tracimazione. Tale relazione, pur difficile da descrivere nel dettaglio, può essere studiata attraverso il bilancio della quantità di moto.

Considerando la propagazione, su spiaggia libera, di un'onda progressiva con angolo  $\theta$  rispetto alla direzione  $x_1$ , la spinta media per unità di larghezza esercitata dall'onda sulla colonna d'acqua è individuata dal tensore di radiazione (Mei, 1983): detta spinta è pari alla somma della pressione dinamica integrata sulla verticale e del flusso di quantità di moto (per unità di larghezza) originato dalla componente oscillatoria della velocità.

Il tensore di radiazione, per onde sinusoidali è:

$$\overline{\mathbf{R}} = \overline{\mathbf{R}}_p + \overline{\mathbf{R}}_m = \frac{E}{2} G \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} + \frac{E}{2} (1+G) \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\text{ove } G = \frac{2kb}{\sinh(2kb)} \quad (\text{vale 1 in acque basse e 0 in acque profonde})$$

Per tenere nella giusta considerazione la forma delle onde, si possono applicare dei coefficienti correttivi: per esempio la forma limite a dente di sega è associata ad un tensore pari a 2/3 di quello dato dalla eq. 16. Il flusso di massa non contribuisce al termine di pressione ma instaura delle circolazioni secondarie che possono generare delle tensioni d'attrito al fondo. Quest'aspetto è studiato nel dettaglio nel metodo CVB, presentato nel seguito.

Il bilancio della quantità di moto in direzione  $x_1$  può essere scritto come:

$$\rho(b + \bar{\eta}) \left( \frac{\partial}{\partial t} + U_j \frac{\partial}{\partial x_j} \right) U_i + \rho g(b + \bar{\eta}) \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (R_{ij} + R'_{ij}) + \tau_i^b = 0 \quad (17)$$

dove  $R_{ij}$  è la componente  $ij$  del tensore di Reynolds integrato lungo la verticale, e  $\tau^b$  è l'attrito al fondo. Le onde che si propagano verso riva determinano, prima di frangere, un leggero set-down, che al frangimento è dell'ordine del 4% del fondale.

Se la spiaggia è prismatica, ovvero le isobate sono rettilinee e parallele alla riva, non vi è alcuna spinta lungo riva anche se l'onda è obliqua. All'interno della zona dei frangenti invece la divergenza del tensore di radiazione determina una spinta che in direzione trasversale viene bilanciata dal sovrizzo per frangimento e in direzione longitudinale mette in moto e sostiene delle correnti lungo riva, in proporzione all'angolo di incidenza delle onde stesse.

In letteratura, i modelli che valutano il sovrizzo per frangimento attraverso la risoluzione semplificata del bilancio di quantità di moto in direzione trasversale sono talora detti di tipo H-p (Svendsen, 1992). Tipicamente il bilancio delle spinte è basato sulle equazioni lineari in acque basse assumendo geometria delle strutture e del fondo uniformi lungo riva, assenza di correnti e trascurano gli attriti al fondo (Svendsen, 1984; 1984b).

Sotto opportune ipotesi l'eq. (17), integrata dal punto di frangimento verso riva, fornisce una classica e semplice relazione che consente di valutare il sovrizzo per frangimento in assenza di opere:

$$s - s_b = \frac{\frac{3}{8} \gamma^2}{1 + \frac{3}{8} \gamma^2} (b_b - b) \quad (18)$$

La eq. (18) consente di valutare il sovrizzo per frangimento  $s$  a riva del punto di frangimento  $s_b$  (dove la superficie libera è mediamente soggetta ad un abbassamento per *set-down* dell'ordine del 4% del fondale). Per profili a debole pendenza, l'innalzamento massimo, riferito come d'uso al livello medio in assenza di onde, risulta pari a circa 8+15% del fondale al frangimento  $b_b$  (per  $\gamma=0.6+0.8$ ).

#### *Metodo sperimentale per il calcolo del sovrizzo per strutture emerse a bassa permeabilità*

Diskin et al. (1970) presentano una formula empirica per la stima del sovrizzo in condizioni confinate, calibrata su struttura a bassa permeabilità:

$$\frac{\delta_b}{H_i} = 0.6 e^{-\left(0.7 - \frac{F}{H_i}\right)^2} \quad (19)$$

La struttura dell'equazione (19) riproduce, almeno qualitativamente, l'andamento del sovrizzo al variare della sommergenza: il sovrizzo è piccolo per strutture molto emerse, per le quali la tracimazione è rara, e per strutture molto sommerse, per le quali è bassa la resistenza del flusso di ritorno (verso il largo) sopra alla barriera. E' noto (Loveless et. al, 1998) che la formula sovrastima di molto il sovrizzo per strutture in massi, ovvero permeabili. La formula di Diskin è pertanto adatta solo a barriere emerse quasi impermeabili, simili a quelle spesso usate per le prove sperimentali, oppure per strutture sufficientemente sommerse per le quali il flusso di ritorno per filtrazione è trascurabile rispetto al flusso di ritorno sopra la barriera.

#### *Metodo analitico per il calcolo del sovrizzo per strutture sommerse*

Un contributo significativo allo studio del fenomeno del sovrizzo nel caso delle barriere sommerse ( $F < 0$ ), è dovuto alle sperimentazioni eseguite su modello fisico nel Large Wave Flume, *GWK*, di Hannover (Calabrese, Vicinanza e Buccino, 2003). Sulla base di queste prove è stata calibrata una formula di previsione del sovrizzo partendo dall'equilibrio lungo la direzione orizzontale (che diremo  $x$ ) delle forze agenti su un volume di controllo che circonda la scogliera, supposta impermeabile. Le forze in questione sono, con riferimento alla Figura 13:

- La componente  $R'_{xx}$  del flusso di quantità di moto totale associato al moto ondoso incidente;
- La componente  $R'_{xx}$  del flusso di quantità di moto totale associato al moto ondoso trasmesso;
- la pressione dell'acqua integrata sulla superficie limite "di largo",  $P_1$ ;
- la pressione dell'acqua integrata sulla superficie limite "di costa",  $P_2$ ;
- la pressione integrata sul paramento di largo  $\Pi_{x1}$ ;
- la pressione integrata sul paramento di costa  $\Pi_{x2}$ ;
- lo sforzo di taglio  $T$  lungo la superficie della barriera dovuto al flusso di ritorno.

I gradienti di  $P$  e  $\Pi_x$  ed il taglio  $T$  sono chiaramente funzione del sovrizzo  $\delta$ . Si tratta dunque di risolvere un'equazione del tipo:

$$R'_{xx} - R'_{xx} + P_1 - P_2 + \Pi_{x2} - \Pi_{x1} - T = 0 \quad (20)$$

La relazione (20) è stata semplificata scomponendo idealmente il sovrizzo in due aliquote: la prima trascura il contributo del flusso di ritorno ( $T=0$ ), ed è essenzialmente connessa alla differenza del tensore di radiazione ai due estremi dell'opera; la seconda, che bilancia il taglio, è dovuta all'influenza della corrente media nel periodo diretta offshore e che, nell'ipotesi di struttura impermeabile, defluisce al di sopra di essa. Le due aliquote verranno indicate nel seguito con  $\delta_m$  (dove il pedice  $m$  sta per "momentum", ovvero flusso di quantità di moto) e  $\delta_g$  (dove  $g$  indica la portata del flusso di ritorno). Il sovrizzo totale risulterà dunque dalla somma  $\delta = \delta_m + \delta_g$ .

L'aliquota  $\delta_m$  si calcola a partire dall'equazione:

$$\Delta R'_{xx} + \Delta P + \Delta \Pi_x = 0 \quad (21)$$

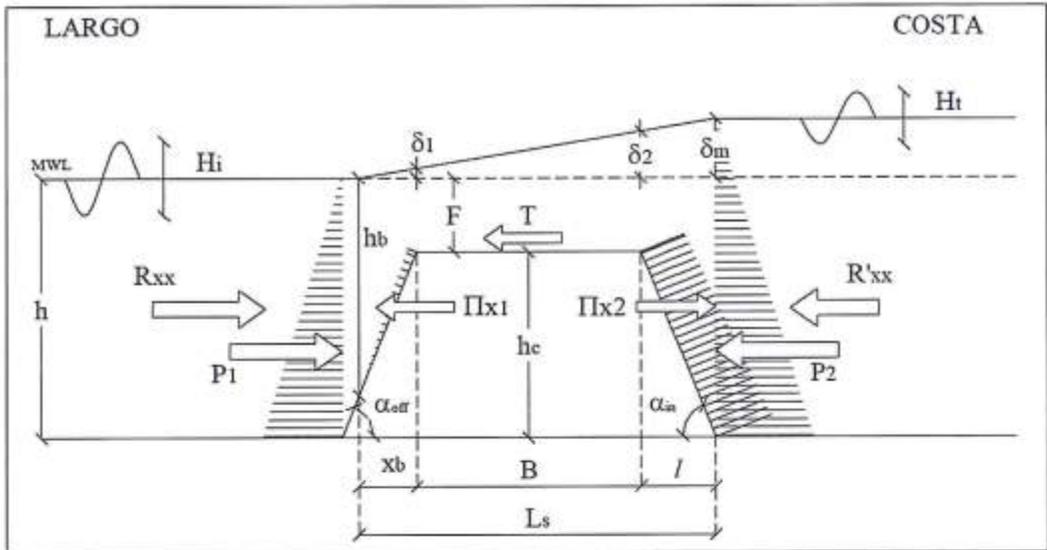


Figura 13 - Forze agenti sul volume di controllo circostante la barriera.

Per semplicità si assume che:

- l'ostacolo, oltre che impermeabile, sia anche non riflettente;
- le forze che agiscono sui paramenti dell'opera siano idrostatiche in media;
- la zona dei frangenti si estenda fino all'estremità verso riva della barriera, e che lungo di essa il sovrizzo cresca linearmente.

La batimetria di frangimento  $h_b$  è stata determinata a partire dalla teoria del moto ondoso lineare in acque basse:

$$\frac{H_b}{H_{mo,i}} = \left( \frac{b_i}{b_b} \right)^{1/4} \Rightarrow \frac{\gamma_b b_b}{H_{mo,i}} = \left( \frac{b_i}{b_b} \right)^{1/4} \quad (22)$$

dove  $\gamma_b$  è l'indice di frangimento incipiente e  $H_b$  è l'altezza d'onda al frangimento. Essendo il fenomeno del sovrizzo legato alla perdita d'energia dell'onda che viaggia sulla barriera, nel calcolo del tensore di radiazione è parso opportuno agli Autori utilizzare un'altezza d'onda rappresentativa dell'energia connessa al moto ondoso,  $H_{cr}$  calcolata come  $H_{mo,i} \sqrt{2}$ . Nelle formule precedenti e in tutte quelle che seguono, i pedici  $i$  e  $t$  stanno ovviamente per "incidente" e "trasmessa".

Si ha dunque:

$$b_b = \left( \frac{H_{mo,i}}{\gamma_b} \right)^{4/5} b_i^{1/5} = \left( \frac{H_{mo,i}}{0.56 \exp(3.5 \tan \alpha_{off})} \right)^{4/5} b_i^{1/5} \quad (23)$$

Nella (23) per il calcolo di  $\gamma_b$ , è stata utilizzata la nota formula di Kamphuis (1991).

Sono state poi introdotte le seguenti quantità di rilievo:

$$x_b = (b_b - |F|) \cotg \alpha_{off}, \quad L_r = x_b + B + b_c \cotg \alpha_{in}$$

L'espressione della componente  $R_{xx}$  del tensore di radiazione è:

$$R_{xx} = \frac{1}{8} \rho g H_{cr}^2 \left( \frac{2kb}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} \right) \quad (24)$$

Poiché nei test eseguiti al GWK il rapporto  $h/L$  variava tra 0.06 e 0.13, gli Autori hanno per semplicità utilizzato l'espressione di  $R_{xx}$  valida per acque basse (l'espressione fra parentesi nell'eq. 24 risulta pari a 3/2).

Dalla (24) e (21) si ottiene un'equazione di secondo grado nell'incognita  $\delta_w$ :

$$\delta_w^2 + b\delta_w + c = 0 \quad (25)$$

con coefficienti pari a:

$$b = (2b - A); \quad A = \left\{ \left[ 1 + \frac{x_b + B}{L_s} \right] b_c - \left[ x_b \frac{b_b + F}{L_s} \right] \right\} \quad (26a)$$

$$c = \frac{1}{4} H_{m,i}^2 (1 - K_t^2) \left( \frac{2kb}{\sinh 2kb} + \frac{1}{2} \right) \quad (26b)$$

La (25) ammette un'unica soluzione positiva:

$$\delta_w = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4c}}{2} \quad (27)$$

Ovviamente se l'onda non frange sulla struttura, essa non genera alcun sovralzo: tale condizione è tradotta imponendo un sovralzo nullo ( $\delta=0$ ) se l'altezza significativa ( $H_{m0,F}$ ) sulla cresta della barriera (trasformata in acque basse come descritto dall'eq. 22, per tenere conto della variazione del fondale) è inferiore al 56% della sommergenza ( $-F$ ).

Resta a questo punto da determinare il sovralzo  $\delta_q$ . Assumendo l'ostacolo rettangolare con lunghezza equivalente  $B_{eq}$  (Figura 14), lo sforzo di taglio  $T$  provocato dal flusso di ritorno si può scrivere come:

$$T = \rho g F B_{eq} i = \rho g \delta_q F \quad (28)$$

da cui:

$$\delta_q = i B_{eq} \quad (29)$$

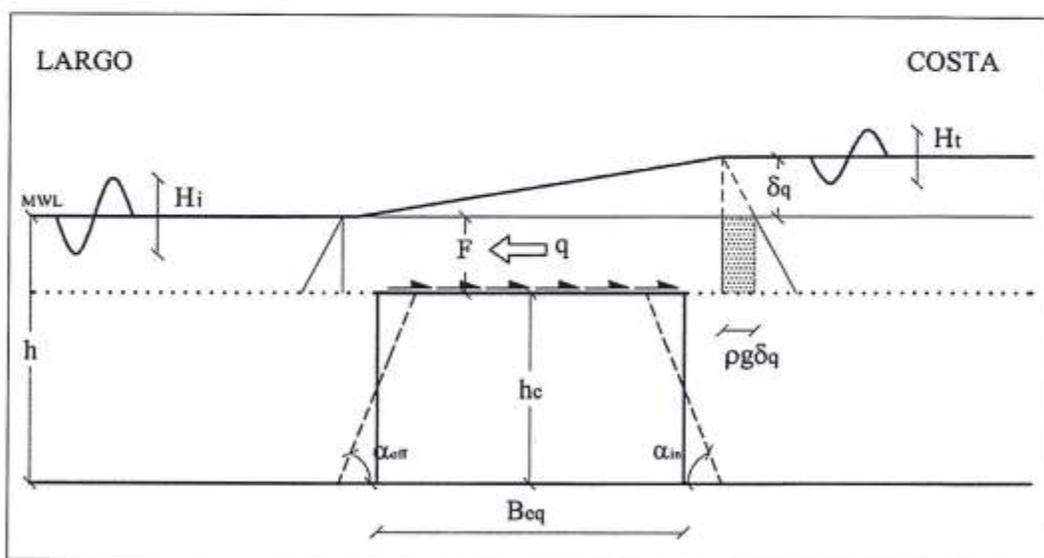


Figura 14 - Schema per la determinazione del sovralzo dovuto al flusso di ritorno  $\delta_q$ .

Il sovralzo dovuto al flusso di ritorno può dunque vedersi come il prodotto fra la lunghezza della barriera rettangolare equivalente per la perdita di carico  $i$ . Se si ipotizza il flusso uniforme, utilizzando la nota formula di resistenza di Gauckler-Strickler si ottiene:

$$\delta_q = \left( \frac{q^2}{f^2 F^{10/3}} \right) B_{eq} \quad (30)$$

dove:

- la sommergenza  $F$  funge da raggio idraulico;
- $B_{eff} = B + b_i \cotg \alpha_{eff}$ ;
- $f$  è un coefficiente che è nominalmente funzione della scabrezza della superficie della barriera, ma che in pratica tiene in conto il complesso delle semplificazioni, talvolta anche grossolane, introdotte nel metodo di calcolo;
- $q$ , infine, è la portata associata al flusso di ritorno, calcolata come un semplice *Stokes drift* del moto ondoso incidente. Si ricorda che nella teoria di Stokes al primo ordine, la componente orizzontale  $u$  della velocità si scrive:

$$u = \frac{agk}{\sigma} \frac{\cosh [k(z+h)]}{\cosh kh} \cos \vartheta \quad (31)$$

Ricordando che in acque basse  $\cosh kh \approx 1$ , si può scrivere più semplicemente:

$$u = \frac{agk}{\sigma} \cos \vartheta \quad (32)$$

La portata che si trasmette nel tempo attraverso un tirante  $b$  fra la superficie dell'onda ed il fondo è pari a:

$$Q(t) = \int_{-b}^{\eta+} u dz = \int_{-b}^0 u dz + \int_0^{\eta+} u dz = \frac{agk}{\sigma} b \cos \vartheta + \frac{agk}{\sigma} \eta \cos \vartheta \quad (33)$$

La portata media nel periodo è data da:

$$q = \frac{1}{T} \int_0^T Q(t) dt \quad (34)$$

Poiché in acque basse  $L/T = c = \sqrt{gb}$ , si ha:

$$q = \frac{1}{8} \sqrt{gb} \frac{H^2}{b} \quad (35)$$

Nell'applicazione dello *Stokes drift* al moto ondoso irregolare, si è semplicemente sostituito all'altezza d'onda  $H$ , l'altezza d'onda (incidente) energeticamente equivalente  $H_{m,i}$ .

Il modello *CVB*, così detto dalle iniziali degli Autori, ha mostrato un'ottima accuratezza nella previsione dei valori di sovrizzo osservati al *GWK*, sui cui dati è stato calibrato un fattore d'attrito  $f = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , valore non troppo dissimile da quello normalmente utilizzato per canali con fondo in roccia.

Nel corso di studi più recenti (Calabrese, Vicinanza e Buccino, 2005) gli Autori hanno poi evidenziato come l'applicazione del metodo *CVB* al caso di barriere imbasate su profondità relative maggiori di quelle proprie dei test svolti al *GWK*, potrebbe condurre ad una sottostima del sovrizzo.

Ciò è stato attribuito alle caratteristiche della formula (35) che, decrescendo al crescere del fondale, è tuttavia indipendente dalla sommergenza dell'opera.

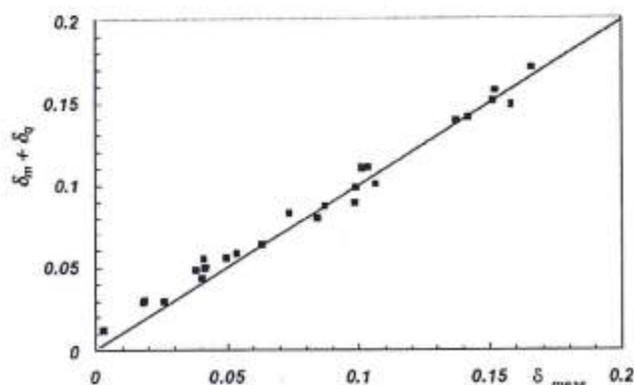


Figura 15 - Confronto fra i valori di sovrizzo misurati al *GWK* e quelli previsti con il modello *CVB*.

Gli Autori hanno così proposto una nuova espressione per il calcolo della portata da inserire nella eq. 30, nella quale si tiene conto oltre che dell'effetto della quota di cresta anche del contributo al trasporto di massa dovuto al roller superficiale delle onde frangenti, nonché (almeno in parte), della variabilità dello sforzo di taglio connessa alla progressiva riduzione dell'altezza d'onda sulla barriera.

#### *Stima della tracimazione e del sovrizzo per strutture sommerse*

Fredsøe e Deigaard (1992) hanno proposto un semplice schema derivato da Dalrymple (1978) in cui la portata entrante è posta in relazione alla differenza fra un valore di sovrizzo reale ed uno limite, legato a flusso di massa nullo. La portata di tracimazione è, similmente ad il caso di uno stramazzo rigurgitato, data da:

$$q \approx b_e \sqrt{2g(\delta_{h,\max} - \delta_h)} \quad (36)$$

per  $h_e = F\delta_h$ .

In caso di modesta sommergenza,  $h_e$  in eq. 36 è circa pari al sovrizzo stesso  $\delta_h$ ; ipotizzando ulteriormente che la tracimazione sia solo dovuta al flusso di ritorno sulla struttura, come per le strutture quasi impermeabili studiate da Diskin, la portata di tracimazione può essere stimata abbinando le eq 36 e 19, ottenendo una formula di tracimazione che ha struttura simile a quella di Owen (1980).

In questa logica, appare alquanto opportuno valutare il caso limite di sovrizzo associato ad una portata media nulla sopra la barriera in condizioni confinate, ovvero come se l'area protetta dalla barriera fosse un bacino stagno. Per valori superiori di sovrizzo, vi sarebbe un ritorno sopra la barriera; per valori inferiori, vi sarebbe una portata di tracimazione positiva.

I casi reali non sono mai completamente confinati lateralmente, per cui si instaura un equilibrio delle spinte con una portata che normalmente entra per tracimazione nella zona difesa dalle barriere ed esce per la presenza di disomogeneità longitudinali (tipicamente i varchi). La forzante del flusso di ritorno è proprio il carico idraulico dovuto all'accumulo dietro la barriera.

#### **Conclusioni**

La progettazione a regola d'arte di un sistema di difesa dei litorali realizzato con scogliere longitudinali a cresta bassa deve considerare con il necessario approfondimento la complessa interazione tra il moto ondoso e le barriere. Tale processo deve necessariamente appoggiarsi ad una affidabile stima delle portate di tracimazione e filtrazione che caratterizzano queste opere e del conseguente fenomeno del sovrizzo che si realizza a tergo di esse. Il presente lavoro contribuisce alla rappresentazione dei fenomeni descritti, che devono essere posti in relazione al grado di confinamento laterale.

Sulla base dei risultati di prove in canale d'onda eseguite presso i laboratori marittimi delle Università di Padova e di Firenze si è identificata una dipendenza lineare fra il sovrizzo e la portata di ricircolo.

La linearità deriva da una proporzionalità diretta fra carico e velocità di filtrazione. Il modello interpretativo utilizzato per la filtrazione, basato sulla formula di Forchheimer, consente di giustificare tale comportamento sperimentale considerando la combinazione fra un regime di filtrazione turbolento e la natura oscillatoria della velocità.

Il processo della tracimazione è stato descritto attraverso due approcci. Il primo, legato alla quantificazione del volume tracimato da ciascuna onda, è stato calibrato sulla base di alcuni dati relativi a strutture emergenti. Il secondo approccio richiama le formule tradizionali per la stima diretta della portata media. Le formule sono state adattate al caso di opere tracimabili, ma non valutano l'effetto di una portata di ritorno sopra la cresta dell'opera ed entrano in crisi quando le strutture sono sommerse. È stato proposto per il caso sommerso il modello concettuale (eq. 36) di Fredsøe e Deigaard (1992).

Per la quantificazione della filtrazione, tracimazione e del sovrizzo in qualsiasi condizione di confinamento laterale, sono state identificate due procedure che risultano applicabili, seppure con diversa accuratezza, per tutte le geometrie di struttura. Le procedure si diversificano sulla base della quota di cresta della struttura rispetto al livello medio del mare.

Per strutture emerse, i processi in esame possono essere stimati attraverso un semplice bilancio di massa, in cui appare come unica incognita il sovrizzo nella zona protetta. Si identificano le corrette relazioni per descrivere la filtrazione (eq. 1+4), la portata di tracimazione attraverso la descrizione della tracimazione

onda per onda (eq. 5÷7) o attraverso la descrizione della portata media (eq. 8÷15) e le portate uscenti attraverso i varchi (con metodi standard non specifici di opere a cresta bassa, per esempio con una opportuna formula per lo stramazzo, in cui il carico è dato dal sovrizzo).

In caso di strutture sommerse si suggerisce di valutare il sovrizzo che si avrebbe in condizioni di confinamento laterale impedita (barriera infinitamente lunga) attraverso il bilancio della quantità di moto semplificato (eq. 20÷34), noto come approccio CVB (Calabrese ed al, 2003), e stimare la portata netta entrante nella zona protetta attraverso una relazione schematica (eq. 36). In tal modo risulta incognito il sovrizzo effettivo, che può essere desunto, ancora una volta, dal bilancio delle portate. Si consiglia tuttavia cautela nell'applicare il metodo CVB così come proposto nel presente lavoro per profondità relative maggiori di 0.20 (Calabrese et al., 2005). Si è cercato di riconoscere e caratterizzare i limiti di tutte le formule presentate, che in generale interpretano il processo in modo fisicamente basato. Nel caso specifico della stima della portata per opere sommerse, è invece suggerito un modello concettuale non validato da prove sperimentali: questo risulta l'aspetto tecnico che necessita di maggiori approfondimenti in futuro.

### Ringraziamenti

La ricerca e le prove in canale descritte nel presente articolo sono state finanziate dal MIUR, nell'ambito del progetto PRIN 2001 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili" Prot. 2001082247. Le prove sperimentali in vasca presso l'Università di Aalborg (Danimarca) sono state effettuate nell'ambito del Progetto DELOS, "Environmental design of low-crested coastal defence structures", EVK3-CT-00041, finanziato dalla Unione Europea.

Il lavoro di ricerca svolto presso il Coastal Research Centre - Forschungszentrum Kuste di Hannover (Germania), dal titolo "Low Crested and Submerged Structures in Presence of Broken Waves", è stato portato a termine nell'ambito del progetto "Transnational Access To Major Research Infrastructure" finanziato dall'Unione Europea.

### Bibliografia

- Allsop N.W.H., Besley, P. e Madurini L. (1995) - *Overtopping performance of vertical and composite breakwaters, seawalls and low reflection alternatives*. Paper 4.6 in Final Proceedings of MCS Project, University of Hanover, Hanover, Germany.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2003) - *2D wave set up behind low crested and submerged breakwaters*. Proc. 13th International Conference ISOPE, Honolulu, Hawaii, USA: 831-836.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2005) - *Verification and recalibration of an engineering method for predicting 2D wave setup behind submerged breakwaters*. Proc. International Coastal Symposium 2005, Hornafjörður, Iceland, available at [www.itv.is/ics2005/Data/B8.4/Calabrese\\_PA.pdf](http://www.itv.is/ics2005/Data/B8.4/Calabrese_PA.pdf).
- Cappiotti L. (2003) - *Interazione onda-corrente*. Tesi di dottorato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli studi di Firenze, pp. 140.
- Cappiotti L., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2004) - *Experimental analysis of filtration and set-up in presence of low-crested structures*. XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche3, Trento: 713-720.
- Dalrymple R. (1978) - Rip current and their causes. Proc. 16th ICCE, Hamburg, ASCE: 1414-1427.
- De Rouck J., Van der Meer J.W., Allsop, N.W.H., Franco L. e Verhaeghe H. (2002) - *Wave Overtopping at coastal structures: Development of a database towards up-graded prediction methods*. Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, Cardiff: 2140-2152.
- De Rouck J., Troch P., Van de Walle B., Van Gent M., Van Damme L., De Ronde J., Frigaard P. e Murphy J. (2001) - *Wave run-up on sloping coastal structures: prototype measurements versus scale model tests*. Coastlines, structures and breakwaters 2001, London.
- Debski D. e Loveless, J. (1997) - *The design and performance of submerged breakwaters*, Report, Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, contract CSA 2606.
- Diskin M.H., Vajda M.L. e Amir I. (1970) - *Piling-up behind low and submerged permeable breakwaters*. Journal of Waterways and Harbours Division, ASCE, 96: 353-372.
- Franco C. e Franco L., (1999) - *Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D Waves*. ASCE, Journal of Waterways Port, Coastal, and Ocean Engineering, 125, no. 2: 98-108.
- Fredsøe J., Deigaard R. (1992) - *Mechanics of Coastal Sediment, Transport*, Adv. Series on Ocean Engineering. World Scientific, 3, pp. 370.

- Hedges T.S. e Reis M.T. (1998) - *Random Wave Overtopping Of Simple Seawalls: a New Regression Model*, Proc. ICE Water, Maritime e Energy, pp.130, 1-10.
- Kamphuis J.W. (1991) - *Incipient wave breaking*, Coastal Engineering, 15 (3): 185-203.
- Kofoed J.P. e Burcharth H. F. (2002) - *Estimation of overtopping rates on slopes in wave power deviced and other low crested structures*, Proc. 28th. ICCE, 2: 2191-2202.
- Kramer M., Zanuttigh B., Van der Meer J. W., Vidal C., Gironella X. (2005) - *2D and 3D experiments on Low Crested Structures*, Coastal Engineering, 52 (10-11): 867-855.
- Lamberti A., Zanuttigh B. e Kramer M. (2003) - *Wave and current flow around low-crested coastal defence structures*, Proc. Coastal Structures 2003, Portland, Oregon.
- Loveless J.H., Debski D., MacLeod A.B. (1988) - *Sea level set-up behind detached breakwaters*, Proc. Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE: 1665-1678.
- Mancinelli A., Aminti P.L., Archetti R., Atzeni A., Canu V., Capietti L., Lorenzoni C., Zanuttigh B. (2005) - *Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa ad Alghero (SS), Perde Sali (CA), Marina di Massa (MS), Marina di Pisa (PI), Porto Recanati (MC), Marina di Montemarignano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)*, Studi costieri, presente volume.
- Martinelli L., Zanuttigh B., Clementi E., Guerrero M. e Lamberti A. (2004) - *Experimental analysis and 2DH numerical simulations of morphodynamics around Low-Crested Structures*, Proc. Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, Lisbona.
- Mei C. C. (1983) - *The Applied Dynamics of Surface Ocean Waves* (Wiley, New York).
- Owen M.W. (1980) - *Design of seawalls allowing for wave overtopping*, Report EX 924, Hydraulics Research Station, Wallingford, UK.
- Pilarczyk K. (2000) - *Geosynthetics and geosystems in hydraulic an coastal engineering*, Balkema, pp.913.
- Ruol P., Faedo A., Paris A. (2003) - *Prove sperimentali sul comportamento di una scogliera a cresta bassa e sul fenomeno del piling-up a tergo di essa*, Studi Costieri, vol. 7/2003.
- Ruol P., Faedo A. (2002) - *Physical Model Study on Low-Crested Structures under Breaking Wave Conditions*, Proc. of the Intern. MEDCOAST Workshop on Beaches of the Mediterranean e the Black Sea, Kusadasi, Turchia: 83-96.
- Schüttrumpf H., Oumeraci H. (2001) - *Prediction of wave overtopping flow parameters on the crest and landward slope of sea dikes*, OPTICREST Research Report on Subtask 3.5.
- Steendam G. J., Van der Meer J. W., Verhaeghe H., Besley P., Franco L. e Van Gent M. (2004) - *The international database on wave overtopping*, Proc. ICCE 2004, Lisbona.
- Svendsen I. A. (1984) - *Wave Heights and Setup in a Surf Zone*, Coastal Engineering, 8 (4): 303-329.
- Svendsen I. A. (1984b) - *Mass flux and undertow in the surf zone*, Coastal Engineering, 8 (4): 347-365.
- Svendsen I. A. (1992) - *Hydrodynamics of the surf zone. Design and Reliability of Coastal Structures*, Attached to the Proc. of the 23rd ICCE, ASCE: 109-146.
- Van der Meer J. W. (2002) - *Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes*, Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, The Netherlands, pp 43.
- Van der Meer J. W. (1992) - *Conceptual design of rubble mound breakwaters*, ICCE 1992, Proc. of the short course on Design and reliability of coastal structures, Venezia, Italia.
- Van der Meer J.W., Janssen W. (1995) - *Wave Run-up and Wave Overtopping at dikes. Wave Forces on Inclined and Vertical Structures*, Task Committee Reports, ASCE: 1-27.
- Van Gent M. R. A. (1993) - *Stationary and oscillatory flow through coarse porous media*, Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report N. 93-9, Delft University of Technology 1993.
- Zanuttigh B. e Lamberti A. (2006) - *Experimental analysis and numerical simulations of waves and current flows around low-crested coastal defence structures*, accettato, ASCE, Journal of Waterways, Port, Harbour and Coastal Eng., 132 (1): 10-27.
- Zanuttigh B., Martinelli L. e Lamberti A. (2004) - *Hydrodynamics induced by low-crested rubble-mound structures: wave basin experimental analysis and 2DH numerical simulations*, XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 3: 645-652, Trento.

Manoscritto ricevuto il 17/07/2005, accettato il 12/10/2005.

## Riflessione e trasmissione di scogliere a cresta bassa

Mario Calabrese<sup>1</sup>, Mariano Buccino<sup>1</sup>, Barbara Zanuttigh<sup>2</sup>, Lorenzo Cappiotti<sup>3</sup>, Alessandro Paris<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale "Girolamo Ippolito", Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio, 21 - 80125 Napoli. E-mail: mario.calabrese@unina.it.

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) - Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. E-mail: barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, via S. Marta 3 - 50139 - Firenze. Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: cappiotti@dicea.unifi.it

<sup>4</sup> Technital S.p.A., Via Cattaneo, 20 - 37121 Verona

### Riassunto

Per la progettazione delle barriere distaccate a cresta bassa, è particolarmente importante una stima accurata del coefficiente di riflessione e del coefficiente di trasmissione. Tuttavia le formule di previsione attualmente a disposizione, di natura prevalentemente empirica, sono applicabili solo ad un insieme ristretto di configurazioni geometriche e, pertanto, appaiono talvolta del tutto inadeguate. Il lavoro, adoperando un ampio insieme di dati sperimentali, indaga l'affidabilità delle relazioni più frequentemente adoperate nella pratica e presenta alcune espressioni alternative, proposte nell'ambito di progetti di ricerca nazionali ed internazionali.

**Parole chiave:** scogliere a cresta bassa, coefficiente di trasmissione, coefficiente di riflessione.

### Abstract

*Both wave reflection and wave transmission coefficients must be considered in the process of designing low crested breakwaters. Yet, the prediction methods currently available are reliable only for a restricted range of structural layouts and seem rather inadequate sometimes. Through the analysis of a wide ensemble of experimental data, this paper investigates the accuracy of traditional design formulae and presents some alternative expressions which have been proposed within national and international research programmes.*

**Keywords:** low crested breakwaters, transmission coefficient, reflection coefficient.

### Lista dei Simboli

$B$	larghezza di coronamento dell'opera;
$d$	profondità al piede dell'opera in corrispondenza del paramento esterno;
$D_{50}$	diametro mediano della mantellata;
$E_{i,r,t}$	densità di energia meccanica incidente, riflessa e trasmessa;
$g$	accelerazione di gravità;
$h_c$	altezza dell'opera;
$H_{i,r,t}$	altezza d'onda incidente, riflessa, trasmessa;
$H_{sj} (j = i,r,t)$	altezza d'onda significativa incidente, riflessa, trasmessa;
$K_r$	coefficiente di riflessione;
$K_t$	coefficiente di trasmissione;
$K_{rP}$	coefficiente di riflessione calcolato con la formula di Postma (1989);
$L_i$	lunghezza d'onda incidente;
$L_{pi}$	lunghezza d'onda incidente "di picco";
$N$	numero di dati;
$m_{ij} (j = i,r,t)$	area dello spettro densità di energia incidente, riflesso, trasmesso;
$R_c$	quota di coronamento della struttura (positiva per barriere emergenti);
$P$	permeabilità della struttura;

$P_N$	permeabilità nominale (grandezza adimensionale);
$s = \frac{2\pi \cdot H_i}{gT_i^2}$	ripidità rappresentativa;
$s_p = \frac{2\pi \cdot H_{pi}}{gT_{pi}^2}$	ripidità rappresentativa "di picco";
$T_{i,r,t}$	periodo ondoso incidente, riflesso, trasmesso;
$T_{pi} (j = i, r, t)$	periodo ondoso di picco incidente, riflesso, trasmesso;
$\tan \alpha_{off}$	pendenza del paramento lato mare della barriera;
$\tan \alpha_{in}$	pendenza del paramento lato protetto della barriera;
$\beta_e$	media delle differenze tra valori misurati e calcolati del coefficiente di riflessione/trasmissione;
$\varepsilon$	scabrezza della struttura;
$\mu$	viscosità dinamica dell'acqua;
$\theta_{i,r,t}$	angolo tra la normale all'asse longitudinale della barriera e direzione di propagazione del moto ondoso incidente, riflesso, trasmesso;
$\rho$	densità dell'acqua;
$\sigma_e$	deviazione standard delle differenze tra valori misurati e calcolati del coefficiente di riflessione/trasmissione;
$\xi = \frac{\tan \alpha_{off}}{\sqrt{s}}$	parametro di Iribarren;
$\xi_p = \frac{\tan \alpha_{off}}{\sqrt{s_p}}$	parametro di Iribarren "di picco";
$\zeta$	fattore adimensionalizzante principale.

## Introduzione

Nell'interazione con le barriere distaccate a cresta bassa (indicate con l'acronimo LCB d'ora innanzi, Fig. 1) il moto ondoso incidente viene parzialmente riflesso, mentre una parte del disturbo si propaga nell'area protetta sia al di sopra della cresta della barriera, sia attraverso il corpo di quest'ultima; il trasferimento di parte dell'energia ondosa incidente a tergo del frangiflutti, nelle modalità precedentemente descritte, viene generalmente indicato con il termine di trasmissione ondosa.

I processi di riflessione e trasmissione devono essere accuratamente tenuti in conto nel dimensionamento delle LCB, in quanto ne influenzano significativamente le performance strutturali e, soprattutto, funzionali. La riflessione, infatti, può indurre un'alterazione del campo di velocità al largo delle strutture, tale da generare od accelerare pericolosi fenomeni di erosione localizzata. Il rilievo "multi-beam" recentemente effettuato presso Lido di Dante (RV), ad esempio, ha documentato la presenza, in prossimità della testata nord lato mare della barriera, di una zona nella quale il materiale di fondo è stato asportato proprio a causa della riflessione del moto ondoso indotta dall'opera (Aminti et al., 2005); l'escavo ha dimensioni e distanza dalla struttura del tutto in accordo con i risultati delle più recenti esperienze condotte in laboratorio (Aminti et al., 2005; Sumer et al., 2005).

D'altro canto la trasmissione, da un lato governa la riduzione dei carichi ondosi agenti sulle strutture eventualmente presenti nell'area protetta e nella prima fascia costiera, dall'altro influenza significativamente la risposta morfologica della spiaggia. (Hanson e Kraus, 1991, Pilarczyk, 2003).

La capacità di riflettere il moto ondoso incidente e di regolare la quantità di energia trasferita nell'area protetta viene generalmente misurata, per una struttura di assegnata geometria, mediante i "coefficienti" di riflessione,  $K_r$ , e di trasmissione,  $K_t$ . Essi rappresentano il rapporto tra l'altezza d'onda riflessa o trasmessa e quella incidente, e sono perciò proporzionali ai rapporti tra le rispettive densità di energia meccanica del moto ondoso:

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}}$$

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}}$$
(1)

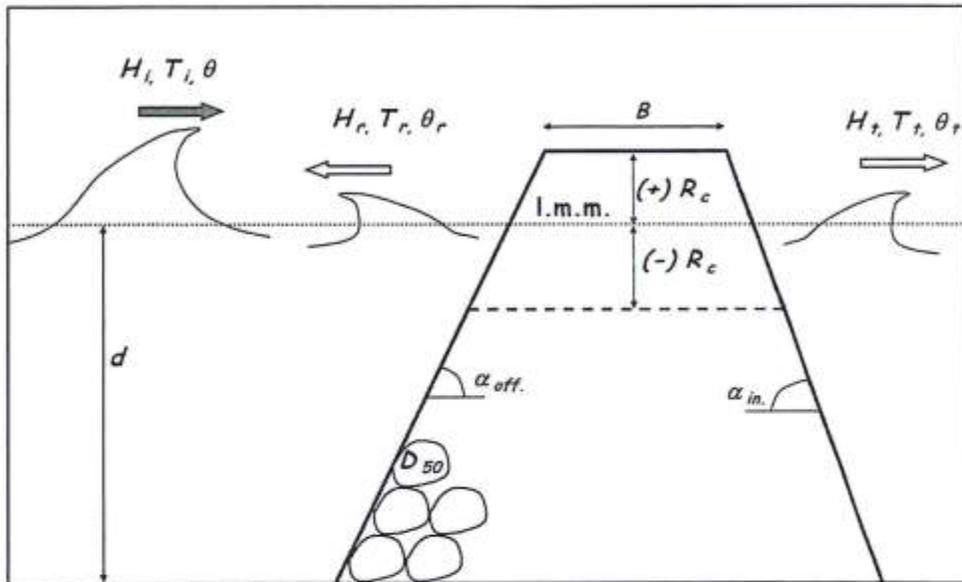


Figura 1 - LCB. Simbologia adoperata. (N.B.  $\theta$  indica l'angolo formato dalla direzione di propagazione del moto ondoso con la normale alla linea di riva).

Nell' Equazione (1)  $H_r$ ,  $H_t$  ed  $H_i$  rappresentano rispettivamente l'altezza d'onda riflessa trasmessa ed incidente, mentre con la lettera "E" sono state indicate le corrispondenti densità di energia. Per moto ondoso irregolare, le definizioni precedenti vengono generalmente applicate esprimendo ciascuna componente di energia come  $\rho g m_{0j}$  in cui  $\rho$  è la densità dell'acqua,  $g$  è l'accelerazione di gravità ed ( $j = i, r, t$ ) rappresenta l'area dello spettro incidente, riflesso o trasmesso. Inoltre le altezze d'onda  $H_j$  ( $j = i, r, t$ ) vengono sostituite dalle corrispondenti altezze d'onda significative,  $H_{sj}$ .

Sebbene  $K_r$  e  $K_t$  non siano sufficienti a descrivere in maniera compiuta i caratteri macroscopici del moto ondoso riflesso e trasmesso (diversi studi hanno mostrato, ad esempio, che la differenza tra il periodo medio trasmesso e quello incidente può essere tutt'altro che trascurabile, Van der Meer et al., 2000) una progettazione attenta delle barriere a cresta bassa non può prescindere da una stima accurata di entrambi i parametri.

Una volta noto il coefficiente di riflessione, infatti, è possibile, mediante le note relazioni che legano l'altezza d'onda e la componente orizzontale della velocità, calcolare l'intensità degli sforzi tangenziali immediatamente al largo delle strutture e verificare se, ed in che misura, si determinino episodi di scour; analogamente, la stima del coefficiente di trasmissione è necessaria per calcolare l'intensità dei carichi ondosi agenti sulle strutture a tergo delle LCB e per una previsione realistica dell'andamento planimetrico della linea di riva (Hanson e Kraus, 1991).

Entrambi gli indici qui discussi sono funzione, oltre che delle proprietà del fluido, delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale dell'opera e dei parametri ondosi incidenti; la loro determinazione può in generale ricondursi alla seguente relazione funzionale:

$$H_{r,t} = f(\rho, \mu, g, R_c, B, d, P, \varepsilon, \tan \alpha_{off}, \tan \alpha_{in}, H_i, T_i, \theta_i)$$
(2)

in cui, accanto alle grandezze già definite in precedenza (Fig. 1),  $\mu$  rappresenta la viscosità dinamica dell'acqua,  $P$  rappresenta la permeabilità dell'opera, espressa mediante una quantità adimensionale (Van der Meer, 1988, Postma, 1989) o lineare (tipicamente il diametro medio del masso di mantellata,  $D_{50}$ , Daemen, 1991) ed  $e$  è la scabrezza della struttura, anch'essa di sovente definita a mezzo di  $D_{50}$  (Seabrook ed Hall, 1998). Il parametro  $\theta$  rappresenta la direzione di propagazione ondosa, parametro non considerato nel prosieguo del lavoro, in quanto si farà riferimento unicamente al caso di attacco normale all'asse dell'opera.

La ricerca della espressione funzionale più efficace da assegnare alla Equazione (2), ha impegnato diversi studiosi nel corso degli ultimi sessanta anni e, conseguentemente, un buon numero di formule empiriche è, almeno in linea teorica, a disposizione del progettista. Come risulterà chiaro dalla lettura dei paragrafi successivi, tali equazioni adoperano generalmente solo un sottoinsieme, ritenuto principale, delle grandezze al secondo membro della (2), mentre il ruolo delle rimanenti, ritenute secondarie per le condizioni idrauliche e strutturali indagate, viene trascurato. Sfortunatamente, però, nessuno degli strumenti sin qui proposti sembra, per ragioni diverse, sufficientemente affidabile.

Per quanto attiene al coefficiente di riflessione, infatti, le formule fanno riferimento a strutture non tracimabili e quindi sono valide per condizioni assai lontane da quelle di ordinario funzionamento delle scogliere a cresta bassa. D'altra parte, le espressioni più frequentemente adoperate per la stima del coefficiente di trasmissione, sono state calibrate adoperando i risultati di indagini sperimentali condotte su modelli la cui geometria variava entro limiti ristretti e non poteva dirsi rappresentativa dell'intero spettro di possibili varianti progettuali delle LCB. Di conseguenza la loro applicabilità a diverse situazioni di interesse pratico appare tutta da verificare.

Il presente lavoro affronta le problematiche relative alla riflessione ed alla trasmissione ondosa delle barriere a cresta bassa, con il principale obiettivo di ridurre l'incertezza relativa alla loro previsione quantitativa; muovendo dall'analisi di un ampio insieme di dati sperimentali, lo studio indaga l'affidabilità delle formule attualmente disponibili e propone espressioni alternative, risultato delle ricerche più recenti.

### Le formule di previsione di $K_r$ e $K_t$

#### Riflessione

Le formule attualmente a disposizione per la stima del coefficiente di riflessione sono valide per strutture emergenti non tracimabili. Per questo tipo di opere, la riflessione del moto ondoso è in gran parte connessa al fenomeno del *run-up*, ossia alla risalita dell'onda sul paramento esterno della barriera.

L'energia potenziale del getto fluido nella fase di massima risalita, infatti, si converte, a meno di robuste dissipazioni (Cross e Sollit, 1972) in energia dell'onda riflessa. Pertanto i parametri che tendono ad accrescere od a contenere il *run-up*, provocano effetti analoghi anche sulla riflessione ondosa.

Per questo motivo,  $K_r$  è espresso principalmente in funzione del numero di Iribarren,

$$\xi = \frac{\tan \alpha_{av}}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot H_i}{gT_i^2}}}$$

parametro che governa il rapporto tra il *run-up* e l'altezza d'onda incidente (Battjes, 1974). Sulla base di test condotti con onde regolari, Seelig (1983) ha proposto la seguente espressione valida per paramenti lisci ed impermeabili:

$$K_r = \frac{1.0 \cdot \xi^2}{(5.5 + \xi^2)} \quad (3)$$

L'Equazione (3) è stata successivamente ripresa da diversi Autori al fine di adattarne i coefficienti al caso di onde irregolari e/o paramenti realizzati in massi naturali od artificiali (Allsop e Hiettiarachi, 1988; Allsop, 1990; Benoit e Teisson, 1994; Davidson et al., 1994).

Nel 1989, Postma ha messo a punto una differente relazione valida per paramenti in massi naturali ed attacchi ondosi irregolari:

$$K_r = 0.14 \cdot \xi_p^{0.73} \quad (4)$$

in cui  $\xi_p$  rappresenta il numero di Iribarren calcolato adoperando l'altezza d'onda significativa incidente,  $H_{si}$ ; ed il periodo di picco (incidente),  $T_{pi}$ . L'Equazione (4) è stata calibrata sui dati di Van der Meer (1988) e Channel ed Allsop (1989).

Lo stesso Postma, ha poi proposto un'equazione più complessa sulla base dei soli dati di Van der Meer (1988):

$$K_r = 0.071 \cdot P_N^{-0.081} \cot \alpha^{-0.62} \cdot s_p^{-0.46} \quad (5)$$

in cui  $s_p = \frac{2\pi \cdot H_{si}}{gT_{pi}^2}$  rappresenta la ripidità rappresentativa "di picco".

Nella Equazione (5), il coefficiente di riflessione decresce con la permeabilità nominale della struttura,  $P_N^1$ , che tende a favorire la trasmissione del moto ondoso attraverso l'opera.

### Trasmissione

La trasmissione ondosa è stata a lungo studiata, per via prevalentemente sperimentale, nel corso degli ultimi sessant'anni.

Probabilmente la prima ricerca di immediato interesse applicativo è stata quella condotta con moto ondoso regolare da Nakamura et al. (1966). Gli Autori adoperarono un modello di barriera sommersa rettangolare ed impermeabile e proposero delle curve di progetto per il coefficiente di trasmissione in funzione dei rapporti  $R_c/H_i$  e  $B/L_i$ , in cui  $L_i$  rappresenta la lunghezza d'onda incidente.

Dieci anni più tardi Tanaka (1976) pubblicò i risultati di un'ampia indagine sperimentale svolta adoperando onde regolari e modelli di LCB con geometria variabile entro intervalli piuttosto ampi (strutture sia emergenti che sommerse e con differenti ampiezze del coronamento). L'Autore definì delle curve di progetto, parametrate secondo quantità adimensionali simili a quelle precedentemente proposte da Nakamura et al., che costituiscono a tutt'oggi, il riferimento normativo giapponese in tema di progettazione di strutture costiere.

Nel periodo compreso tra il 1990 ed il 1996, i ricercatori olandesi di *Delft Hydraulics* hanno pubblicato diversi studi finalizzati alla messa a punto di una formula di calcolo, che fosse in grado di interpretare un gran numero di dati sperimentali relativi a test condotti in laboratorio con onde *random* (Van der Meer, 1990; Daemen, 1991; de Jong, 1996; D'Angremond et al., 1996). Questi lavori possono approssimativamente considerarsi come successivi aggiornamenti, nei quali il data base di riferimento è stato progressivamente ampliato e l'analisi parametrica dei dati è stata migliorata al fine di ottenere una formula quanto più possibile accurata ed affidabile.

In ciascuna delle ricerche, la struttura della equazione di progetto è stata supposta lineare nella quota di cresta  $R_c$ , seguendo uno schema originariamente proposto da Van der Meer (1990):

$$K_t = a \cdot \frac{R_c}{\xi} + b \quad (6)$$

in cui  $\xi$  è una grandezza (dimensionalmente una lunghezza) che definisce, insieme alla quota di cresta, il parametro principale della formula (*main parameter*, quota di cresta adimensionalizzata).

a e b, che rappresentano rispettivamente la pendenza della curva ed il coefficiente di trasmissione per strutture affioranti ( $R_c=0$ ), sono generalmente funzioni delle altre grandezze ritenute significative per il calcolo di  $K_t$ . Così nella formula di Van der Meer (1990),  $\xi$  coincide con l'altezza d'onda significativa incidente,  $H_{si}$ , ed a e b sono assunte costanti:

$$K_t = -0.30 \cdot \frac{R_c}{H_{si}} + 0.46 \quad (7)$$

<sup>1</sup> La permeabilità nominale  $P_N$ , quantità adimensionale, è stata introdotta per la prima volta da Van der Meer (1988). Essa vale 0.1 per strutture con nucleo impermeabile, 0.4 per barriere costituite da mantellata, filtro e nucleo, 0.5 per barriere composte da nucleo e mantellata e 0.6 per strutture omogenee.

<sup>2</sup> Ciò significa che i valori misurati del coefficiente di trasmissione sono contenuti, con probabilità 0.9, in un intervallo di  $\pm 0.147$  rispetto al valore restituito dalla formula

Poiché l'Equazione (7) restituisce valori del coefficiente di trasmissione superiori all'unità o minori di zero per  $R_c/H_{si}$  rispettivamente molto grande o molto piccolo, essa è stata "tagliata orizzontalmente" imponendo che  $K_t$  fosse comunque compreso tra 0.8 e 0.1 (Fig. 2). Lo studio dell'affidabilità della formula, ha condotto alla definizione di intervalli di confidenza al livello di significatività 0.9 di  $\pm 0.147$ .

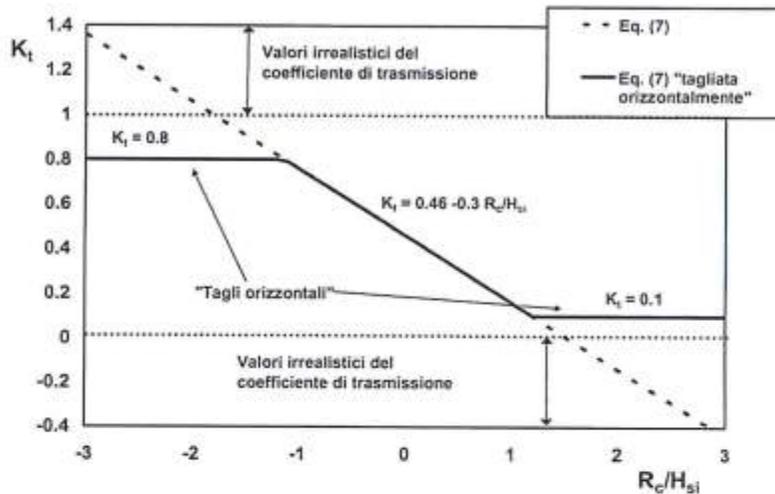


Figura 2 - La formula di Van der Meer (1990).

La formula di Daemen (1991), riproposta poi anche in Van der Meer e Daemen (1994), muove dall'assunto che la quota di cresta e l'altezza d'onda incidente siano le due grandezze dominanti nel processo di trasmissione ondosa, e che per questo motivo potrebbe non essere conveniente raggrupparle nell'unico parametro  $R_c/H_{si}$ . Ad esempio nell'Equazione (7), quando la quota di cresta coincide con il livello medio ( $R_c = 0$ ), si perde ogni informazione riguardante l'influenza dell'altezza d'onda incidente sul coefficiente di trasmissione, in quanto  $R_c/H_{si}$  è comunque nullo. Pertanto Daemen ha proposto di adimensionalizzare entrambe le grandezze dominanti, mediante un terzo parametro dimensionale, che l'Autore ha individuato nel diametro medio della mantellata,  $D_{50}$ . Può essere interessante notare che la scelta di  $D_{50}$  sembra essere stata guidata dalla considerazione che esso è costante per una struttura assegnata (entrambe  $R_c$  e  $H_{si}$  sono variabili in funzione del clima meteomarinario e delle condizioni di marea) piuttosto che dalla volontà di portare in conto gli effetti della permeabilità o della scabrezza dell'opera.

La formula, nella quale compaiono anche il periodo di picco incidente e la larghezza del coronamento,  $B$ , ha la seguente espressione per strutture staticamente stabili<sup>3</sup>:

$$K_t = a \cdot \left( \frac{R_c}{D_{50}} \right) + b \quad (8)$$

dove:

$$a = 0.031 \cdot \left( \frac{H_{si}}{D_{50}} \right) - 0.24 \quad (9)$$

e:

$$b = -5.42 \cdot s_p + 0.0323 \cdot \frac{H_{si}}{D_{50}} - 0.0017 \cdot \left( \frac{B}{D_{50}} \right)^{1.04} + 0.51 \quad (10)$$

<sup>3</sup> Per reef breakwaters, strutture omogenee e deformabili sotto l'azione del moto ondoso, l'Autore ha proposto una seconda espressione di  $b$  (Equazione (5)) non riportata nel presente lavoro.

Così come l'Equazione (7), anche la (8) è stata limitata "orizzontalmente", tra i valori 0.075 e 0.75.

I campi di applicabilità della formula sono:  $1 < H_{si}/D_{50} < 6$  ed  $0.01 < s_p < 0.05$ . La semiampiezza degli intervalli di confidenza è stata stimata in 0.08, al livello di significatività 0.9.

La formula di D'Angremond et al. (1996), ha riproposto il rapporto  $R_c/H_{si}$  come *main parameter*; anche la larghezza della cresta è stata adimensionalizzata con l'altezza d'onda incidente, giungendo alla seguente espressione:

$$K_t = -0.4 \cdot \left( \frac{R_c}{H_{si}} \right) + 0.54 \cdot \left( \frac{B}{H_{si}} \right)^{-0.31} \quad (11)$$

Per portare in conto gli effetti della pendenza del paramento esterno dell'opera, del periodo incidente e della porosità e scabrezza della mantellata, gli stessi Autori hanno poi sostituito il coefficiente 0.54 con l'espressione:

$$\left[ 1 - e^{-0.5\xi_p} \right] \cdot c \quad (12)$$

dove  $c$  vale 0.8 per strutture lisce e non porose e 0.64 per strutture a gettata di massi. Il parametro di Iribarren esprime la relazione diretta tra trasmissione ondosa, *run-up* ed *overtopping*.

La formula non può essere applicata per onde molto ripide,  $s_p \geq 0.06$ , o frangenti,  $H_{si}/d \geq 0.54$ , né per strutture notevolmente sommerse,  $R_c/H_{si} < -2.5$ , o emerse,  $R_c/H_{si} > 2.5$ . Il coefficiente  $K_t$ , infine, è stato limitato tra i valori di 0.075 e 0.8 e la semibanda degli intervalli di confidenza è stata fissata a 0.10 per strutture a gettata e a 0.087 per strutture lisce ed impermeabili.

Un'ampia indagine sperimentale svolta presso il QUCERL (Canada), ha consentito la calibrazione della formula di Seabrook ed Hall (1998), valida per barriere non emergenti ( $R_c \leq 0$ ).

La formula ha la seguente espressione:

in cui:

$$K_t = 1 - \left[ e^{\left( -0.65 \left| \frac{R_c}{H_{si}} \right| - 1.09 \left( \frac{H_{si}}{B} \right) \right)} + 0.047 \cdot \left| \frac{B \cdot R_c}{L_{pi} \cdot D_{50}} \right| - 0.067 \cdot \left| \frac{R_c \cdot H_{si}}{B \cdot D_{50}} \right| \right] \quad (13)$$

–  $R_c/H_{si}$ , corrispondente alla quota di cresta relativa della formula di Van der Meer (1990) e di D'Angremond et al. (1996), porta in conto gli effetti del frangimento.

–  $B/H_{si}$ , è il "parametro di *overtopping*", corrispondente alla larghezza relativa di cresta della formula di D'Angremond et al. (1996). La tracimazione non influenza in modo significativo la trasmissione ondosa a tergo di strutture sommerse, per cui il parametro diviene importante solo per sommergenze molto contenute.

–  $R_c \cdot H_{si} / (B \cdot D_{50})$ , è il parametro rappresentativo delle dissipazioni di energia per attrito; esso è stato ottenuto da una similitudine con la nota formula di Darcy-Weisbach.

–  $R_c \cdot B / (L_{pi} \cdot D_{50})$ , è il parametro rappresentativo delle perdite di carico associate al flusso idrico attraverso il corpo dell'opera ( $L_{pi}$  è la lunghezza d'onda incidente "di picco").

Gli Autori consigliano prudenza nell'applicare la formula all'esterno degli intervalli:

$$\left| \frac{B \cdot R_c}{L_{pi} \cdot D_{50}} \right| \leq 7.08 \quad (14)$$

$$\left| \frac{R_c \cdot H_{si}}{B \cdot D_{50}} \right| \leq 2.14 \quad (15)$$

## Il data base

Le analisi svolte nei paragrafi successivi, fanno riferimento ai risultati di numerose indagini sperimentali, condotte nel corso degli ultimi venti anni in differenti laboratori europei ed americani. I dati sono relativi a test effettuati con onde irregolari e strutture realizzate esclusivamente in massi naturali. La Tabella 1 ne riassume le caratteristiche principali e, nella la colonna all'estrema destra, indica il tipo di informazione fornito da ciascuna serie (coefficiente di trasmissione o di riflessione o entrambi).

Gli esperimenti sono stati condotti in canale, e perciò in condizioni idrodinamiche perfettamente bidimensionali (2D); i risultati presentati sono quindi rappresentativi del comportamento idraulico delle sezioni più interne della struttura, sufficientemente lontane dalle testate da poter ritenere trascurabili gli effetti della diffrazione.

I test "DIC" (Cappietti et al., 2004) sono stati condotti presso il Laboratorio di Idraulica Marittima del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze; sono state studiate due differenti configurazioni, l'una rappresentativa di una struttura emergente (quota di cresta pari a 5 cm) e l'altra rappresentativa di una struttura affiorante (quota di cresta coincidente con il livello medio).

Con l'acronimo "dJo" (de Jong old) sono stati indicati gli esperimenti adoperati per la calibrazione della formula di D'Angremond et al. (dati di Seelig, Daemen, Van der Meer, Powell e Allsop, Delft Hydraulics M2090)<sup>4</sup>. Essi sono dettagliatamente descritti in de Jong (1996) e brevemente commentati in Calabrese et al. (2002b).

La sigla "GWK" si riferisce a test effettuati in scala prossima a quella di prototipo presso il Grosser WellenKanal del centro di ricerche costiere ForshungsZentrumKueste di Hannover, Germania (Calabrese et al., 2002a); due modelli di scogliera, caratterizzati da differente larghezza del coronamento, sono stati disposti in acque basse al fine di studiarne l'interazione con onde pre-frante o prossime al frangimento.

I test "IMAGE" (Ruol e Faedo, 2002; Ruol et al., 2003) sono stati condotti presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova. Le strutture testate avevano differente altezza (10, 15, 20, 25, 30 cm), mentre l'ampiezza del coronamento è stata mantenuta costante e pari a 0.20m. La spiaggia dinanzi l'opera aveva due differenti pendenze, rispettivamente 1:100 ed 1:50. Il data-set di Seabrook e Hall (acronimo "SH") ha consentito la calibrazione della formula di previsione che prende il nome dagli stessi Autori (Seabrook ed Hall, 1998). Esso comprende strutture con 4 differenti quote di cresta (da 0.3 a 3.5m) e 3 diverse inclinazioni del paramento lato-mare (0.67,0.33,0.20).

Tabella 1 - Principali caratteristiche del data base.

A	N	$R_c/H_{si}$	$B/H_{si}$	$B/L_{pi}$	$\xi_p$	$H_{si}/D_{n50}$	$H_{si}/d$	$S_p$	I
DIC	10	+0.00	2.35	0.02	3.33	0.18	0.04	0.006	$K_t/$
		+4.50	40.0	0.26	6.24	1.42	0.42	0.022	$K_r$
DJo	225	-4.42	0.37	0.01	1.58	0.64	0.07	0.007	$K_t$
		+4.02	10.6	0.31	8.26	5.78	0.62	0.064	
GWK	45	-0.76	1.06	0.01	3.00	1.81	0.31	0.009	$K_t$
		-0.66	8.13	0.20	5.20	3.83	0.61	0.028	
IMAGE	43	-1.03	1.29	0.02	2.53	0.50	0.13	0.010	$K_t/$
		+2.34	8.00	0.14	5.08	3.10	0.78	0.039	$K_r$
SH	627	-3.9	1.38	0.04	0.80	0.78	0.11	0.010	$K_t/$
		+0.0	74.5	1.66	8.32	3.20	0.58	0.060	$K_r$
UCA	53	-1.50	2.67	0.04	3.97	0.84	0.10	0.002	$K_t/$
		+1.53	30.7	0.40	13.0	2.42	0.37	0.020	$K_r$
UPC	24	-0.37	2.66	0.07	2.69	2.65	0.17	0.020	$K_t/$
		+0.88	8.38	0.24	3.56	4.36	0.33	0.034	$K_r$
VDM	112	+1.48	1.48	0.01	0.98	2.90	0.06	0.005	$K_t$
		+7.15	10.2	0.18	7.06	18.4	0.23	0.060	

<sup>4</sup> Naturalmente solo quelli relativi a strutture con mantellata in massi naturali.

I test "UCA" sono stati svolti presso il canale ad onde in piccola scala del laboratorio di ingegneria costiera dell'Università di Cantabria, Spagna (Sassi et al., 2002). Gli esperimenti sono stati condotti adoperando strutture dal coronamento ampio ed attacchi ondosì caratterizzati da basse ripidità.

L'acronimo "UPC" si riferisce ad un'indagine sperimentale in grande scala (1/4-1/6) effettuata presso il laboratorio di ingegneria marittima (LIM/UPC) dell'Universidad Politecnica de Cataluna, Barcellona, Spagna (Gironella et al., 2002). I tests sono rappresentativi di strutture con la quota di cresta prossima al livello medio (near-surface breakwaters).

L'acronimo "VDM" corrisponde ad un ampio set di esperimenti effettuati presso Delft Hydraulics su strutture emerse in massi, con pendenza compresa tra 1:1.5 e 1:6 (Van der Meer, 1988).

## Analisi critica delle equazioni di progetto

### Riflessione

Le formule presentate nel paragrafo precedente sono valide per strutture non tracimabili e quindi sono intrinsecamente inadeguate ad interpretare i dati relativi alle barriere a cresta bassa, in cui l'aliquota di energia trasmessa al di sopra del coronamento è senz'altro rilevante. Tuttavia il confronto con i dati sperimentali può essere ugualmente significativo, sia per evidenziare eventuali regioni di applicabilità delle formule sia per trarne indicazioni utili al fine di un loro adattamento al caso di strutture tracimabili. In Figura 3, i dati sono confrontati con la formula di Postma (Equazione (4)), in ragione della sua estrema semplicità; lo scarto rispetto alla curva di previsione è evidente, in specie per i valori più grandi del numero di Iribarren (linea a tratti in Fig. 3). Più in dettaglio, i dati di Van der Meer (1988), adoperati per la calibrazione della formula, sono ragionevolmente prossimi alla curva, mentre SH ed UCA ne sono vistosamente lontani, a causa delle elevate sommergenze. Per IMAGE e UPC solo i valori più alti del coefficiente di riflessione misurato sono prossimi all'Equazione (4), mentre gli altri ne sono significativamente inferiori.

La Figura 4 mostra il rapporto tra il coefficiente di riflessione misurato,  $K_r$ , e quello calcolato mediante la formula di Postma,  $K_{rp}$ , in funzione della quota di cresta relativa  $R_c/H_{si}$ , parametro senz'altro rappresentativo della trasmissione dell'energia ondosa al di sopra della cresta. Si verifica una notevole dispersione dei dati anche per i valori più alti del parametro di sommità ( $R_c/H_{si} \geq 2$ ), per i quali la formula dovrebbe restituire le stime più accurate.

Tenendo conto che  $K_{rp}$  non dipende da  $R_c/H_{si}$ , l'andamento complessivo dei dati può riassumersi nei seguenti punti:

- $K_r/K_{rp}$ , e quindi anche  $K_r$ , non dipende dalla quota di cresta relativa quando quest'ultima è inferiore a circa -1.5;
- per strutture regolarmente tracimate ( $R_c/H_{si} = -1.5 \div +1.5$ ), il coefficiente di riflessione cresce in maniera approssimativamente lineare al crescere del parametro di cresta;
- per strutture a cresta alta ( $R_c/H_{si} > +1.5$ ),  $K_r$  oscilla in un intervallo di  $\pm 40\%$  intorno alle stime della formula di Postma ( $K_r/K_{rp} = 1$ ). Un'analisi di maggior dettaglio rivela, inoltre, una tendenza del coefficiente di riflessione a ridursi con la quota di cresta relativa. Quest'ultimo aspetto può essere spiegato, almeno in prima approssimazione, tenendo presente che queste strutture non sono tracimate dal moto ondoso e che le caratteristiche dei dati sono tali che l'aumento della quota di cresta relativa è determinato per lo più da una riduzione dell'altezza d'onda significativa incidente (a parità di  $R_c$ ). In queste condizioni, dunque, la trasmissione di energia ondosa alle spalle dell'opera è governato dalla filtrazione attraverso il corpo della struttura e, quindi, dalla permeabilità di quest'ultima. Di conseguenza la trasmissività cresce, a parità di ogni altra condizione, quando l'altezza d'onda diminuisce, in quanto i flussi idrici più deboli subiscono minori perdite di carico; si ha dunque un aumento dell'aliquota di energia ondosa incidente trasferita nell'area protetta per bassi valori di  $H_{si}$  (e quindi per valori alti di  $R_c/H_{si}$ ), accompagnata da una riduzione delle dissipazioni. L'andamento dei dati sperimentali in Figura 4, sembrerebbe suggerire che inizialmente l'incremento di trasmissione non sia compensato dalla riduzione della potenza dissipata, per cui l'aliquota di energia riflessa (cioè  $K_r$ ) decresce; successivamente, per valori estremamente alti della quota di cresta relativa, il coefficiente di riflessione sembrerebbe indipendente da  $R_c/H_{si}$  suggerendo una compensazione dei due contributi.

La Figura 5 ribadisce con maggior chiarezza i concetti precedentemente esposti. Nel grafico, per ciascuna serie di dati, i coefficienti di riflessione ( $K_r$ ) ottenuti da test svolti con valore similare di  $R_c/H_{si}$ , sono stati mediati proprio al fine di rendere più evidente la correlazione con la quota di cresta adimensionale.

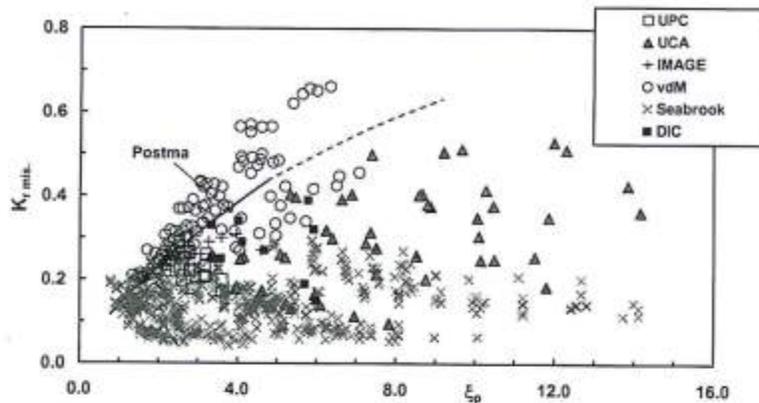


Figura 3 - Confronto tra coefficiente di riflessione misurato e formula di Postma.

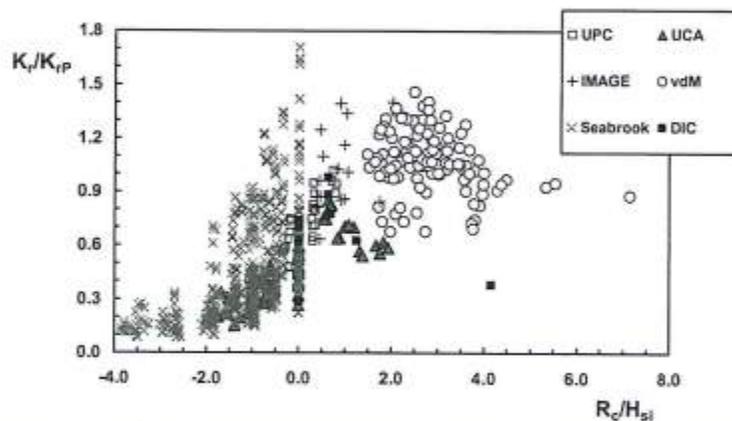


Figura 4 - Rapporto tra coefficiente di riflessione misurato e calcolato, in funzione della quota di cresta relativa.

Sono riconoscibili due zone, relative rispettivamente a strutture tracimate di frequente (a cresta bassa,  $-1.5 < R_c/H_{si} < +1.5$ ) e di rado (a cresta alta  $+1.5 < R_c/H_{si} < +5$ ), in cui la correlazione con  $R_c/H_{si}$  è senz'altro significativa, positiva per il primo tipo di strutture e negativa per il secondo. Quando il parametro di cresta è molto alto o molto basso, infine ( $R_c/H_{si} < -1.5$  e  $5 < R_c/H_{si}$ ), il coefficiente di riflessione non ne sembra influenzato, attingendo, in media, i valori 0.12 e 0.24.

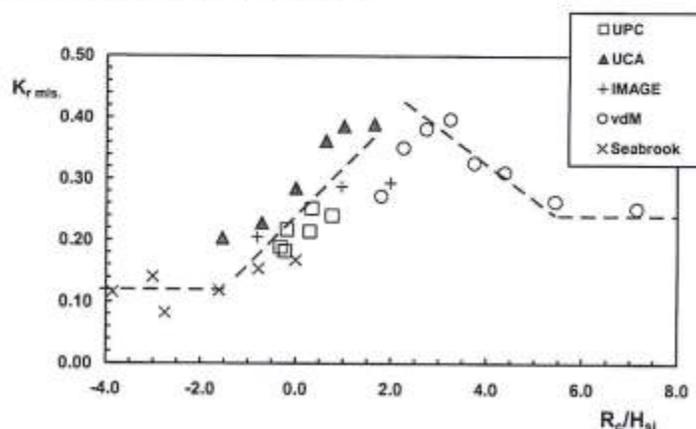


Figura 5 - Valori medi del coefficiente di riflessione misurato, in funzione della quota di cresta relativa.

## Trasmissione

### Caratteristiche generali delle formule

Prima del confronto con i dati sperimentali, può essere interessante studiare le caratteristiche peculiari delle formule e compararne le previsioni. Ciò consentirà di spiegare con maggiore efficacia quali siano i limiti di applicabilità delle equazioni e, nel contempo, fornirà indicazioni utili per scelta tra i diversi strumenti a disposizione.

Tra le curve di progetto presentate in precedenza, quella di Van der Meer (Equazione (7)) restituisce solo l'ordine di grandezza del coefficiente di trasmissione, come testimonia, del resto, l'ampiezza dell'intervallo di confidenza (vedi anche Calabrese et al., 2002a e 2002b); per queste ragioni il confronto sarà nel seguito circoscritto ai modelli di Daemen (Equazioni (8)-(10)), D'Angremond et al. (Equazioni (11)e (12)) e Seabrook ed Hall (Equazione (13)).

Per strutture con larghezza di cresta contenuta (rapporti  $B/H_{S1}$  non superiori a 3-5), e paramento esterno rapidamente acclive ( $\tan\alpha_{\text{off}} = 1/1.5-1/2.5$ ), le tre curve generalmente restituiscono valori simili tra loro (un esempio è mostrato nelle Figg. 6 e 7).

Le differenze crescono tipicamente al crescere della ripidità rappresentativa, a causa del fatto che la formula di Seabrook ed Hall sembra meno sensibile alla variazione di questo parametro rispetto alle altre due, che restituiscono coefficienti di trasmissione via via più bassi al crescere di  $s_p$ . La riduzione dell'inclinazione del paramento lato mare provoca una riduzione del coefficiente di trasmissione previsto dal solo modello di D'Angremond, mentre gli altri due non ne sono influenzati.

Quando l'estensione del coronamento diviene importante, le curve di previsione tendono a divergere in maniera significativa; la Figura 8 mostra il caso relativo ad una barriera di 17 m di larghezza in cresta. Generalmente la formula di Daemen restituisce i coefficienti di trasmissione più bassi, mentre la formula di Seabrook ed Hall sembra intermedia tra questa e la formula di D'Angremond et al. Il grafico mostra chiaramente come i modelli di Daemen e D'Angremond et al. restituiscano stime profondamente differenti sebbene siano state calibrate su un data base molto simile.

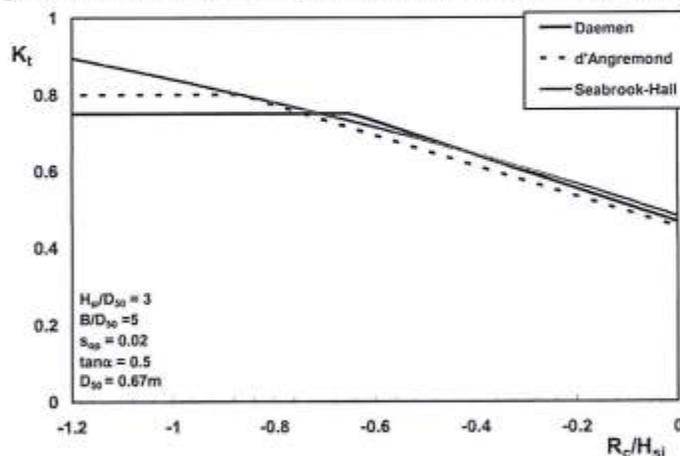


Figura 6 - Confronto tra le curve di progetto per  $B/H_{S1} = 1.7$ . Strutture non emergenti.

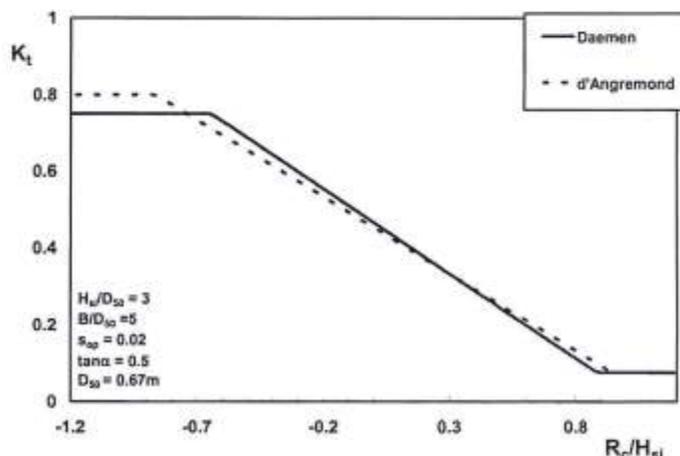


Figura 7 - Confronto tra le curve di D'Angremond e Daemen per  $B/H_{S1} = 1.7$ .

Una possibile spiegazione di tale comportamento può essere tentata analizzando le caratteristiche dei dati di calibrazione.

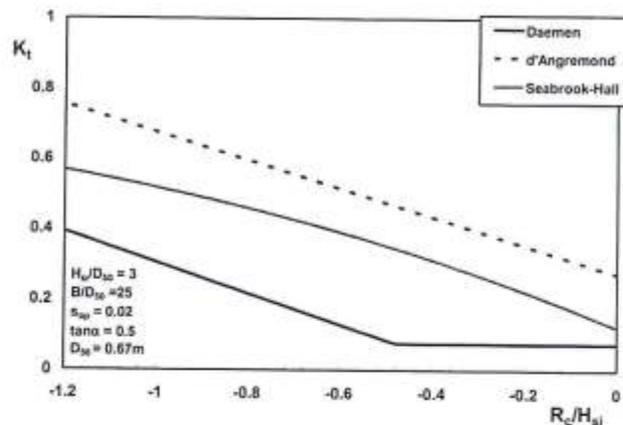


Figura 8 - Confronto tra le curve di progetto per  $B/H_{si} = 8$ . Strutture non emergenti.

Il grafico di Figura 9 riporta in ordinate il numero di esperimenti appartenenti al data base di calibrazione della formula di D'Angremond et al.<sup>5</sup>, per i quali la larghezza adimensionale del coronamento,  $B/H_{si}$ , è contenuta in un determinato intervallo riportato in ascisse. La distribuzione presenta una moda ben visibile (tra i valori 2 e 4) ed appare piuttosto concentrata intorno ad essa (distribuzione leptocurtica). La curva di ripartizione mostra che circa nell'80% dei casi  $B/H_{si}$  non supera il valore di 4 e solo il 13% dei dati è compreso tra 4 e 8; questa prevalenza di strutture "a cresta stretta" (nonostante l'intervallo di variazione complessivo dei dati sia piuttosto ampio ( $0.74 \leq B/H_{si} \leq 43.48$ )), potrebbe spiegare le differenze tra i modelli di D'Angremond e Daemen.

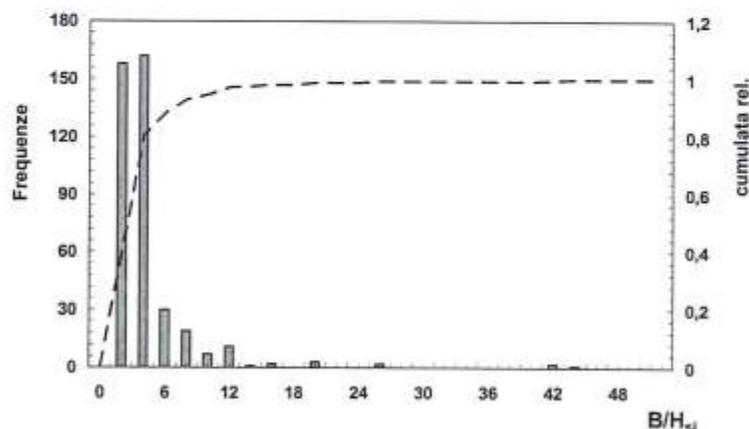


Figura 9 - Caratteristiche del data base di calibrazione delle formule di D'Angremond et al. (1996) e Daemen con riferimento alla larghezza relativa di cresta.

Infatti le due curve, ragionevolmente prossime per le strutture a cresta stretta (più frequenti) divergono per le barriere più ampie, a causa della mancanza di un numero di dati sufficiente a determinarne l'andamento ottimale; inoltre tale circostanza (cioè il numero contenuto di strutture a cresta larga) fa in modo che eventuali errori non influenzino in maniera significativa l'affidabilità complessiva della formula (cioè l'ampiezza degli intervalli di confidenza).

<sup>5</sup> È bene sottolineare che tale insieme comprende, accanto ai dati *dJO*, numerosi esperimenti condotti su modelli di *LCB* con mantellata in massi artificiali.

Dalle considerazioni precedenti si deduce che l'applicazione delle formule di Daemen e D'Angremond et al. a strutture con caratteristiche differenti da quelle modali di Figura 9 deve essere effettuata con una certa cautela. Questo aspetto verrà ripreso ed approfondito nel prosieguo del paragrafo, che è dedicato al confronto con i dati sperimentali.

### Confronto con i dati

L'analisi dei dati sperimentali ha confermato che la qualità delle stime dei modelli di D'Angremond et al. e Daemen è significativamente correlata alla larghezza di coronamento delle strutture.

Nelle Figure 10 ed 11, i valori misurati del coefficiente di trasmissione sono confrontati con la formula di D'Angremond et al. rispettivamente per  $B/H_{si} < 8$  e  $B/H_{si} > 14$ .

Naturalmente i dati dJo, appartenenti al data base di calibrazione della formula, non sono stati inclusi nel confronto. I grafici mostrano chiaramente un buon accordo tra stime e misure per strutture con larghezza di coronamento contenuta, mentre per le scogliere più ampie la formula sovrastima significativamente i dati.

La Tabella 2 supporta quantitativamente le osservazioni precedenti; essa riporta il valor medio,  $\beta_r$ , e la deviazione standard,  $\delta_r$ , delle differenze tra dati sperimentali e previsioni della formula<sup>6</sup>. I dati sono divisi in tre differenti classi discriminate in funzione della ampiezza di coronamento relativa.

La tabella mostra chiaramente che fintantoché  $B/H_{si}$  si mantiene inferiore ad 8, la formula restituisce stime "indistorte",  $\beta_r$  prossimo a 0, e la deviazione standard dei residui è ragionevolmente prossima a quella stimata in sede di calibrazione (0.06). Man mano che le strutture divengono più ampie, invece, l'equazione tende progressivamente a sovrastimare i dati.

Le caratteristiche della formula di Daemen appaiono, per alcuni versi, simmetriche. Infatti l'espressione, senz'altro affidabile per strutture "a cresta stretta", tende rapidamente a sottostimare i dati al crescere di  $B/H_{si}$ , e già per valori dell'ordine di 10-12 le differenze tra stime e misure appaiono significative (Fig. 12). Così come per la formula di D'Angremond et al., anche per la formula di Daemen non sono stati adoperati i dati "dJo" in quanto essa è stata dedotta adoperando gran parte di questi esperimenti. La Tabella 3 suggerisce che l'espressione di Daemen può essere applicata con fiducia sino a  $B/H_{si}$  dell'ordine di 5, sebbene la deviazione standard dei residui stimata a partire dal presente data base sia risultata circa doppia rispetto a quella derivata sul data base di calibrazione (0.048). Già nell'intervallo 5-10 le misure appaiono sottostimate in media; per strutture con ampiezze di coronamento relative superiori a 10 le sottostime divengono decisamente importanti. Anche la varianza dei residui, ragionevolmente stabile per la formula di D'Angremond et al., appare qui crescere con  $B/H_{si}$ .

La formula di Seabrook ed Hall, per strutture non emerse, non ha mostrato sistematiche sovrastime o sottostime del coefficiente di trasmissione al variare dell'ampiezza del coronamento (Fig. 13, naturalmente i dati SH sono stati esclusi dal confronto). Tale caratteristica dipende dalle peculiarità del data base di calibrazione dell'equazione, che comprende strutture con un ampio spettro di larghezze di cresta, distribuite in maniera pressoché uniforme. La Tabella 4 riassume le caratteristiche di affidabilità.

Il principale limite dell'espressione sembra piuttosto quello di non ridurre a sufficienza lo scarto tra valori misurati e valori previsti. Dalla Tabella 4 si può facilmente verificare che per strutture a cresta stretta, la deviazione standard dei residui è circa doppia rispetto a quella di D'Angremond et al..

Dalla Tabella si ricava poi immediatamente che per il confronto con la formula di Seabrook ed Hall, i dati sono stati raggruppati in due classi distinte in luogo di tre. Ciò dipende dal fatto che a tutt'oggi sono assai pochi gli esperimenti condotti con strutture a cresta ampia, ad eccezione ovviamente dello studio degli stessi Seabrook ed Hall. Dunque le due classi corrispondenti a barriere con ampiezza di coronamento intermedia ed ampia sono state accorpate al fine di fornire stime degli indicatori di affidabilità lievemente più efficienti. Risulta pertanto evidente la necessità di nuove indagini sperimentali che colmino le lacune qui evidenziate.

<sup>6</sup> Ipotizzando che le differenze tra misure e stime siano distribuite secondo la legge normale del caso, si ha che con probabilità  $p$  il valore reale del coefficiente di trasmissione è compreso nell'intervallo con  $k$  dipendente da  $p$ . I valori di  $k$  sono riportati in tutti i manuali di statistica.

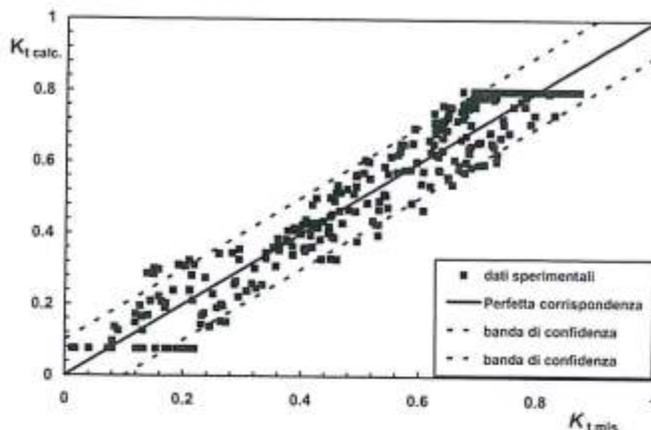


Figura 10 - Confronto tra dati sperimentali e formula di D'Angremond et al. (1996) ( $B/H_{si} < 8$ ).

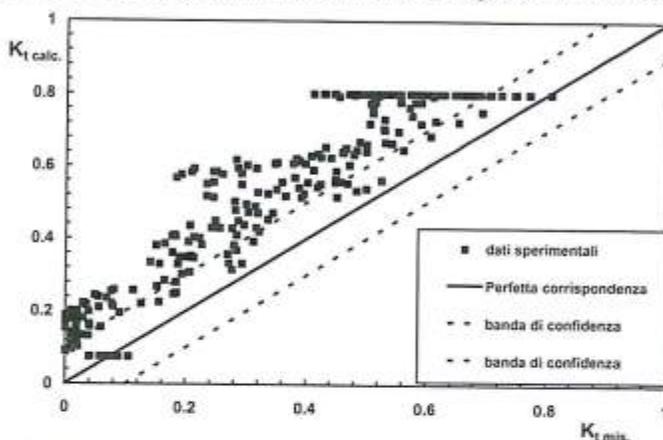


Figura 11 - Confronto tra dati sperimentali e formula di D'Angremond et al. (1996) ( $B/H_{si} > 14$ ).

Tabella 2 - Indici di affidabilità per la formula di D'Angremond et al. (1996) (N.B. dati "dJo" esclusi dal confronto).

Ampiezza coronamento	$\beta_c$	$\sigma_c$	N
$B/H_{si} < 8$	-0.0002	0.066	292
$8 \leq B/H_{si} \leq 14$	0.067	0.057	96
$B/H_{si} > 14$	0.175	0.083	255

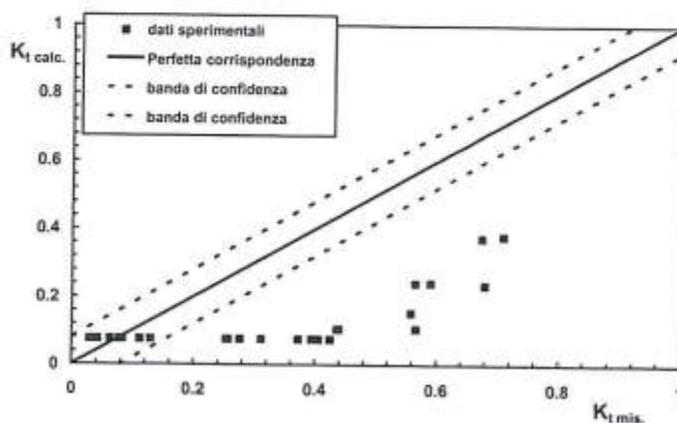


Figura 12 - Confronto tra dati sperimentali e formula di Daemen (1991) ( $10 \leq B/H_{si} \leq 12$ ).

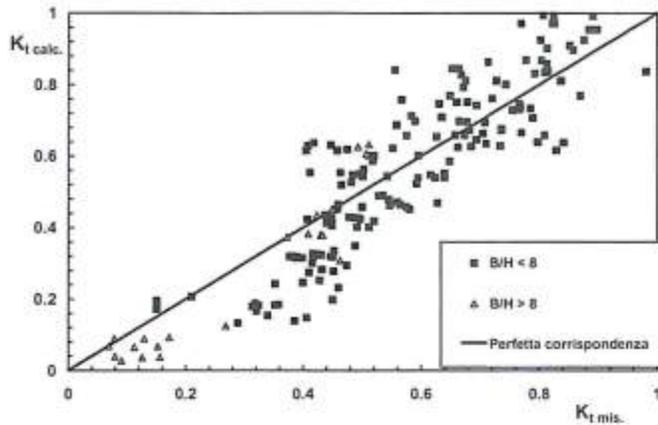


Figura 13 - Confronto tra dati sperimentali e formula di Seabrook ed Hall (1998) (dati "SH" esclusi dal confronto).

Tabella 3 - Indici di affidabilità per la formula di Daemen (1991). (N.B. dati "dJo" esclusi dal confronto).

Ampiezza coronamento	$\beta_c$	$\sigma_c$	N
$B/H_{si} < 5$	0.0054	0.073	197
$5 \leq B/H_{si} \leq 10$	-0.077	0.145	98
$B/H_{si} > 10$	-0.262	0.192	198

Tabella 4 - Indici di affidabilità per la formula di Seabrook ed Hall (1998). (N.B. dati "SH" esclusi dal confronto).

Ampiezza coronamento	$\beta_c$	$\sigma_c$	N
$B/H_{si} < 8$	-0.012	0.113	168
$B/H_{si} \geq 8$	-0.029	0.077	21

Ulteriori analisi sono state condotte per verificare l'applicabilità delle formule di progetto ai casi di strutture esposte all'azione di onde preferante.

La Figura 14 mostra il confronto tra le previsioni della formula di D'Angremond ed i dati GWK ed IMAGE, che fanno riferimento ad esperimenti effettuati su modelli di frangiflutti a cresta stretta/media ( $B/H_{si} \leq 8$ ) ubicati in acque basse. I test adoperati per il confronto sono caratterizzati da un rapporto tra altezza d'onda significativa incidente e profondità del fondale superiore a 0.5. Nel suo insieme, la Figura sembra suggerire che la formula possa essere applicata con fiducia anche per valori alti dell'indice di frangimento<sup>7</sup>.

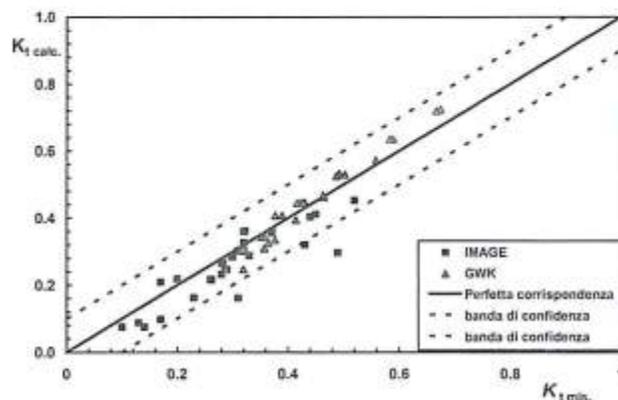


Figura 14 - Confronto tra la formula di D'Angremond et al. e dati GWK-IMAGE ( $0.5 \leq H_{si}/d$ ).

<sup>7</sup> Naturalmente l'affermazione precedente deve ritenersi valida solo per strutture con larghezza di coronamento paragonabile a quella dei dati sperimentali.

### Espressioni alternative

Le analisi svolte nel paragrafo 3, mostrano chiaramente la necessità di ricercare formule di previsione dei coefficienti di riflessione e trasmissione, che siano contemporaneamente efficienti ed applicabili ad un insieme ampio di configurazioni strutturali.

Questo obiettivo è stato perseguito di recente nell'ambito di diversi progetti di ricerca (CLASH, DELOS, "Low crested and submerged breakwaters in presence of broken waves", PRIN 2001). I principali risultati ottenuti saranno sintetizzati nel prosieguo di questo paragrafo.

### Riflessione

Il confronto tra i dati sperimentali e la relazione (4), effettuato precedentemente, suggerisce che, per strutture regolarmente tracimate, i valori di  $K_r$  sono generalmente inferiori a quelli predetti da Postma, in particolare quando  $\xi$  supera il valore di 6.0. Pertanto una stima realistica del coefficiente di riflessione per strutture a cresta bassa, richiede la determinazione di un coefficiente correttivo da applicare all'Equazione (4), oppure una nuova formulazione.

Una prima semplice metodologia per la stima di un coefficiente correttivo da introdurre nella formula di Postma è stata proposta da Van der Meer et al. (2005); gli Autori hanno ipotizzato che il coefficiente di riflessione cresca in maniera lineare con la quota di cresta adimensionale  $R_c/H_{si}$ :

$$\begin{aligned} K_r &= K_{rp} \left( 0.2 \frac{R_c}{H_s} + 0.9 \right) & \text{per } \frac{R_c}{H_{si}} < 0.5 \\ K_r &= K_{rp} & \text{per } \frac{R_c}{H_{si}} \geq 0.5 \end{aligned} \quad (16)$$

in cui  $K_{rp}$  rappresenta appunto il coefficiente di riflessione calcolato mediante la Formula (4).

L'Equazione (16) non si è però dimostrata sufficientemente affidabile quando confrontata con il data base.

Un differente approccio è stato seguito da Zanuttigh e Lamberti (2004); schematizzando il paramento esterno dell'opera come un gradino verticale impermeabile d'altezza contenuta, e nelle ulteriori ipotesi di linearità del moto ondoso e di assenza di correnti, gli Autori sono giunti alla seguente espressione:

$$K_r = \frac{1-n}{1+n} K_{rp} \quad (17)$$

in cui  $n=c_t/c$  rappresenta il rapporto tra la celerità dell'onda trasmessa, assunta pari a  $c_t = \text{Re}(\sqrt{g(H_{si} - R_c)})$ , e quella dell'onda incidente (il simbolo Re indica la parte reale della quantità in parentesi). L'Equazione (17) coincide con la (4) quando  $n$  è prossimo a zero, ovvero per strutture non tracimate. A causa delle semplificazioni introdotte nel calcolo, però, neanche essa è risultata sufficiente a ridurre la dispersione dei dati in maniera significativa. Si può quindi concludere che le espressioni (16) e (17), suggerite allo scopo di modificare la formula di Postma, sono modelli troppo semplici per spiegare la fisica del processo di riflessione in presenza di strutture a cresta bassa. Una formula di calcolo alternativa è stata quindi proposta da Zanuttigh e Lamberti (2004) sulla base di un'analisi di regressione multipla estesa ad un insieme di dati più ampio di quello presentato nel corso di questo studio. Gli Autori hanno preliminarmente osservato che il moto ondoso incidente viene in gran parte riflesso in corrispondenza del paramento esterno dell'opera e che, pertanto, il coefficiente di riflessione dipende prevalentemente dall'estensione e dalla permeabilità di quest'ultimo, oltre che dalle caratteristiche del moto ondoso incidente. Adoperando gli strumenti dell'analisi dimensionale, e confrontando differenti espressioni funzionali, è stata proposta una formula valida per strutture permeabili a cresta bassa, che viene riproposta di seguito modificata nei coefficienti per tener conto unicamente dei dati relativi ad opere a gettata di massi.

$$\ln K_r = 0.95 \ln \frac{H_{si}}{D_{50}} + 0.19 \ln \frac{h_c}{d} - 0.25 \ln s_p - 2.45 \quad (18)$$

L'Equazione (18) è valida per  $-1.5 < R_c/H_{si} < +1.5$  e, così come le (16)-(17), non può essere adoperata per strutture disposte nella zona dei frangenti ( $H_{si}/d > 0.6$ ). La Figura 15 confronta i valori di  $K_r$  sperimentali e quelli calcolati mediante l'Equazione (18). Il grafico mostra una chiara correlazione tra stime e misure. La varianza residua (errore standard di 0.067) può attribuirsi a fattori di differente natura tra i quali possibili errori di misura o non omogeneità tra i differenti algoritmi di separazione del moto ondoso incidente e riflesso (Martinelli et al., 2003). Al di fuori dei limiti di validità dell'Equazione (18), Zanuttigh e Lamberti (2004) suggeriscono di adoperare, in accordo con l'analisi dei dati svolta nel corso dei paragrafi precedenti, le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 K_r &\approx 0.12 && \text{per } \frac{R_c}{H_{si}} < -1.5 \\
 \text{Eqn.(4)} &&& \text{per } +1.5 \leq \frac{R_c}{H_{si}} \text{ e } \xi_p < 10, \\
 K_r &\approx 0.24 && \text{per } \frac{R_c}{H_{si}} > +5.0
 \end{aligned}
 \tag{19}$$

### Trasmissione

Una modifica della formula di D'Angremond è stata recentemente proposta da Briganti et al. (2003), al fine di migliorarne la qualità delle stime per strutture con coronamento ampio.

Gli Autori suggeriscono di adoperare le Equazioni (11) e (12) fintantoché il rapporto  $B/H_{si}$  mantiene inferiore a 10, mentre per larghezze di cresta maggiori propongono la seguente espressione:

$$K_t = -0.35 \cdot \frac{R_c}{H_{si}} + 0.51 \cdot \left(1 - \exp(-0.41 \cdot \xi_p)\right) \cdot \left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0.65}
 \tag{20}$$

I campi di esistenza di entrambe le formule (11)-(12) e (20) sono stati poi modificati, imponendo che il coefficiente di trasmissione sia comunque compreso tra un limite superiore pari a:

$$K_{t,\max} = 0.93 - 0.006 \cdot \frac{B}{H_{si}}
 \tag{21}$$

ed un limite inferiore,  $K_{t,\min}$ , pari a 0.05

Le formule vanno applicate per  $0.002 \leq \xi_p \leq 0.07$  e per  $H_{si}/D_{50} < 6$ . Anche le strutture per le quali risulta contemporaneamente,  $R_c/H_{si} > 1$  e  $H_{si}/D_{50} < 1$  non rientrano nel campo di applicazione delle formule.

L'Equazione (20), combinata con la (11), fornisce una stima ragionevole del coefficiente di trasmissione per un insieme piuttosto ampio di configurazioni strutturali. Tuttavia il modello introduce una discontinuità nella curva di previsione, che può generare incertezza nella stima quando il rapporto  $B/H_{si}$  è prossimo a 10.

La Figura 16 mostra il confronto con i dati sperimentali.

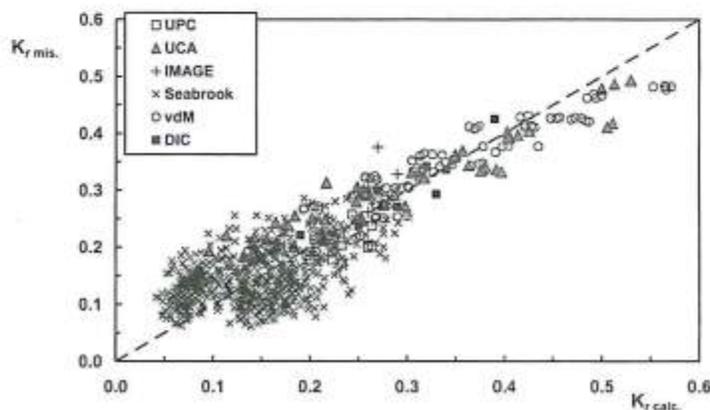


Figura 15 - Confronto tra dati sperimentali ed Equazione (18).

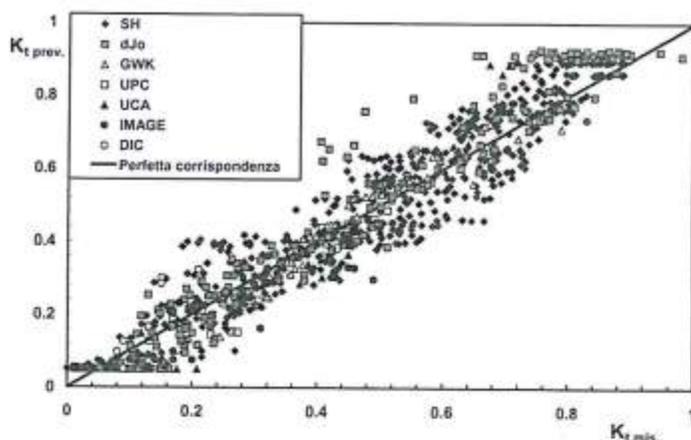


Figura 16 - Confronto tra i dati sperimentali e la formula di calcolo di Briganti et al. (2003).

La Tabella 5, riporta gli indici di affidabilità della formula, che è stata calibrata su gran parte dei dati discussi in questo lavoro.

Tabella 5 - Indici di affidabilità per la formula di Briganti et al. (2003).

Ampiezza coronamento	$\beta_{c^0}$	$\sigma_{c^0}$	N
$B/H_{si} < 8$	0.015	0.073	606
$8 \leq B/H_{si} \leq 14$	-0.045	0.070	124
$B/H_{si} > 14$	0.019	0.064	303

### Conclusioni e prospettive per il prosieguo della ricerca

Adoperando un insieme piuttosto ampio di dati sperimentali, il lavoro ha mostrato come le metodologie attualmente disponibili per la previsione dei coefficienti di riflessione e trasmissione per LCB non siano sempre sufficientemente affidabili.

Per quanto riguarda la riflessione, le equazioni di progetto tradizionali, valide per strutture non tracimabili, appaiono del tutto insufficienti ad interpretare il fenomeno nelle condizioni di ordinario funzionamento delle strutture a cresta bassa, interessate da frequente tracimazione.

In particolare, per barriere con  $R_c/H_{si}$  compreso tra -1.5 ed 1.5, il coefficiente di riflessione cresce con la quota di cresta relativa in maniera approssimativamente lineare. Tale andamento appare grossomodo speculare a quello del coefficiente di trasmissione, che, in accordo con l'equazione di bilancio dell'energia meccanica, tende invece a ridursi nello stesso intervallo.

Nel paragrafo 4 è stata proposta una formula (Equazione 18), basata su un'analisi di regressione multipla estesa ad un insieme di dati sperimentali più ampio di quello discusso nel presente lavoro (Zanutigh e Lamberti, 2004), che consente una stima senz'altro ragionevole del coefficiente di riflessione.

Per quanto riguarda il coefficiente di trasmissione, le formule di Daemen (1991) e D'Angremond et al. (1996) appaiono sufficientemente affidabili per strutture con larghezza di coronamento contenuta (rispettivamente  $B/H_{si} < 5$  e  $B/H_{si} < 8$ ). Quando la cresta delle barriere diviene ampia, la prima equazione tende a sottostimare le misure, mentre la seconda tende a sovrastimarle (Tabelle 2 e 3).

La formula di Seabrook ed Hall (1998) fornisce stime con caratteristiche approssimativamente uniformi per l'intero spettro di larghezze del coronamento indagato nel presente lavoro. Tuttavia gli scarti tra stime e misure appaiono mediamente più grandi rispetto a quanto riscontrato per le due precedenti equazioni (Tabella 4).

Tra le formule di progetto alternative, quella di Briganti et al. (Equazione 20), che in pratica modifica i coefficienti della formula di D'Angremond per  $B/H_{si} > 10$ , rappresenta senz'altro un utile riferimento per le pra-

tiche applicazioni, e può essere adoperata sia per strutture a cresta stretta sia per strutture a cresta ampia (Tabella 5). Tuttavia la presenza di una discontinuità nelle curve di previsione in corrispondenza di  $B/H_{si} = 10$ , rende incerta l'analisi della risposta idraulica delle strutture in situazioni prossime a quelle della singolarità. In tali condizioni ( $B/H_{si}$  intorno a 10), comunque, sia la formula di D'Angremond et al. (che presenta qui una leggera tendenza a sovrastimare i dati) sia la formula di Seabrook ed Hall (per strutture non emergenti) possono essere adoperate con relativa fiducia.

Il presente lavoro non può dirsi in ogni caso conclusivo e numerosi aspetti dei fenomeni studiati necessitano di un adeguato approfondimento.

In primo luogo è necessario studiare se ed in che misura le formule di progetto presentate siano applicabili a situazioni 3D, ovvero nel caso di attacco ondoso obliquo o *short crested*, od ancora in presenza di strutture di lunghezza contenuta od intervallate da varchi.

Riguardo la trasmissione ondosa, ad esempio, la ricerca condotta da Seabrook ed Hall (1998) ha mostrato come le formule di progetto calibrate in canale tendano a sottostimare, sebbene non in maniera troppo pronunciata, il  $K_t$  misurato in vasca. Tale risultato sembra confermato dagli studi 3D recentemente svolti presso l'Università di Aalborg (Danimarca, Van der Meer et al., 2003) e di Bari (Martinelli et al., 2004). La Figura 17 mostra un confronto tra la formula di Briganti et al. (2003) e i dati raccolti alle Università di Aalborg e Bari.

L'attuale grado di approfondimento delle analisi, però, insieme con la relativa esiguità dei dati a disposizione, non consentono ancora conclusioni operative di carattere generale. Soprattutto è necessario approfondire le tematiche riguardanti la mutua interazione tra diffrazione e trasmissione nelle situazioni reali.

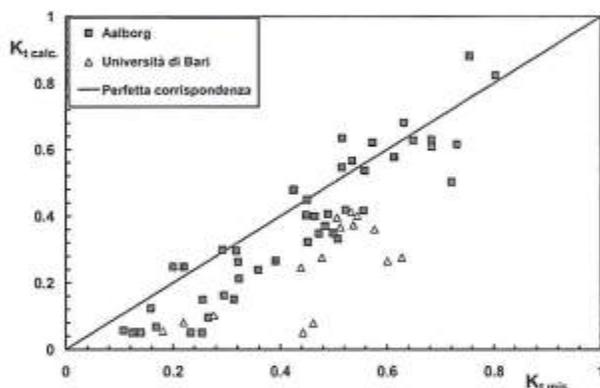


Figura 17 - Confronto tra dati sperimentali 3D e la formula di calcolo di Briganti et al. (2003).

Ulteriori indagini ed analisi sono poi attualmente in corso, al fine di approfondire le conoscenze riguardo all'influenza sul coefficiente di trasmissione di alcuni parametri strutturali ai quali le ricerche sin qui svolte hanno dedicato apparentemente poca attenzione. Tra questi la pendenza del paramento esterno delle opere,  $\tan \alpha_{\text{eff}}$ , appare di grande rilievo perché pendenze relativamente dolci, spostando verso il largo la sezione in cui ha luogo il frangimento del moto ondoso incidente, potrebbero determinare un ampliamento della *surf-zone*, con effetti in termini di coefficiente di trasmissione simili a quelli di un allargamento della cresta, ma con un minor dispendio di materiale.

In tal senso un'indagine assai interessante è stata svolta presso l'Università di Firenze (Cappiotti, 2002) adoperando modelli di barriere con  $\tan \alpha_{\text{eff}}$  sino ad 1/5; contemporaneamente presso l'Università di Napoli sono stati condotti esperimenti su un modello di struttura sommersa con pendenza del paramento esterno 1/10 (Calabrese e Buccino, 2005) la cui permeabilità è stata modulata mediante l'inserimento nel corpo dell'opera di un setto in materiale plastico di diversa altezza. I risultati preliminari di queste indagini sembrerebbero confermare che una riduzione di pendenza del paramento esterno induca una riduzione del coefficiente di trasmissione, in specie per strutture con larghezza del coronamento ridotta e quota di cresta prossima al livello medio. Per tenere conto di tale effetto, Cappiotti ha proposto di adoperare nelle formule previsione una larghezza di cresta "equivalente in termini di dissipazioni", sulla cui efficacia sono attualmente in corso interessanti approfondimenti.

## Ringraziamenti

Gran parte dei risultati presentati in questo lavoro sono stati ottenuti grazie alla collaborazione tra diversi ricercatori europei ed italiani nell'ambito dei progetti di ricerca "DELOS", coordinato dal Prof. A. Lamberti (Università di Bologna), "CLASH", coordinato dal Prof. G. de Rouck (Università di Gent, Belgio), "Low Crested and Submerged Breakwaters in Presence of Broken Waves", coordinato dal Prof. M. Calabrese (Università di Napoli) e "PRIN 2001", coordinato dal Prof. A. Lamberti (Università di Bologna). Gli Autori ringraziano tutti coloro che hanno partecipato al lavoro di ricerca mediante lo svolgimento delle prove sperimentali, l'analisi dei dati e le proficue discussioni.

Un vivo ringraziamento al Dr. J. W. Van der Meer per la collaborazione alla costruzione del database ed i preziosi suggerimenti.

## Bibliografia

- Allsop N.W.H. (1990) - *Reflection performance of rock armoured slope in random waves*. Proceedings of International Conference on Coastal Engineering. ASCE: 1460 - 1472.
- Allsop N.W.H. e Hettiarachi S.S. (1988) - *Reflection from coastal structures*. Proceedings of International Conference on Coastal Engineering. ASCE: 782 - 794.
- Aminti P., Zanuttigh B., Martinelli L., Lorenzoni C. e Clementi E. (2005) - *Esperimenti di laboratorio e osservazioni di campo dell'erosione indotta da opere trascinabili*. Studi costieri n. 9.
- Battjes J.A. (1974) - *Surf similarity*. Proc. 14<sup>th</sup> Coastal Engineering Conference. ASCE: 466 - 479.
- Benoit M. e Tesson C. (1994) - *Laboratory study of breakwater reflection: effect of wave obliquity, wave steepness and mound slope*. International Symposium: Waves-Physical and Numerical Modelling: 1021 - 1030.
- Briganti R., Van der Meer J.W., Buccino M. e Calabrese M. (2003) - *Wave Transmission behind low crested structures*. Proc. Coastal Structures, Portland, USA. Balkema: 580 - 592.
- Calabrese M. e Buccino M. (2005) - *Effect of offshore slope on hydraulic performance of submerged breakwaters*. Articolo proposto per MEDCOAST 2005.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2002a) - *Large scale experiments on the behaviour of low crested and submerged breakwaters in presence of broken waves*. Proceedings of International Conference on Coastal Engineering. ASCE:1900 - 1912.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2002b) - *Trasmissione ondosa a tergo di scogliere a cresta bassa*. Studi Costieri n. 5: 83-96.
- Cappietti L. (2002) - *Rapporto prove sperimentali su barriere sommerse realizzate dall'unità operativa di Firenze nel 2002 per il progetto PRIN2001*. Dipartimento di Ingegneria Civile Università di Firenze, presentato alla riunione di coordinamento del progetto PRIN2001 tenuta al LIC del Politecnico di Bari, 8-9 Novembre 2002.
- Cappietti L., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2004) - *Experimental analysis of piling-up and filtration in presence of low crested structures*. XXIX Convegno di idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, settembre 2004. Pp.:713 - 720
- Channel A.R. e Allsop N.W.H. (1989) - *Wave reflection in harbours: reflection performance of rock armoured slopes in random seas*. Report OD 102, HR Wallingford.
- Cross R..H. e Sollitt C.K. (1972) - *Wave transmission by overtopping*. Journal of Waterways, Port, Harbors and Coastal Engineering Division. ASCE: 295 - 309.
- Daemen I.F.R. (1991) - *Wave transmission at low-crested structures*. MSc thesis Delft University of Technology, Delft Hydraulics Report H462.
- Damiani L., Martinelli L., Lorenzoni C., Cappietti L. e Zanuttigh B. (2004) - *Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture trascinabili e confronto con i modelli*. Studi costieri, n. 9.
- D'Angremond K., Van der Meer J.W., De Jong R.J. (1996) - *Wave transmission at low-crested structures*. Proceedings of International Conference of Coastal Engineering, ASCE: 3305 - 3318.
- Davidson M.A., Bird P.A., Bullock G.N. e Huntley D.A. (1994) - *Wave reflection: Field measurements, analysis and theoretical developments*. Proceedings of Coastal Sediments. ASCE: 642 - 655.
- De Jong R.J. (1996) - *Stability of Tetrapods, crest and rear of a low crested breakwater*. Master of Science Thesis. Delft Hydraulics of Technology.
- Gironella X., Sanchez-Arcilla A., Briganti R., Sierra J. P. e Moreno L. (2002) - *Submerged breakwaters, toward a functional design*. Proceedings International Conference on Coastal Engineering. ASCE:1768 - 1777.

- Hanson H. e Kraus N. C. (1991) - *Numerical simulation of shoreline change at Lorain, Ohio*. Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE: 1 - 17.
- Martinelli L., Zanuttigh B. e Lamberti A. (2003) - *Comparison of directional wave analysis methods on laboratory data*. IAHR 2003, XXX Congress. (A): 35 - 362.
- Martinelli L., Archetti R., Clementi E. e Lamberti A., (2004) - *Effetti morfologici associati ad un sistema di strutture tracimabili: prove di laboratorio ed osservazioni in campo*. XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche: 589 - 596.
- Nakamura M., Shiraishi H. e Sasaki Y. (1966) - *Wave damping effect of Submerged Dike*. Proceedings of International Conference of Coastal Engineering, ASCE: 254 - 267.
- Pilarczyk K.W. (2003) - *Design of low-crested (submerged) structures - an overview*. Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries. Colombo, Sri Lanka, 2003: 1 - 17.
- Postma G. M. (1989) - *Wave reflection from rock slopes under random wave attacks*. PhD thesis, Delft University of Technology.
- Ruol P. e Faedo A. (2002) - *Physical Model Study on Low-Crested Structures under Breaking Wave Conditions*. Proc. MEDCOAST 2002, Turkey: 41 - 59.
- Ruol P. Faedo A. e Paris A. (2003) - *Prove sperimentali sul comportamento di una scogliera a cresta bassa e sul fenomeno di piling-up a tergo di essa*. Studi Costieri, vol.7: 41 - 59.
- Sassi G., Briganti R. e Franco L. (2002) - *Studio sperimentale della trasmissione del moto ondoso a tergo di una barriera a cresta bassa*. XVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche: 167 - 174.
- Seabrook S.R. e Hall K.R. (1998) - *Wave transmission at submerged rubble mound breakwaters*. Proceedings of International Conference on Coastal Engineering, ASCE: 2000 - 2013.
- Seelig W.N. (1983) - *Wave reflection from coastal structures*. Proceedings of Coastal Structures. ASCE: 961 - 973.
- Sumer M., Fredsøe J., Zanuttigh B., Lamberti A., Dixen M., Gislason K. e Di Penta A.F. (2005) - *Local scour and erosion around low crested coastal defence structures*. Coastal Engineering, DELOS Special Issue, in revisione.
- Tanaka N. (1976) - *Effects of submerged rubble-mound breakwater on wave attenuation and shoreline stabilization*. Proceedings of Japanese Coastal Engineering Conference: 152-157 (in giapponese).
- Van der Meer J.W. (1988) - *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. PhD-thesis Delft University of Technology, NL.
- Van der Meer J.W. (1990) - *Low crested and reef breakwaters*. Technical report, Delft Hydraulics, Report n.H986 II.
- Van der Meer J.W. e Daemen I.F.R. (1994) - *Stability and wave transmission at low crested rubble mound breakwaters*. Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, vol. 1: 1-19. ASCE: 2156 - 2168.
- Van der Meer J.W., Regeling E. e de Waal J.P. (2000) - *Wave transmission: spectral changes and its effects on run-up and overtopping*. Proc. of International Conference of Coastal Engineering. ASCE.
- Van der Meer J.W., Wang B., Wolters A., Zanuttigh B. e Kramer M. (2003) - *Oblique wave transmission over low-crested structures*. Proc. Coastal Structures. Balkema: 567 - 579.
- Van der Meer J.W., Briganti R., Zanuttigh B. e Wang B. (2005) - *Wave transmission and reflection at low crested structures: effects on the spectra and formulae for a conceptual design*. Coastal Engineering, DELOS Special Issue, in revisione.
- Zanuttigh B., Lamberti A. e Guerrero M. (2003) - *3D hydrodynamics around low-crested structures: experimental results and numerical simulations*. MEDCOAST: 2133 - 2144.
- Zanuttigh B. e Lamberti A. (2004) - *Analysis of wave reflection at coastal defence structures*. XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche: 653 - 660.

Manoscritto ricevuto il 30/06/05, accettato il 10/10/05.

## Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture tracimabili e confronto con i modelli

Leonardo Damiani<sup>1</sup>, Luca Martinelli<sup>2</sup>, Lorenzo Cappietti<sup>3</sup>, Luigi Pratola<sup>1</sup>, Carlo Lorenzoni<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di Chimica - Politecnico di Bari, via E. Orabona, 4 - 70010 Bari.

Tel.: +39 080 5963286, Fax: +39 080 5963414, E-mail: l.damiani@poliba.it, l.pratola@poliba.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) -

Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. Tel.: +39 051 2093745,

Fax: +39 051 6448346, E-mail: luca.martinelli@mail.ing.unibo.it

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, via S. Marta, 3 - 50139 Firenze.

Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: cappietti@dicea.unifi.it

<sup>4</sup> Istituto di idraulica e infrastrutture viarie - Università Politecnica delle Marche, via Breccie bianche - 60131 Ancona.

Tel.: +39-071-220-4529, Fax: +39-071-220-4528, E-mail: c.lorenzoni@univpm.it

### Riassunto

Il presente articolo descrive le prove sperimentali realizzate su modello a fondo mobile presso il "Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste" (LIC) del Politecnico di Bari finanziate dal MIUR nell'ambito del progetto PRIN 2001 dal titolo "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere tracimabili". Le prove sono finalizzate allo studio dell'influenza delle barriere sulla morfodinamica costiera e sulla circolazione indotta nelle zone protette. I risultati ottenuti sono stati utilizzati in altre memorie prodotte nell'ambito dello stesso progetto.

Nel seguito, si è fissata l'attenzione sulle configurazioni di prova utilizzate e sulle modalità sperimentali, fornendo un database delle principali caratteristiche geometriche delle strutture utilizzate, nonché sui valori massimi e medi delle correnti misurate ai varchi.

Infine si riportano alcuni risultati significativi relativi al campo di moto rilevato in alcune configurazioni, nonché un confronto con simulazioni numeriche delle correnti ai varchi, rinviando, per un'analisi più dettagliata dei risultati, agli altri lavori prodotti nell'ambito dello stesso progetto di ricerca ed inclusi nel presente numero speciale.

**Parole chiave:** frangiflutto, cresta bassa, esperimento, vasca, fondo mobile, circolazione, corrente di ritorno.

### Abstract

*The paper describes the experimental investigations carried out in the mobile bed basin of the Bari Politecnics, Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Politecnico di Bari, supported by MIUR, within the PRIN 2001 programme entitled "Hydrodynamics and morphodynamics of low crested structures".*

*The tests performed aimed at investigating the effect of Low Crested Structures (LCS) on the nearshore hydro-morphodynamics. The results obtained are described in detail at other papers produced within the same project. This note focuses on the test configurations and on the testing methods, providing a database with geometrical characteristics, incident wave field as well as the average and maximum rip current velocities measured for a total of 22 conditions.*

*The paper also presents the horizontal and vertical velocity distribution in some conditions and a brief comparison between measured and simulated velocity at the gaps; a more detailed analysis of the results is given by specific papers included in this special issue.*

**Keywords:** breakwater, low crest, experiment, basin, mobile bed, circulation, rip current.

### Introduzione

I processi erosivi, che sempre più spesso interessano la fascia costiera sabbiosa, possono essere fronteggiati con ripascimenti protetti da strutture parallele od ortogonali alla riva, che mirano a ridurre i fattori che causano la mobilità dei sedimenti. In particolare, l'impiego di barriere sommerse o a cresta bassa determina una certa riduzione dell'energia ondosa, garantendo nel contempo un sufficiente ricambio idrico, essenziale per salvaguardare la qualità delle acque.

In Italia, tale tipologia di difesa della spiaggia è alquanto diffusa (Lamberti e Tomasicchio, 1981; Briganti et al., 2002; Calabrese et al., 2003) e tipicamente le barriere sono intervallate da varchi che garantiscono l'accesso dei natanti e riducono il rischio di formazione di aree di ristagno durante i periodi di calma. Le suddette strutture, se da un lato riducono l'agitazione ondosa incidente, dall'altro producono un aumento del livello idrico nell'area protetta dovuto alla tracimazione, detto *piling up* (Ruol et al., 2005), che forza una circolazione anche molto intensa (Archetti et al. 2003), in grado di aggravare i processi erosivi in atto. Sono documentati diversi casi in cui l'efficacia delle barriere a berma bassa è risultata limitata per effetto di intense correnti di circolazione (Mancinelli et al., 2005).

Oltre a minare l'efficacia dell'opera, le correnti sono fonte di instabilità della struttura stessa. Nelle tradizionali barriere frangiflutti si registra una notevole escavazione al piede *off-shore* lungo il tronco delle opere (Aminti e Cappiotti, 2003) imputabile alla riflessione, che rende necessari massicci interventi di rifioritura con notevole aggravio dei costi. Per le barriere a cresta bassa, pur avendo riscontrato fenomeni di escavazione simili (anche se di minore entità) a quelli delle barriere tradizionali (Chiaia, Damiani e Petrillo, 1992), è possibile che si verifichino fenomeni localizzati di erosione, principalmente localizzati in prossimità delle testate (Aminti e Cappiotti, 2003; Aminti et al., 2005), dove si risente delle intense correnti di ritorno.

Oltre alla diretta azione sulla morfologia dei litorali, i fenomeni idrodinamici attorno alle barriere tracimabili hanno ripercussioni anche su questioni di carattere più generale, quali la sicurezza della balneazione; basti pensare, ad esempio, alla pericolosità delle violente ed intense correnti di ritorno nei varchi e delle vorticità ad esse legate che si generano in presenza di mareggiate.

Infine, si deve anche sottolineare l'importanza delle correnti a tergo delle barriere nel garantire una buona qualità delle acque, che potrebbe essere minata da un eccessivo ristagno.

Una migliore valutazione del campo di moto ed in particolare delle correnti ai varchi, consentirebbe una più corretta progettazione delle opere finalizzate a contrastare l'erosione dei litorali e nel contempo consentirebbe di minimizzare l'impatto ambientale ed il pericolo per la balneazione. Detta valutazione, però, risulta abbastanza complessa a causa dello stretto rapporto che lega le correnti alla portata di tracimazione, fenomeno fortemente non lineare a causa del possibile alternarsi di condizioni di emergenza e sommergenza della barriera durante il passaggio di una singola onda. Lo scenario complessivo è complicato dall'interazione fra tracimazione, correnti e *piling-up*, che impedisce di conoscere a priori la tracimazione se non si conosce il *piling-up*, a sua volta funzione della resistenza al moto delle correnti.

Di fronte all'estrema complessità che caratterizza tali fenomeni, la sperimentazione condotta su modelli fisici tridimensionali è da considerarsi un prezioso supporto allo studio e alla progettazione degli interventi, pur con i noti limiti che tali simulazioni comportano.

In quest'ottica si inseriscono le numerose prove sperimentali condotte su modelli fisici a fondo mobile realizzati nella vasca per modelli di dinamica costiera del "Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste" (LIC) del Politecnico di Bari, finanziate dal MIUR nell'ambito del PRIN 2001 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere tracimabili", coordinato dal Prof. A. Lamberti dell'Università di Bologna. Le esperienze, condotte con numerose configurazioni di prova, si ponevano l'obiettivo generale di valutare sia l'evoluzione morfologica dei litorali protetti, che l'idrodinamica costiera nelle zone protette, con particolare riferimento ai varchi.

Le prime configurazioni indagate si riferiscono ad una situazione specifica e piuttosto complessa quale quella del modello di un tratto di litorale di Marina di Pisa (Petrillo, 2002) che, sebbene difficilmente confrontabile con altre situazioni reali, ha fornito interessanti informazioni di carattere generale utili alla comprensione dei fenomeni associati alle circolazioni. Da tale configurazione poi, si sono via via realizzate, con opportune modifiche alle strutture, altre configurazioni più schematiche e, pertanto, più facilmente associabili a situazioni più generali, i cui risultati appaiono particolarmente utili a validare le simulazioni numeriche. A tal proposito, ne verranno presentate alcune che evidenziano in particolare il legame fra corrente ai varchi e idrodinamica complessiva e che, nonostante le inevitabili differenze nelle condizioni al contorno assunte, ben si prestano ad un confronto con i risultati sperimentali ottenuti.

Saranno proposte simulazioni eseguite con il software commerciale MIKE 21 (usando il modulo *Parabolic Mild Slope*), di tipo *phase averaged*, mediato cioè sul periodo delle onde di interesse, e simulazioni eseguite con un modello basato sulle equazioni non lineari per acque basse (NLSWE), di tipo *phase*

*resolving*, che rappresentano cioè la fase dell'onda e pertanto si prestano ad una migliore descrizione della tracimazione.

La complessa interazione fra i diversi fenomeni che si presentano in condizioni di strutture tracimabili suggerisce comunque, in sede di progettazione definitiva, di far ricorso alla modellistica fisica che, nonostante le inevitabili approssimazioni legate agli effetti scala, fornisce risultati del tutto confrontabili con quelli riscontrabili in prototipo, specie per quanto attiene i processi idrodinamici. In fase di progettazione preliminare, invece, è fondamentale l'utilizzo di simulazioni numeriche con modelli sempre più affinati ed in grado di fornire un quadro sempre più affidabile della realtà.

L'obiettivo del presente articolo è quello di descrivere il campo delle correnti indotto dalla presenza di opere tracimabili, sia nelle componenti medie che nelle anomalie temporali. Dopo aver illustrato il complesso sperimentale e le modalità di prova, verranno riportate, in forma adimensionale, una serie di misure della velocità delle correnti medie e massime rilevate in prossimità dei varchi, nonché la distribuzione delle velocità lungo la verticale e trasversalmente al varco; verranno altresì proposte alcune osservazioni con traccianti.

### Descrizione del modello

Il modello è stato realizzato nella vasca per studi di dinamica costiera del Laboratorio, avente una lunghezza di 90 m, larghezza di 50 m e profondità di 1,20 m (Damiani et al., 2002). La vasca è dotata di un generatore di moto ondoso in grado di generare stati ondosi con diverse caratteristiche, con un fronte d'onda di 28,8 m; tra il generatore e la retrostante parete della vasca è stata realizzata una scogliera per l'assorbimento di energia, necessaria ad impedire la riflessione prodotta dalla parete verso il generatore stesso.

Il modello occupa pertanto una zona della vasca larga 28,8 m, di lunghezza utile pari a circa 40 m, delimitata lateralmente da pareti costituite da lastre di acciaio fissate al fondo e sempre ortogonali al generatore, con funzioni di guida per il moto ondoso (l'angolo di incidenza del moto ondoso viene prodotto mediante la rotazione del generatore e delle guide rispetto alla spiaggia). Sui lati corti, il modello è delimitato dal generatore di moto ondoso da una parte, e da una basamento in calcestruzzo armato dall'altra. Al piede del basamento, lungo tutta la lunghezza dello stesso, è stata realizzata una canaletta di raccolta per le eventuali acque di *overtopping*, al di là della quale è ubicata un'ampia spiaggia emersa che rende minima l'influenza del basamento sui processi indagati.

Tutte le prove di seguito descritte, sono state effettuate su fondo mobile, costituito da sabbia silicea opportunamente vagliata e lavata, con fuso granulometrico molto stretto,  $D_{50}$  (diametro della maglia del setaccio che consente il passaggio del 50% in peso del materiale) pari a 0,185 mm (nel tempo un ulteriore dilavamento del materiale ha determinato un leggero aumento del  $D_{50}$ ) e una velocità di caduta in acqua ferma  $w=2,55$  cm/s, misurata sperimentalmente (Ranieri, 2000).

Gli esperimenti possono essere considerati rappresentativi di situazioni reali in analogia di Froude con scala  $1/20 \div 1/40$ .

Con tale assunzione, il prototipo è caratterizzato da una altezza d'onda variabile fra 2 e 4 m, mentre il  $D_{50}$  assume valori variabili tra 0,5 e 1,5 mm. Il diametro dei sedimenti è stato valutato utilizzando il criterio di analogia di Dean (conservazione del parametro  $H/wT$ ) che, seppur con numerose incertezze (Ranieri, 2002), viene frequentemente assunto per definire il rapporto di riduzione della sabbia nei modelli fisici per lo studio dei processi morfodinamici. Con tale assunzione, si può osservare che il fondo realizzato in vasca è rappresentativo di numerose spiagge italiane. Il materiale scelto, infatti, è leggermente più grossolano di alcune situazioni note (ad esempio Emilia Romagna e Veneto) e mediamente più fine di altre (ad esempio Marche).

### Configurazioni di prova

Nella vasca sono state riprodotte diverse configurazioni di scogliere parallele tracimabili, utilizzando massi di calcare aventi un  $D_{n50}$  (diametro nominale mediano) pari a 4,5 cm e un peso compreso tra 1,85 e 3,33 N.

In Tabella 1 sono riportate le principali caratteristiche geometriche delle diverse configurazioni di prova, focalizzando l'attenzione sui valori del *freeboard* (altezza della cresta rispetto al l.m.m.).

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche delle singole configurazioni.

Conf.	Caratteristiche trasversali				Profondità				Caratteristiche longitudinali			
	freeboard	Larghezza di bermata in sommità	Distanza dell'asse delle barriere dalla linea di riva	Pendenza parametri barriere	Profondità al battionda $d_b$	Profondità media al piede delle barriere		Media della profondità ai varchi (in asse) $d_s$	n. segmenti/n. varchi	Lunghezza dei segmenti	Larghezza dei varchi al piede	Protezione dei varchi (S/N)
						off-shore $d_1$	on-shore $d_2$					
[cm]	[cm]	[cm]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm]	[cm]		
C1	+ 4,7	8,3 - 10	200 - 330	1:2,5	82	22	5 - 9	12	5/4	630 - 900	32 - 38	S
C2	+ 6,7	8,3 - 10	200 - 330	1:2,5	80	20	3 - 7	10	5/4	630 - 900	32 - 38	S
C3	- 4,0	50 - 60	200 - 330	1:2,5	82	22	5 - 9	14	2/1	1500 - 1100	60	S
C4	-1,7	30	260 - 330	1:2	79	15 - 17	11 - 13	13 - 17	6/5	375	0 - 93 - 375	2S + 3N
C5	0	30	260 - 330	1:2	77,3	14 - 17	10 - 13	12 - 16	6/5	375	0 - 93 - 375	2S + 3N
C6	1,7	30	260 - 330	1:2	76,6	13 - 14	9 - 12	11 - 15	6/5	375	0 - 93 - 375	2S + 3N
C7	-1,5	30	285	1:2	79	12,5	12,5	12,5	3/2	400 - 405	70 - 75	N
C8	-1,5	30	285	1:2	79	12,5	12,5	-	setto isolato	380 - 400	-	-

Si deve sottolineare che, le barriere nelle configurazioni C1 e C2 sono decisamente emerse, nella C6 poco emerse, nella C5 sono a *freeboard* nullo, mentre nelle rimanenti sono sommerse. Il rapporto fra larghezza dei varchi e lunghezza delle barriere varia da 0 (caso bidimensionale) ad 1 (sequenza di barriere sostanzialmente isolate).

Come detto in precedenza, le configurazioni C1 e C2 (Fig.1-A), sono state realizzate in occasione della sperimentazione su modello fisico tridimensionale delle opere per la protezione del litorale di Marina di Pisa e, sebbene abbastanza complesse e poco generalizzabili, hanno fornito risultati piuttosto interessanti. Il litorale riprodotto in modello è caratterizzato dalla presenza di una scogliera radente e continua, lungo la strada litoranea e da un sistema di scogliere parallele emerse, ad asse irregolare, poste alla distanza di 80-100 m da riva, interrotte da varchi della larghezza di circa 15+20 m. Il fondale presenta una pendenza media pari a 1:30 nella zona protetta, per poi subire una brusca variazione al piede delle scogliere parallele, dove è ben visibile una fossa di erosione dovuta all'azione contemporanea di una corrente *long-shore* e di una riflessione sulla barriera stessa; oltre la fossa, la pendenza del fondale si riduce fino a valori mediamente pari a 1:350. Nella configurazione C3 (Fig.1-B), è stata ridotta la quota di coronamento delle barriere, rendendole decisamente sommerse e sono stati chiusi i varchi 1, 2 e 4, lasciando aperto solo il n.3. La scelta di realizzare un unico varco, consente di concentrare nel suo intorno la formazione della corrente di ritorno complementare alla portata "pompatà" dalle onde a tergo delle barriere sommerse. In questo modo, i principali fenomeni idrodinamici e morfodinamici in vasca, sono concentrati in una porzione limitata del modello che, opportunamente strumentata, ha costituito la sezione di misura durante le prove.

Le configurazioni C4, C5 e C6 (Fig. 1-C), costituite da scogliere allineate ed intervallate da varchi di diversa lunghezza, sono ancora caratterizzate da barriere a cresta bassa, sebbene nella prima siano sommerse, nella seconda a *freeboard* nullo e nella terza emerse. La situazione indagata con tali configurazioni è rappresentativa di un possibile paragone in Emilia Romagna, costituito da una spiaggia avente pendenza al largo di 1:200.

L'assetto del modello è completato da una canaletta impermeabilizzata posta a tergo delle barriere ed ortogonale alle stesse. La canaletta divide il modello in due parti di uguale dimensione, disconnesse fra loro nella zona della spiaggia protetta e caratterizzate da una diversa estensione dei varchi: una situazione con varchi stretti e una con varchi larghi, idonei a rappresentare il caso di barriera isolata. I varchi larghi nel lato sinistro del modello risultano non protetti, mentre dei tre varchi della parte destra, i due laterali sono stati protetti con massi delle stesse dimensioni di quelli utilizzati per le scogliere. Per completezza di informazione, si deve ricordare che i test eseguiti sulle configurazioni di Figura 1-C sono stati caratterizzati da diversi valori di sommersenza, ottenuti variando il tirante idrico in vasca.

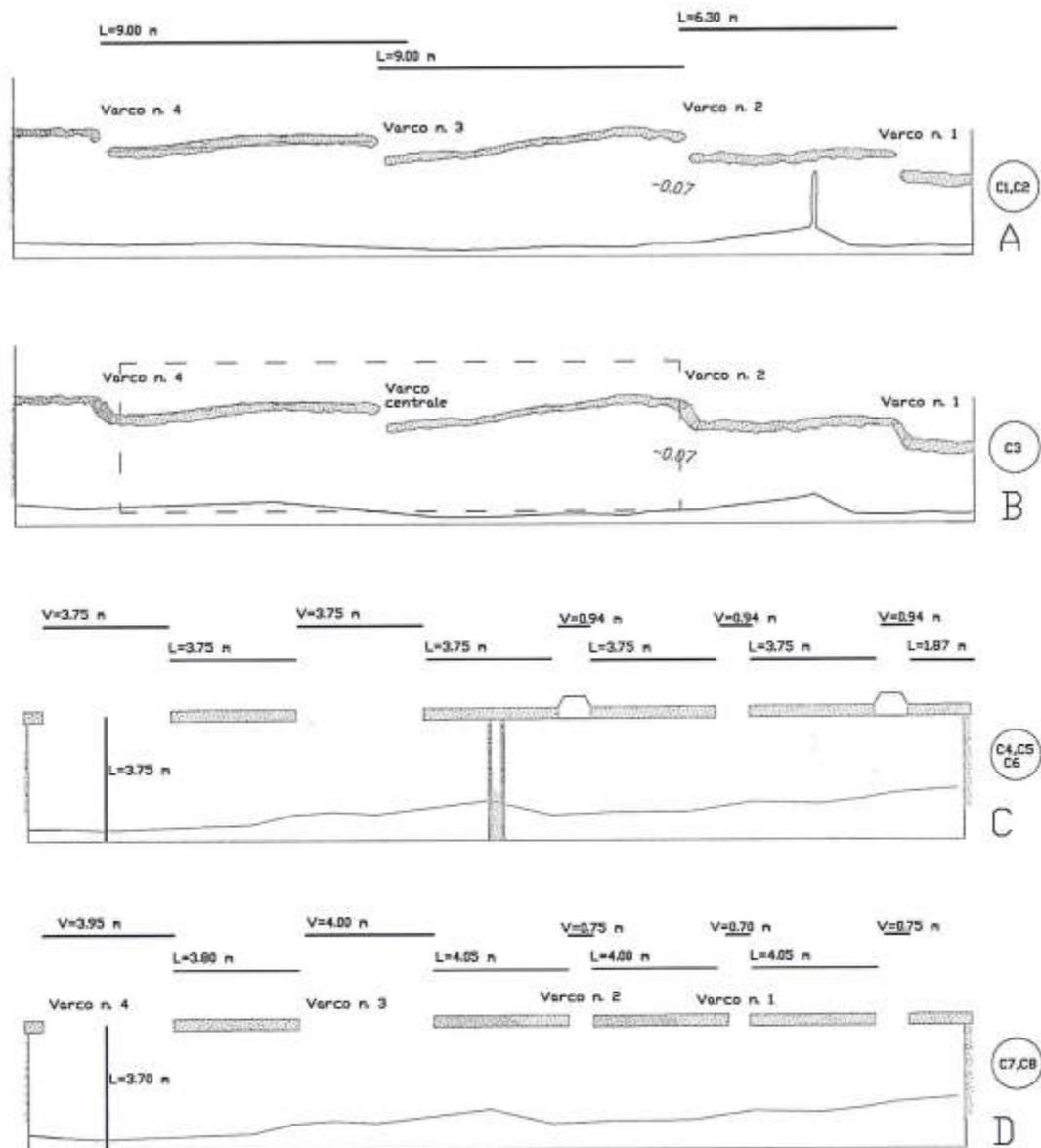


Figura 1 - Pianta delle strutture studiate nelle configurazioni C1+C8.

Con le configurazioni C7 e C8 (Fig. 1-D), le prove sperimentali sono state effettuate rispettivamente su barriere multiple disposte in batteria e su barriere isolate, tutte comunque sommerse. Il profilo di spiaggia presenta una pendenza 1/20 lato terra e 1/10 lato mare fino alla linea batimetrica  $-0,22$  m, proseguendo poi con pendenza 1/200 al largo di essa. Come per le C4, C5 e C6, le strutture sono allineate.

#### Attacchi ondosi

In Tabella 2 sono riportate le principali caratteristiche degli attacchi ondosi (la direzione di propagazione dell'onda è misurata in senso orario rispetto alla normale entrante alla linea di costa) utilizzati per le varie configurazioni di prova.

Tutti gli attacchi ondosi sono stati generati con movimento simultaneo (a sfasamento nullo) di tutte le pale che compongono il battionda, in modo da realizzare fronti d'onda paralleli al generatore.

Durante le prove vengono sempre utilizzate sonde per il controllo del moto ondoso al largo, che evidenziano un'altezza d'onda abbastanza costante lungo l'intero fronte generato, nonché la quasi totale assenza di componenti stazionarie al largo, pur in assenza di un sistema di assorbimento della riflessione sulle pale del battionda.

Tabella 2 - Caratteristiche dei test eseguiti.

TEST ESEGUITI					
Conf.	Test	Attacchi ondosi inviati		Tipo di Spettro <i>R</i> (regolare) <i>J</i> (Jonswap)	Direzione di propagaz. dell'onda
		<i>H</i> o <i>H</i> <sub>s</sub> [cm]	<i>T</i> o <i>T</i> <sub>p</sub> [sec]		
C1	T1	10	1,28	J	0°
	T2	15	1,62	J	
	T3	13	1,53	J	
	T4	18	1,82	J	
C2	T1	5	0,94	J	0°
C3	T1	10	2,00	R	10°
	T2	10	2,00	R	
	T3	10	2,00	R	
	T4	10	2,00	R	
C4	T1 a,b	3,5	0,74	J	0°
	T2 a,b	5	0,89	J	
	T3 a,b,c	7,5	1,13	J	
	T4 a,b,c	7,5	1,03	J	
	T5 a,b,c	5	1,03	J	
C5	T1	5	0,89	J	0°
	T2	7,5	1,13	J	
	T3	5,5	1,03	J	
C6	T1	5	0,89	J	0°
	T2	7,5	1,03	J	
	T3	5,5	1,03	J	
C7	T1	5	1,83	R	0°
C8	T1	5	1,83	R	0°

Nei test in configurazione C1, C2, C4, C5 e C6 sono stati generati attacchi ondosi irregolari con spettro di tipo JONSWAP con fattore di picco  $\gamma=3,3$  e perpendicolari alla spiaggia (0°), mentre i test in configurazione C3, C7 e C8 sono caratterizzati da onde regolari, inclinate di +10° per la prima ed ortogonali alla spiaggia per le altre.

In particolare nelle C4, C5 e C6 è stata simulata, attraverso una sequenza di 5 o 3 test (T1+T5 o T1+T3), una singola mareggiata frazionata in diversi intervalli, ciascuno con altezza e periodo stazionario. In linea di massima si è scelto una stessa ripidità in fase montante e una ripidità decrescente in fase calante. Nell'ipotesi di mareggiate rappresentative per l'Adriatico Settentrionale, in funzione della scala modello utilizzata per interpretare i risultati, le ondate prodotte durante i test in esame possono rappresentare eventi estremi, ovvero eventi ordinari.

I test delle configurazioni C7 e C8 sono caratterizzati da otto attacchi di tipo regolare e da uno irregolare, perpendicolari alla spiaggia (0°). In Tabella, per brevità, si è riportato, per ciascuna delle due configurazioni, uno solo degli attacchi ondosi regolari generati.

La durata dei singoli attacchi ondosi, non riportata in tabella, è stata scelta in funzione del tipo di prova e soprattutto dal tipo di rilievo da eseguire. Ovviamente, la durata delle mareggiate assume una notevole importanza nel caso di analisi di tipo morfodinamico, mentre per lo studio delle correnti sono sufficienti durate più brevi e tali da garantire il raggiungimento delle condizioni stazionarie.

### Strumenti di misura

Per la conduzione delle presenti esperienze, ci si è avvalsi di sonde resistive per le misure di altezza d'onda, e di misuratori di velocità acustico *doppler* (ADV) di tipo *side looking* (bidimensionale) e *down looking* (tridimensionale) per il rilievo delle correnti, mentre per il rilievo delle profondità nella zona protetta sono stati impiegati profilatori di fondo automatici. La scelta del tipo di ADV da utilizzare è stata dettata essenzialmente dalle condizioni di misura riscontrate di volta in volta. Infatti, nel caso di ADV tridimensionale, il volume di misura è posto al di sotto dello strumento e ad una distanza da esso dell'ordine dei centimetri. La presenza di bassi fondali, quindi, rende problematico l'utilizzo del suddetto strumento. Al contrario, nel caso dell'ADV bidimensionale, il volume di misura è posto sullo stesso piano della sonda ed è quindi possibile misurare le componenti di velocità sul suddetto piano, anche in presenza di tiranti idrici molto ridotti. Le misure di velocità sono state effettuate in sequenza, ove non diversamente specificato, utilizzando un solo ADV bidimensionale, spostandolo di volta in volta sul punto da investigare.

Come meglio specificato in seguito, in numerose sezioni di misura, i rilievi di velocità sono stati eseguiti a diversi affondamenti, spostando verticalmente la sonda, montata su un supporto dotato di indicatore metrico. In tal modo, è stato possibile ricostruire la distribuzione di velocità lungo la verticale. Per ciascuna delle prove effettuate, si è messo a punto un programma di misure specifico, in funzione degli obiettivi da perseguire. Ovviamente, per tutte le prove è stato effettuato il controllo del moto ondoso generato, in più punti della vasca.

Per la C1, sono state effettuate misure di velocità ai varchi lungo le verticali e rilievi di fondo, al fine di analizzare l'evoluzione dei fondali.

Per la C2, per la quale si è generato un unico attacco con energia minore, sono state eseguite misure di correnti lungo un piano orizzontale, nella zona *on-shore* alle scogliere parallele, al fine di ottenere un piano vettoriale di velocità nell'area protetta.

Per la configurazione C3 si è optato per un più completo programma di misure al fine di validare i risultati sperimentali con modelli numerici *phase averaged*. Si sono pertanto condotte misure di moto ondoso e di correnti, oltre che di profondità, focalizzando l'attenzione su un unico tipo di attacco ondoso come descritto in Tabella 2. L'onda di prova è stata scelta tenendo conto della sommergenza della barriera, in modo che durante gli esperimenti la berma risultasse sempre sommersa. In questa condizione, l'applicazione di modelli numerici *phase averaged* è coerente e fornisce il valor medio sulla verticale e sul periodo del flusso di massa sopra la barriera. Nel caso in esame, si è avuto cura di effettuare il rilievo dei fondali con elevato grado di dettaglio, al fine di fornire al modello numerico un'accurata descrizione delle condizioni al contorno. Per le stesse ragioni, anche i rilievi del moto ondoso sono stati effettuati in numerosi punti, per descrivere con precisione la sua evoluzione. Infatti, per la simulazione di correnti indotte da moto ondoso con modelli basati sulla teoria del *radiation stress* (Longuet-Higgins, 1962), la qualità dei risultati è strettamente legata alla fedele rappresentazione delle condizioni al contorno ed in particolare ad una dettagliata descrizione del processo di frangimento.

La brusca diminuzione di profondità in corrispondenza delle barriere, induce un frangimento localizzato sulla berma, con conseguente rapida diminuzione di energia. Occorre dunque descrivere con sufficiente precisione il conseguente gradiente di altezza d'onda per valutare la bontà dei risultati dei modelli numerici utilizzati sia per l'evoluzione delle onde che per l'analisi dei processi idrodinamici indotti dall'interazione onde - strutture.

In definitiva, le acquisizioni di moto ondoso sono state eseguite con 12 sonde disposte nell'intorno del varco, sia nei fondali antistanti le barriere che nella zona protetta. Inoltre, una seconda serie di acquisizioni con le sonde di livello è stata realizzata con lo scopo di determinare il coefficiente di riflessione, trasmissione e dissipazione del moto ondoso caratteristico delle barriere in esame. I rilievi di corrente sono stati eseguiti lungo 74 verticali (Fig. 2), che coprono per intero l'area del modello investigato.

Per fondali minori di 6 cm è stata misurata la velocità solo nel punto posto a 3 cm sotto il pelo libero, mentre per fondali maggiori sono state fatte più misure su punti ad affondamento crescente con incremento di 3 cm.

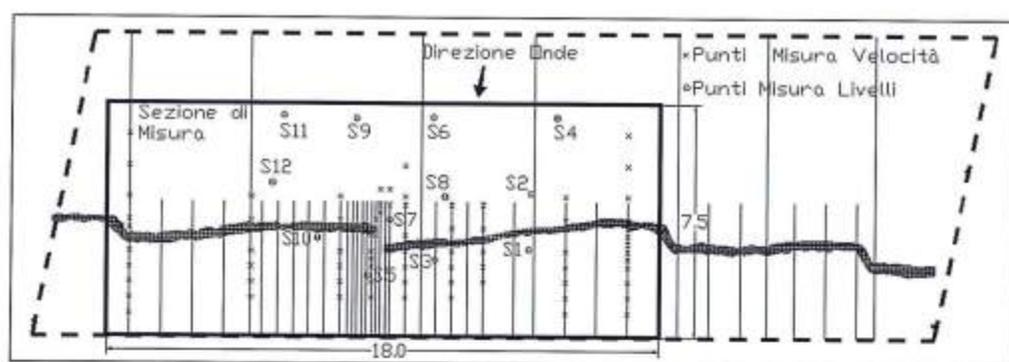


Figura 2 - Indicazione dei punti di misura delle velocità e dei livelli nella configurazione C3.

Con le configurazioni C4, C5 e C6 sono state utilizzate 18 sonde di livello e 4 ADV mediante i quali si sono monitorate le caratteristiche idrodinamiche, con diverse tipologie di prove:

- prove finalizzate alla valutazione delle portate ai varchi: sono state eseguite misure di velocità ai varchi, spostando di volta in volta un ADV in modo da ricostruire la distribuzione della velocità sia lungo le diverse verticali investigate, che lungo piani orizzontali ad eguale affondamento; un altro ADV è stato posizionato fra 2 sonde di livello sopra la barriera, per misurare la tracimazione ed un altro (di tipo *down looking*) in una nicchia ricavata all'interno della struttura entro la barriera, per valutarne la filtrazione. Sono state inoltre eseguite misure di livello in vari punti fissi (indicati in Fig. 3-A) tesi a valutare onde incidenti, trasmesse e livello medio dentro e fuori la struttura; maggiori dettagli sulle misure eseguite sono riportati in un apposito rapporto prodotto nell'ambito dello stesso progetto PRIN (Martinelli, 2003). Il complesso delle misure effettuate consente di tracciare un bilancio delle portate in ingresso ed in uscita dall'area protetta dalle scogliere, consentendo quindi una certa stima dell'errore;

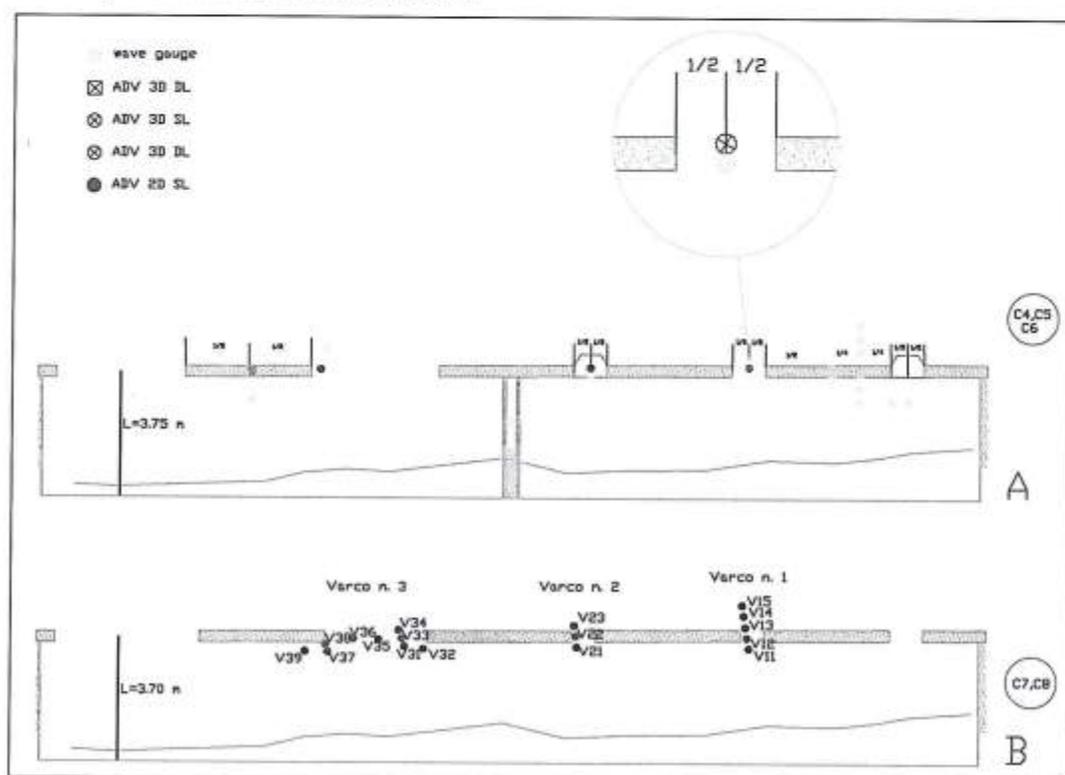


Figura 3 - Indicazione dei punti di misura delle velocità e dei livelli nelle configurazioni C4, C5, C6 (A) e C7, C8 (B).

- prove finalizzate alla valutazione del *piling-up* e delle correnti: rilievo sincrono di onde e velocità nei punti indicati in Figura 3-A, al fine di esaminare il diverso *piling-up* indotto dalle onde incidenti nelle aree caratterizzate da un diverso rapporto fra larghezza dei varchi e lunghezza delle barriere. La durata delle prove è stata almeno di 20 min, in modo da garantire il raggiungimento di condizioni stazionarie ed il passaggio di un congruo numero di gruppi d'onda;
- prove finalizzate alla valutazione dell'erosione: caratterizzate da un unico attacco ondoso della durata di circa 12h, rappresentativo, in scala 1:40 ed in analogia di Froude, di oltre 3 giorni di mareggiata. I rilievi batimetrici sono stati eseguiti ogni 2 ore, interrompendo la mareggiata per il tempo strettamente necessario per le misure.

Con le configurazioni C7 e C8 sono state effettuate misure di livello sotto l'azione delle nove ondate prese in esame, in condizioni stazionarie e parzialmente in quelle transitorie. Durante i cicli ondosi regolari agenti nelle condizioni stazionarie, sono state effettuate misure di velocità in vari punti planimetrici ubicati in corrispondenza dei varchi (Fig. 3-B) ed attorno alle testate delle barriere sommerse; in detti punti, le misure sono state effettuate lungo le verticali alle quote -3 cm, -6 cm, -9 cm e -12 cm.

Nell'ambito delle stesse configurazioni C7 e C8, sono stati compiuti numerosi e ripetuti cicli di prove di rilascio di traccianti fisici galleggianti. Tali prove sono state filmate con una videocamera posta su un treppiede in posizioni fisse, in modo da inquadrare la zona del modello da investigare e da poter confrontare i risultati ottenuti nei diversi cicli di prova. I filmati disponibili hanno consentito di ottenere una rappresentazione lagrangiana del campo di moto negli specchi d'acqua circostanti le scogliere.

Come traccianti sono state utilizzate sferette di legno di faggio del diametro di 25-30-42 mm, verniciate con smalto bianco per garantire loro una più efficace visibilità nelle riprese.

L'assenza di un carro ponte ha impedito di effettuare riprese dall'alto della zona di indagine; pertanto, per interpretare planimetricamente l'andamento delle traiettorie dei traccianti galleggianti, utile anche nei successivi confronti con i risultati delle simulazioni numeriche, è stato necessario ortorettificare le singole immagini, ovviamente distorte dalla prospettiva delle riprese effettuate dalla zona pedonale retrostante la spiaggia emersa. A tal fine è stata utilizzata una tecnica topografica di interpretazione delle immagini, che consiste nel raddrizzamento in un riferimento cartesiano dei singoli fotogrammi ripresi. La tecnica utilizzata richiede la presenza, nell'area del modello inquadrata, di una serie di riferimenti in posizioni note e/o allineamenti in due direzioni ortogonali sul piano orizzontale, a cui riferirsi nella conversione delle immagini riprese. A tal fine è stata allestita una struttura indipendente esterna, configurata come un reticolo planimetrico di maglia 50 cm x 50 cm. Essa è costituita da un contorno rigido di 6 m x 6 m di profilati di alluminio fra i quali è stato disteso un cordino bianco, ben visibile, in modo da formare il reticolo di linee della maglia richiesta. Sul contorno erano anche aggiunte altre tacche di riferimento ad un interasse ancora più fitto. La struttura reticolare, dopo opportune operazioni di livellamento, è stata inquadrata dalla telecamera posta nelle stesse posizioni utilizzate durante le prove, fornendo così le immagini di riferimento indispensabili per l'interpretazione delle prove di rilascio dei traccianti. La struttura, ovviamente, veniva rimossa durante i test.

In molti dei casi esaminati, ove ciò non interferiva con l'analisi di processi morfodinamici, si è provveduto a ripetere i test e le misure, in modo da verificare a campione la corretta risposta del sistema e la ripetibilità delle prove. Le misure delle grandezze idrodinamiche sono sempre state effettuate una volta raggiunte condizioni di regime in vasca.

### Descrizione dei risultati

Il complesso dei risultati idrodinamici ottenuti nel corso delle diverse esperienze, ha consentito di analizzare nel dettaglio numerosi processi idrodinamici determinanti nell'analisi dell'efficacia delle barriere frangiflutti indagate nel presente lavoro. Pur rinviando agli specifici lavori l'esame approfondito di tali aspetti, si è ritenuto utile illustrare alcuni dei principali risultati ottenuti, relativi a tre aspetti influenzati dalla presenza di strutture tracimabili: la descrizione del campo di velocità, la valutazione delle correnti massime nei punti critici e la distribuzione verticale delle velocità in tali punti.

Nel seguito, si indicheranno con  $V_x$  le componenti di velocità ortogonali alla spiaggia (positive se dirette verso la spiaggia) e con  $V_y$  le componenti parallele alla spiaggia (positive se dirette da sinistra verso destra per un osservatore posto di spalle alla spiaggia). Le direzioni, quindi, sono valutate in senso orario a partire dalla normale entrante alla spiaggia, con lo stesso riferimento assunto per il moto ondoso.

### Misura delle velocità massime

Una sintesi dei risultati ottenuti nei diversi test effettuati è riportata in Tabella 3, ove sono indicate le principali caratteristiche delle correnti misurate ai varchi.

In particolare la tabella riporta i valori massimi e medi delle velocità rilevate, nonché le rispettive direzioni. Le velocità medie e le relative direzioni sono state ricavate mediando i valori medi di velocità per ciascuna delle verticali indagate.

Il valore della velocità massima è ottenuto filtrando eventuali picchi isolati, (interpretati come errori di misura). Poiché inoltre la velocità è variabile lungo ciascuna verticale, si è ritenuto utile indicare la quota in cui essa viene misurata.

Le varie configurazioni presentate ricoprono un ampio range di situazioni reali, e pertanto la Tabella risponde all'esigenza pratica di valutare l'ordine di grandezza delle correnti ai varchi che, come già detto, costituiscono un importante elemento di analisi per stimare l'efficacia dell'opera.

E' evidente comunque che la Tabella va interpretata con molta cautela, facendo riferimento al tipo di configurazione e di onda generata ed al punto di rilievo ed alle condizioni presenti all'atto della prova. I dati riportati in tabella, ben si prestano a successive analisi tese a valutare l'influenza delle diverse condizioni di prova sui valori di velocità medi e massimi delle correnti ai varchi. Pur senza entrare nel merito di tali analisi, pare interessante osservare l'influenza dell'altezza d'onda sulle velocità medie delle correnti, mentre, come è lecito attendersi, le velocità massime risultano maggiormente influenzate dalla configurazione geometrica dei varchi.

Tabella 3 - Analisi delle velocità misurate ai varchi.

Configurazione	Prova	Velocità misurate ai varchi				
		$V_{max}$			$V_{med}$	
		Direzione [°]	Affondamento [cm]	Intensità [cm/s]	Direzione [°]	Intensità [cm/s]
C1	T1	221	8	24	230	21
	T2	230	4	39	228	33
	T3	212	4	36	223	34
	T4	212	8	41	214	40
C3	T1	151	3	65	165	21
	T2	151	6	51	169	19
	T3	162	9	51	174	15
	T4	171	12	48	190	10
C4	T1	180	8	25	180	6
	T2	180	8	34	180	9
	T3	180	8	46	180	14
	T4	180	8	49	180	15
	T5	180	8	25	180	7
C5	T1	180	8	40	180	8
	T2	180	10	45	180	10
	T3	180	10	31	180	7
C6	T1	180	8	26	180	2
	T2	180	8	33	180	5
	T3	180	8	25	180	1
C7	T1	169	6	44	154	12
C8	T1	11	3	40	112	7

### Inerzia del sistema delle correnti

Le strutture caratterizzate da una quota della cresta prossima al pelo libero, sommersa od emersa di una quantità dello stesso ordine di grandezza del *piling-up*, condizionano sensibilmente la geometria in cui si sviluppa il sistema delle correnti durante l'attacco ondosso.

Durante un attacco ondoso, tipicamente stazionario e con uno spettro caratterizzato da una frequenza di picco, si susseguono nel tempo gruppi d'onda di intensità diversa (pur se statisticamente uguali) e strutture a sommergenza nulla risultano, durante la mareggiata, a volte completamente emerse ed a volte completamente sommerse. È pertanto doveroso considerare l'ipotesi che la risposta alla forzante possa non essere stazionaria a causa della notevole variabilità di condizioni in cui opera il sistema.

Per stabilire quanto il sistema (lineare) vari nel tempo, è stata studiata l'evoluzione della risposta impulsiva ovvero della funzione di trasferimento fra *piling-up* e correnti in uscita dal varco: tali grandezze, ritenute rappresentative rispettivamente della forzante e della risposta del sistema, sono desumibili dalla misura del livello dietro le barriere e della velocità al varco, selezionando frequenze molto inferiori alla frequenza dell'onda.

Le prove più significative per l'analisi sono quelle in cui l'onda incidente è maggiore, così da minimizzare l'effetto degli errori di misura (il segnale misurato risulta più intenso differenziandosi meglio dal rumore di fondo), e quelle per le quali la barriera ha quota di sommità prossima al pelo libero, così da evidenziare maggiormente eventuali comportamenti irregolari del sistema, che per ipotesi sono associati alla discontinuità concettuale che separa le opere emerse da quelle sommerse.

È stato pertanto scelto il test C5-T2, più rispondente ai suddetti criteri e caratterizzato da sommergenza nulla, altezza d'onda incidente sulle barriere  $H_s=4,1$  cm (valore di target al largo  $=7,5$  cm), periodo di picco  $T_p=1,13$  sec e *piling-up* medio di 2 mm circa. La prova ha una durata complessiva di 20 minuti.

Per giudicare la stazionarietà del sistema, sono state studiate nel dominio della frequenza la funzione di trasferimento (rapporto fra co-spettro e spettro di ingresso misurati) e la funzione di coerenza (rapporto fra quadrato del modulo del co-spettro e il prodotto degli spettri); quest'ultima fornisce un indice della linearità del processo: essa risulta tanto più vicina ad 1 quanto più lo sfasamento fra ingresso e uscita a ciascuna frequenza è costante (il rumore nei segnali è un elemento che riduce il valore di coerenza misurata). Le analisi sono state condotte escludendo i primi cinque minuti del test, in modo da avere la certezza di aver raggiunto condizioni di regime della forzante.

La Figura 4 riporta l'andamento di entrambe le funzioni riferite allo stesso intervallo di frequenza. Si osserva innanzitutto che i valori di coerenza prossimi a zero in alcune aree del grafico garantiscono la significatività dei picchi presenti nel grafico.

La coerenza del picco alle frequenze maggiori (circa 0,9 Hz) è dovuta al fatto che le onde sono monodirezionali e investono il misuratore di velocità e di livello con sfasamento costante. Si notano inoltre picchi abbastanza coerenti (a frequenze all'incirca pari a 0,03, 0,17 e 0,33 Hz), interpretabili come la effettiva risposta delle correnti al *piling-up*, che ha una periodicità legata alle onde di gruppo, il cui periodo risulta pari a 3, 6 e 33 sec; il periodo più lungo potrebbe essere interpretato anche come il periodo di risonanza del bacino.

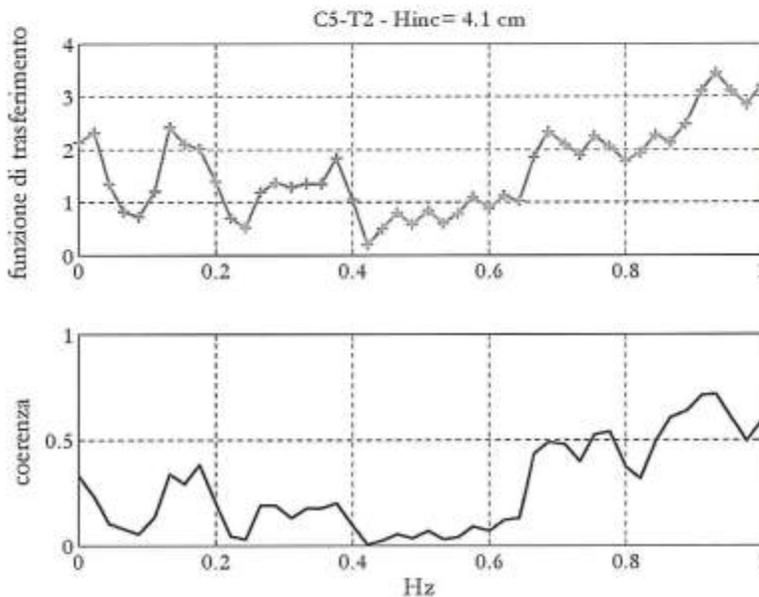


Figura 4 - Funzione di trasferimento fra livelli a tergo della struttura e velocità in uscita dal varco.

È stata successivamente analizzata la funzione di trasferimento nel tempo. L'analisi, che non è riportata per brevità, è sostanzialmente una serie di funzioni di trasferimento (come Fig. 4) relative ad intervalli di tempo diversi. Non sono state riscontrate variazioni della funzione di trasferimento con il gruppo d'onda, probabilmente mascherate dalla variabilità intrinseca al problema e/o dagli errori di misura. Si osserva che è necessario attendere un transitorio di alcuni periodi di oscillazione della forzante prima che il sistema risponda ad essa. Quando ciò avviene, il ritardo di fase presenta una certa sistematicità (la coerenza non è troppo bassa). Le analisi condotte, in definitiva, consentono di apprezzare la risposta impulsiva media del sistema.

### La distribuzione verticale della velocità

La complessa geometria delle aree costiere, specie in presenza di opere di protezione, rende complessa la definizione analitica della distribuzione verticale delle velocità delle correnti ai varchi. Risulta pertanto problematica la correlazione di misure di velocità puntuali effettuate in corrispondenza della superficie libera o comunque in punti posti a profondità specifiche, con la portata lungo la verticale indagata. In definitiva, non è possibile valutare a priori se la velocità in superficie è sostanzialmente uguale o apprezzabilmente minore rispetto al valore massimo lungo la verticale, oppure quale sia la velocità in prossimità del fondo.

Al fine di valutare la distribuzione locale della velocità, sono state eseguite misure su numerose verticali a diverse profondità.

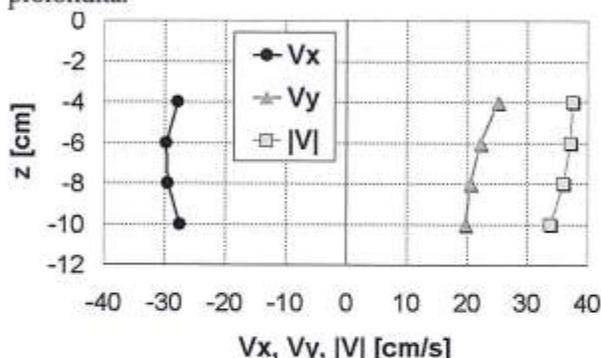


Figura 5 - Profilo verticale del modulo di velocità  $|V|$  nel varco n. 3 - Configurazione C1, test T4.

A titolo di esempio, nella Figura 5 è riportato l'andamento delle componenti medie di velocità  $V_x$  e  $V_y$  lungo la verticale ubicata nella mezzeria del varco n. 3 durante il test T4 della configurazione C1 (Fig. 1-A), nonché i valori del modulo di velocità  $|V|$ . Si può osservare che l'intensità della corrente decresce verso il fondo, pur con valori non molto discosti fra loro. L'analisi delle componenti  $V_x$  e  $V_y$  mostra che, procedendo verso il fondo, il vettore velocità subisce una rotazione graduale di  $+6^\circ$ , mantenendo comunque una direzione sub ortogonale alla congiungente le testate delle barriere contigue.

Un'analisi dettagliata dei dati rilevati, consente di indagare sulla natura delle correnti e sul livello di turbolenza nei diversi punti investigati.

A titolo di esempio, nella Figura 6 si riporta un tipico andamento temporale delle velocità istantanee rilevate (componente  $V_x$ ). A conferma delle considerazioni svolte nel paragrafo precedente, la Figura evidenzia la natura impulsiva delle correnti, correlabile alla forzante che le ha generate. Il segnale può essere ancora trattato utilizzando tecniche già collaudate (Damiani e Mossa, 1997) che consentono di estrapolare i valori delle fluttuazioni di velocità legate al livello di turbolenza e quelli delle componenti di oscillazione legate al periodo proprio del fenomeno, entrambe riportate in Figura.

Ovviamente, la stessa analisi, ripetuta per tutti i punti indagati, consente di indagare sui livelli di turbolenza nelle diverse zone del modello.

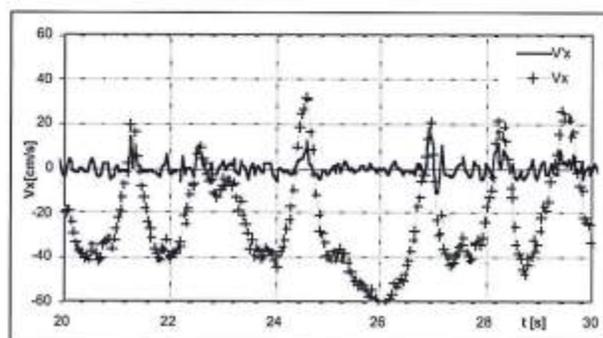


Figura 6 - Esempio di misura della componente  $V_x$  e andamento della sua componente turbolenta.

La Figura 7 è relativa alla configurazione C7 durante il test T1; essa illustra i profili dei moduli di velocità media lungo le verticali indagate in corrispondenza del varco n. 1 di Figura 3-B, nonché la direzione media della corrente in ciascun punto di misura.

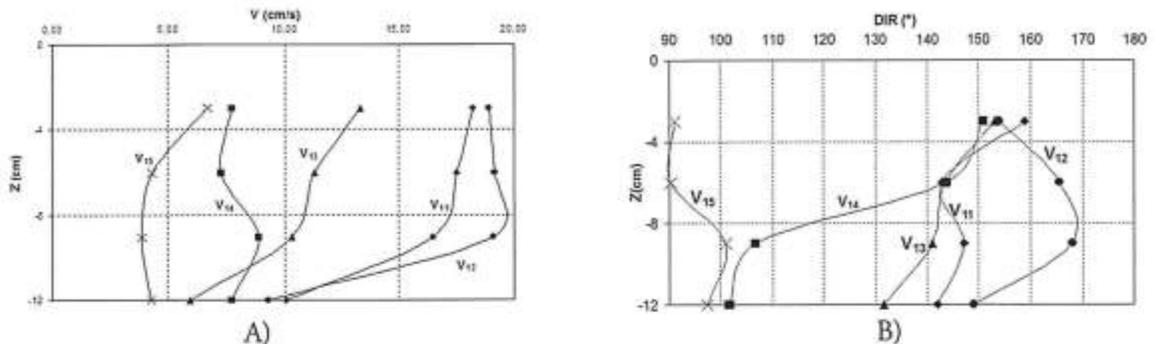


Figura 7 - Profilo verticale dei moduli di velocità e di direzione della corrente, mediati nel tempo, rilevati a diverse quote nel varco varco n.1 della configurazione C7 durante il test T1.

Si osserva che, nella prova presentata, le velocità medie nel tempo risultano tutte dirette verso il largo, cioè in uscita dalla zona protetta attraverso il varco.

In alcuni casi si evidenzia una notevole variazione di velocità lungo le verticali, denotando una non trascurabile influenza dell'attrito al fondo sulle caratteristiche della circolazione. Inoltre, così come già evidenziato in precedenza, si osserva una notevole rotazione delle correnti lungo tutte le verticali indagate. Si deve altresì rilevare che, per le verticali su indicate, la componente  $V_x$  assume valori abbastanza elevati, per poi decrescere verso l'esterno del varco, fino a raggiungere valori del tutto trascurabili a breve distanza da esso (verticale  $V_{15}$ ), dove la velocità assume direzioni essenzialmente longitudinali alla linea di riva. In definitiva, l'intensa corrente in uscita dalla zona protetta (*rip current*), assume una direzione sub ortogonale ai varchi, per poi rallentare decisamente e subire una notevole rotazione subito al largo come evidenziato dalla Figura 7-B.

Per completezza di informazione, si deve sottolineare che i risultati su descritti potrebbero subire l'influenza di una corrente di deriva sempre presente in vasca, nonché dalle particolari condizioni al contorno da assumere per l'interpretazione dei risultati.

#### *Il campo di moto piano indotto da strutture tracimabili*

Come più volte ripetuto, la circolazione a tergo delle barriere frangiflutti assume un ruolo essenziale nel definire l'efficacia delle stesse. Ad influenzare il campo di moto contribuisce, oltre all'intensità delle mareggiate incidenti, la geometria delle strutture. Infatti, la circolazione indotta è profondamente differente se si è in presenza di barriere tracimabili o meno. Essa inoltre è influenzata dalla forma e dalle dimensioni dei varchi, ove, come evidenziato in recenti contributi scientifici (Haller, 2002; Cappiotti et al., 2004; Balzano, 2005), si formano correnti estremamente intense dirette verso il largo, che contribuiscono alla formazione di fosse di erosione localizzate e possono causare un serio pericolo per la balneazione.

In tutte le configurazioni analizzate nel presente lavoro, le scogliere sono sormontate dal moto ondosso e la portata che tracima ritorna verso il largo essenzialmente attraverso i varchi, dove sono stati rilevati i valori più alti di velocità. Anche negli esperimenti condotti nella configurazione C2, caratterizzata dal maggiore livello di cresta e da una modesta altezza d'onda, sono stati osservati considerevoli episodi di tracimazione delle onde sopra la barriera, che hanno generato forti correnti di ritorno nei varchi. Il campo vettoriale delle velocità medie nel periodo, con tale configurazione, è riportato in Figura 8. Nonostante la direzione di propagazione del moto ondosso sia ortogonale alla linea di costa, la componente litoranea della velocità in prossimità dei varchi ( $V_y$ ) è risultata notevole e diretta verso la destra dell'osservatore posto con fronte al mare, con una velocità che ha raggiunto anche i 25 cm/s. Tale circostanza è dovuta alla forma dei varchi che forzano la corrente a ruotare e a disporsi in direzione sub-ortogonale ai varchi stessi.

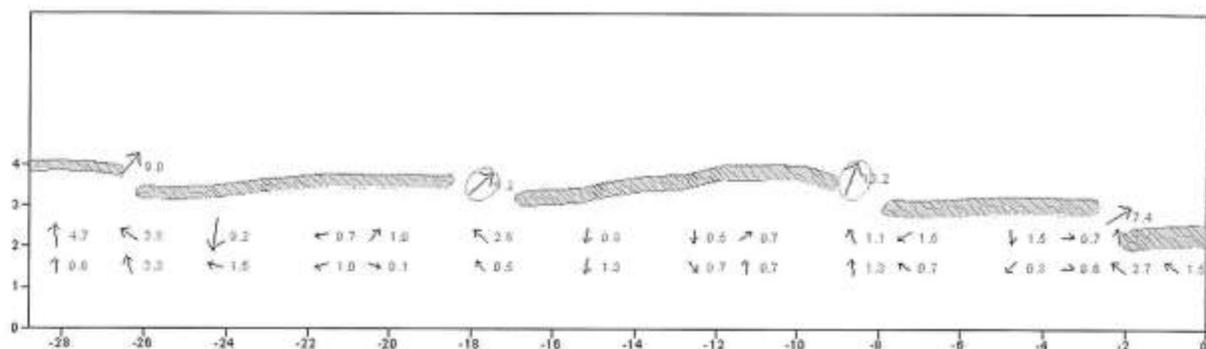


Figura 8 - Piano vettoriale di velocità nella configurazione C2.

Negli esperimenti del test T4 della configurazione C1, con livello di berma minore rispetto alla configurazione precedentemente analizzata e con intensità della mareggiata sensibilmente maggiore, si sono verificate continue tracimazioni di moto ondoso, che hanno generato persistenti correnti di ritorno ai varchi. La componente *cross-shore* della velocità istantanea ( $V_x$ ) in corrispondenza dei varchi n. 2 e 3 (Fig. 1-A), ha raggiunto valori massimi di circa 27 cm/s. In assoluto, il valore più elevato di  $V_x$  è stato rilevato nel punto di mezzeria del varco n. 4 pari a circa 35 cm/s. In questi varchi sono state osservate consistenti fosse di erosione che testimoniano ancora una volta come la formazione dello scavo sia associata a forti correnti che si istaurano nel varco.

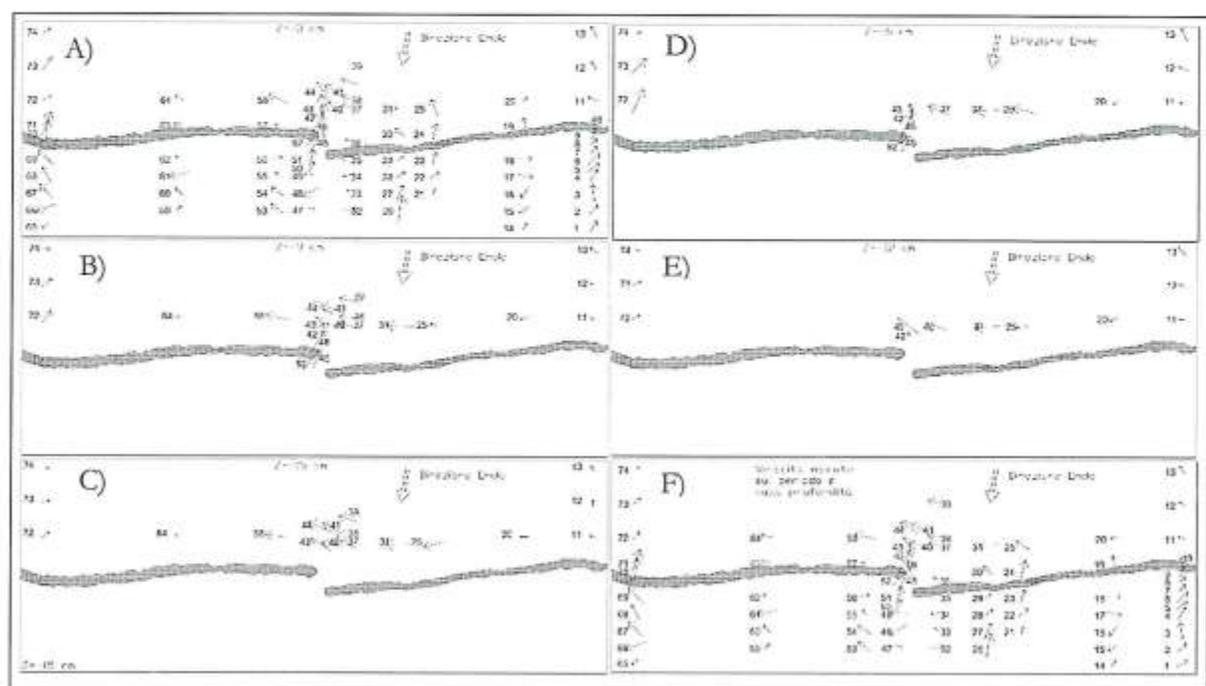


Figura 9 - Risultati degli esperimenti nella configurazione di barriera C3. Campi vettoriali delle velocità mediate nel periodo e misurate su piani di profondità di -3 cm (A), -6 cm (B), -9 cm (C), -12 cm (D), -15 cm (E) e campo vettoriale delle velocità mediate nel periodo e nella verticale (F).

Le misure di velocità effettuate nella configurazione C3 sulle verticali di Figura 2, effettuate a diversi affondamenti, hanno consentito di costruire il campo di velocità medie su piani paralleli posti a diverse profondità (Fig. 9-A, 9-E) distanziati fra loro di 3 cm, oltre che il campo di velocità medio nel periodo e sulla verticale (Fig. 9-F) (Cappietti et al., 2004a).

Si osserva che esternamente alla barriera e lontano dal varco, a conferma di quanto già precedentemente osservato, le direzioni delle velocità si discostano notevolmente dalla normale al varco. In particolare, per tutti gli affondamenti investigati, le velocità sono sempre dirette verso la sinistra di un osservatore con fronte verso il mare. Questa corrente litoranea è indotta dal relativo flusso di quantità di moto, anch'esso diretto verso sinistra e dovuto al moto ondoso incidente con fronte d'onda inclinato di  $10^\circ$ . In prossimità del varco invece, le velocità misurate mostrano, ad ogni profondità, una grossa componente in direzione ortogonale alla costa (Fig. 10); inoltre, la componente litoranea è diretta verso destra a dimostrazione che la corrente di *rip* è così intensa, da vincere il flusso di quantità di moto indotto in direzione opposta dal moto ondoso.

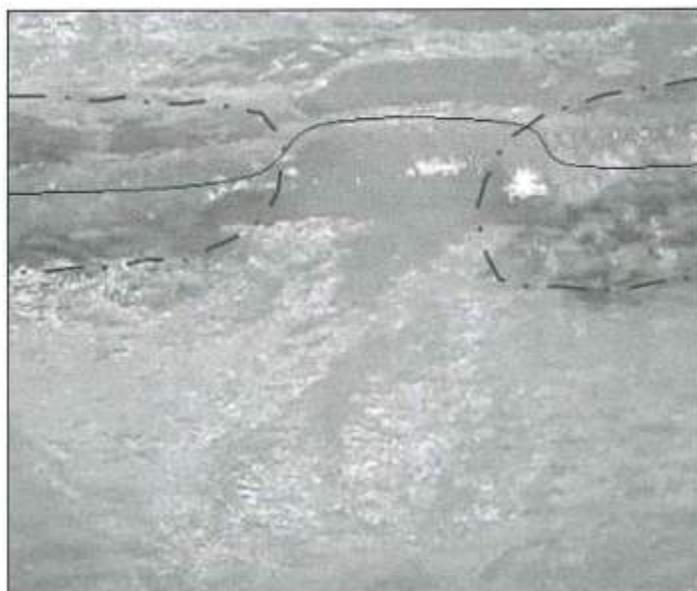


Figura 10 - Fronte d'onda attraverso un varco.

La forte corrente di ritorno che si istaura nel varco, interagisce con il moto ondoso incidente, modificandone apprezzabilmente le caratteristiche (Cappiotti, 2003). Nella fotografia riportata in Figura 10 è evidente l'effetto della corrente avversa al moto ondoso, che induce un rallentamento locale dei fronti d'onda e la focalizzazione dei raggi d'onda verso il varco, con un conseguente incremento dell'altezza. È ragionevole che questi effetti, risultanti dall'interazione onda-corrente, contribuiscano ad incrementare i processi erosivi localizzati rispetto alla sola presenza della corrente (Cappiotti et al., 2004).

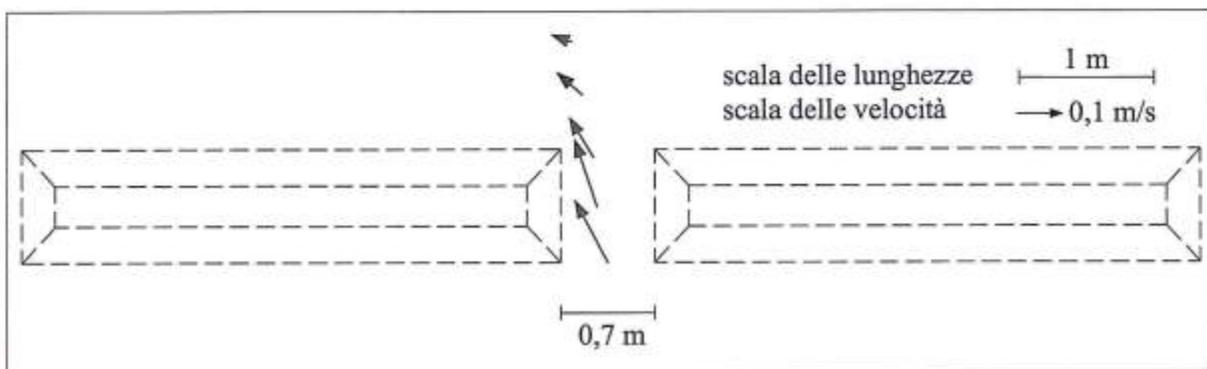


Figura 11 - Campo vettoriale della velocità di corrente, mediata nel tempo e sulla verticale, ottenuta dalle misure nel varco n. 1 durante il test C7-T1.

La formazione di una intensa corrente di ritorno ai varchi è testimoniata anche dai risultati ottenuti nel test T1 sulla configurazione C7 mostrati in Figura 11, dove sono rappresentati vettorialmente i dati correntometrici mediati nel tempo e sulle diverse verticali in corrispondenza del varco n.1. La Figura evidenzia ancora una volta la decisa rotazione della corrente in uscita dai varchi e la notevole riduzione della sua velocità.

Nella stessa configurazione C7 (oltre che nella C8), durante tutti gli attacchi ondosi generati, sono stati filmati i percorsi di sferette galleggianti, appositamente rilasciate in acqua per essere utilizzate come traccianti passivi del campo di correnti superficiale (Kennedy e Thomas, 2004).

Nella Figura 12 sono riportate le elaborazioni ottenute dai filmati, che hanno permesso di ricostruire l'evoluzione delle traiettorie dei traccianti (Lorenzoni et al., 2003) durante il test T1, sia in un varco ristretto della configurazione C7 che nella configurazione di scogliera sommersa isolata (C8). Da una prima analisi visiva, risultano chiaramente visibili e descritti i moti della circolazione idrodinamica generale, caratterizzati dagli intensi e concentrati flussi uscenti dai varchi della configurazione C7 e dagli ampi vortici attorno alla testata della struttura isolata (C8). In quest'ultimo caso, le traiettorie risultano disperdersi più a raggiera rispetto alla configurazione C7. Ad una analisi più approfondita e dettagliata delle traiettorie percorse dai traccianti, risultano riconoscibili anche ulteriori vortici di dimensioni minori, legati ad effetti di circolazione locale. Nella prima delle due configurazioni analizzate, essi si sovrappongono ai vortici di dimensioni maggiori prodotti dalla circolazione generale, intensificandone l'azione di trasporto di massa diretto verso il largo.

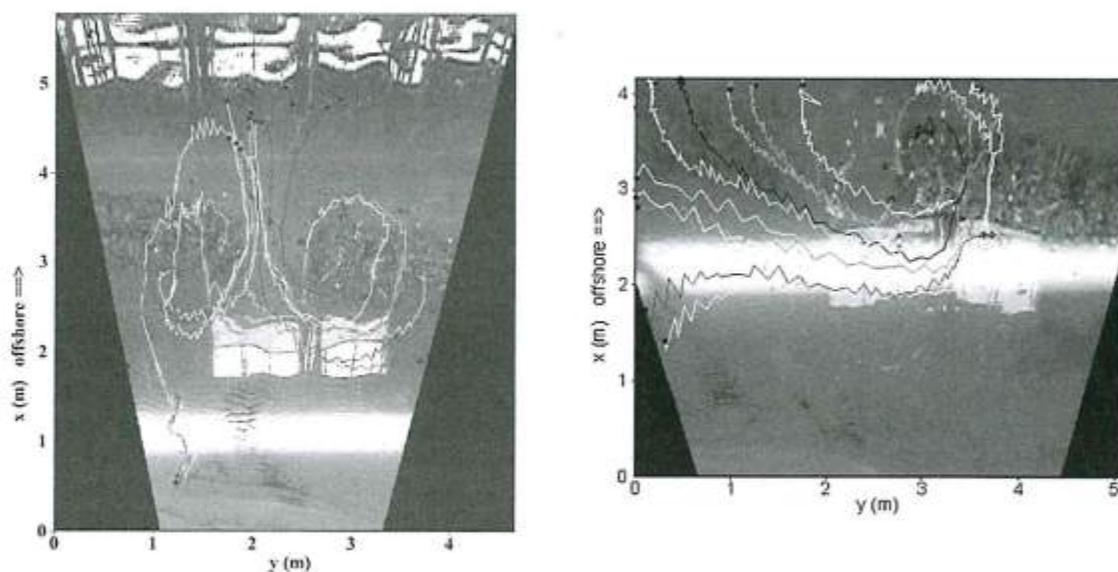


Figura 12 - Ricostruzione in planimetria dell'andamento temporale delle traiettorie dei traccianti galleggianti relative rispettivamente per il varco n. 2 durante la prova C7-T1 ed alla testata della barriera isolata durante la prova C8-T1.

### Simulazioni numeriche

Gli esperimenti di laboratorio relativi al test T1, sia per la configurazione C7 che per la C8, sono stati confrontati con simulazioni numeriche effettuate con un modello matematico basato sulle equazioni NLSWE, in cui i valori idrodinamici risultano mediati sulla verticale (Brocchini et al., 2001; Balzano et al., 2005). Nelle simulazioni numeriche esaminate, le pareti di contorno sono state considerate perfettamente assorbenti (*open boundary*), il fondale ed il contorno delle strutture sommerse perfettamente rigidi e impermeabili, con un coefficiente di scabrezza di Chezy pari a 0,01. Nelle simulazioni numeriche sono state riprodotte separatamente due diverse configurazioni planimetriche, relative alle configurazioni C7 e C8, riproducendo le stesse condizioni geometriche delle barriere, con particolare attenzione alla sommergenza della berma e alla profondità del fondale di imbasamento utilizzate nel modello fisico.

Le Figure 13 e 14 mostrano le traiettorie di alcuni traccianti, ottenute dalle simulazioni numeriche rispettivamente per i varchi n. 1 della configurazione C7 e n. 3 della configurazione C8.

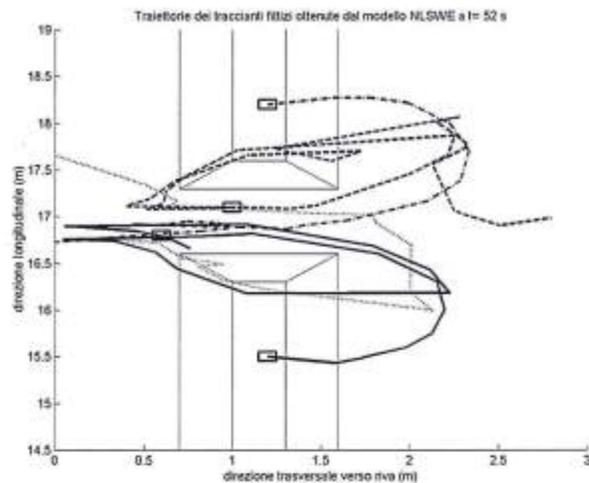


Figura 13 - Grafico delle posizioni iniziali (riquadri) e dell'andamento temporale delle traiettorie di alcuni traccianti passivi ottenute da simulazioni numeriche nel varco n. 1 di configurazione C7.

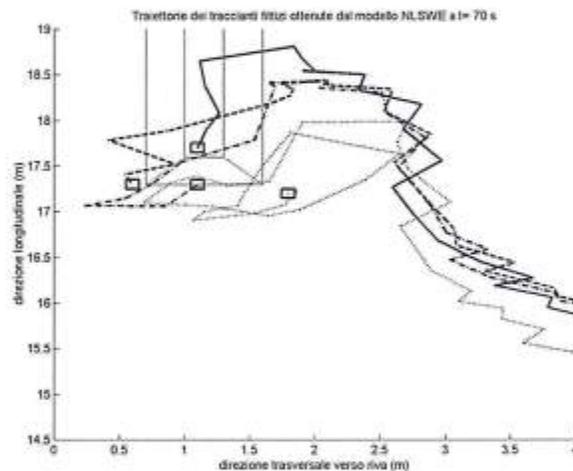


Figura 14 - Grafico delle posizioni iniziali (riquadri) e dell'andamento temporale delle traiettorie di alcuni traccianti passivi ottenute da simulazioni numeriche nel varco n. 3 di configurazione C8.

Dalle Figure risulta che le simulazioni numeriche forniscono un'apprezzabile descrizione qualitativa della circolazione osservata in vasca.

In particolare, i modelli matematici sembrano descrivere chiaramente la circolazione idrodinamica generale, caratterizzata da intense correnti in uscita dai varchi. Nel caso della scogliera isolata, risulta che i traccianti numerici tendono a rimanere confinati nella zona di riva, descrivendo un vortice completo intorno alla testata, piuttosto che disperdersi verso lo specchio di mare intermedio sottoflutto e verso il largo come osservato nel modello fisico.

Nella configurazione C7, inoltre, si possono notare con discreta evidenza, alcuni macrovortici locali che risultano sovrapporsi alla circolazione generale e che intensificano le correnti di ritorno (Brocchini et al., 2002).

Le differenze fra simulazioni numeriche e test di laboratorio possono essere anche attribuite alle differenti condizioni al contorno utilizzate, così come in seguito discusso.

Nella Tabella 4 vengono posti a confronto i valori di velocità media calcolati con il modello numerico basato sulle equazioni NLSWE e quelli misurati e mediati nel tempo e lungo le verticali indicate in Figura 3-B.

Tabella 4 - Confronto tra i valori delle velocità di corrente, trasversale ( $V_x$ ) e longitudinale ( $V_y$ ) alla riva, mediate nel tempo e sulla verticale, ottenuti dalle simulazioni numeriche e misurati nel modello fisico durante il test T1 (configurazioni C7 e C8).

Attacco ondoso T1 (H=5cm al largo, H=4.7cm alla profondità h=0.182 m)				
N° ADV	$V_x$ - NLSWE [cm/s]	$V_x$ - ADV [cm/s]	$V_y$ - NLSWE [cm/s]	$V_y$ - ADV [cm/s]
V11	-22	-15	0	-8
V12	-18	-17	0	-6
V13	-20	-10	0	6
V14	-12	-5	-1	-6
V15	-3	-2	-1	-5
V21	-23	-12	1	-4
V22	-21	-15	-1	-3
V23	-19	-16	-4	-3
V35	-12	-3	-1	-5
V36	-17	-6	-5	-7
V37	-5	-6	-17	-8
V38	-2	-5	-11	-8
V39	8	-1	-9	-3

Nella Figura 15 viene riportato il confronto grafico tra i valori della velocità ottenuti lungo il varco n.1 sia nel caso delle misure nel modello fisico che nelle corrispondenti simulazioni numeriche.

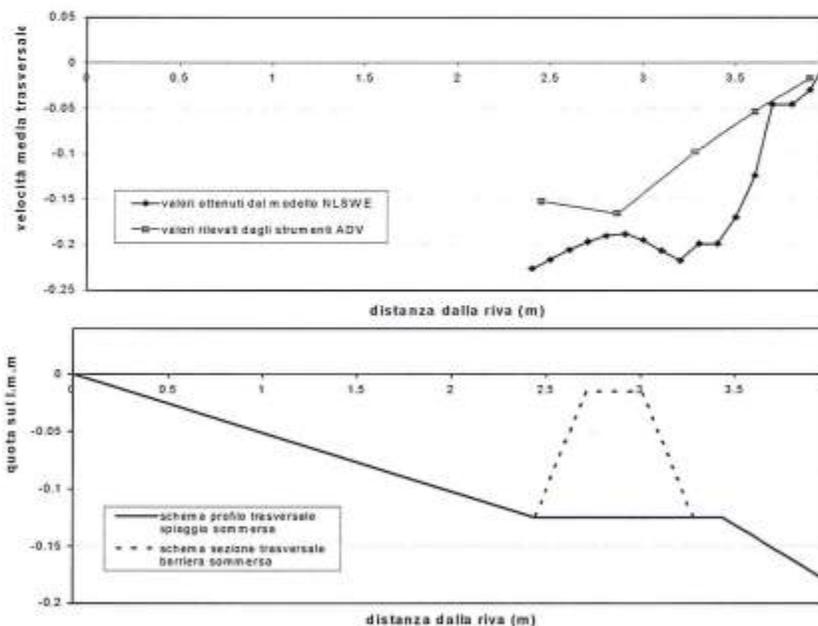


Figura 15 - Confronto tra le velocità di corrente trasversale misurate sul modello fisico e mediate nel tempo e sulla verticale e quelli ottenuti dalle simulazioni con il modello numerico NLSWE, lungo il varco n. 1 durante il test C7-T1.

Da una prima analisi dei risultati, si osserva che il modello numerico NLSWE sembra sovrastimare globalmente i valori correntometrici rilevati. Come già detto, tale differenza può essere attribuita alle particolari condizioni al contorno assunte. Infatti, nel modello numerico il fondale e le strutture sono schematizzate con superfici rigide, impermeabili e con un unico valore delle scabrezze. È quindi possibile ipotizzare che nelle simulazioni numeriche ven-

gano sottostimate le dissipazioni per attrito al fondo (e sulle strutture), che hanno una fondamentale influenza sulla intensità e sulle caratteristiche della circolazione idrodinamica nella regione costiera come quella considerata.

Si noti inoltre che le condizioni al contorno di pareti assorbenti adottate nelle simulazioni numeriche, sembrano essere le più idonee per riprodurre i fenomeni indagati, sebbene nel modello fisico le guide laterali siano costituite da lastre metalliche verticali altamente riflettenti. Si ritiene comunque che l'effetto di tale discrepanza risulti meno influente delle diverse condizioni assunte per l'attrito al fondo, sia per le condizioni di prova adottate in vasca (fron- te d'onda perpendicolare alle guide) che per l'ubicazione delle stazioni di misura (piuttosto distanti dalle guide).

Un altro possibile approccio matematico per la descrizione della circolazione idrodinamica intorno a strutture tracimabili, è fornito da modelli del tipo *phase averaged* (Balzano et al., 2005). Nel seguito si riportano i risultati di simulazioni numeriche di questo tipo, condotte per il test T4 della configurazione C4. E' stata scelta una barriera sommersa, poiché il modello numerico utilizzato non permette di simulare la complessa successione di tracimazioni che avvengono nel periodo dell'onda sopra strutture emerse; inoltre, le condizioni ondose utilizzate nella simulazione risultano sufficientemente intense da massimizzare il rapporto segnale-rumore presente nei dati sperimentali.

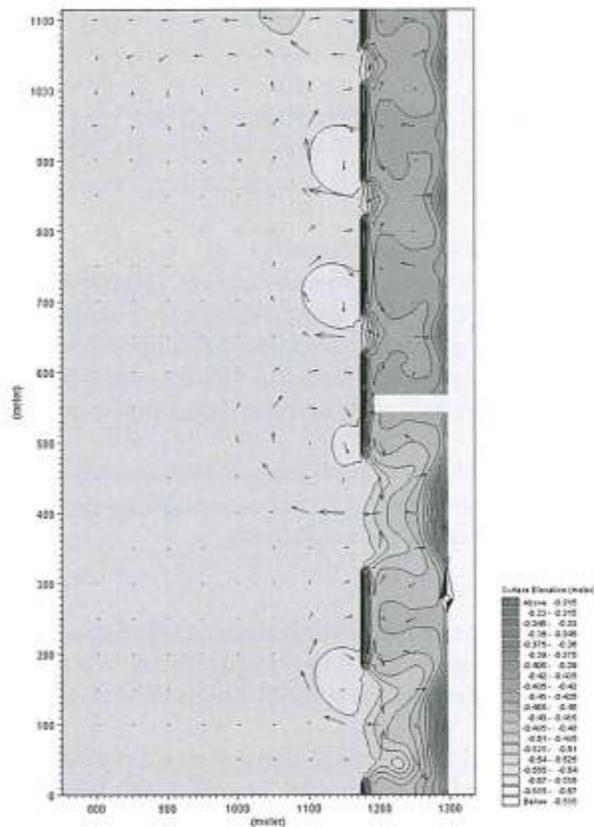


Figura 16-A - Batimetria e indicazione vettoriale delle direzioni e velocità delle correnti durante il test C4-T4.

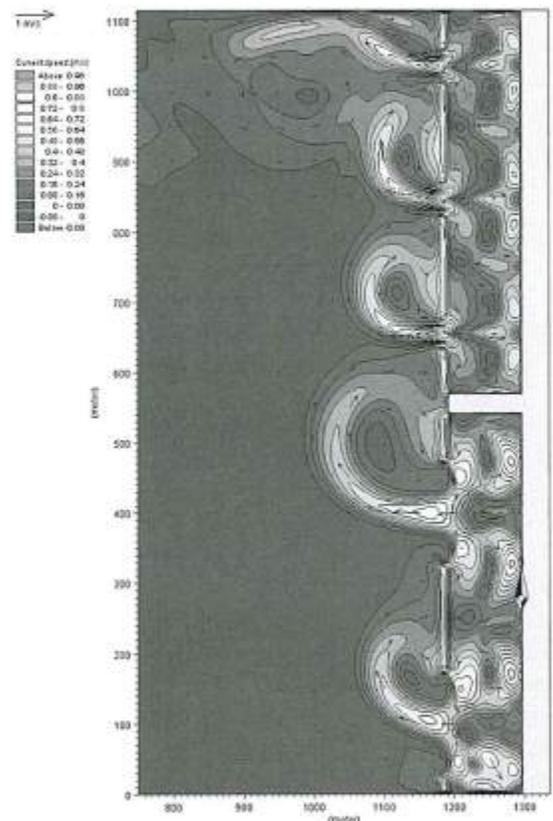


Figura 16-B - Intensità delle correnti con indicazione vettoriale delle loro direzioni durante il test C4-T4.

La simulazione è stata condotta sulla batimetria di progetto scalata a dimensioni di prototipo (1:40), poiché il modulo d'onda commerciale utilizzato (MIKE 21 PMS, *Parabolic Mild Slope*) non permette simulazioni di moti ondosi su fondali minori di 5 cm. La batimetria adottata ha una maglia di 4 m x 4 m, in modo da rappresentare la barriera con tre punti di calcolo, al minimo della accuratezza per non allungare eccessivamente i tempi di calcolo. I risultati del modulo idrodinamico commerciale (MIKE 21 HD) riportati nelle Figure 16-A e 16-B evidenziano, rispettivamente, la distribuzione dei livelli e delle velocità con isolinee e scala di colore. La direzione e l'intensità della corrente è rappresentata in entrambe le figure tramite vettori.

I risultati della simulazione numerica sono confrontati in Tabella 5 con i valori di onda e corrente misurati e scalati in similitudine di Froude. I valori numerici di altezza d'onda e velocità della corrente sono in buon accordo con i valori sperimentali, mentre il *set-up* in modello è maggiore.

Tabella 5 - Confronto fra simulazione numerica e valori misurati, in scala di prototipo.

TEST tipo C4 T4		Modello Fisico [scala di prototipo, 1:40]			Simulazione numerica		
		Varchi stretti non protetti	Varchi stretti protetti	Struttura isolata	Varchi stretti non protetti	Varchi stretti protetti	Struttura isolata
Altezza d'onda al largo	[m]	2,24			2,25		
Onda incidente	[m]	1,97			1,97		
Onda trasmessa	[m]	0,98		1,04	0,89		0,89
Onda al varco	[m]		1,58	2,32	1,89	1,8	1,78
<i>Piling up</i>	[m]	0,05+0,015		0,005+ <i>setdown</i>	0,1		0,05
Velocità al varco	[m/sec]	-0,9	-0,88		-0,91	-0,87	-0,54
Velocità alle testate	[m/sec]			-0,14	-0,61	-0,61	-0,49

Nella valutazione complessiva del confronto occorre tenere conto dei seguenti fattori:

- le misure di corrente sono state eseguite in punti precisi e potrebbero non essere pienamente rappresentative della velocità media (in particolare la misura della velocità in prossimità della testata della barriera isolata);
- i valori di *piling-up* sono molto piccoli in rapporto all'altezza d'onda e soggetti ad errori di calibrazione. Per un confronto fra i valori misurati di *piling-up* ed i valori numerici, è inoltre necessario incrementare il *piling-up* dentro alle barriere con il *set-down* esterno alle barriere, valutato solo dietro alle barriere a varchi stretti e pari al 30% del *piling-up* (0,015 m);
- i risultati numerici sono inficiati dalla mancata rappresentazione della permeabilità e riflessione della struttura e della spiaggia. Inoltre, la calibrazione del modello idrodinamico che meglio riproduce il *piling-up* misurato non è stata impiegata perché comporta valori non realistici della scabrezza al fondo.

## Conclusioni

Le esperienze effettuate su modello fisico in vasca, nonostante le inevitabili distorsioni legate all'effetto scala, rappresentano con sufficiente accuratezza i fenomeni che si osservano in prototipo. In particolare, le simulazioni illustrate nel presente lavoro hanno consentito di analizzare la circolazione idrodinamica indotta dall'interazione fra onde e barriere sommerse.

Il campo delle correnti, pur se generato da onde stazionarie, ha cicli di ripetizione dipendenti dal periodo del gruppo d'onda e, in maniera non dissimile dai modelli *phase-dependant*, è necessario attendere un transitorio di qualche periodo di oscillazione della forzante prima che il sistema risponda ad essa con un sistematico ritardo di fase.

In tutte le configurazioni analizzate, sono state evidenziate le intense correnti attraverso i varchi fra barriere contigue, prevalentemente dirette verso il largo, con direzione subortogonale ai varchi stessi. Le suddette correnti tendono a smorzarsi rapidamente subito al largo della barriera ed a ruotare, disponendosi subparallelamente alle scogliere. Ovviamente, a parità di moto ondosso incidente, una intensità maggiore della corrente si verifica in corrispondenza dei varchi più stretti, laddove il meccanismo di mutua interazione dei vortici risulta ovviamente più confinato.

Le prime simulazioni numeriche effettuate, hanno in genere mostrato un buon accordo con i risultati sperimentali da un punto di vista qualitativo, seppur con scostamenti, a volte consistenti, dal punto di vista quantitativo, legati essenzialmente alle condizioni al contorno adottate.

## Ringraziamenti

La ricerca e le prove in canale descritte nel presente articolo sono state finanziate dal MIUR, nell'ambito del progetto PRIN 2001 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili" Prot. 2001082247. Si ringrazia Barbara Zanuttigh per le simulazioni numeriche eseguite con il MIKE 21 ed il confronto con i dati sperimentali e Luciano Soldini e Patrizia Carbonari per le simulazioni numeriche eseguite con il codice NLSWE ed il confronto con i dati sperimentali.

## Bibliografia

- Aminti P.L. e Cappietti L. (2003) - *Sea Bottom Scour Near Gaps in Coastal Protection Structures*. Atti MedCoast 03 International Conference, 7-11 October, Ravenna, Italy.
- Aminti P.L., Clementi E., Lorenzoni C., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2005) - *Esperimenti di laboratorio ed osservazioni di campo sulle modifiche indotte al fondo da opere trascinabili*, Studi costieri, n. 9.
- Archetti R., M. Tirindelli e A. Lamberti (2003) - *Field measurements of hydrodynamics around a beach defense system*. Proc. Coastal Structures 2003 ASCE.
- Balzano A., Cappietti L., Soldini L. e Zanuttigh B. (2005) - *Modellazione numerica della circolazione attorno ad opere trascinabili*. Studi costieri, numero speciale sulle strutture trascinabili.
- Battjes J. A. and Janssen J. P.F.M. (1978) - *Energy loss and set-up due to breaking of random waves*. Proc. Coastal Eng., New York, 16, ASCE ed.: 569-587.
- Briganti R., Soldati M., Contini P., Sidoti C., Franco L., Lamberti A. e Archetti R. (2002) - *Inventario delle opere di protezione costiera semisommerse parallele a costa, presenti in Italia*. Atti XXVIII Conv. Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 4: 235-242.
- Brocchini M., Bernetti R., Mancinelli A. e Albertini G. (2001) - *An efficient solver for nearshore flows based on the WAF method*. Coastal Engineering, 43: 105-129.
- Brocchini M., Mancinelli A., Soldini L. e Bernetti R. (2002) - *Structure-generated macrovortices and their evolution in very shallow depths*. Proceedings of the 28<sup>th</sup> I.C.C.E., ASCE 1: 772-783.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2003) - *Low-crested and submerged breakwaters in presence of broken waves*. Atti Hydralab II, 8-1/23, Budapest, 22-23 maggio.
- Cappietti L. (2003) - *Laboratory Experiments on the Hydrodynamics of Waves on Adverse Currents*. Proc. Coastal Engineering 2003 - Sixth International Conference on Computer Modelling and Experimental Measurements of Seas and Coastal Regions, 23 - 25 June 2003 Cadiz, Spain.
- Cappietti L., Pratola L. e Rinaldi A. (2004a) - *Esperimenti sull'idrodinamica indotta da moto ondoso in presenza di barriere sommerse separate da un varco. Risultati preliminari*. Atti del XXIX Convegno di idraulica e Costruzioni idrauliche, Trento: 535-540.
- Cappietti L., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2004b) - *Experimental analysis of piling-up and filtration in presence of low crested structures*. Atti del XXIX Convegno di idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento: 713-720.
- Chiaia G., Damiani L. e Petrillo A. (1992) - *Evolution of a beach with and without a submerged breakwater: Experimental investigation*. 23<sup>rd</sup> ICCE., Venezia, October 1992.
- Damiani L., A. F. Petrillo e G. Ranieri (2002) - *Il Laboratorio Di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa Delle Coste - Politecnico Di Bari*. Studi Costieri, Vol. 5: 107-134.
- Damiani L. e M. Mossa (1997) - *Experimental Study on the Estimation Methods of Wave Orbital Velocity*. ISOPE '97, Honolulu, May 1997.
- Dean R. G., Chen R. e Browder A. E. (1997) - *Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Palm Beach, Florida, US*. Coastal Engineering, 29 (3-4), 1997: 291-315.
- Dronen N., Karunarathna H., Fredsoe J., Sumer B.M. e Deigaard R. (2002) - *An experimental study of rip channel flow*. Coastal Engineering, Elsevier, 45: 223-238
- Haller C. H. (2002) - *Experimental study of nearshore dynamics on a barred beach with rip channels*. J. Geophys. Res., Vol. 107, N° C6.
- Kennedy A.B. e Thomas D.A. (2004) - *Drifter Measurements in a Laboratory Rip Current*. J. Geophys. Res. - Oceans, 109 (C8), doi:10.1029/2003JC001982.
- Lamberti A. e Tomasicchio U. (1981) - *Le barriere sommerse, possibili strutture a difesa della costa*. Porti, Mare e Territorio, Giuffrè Editore, Milano, anno III, n. 1, gennaio-marzo.

- Lorenzoni C., Soldini L., Mancinelli A., Piattella A. e Brocchini M. (2003) - *Macrovortici generati da barriere sommerse. Analisi fisica e numerica*. Atti della 2<sup>a</sup> edizione delle Giornate di studio su "La difesa idraulica del territorio 2003" (D.I.T. 2003), Trieste, 10-12 settembre 2003.
- Lorenzoni C., Soldini L., Mancinelli A., Piattella A. e Brocchini M. (2004) - *La circolazione idrodinamica in presenza di barriere sommerse: un'analisi sperimentale*. Atti del 29° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 7-10 settembre 2004, Editoriale Bios, Volume 3: 573-580.
- Mancinelli A., Aminti P.L., Archetti R., Atzeni A., Canu V., Cappiotti L., Lorenzoni C. e Zanuttigh B. (2005) - *Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa ad Alghero (SS), Perde Sali (CA), Marina di Massa (MS), Marina di Pisa (PI), Porto Recanati (MC), Marina di Montemarignano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)*. Studi costieri, n. 9.
- Martinelli L. (2003) - *Modello fisico presso il LIC di Bari dal 24 Marzo al 17 Aprile*. Progetto Cofin2001, Prot. 2001082247 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere tracimabili", Report interno, Bologna, 35 pp.+2 Allegati.
- Mory M. e Hamm L. (1997) - *Wave height, setup and currents around a detached breakwater submitted to regular or random wave forcing*. Coastal Engineering, Elsevier, 31: 77-96.
- Petrillo A. F. (2002) - *Esecuzione della sperimentazione su modello fisico tridimensionale delle opere per la protezione del litorale di Marina di Pisa*. Rapporto finale.
- Ranieri G. (2000) - *La misura della velocità di caduta media di sedimenti naturali*. IDRA 2000 – XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Genova.
- Ranieri G. (2002) - *Una legge di distorsione per la correzione dell'effetto scala nei modelli fisici costieri*. 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Potenza.
- Ruol P., Martinelli L., Zanuttigh B., Cappiotti L., Vicinanza D. e Faedo A. (2005) - *Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e piling up per opere di difesa a cresta bassa*. Studi costieri, n. 9.

Manoscritto ricevuto il 25/06/2005, accettato il 15/10/2005.

## Modellazione numerica della circolazione attorno ad opere tracimabili

Andrea Balzano <sup>1</sup>, Lorenzo Cappiotti <sup>2</sup>, Luciano Soldini <sup>3</sup> e Barbara Zanuttigh <sup>4</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Università di Cagliari, Piazza d'Armi, 16 - 09123 Cagliari.  
E-mail: balzano@unica.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Firenze, Via S. Marta, 3 - 50139 Firenze. E-mail: cappiotti@dicea.unifi.it

<sup>3</sup> Istituto di Idraulica e Infrastrutture Viarie, Università Politecnica delle Marche, Via Brecce Bianche - 60131 Ancona.  
E-mail: lsoldini@univpm.it

<sup>4</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) -  
Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. E-mail: barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

### Riassunto

Allo scopo di fornire un quadro di massima dei vantaggi e dei problemi connessi alla utilizzazione di modelli numerici per la valutazione della circolazione indotta dal moto ondoso in presenza di opere di difesa dei litorali tracimabili, successivamente ad una descrizione dei processi fisici in gioco, viene presentata una rassegna degli approcci modellistici possibili e dei principali metodi di risoluzione delle corrispondenti equazioni. Al fine di evidenziare i campi di applicabilità della modellistica a scopi progettuali ed i relativi limiti, vengono illustrati i risultati delle simulazioni numeriche di un caso test schematico, di prove di laboratorio eseguite in condizioni ben controllate e di due casi di studio reali. I modelli testati forniscono distribuzioni delle correnti e del livello medio in accordo generale con le misure. Discrepanze osservabili fra soluzioni numeriche e misure sono ascrivibili principalmente alla rappresentazione del frangimento, della turbolenza, della tracimazione, dell'interazione onda-corrente e degli effetti tridimensionali. L'importanza di poter disporre di dati di campo affidabili nelle applicazioni pratiche è evidenziata dalla necessità di accurata calibrazione e validazione dei modelli numerici per una migliore risposta quantitativa. Tuttavia, la capacità dei modelli numerici esistenti di riprodurre le caratteristiche salienti dei processi fisici di interesse tecnico li rende comunque uno strumento di analisi prezioso a scopi progettuali anche in assenza di misure dirette, se utilizzati con criterio.

**Parole chiave:** modelli numerici, scogliere a cresta bassa, esperimenti, idrodinamica.

### Abstract

*In this paper different numerical model approaches are presented to simulate the hydrodynamics induced by the interaction between waves and low crested breakwaters. Advantages and problems of the approaches presented are discussed. In order to highlight the applicability of numerical models for design purposes, we present numerical simulations of accurate laboratory experiments, two case studies and one schematic test. Mean currents and water levels computed with numerical models widely agree with measurements. Differences between simulations and measurements are mainly due to inaccuracy in the simulation of wave breaking, turbulence, breakwater crest overtopping, wave-current interaction and three-dimensional effects. The importance of field measurements is highlighted in order to calibrate and quantitatively validate the numerical models results in design applications. However, even in the absence of field measurements, the capability of the models to simulate scenarios that are qualitatively correct when used by experts suggest that numerical models are still powerful tools for design use.*

**Key-words:** numerical models, low crested breakwater, experiments, hydrodynamics.

### Introduzione

Con il termine "modello numerico" si intende l'insieme della formulazione matematica di un problema fisico, generalmente in termini di equazioni differenziali (modello matematico), e dei relativi metodi approssimati di soluzione (metodi numerici), implementati in un codice (software) di calcolo.

Il continuo incremento delle prestazioni degli elaboratori elettronici, avvenuto particolarmente negli ultimi venti anni, ha consentito lo sviluppo di modelli numerici concretamente utilizzabili per l'analisi di svariati problemi idrodinamici a fini progettuali. Tali modelli rappresentano uno strumento particolarmente potente nelle applicazioni ai corpi idrici naturali, le cui tipiche irregolarità geometriche sono rappresentabili accuratamente soltanto mediante i metodi numerici di discretizzazione, con possibilità di risoluzione spaziale e temporale sempre crescente in relazione allo sviluppo degli strumenti di calcolo. In svariati casi, quale anche lo studio della circolazione indotta dal moto ondoso nell'intorno di opere di difesa trascinabili, oggetto della presente nota, un ulteriore vantaggio legato all'uso di modelli numerici risiede nella possibilità di rappresentare l'interazione di differenti processi individualmente complessi - anche se, in alcuni casi, quali ad esempio il frangimento e la turbolenza, compresi in misura largamente incompleta allo stato attuale.

Nell'ingegneria costiera, tali caratteristiche hanno reso i modelli numerici uno strumento progettuale notevolmente più accurato delle soluzioni in forma grafica o tabellare, reperibili nei manuali specialistici soltanto per casi tipo sempre relativamente semplificati, nonché, in molti casi, una realistica alternativa ai molto più costosi modelli fisici, quantomeno per una definizione preliminare degli interventi progettuali.

La complessità dei modelli numerici disponibili commercialmente, con relativo corredo di interfacce grafiche che ne facilitano in misura considerevole l'utilizzazione pratica, può esporre tuttavia l'utente ad alcuni rischi. In primo luogo, la sofisticata descrizione matematica dei fenomeni fisici può indurre l'utente meno esperto ad attribuire ai risultati del modello una confidenza molto prossima a quella che può essere riposta in una soluzione esatta - mentre il modello matematico, come ogni modello, rappresenta soltanto una schematizzazione della realtà fisica, a questa più o meno aderente in relazione alla conoscenza che di essa si possiede. Conseguentemente, si può essere indotti a ritenere che la disponibilità dello strumento modellistico possa supplire a carenze nella conoscenza dei fenomeni fisici in gioco o, comunque, sollevare dall'onere di un'analisi critica dei risultati, preventivamente alla utilizzazione degli stessi ai fini progettuali. Inoltre, l'attendibilità delle simulazioni numeriche può essere limitata dalla carenza dei dati di campo necessari alla corretta specificazione dei parametri del modello (calibrazione), costituente un'eventualità abbastanza frequente nella pratica. Non aiuta, in tale contesto, una specifica difficoltà di applicazione a svariati problemi dell'ingegneria costiera del principio informatore della pratica ingegneristica: la progettazione in condizioni di sicurezza, ossia, risultante da approssimazioni che si è in grado di riconoscere a priori come cautelative in relazione all'obiettivo prefissato. Un esempio particolarmente significativo in tal senso è proprio quello della protezione di un litorale mediante frangiflutti paralleli alla riva, il cui risultato ottimale - la stabilizzazione della linea di riva - rappresenta una condizione intermedia fra due eventi, talora entrambi indesiderati, quali l'arretramento della linea di riva e la formazione del tombolo. Si capisce quindi come la sottovalutazione degli aspetti più delicati legati alla progettazione di interventi nella fascia costiera, anche mediante l'uso dei modelli numerici, esponga al rischio di esiti anche ampiamente negativi degli interventi progettati.

Con la presente nota, si vuole fornire ad un lettore interessato alle tematiche dell'ingegneria costiera, anche di estrazione differente da quella strettamente ingegneristica, un quadro di massima dei vantaggi e dei problemi connessi alla utilizzazione di modelli numerici per la valutazione della circolazione indotta dal moto ondoso in presenza di opere di difesa trascinabili. Successivamente ad una descrizione dei processi fisici in gioco, l'esposizione si articolerà nella illustrazione degli approcci modellistici possibili e dei metodi di risoluzione delle relative equazioni, degli aspetti metodologici e dei tipici problemi connessi all'uso di tali tecniche, nonché di criteri guida utili per la scelta del tipo di modello. Successivamente, i campi di applicabilità a fini progettuali della modellistica ed i relativi limiti verranno meglio evidenziati mediante confronto di risultati numerici con misure di laboratorio eseguite in condizioni controllate ed analisi dei risultati di applicazioni dei modelli a casi di studio significativi.

### Descrizione della circolazione attorno ad opere trascinabili

Con il termine "circolazione litoranea" si intende il sistema di correnti associato ai moti osservabili in un bacino costiero su scale temporali superiori al periodo caratteristico del moto ondoso, depurati pertanto della componente oscillatoria. Da un punto di vista matematico, tali correnti emergono quindi da un'operazione di media temporale del campo di moto. La circolazione attorno a strutture frangiflutti può essere descritta nelle sue caratteristiche essenziali con riferimento allo schema classico del sistema di correnti litoranee indotte dal moto ondoso, alcuni aspetti del quale vengono tuttavia sensibilmente accentuati dalla presenza di strutture artificiali, particolarmente se affioranti e trascinabili.



Figura 1 - Esempio di frangenti su una spiaggia protetta da una batteria di scogliere sommerse.

In termini generali, la circolazione litoranea è determinata dalla disuniforme distribuzione dei flussi netti di quantità di moto prodotti dai fenomeni non lineari associati al moto ondoso, dei quali il frangimento costituisce di gran lunga il più importante. Conseguentemente, le maggiori intensità delle correnti indotte dal moto ondoso si osservano nella fascia interna alla linea di primo frangimento (fascia di mareggiata o *surf area* nella terminologia anglosassone corrente, Fig. 1). All'interno della fascia di mareggiata, possono individuarsi una zona più esterna caratterizzata da una rapida evoluzione della forma dell'onda (*outer region*); una zona intermedia ove i frangenti assumono il carattere di intumescenze quasi stazionarie (*inner region*); la zona di battigia (*run-up region*), ove si svolge la fase terminale del moto ondoso (*swash*) (Svendsen et al., 1978). Associata alla circolazione litoranea è la variazione del livello medio dell'oscillazione ondosa rispetto al valore idrostatico. Classiche trattazioni teoriche, supportate dall'evidenza sperimentale, indicano nel frangimento la causa di un aumento del livello medio (*set-up*).

Il carattere transitorio delle correnti che si instaurano in presenza di frangiflutti discontinui staccati dalla riva, di poco sommersi o emergenti ma tracimabili durante le mareggiate, ne rende alquanto difficoltoso lo studio sul campo. Test di laboratorio eseguiti su modelli in scala in condizioni controllate sono perciò particolarmente utili allo scopo. Recenti test sperimentali su strutture tracimabili sono stati eseguiti da Damiani et al. (2005) ed Aminti et al. (2005). Risultati sperimentali più completi relativamente al campo idrodinamico sono tuttavia disponibili in letteratura per il caso di sistemi di barre sommerse (Haller et al., 2002; Dronen et al., 2002) o anche emergenti (Zanuttigh e Lamberti, 2006) su fondo fisso. In considerazione delle importanti analogie esistenti fra i fenomeni idrodinamici osservabili nei vari casi, nel prosieguo verrà fatto riferimento prevalente a questi ultimi test, sia per la descrizione fisica dei processi che per un più puntuale confronto fra le soluzioni determinabili mediante diversi modelli numerici. L'effetto protettivo di opere tracimabili è affidato principalmente alla dissipazione dell'energia del moto ondoso per frangimento delle onde incidenti. Le esperienze di Haller et al. (2002) e di Dronen et al. (2002) hanno mostrato sperimentalmente che il frangimento delle onde sulle barriere provoca importanti gradienti di livello sia perpendicolarmente alla linea di costa, con innalzamento del livello medio sul lato riva, sia longitudinalmente (parallelamente all'asse delle barriere), per effetto del minore livello che si osserva nei varchi, legato al frangimento meno intenso o assente. Tale dislivello della superficie libera induce una circolazione, detta "primaria" (indicata con 1 in Fig. 2), caratterizzata da correnti longitudinali (*longshore currents*) e da correnti di ritorno dirette verso il largo e concentrate nei varchi (*rip currents*). A causa dell'elevata velocità nel varco, tali correnti sono responsabili di fenomeni indesiderati come erosioni localizzate delle strutture, dispersione di sedimenti verso il largo ed anche pericolosi trascinamenti dei bagnanti al di fuori della zona protetta dalle barriere.

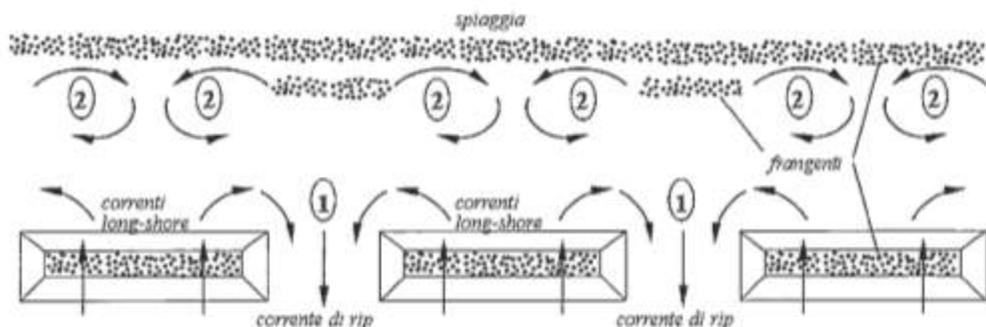


Figura 2 - Schema della circolazione generata da onde incidenti su strutture discontinue parallele alla riva.

I flussi verso la zona protetta avvengono prevalentemente per tracimazione della cresta e, in parte, per filtrazione all'interno del corpo delle strutture. Una analisi dei processi di tracimazione e filtrazione mediante prove di laboratorio può trovarsi in Ruol et al. (2005).

Per effetto del frangimento che ha luogo sulle strutture, a tergo di queste le onde possiedono un'altezza inferiore rispetto alle onde che penetrano nella zona protetta attraverso i varchi. Inoltre, a causa della aumentata profondità, frequentemente anche maggiore che sul lato esposto, esse interrompono il frangimento. Pertanto, le onde provenienti dai varchi, irripidite dalla presenza delle *rip currents* che si propagano in senso contrario, frangono, in prossimità della riva, ad una maggiore distanza da essa rispetto alle onde provenienti dalle strutture, determinando un gradiente del *set-up* opposto a quello che dà origine alla circolazione primaria. Come conseguenza, in prossimità della riva si producono celle di circolazione secondaria (indicate con 2 in Figura 2) rotanti in senso opposto alla circolazione primaria, i cui flussi sono perciò diretti, alla riva, dalla zona retrostante i varchi verso la zona retrostante le strutture.

Numerosi autori (Pratt, 1983; Peregrine, 1998, 1999; Bühler e Jacobson, 2001) hanno mostrato che l'esistenza di un frangente di larghezza finita, dovuto ad un gradiente di profondità o di livello della superficie libera, come alle testate delle barriere, genera dei vortici orizzontali a grande scala aventi lo stesso senso di rotazione della circolazione primaria. Nel caso di varchi sufficientemente stretti, tali macrovortici si accoppiano per uscire verso il largo, contribuendo ad intensificare ed instabilizzare le *rip currents*. Viceversa, nel caso di barriera isolata i macrovortici si propagano anche verso riva e rappresentano, con il moto ondoso, il motore primario della circolazione generale. L'instabilità delle *rip currents* è stata evidenziata in forma di oscillazioni a bassa frequenza in direzione ed intensità nei test sperimentali di Haller et al. (2002) ed analizzata teoricamente da Haller e Dalrymple (2001).

## Approcci modellistici e relative equazioni fondamentali

### Generalità

Sebbene il sistema di correnti litoranee descritto in precedenza possieda caratteri, localmente anche importanti, di tridimensionalità (Svendsen e Lorenz, 1989; Haas e Svendsen, 2002; Dronen et al. 2002; Haas et al., 2003), una sua rappresentazione sufficientemente accurata per gli scopi applicativi può essere ottenuta in termini di flussi bidimensionali nel piano orizzontale (2D), descrivibili mediante equazioni derivanti da un'operazione di media sulla profondità delle equazioni che reggono il processo di moto tridimensionale (modelli *depth averaged*). Tali modelli 2D rappresentano, allo stato attuale, un ragionevole livello di compromesso, in termini di costi e qualità dei risultati ottenibili, fra le tecniche più tradizionali ed i più avanzati modelli tridimensionali, peraltro tuttora incompleti anche per insufficiente conoscenza dei fenomeni fisici in gioco. In quanto segue verrà pertanto fatto riferimento esclusivo ai modelli 2D.

L'impostazione attualmente più diffusa nei codici commerciali prevede l'uso di formulazioni miste per la descrizione della circolazione litoranea. Tali formulazioni sono basate sulle equazioni dei flussi bidimensionali idrostatici di tipo puramente traslatorio (quali quelli generati, in assenza di moto ondoso, dalla marea o dal vento), inclusive di termini forzanti esprimenti l'effetto medio del moto ondoso su un periodo di oscillazione, calcolati separatamente con modelli di moto a potenziale, generalmente basati sulla teoria lineare. Modelli di circolazione di tale tipo non rappresentano esplicitamente le caratteristiche oscillatorie del moto ondoso e sono perciò detti modelli *wave averaged* (mediati sul periodo dell'onda).

In alternativa all'approccio *wave averaged*, le modificazioni del moto ondoso, particolarmente se irregolare, nella fascia di mareggiata e la relativa circolazione indotta possono meglio studiarsi mediante simulazione diretta - ossia, con risoluzione dell'oscillazione nell'arco del periodo dell'onda - con modelli non lineari mediati sulla profondità. La rappresentazione esplicita della periodicità del moto in tale tipo di modelli li qualifica come *wave resolving* o *time domain* - operanti nel dominio del tempo.

Modelli basati sulle equazioni dei flussi bidimensionali idrostatici possono essere utilizzati nel limite delle acque poco profonde. Sebbene, a rigore, tale approssimazione risulti appropriata nella zona del *run-up*, essa viene talora invocata nell'intera fascia di mareggiata. Allo scopo di distinguerle dalle formulazioni per acque poco profonde della teoria dei moti a potenziale lineari, tali equazioni sono più specificamente designate col nome di *Non Linear Shallow Water Equations* (NLSWE, equazioni non lineari per acque poco profonde). Formalmente, esse sono identiche alle equazioni utilizzate nel modulo per la simulazione delle correnti litoranee dei modelli *wave averaged* (modulo *idrodinamico*), private dei termini forzanti.

Modelli strutturalmente dello stesso tipo, che consentono tuttavia di rappresentare il carattere *dispersivo* del moto ondoso - consistente nella dipendenza della celerità dell'onda dal periodo di oscillazione - ancora sensibile nella zona più esterna della fascia di mareggiata, possono ottenersi sulla base di opportune approssimazioni delle condizioni non idrostatiche (*modelli di Boussinesq*).

Allo scopo di fornire un quadro generale della modellistica disponibile per lo studio della circolazione litoranea e delle principali differenze fra i vari approcci, nel prosieguo verrà riportata una traccia della derivazione dei vari modelli dalle equazioni generali della Meccanica dei Fluidi, puntualizzando, a favore dei lettori di diverse estrazioni, il significato fisico delle principali equazioni che verranno introdotte.

A vantaggio della sintesi, in quanto segue si farà riferimento alla notazione per componenti ed alla regola di Einstein, secondo la quale un indice rappresentativo di una delle tre direzioni dello spazio,  $i$ , ripetuto in uno stesso termine, indica la somma dei tre valori che il termine assume per  $i = 1, 2, 3$ . I principi fondamentali di conservazione della massa e di bilancio della quantità di moto per un fluido viscoso, pesante, incompressibile ed omogeneo, al quale può essere assimilata l'acqua di mare, almeno nel caso della circolazione costiera, sono espressi rispettivamente dall'equazione di continuità:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

e dall'equazione del moto (Navier-Stokes):

$$\rho \frac{D u_i}{D t} = -\rho g \frac{\partial}{\partial x_i} \left( z + \frac{p}{\rho g} \right) + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (2)$$

in cui  $u_i$  è la componente del vettore velocità lungo l'asse  $x_i$ ,  $z$  è la coordinata verticale,  $t$  è il tempo,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $p$  è la pressione statica,  $\rho$  è la densità del fluido e i termini  $\tau_{ij}$  rappresentano componenti di sforzi viscosi, con  $\tau_{ij} = \mu [\partial u_i / \partial x_j + \partial u_j / \partial x_i]$ , dove  $\mu$  è la viscosità dinamica del fluido.

L'equazione di Navier-Stokes esprime la seconda legge di Newton riferita ad una particella liquida, secondo la quale il prodotto della massa della particella per la sua accelerazione lungo la traiettoria da essa percorsa è uguale alla risultante delle forze esterne applicatele, costituite dal proprio peso, dalle forze di pressione e dalle forze viscosi. Nella equazione (2) è stato ommesso il termine relativo all'effetto della rotazione terrestre (forza di Coriolis) in considerazione della limitata estensione dell'area interessata dal moto. Le condizioni al contorno richieste per la soluzione del sistema (1) (2) consistono nell'aderenza al fondo ( $u_i = 0$ ) e nello stato di tensione ( $p, \tau_{ij}$ ) in superficie.

### Modelli di moto ondoso

Svariate teorie sono disponibili per la rappresentazione del moto ondoso, fra cui le teorie di Stokes, dell'onda solitaria, dell'onda cnoidale, della funzione di corrente, dell'onda trocoidale, di Coker (Dean e Dalrymple, 1991). A rigore, la teoria di Stokes di moto a potenziale di velocità è, fra quelle elencate, la meno adatta all'uso in acque poco profonde. Tuttavia, ragioni di pratica applicabilità ne fanno la teoria su cui si basano in via esclusiva i modelli commerciali correntemente utilizzati per il calcolo dei termini forzanti nei modelli *wave averaged*. Questi verranno illustrati con particolare riferimento alle formulazioni lineari per onde monocromatiche, cui possono essere agevolmente incorporati i modelli di frangimento e delle resistenze al fondo e sulle quali si basano le estensioni al moto ondoso irregolare.

La teoria di Stokes si deduce per il caso del moto di un liquido non viscoso ( $\tau_{ij} = 0$ ) su fondo orizzontale indefinito (Fig. 3a), il cui campo di velocità è dato dal gradiente di una funzione *potenziale*  $\phi(x_1, x_2, x_3, t)$ :  $u_i = \partial \phi / \partial x_i$ . L'equazione di continuità (1) si riduce pertanto all'equazione di Laplace:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x_i \partial x_i} = 0 \quad (3)$$

Condizioni cinematiche vengono imposte al fondo ( $z = -d$ ) ed in superficie ( $z = \eta$ ), esprimenti la permanenza su tali superfici delle particelle che vi si trovino ad un dato istante. La condizione al fondo sostituisce la condizione di aderenza, incompatibile con l'ipotesi di fluido non viscoso. La linearizzazione del problema (onda di Airy) si ottiene nell'ipotesi di piccoli scostamenti della superficie libera dal livello idrostatico ( $z = 0$ ) e conseguenti piccoli valori delle velocità, imponendo  $p = 0$  per  $z = 0$  anziché per  $z = \eta$  e trascurando, nella (2), i termini non lineari contenuti nello sviluppo  $Du_i/Dt = \partial u_i/\partial t + u_j \partial u_i/\partial x_j$ . Il nucleo del problema è così ridotto alla determinazione di un potenziale armonico, mediante l'equazione (3). Il livello  $\eta$ , ad andamento sinusoidale nel tempo di periodo  $T$  (onda monocromatica), si ottiene dall'equazione del moto scritta sulla superficie libera con le approssimazioni precedentemente ammesse:

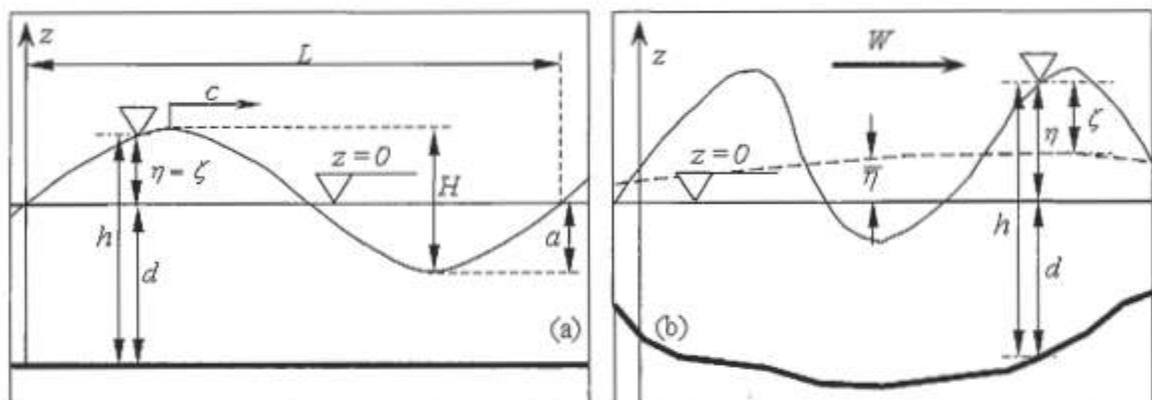


Figura 3 - Grandezze del moto ondoso per fondale (a) a profondità costante e (b) a profondità variabile.

$$\eta = -\frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} \Big|_{z=0} \quad (4)$$

Nel caso di moto piano unidirezionale (Fig. 3a) la soluzione è data da un'onda sinusoidale, per la quale si ottengono semplici e note relazioni esprimenti grandezze di interesse ai fini progettuali in funzione dell'altezza,  $H$ , e del periodo  $T$  dell'onda, quali la lunghezza dell'onda,  $L$ , la velocità di propagazione delle creste (celerità),  $c$ , l'energia specifica del moto ondoso,  $E$ , e la relativa celerità di propagazione (celerità di gruppo),  $c_g$ , nonché la distribuzione delle pressioni e la cinematica del moto ondoso: tutte caratteristiche invarianti nella direzione di propagazione dell'onda. Espressioni semplificate si ottengono per acque profonde (deep water) ed acque basse (shallow water), convenzionalmente associate a profondità relative  $d/L > 1/2$  e  $d/L < 1/20$  rispettivamente, mentre il campo intermedio è detto delle acque di trasformazione.

Per l'onda lineare (4), in ogni punto risulta nullo il valore medio temporale del livello:

$$\bar{\eta} = \frac{1}{T} \int \eta \, dt \quad (5)$$

Nel caso di fondali a profondità variabile con pendenze del fondo modeste (mild slope), è lecito assumere localmente valide le relazioni fornite dalla teoria lineare sulla base del valore locale della profondità. Svendsen (1992) indica in  $i_b L/d < 0.3 - 0.5$  la condizione di applicabilità di tale approssimazione, in cui  $i_b$  è la pendenza del fondo. Assumendo ancora  $\eta=0$  ed esprimendo il potenziale come:

$$\phi(x_1, x_2, z, t) = \varphi(x_1, x_2) \frac{\cosh[k(d+z)]}{\cosh(kd)} e^{i\sigma t} \quad (6)$$

ove  $x_1$  e  $x_2$  rappresentano coordinate nel piano orizzontale, identificate nel seguito dal pedice  $\alpha = 1, 2$ ,  $I$  è l'unità immaginaria e  $\sigma$  la frequenza angolare dell'oscillazione, Berkhoff (1972) ha derivato la seguente equazione bidimensionale, di tipo ellittico, approssimata nel campo  $1/20 < d/L < 1/2$  (mild slope equation):

$$\frac{\partial}{\partial x_\alpha} \left( c_\alpha \frac{\partial \varphi}{\partial x_\alpha} \right) + k^2 c_\alpha \varphi = 0, \quad (7)$$

in cui  $k = 2\pi/L$  è il numero d'onda, dato dalla relazione di dispersione,  $\sigma' = gk \tanh(kd)$ . L'equazione (7) equivale alle due equazioni nelle grandezze reali: ampiezza,  $A$ , e fase,  $S$ , della funzione incognita  $\varphi$ :

$$k^2 - \frac{\partial S}{\partial x_\alpha} \frac{\partial S}{\partial x_\alpha} + \frac{1}{\epsilon_s \epsilon} A \frac{\partial}{\partial x_\alpha} \left( \epsilon_s \epsilon \frac{\partial A}{\partial x_\alpha} \right) = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_\alpha} \left( \epsilon_s \epsilon A^2 \frac{\partial S}{\partial x_\alpha} \right) = 0. \quad (9)$$

L'equazione (8) (*eikonal equation*) esprime il gradiente della fase,  $\partial S/\partial x_\alpha$ , come somma di un contributo dovuto alla rifrazione, dato dal numero d'onda,  $k$ , e di un termine correttivo dovuto alla diffrazione. L'equazione (9) esprime la conservazione dell'energia,  $E = \rho g H^3/8$ , in assenza di correnti, essendo per la (4)  $A = ag/\sigma$ , dove  $a = H/2$  è l'ampiezza dell'oscillazione del pelo libero. Poiché linee di uguale fase sono linee di cresta ed il gradiente della fase risulta quindi ad esse perpendicolare, l'equazione (9) esprime che l'energia si propaga lungo le normali alle creste (*raggi d'onda*). Il modello matematico (7) rappresenta l'effetto combinato di rifrazione e diffrazione e si riduce ai modelli corrispondenti come casi particolari. Nei limiti delle approssimazioni ammesse nella sua derivazione, esso fornisce una rappresentazione completa di tali fenomeni, non essendo soggetto a limitazioni quanto alla direzione ed al verso di propagazione del moto ondoso e, quindi, alla presenza di eventuali riflessioni. Inoltre, Booij (1983) ha mostrato che il modello ellittico (7) fornisce risultati accurati per valori della pendenza del fondo fino a 1:3. Tali caratteristiche comportano tuttavia un impegno computazionale rilevante per la soluzione numerica dell'equazione, legato alle dimensioni delle matrici da invertire. Un ulteriore inconveniente è costituito dalla difficoltà di rappresentare accuratamente la propagazione del moto ondoso verso l'esterno dell'area in studio attraverso le parti del contorno della stessa che la separano da bacini limitrofi (*contorni aperti*), per la presenza di componenti spurie riflesse e diffratte (Mei, 1992; Bellotti et al. 2003). Due classi di modelli alternativi consentono di ridurre sensibilmente tali inconvenienti: i modelli *iperbolico* e *parabolico*.

La formulazione iperbolica (Ito e Tanimoto, 1972; Booij, 1981; Copeland, 1985a; Madsen e Larsen, 1987) è, più che altro, un metodo computazionale per l'ottenimento della medesima soluzione fornita del modello ellittico (7) a costi più contenuti. Questa è ottenuta come soluzione armonica stazionaria, asintotica, di un problema fittizio di moto transitorio basato su equazioni analoghe a quelle dei flussi traslatori idrostatici, utilizzate nel modulo idrodinamico dei modelli di circolazione.

La formulazione parabolica si basa sull'assunzione che il moto ondoso si propaghi secondo una direzione ed un verso prevalenti, e si ottiene pertanto trascurando la componente riflessa risultante dalla decomposizione del potenziale totale (Radder, 1979) e la diffrazione longitudinale. Tale approssimazione è quindi accettabile nei casi in cui la riflessione possa essere ritenuta effettivamente trascurabile, come è normalmente il caso di un moto ondoso incidente su una spiaggia e, più in generale, per valori della pendenza del fondo inferiori a circa 1:10 (Booij, 1981). Oltre a richiedere la soluzione un problema di tipo strutturalmente monodimensionale, con conseguente notevole riduzione dell'onere computazionale, i modelli parabolici non richiedono la specificazione di condizioni al contorno di valle. La formulazione originaria del metodo comporta errori non trascurabili in presenza di deviazioni delle direzioni di propagazione da quella principale superiori a circa 25°, risultando pertanto meno soddisfacente nel caso di diffrazione determinata da ostacoli. Tuttavia, successivamente a contributi forniti principalmente da Booij (1981) e Kirby (1986), attualmente sono disponibili formulazioni del modello parabolico che consentono aperture del settore direzionale fino a 60-70°. Johnson e Poulin (1998) hanno mostrato che gli errori del modello parabolico sono legati sostanzialmente a un difetto di rappresentazione della rifrazione. Affinamenti del modello parabolico sono inoltre basati sull'inclusione di effetti non lineari legati alle soluzioni di Stokes di ordine superiore (Kirby e Dalrymple, 1983).

Correntemente, nei modelli basati essenzialmente sull'onda monocromatica quali quelli illustrati in precedenza, il moto ondoso irregolare è rappresentato per sovrapposizione delle componenti  $\phi_i$  di un potenziale totale,  $\phi = \sum_i \phi_i$ , determinate risolvendo la (7), o corrispondenti forme parabolica o iperbolica, a partire da condizioni al largo (ampiezza e periodo) estratte da uno spettro direzionale. Tuttavia, a rigore, il procedimento è lecito soltanto nel caso di moto ondoso direzionale monofrequenza e risulta perciò tanto più giustificato quanto più lo spettro in frequenza del moto ondoso è ristretto - il che può essere accettabile particolarmente nella fascia di mareggiata.

Inoltre, una risoluzione adeguata in frequenza e direzione implica generalmente un aggravio considerevole in termini di capacità dei mezzi di calcolo. Modelli basati sulla descrizione esplicita della trasformazione dello spettro direzionale per effetto di generazione da parte del vento, rifrazione, shoaling, frangimento ed interazione onda-corrente vengono piuttosto utilizzati in acque di profondità intermedia (Booij et al., 1999).

Nella fascia di mareggiata, le dissipazioni di energia del moto ondoso sono dovute principalmente al frangimento ed alle resistenze al fondo. La potenza dissipata per unità di superficie è espressa da un termine di perdita  $-D$  a secondo membro dell'equazione di bilancio dell'energia (9). Modelli per le resistenze al fondo sono discussi in Dean e Dalrymple (1991) e Fredsoe e Deigaard (1992) per i casi di strato limite laminare o turbolento su fondo fisso, fondo fangoso o poroso.

I modelli di frangimento più utilizzati sono quelli di Battjes e Janssen (1978) e Dally et al. (1985). Il modello di Battjes e Janssen assume il frangimento in atto della quota parte di onde di altezza eccedente un valore di soglia,  $H_{max}$ , determinata sulla base della distribuzione di Rayleigh. La corrispondente dissipazione è assunta pari a quella in un fronte d'onda (o in un risalto idraulico) di altezza pari al valore limite. Sulla base di evidenze sperimentali (Horikawa e Kuo, 1966), il modello di Dally et al. assume l'esistenza di un flusso stabile di energia del moto ondoso corrispondente ad un valore di altezza d'onda proporzionale alla profondità locale. La dissipazione è valutata proporzionalmente alla differenza fra i flussi di energia effettivo e stabile. Ambedue i modelli sono generalmente in grado di rappresentare l'interruzione del frangimento sul lato protetto di una barra sommersa. Tuttavia, il modello di Battjes e Janssen può sovrastimare sensibilmente le dissipazioni energetiche per altezze d'onda non troppo piccole e flussi energetici inferiori al valore stabile, come nel caso di rapida diminuzione del valore di soglia  $H_{max}$  legata a brusche diminuzioni di profondità.

In presenza di correnti, a rigore i modelli di moto ondoso e di circolazione risultano accoppiati, la frequenza del moto ondoso dipendendo in tal caso dalle direzioni relative di propagazione del moto ondoso e della corrente e dalle corrispondenti celerità e velocità. Per quanto riportato in sede di descrizione della circolazione attorno a strutture discontinue, tale aspetto può rivelarsi di grande importanza nella valutazione della penetrazione del moto ondoso attraverso i varchi fra le barriere.

Allo stato attuale, una carenza specifica dei modelli di moto ondoso che non risolvono l'oscillazione dell'onda è legata alla non rappresentabilità della tracimazione di strutture affioranti.

### Modelli di circolazione (wave averaged)

La rappresentazione dell'effetto forzante del moto ondoso sulla circolazione litoranea si può ottenere con relativa facilità dalle equazioni generali (1) e (2) per il caso di un'onda monocromatica puramente progressiva, attraverso un procedimento di media sia sulla profondità che sul periodo dell'onda.

Trattazioni esaurienti della deduzione delle equazioni mediate, costituenti il nucleo del modulo idrodinamico dei modelli *wave averaged*, possono trovarsi in Phillips (1977), Mei (1992) e Putrevu e Svendsen (1991). Trattazioni più generali del problema della modellazione della circolazione nella fascia di mareggiata possono anche trovarsi in Svendsen (1992) e Fredsoe e Deigaard (1992). In questa sede si intende fornire il lettore, piuttosto che del dettaglio delle espressioni deducibili dalla teoria - alquanto elaborate e non sempre concretamente utilizzabili a scopi pratici senza debite semplificazioni (Mei, 1992) - delle espressioni generali dei termini prodotti dall'operazione di media e del relativo significato fisico. Da queste, semplici espressioni analitiche delle forzanti la circolazione litoranea possono dedursi sulla base della teoria lineare del moto ondoso.

Con riferimento allo schema di Figura 3b, il valore medio del livello della superficie libera, dato dalla (5) si considera ora non nullo, mentre  $\zeta$  rappresenta l'oscillazione dell'onda monocromatica di riferimento sovrapposta al livello medio. Nel caso della teoria lineare, risulta pertanto  $\zeta=0$ . Il livello di riferimento  $z=0$  può essere assunto pari al livello medio del mare, giacché gli effetti sul livello medio della marea o di fenomeni meteorologici possono essere valutati contestualmente all'effetto del moto ondoso.

L'integrazione sulla profondità dell'equazione di continuità (1), l'uso delle condizioni cinematiche al fondo ed in superficie e la successiva media temporale del tipo (5) forniscono:

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{Q}_a}{\partial x_a} = 0, \quad (10)$$

in cui:

$$Q_\alpha = \int_{-d}^{\eta} u_\alpha dz = U_\alpha b \quad (11)$$

sono le componenti della *portata specifica* (per unità di larghezza) istantanea, e  $u_\alpha$  e  $U_\alpha$  le corrispondenti componenti della velocità puntuale e della *velocità media integrata* sulla profondità, rispettivamente.

L'equazione (10) è esatta. Essa esprime il fatto che la somma algebrica dei volumi entranti ed uscenti attraverso la superficie laterale di un volume costituito da una colonna d'acqua estesa dal fondo alla superficie nell'arco di un periodo dell'onda è pari alla variazione del volume della colonna, determinandone quindi una variazione del livello medio della superficie libera.

Allo scopo di procedere all'operazione di media dell'equazione (2), conviene esprimere le componenti orizzontali della velocità puntuale come somma di una componente media sul periodo dell'onda e sulla verticale,  $U_{\alpha 0}$ , lentamente variabile; della deviazione lungo la verticale da tale valore medio,  $U_{\alpha 1}$ ; di una componente oscillatoria periodica,  $u_{\alpha 2}$ , determinata dall'onda monocromatica sovrapposta alla corrente la cui oscillazione di livello è data da  $\zeta$ , a valore medio nullo al di sotto del cavo, e di una componente turbolenta pulsante,  $u'_{\alpha}$ , anch'essa a valore medio nullo, ed ammettere la componente verticale,  $w$ , costituita solo dalle parti oscillante e fluttuante,  $w_w$  e  $w'$ :

$$u_\alpha = U_{\alpha 0} + U_{\alpha 1} + u_{\alpha 2} + u'_{\alpha} \quad (12)$$

$$w = w_w + w'$$

Ammettendo, inoltre, che il valore medio della pressione al fondo nell'arco di un periodo dell'onda sia uguale al valore di pressione idrostatica corrispondente al livello medio,  $\rho g \bar{b}$ , dove  $\bar{b} = d + \overline{\zeta}$  la profondità totale media, la media sulla profondità e sul periodo dell'onda fornisce la seguente equazione del moto per la corrente indotta dal moto ondoso:

$$\frac{\partial \bar{Q}_\alpha}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_\beta} \left[ \bar{U}_\beta \bar{Q}_\alpha + \frac{1}{\rho} \left( S_{\alpha\beta} + S'_{\alpha\beta} - \int_{-d}^{\eta} T_{\alpha\beta} dz \right) \right] = -g \bar{b} \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x_\alpha} + \frac{\bar{\tau}_{s\alpha}}{\rho} - \frac{\bar{\tau}_{b\alpha}}{\rho}, \quad (13)$$

in cui  $\bar{U}_\alpha = \bar{Q}_\alpha / \bar{b}$  è la velocità media del flusso totale,  $S'_{\alpha\beta}$  contiene termini legati alla disuniformità dei profili verticali di velocità (detti *dispersivi*, con accezione differente da quella introdotta in precedenza in relazione alla dipendenza della celerità dell'onda dal suo periodo), rappresenta sforzi turbolenti,  $\tau_{b\alpha}$  e  $\tau_{s\alpha}$  sforzi al fondo ed in superficie rispettivamente, e:

$$S_{\alpha\beta} = \int_{-d}^{\eta} (\rho u_{\alpha 2} u_{\beta 2} + p \delta_{\alpha\beta}) dz - \frac{1}{2} \rho g \bar{b}^2 \delta_{\alpha\beta} - \rho \frac{Q_{\alpha 0} Q_{\beta 0}}{\bar{b}} \quad (14)$$

rappresenta la generica componente del tensore dei *radiation stress*, introdotto originariamente da Longuet-Higgins e Stewart (1960), nella cui espressione i termini  $Q_{\alpha 0}$  rappresentano componenti della quota parte di portata specifica dovuta al moto ondoso sulla base della decomposizione (12) e  $\delta_{\alpha\beta}$  è il delta di Kronecker, con  $\delta_{\alpha\beta} = 0$  per  $\alpha \neq \beta$  e  $\delta_{\alpha\beta} = 1$  per  $\alpha = \beta$ . Come può dedursi dall'equazione (14), i *radiation stress* sono il prodotto di effetti non lineari e rappresentano eccessi di spinta e di flusso di quantità di moto medi del moto ondoso rispetto ai corrispondenti valori di una corrente idrostatica di livello pari al livello medio e portata pari a quella media del solo moto ondoso. Anche in assenza di altre cause perturbatrici delle condizioni idrostatiche quali marea o vento, la presenza dei *radiation stress* richiede l'esistenza di valori di portata specifica e livello medi non nulli per il soddisfacimento delle equazioni (10) e (13), ossia, di una circolazione media. I *radiation stress* rappresentano pertanto le forzanti di tale circolazione.

Per un'onda progressiva che si propaga secondo una direzione qualunque, espressioni analitiche delle componenti del tensore dei *radiation stress* si deducono per proiezione sugli assi coordinati delle seguenti espressioni degli eccessi di spinta e di flusso della quantità di moto fornite dalla teoria lineare:

$$S_\beta = \int_{-d}^{\eta} p dz - \frac{1}{2} \rho g \bar{b}^2 = \frac{E}{2} G, \quad (15)$$

$$S_w = \int_{-d}^{\eta} \overline{\rho w_v^2} dz - \rho \frac{\overline{Q_v^2}}{b} = \frac{E}{2}(1+G), \quad (16)$$

in cui  $G = 2k\bar{b}/\sinh(2k\bar{b})$ , conformemente all'ipotesi di validità locale della teoria lineare. Talora, in via semplificata, il moto ondoso ed i corrispondenti valori dei *radiation stress* da inserire nella (13) vengono ricavati in assenza di circolazione ( $\bar{b} = d$ ). Espressioni alquanto più complicate devono tuttavia essere utilizzate per il caso in cui l'onda non sia di tipo puramente progressivo (Copeland, 1985b).

Il contributo dei termini dispersivi  $S_{\alpha\beta}$  può risultare di una certa importanza particolarmente ai fini del mescolamento laterale (Svendsen e Putrevu, 1994). Modelli di tipo strutturalmente 2D che tengono in conto tali effetti sulla base di soluzioni semplificate per il profilo verticale di velocità vengono qualificati come *quasi-3D* (Svendsen et al., 2000). Un ulteriore contributo al flusso di quantità di moto si produce nella zona di intensa turbolenza situata sul fronte frangente (*surface roller*), la cui rappresentazione consente una migliore riproduzione del *set-up* (Haas et al., 2003).

Le difficoltà insite nella determinazione diretta degli sforzi turbolenti,  $T_{\alpha\beta}$ , suggeriscono approcci semplificati alla Boussinesq, ad esempio (Haas et al., 2003):

$$T_{\alpha\beta} = \rho \varepsilon \left( \frac{\partial U_{,\alpha}}{\partial x_{\beta}} + \frac{\partial U_{,\beta}}{\partial x_{\alpha}} \right) \quad (17)$$

in cui  $U_{\alpha\alpha} = U_{\alpha\alpha} + U_{d\alpha}$ , o, più semplicemente, in funzione della velocità media del flusso totale  $\bar{U}_{\alpha}$ . Il problema viene quindi ricondotto alla specificazione di una *viscosità turbolenta*,  $\varepsilon$ , in termini diffusivi. L'utilizzazione a tale scopo di modelli di turbolenza sofisticati nella pratica progettuale è ancora difficilmente proponibile in un'ottica costi - benefici, in ragione sia della notevole complessità di tali strumenti che della ancora incompleta conoscenza della fisica del fenomeno, particolarmente se legato al frangimento. A livello applicativo, la viscosità turbolenta viene quindi espressa da relazioni semplici in funzione delle grandezze rappresentative del campo di moto medio, non dissimili da quelle utilizzate nei modelli di circolazione in assenza di moto ondoso (Fredsoe e Deigaard, 1992; Haas et al., 2003).

Gli sforzi al fondo,  $\tau_{ba}$ , ed in superficie,  $\tau_{sa}$ , vengono di norma espressi mediante formule del tipo:

$$\tau_{sa} = \rho C_s |U| U_{\alpha} = \frac{\rho C_s |Q| Q_{\alpha}}{b^2}, \quad \tau_{ba} = \rho_s C_b |W| W_{\alpha}, \quad (18)$$

in cui  $U$ ,  $Q$  e  $W$  sono i vettori velocità media integrata della corrente, portata specifica e velocità standard del vento a 10 m dalla superficie, rispettivamente,  $W_{\alpha}$  le componenti della velocità del vento,  $\rho_{\alpha}$  è la densità dell'aria e  $C_b$  e  $C_s$  sono fattori di resistenza adimensionali, dell'ordine di  $10^{-3}$ - $10^{-2}$  e  $10^{-3}$  rispettivamente. Il valore medio dello sforzo al fondo, che compare nella (13), è esprimibile in termini delle velocità orbitale e del flusso medio mediante formule del tipo (18), in cui il coefficiente di resistenza, dipendente dalla scabrezza del fondo e dai parametri del moto ondoso, può assumere valori superiori di un ordine di grandezza rispetto al valore fornito dalle classiche formule (Chezy, Colebrook-White) per una corrente di pari intensità, in assenza di moto ondoso (Fredsoe e Deigaard, 1992; Svendsen e Putrevu, 1990). Le stesse formule di Chezy o Colebrook-White vengono talora utilizzate in via semplificata, modificando convenientemente i valori della scabrezza del fondo. L'errore conseguente ad una valutazione delle resistenze effettuata trascurando il frangimento appare modesto in confronto alle altre incertezze insite nella valutazione del flusso medio.

Il fattore di resistenza del vento viene normalmente espresso mediante relazioni del tipo  $C_w = a + b|w|$ , con limite superiore dell'ordine di  $C_w = 0.0026$ .

Sebbene la circolazione litoranea venga normalmente assunta stazionaria nelle pratiche applicazioni, essa viene usualmente simulata come condizione asintotica di un processo di moto vario descritto dal sistema di equazioni (10) e (13), indipendente dalle condizioni iniziali imposte. In conseguenza dei valori relativamente elevati dei termini dissipativi osservabili nei casi pratici, il raggiungimento delle condizioni di regime può essere agevolmente ottenuto partendo da condizioni iniziali anche molto semplificate. Nel modello numerico, può essere tuttavia indicato imporre un incremento graduale dei *radiation stress*, fino ai valori determinati mediante il modulo di

moto ondoso. Tipicamente, ai contorni aperti del dominio di calcolo vengono imposti portate specifiche o livelli ricavati o da formulazioni semplificate o da un modello esteso ad un dominio più vasto, facente uso di condizioni al largo di livello medio pari al valore idrostatico corrispondente alle specifiche condizioni di progetto, eventualmente inclusive degli effetti atmosferici. Ai contorni chiusi si impone l'annullamento del flusso. Sebbene la linea di riva costituisca un contorno mobile e possa essere così rappresentata, spesso essa viene assimilata ad un contorno chiuso. Condizioni al contorno rappresentative dello swash sono tuttora oggetto di attività di ricerca.

### Modelli *wave resolving*

Qualora, nel procedimento descritto in precedenza per la deduzione delle equazioni del modulo idrodinamico dei modelli *wave averaged*, la media temporale venga effettuata non sul periodo dell'onda ma su una scala temporale caratteristica della turbolenza, si ottengono equazioni nei valori medi turbolenti nelle quali non figura il tensore dei *radiation stress*. Tali forme non sono altro che le NLSWE, utilizzabili per simulare simultaneamente moto ondoso e corrente in acque poco profonde in modelli *wave resolving*. In generale, i modelli *wave resolving* presentano il vantaggio di rappresentare in modo del tutto naturale il moto ondoso irregolare, l'interazione onda-corrente e le relative trasformazioni non lineari, nonché la natura eminentemente non stazionaria dei campi di velocità e di livello reali.

Frequentemente, le NLSWE sono utilizzate nei modelli *wave resolving* nella forma *conservativa*, ottenuta ponendo  $gh \partial \eta / \partial x_a = g \partial (h^2/2) / \partial x_a - gh i_{0a}$  nelle equazioni del moto, equivalente alla forma globale dell'equazione di bilancio della quantità di moto nota dall'idraulica. Su tale base, il frangente può essere rappresentato come un fronte d'onda ripido (*bore*) sede di una dissipazione energetica equivalente a quella occorrente in un risalto idraulico di altezza pari all'altezza del fronte, tramite la condizione di Rankine-Hugoniot (Toro, 1997). Termini relativi a turbolenza e disuniformità verticali sono ancora contenuti nell'equazione del moto, seppure non coincidenti con i termini corrispondenti dell'equazione (13) per effetto dei differenti intervalli temporali su cui le medie sono effettuate nei due casi. Per essi vengono utilizzate tecniche di modellazione analoghe a quelle descritte in precedenza.

Seppure le ipotesi alla base delle NLSWE ricorrano, a rigore, in condizioni di profondità veramente ridotte, come nel caso del *run-up* dell'onda su una spiaggia o su una struttura artificiale, tali equazioni possono essere utilizzate, con un certo livello di approssimazione, su profondità alle quali la natura dispersiva e non idrostatica dell'onda risulta ancora percepibile. In tal caso, i principali inconvenienti sono legati alla riproduzione della posizione dei frangenti e della forma dell'onda. Le caratteristiche dispersive del moto ondoso possono tuttavia essere rappresentate (in via comunque approssimata) in modelli 2D mediante le equazioni di Boussinesq, in forma di termini aggiuntivi alle NLSWE (Peregrine, 1967; Madsen et al., 1991). La presenza di derivate di ordine superiore in tali termini aggiuntivi costituisce la principale complicazione legata alla soluzione numerica delle equazioni di Boussinesq.

La possibilità dei modelli *wave resolving* di rappresentare la propagazione dell'onda su fondo asciutto li rende particolarmente adatti alla simulazione della tracimazione di strutture emergenti. Tuttavia, la maggiore risoluzione spaziale e temporale richiesta si traduce in un aggravio considerevole dei tempi di calcolo rispetto ai modelli *wave averaged*.

### Metodi numerici

Il ricorso a metodi numerici per la soluzione delle equazioni illustrate in precedenza si rende necessario per l'impossibilità di ottenere soluzioni nel dominio spazio-temporale continuo, a causa della complessità delle equazioni e dell'irregolarità del dominio spaziale, tipica dei bacini costieri reali. I metodi numerici sono infatti essenzialmente metodi di *discretizzazione*, mediante i quali si ottiene una soluzione approssimata in un numero finito di punti dello spazio (*nod*) e di istanti temporali. L'insieme dei nodi del dominio spaziale e delle connessioni fra essi (*lati*) costituisce il *reticolo di calcolo*. Le porzioni elementari di superficie delimitate da un certo numero di lati si dicono *celle* o *elementi*.

I reticoli di calcolo possono essere *strutturati*, se costituiti da due famiglie di linee legate ad un sistema di coordinate cartesiane o curvilinee, generalmente ortogonali, o *non strutturati*, nel qual caso gli elementi sono di solito triangolari o quadrangolari. I reticoli strutturati in coordinate cartesiane consentono una rappresentazione della geometria del dominio spaziale meno accurata rispetto ai reticoli strutturati in coordinate curvilinee ed ai reticoli non strutturati, ma anche di più rapida implementazione da parte dell'operatore. Inoltre, essi godono di accuratezza superiore in termini strettamente computazionali.

In generale, i metodi di discretizzazione si basano sull'approssimazione delle equazioni differenziali da risolvere mediante equazioni algebriche nei valori nodali, in funzione delle dimensioni dei lati delle celle (passi spaziali) e, nel caso di fenomeni evolutivi (equazioni 10, 13), del passo di avanzamento temporale  $\Delta t$ , contenenti una o più variabili incognite. Se il termine incognito è unico in ciascuna equazione, esso può essere determinato mediante un'espressione esplicita in funzione dei termini noti (schema *esplicito*). In caso contrario, si rende necessaria la soluzione di un sistema algebrico (schema *implicito*). Si intende come l'esecuzione di un singolo passo temporale di uno schema esplicito sia, di per sé, più economica rispetto ad uno schema implicito. La scelta del tipo di schema da adottare deve tuttavia essere basata sulle caratteristiche del fenomeno in studio, in relazione alle proprietà degli schemi numerici.

Gli schemi numerici sono caratterizzati dalle proprietà fondamentali di *convergenza*, *consistenza* e *stabilità* (Hirsch, 1991). In breve, consistenza e convergenza attengono alla possibilità di ridurre a piacere l'errore legato alla discretizzazione delle equazioni (*errore di troncamento*), riducendo i valori dei passi spaziale e temporale. Dall'entità dell'errore di troncamento dipende l'accuratezza dello schema numerico e, quindi, almeno in parte, l'efficienza del modello in termini di tempi di calcolo. Termini dell'errore di troncamento che possono, in alcuni casi, comportare significative alterazioni della soluzione sono quelli di tipo diffusivo. Si parla in tal caso di *diffusione numerica* e, in analogia con la viscosità fisica nelle equazioni (1), di *viscosità numerica*.

L'instabilità di uno schema numerico si manifesta nell'amplificazione senza limite dei valori della soluzione al trascorrere del tempo di simulazione, che rapidamente eccedono le capacità di rappresentazione di un elaboratore, determinando l'interruzione del programma di calcolo. Tipicamente, la stabilità di modelli espliciti richiede il rispetto di specifiche condizioni. Fondamentalmente, discretizzazioni esplicite di termini rappresentativi di fenomeni propagatori, quali i termini convettivi ed il gradiente di livello nell'equazione (13), sono soggetti a condizioni di stabilità nella forma:

$$\frac{u_c \Delta t}{\Delta s} < C_{max} \quad (19)$$

in cui  $u_c$  è una velocità caratteristica del fenomeno,  $\Delta s$  è una dimensione caratteristica del reticolo e  $C_{max}$  è una costante dell'ordine dell'unità. Il gruppo adimensionale a primo membro della (19) è detto *numero di Courant*. Le velocità caratteristiche associate ai termini convettivi ed al gradiente di livello sono date, rispettivamente, dalla velocità della corrente,  $U_m$  e dalla celerità relativa delle onde di gravità,  $\sqrt{gb}$  in modelli *wave resolving* o corrispondenti valori medi nei moduli idrodinamici di modelli *wave averaged*.

A condizioni di stabilità di tipo analogo sono soggette le discretizzazioni esplicite dei termini diffusivi. Si osservi che, conformemente al suo significato fisico, la diffusione, di origine sia fisica che numerica, favorisce la stabilità del modello e la regolarità della soluzione numerica e viene talora a tal uopo convenientemente (anche se artificialmente) incrementata.

Per un reticolo di calcolo assegnato, il rispetto delle condizioni di stabilità di uno schema esplicito comporta evidentemente una limitazione sul passo temporale ed una corrispondente incidenza sul costo della simulazione in un intervallo di tempo prestabilito. La scelta di un modello esplicito od implicito, in tutto o in parte, è pertanto legata al confronto fra i valori del passo temporale dettati dalle condizioni di stabilità e da considerazioni attinenti l'accuratezza del calcolo (ossia, dalla risoluzione temporale necessaria in considerazione della scala temporale del fenomeno in studio), in relazione ai differenti tempi di calcolo richiesti, per un singolo avanzamento temporale, dai due tipi di modelli.

Per quanto riguarda i modelli di circolazione, equazioni (10) e (13), tipicamente le condizioni di stabilità riferite alle onde di gravità, alla convezione ed alla diffusione risultano di severità decrescente. In linea di massima, i metodi impliciti sono più efficienti per la simulazione della circolazione nella surf area, particolarmente nel caso stazionario. Inoltre, l'onerosità dei modelli commerciali può suggerire l'opportunità di dotarsi di un unico modello sufficientemente duttile in relazione a possibili applicazioni di diverso tipo - quale, ad esempio, la simulazione della qualità dell'acqua di un bacino su tempi dell'ordine degli anni. Sulla base di tali considerazioni, appare ulteriormente preferibile la scelta di schemi impliciti almeno per i termini legati alle onde di gravità. Sebbene in letteratura si possono tuttavia trovare esempi di modelli facenti uso di svariate combinazioni di discretizzazioni esplicite ed implicite per i vari termini, la maggior parte dei modelli commerciali è di tipo implicito anche, o soprattutto, per questo motivo. La considerazione si estende ai modelli iperbolici di moto ondoso, in quanto basati su equazioni analoghe a quelle del modello di circolazione, ma anche ai modelli ellittico e parabolico.

Per quanto riguarda i modelli *wave resolving*, sia la necessità di incrementata risoluzione temporale che la natura dei fenomeni da simulare indicherebbero come meno penalizzanti i modelli espliciti. Al di là del fatto che considerazioni definitive non possano trarsi per la generalità dei casi possibili, anche per tale tipo di modelli si riscontra tuttavia una certa diffusione di modelli commerciali di tipo implicito.

Le proprietà di consistenza, stabilità e convergenza devono essere verificate, teoricamente e mediante esperimenti numerici, per confronto con soluzioni esatte di problemi test necessariamente semplificati, nonché documentate, dagli autori del modello numerico. Tali caratteristiche devono essere valutate ai fini della scelta del modello numerico o, quantomeno, delle varie opzioni disponibili per un medesimo prodotto commerciale. Una misura della affidabilità complessiva del modello (fisico-matematico-numerico) dovrà tuttavia necessariamente dedursi dal confronto dei risultati numerici con misure di campo per casi reali di riferimento analoghi a quello in studio. Preferibilmente, tale procedura dovrebbe essere eseguita anche ad ogni nuova applicazione del modello ad un caso di studio reale. Da un punto di vista applicativo, il termine "modello numerico" utilizzato in relazione ad un caso di studio reale indica, in effetti, l'insieme del modello matematico-numerico come precedentemente definito, della rappresentazione del caso di studio nei formati richiesti dal codice di calcolo e dal corredo di parametrizzazioni, anche di tipo prettamente numerico, necessarie a garantire una rappresentazione quanto più possibile fedele del fenomeno fisico in studio. La qualità dei dati inseriti nel modello determina in misura significativa la qualità dei risultati e costituisce pertanto un aspetto di primaria importanza nella costruzione del modello numerico di un caso di studio.

Un procedimento rigoroso mirato a verificare le capacità del modello di riprodurre le condizioni idrodinamiche di interesse per un dato sito prevede una prima fase di *calibrazione*, volta a massimizzare l'accordo fra serie di dati significativi misurati sul campo ed i corrispondenti risultati del modello numerico, mediante modulazione dei dati di ingresso. Una ragionevole sicurezza sulla possibilità d'uso del modello a fini predittivi si ottiene quindi verificando che le parametrizzazioni determinate in sede di calibrazione consentano di riprodurre eventi indipendenti da quelli utilizzati in tale procedura (*validazione* del modello).

La specificazione dei parametri del modello sulla base di indicazioni tratte dalla letteratura dovrebbe essere attuata soltanto come ultima risorsa in condizioni di reale indisponibilità di misure di campo da utilizzare in una procedura di validazione. Tale evenienza è peraltro tutt'altro che rara nella pratica, essendo la qualità, se non la stessa disponibilità, dei dati legati a misure di campo - quali batimetria e dati anemometrici, ma anche velocità ed altezze d'onda utilizzate ai fini della comparazione con i risultati numerici - fortemente condizionata da ragioni di ordine economico. È del resto evidente che una validazione rigorosa risulta praticamente inattuabile nel caso della progettazione di nuove opere. In tal caso, una ragionevole confidenza nell'applicabilità di un certo modello ad un dato caso di studio - fatte salve le incertezze sulle parametrizzazioni - potrà ottenersi soltanto sulla base della documentazione disponibile relativamente alla applicazione dello stesso a casi reali analoghi.

Fondamentalmente, il novero dei metodi di pratica utilizzabilità per la soluzione delle equazioni alla base dei vari modelli discussi può essere ristretto ai metodi delle *differenze finite*, degli *elementi finiti* e dei *volumi finiti* (Hirsch, 1991), sui quali sono basati i più noti modelli commerciali.

Il metodo dei volumi finiti si basa su una formulazione integrale (o globale) applicabile ad equazioni in forma conservativa. Attraverso la definizione di volumi di controllo e dei flussi attraverso le relative pareti, tale metodo consente il rispetto rigoroso dei principi di conservazione (della massa, equazione (10); della quantità di moto, equazione (13); dell'energia del moto ondoso, equazione (9)) e risulta concettualmente il più soddisfacente da un punto di vista fisico. Per tali caratteristiche, il metodo è particolarmente indicato per la simulazione di flussi caratterizzati da discontinuità, cui sono assimilabili, ad esempio, i fronti ripidi ottenibili con i modelli *wave resolving*. Tipicamente, le tecniche più indicate per la determinazione dei flussi scambiati fra i volumi di controllo in presenza di discontinuità si basano sulla descrizione esplicita della propagazione delle perturbazioni (*metodo delle caratteristiche*, Toro, 1997).

Nella sua formulazione originaria, il metodo delle differenze finite si basa sulla rappresentazione approssimata delle derivate mediante i corrispondenti rapporti incrementali. Tuttavia, tecniche alquanto più raffinate sono state sviluppate nel corso del tempo, che rendono il metodo in sé del tutto soddisfacente da un punto di vista sia teorico che applicativo. In particolare, la discretizzazione alle differenze finite di equazioni in forma conservativa implica di fatto la definizione di flussi ai lati delle celle e possiede pertanto le caratteristiche fondamentali di conservazione dei metodi ai volumi finiti. Peraltro, algoritmi efficienti, robusti ed accurati per equazioni in forma non conservativa (Stelling, 1984) costituiscono la base di noti modelli commerciali di circolazione.

Sebbene in letteratura siano stati presentati modelli, sia alle differenze finite che ai volumi finiti, definiti su reti-

coli non strutturati, tipicamente per tali modelli vengono più frequentemente utilizzati reticoli strutturati. Tale circostanza è legata, oltre che a specifici problemi di accuratezza dei reticoli non strutturati per tali formulazioni, alla possibilità di utilizzare tecniche computazionali particolarmente efficienti, quale il metodo *implicito a direzioni alternate* (ADI; Yanenko, 1968). Tale metodo consente infatti di risolvere problemi bidimensionali mediante schemi di calcolo strutturalmente monodimensionali, con conseguente notevole riduzione dei tempi di calcolo, ma può presentare problemi di accuratezza in presenza di contorni o batimetrie irregolari in problemi di tipo propagatorio (Stelling et al., 1986). Un migliore adattamento dei reticoli strutturati a geometrie irregolari può ottenersi mediante formulazioni in coordinate curvilinee. Lo schema ADI è utilizzato in tutti i più noti pacchetti commerciali esistenti.

Fondamentalmente, il metodo degli elementi finiti consiste in una formulazione integrale detta *debole*, basata sull'introduzione di appropriate funzioni peso (Zienkiewicz, 2001), che si adatta particolarmente ai reticoli non strutturati. Tale caratteristica costituisce il principale vantaggio del metodo, il quale tuttavia non garantisce di per sé il rispetto delle proprietà fisiche di conservazione - se non nel caso speciale in cui il metodo si riduce a quello dei volumi finiti per scelta particolare delle funzioni peso. Inoltre, la flessibilità dei reticoli non strutturati nella descrizione di geometrie articolate trova una limitazione negli errori numerici determinati dall'uso di elementi di forma eccessivamente irregolare o di brusche variazioni delle dimensioni degli elementi. Ulteriori errori sono legati alla necessità di valutare determinati integrali che compaiono nelle espressioni discretizzate mediante formule di quadratura. Il metodo agli elementi finiti risulta particolarmente adatto alla soluzione di problemi ellittici del tipo (7).

### Verifica di modelli numerici tipo su casi test e prove di laboratorio

#### Caratteristiche generali dell'idrodinamica all'intorno di una barriera sommersa ideale

Sviluppando il concetto della generazione di macrovortici per effetto del gradiente della profondità, Brocchini et al. (2004) e Soldini et al. (2004a) hanno illustrato il meccanismo di generazione di vortici ad asse verticale utilizzando lo schema classico delle NLSWE secondo l'approccio *wave resolving*. La presenza di un gradiente della profondità in direzione trasversale al flusso induce un frangente di larghezza finita e quindi un gradiente dell'energia dissipata in direzione parallela alla costa, il quale risulta direttamente proporzionale al salto di vorticità potenziale  $W$ , definita come il rapporto tra la vorticità  $\omega$  e la profondità  $d$  nel punto considerato, ed espressa da:

$$[\Omega]_{x_A}^{x_B} \equiv \left[ \frac{1}{d} \frac{\partial v}{\partial x} \right]_{x_A}^{x_B} - \left[ \frac{1}{d} \frac{\partial u}{\partial y} \right]_{x_A}^{x_B} = - \sqrt{\frac{2}{g d(x_A) d(x_B) [d(x_A) + d(x_B)]}} \frac{\partial E_D}{\partial y} \quad (20)$$

in cui A e B sono due punti rispettivamente a valle ed a monte del fronte frangente (vedi Fig. 4a) e l'energia dissipata per unità di massa può essere valutata, come nel risalto idraulico, secondo la relazione:

$$E_D \equiv \frac{g[d(x_B) - d(x_A)]^3}{4d(x_A)d(x_B)}, \quad (21)$$

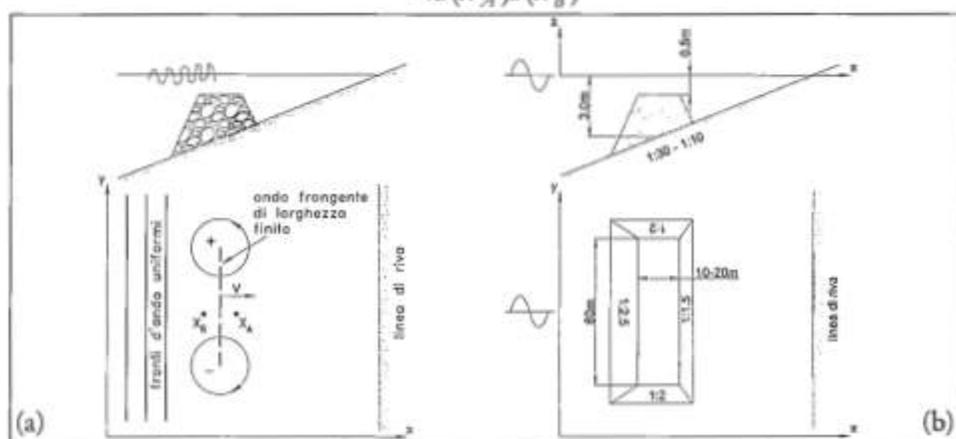


Figura 4 - (a) frangente di larghezza finita e macrovortici generati su una struttura sommersa; (b) caratteristiche principali dello schema utilizzato per le simulazioni numeriche.

il cui segno, che dipende da  $\partial [d(x_B) - d(x_R)] / \partial y$ , indica il verso di rotazione del vortice (si assume positivo il verso antiorario). Poiché si può dimostrare che in assenza di forze dissipative la vorticità potenziale  $\Omega$  si conserva nel tempo seguendo la colonna d'acqua, la presenza di un'onda frangente di larghezza finita rappresenta la causa perturbatrice in grado di attivare la generazione di vorticità nel campo di moto.

L'analisi della generazione ed evoluzione dei macrovortici nella regione protetta dalle barriere sommerse è stata effettuata mediante un modello numerico ai volumi finiti di tipo *shock-capturing*, che risolve le NLSWE scritte in forma conservativa (Brocchini et al., 2001). Il solutore numerico è basato sul metodo WAF (Toro, 1997), nel quale i flussi sono valutati attraverso una soluzione esatta del problema di Riemann, che consente di ottenere una soluzione accurata ad un costo computazionale limitato.

Le simulazioni sono state effettuate su di una configurazione rappresentante un fondale a pendenza uniforme con una scogliera sommersa isolata di tipo trapezia (Brocchini et al., 2004). Le caratteristiche fondamentali dello schema analizzato sono riportate in Figura 4b. Per quanto riguarda le condizioni ondose, sono state utilizzate onde regolari di altezze  $H = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$  m e periodi  $T = 5, 10$  s.

Nelle simulazioni è stata utilizzato un reticolo di calcolo con celle di lati pari a 2 m in direzione lungo riva e 1 m in direzione trasversale. Al contorno aperto verso il largo è stato imposto come valore di livello il valore della sola com-

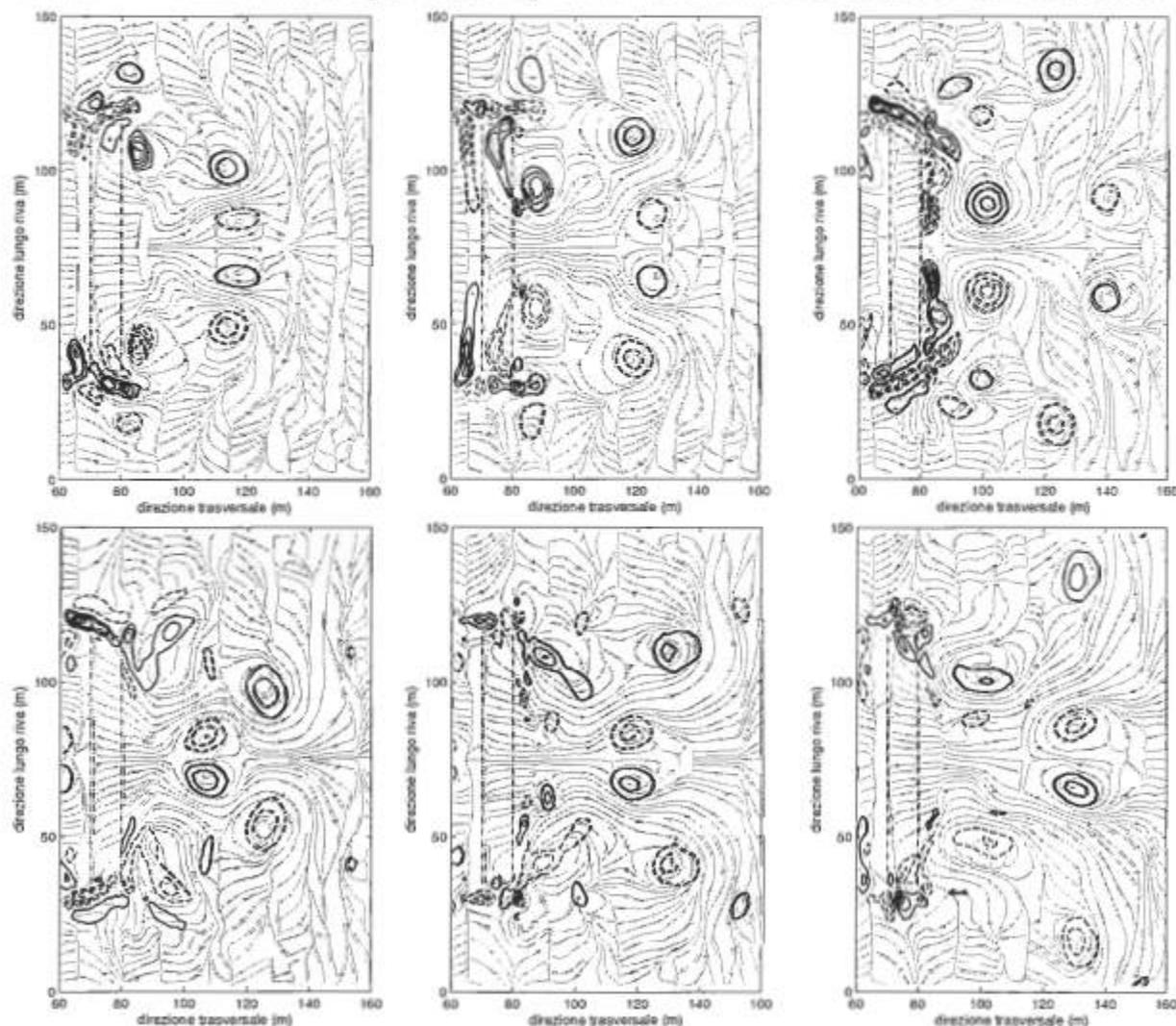


Figura 5 - Caso test di moto ondoso regolare incidente su barriera a sezione trapezia. Linee di flusso del campo di moto generato da un'onda di altezza  $H = 0.5$  m e periodo  $T = 5$  s su fondale a pendenza 1:30. Da sinistra a destra e dall'alto in basso alle linee di flusso istantanee ( $t = 130, 160, 215, 280, 305, 335$  s) sono state sovrapposte le isolinee di vorticità positiva (antioraria - linea continua) e negativa (oraria - linea tratteggiata) con passo  $0.2 \text{ s}^{-1}$ .

ponente incidente del moto ondoso, trascurando le componenti riflesse, peraltro modeste, che possono originarsi sulla spiaggia e sulla struttura (Kobayashi e Wurjanto, 1992). Ai contorni laterali sono state imposte condizioni di assorbimento, mentre alla riva è stato simulato direttamente il processo di *swash*, come consentito dai modelli *wave resolving*. I risultati della modellazione, mostrati nelle Figure 5 e 6, forniscono le caratteristiche di generazione ed evoluzione dei macrovortici. Come si può notare, i macrovortici vengono generati alle estremità delle strutture, dove è massimo il gradiente della profondità e quindi dove è massimo il salto di vorticità potenziale definito dalla (20). Successivamente essi si intensificano sotto l'azione delle onde frangenti e, dopo essersi organizzati in strutture vorticosi di dimensioni confrontabili con quelle delle bermas delle barriere, si staccano dalla scogliera. A questo punto le simulazioni mostrano una diversa evoluzione a seconda della pendenza provata. Nel caso di pendenza del fondo 1:30 (vedi Fig. 5) i macrovortici generati all'estremità della struttura interagiscono con il paramento interno della scogliera e, per auto-induzione, si spostano verso il centro della barriera, dove la presenza di un altro vortice rotante in verso opposto crea una coppia di vortici che per mutua induzione migra verso la linea di riva.

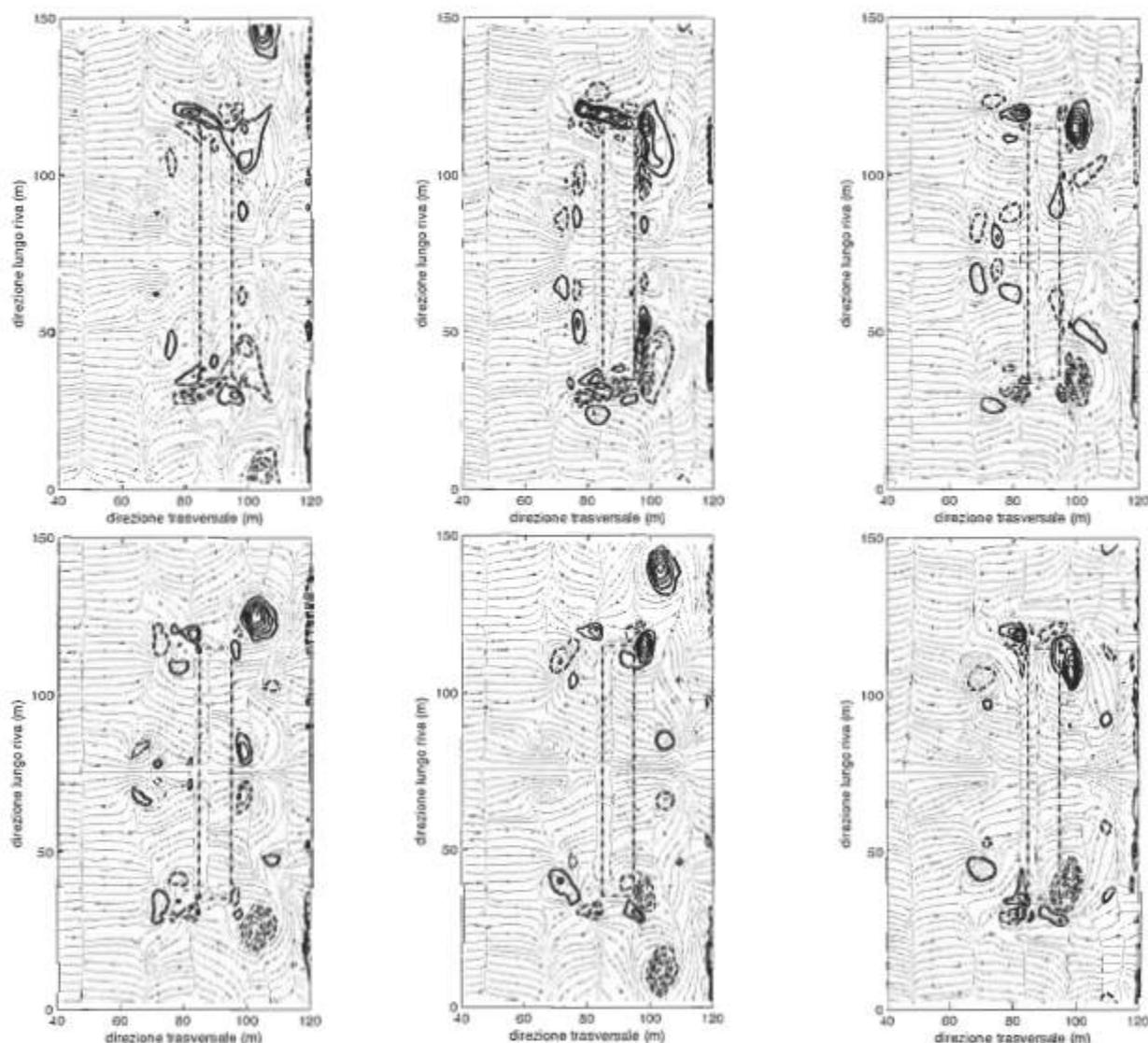


Figura 6 - Caso test di moto ondoso regolare incidente su barriera a sezione trapezia. Linee di flusso del campo di moto generato da un'onda di altezza  $H = 0.5$  m e periodo  $T = 5$  s su fondale a pendenza 1:10. Da sinistra a destra e dall'alto in basso alle linee di flusso istantanee ( $t = 220, 240, 260, 280, 300, 320$  s) sono state sovrapposte le isolinee di vorticità positiva (antioraria - linea continua) e negativa (oraria - linea tratteggiata) con passo  $0.2 \tau^4$ .

Nel caso di fondale più acclive (1:10) (vedi Fig. 6), i macrovortici sembrano essere emessi dai paramenti laterali della scogliera e la loro traiettoria verso la spiaggia è meno complicata. Dopo essersi organizzati in strutture coerenti, i vortici migrano verso riva lungo un percorso diagonale che li allontana progressivamente dalla scogliera. In questo caso l'effetto di auto-induzione con i paramenti della scogliera sembra influenzare debolmente il moto dei macrovortici, i quali, piuttosto, risentono dell'auto-induzione dovuta alla spiaggia e interagiscono con i vortici della circolazione secondaria, che sono molto più vicini alla barriera a causa della pendenza del fondo. Le simulazioni effettuate inoltre evidenziano che la variazione delle condizioni ondose (altezza e periodo d'onda) non modifica le caratteristiche di generazione ed evoluzione dei macrovortici, quanto piuttosto l'intensità e la dimensione degli stessi.

Nel caso in cui le scogliere siano disposte in serie con varchi ravvicinati, l'effetto di mutua induzione con il vortice "opposto" è dominante rispetto all'interazione con la struttura e con il fondo. Di conseguenza la coppia di vortici, che ha lo stesso senso di rotazione della cella di circolazione primaria, migra verso il largo e contribuisce ad intensificare ed instabilizzare le correnti di ritorno (Kennedy et al., 2005). Pur in assenza di simulazioni specifiche, nel caso di scogliere disposte in serie si potrebbe ritenere che le traiettorie seguite dai macrovortici siano influenzate principalmente da parametri geometrici (lunghezza delle barriere, ampiezza dei varchi), mentre le condizioni ondose hanno influenza sulla velocità di migrazione degli stessi (Brocchini et al., 2004). Tali diverse tipologie di circolazione possono essere viste come due estremi asintotici opposti relativi ai casi di varchi di grandezza infinita (barriera isolata) o infinitesima (*rip current*).

Una conferma a questa ipotesi è stata fornita da Lorenzoni et al. (2004) e da Soldini et al. (2004b) mediante l'analisi delle prove su modello fisico effettuate presso il Laboratorio di Ingegneria Costiera di Bari (Damiani et al., 2005). Utilizzando l'analisi spettrale delle misure correntometriche per la caratterizzazione della circolazione idrodinamica in presenza di scogliere sommerse disposte in batteria o di tipo isolata, i risultati relativi allo spettro di potenza espresso in funzione del numero d'onda (vedi Fig. 7), mostrano che il picco d'energia massimo si realizza in corrispondenza di  $k = 1.5 \text{ m}^{-1}$  per la configurazione di *rip current* (pannello a) e di  $k = 3 \text{ m}^{-1}$  per la scogliera isolata (pannello b). Questo significa che le strutture più energetiche hanno dimensione di circa 4.2 m nel caso di *rip current* e di circa 2.1 m nel caso della barriera isolata e quindi che nel primo caso il moto è energeticamente dominato dalla circolazione primaria che ha una dimensione spaziale confrontabile con la lunghezza delle scogliere (circa 4 m nel caso illustrato).

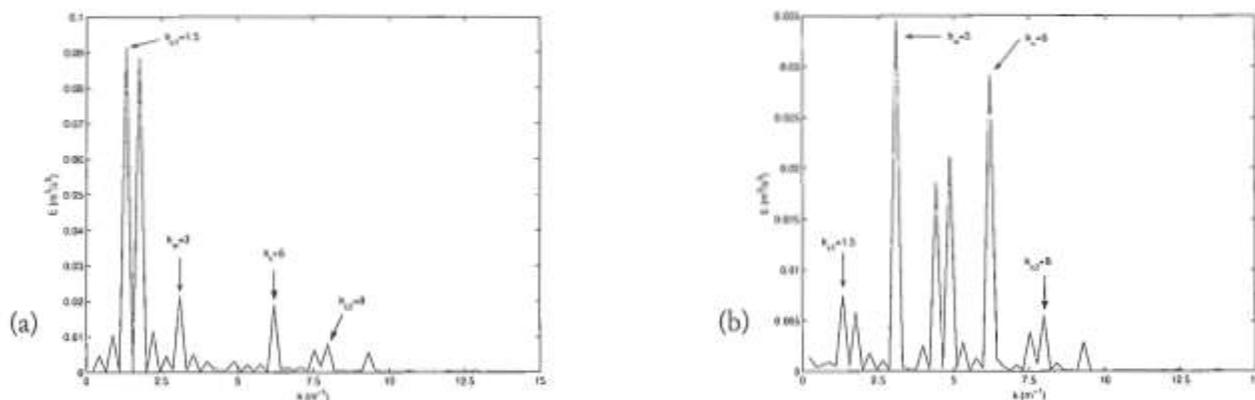


Figura 7 - Spettro di potenza in numero d'onda generato da un'onda di altezza  $H = 5 \text{ cm}$  e periodo  $T = 1.826 \text{ s}$ : (a) configurazione di scogliere in batteria; (b) configurazione di scogliera isolata (da Lorenzoni et al., 2004).

Viceversa, la circolazione indotta dalla scogliera isolata è dominata da strutture di dimensioni confrontabili con quella della lunghezza d'onda (circa 2 m). La Figura 7b mostra inoltre che un contributo energetico quasi confrontabile con quello delle onde proviene da strutture di dimensioni di circa 1 m ( $k = 6 \text{ m}^{-1}$ ), che è la scala tipica dei macrovortici osservati in vasca.

Lo stesso tipo di risultato, ovvero due differenti regimi energetici per le configurazioni analizzate in accordo con le proprietà tipiche della turbolenza bidimensionale, è stato ottenuto utilizzando l'analisi statistica delle traiettorie dei traccianti passivi rilasciati in corrispondenza dei varchi (Soldini et al., 2004b).

### Simulazione di test sperimentali su un sistema di barre sommerse (Delaware)

Test sperimentali relativi alla circolazione indotta dal moto ondoso attorno ad un sistema di barre sommerse sono stati eseguiti da Haller et al. (2002) nei laboratori dell'Università del Delaware. Sebbene tale configurazione non sia rappresentativa di strutture affioranti, o di poco sommerse, che qui maggiormente interessano, le marcate analogie esistenti fra i fenomeni idrodinamici che hanno luogo nei due casi - consistenti principalmente nel frangimento che ha luogo sulle barriere e nella presenza di un sistema di correnti *longshore* e correnti di *rip* attraverso i varchi - unitamente alla completezza ed attendibilità dei rilievi sperimentali, giustificano l'uso di questi ultimi al fine di una verifica delle prestazioni dei modelli numerici nella simulazione delle caratteristiche fondamentali della circolazione litoranea in aree protette da barriere discontinue longitudinali.

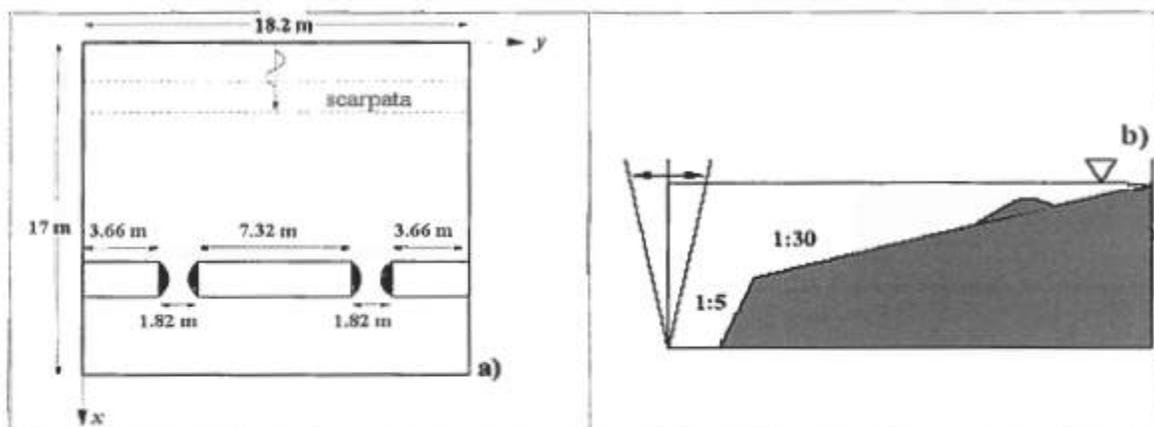


Figura 8 - Configurazione sperimentale di Haller et al. (2002): (a) planimetria e (b) sezione longitudinale.

Le prove sperimentali sono state eseguite in una vasca di dimensioni 18.2 m x 17.0 m, nella quale sono stati realizzati un fondo piano di calcestruzzo di pendenza di progetto 1:30, delimitata verso il largo da una scarpata 1:5, secondo quanto riportato in Figura 8, ove l'asse  $y$  è posto in corrispondenza dell'ondogeno. Il bordo *offshore*, la cresta ed il bordo lato riva delle barre sono posti rispettivamente alle ascisse  $x = 11.1$  m,  $x = 12.0$  m e  $x = 12.3$  m. Il set di dati originale, di pubblico dominio, include il rilievo del campo di prova, il quale denota difformità anche importanti rispetto alla configurazione desiderata. Le misure dei livelli sono state effettuate mediante sonde capacitive, mentre velocimetri doppler acustici (ADV) sono stati utilizzati per le velocità.

Di sei test eseguiti complessivamente dagli autori, in quanto segue verrà fatto riferimento al test B, comprendente il maggior numero di punti di misura. Sulla base dell'indicazione riguardante la posizione della linea di riva a riposo alla distanza  $x = 14.90$  m dall'ondogeno, è stata determinata una profondità massima pari a  $d_M = 0.725$  m, per una profondità media della cresta delle barre rispetto al livello idrostatico pari a circa  $d_C = 6.0$  cm. Allo scopo di realizzare le misure in tutti i punti programmati con gli strumenti a disposizione, ciascun test è stato eseguito mediante diverse prove, con risultati talora anche sensibilmente differenti da una prova ad un'altra. Nel test B l'attacco ondoso è costituito da un'onda regolare incidente perpendicolarmente alla linea di riva, di periodo  $T = 1$  s ed altezza al battonda pari a 5.10 cm, dedotta sulla base di un valore medio di altezza pari a 4.80 cm, misurato all'ascissa  $x = 3.95$  m.

La simulazione del moto ondoso è stata eseguita con i modelli parabolici MIKE 21 PMS, release 2001 (*Parabolic Mild Slope*, DHI Water & Environment, 2001) e ONDA, sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze (Cappiotti 2003). Entrambi i modelli implementano le versioni di modello parabolico di Radder (1979), Booij (1981) e Kirby (1986) ed il modello di frangimento di Battjes e Janssen (1978), dei quali sono state precedentemente menzionate le principali caratteristiche, nonché il modello di resistenze al fondo di Putnam e Johnson (1949), contenente un fattore di resistenza adimensionale valutato in funzione della scabrezza di Nikuradse,  $K_{pp}$  mediante la formula di Swart (1974), relativa a condizioni di moto assolutamente turbolento. Il modello di frangimento utilizza la seguente formula per la valutazione dell'altezza limite:

$$H_{max} = \gamma_1 k^{-1} \tanh(\gamma_2 k d / \gamma_1), \quad (22)$$

in cui  $\gamma_1$  e  $\gamma_2$  controllano gli effetti sul frangimento rispettivamente della ripidità dell'onda e della profondità. Un ulteriore parametro,  $\alpha$ , modula il corrispondente tasso di dissipazione. La soluzione numerica si basa sullo schema, incondizionatamente stabile, di Crank-Nicolson (Hirsch, 1991). Allo scopo di attenuare le oscillazioni ad alta frequenza che si producono nel campo delle altezze d'onda in presenza di frangimento, i modelli implementano un filtro numerico controllato da un parametro,  $\xi$ . Nel caso del modello di Kirby (1986), un ulteriore parametro è costituito dall'angolo  $\theta$  di apertura del settore direzionale all'interno del quale viene minimizzato l'errore medio con il metodo "minimax".

Contrariamente al modello PMS, con il modello ONDA è possibile rappresentare anche l'effetto dell'azione di una corrente sull'onda. Le simulazioni della circolazione sono state effettuate, in entrambi i casi, con il modulo HD (HydroDynamic) del MIKE21, il quale risolve equazioni del tipo (10) e (13) mediante uno schema ADI del secondo ordine (Abbot et al., 1973). Nel caso di ONDA, l'uso di due differenti codici per il calcolo del moto ondoso e delle correnti ha consentito la simulazione dell'azione della sola corrente media sul moto ondoso, con conseguente unica rappresentazione del campo di altezze d'onda. Il modulo idrodinamico richiede la specificazione della scabrezza del fondo in termini di parametro di Strickler,  $k_s$ , di un parametro per la modulazione della viscosità turbolenta orizzontale secondo la formulazione di Smagorinsky,  $C_s$ , e di tolleranze utilizzate per la simulazione dell'allagamento e del prosciugamento delle celle di calcolo (*wetting and drying*).

La batimetria utilizzata nei modelli numerici è stata ottenuta per interpolazione delle quote puntuali del fondo misurate e successiva eliminazione delle irregolarità più evidenti, analogamente a quanto fatto da Haas et al. (2003) in test numerici condotti mediante i modelli di moto ondoso REF/DIF (Kirby e Dalrymple, 1994) e di circolazione SHORECIRC (Svendsen et al., 2000). Non essendo disponibile la batimetria corretta utilizzata da Haas et al. (2003), non è stato possibile valutare puntualmente le differenze con la batimetria utilizzata nei presenti test numerici. La minore regolarità di quest'ultima, cui corrisponde una maggiore approssimazione alla batimetria rilevata, appare tuttavia evidente da un semplice esame visivo delle relative restituzioni grafiche. La batimetria utilizzata con PMS, ONDA e HD ha passo di griglia di 10 cm, in luogo dei 20 cm utilizzati da Haas et al. (2003), onde consentire una adeguata risoluzione della lunghezza dell'onda, pari a  $L = 1.56$  m in acque profonde. Mentre le simulazioni con il modello ONDA+HD sono state condotte sulla batimetria originale del modello fisico, la assunzione da parte del modello PMS di una profondità minima immutabile pari a 5 cm, al di sotto della quale il nodo è considerato asciutto ed escluso dal calcolo, ha richiesto di effettuare le relative simulazioni, come anche quelle della circolazione, sulla batimetria di un prototipo ideale in scala 10:1 rispetto al dispositivo sperimentale reale, per il quale si è ammessa valida la similitudine di Froude. Da una analisi degli ordini di grandezza, appare tuttavia una relativa importanza degli effetti viscosi al fondo nel caso reale del modello di laboratorio, non rappresentati dal modello di resistenze al fondo utilizzato in entrambi i codici di moto ondoso.

Al fine di eliminare gli effetti transitori all'avviamento, i risultati delle simulazioni numeriche della circolazione sono presentati come valori medi sulla seconda metà della durata degli esperimenti, i quali complessivamente furono protratti per 1638.4 s (27.3 m). Inoltre, come in Haas et al. (2003), una valutazione quantitativa dell'accordo fra valori misurati e calcolati è stata eseguita sulla base dell'indice di Wilmott (1981),  $I_{wt}$ :

$$I_{wt} = 1 - \frac{\sum_{k=1}^N (Xc_k - Xm_k)^2}{\sum_{k=1}^N \left[ |Xc_k - \overline{Xm}| + |Xm_k - \overline{Xm}| \right]^2}, \quad (23)$$

in cui  $Xc$  ed  $Xm$  sono i valori calcolati e misurati rispettivamente, ed il soprascritto denota la media. Un valore unitario dell'indice di Wilmott denota perfetto accordo fra valori osservati e calcolati; un valore nullo totale disaccordo. La menzionata caratteristica di non stazionarietà delle correnti indotte dal moto ondoso è evidenziata in Figura 9, nella quale sono riportati i campi di velocità simulati in due istanti temporali.

La calibrazione dei modelli PMS, ONDA e HD sui dati sperimentali ha consentito di evidenziare, innanzitutto, una certa erraticità dei valori ottimali dei parametri rispetto ai valori tipici reperibili in letteratura e suggeriti nel manuale d'uso del MIKE 21. La stessa condizione di ottimo dei parametri è del resto in certa misura ambigua. Infatti, ai massimi valori dell'indice di Wilmott relativo alle altezze d'onda ( $I_{wtH}$ ) non corrispondono valori massimi relativamente alle grandezze caratteristiche della circolazione ( $I_{wtb}$ ,  $I_{wtL}$ ,  $I_{wtV}$ ,  $I_{wtR}$  per livello, velocità cross-shore, velocità long-shore e corrente di rip rispettivamente), come pure non vi è concordanza fra i valori relativi alla sola circolazione. Tale situazione è riscontrabile in Tabella 1, ove viene riportata una selezione di parametrizzazioni riferite alle dimensioni del modello fisico, comprendente, per il modello

PMS+HD, i valori: (1-4) ottimali per le singole grandezze; (5) di miglior compromesso per l'insieme delle grandezze - valutati su base ampiamente soggettiva; (6) conformi alle raccomandazioni del manuale d'uso del MIKE 21, tranne che per la scabrezza del fondo; (7) corrispondenti ai valori ottimali determinati da Zanuttigh e Lamberti (2006) per gli esperimenti di Aalborg, di cui anche al paragrafo successivo. I corrispondenti valori ottenuti con il modello ONDA+HD e riportati nella medesima Tabella 1 denotano una accuratezza della soluzione sostanzialmente analoga a quella ottenuta con il modello PMS+HD. A titolo di confronto, Haas et al. (2003) hanno ottenuto i valori  $I_{WH} = 0.96$ ,  $I_{Wl} = 0.96$ ,  $I_{WU} = 0.92$  e  $I_{WV} = 0.80$ , globalmente migliori di quelli ottenuti con i modelli PMS, ONDA e HD.

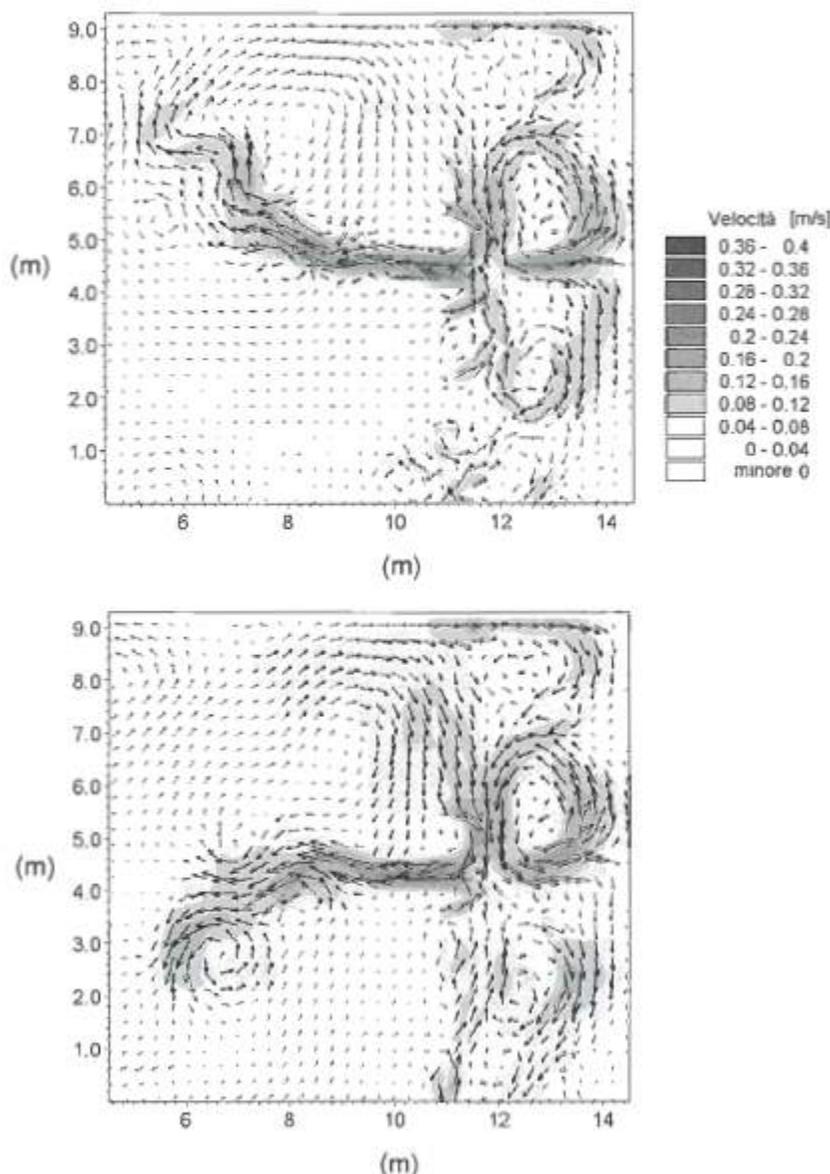


Figura 9 - Test Delaware: campi della velocità media ai tempi  $t = 970$  e  $1030$  s ottenuti dalle simulazioni con MIKE 21-HD sulla batimetria dell'esperimento (scala 1:1) e termini sorgenti dei *radiation stress* calcolati dal modello ONDA.

Tabella 1 - Selezione di parametrizzazioni risultanti dalla calibrazione dei modelli MIKE 21 PMS ed ONDA sui dati sperimentali di Delaware (Haller et al., 2002). Valori a scala di modello fisico.

n°	modello onda	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\alpha$	$K_s$ (mm)	$\xi$	$\theta$ (°)	$k_s$ (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	$C_s$	$I_{WH}$	$I_{W\eta}$	$I_{WV}$	$I_{Wv}$	$I_{WR}$
1	PMS	1.0	0.5	1.0	10.0	0.25	50	88	0.15	0.974	0.936	0.790	0.439	0.664
2	PMS	1.0	0.5	1.0	10.0	0.25	50	103	0.15	0.974	0.975	0.758	0.439	0.556
3	PMS	1.0	0.5	1.0	3.0	0.25	60	88	0.15	0.967	0.944	0.862	0.453	0.810
4	PMS	1.0	0.5	1.0	3.0	0.25	50	81	0.15	0.967	0.957	0.779	0.726	0.603
5	PMS	1.0	0.5	1.0	3.0	0.25	50	88	0.15	0.967	0.961	0.807	0.633	0.730
6	PMS	1.0	0.8	1.0	3.0	0.25	60	88	0.15	0.754	0.894	0.677	0.587	0.407
7	PMS	1.0	1.2	0.4	3.0	0.25	60	88	0.50	0.504	0.449	0.806	0.550	0.763
8	ONDA	1.0	0.5	1.0	5.0	0.25	60	70	0.15	0.969	0.936	0.863	0.572	0.764
9	ONDA	1.0	0.5	1.0	0.5	0.25	60	70	0.15	0.959	0.951	0.747	0.601	0.524
10	ONDA	1.0	0.5	1.0	0.5	0.50	60	60	0.15	0.967	0.951	0.825	0.720	0.674
11	ONDA	1.0	0.5	1.0	5.0	0.25	60	60	0.15	0.969	0.940	0.854	0.622	0.729
12	ONDA	1.0	0.8	1.0	3.0	0.25	60	88	0.15	0.752	0.913	0.865	0.803	0.807
13	ONDA	1.0	1.2	0.4	3.0	0.25	60	88	0.50	0.504	0.470	0.637	0.529	0.684

Nelle Figure 10-14 sono riportati confronti fra valori medi delle altezze d'onda, dei livelli, delle componenti *crossshore* e *longshore* delle velocità e delle correnti di *rip*, misurati e calcolati con i modelli di moto ondoso PMS+HD e ONDA+HD con i parametri delle righe 5 e 11 della Tabella 1 rispettivamente, lungo sezioni in direzione *longshore*. Inoltre, solo per il modello ONDA, in Figura 10 sono riportati anche i profili derivanti da simulazioni in cui il parametro del filtro numerico assume il valore massimo ammissibile, pari a  $\xi = 0.5$  (riga 10 in Tabella 1). L'esame delle Figure 10-14 consente intanto di evidenziare, anche per confronto con i risultati numerici di Haas et al. (2003), una certa irregolarità dei profili longitudinali, particolarmente delle altezze d'onda nella zona interessata dai frangenti e delle velocità delle correnti, anche all'esterno delle barre. L'uso del valore  $\xi = 0.5$  non consente di ridurre significativamente le oscillazioni nel campo di altezza d'onda, che restano alquanto maggiori rispetto a quelle osservabili nei risultati numerici di Haas et al. (2003). Tale circostanza può tuttavia essere attribuita, almeno in parte, al diverso grado di regolarizzazione delle batimetrie utilizzate, ricordato in precedenza. Le conseguenti oscillazioni indotte sulla distribuzione dei *radiation stress* (e sui gradienti degli stessi), costituenti le forzanti della circolazione, giustificano le irregolarità delle correnti. La riproduzione del campo d'onda appare comunque eccellente sul lato spiaggia dei varchi e delle barre, meno accurato nel trugolo retrostante. I livelli medi appaiono ben riprodotti in tali due sezioni, mentre una certa sovrastima in prossimità della riva può essere attribuita all'uso di condizioni di parete chiusa nel modello d'onda ed alle tolleranze adottate per il *wetting and drying* nel modulo HD.

Le correnti *crossshore* sono sottostimate sul lato spiaggia dei varchi, sovrastimate sul lato *offshore*. La sottostima può essere, almeno in parte, conseguenza della inesatta localizzazione del frangimento, che, se spostato verso il largo, induce parte dell'alimentazione delle correnti di *rip* direttamente dalle barriere anziché dalle correnti *longshore* nell'area protetta (Dronen et al., 2002). La sovrastima delle correnti (medie integrate sulla verticale) sul lato *offshore* rispetto alle misure può invece spiegarsi col fatto che queste ultime costituiscono valori puntuali, non fedelmente rappresentative di flussi che, nella zona esterna dei canali di *rip*, risultano prevalentemente di superficie.

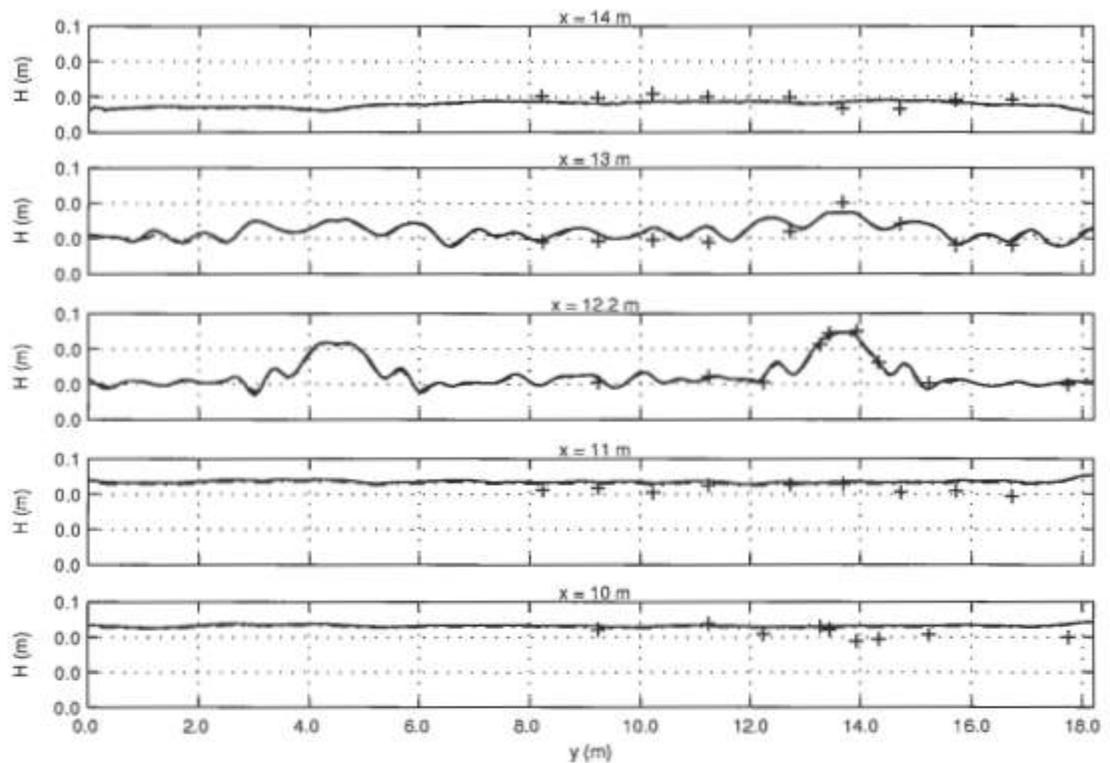


Figura 10 - Test Delaware: sezioni *longshore* delle altezze d'onda medie misurate (+) e calcolate con PMS (—) e ONDA (---) ( $\xi = 0.25$ ;  $\xi = 0.5$ ) alle distanze  $x = 10.0, 11.0, 12.2, 13.0$  e  $14.0$  m dal battionda.

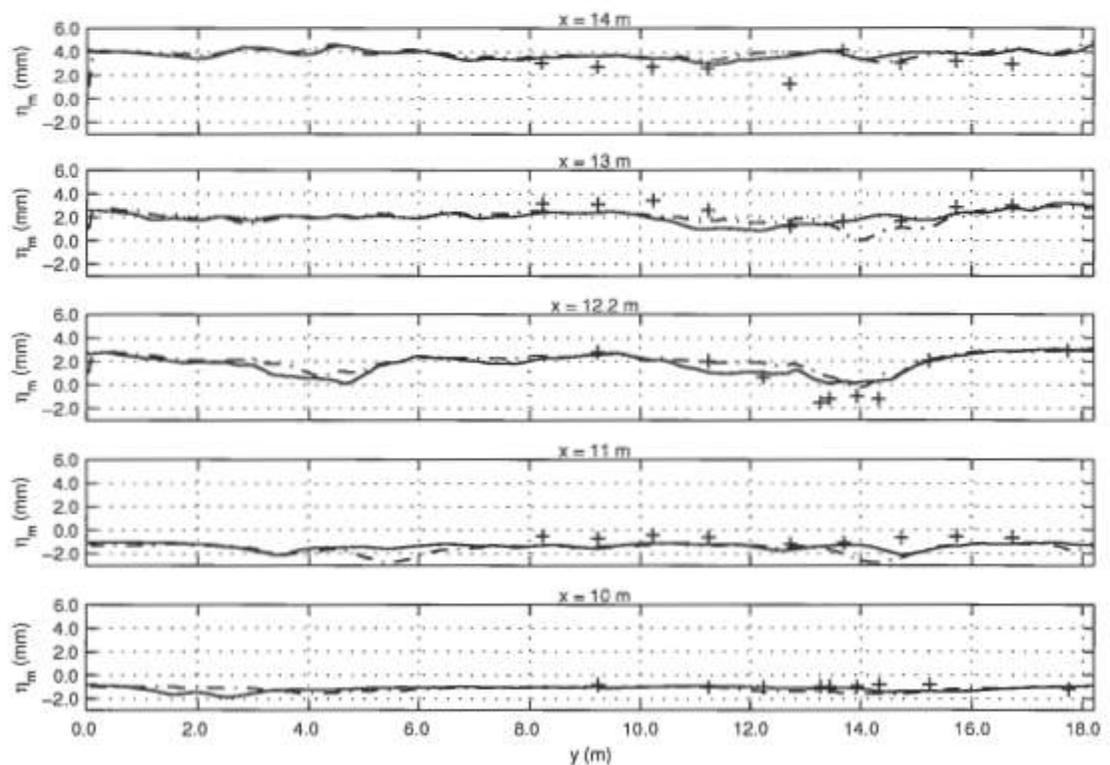


Figura 11 - Test Delaware: sezioni *longshore* dei livelli medi misurati (+) e calcolati con PMS+HD (—) e ONDA+HD (---) alle distanze  $x = 10.0, 11.0, 12.2, 13.0$  e  $14.0$  m dal battionda.

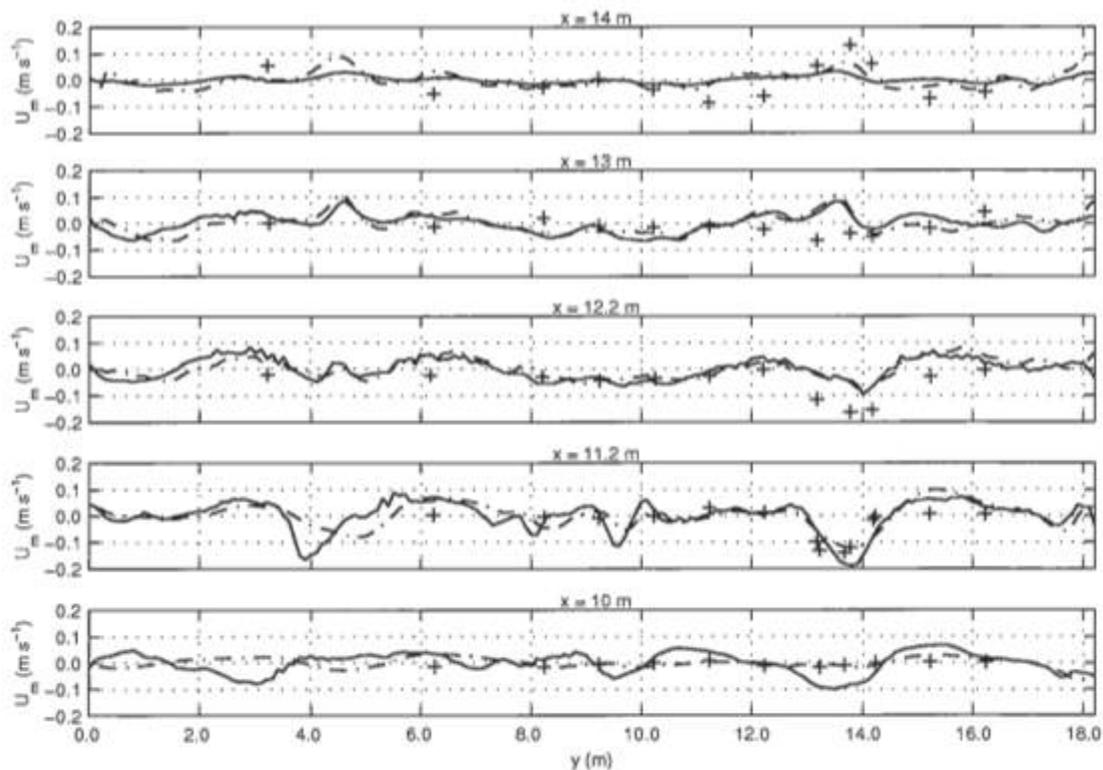


Figura 12 - Test Delaware: sezioni *longshore* della componente *crossshore* delle velocità medie misurate (+) e calcolate con PMS+HD — e ONDA+HD -.- alle distanze  $x = 10.0, 11.2, 12.2, 13.0$  e  $14.0$  m dal battionda.

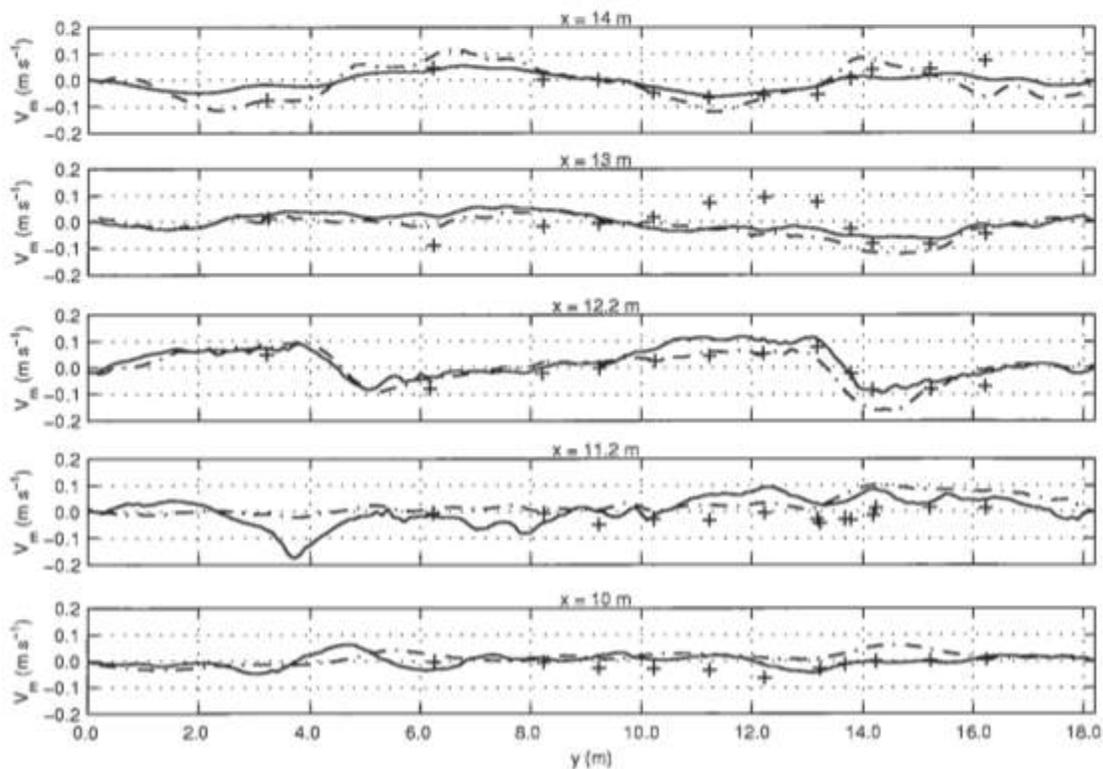


Figura 13 - Test Delaware: sezioni *longshore* della componente *longshore* delle velocità medie misurate (+) e calcolate con PMS+HD — e ONDA+HD -.- alle distanze  $x = 10.0, 11.2, 12.2, 13.0$  e  $14.0$  m dal battionda.

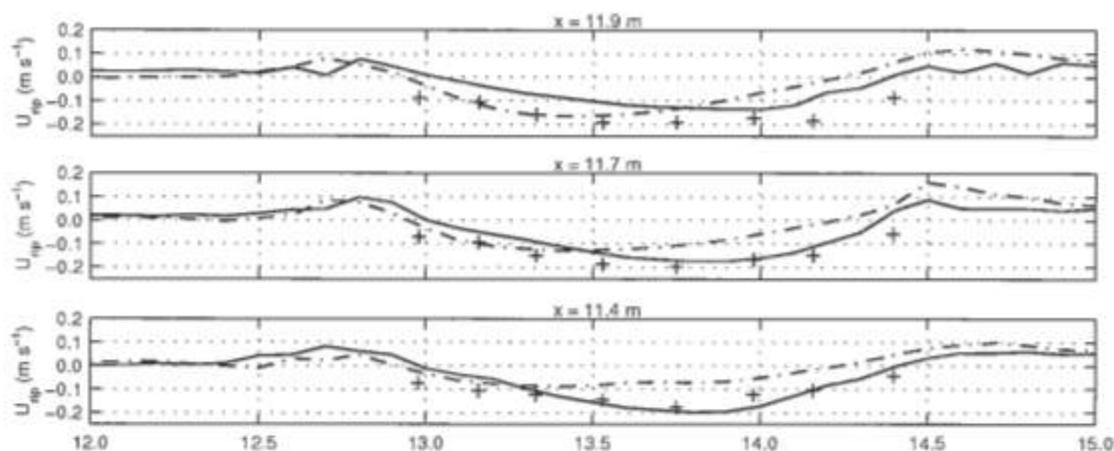


Figura 14 - Test Delaware: sezioni *longshore* delle velocità medie delle correnti di *rip* misurate (+) e calcolate con PMS+HD — e ONDA+HD - - - alle distanze  $x = 11.4, 11.7$  e  $11.9$  m dal battionda.

Secondo quanto discusso da Haas et al. (2003), l'asimmetria dei valori medi delle correnti di *rip* è da attribuirsi alle irregolarità della batimetria reale sulla scala dell'intera larghezza della vasca. In accordo con Haas et al. (2003), le correnti *long-shore* sono le quantità meno efficacemente rappresentate dai modelli numerici, con un migliore adattamento sul lato spiaggia dei canali di *rip* e sulla riva, meno buono nel truogolo e nella zona *offshore*.

Il valore del parametro  $\gamma_2 = 0.5$  utilizzato per la valutazione dell'altezza limite di frangimento in alcuni dei test migliori, alquanto ridotto rispetto al valore standard  $\gamma_2 = 0.8$  per frangimento limitato dalla profondità in acque basse, è in sostanziale accordo con il valore  $H_{med}/d = 0.55$  utilizzato da Haas et al. (2003). Valori di tale ordine di grandezza si giustificano con la necessità di compensare la sottostima delle altezze al frangente della teoria lineare al fine di ottenere una più accurata riproduzione del punto di primo frangimento, in luogo dell'avanzamento dello stesso verso riva ottenuto con  $\gamma_2 = 1.2$  da Zanuttigh e Lamberti (2005) - valore peraltro in sé congruente con le indicazioni della letteratura, secondo quanto discusso anche al paragrafo successivo. Va comunque osservato che la natura monocromatica delle onde utilizzate negli esperimenti Delaware implica una rappresentazione del processo di frangimento radicalmente differente rispetto al caso di onda irregolare, la quota parte di onde eccedenti l'altezza limite, cui è riferita la dissipazione energetica nel modello di Battjes e Janssen (1978), potendo essere soltanto nulla ( $H < H_{med}$ ) o unitaria ( $H \geq H_{med}$ ).

Va anche osservato che mentre con il modello PMS+HD la qualità dei risultati ottenuti per la circolazione con i valori dei parametri di frangimento di riferimento reperibili in letteratura ( $\gamma_1 = 1, \gamma_2 = 0.8, \alpha = 1$ , riga 6 in Tabella 1), cui si è spesso costretti a ricorrere nei casi pratici, risulta modesta, gli stessi parametri forniscono la migliore riproduzione delle velocità con il modello ONDA+HD. Tale circostanza non pare facilmente spiegabile in considerazione del fatto che PMS ed ONDA implementano i medesimi modelli di resistenze al fondo e di frangimento, che i campi di onda hanno accuratezza praticamente identica - fra l'altro, piuttosto scarsa - e che il modulo HD è utilizzato in entrambi i casi per la simulazione della circolazione.

Una seconda importante causa delle discrepanze fra risultati sperimentali e numerici può essere individuata nell'assenza dell'azione delle correnti sul moto ondoso, nel caso di PMS+HD, o nella comunque incompleta rappresentazione dell'interazione onda-corrente, nel caso di ONDA+HD, a sua volta influente sulla dinamica del frangimento particolarmente nella zona dei varchi.

Dall'analisi della Tabella 1 si evincono, particolarmente per le altezze d'onda ed al livello medio ottenuti con PMS+HD, valori di scabrezza di Nikuradse piuttosto irrealistici per il caso in studio e incongruenti con i corrispondenti valori di scabrezza di Strickler utilizzati nel modulo idrodinamico. Tale circostanza può essere ascritta in parte alla menzionata carente rappresentazione degli effetti viscosi nei modelli numerici del bacino in scala ridotta in questione e in parte alla valutazione delle resistenze al moto delle correnti mediante la formula di Chezy, che non tiene in conto l'interazione con il moto ondoso. In vista delle applicazioni pratiche, va anche tenuto presente come l'effetto della scabrezza del fondo possa essere difforme da quanto suggerito dalla normale sensibilità tecnica. Haas et al. (2003) hanno infatti mostrato come un aumento

della scabrezza, favorendo la stabilizzazione e la conseguente persistenza del verso delle correnti di *rip*, possa comportarne un inatteso aumento dei valori medi.

Conformemente all'analisi di Johnson e Paulin (2000), sono risultati ottimali valori dell'angolo di apertura,  $\theta$ , utilizzato nel metodo minimax non superiori a  $60^\circ$ .

Miglioramenti dei risultati numerici possono attendersi da una più accurata modellazione dei termini dell'equazione (13) relativi alla dispersione verticale,  $S'_{eff}$ , alla turbolenza,  $T_{eff}$  ed agli sforzi medi al fondo,  $\tau_{bc}$ , pur con metodi di sufficiente semplicità quali quelli utilizzati da Haas et al. (2003).

Ai fini delle pratiche applicazioni, giova tuttavia osservare come i modelli testati siano comunque in grado di rendere conto dei processi fisici rilevanti sotto il profilo dell'analisi tecnico-progettuale, con margini di errore che appaiono del tutto accettabili per tali scopi.

### Simulazione di test sperimentali su sistemi di strutture sommerse e affioranti (Aalborg)

Il codice MIKE 21 PMS-HD (Release 2003b) è stato utilizzato per la simulazione degli esperimenti condotti presso l'Università di Aalborg, DK, in un bacino a fondo fisso di dimensioni 9.7 m x 12.5 m. La descrizione di dettaglio dell'equipaggiamento, delle configurazioni sottoposte a prova, degli attacchi ondosi e dei principali risultati è riportata in Zanuttigh e Lamberti (2006). Di seguito si considera unicamente la configurazione composta da due semi-barriere e un varco (configurazione 1, Fig. 15), assunta in scala 1:20 rispetto ad un ipotetico prototipo. La struttura ha sezione trapezia, altezza  $h_B = 0.2$  m e due diverse larghezze in cresta  $B = 0.2$  m e  $B = 0.6$  m, con pendenza del paramento 1:2. La spiaggia, composta della stessa tipologia di sassi della struttura, ha pendenza 1:5 (profilo *crossshore* in Fig. 15).

Dal momento che il MIKE 21 non è in grado di rappresentare in modo automatico la trasmissione ondosa (e dunque la tracimazione) di strutture emergenti, al fine di consentire un adeguato confronto tra risultati sperimentali e numerici, fra le varie prove eseguite è stato scelto un caso di riferimento corrispondente prevalentemente alle condizioni di struttura sommersa. Inoltre, allo scopo di analizzare la risposta del modello, è stato selezionato un attacco ondoso primario, corrispondente ad una mareggiata di media intensità, e, a partire da esso, quattro attacchi ondosi che consentissero di evidenziare gli effetti sulla circolazione indotti da differenti altezza d'onda, tipo di spettro d'onda, ripidità dell'onda, larghezza della berma e sommersenza. Vengono quindi mostrati i risultati relativi ai due casi di cresta alla quota del medio mare e sommersa e di attacchi ondosi perpendicolari alla struttura, di tipo sia regolare che irregolare, 3D (*short crested*), estratti da uno spettro di tipo JONSWAP, con altezze comprese tra 5.0+12.2 cm e periodi di picco tra 0.93+1.97 s. I parametri delle prove sono riassunti in Tabella 2.

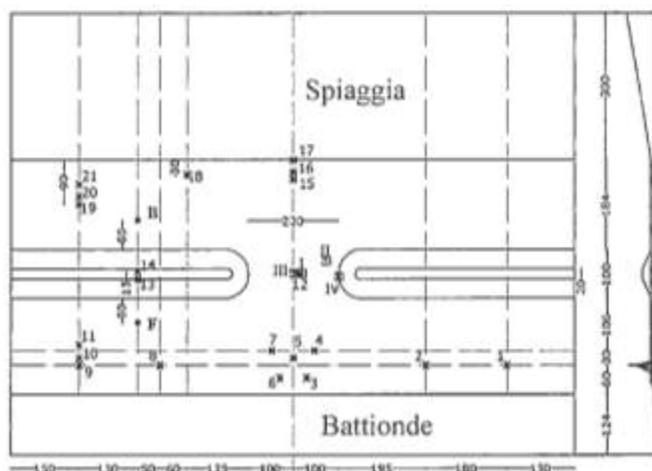


Figura 15 - Test Aalborg: configurazione 1, berma stretta, planimetria della vasca con strumentazione: 'X' indica le sonde di livello (WGs), '\*' indica i misuratori Acustici Doppler di Velocità 2D (ADV) dinanzi (F) e dietro (B) alla struttura, 'I', 'II', 'III', 'IV' indica i profilometri di velocità (ADV) e gli ADV 3D (III e IV).

Tabella 2 - Attacchi ondosi selezionati per le simulazioni dei test di Aalborg.  $F$  è l'altezza della cresta della struttura sul medio mare,  $b_s$  è la profondità del fondale alla struttura,  $Sp$  è il tipo di spettro d'onda (J3D indica spettro JONSWAP 3D, onde irregolari; R indica onde regolari),  $sop$  è la ripidità di picco dell'onda,  $H_s$  è l'altezza d'onda significativa di target al battionde,  $T_p$  è il periodo di picco di target.  $I_{WH}$ ,  $I_{WJ}$ ,  $I_{WU}$ ,  $I_{WV}$ ,  $I_{WR}$  sono gli indici di Wilmort per altezza d'onda, set-up, velocità cross-shore, velocità long-shore e corrente di rip rispettivamente.

Test	$B$ (m)	$F$ (m)	$b_s$ (m)	Sp	sop	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)	$I_{WH}$	$I_{WJ}$	$I_{WU}$	$I_{WV}$	$I_{WR}$
1	0.20	-0.07	0.27	J 3D	0.04	0.12	1.40	0.90	0.70	0.55	0.07	0.98
2	0.20	-0.07	0.27	J 3D	0.02	0.12	1.97	0.84	0.77	0.69	0.14	0.80
3	0.20	-0.07	0.27	R	0.04	0.10	1.28	0.67	0.80	0.56	0.16	0.86
4	0.20	-0.07	0.27	J 3D	0.04	0.05	0.93	0.74	0.19	0.70	0.08	0.58
5	0.60	-0.07	0.27	J 3D	0.04	0.12	1.40	0.97	0.68	0.61	0.78	0.91
6	0.20	0.00	0.20	J 3D	0.02	0.09	1.70	--	--	--	--	--

Si sono imposte delle scabrezze al fondo di Nikuradse (e corrispondenti coefficienti di Strickler) variabili: 0.003 m per il fondo in calcestruzzo, 0.02 m per la spiaggia in sassi e 0.05 m, pari al diametro medio degli elementi componenti la struttura, per la struttura stessa (valori in scala di modello). Nel modulo PMS, i contorni laterali si sono assunti di tipo riflettente, al fine di riprodurre l'ambiente chiuso del laboratorio, a meno delle perdite discusse in Zanuttigh e Lamberti (2006). Nel modulo HD, si sono imposte le condizioni di flusso nullo sia lungo i contorni laterali sia sul contorno al largo; per il calcolo della viscosità turbolenta si è assunta la formulazione di Smagorinsky, con coefficiente pari a  $C_s = 0.5$ . Entrambi i modelli, come suggerito da DHI Water & Environment, sono stati utilizzati a scala di prototipo, per evitare possibili errori indotti dall'uso a piccola scala di codici contenenti relazioni calibrate a larga scala.

Il modulo PMS è stato calibrato esaminando le altezze d'onda in corrispondenza dei punti di misura disponibili e, in particolare, cercando di ottimizzare la rappresentazione della trasmissione sulla struttura. Il campo d'onda risultante per il Test 1 in Tabella 2 è riportato in Figura 16a.

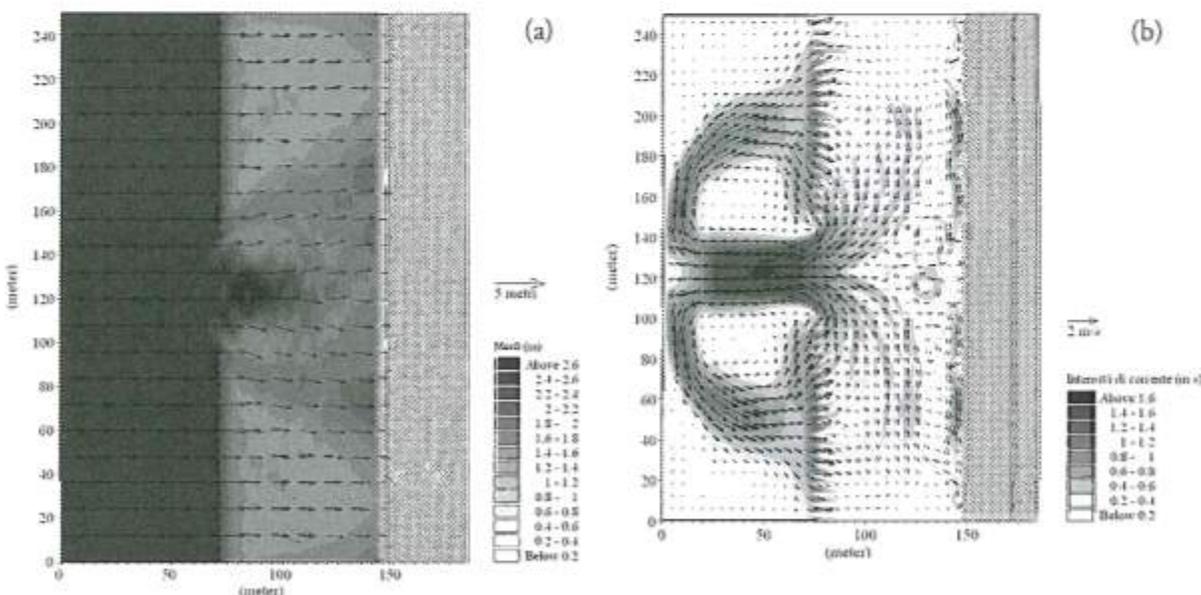


Figura 16 - Test Aalborg: simulazioni con MIKE 21, Test 1 in Tab. 2, battionde alla sinistra e spiaggia alla destra; campi a) delle altezze d'onda e b) delle correnti. Altezze e intensità e direzioni indicati da scale di grigio e vettori (da Zanuttigh e Lamberti, 2006).

Le discrepanze tra risultati sperimentali e numerici possono essere essenzialmente ascritte al modello di frangimento adottato (Battjes e Janssen, 1978), il quale, secondo quanto discusso precedentemente, tende a sovrastimare la dissipazione d'energia in presenza di brusche diminuzioni di profondità. Le onde frangono sulla struttura, mentre

l'altezza d'onda massima è raggiunta in corrispondenza del varco, sottostimata e spostata verso riva, come anche il frangimento, rispetto a quanto osservato in laboratorio. L'intensità del *set-up* dietro la struttura ed alla spiaggia è sovrastimato per effetto sia della concentrazione della dissipazione di energia sulla cresta della barriera che della mancata rappresentazione dell'effetto di accumulazione dell'acqua da parte della spiaggia, legato sia allo swash ondoso che alla permeabilità della superficie in ciottoli. Il codice tratta infatti il fondo della spiaggia e la linea di riva come impermeabili.

Per la maggior parte dei test, i parametri di frangimento ottimali da imporre nel modulo PMS sono risultati essere (equazione 22):  $\gamma_1 = 1.0$ ,  $\gamma_2 = 1.2$  e  $\alpha = 0.4$ . Per il solo Test 4, caratterizzato da una minore altezza d'onda e praticamente da assenza di frangimento, i parametri ottimali sono invece quelli suggeriti:  $\gamma_1 = 1.0$ ,  $\gamma_2 = 0.8$  e  $\alpha = 1.0$ . L'uso di un valore per  $\gamma_2$  maggiore di quello suggerito può giustificarsi considerando la struttura come una brusca variazione del fondale e l'inerzia dell'onda a frangere. Inoltre, valori tra 1.0 e 1.3 sono comuni per numeri di Iribarren,  $\xi_b$ , maggiori di 0.5 nel campo dei frangenti di tipo plunging (Battjes, 1974)  $\xi_b = \tan \vartheta \sqrt{L_0/H_p}$ , in cui  $\tan \vartheta$  è la pendenza del paramento della struttura,  $L_0$  è la lunghezza d'onda in acque profonde e  $H_p$  l'altezza dell'onda al piede della struttura). L'utilizzo di un valore del parametro  $\alpha$  minore di quello suggerito rappresenta il fatto che il frangente non sia pienamente sviluppato. Sulla base dello schema di Svendsen et al. (1978), per struttura sufficientemente corta, la barriera e il grado di sviluppo del frangente si collocano nella *outer region*, mentre l'equazione di frangimento nel modello riproduce quanto accade nella *inner region*.

Particolarmente ai fini delle pratiche applicazioni, nelle quali non è infrequente la carenza di dati per la calibrazione dei modelli, deve essere evidenziata la non univocità dei valori dei parametri di frangimento a parità di configurazione e condizioni al contorno, rilevata anche nei test sulle prove Delaware di cui al paragrafo precedente. Un miglioramento significativo del modulo di frangimento PMS è stato peraltro ottenuto recentemente da Johnson et al. (2005), sulla base dei presenti risultati sperimentali.

Le correnti simulate (Fig. 16b) sono in buon accordo qualitativo con le osservazioni in laboratorio (Zanutigh e Lamberti, 2006), anche se la corrente di *rip* appare più prossima alle testate, causa la citata non perfetta rappresentazione della rifrazione, e più localizzata come estensione. Si ottiene un buon accordo nelle velocità alla testata e dietro la struttura; la velocità della corrente aumenta rapidamente verso il varco, raggiungendo valori massimi sovrastimati del 30% rispetto a quelli misurati, mentre di fronte alla struttura essa risulta un ordine di grandezza superiore rispetto agli esperimenti, cadendo nelle simulazioni il punto di misura ADVF esattamente all'interno della *rip current* verso la struttura.

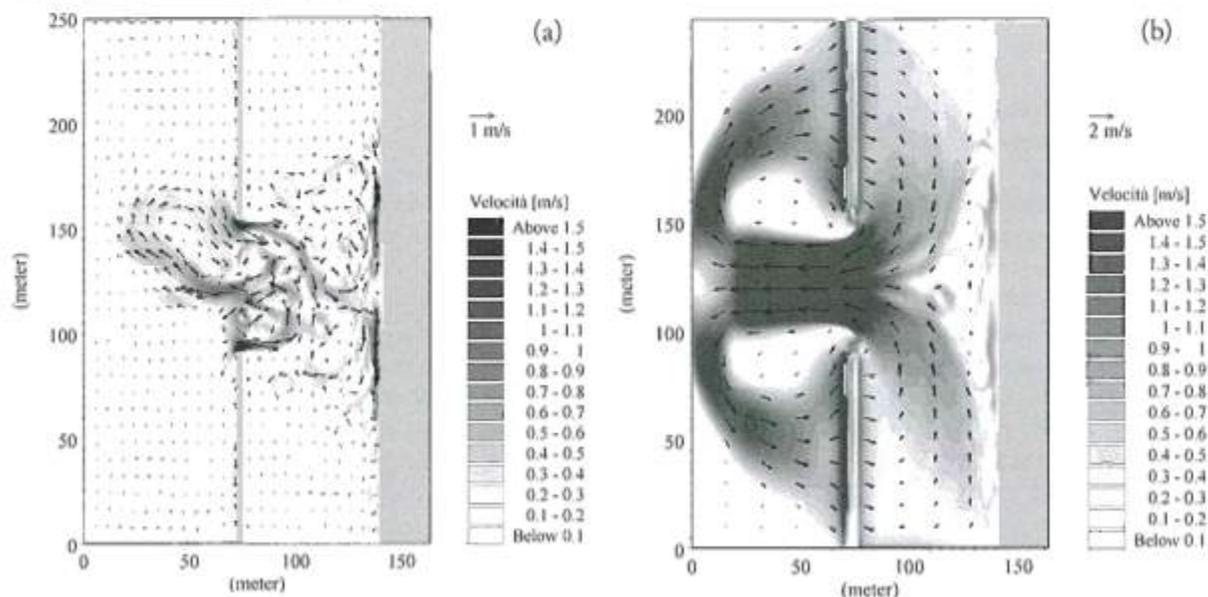


Figura 17 - Test Aalborg; simulazioni con MIKE 21, Test 6 in Tabella 1 (barriera emergente), battonde alla sinistra e spiaggia alla destra. Campo delle correnti a) senza rappresentazione della tracimazione e b) con rappresentazione della tracimazione (Ruol, 2004), con intensità e direzioni indicate dalla scala di colore e dai vettori.

Sulla base dello schema di circolazione illustrato al paragrafo 2, la maggiore intensità delle correnti è legato in buona parte alla sovrastima del *set-up* nella parte protetta. Una ulteriore causa delle discrepanze fra valori misurati e calcolati può essere attribuita alla mancata rappresentazione dell'azione della corrente sull'onda nel modello numerico, di particolare importanza nelle zone interessate dalle correnti di *rip*, ove essa influenza in misura rilevante lo stesso processo di frangimento.

Nell'unica simulazione effettuata su struttura emergente (Test 6 in Tab. 2), dal momento che il livello della cresta della barriera corrisponde al medio mare, il modulo PMS interpreta la cresta come 'emersa' e non simula alcuna trasmissione ondosa a riva di questa. Il campo delle correnti che si ottiene, senza alcun intervento diretto, dal modulo HD, sulla base dei *radiation stress* derivati dal modulo PMS è totalmente irrealistico (Zanuttigh e Lamberti, 2006; Fig. 17a).

Secondo il metodo suggerito da Ruol (2004), una rappresentazione ad hoc dell'effetto della tracimazione della struttura può realizzarsi includendo una serie di coppie pozzo-sorgente, distribuite lungo la barriera. Si è assunto a tale scopo che l'intensità di tali coppie sia pari alla portata di tracimazione che si desume dalla formula di Van der Meer (1992) per frangenti di tipo surging, diminuita della filtrazione attraverso la struttura, che si stima dell'ordine del 20% della portata di tracimazione. Questo metodo consente un buon accordo qualitativo tra i pattern delle correnti osservati e modellati (Fig. 17b), ma, a causa della impossibilità di imporre una correzione simile al campo ondoso, il *set-up* risulta maggiore rispetto agli esperimenti e la corrente al varco è dunque sovrastimata.

Un confronto quantitativo tra risultati numerici e sperimentali è riportato in Tabella 2 mediante gli indici di Wilmott per i Test 1-5, che costituiscono il campo di applicazione tipico del modello (struttura sommersa). Dettagli del confronto tra le singole grandezze misurate e calcolate sono riportati in Zanuttigh e Lamberti (2006). Nel confronto fra i valori degli indici di Wilmott ottenuti nel presente caso e per i test Delaware presentati nella precedente sezione, occorre tenere presente innanzitutto che le presenti simulazioni sono state condotte con l'obiettivo di ottimizzare la rappresentazione del processo di trasmissione, e dunque il rapporto tra le altezze d'onda incidenti la struttura e a tergo di essa, piuttosto che riprodurre i singoli valori da queste assunti. Inoltre, errori delle misure sono legati all'uso di onde irregolari, anziché regolari come nei test Delaware; ai contorni laterali del bacino non perfettamente a tenuta (battionde, cassoni riempiti di pietra-rame arrotondato a tergo delle barriere); alle misure puntuali di velocità, non pienamente rappresentative dei valori medi integrati sulla verticale calcolati dal modello, particolarmente per le correnti di *rip*, e dipendenti dalla profondità della misura; alla mancata rappresentazione della permeabilità della struttura, in quanto per i test sommersi non è stata inclusa la portata di filtrazione attraverso la struttura col metodo analogo a quello proposto in Figura 17b per il caso emerso.

## Verifica di modelli numerici tipo su casi di campo

### Litorale di Pellestrina

La descrizione del sito di Pellestrina, oggetto di un intervento composito nel 1997, è riportata in Mancinelli et al. (2005), mentre gli effetti morfologici sono esaminati in Aminti et al. (2005). Si intende perciò limitare questo paragrafo strettamente alla descrizione del comportamento idrodinamico delle opere, che si è ricostruito mediante simulazione numerica con il MIKE 21 (Release 2003b).

Precisamente, sono stati utilizzati il modulo NSW (*Near-shore Spectral Waves*) per la simulazione della trasformazione del moto ondoso dal largo verso riva ed i già descritti moduli parabolico PMS ed idrodinamico HD per simulare rispettivamente le onde e le correnti in prossimità delle opere.

Il modulo NSW descrive la crescita, il decadimento e la trasformazione di onde generate dal vento e onde di swell nelle aree prossime alla costa. Il modello è di tipo parametrico, stazionario, disaccoppiato direzionalmente e considera gli effetti della rifrazione e dello *shoaling*, la locale generazione per effetto del vento, la dissipazione di energia dovuta all'attrito al fondo e al frangimento, l'interazione tra onde e correnti. Le equazioni di base sono derivate dalla equazione di conservazione della densità ondosa spettrale e sono risolte mediante una tecnica euleriana alle differenze finite.

Per ridurre i tempi di calcolo senza perdere gli effetti del moto ondoso sul regime globale del litorale, le simulazioni idrodinamiche sono state effettuate adottando un clima rappresentativo identificato sulla base delle registrazioni alla torre CNR 10 miglia al largo di Venezia (Cavaleri, 2000), trascurando l'effetto del vento e della marea. Dalle simulazioni effettuate con il modulo NSW si sono ottenute le altezze d'onda e

le direzioni di propagazione, nonché i *radiation stress*, per tutta l'area considerata e si sono estratte, di fronte a Pellestrina (batimetrica 6 m), le otto condizioni ondose riportate in Tabella 3.

Condizione n°	Direzione (°N)	$H_{os}$ (m)	$T_m$ (s)	Frequenza (%)
1	112	2.04	5.7	0.40
2	91	2.17	6.1	1.50
3	124	1.11	4.9	3.50
4	81	1.18	4.8	4.50
5	101	1.12	4.9	2.80
6	131	0.65	3.5	22.38
7	76	0.98	3.8	8.17
8	101	0.77	3.6	8.75

Tabella 3 - Clima rappresentativo annuale a Pellestrina alla batimetria 6m; ciascuna condizione è identificata da altezza d'onda significativa  $H_{os}$ , direzione principale, periodo medio  $T_m$  e frequenza di osservazione. Calme 48%.

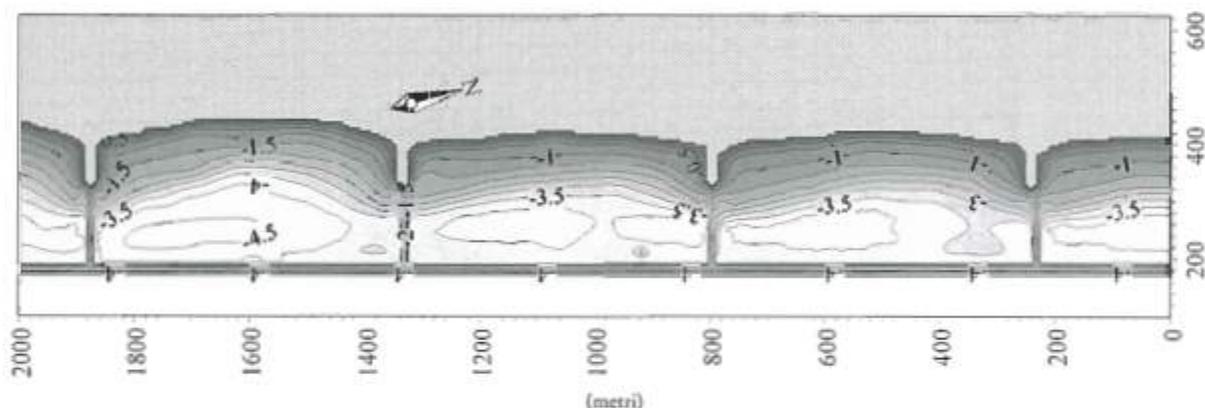


Figura 18 - Batimetria del sito di Pellestrina utilizzata per le simulazioni con i modelli PMS e HD.

Le onde di input sono state impostate nel modulo PMS come onde irregolari e direzionali di uno spettro JON-SWAP. Questa impostazione consente di determinare in maniera realistica il campo di *radiation stress*, il *set-up* ondoso e le condizioni al contorno da impostare nel modello di circolazione idraulica.

Tali simulazioni sono state effettuate su due diverse batimetrie. La batimetria utilizzata per il modulo NSW è stata predisposta sulla base di una carta nautica del Nord Adriatico, include la collocazione della torre CNR da cui si sono desunti i dati meteorologici ed è costituita da 204 celle in direzione E-W e 102 celle in direzione N-S, con maglia di dimensioni 100 x 400 m. La batimetria utilizzata per le simulazioni con i moduli PMS e HD, riportata in Figura 18, è costituita da 166 celle in direzione E-W e 426 celle in direzione N-S, con maglia di dimensioni 5 x 5 m. Essa è stata costruita sulla base del rilievo *multi-beam* effettuato dall'Università di Bologna nell'Ottobre 2002 nella cella 9 (Armini et al., 2005), la cella 'centrale' nell'intervento - ogni singola cella essendo costituita dall'area protetta compresa tra la barriera, posta in prossimità della coordinata cross-shore  $x = 200$  m, e due pennelli consecutivi. La batimetria dell'intera area in studio è stata ottenuta riproducendo il rilievo della cella 9 ai lati della cella stessa, tenendo conto dei rilievi del Consorzio Venezia Nuova, così da consentire il realizzarsi di condizioni simili a quelle di campo nella detta cella 9.

Per ogni batimetria ed ogni modulo del codice, si sono predisposte delle mappe dei sedimenti del fondale e delle corrispondenti mappe di scabrezza al fondo, essenziali per la valutazione del trasporto solido e la corretta stima della dissipazione dell'energia ondosa. Per semplicità, si è ritenuto opportuno considerare solo tre valori del diametro medio,  $D_{50}$  rappresentativi dell'intera area in esame: 0.1 mm per le sabbie al largo della barriera, 0.2 mm per le sabbie a tergo della barriera e 800 mm per i massi. La scabrezza di Nikuradse è stata assunta pari a due volte il  $D_{50}$  e i corrispondenti coefficienti di Strickler sono stati ottenuti come 26 volte l'inverso della scabrezza di Nikuradse alla potenza 1/6.

Le condizioni al contorno per i moduli NSW e PMS sono di tipo simmetrico, al fine di riprodurre condizioni speculari nelle zone laterali adiacenti il dominio di calcolo; per il modulo HD, si impone al contorno verso il largo la

condizione di flusso nullo, mentre sui contorni laterali si utilizzano livelli e flussi generati dai *radiation stress* derivati dai risultati del PMS.

I parametri di frangimento assunti nel modulo PMS (equazione 22), sulla base dei pochi dati per la calibrazione desunti in una campagna di misura nel Novembre 2003 (Zanuttigh et al., 2004), sono i valori suggeriti:  $\gamma_1 = 1.0$ ,  $\gamma_2 = 1.0$  e  $a = 0.8$ . La viscosità turbolenta è stata simulata nel modulo HD mediante la formula di Smagorinsky con coefficiente  $C_S = 0.5$ .

In Figura 19 si mostrano alcuni risultati esemplificativi per un attacco ondoso di Scirocco (Condizione 1 in Tab. 3, lato sinistro) e di Bora (Condizione 2 in Tab. 3, lato destro) di similare intensità, entrambi in condizioni di marea nulla. In presenza di mareggiata sia da Bora sia da Scirocco la barriera sommersa riduce adeguatamente l'energia ondosa: le onde frangono sulla barriera protetta inducendo la formazione di ampie zone di moderata erosione in corrispondenza dell'opera, come si osserva nel rilievo di dettaglio del fondale della cella 9 (riprodotto in Fig. 18 e discusso in Aminti et al. 2005). Considerando le correnti indotte dagli stessi attacchi ondosi (in basso in Fig. 19), la corrente in corrispondenza della barriera risulta ben definita e parallela alla barriera stessa, mentre all'interno della cella protetta si sviluppa una zona di calma con marcate correnti *longshore* in prossimità della riva e dei pennelli.

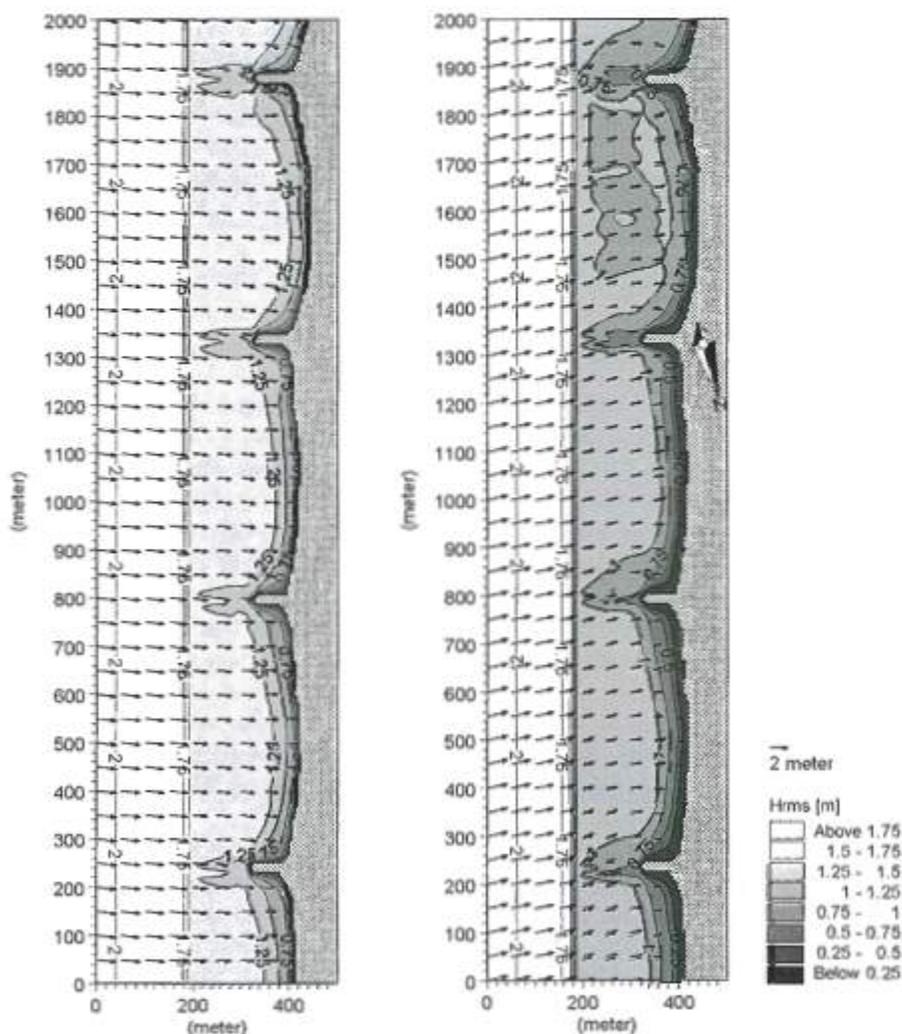


Figura 19 a

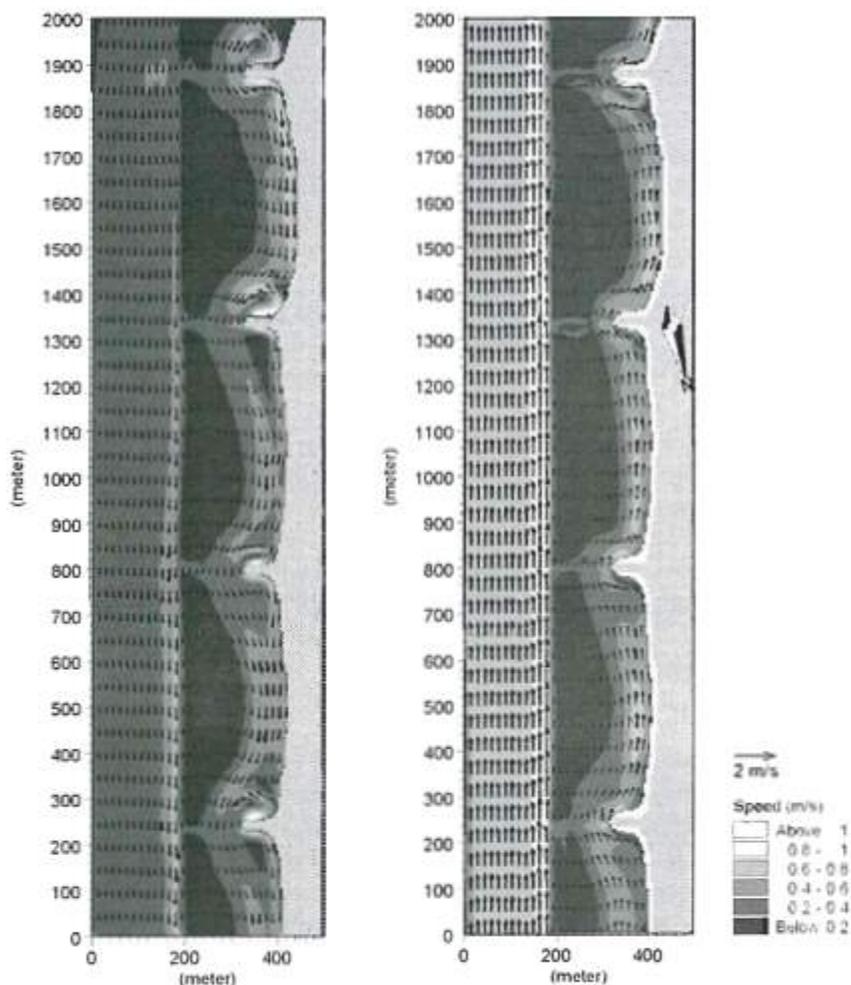


Figura 19 b

Figura 19 - Risultati delle simulazioni con MIKE 21 per la cella 9, a sinistra Scirocco (Condizione ondosa 1 in Tab. 3) e a destra Bora (Condizione ondosa 2 in Tab. 3). Fig. 19a: campi d'onda derivati dal modulo PMS, con altezza e direzione dell'onda in scala di grigi e vettori. Fig. 19b: campi di corrente ottenuti dal modulo HD, con livello della superficie libera in scala di grigi e velocità della corrente indicata da vettori (da Zyserman et al., 2005).

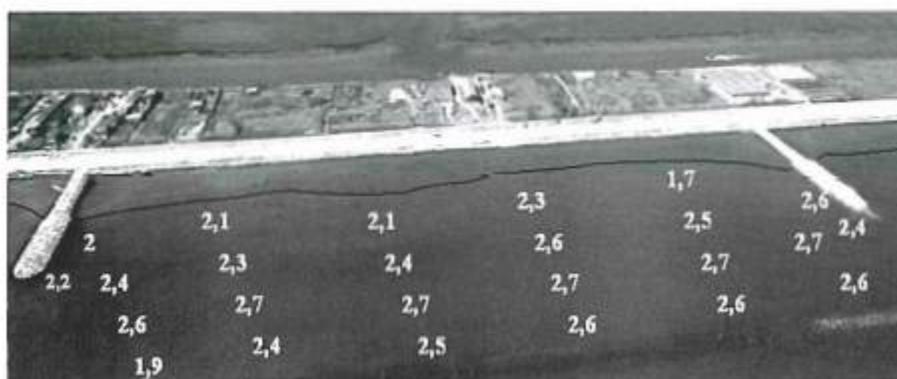


Figura 20 - Distribuzione dei sedimenti nella cella 9,  $D_{n50}$  riportato in scala di  $\phi$ , campioni raccolti nel Novembre 2001 (da Zyserman et al., 2005).

La massima intensità delle correnti si ha lungo la barriera ed alle testate dei pennelli emersi, ove le correnti *long-shore*, interagendo pressoché perpendicolarmente con gli ostacoli, generano *rip current* e vortici, particolarmente visibili con la Bora. In queste zone, ai pattern delle correnti fanno riscontro le erosioni localizzate visibili sempre nel medesimo rilievo *multi-beam*. Inoltre, i pattern vorticosi delle correnti nel caso di Bora possono spiegare la distribuzione, del tutto analoga, dei sedimenti nella zona protetta, desunta da campioni raccolti in una campagna svoltasi nel Novembre 2001 (Zanuttigh et al., 2004) nei punti riportati in Figura 20 sullo sfondo della cella stessa. Da tali campionamenti si desume altresì che la granulometria dei sedimenti nella zona protetta non è sostanzialmente mutata: la barriera dunque, come visto nelle simulazioni ondose, svolge un'azione efficace nella riduzione dell'energia.

È opportuno evidenziare come, anche sulla base di una calibrazione condotta con un set di dati relativamente limitato, la modellazione numerica sia stata comunque in grado di fornire riscontri puntuali a specifiche caratteristiche dei processi osservati sul campo, rilevanti ai fini della progettazione.

#### Lido di Ponente di Senigallia (AN -Italia)

In questo paragrafo viene illustrata un'applicazione del codice *wave resolving NLSWE2D*, descritto in precedenza, ad una batimetria reale, in grado di evidenziare le caratteristiche idrodinamiche principali della circolazione non stazionaria associata ad un moto ondoso che si propaga in un'area protetta da scogliere sommerse. In particolare, l'area studiata si trova a Nord del porto turistico di Senigallia, nelle Marche, lungo le coste dell'Adriatico centrale. Si tratta di una tipica spiaggia sabbiosa con pendenza media non uniforme del 2%, soggetta ad importanti fenomeni erosivi in seguito alla costruzione del porto canale della città di Senigallia. Già alla fine degli anni '40 la spiaggia era difesa con scogliere di tipo emerso, le quali, in seguito all'ampliamento del porto per la realizzazione della darsena turistica, vennero sostituite con opere sommerse (vedi Fig. 21a), successivamente riportate alla forma emersa.

Le scogliere, posizionate ad una distanza media da riva di circa 190 m, avevano una lunghezza tipica di 80 m in direzione parallela alla riva ed erano separate da varchi di 20 m circa. La berma aveva una larghezza di 10 m in direzione ortogonale alla spiaggia, mentre la sommersenza era di circa 80 cm. Come mostrato nella Figura 21a, le opere di difesa del porto proteggono la zona dalle onde provenienti da Sud-Est, mentre a Nord la spiaggia è protetta da una lunga serie di scogliere emerse.

Le condizioni meteomarine più gravose per l'area sono quelle caratterizzate dalle mareggiate provenienti dai due settori prevalenti di Bora (NE) e Scirocco (SE), le quali espongono la spiaggia a fenomeni considerevoli di *run-up* con conseguente fenomeni di erosione e scalzamento alla base delle strutture turistiche, posizionate

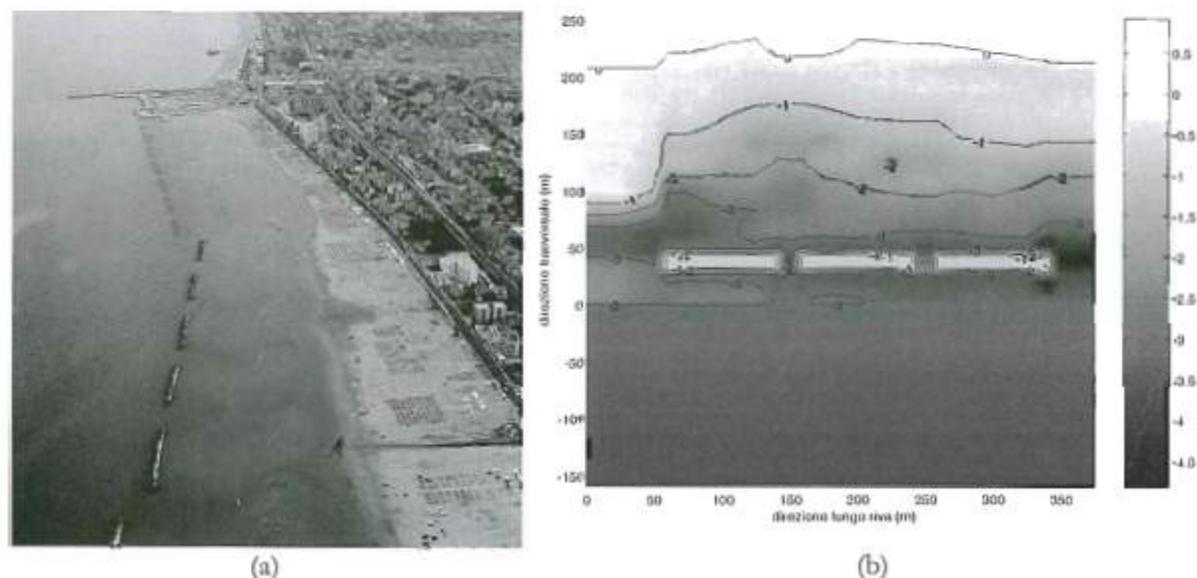


Figura 21 - (a): Vista aerea dell'area studiata. (b): Ricostruzione batimetrica dell'area studiata.

ad una distanza di 30+40 m dalla linea di riva. La spiaggia è soggetta ad una escursione massima di marea di circa 60 cm, la quale, pur alterando significativamente la sommergenza delle scogliere, non è stata considerata nella presente analisi.

La batimetria dell'area da studiare è stata ricostruita e rappresentata su un reticolo regolare di calcolo con celle di dimensioni pari a 5 m in direzione lungo riva e 1 m in direzione trasversale, a partire da una serie di sezioni batimetriche misurate ortogonalmente alla riva (Fig. 21b). La batimetria così ottenuta è stata estesa sia al largo delle scogliere sommerse che lungo i bordi laterali del dominio di calcolo. Nel primo caso il fondale è stato prolungato per 150 m verso il largo con una pendenza di 1:200. In direzione perpendicolare alla spiaggia la topografia è stata riprodotta per 50 m e 25 m, rispettivamente sul lato sinistro (Sud) e su quello destro (Nord) del dominio di calcolo. Questi ampliamenti dell'area studiata sono stati necessari, il primo per permettere lo sviluppo dell'onde entranti ed il secondo per regolarizzare la complessa batimetria.

Sono state riprodotte due condizioni idrodinamiche rappresentative la prima di una situazione di clima medio (periodo di ritorno 1 anno) e la seconda di una mareggiata con periodo di ritorno di 10 anni (vedi Tab. 4). Come per il caso della barriera schematica, al contorno aperto verso il largo sono stati imposti i livelli della sola componente incidente del moto ondoso, mentre a riva è stato simulato direttamente lo *swash*. I contorni laterali sono invece stati considerati riflettenti.

Tabella 4 - Condizioni meteomarine provate per il Lido di Ponente di Senigallia.

Prova	$T_R$ (anni)	$H_s$ (m)	$T_s$ (s)
clima medio	1	0.66	4.7
mareggiata	10	2.40	8.0

L'analisi del moto ondoso in termini di proprietà medie mostra la presenza di sopraelevazioni e depressioni del livello medio della superficie del mare in corrispondenza delle barriere sommerse. Ciò è dovuto a due diversi fenomeni associati al frangimento delle onde. I valori positivi del livello medio indicano la presenza del *set-up*, mentre le depressioni della superficie libera evidenziano l'esistenza di macrovortici ad asse verticale. In condizioni di clima medio, il massimo *set-up* indotto è di circa 0.10 m, con un conseguente debole incremento della sommergenza delle scogliere. Le condizioni cambiano notevolmente in presenza di onde di mareggiata in quanto l'innalzamento del livello medio in corrispondenza delle barriere può essere valutato dell'ordine di 0.50 m, con un incremento della sommergenza di più del 60%. Questo sembrerebbe confermare l'ipotesi che il *set-up* del livello medio in corrispondenza delle barriere è una delle principali cause della trasmissione del moto ondoso nella zona protetta dalle barriere e, conseguentemente, della ridotta capacità di protezione del litorale da parte delle scogliere sommerse.

Come mostrato in un precedente lavoro (Soldini et al., 2002), l'analisi dei risultati evidenzia, soprattutto per le condizioni di mareggiata, la presenza di un'ampia *swash-zone*, indicativa di una modesta riduzione dell'energia del moto ondoso trasmessa dalle barriere. Ciò può essere spiegato con l'ipotesi che il frangimento avvenuto in corrispondenza della berma delle scogliere sommerse sia insufficiente.

È stato detto che le depressioni del livello medio mare possono essere interpretate come la manifestazione di grandi strutture vorticosi presenti in corrispondenza delle scogliere e nella zona da esse protetta, cioè dove è massimo il gradiente di profondità o di superficie libera in direzione trasversale al flusso. L'analisi del campo di moto a differenti istanti temporali può mostrare un esempio reale della generazione ed evoluzione di questi macrovortici in condizioni di mareggiata (vedi Figg. 22 e 23).

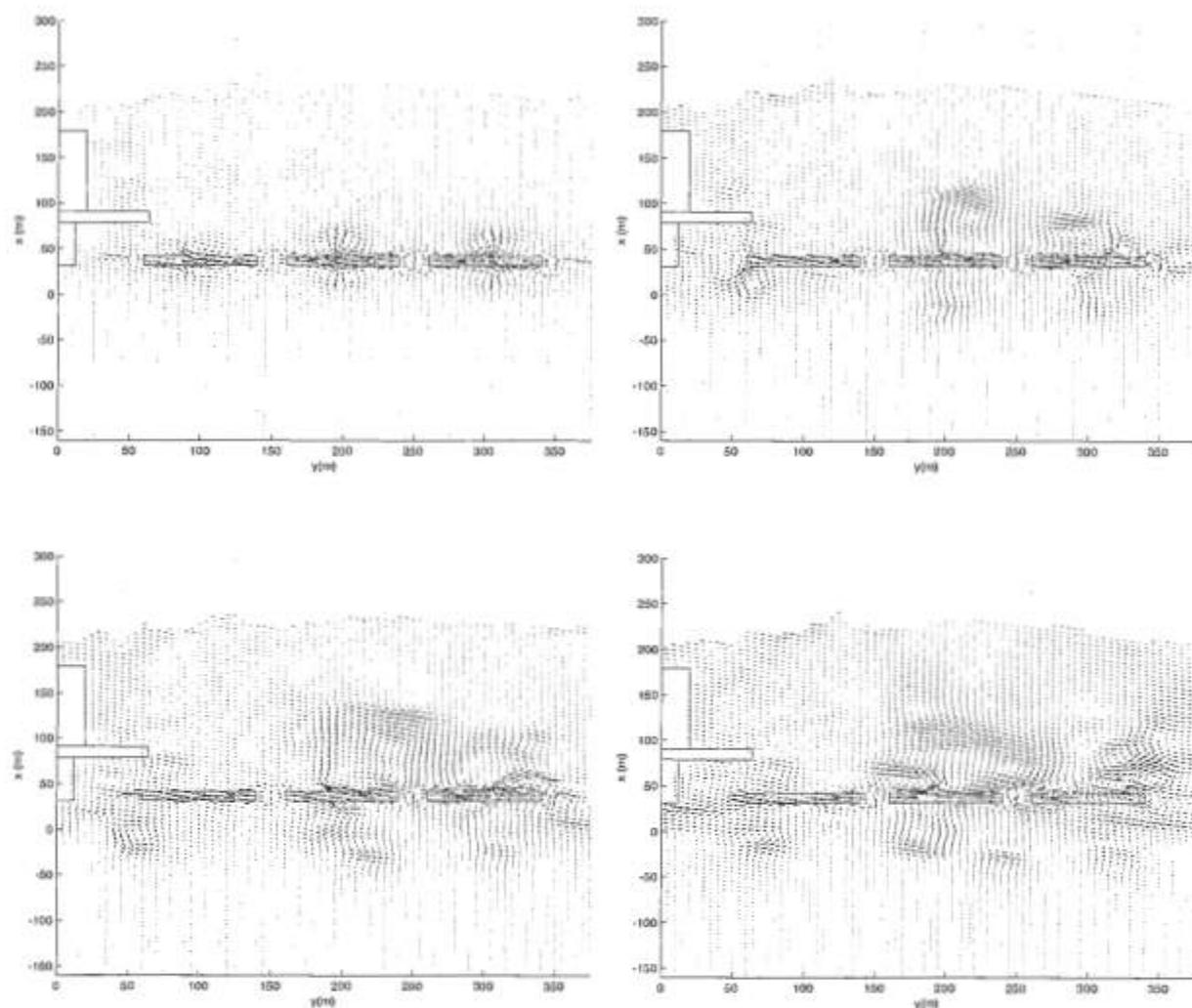


Figura 22 - Lido di Ponente di Senigallia: ricostruzione del campo di moto in condizioni di mareggiata agli istanti  $t = 50$ , 100, 150 e 200 secondi (da sinistra a destra e dall'alto in basso) (da Soldini et al., 2002).

È chiaro che, in conformità a quanto è stato detto finora, i macrovortici si generano in corrispondenza delle scogliere sommerse ( $t = 50 s$ ); successivamente coppie di vortici, caratterizzati da una circolazione di verso opposto, sembrano accoppiarsi in corrispondenza della mezzera della barriera ( $t = 100 s$ ) e quindi muoversi lungo traiettorie asimmetriche per effetto della mutua induzione e del flusso generale ( $t = 150$ , 200 e 250  $s$ ).

È anche interessante notare che la coppia di vortici generata in corrispondenza della barriera centrale si muove verso la spiaggia ( $t = 300 s$ ) e successivamente induce un'intensa corrente longitudinale in prossimità della linea di riva ( $t = 400-500 s$ ).

Questo flusso potrebbe essere responsabile di importanti fenomeni di trasporto di materiale solido nell'area protetta dalle scogliere. In accordo con le caratteristiche generali della dinamica dei vortici in relazione alla dimensione dei varchi descritte in precedenza, la presente configurazione sarebbe ascrivibile alla tipologia di varchi relativamente larghi.

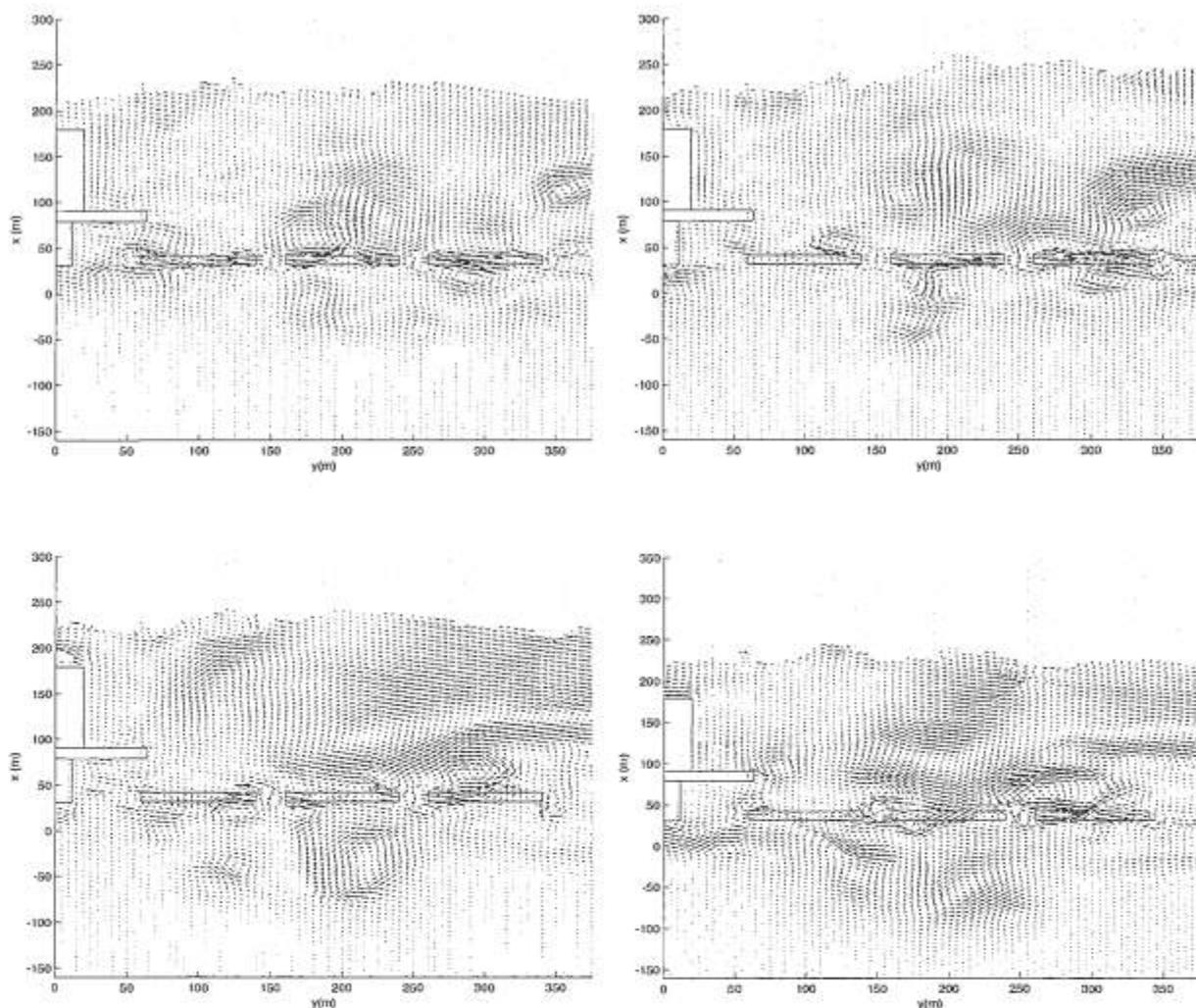


Figura 23 - Lido di Ponente di Senigallia: ricostruzione del campo di moto in condizioni di mareggiata agli istanti  $t = 250$ ,  $300$ ,  $400$  e  $500$  secondi (da sinistra a destra e dall'alto in basso) (da Soldini et al., 2002).

## Conclusioni

Sono state illustrate le caratteristiche salienti della circolazione che si instaura in presenza di barriere longitudinali discontinue, trascinabili o sommerse, nonché di diversi approcci possibili all'analisi di tale fenomeno mediante modelli numerici. Particolarmente mediante uso di modelli parabolici per la simulazione del moto ondoso, le formulazioni di tipo *wave-averaged* consentono una rappresentazione dei processi rilevanti ai fini progettuali a costi computazionali contenuti. La verifica dettagliata delle prestazioni di modelli *wave averaged* basati su modulo parabolico di moto ondoso, per confronto con misure di laboratorio eseguite in condizioni ben controllate, ha mostrato la possibilità di ottenere distribuzioni delle correnti e del livello medio calcolati in accordo generale con le misure e rappresentative di aspetti peculiari quali, ad esempio, l'instabilità delle correnti di *rip*. Discrepanze osservabili fra soluzioni numeriche e misure sono ascrivibili principalmente alla rappresentazione del frangimento, della turbolenza, della trascinazione, dell'interazione onda-corrente e degli effetti tridimensionali. Migliori riscontri quantitativi possono essere ottenuti ove sia possibile adottare rigorose procedure di calibrazione e validazione dei model-

li. Tale constatazione rimanda all'importanza di poter disporre di dati di campo affidabili e in quantità sufficiente nelle applicazioni pratiche. Ciò non di meno, è stato illustrato come anche una calibrazione eseguita su un set di misure di campo limitato possa consentire la simulazione di caratteristiche della circolazione di particolare rilievo tecnico-progettuale.

Le applicazioni di un modello di tipo *wave resolving* hanno consentito di evidenziare le potenzialità di tale classe di modelli nella descrizione delle caratteristiche non stazionarie della circolazione alle scale temporali caratteristiche del moto ondoso, che anche l'analisi teorica mostra essere di importanza essenziale nella generazione delle celle di circolazione primaria e secondaria. In particolare, i modelli di tipo *wave resolving* appaiono più promettenti ai fini della rappresentazione della trascinazione delle strutture, che appare un limite peculiare dei modelli di moto ondoso dei modelli *wave averaged*.

In conclusione, la capacità dei modelli numerici esistenti di riprodurre le caratteristiche salienti dei campi idrodinamici all'intorno di strutture trascinabili li rende uno strumento di analisi ed interpretazione dei processi fisici di interesse particolarmente prezioso a scopi progettuali anche in assenza di misure dirette, sebbene in tali casi non debba essere incoraggiata l'applicazione acritica di tali strumenti. Allo stato attuale, non appare infatti eludibile la necessità di adeguata conoscenza della natura e delle caratteristiche dei processi fisici in studio da parte degli utenti dei modelli, ai fini di un uso appropriato degli stessi.

Ulteriori sviluppi delle potenzialità dei modelli numerici sono legati, da un lato, all'avanzamento delle conoscenze dei fenomeni fisici in gioco, che consentano di formularne modelli concettuali sempre più avanzati ed efficaci, desiderati in particolare per la turbolenza ed il frangimento; dall'altro, all'incremento delle prestazioni degli elaboratori, cui è legata la possibilità sia di maggiore risoluzione spaziale e temporale che di implementazione di descrizioni sempre più sofisticate dei processi, anche in ambito compiutamente tridimensionale.

### Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato finanziato dal MIUR nell'ambito del progetto PRIN 2001 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili" Prot. 2001082247. Si ringrazia il personale del Center for Applied Ocean Research - Ocean Engineering Laboratory dell'Università del Delaware, per la resa di pubblico dominio del database relativo alle prove sperimentali su un modello di spiaggia protetta da barriere discontinue, utilizzato nel presente lavoro.

### Bibliografia

- Abbott M.B., Damgaard A. e Rodenhuis G.S. (1973) - *System 21, Jupiter. A design system for two-dimensional nearly-horizontal flows*. IAHR, J. Hydraul. Res., 1: 1-21.
- Aminti P., Martinelli L., Lorenzoni C. e Clementi E. (2005) - *Esperimenti ed osservazioni di campo sulla erosione del fondale indotta da opere trascinabili*. Studi Costieri, presente volume.
- Battjes J. A. (1974) - *Modelling of turbulence in the surf zone*. Proc. 2 Symp. Modelling Techn., ASCE ed., San Francisco, 2: 1050-1061.
- Battjes J. A. e Janssen J.P.F.M. (1978) - *Energy loss and set-up due to breaking of random waves*. Proc. 16<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Hamburg, ASCE ed., 1: 569-587.
- Bellotti G., Beltrami G.M. e De Girolamo P. (2003) - *Internal generation of waves in 2D fully elliptic mild-slope equation FEM models*. Coastal. Eng., 49: 71-81.
- Berkhoff J.W.C. (1972) - *Computation of combined refraction-diffraction*. Proc. 13<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Vancouver, ASCE ed.: 471-490.
- Booij N. (1981) - *Gravity waves on water with non-uniform depth and current*. Report No. 81-1, Dept. of Civil Eng. Delft Univ. of Tech.
- Booij N. (1983) - *A note on the accuracy of the mild-slope equation*. Coastal. Eng., 7: 191-203.
- Booij N., Ris R.C. e Holthuijsen L.H. (1999) - *A third-generation wave model for coastal regions. Part I. Model description and validation*. Journ. Geophys. Res., 104 (C4): 7649-7666.
- Brocchini M., Bernetti R., Mancinelli A. e Albertini G. (2001) - *An efficient solver for nearshore flows based on the WAF method*. Coastal. Eng., 43: 105-129.
- Brocchini M., Kennedy A., Soldini L. e Mancinelli A. (2004) - *Topographically controlled, breaking-wave induced macrovortices. Part 1. Widely separated breakwaters*. J. Fluid Mech., 507: 289-307.

- Bühler O. e Jacobson T.E. (2001) - *Wave-driven currents and vortex dynamics on barred beaches*. J. Fluid Mech., 449: 313-339.
- Cappiotti L. (2003) - *Interazione onda-corrente*. PhD thesis, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Firenze, pp. 140.
- Cavaleri L. (2000) - *The oceanographic tower Acqua Alta-activity and prediction of sea states at Venice*. Coastal Eng., 39: 29-70.
- Copeland G.J.M. (1985a) - *A practical alternative to the mild-slope wave equation*. Coastal Eng., 9: 125-194.
- Copeland G.J.M. (1985b) - *Practical radiation stress calculations connected with equations of wave propagation*. Coastal Eng., 9: 195-219.
- Dally W. R., Dean R. G. e Dalrymple R. A. (1985) - *Waves height variation across beaches of arbitrary profile*. J. Geophys. Res., 90: 11917-11927.
- Damiani L., Martinelli L., Lorenzoni C. e Cappiotti L. (2005) - *Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture trascinabili e confronto con i modelli*. Studi Costieri, presente volume.
- Dean R.G. e Dalrymple R.A. (1991) - *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. World Scientific, Singapore.
- DHI Water and Environment (2001) - *MIKE 21 Parabolic Mild-slope Module, Version 2001*, Scientific documentation.
- Dronen N., Karunaratna A., Fredsoe J., Misumer B. e Deigaard R. (2002) - *An experimental study of rip channel flow*. Coastal. Eng., 45: 223-238.
- Fredsoe J. e Deigaard R. (1992) - *Mechanics of Coastal Sediment Transport*. World Scientific, Singapore.
- Haas K.A. e Svendsen I.A. (2002) - *Laboratory measurements of the vertical structure of rip currents*. J. Geophys. Res., 107 (C5), 3047, doi:10.1029/2001JC00911.
- Haas K.A., Svendsen I.A., Haller M.C. e Zhao Q. (2003) - *Quasi three-dimensional modeling of rip current systems*. J. Geophys. Res., 108 (C7): 10-1 - 10-21, doi: 10.1029/2002JC001355.
- Haller M.C. e Dalrymple R.A. (2001) - *Rip current instabilities*. J. Fluid Mech., 433: 161-192.
- Haller M.C., Dalrymple R.A. e Svendsen I.A. (1997) - *Rip channels and nearshore circulation*, Coastal Dynamics: 594-603.
- Haller M.C., Dalrymple R.A. e Svendsen I.A. (2002) - *Experimental study of nearshore dynamics on barred beach with rip channels*. J. Geophys. Res., 107 (C6): 14-1-14-21, doi:10.1029/2001JC000955.
- Hirsch C. (1991) - *Numerical Computation of Internal and External Flows*. John Wiley and Sons, New York.
- Horikawa K. e Kuo C.T. (1966) - *A study on wave transformation inside surf zone*. Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Tokyo, ASCE ed.: 217-233.
- Ito T. e Tanimoto K. (1972) - *A method of numerical analysis of wave propagation - application to wave diffraction and refraction*. Proc. 13<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Vancouver, ASCE ed., 1: 502-522.
- Johnson H.K., Karambas Th., Avgeris J., Zanuttigh B. e Caceres I. (2005) - *Modelling of wave and currents around submerged breakwaters*, Coastal Eng., DELOS, 52: 10-11.
- Johnson H.K. e Poulin S. (1998) - *On the accuracy of parabolic wave models*. Proc. 26<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Copenhagen, ASCE ed., vol. 1: 352-365.
- Kennedy A., Brocchini M., Soldini L. e Gutierrez E. (2005) - *Topographically-controlled, breaking wave-induced macrovortices. Part 2. Changing geometries*. J. Fluid Mech. (in revisione).
- Kirby J.T. (1986) - *Rational approximations in the parabolic equation method for water waves*. Coastal Eng., 10: 355-378.
- Kirby J.T. e Dalrymple R.A. (1986) - *A parabolic equation for for the combined refraction-diffraction of Stokes waves by mildly varying topography*. J. Fluid Mech., 136: 453-466.
- Kirby J.T. e Dalrymple R.A. (1994) - *Combined refraction/diffraction model REF/DIF 1, version 2.5*, Tech. Rep. CACR-94-22, Cent. For Appl. Coastal Res., Univ. of Del., Newark, Del.
- Kobayashi N. e Wurjanto A. (1992) - *Irregular wave setup and run-up on beaches*. ASCE J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, 118: 368-386.
- Leendertse J.J. (1970) - *A water-quality simulation model for well-mixed estuaries and coastal seas: Vol. 1, Principles of Computation*. The Rand Corporation, Santa Monica, February, RM-6230-RC.
- Longuet-Higgins M.S. e Stewart R.W. (1960) - *Changes in the form of short gravity waves on long waves and tidal currents*. J. Fluid Mech., 8: 565-583.
- Lorenzoni C., Soldini L., Mancinelli A., Piattella A. e Brocchini M. (2004) - *La circolazione idrodinamica in pre-*

- senza di barriere sommerse: un'analisi sperimentale. Atti del 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 3: 573-580.
- Madsen P.A. e Larsen J. (1987) - *An efficient finite difference approach to the mild-slope equation*. Coastal Eng., 11: 329-351.
- Madsen P.A. Murray R. e Sorensen O.R. (1991) - *A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics (Part 1)*. Coastal Eng., 15: 371-388.
- Mancinelli A., Di Risio M., Archetti R., Franco L., Aminti P., Arzeni A. e Barbanti, C. (2005) - *Casi di studio selezionati*. Studi Costieri, presente volume.
- Mei C.C. (1992) - *The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves*. World Scientific, Singapore.
- Peregrine D.H. (1967) - *Long waves on a beach*. J. Fluid Mech., 27: 815-827.
- Peregrine D.H. (1998) - *Surf zone currents*, Theor. Comp. Fluid Dyn., 10: 295-309.
- Peregrine D.H. (1999) - *Large-scale vorticity generation by breakers in shallow and deep water*. Eur. J. Mech. B/Fluids, 18: 403-408.
- Phillips O.M. (1977) - *The Dynamics of Upper Ocean*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Pratt L.J. (1983) - *On inertial flow over topography. Part 1. Semigeostrophic adjustment to an obstacle*. J. Fluid Mech., 131: 195-218.
- Putnam J.A. e Johnson J.W. (1949) - *The dissipation of wave energy by bottom friction*. Trans. Am. Geoph. Union, 30: 67-74.
- Putrevu U. e Svendsen I.A. (1991) - *Wave induced nearshore currents: a study on the forcing, mixing and stability characteristics*, Res. Rep CACR-91-11, Cent. For Appl. Coastal Res., Univ. of Del., Newark, Del.
- Radder A.C. (1979) - *On the parabolic equation method for water wave propagation*. J. Fluid Mech., 95: 159-176.
- Ruol P. (2004) - Comunicazione riservata.
- Ruol P., Cappiotti L., Martinelli L., Vicinanza D., Faedo A. e Zanuttigh B. (2005) - *Trascinamento e permeazione nelle opere a gettata trascinabili: set-up indotto e caratteristica di pompaggio*. Studi Costieri, presente volume.
- Soldini L., Mancinelli A., Bernetti R., Brocchini M. e Scalas P. (2002) - *Are structure-generated macrovortices important for nearshore dynamics?* Atti del 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza, 4: 43-50.
- Soldini L., Piattella A., Brocchini M. e Mancinelli A. (2004a) - *Macro-vortices-induced mixing in coastal and riverine environments*, ERCOFTAC Bulletin n. 60: 37-51.
- Soldini L., Lorenzoni C., Piattella A., Mancinelli A. e Brocchini M. (2004b) - *Nearshore macrovortices generated at a submerged breakwater: experimental investigation and statistical modeling*. Proc. 29<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Lisbona, vol. 2: 1380-1392.
- Stelling G.S. (1984) - *On the Construction of Computational Methods for Shallow Water Equations*. Rijkswaterstaat communication No. 35/1984.
- Stelling G.S., Wiersma A.K. e Willemse J.B.T.M. (1986) - *Practical aspects of accurate tidal computations*. J. of Hydraulic Engineering, 112, No. 9: 802-817.
- Svendsen I.A. (1984) - *Wave heights and set-up in a surf zone*, Coastal Eng., 8: 303-330.
- Svendsen I.A. (1992) - *Hydrodynamics of the surf zone*. In: Proc. of the short course on design and reliability of coastal structures. Venice, 1-3 October 1992, Tecnoprint, Bologna.
- Svendsen I.A. e Lorenz R.S. (1989) - *Velocities in combined undertow and longshore currents*. Coastal Eng., 13, 1: 55-80.
- Svendsen I.A., Madsen P. e Hansen J. B. (1978) - *Wave characteristics in the surf zone*. Proc. 16<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., ASCE ed., NY: 520-539.
- Svendsen I.A. e Putrevu U. (1990) - *Nearshore circulation with 3D profiles*, Proc. 22<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng., Delft, ASCE ed., Chap. 18: 241-254.
- Svendsen I.A. e Putrevu U. (1994) - *Nearshore mixing and dispersion*. Proc. R. Soc. London Ser. A, 445: 1-16.
- Svendsen I.A., Haas K. e Zhao Q. (2000) - *Quasi-3D nearshore circulation model, SHORECIRC, Version 1.3.6*. Report, Center for Applied Coastal Research, University of Delaware, Newark, Del.
- Swart D.H. (1974) - *Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles*. Delft Hydraulics Laboratory, Publication 131.
- Toro E.F. (1997) - *Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics*, Springer.
- Van der Meer J. W. (1992) - *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. In: Proc. of the short course on design and reliability of coastal structures. Venice, 1-3 October 1992: 447-510, Tecnoprint, Bologna.
- Yanenko N. N. (1968) - *Méthode à pas fractionnaires*. Lib. Armand Colin, Paris.

- Wilmott C.J. (1981) - *On the validation of models*. Phys. Geogr., 2: 184-194.
- Zanuttigh B., Archetti R. e Barbanti C. (2004) - *Hydrodynamics and morphodynamics at a protected beach: the study site of Pellestrina, Italy*, Proc. 29<sup>th</sup> Int. Conf. Coastal Eng. (Lisbona, 19-24 Settembre 2004), ed. J.M. Smith, World Scientific Publishing Co., USA, vol. 3: 2784-2796.
- Zanuttigh B. e Lamberti A. (2006) - *Experimental analysis and numerical simulations of waves and current flows around low-crested coastal defence structures*, in stampa, ASCE, J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering.
- Zienkiewicz O.C. e Taylor R.L. (2000) - *The Finite Element Method*. Butterworth Heinemann, Oxford.
- Zyserman J., Johnson H.K., Zanuttigh B. e Martinelli L. (2005) - *Far field erosion and morphological effects*. Coastal Eng., 52 (10-11): 977-994.

Manoscritto ricevuto il 12/07/2005, accettato il 20/10/2005.

## Esperimenti di laboratorio ed osservazioni di campo sulle modifiche indotte al fondo da opere tracimabili

Pier Luigi Aminti<sup>1</sup>, Barbara Zanuttigh<sup>2</sup>, Carlo Lorenzoni<sup>3</sup>,  
Luca Martinelli<sup>2</sup>, Emanuela Clementi<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, via S. Marta, 3 - 50139 Firenze.

Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: aminti@dicea.unifi.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) -

Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. Tel.: +39 051 2093754, Fax: +39 051 6448346.

E-mail: barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

<sup>3</sup> Istituto di Idraulica e Infrastrutture Viarie, Università Politecnica delle Marche, Via Breccie bianche - 60131 Ancona.

Tel.: +39-071-220-4529, Fax: +39-071-220-4528, E-mail: c.lorenzoni@univpm.it

### Riassunto

Rilevi specifici eseguiti su sistemi di opere di difesa di differente tipologia hanno evidenziato la presenza di importanti modifiche al fondo indotte dall'interazione del moto ondoso con le opere. In alcuni casi sono stati osservati approfondimenti molto importanti che minano la stabilità delle opere. In particolare è stata evidenziata la pericolosità di varchi stretti su opere a cresta bassa.

Recenti esperienze di laboratorio hanno permesso di analizzare i meccanismi di erosione che assumono una maggior rilevanza in presenza di opere tracimabili.

Sono riportate alcune relazioni empiriche che consentono di prevedere la localizzazione ed estensione dell'erosione sulla base della conoscenza del moto ondoso incidente e della geometria delle scogliere; i risultati delle formule sono stati messi a confronto con i rilievi di campo e di laboratorio.

L'insieme delle informazioni raccolte ha permesso di ricavare indicazioni progettuali per le protezioni da attuare sui varchi e lungo il tronco di strutture tracimabili.

**Parole chiave:** opere a cresta bassa, modello fisico, erosione localizzata.

### Abstract

*A systematic survey carried out along the most important coastal protection structures of Italy shows that important morphological changes occur on the sea bed near the structures some years after the construction. Severe erosion is observed near the gaps between low crested detached breakwaters, even after only a few months from the construction, and a generalised deepening of the sea bed occurs in front/behind emerged/submerged barriers.*

*In this paper, near and far field erosion due to low crested coastal structures were studied observing prototype cases and conducting laboratory tests, providing some empirically based tools for localisation and quantification of erosion. Simple design criteria are given to protect gaps and structure toe.*

**Keywords:** low crested structures, physical model, bottom scour.

### Introduzione

Allo scopo di ridurre gli impatti delle opere di difesa costiera sul paesaggio e per migliorare la qualità dell'acqua, negli ultimi anni sono state frequentemente utilizzate strutture con cresta bassa, quindi ampiamente tracimabili, così come opere sommerse.

Le opere tracimabili inducono importanti cambiamenti al campo idrodinamico indotto dal moto ondoso nell'intorno delle strutture e, soprattutto, nella zona protetta. Questo fatto provoca in tempi più o meno lunghi modifiche ai fondali, alcune delle quali non rilevate in presenza di classiche opere emerse. Le variazioni dei fondali indotte da correnti concentrate in corrispondenza di varchi sono

state osservate nel dettaglio grazie alla diffusione di rilievi con ecoscandagli *multi beam*; con le stesse tecniche sono state evidenziate modifiche sui fondali antistanti il tronco ed in corrispondenza delle testate di scogliere parallele.

La stima della localizzazione e dell'intensità dell'erosione in prossimità delle opere di difesa costiera costituisce un importante aspetto progettuale, essendo una delle possibili cause di collasso delle opere stesse. L'erosione si può manifestare lungo il tronco ed attorno alla testata, producendo lo scalzamento del piede dell'opera ed innescando lo scivolamento della mantellata nello scavo creatosi; il prolungarsi nel tempo di tali condizioni può condurre all'instabilità della struttura.

Esperimenti in canale a fondo mobile condotti sulle testate di frangiflutti emersi (Fredsoe e Sumer, 1997) e sommersi (Sumer et al., 2003, 2005) hanno evidenziato due meccanismi chiave della formazione delle erosioni in prossimità delle opere, *near field*, ossia poste ad una distanza inferiore ad  $\frac{1}{4}$  della lunghezza d'onda: il primo è dovuto alla riflessione delle onde alla struttura, lato mare; il secondo consiste nell'azione di mobilitazione al fondo esercitata dal getto circolare indotto dal frangente e provoca la formazione di una fossa d'erosione lato riva.

Dati i tempi di formazione piuttosto rapidi (dell'ordine della marea) delle erosioni *near field* e l'azione significativa e continuata delle correnti attorno alle strutture, spesso in campo è difficile separare i due fenomeni sopra descritti.

Nelle opere tracicabili risultano molto accentuate le erosioni di tipo *far field*, ossia che interessano distanze superiori ad  $\frac{1}{4}$  della lunghezza d'onda, dovute alla interazione di onde e correnti (Sumer et al., 2001). Forme tipiche sono le erosioni 'crescentiche' (a forma di mezzaluna) alle testate ed i canali con forma 'a pennacchio' in corrispondenza dei varchi (dovuti alle correnti di ritorno verso il largo).

Lo spostamento della linea di riva, l'accumulo o la perdita di materiale nell'area protetta sono fenomeni riconducibili ad una scala spaziale e temporale ancora maggiore: la risposta delle opere è condizionata dai processi che investono tutto il litorale ed ha rilevanza sia l'effetto della singola mareggiata sia quello a lungo termine, con effetti generalmente non coincidenti.

L'importanza di questi processi è cruciale per la progettazione, ed è stata in qualche caso sottovalutata. Hughes e Schwichtenberg (1999) riportano un caso di studio dove si sono verificati forti approfondimenti localizzati nel varco fra due strutture emerse e documenta l'insuccesso di semplici opere sommerse a chiusura del varco. In un ben noto studio di campo su una barriera sommersa costruita per la protezione delle spiagge di Palm Beach, Florida (Dean et al., 1997), i fenomeni erosivi generalizzati scala indotti dalla struttura ne richiesero la demolizione.

In presenza di varchi molto stretti fra opere tracicabili si possono anche instaurare gravi condizioni di pericolo per i bagnanti dovuti ai forti gradienti di velocità.

Nel presente lavoro sono analizzate le variazioni localizzate osservate in campo per una serie di opere a cresta bassa che coprono le principali tipologie utilizzate: barriere sommerse continue, barriere interrotte da pennelli emersi, barriere sommerse allineate, barriere emerse a cresta bassa con varchi. Le modifiche osservate al fondo sono documentate dai rilievi di campo.

Analogamente sono descritti i risultati di esperimenti in vasca a fondo mobile su barriere tracicabili, riportando le modifiche al fondale osservate; l'interpretazione dei processi è supportata da una simulazione numerica mediante il modello MIKE 21 CAMS, sviluppato da DHI Water & Environment.

Infine sono suggeriti alcuni strumenti che consentono la valutazione e la localizzazione dei fenomeni erosivi vicini e lontani dalle opere.

## Casi di studio di campo

### *Marina di Massa*

Le cause dell'erosione del litorale di Marina di Massa sono state da tempo studiate (Albani, 1940) ed un nuovo recente studio ha permesso di quantificare i processi erosivi in atto e valutare i risultati ottenuti con il sistema di protezione realizzato (Cipriani et al., 2001).

La spiaggia è stata protetta, per un primo tratto immediatamente a Sud del Porto di Marina di

Carrara con un sistema di barriere parallele distanti da riva circa 100 m con varchi di ampiezza variabile fra 10 e 15 m e successivamente a partire dagli anni '80 la protezione è stata estesa nel tratto più lontano dal porto con 13 pennelli ortogonali a riva con le testate collegate fra loro con una barriera semiaffiorante. Maggiori dettagli sull'area di studio sono riportati nell'articolo di Mancinelli et al. nel presente volume.

*Tratto settentrionale difeso con scogliere parallele distaccate*

Il sistema di difesa ha indotto significative variazioni al profilo di spiaggia lungo tutto il tratto, ma solo in tempi recenti, con l'esecuzione di rilievi di dettaglio utilizzando anche strumenti *multi beam*, è stato possibile evidenziare erosioni localizzate di profondità inaspettate.

Lungo il tratto difeso da scogliere parallele non si sono verificati problemi di erosione localizzata così evidenti fino a quando le strutture sono state mantenute a quota tale da essere tracimate solo molto raramente; negli ultimi anni non sono state eseguite opere di manutenzione e la sommità delle scogliere si è abbassata fino alla quota variabile fra + 0.5 m e + 1.0 m s.l.m. e quindi sono soggette a forti tracimazioni anche durante mareggiate di debole intensità

Un rilievo *multi beam* eseguito nell'estate 2004 evidenzia la presenza di forti erosioni localizzate in corrispondenza dei varchi che raggiungono anche la profondità di 9 m su un fondale medio di 4 m (Fig. 1). Le aree di erosione del fondo sono localizzate sulla parte esterna delle opere di difesa e la loro morfologia appare chiaramente correlata alle correnti in uscita dai varchi. I recenti rilievi di dettaglio hanno permesso di individuare, lungo la fascia esterna delle scogliere, un'alternanza di aree di forte erosione ad aree di deposito che possono essere generate dall'interazione fra la corrente litoranea prevalente diretta verso sud e le correnti in uscita dai varchi obliqui diretta in verso opposto.

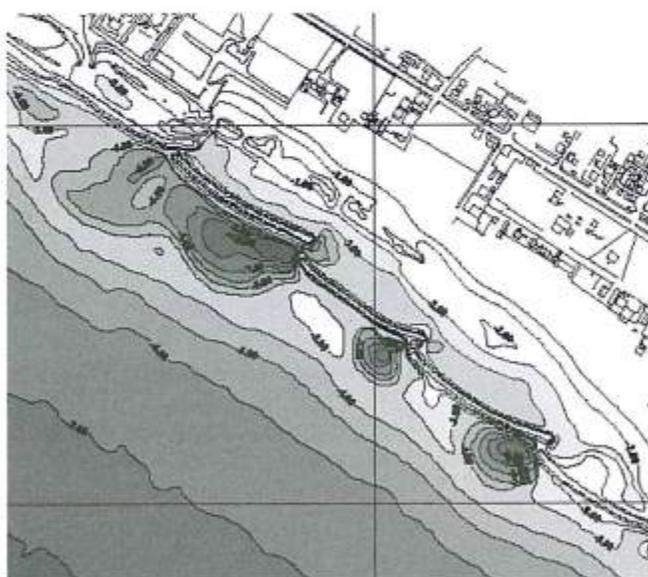


Figura 1 - Scavi in corrispondenza di varchi fra barriere parallele.

Un tratto più a Sud è protetto da scogliere parallele realizzate a protezione della difesa radente, quando questa non è più risultata sufficiente a proteggere la strada litoranea. Esse furono costruite in tempi diversi a diversa distanza da riva. Tutte le opere sono a cresta bassa (da +0.8 m a +1.5m); anche in questo tratto i varchi sono molto stretti ed i fondali fortemente incisi raggiungono la profondità di 10 m causando seri problemi di stabilità alle testate (Fig. 2).

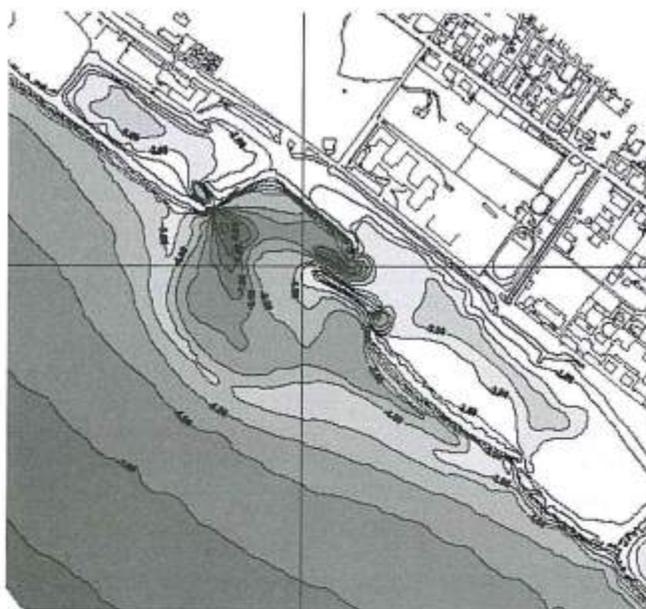


Figura 2 - Erosioni localizzate in corrispondenza di varchi.

Lungo il tratto meridionale, all'inizio della difesa con pennelli emersi e barriere sommerse, al termine dei lavori venne lasciato un varco fra l'ultimo pennello costruito e la barriera sommersa. I rilievi eseguiti nel 2000, circa 15 anni dopo l'interruzione dei lavori, hanno evidenziato la presenza di un'erosione del fondo che raggiunge i 12 m di profondità (Fig. 3).

Va notato che dai rilievi di prima pianta, eseguiti in fase di inizio lavori, risultavano profondità medie del fondo comprese fra i 3.5 m e 4 m.

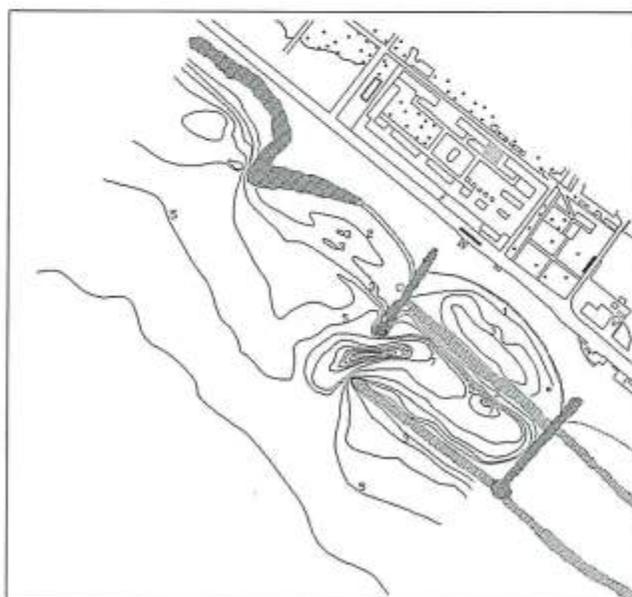


Figura 3 - Erosioni su un varco fra un pennello emerso ed una barriera sommersa.

Allo scopo di interpretare la dinamica dei sedimenti in corrispondenza dei varchi è stato eseguita una simulazione con il codice di calcolo MIKE 21.

La simulazione del campo idrodinamico e del trasporto è stata eseguita ipotizzando diversi attacchi ondosi con direzione corrispondente a quella delle mareggiate più intense. Come illustrato (Mancinelli et al., presente volume) nel paraggio in esame, le mareggiate più intense provengono sempre da un settore molto stretto ( $230^{\circ}$ -  $245^{\circ}$ ). Nella Figura 4 è riportato il campo idrodinamico e di trasporto indotto da un attacco ondoso dalla direzione di  $240^{\circ}$ N, di altezza 2.3 m e periodo di 7 s. Si può osservare che, pur generandosi una corrente litoranea diretta verso Sud, è presente una intensa corrente in uscita dal varco con una forte capacità di trasporto in grado di spiegare gli approfondimenti osservati.

Osservazioni visive durante le mareggiate permettono di comprendere chiaramente la dinamica delle masse d'acqua che interagiscono con le opere: i volumi di acqua che entrano per sormonto nella zona protetta ritornano all'esterno in parte attraverso la scogliera, in parte come flusso di ritorno al di sopra della berma e, prevalentemente, attraverso i varchi.

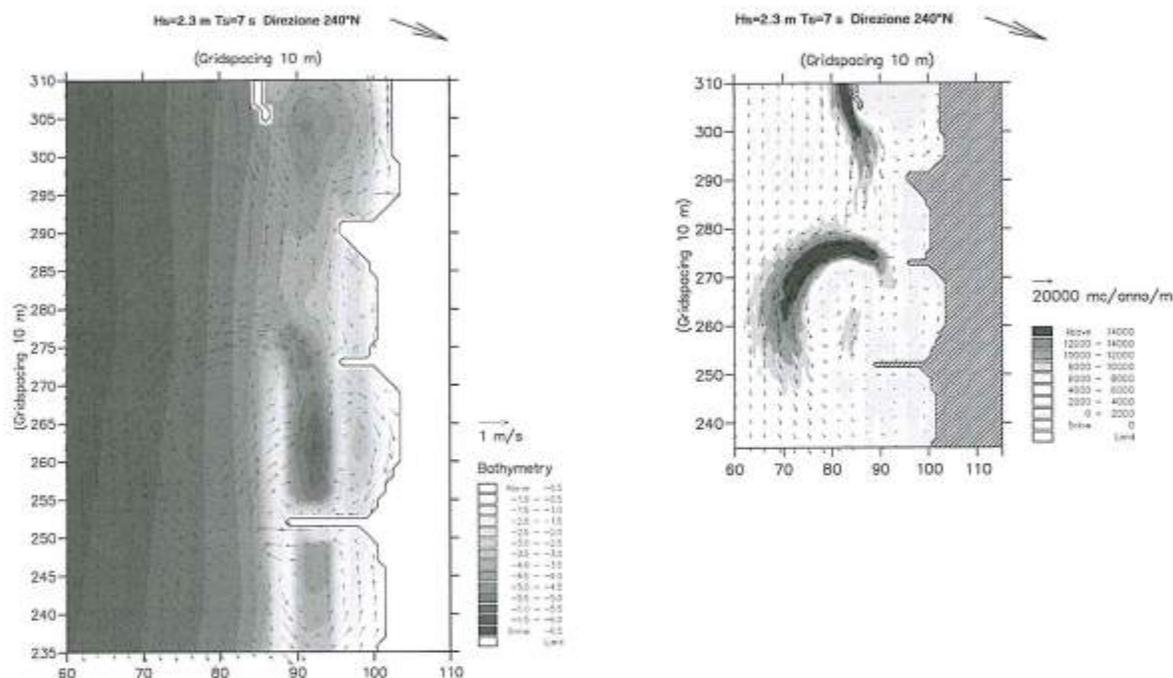


Figura 4 - Campo idrodinamico e trasporto solido nell'intorno delle opere di difesa.

Lo studio su modello evidenzia come la presenza di varchi in sistemi di opere tracimabili riduca significativamente l'efficienza nel contenimento dei sedimenti riportati artificialmente per la manutenzione delle spiagge e spiega anche come possano crearsi serie condizioni di pericolo per i bagnanti o mezzi di salvataggio che, una volta usciti dalla zona protetta, trovano una continua corrente avversa per il rientro attraverso il varco.

#### *Tratto difeso con pennelli e barriera sommersa*

Sul tratto protetto da pennelli emersi con le testate collegate da una barriera sommersa parallela a costa, i rilievi di spiaggia eseguiti nel 1998 e 2004 hanno permesso di conoscere in dettaglio la morfologia del fondo fino alla profondità di 10 m.

E' stato possibile eseguire un confronto con i rilievi eseguiti al termine dei lavori. Purtroppo il livello di precisione dei rilievi eseguiti in quel periodo è piuttosto limitato, ma dal confronto è comunque stato possibile seguire l'evoluzione morfologica dei fondali dopo la costruzione delle difese.

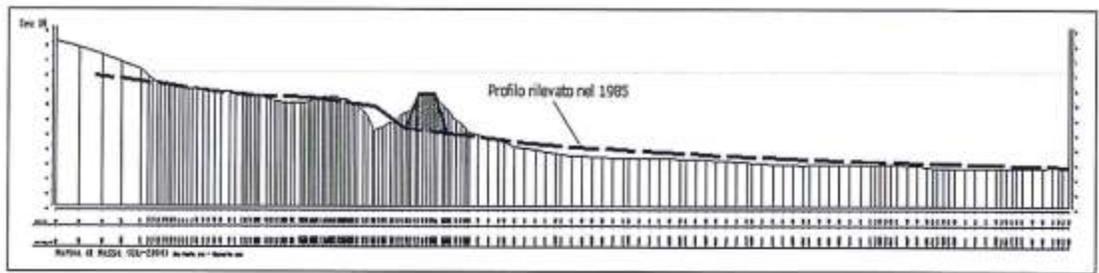


Figura 5 - Confronto fra i profili del 1985 e 2000.

Nella zona protetta la linea di riva è generalmente avanzata e si è avuto un incremento di volume dei sedimenti presenti. Per quanto riguarda i fondali antistanti le difese si è invece evidenziato un generalizzato abbassamento, stimato in circa 0.5 m sulla fascia oltre la profondità di 4 m (Fig. 5). Alla base della barriera è presente un limitato accumulo sia sul lato interno che su quello esterno in contrasto con quanto osservato da Sumer et al. (2001). Va tenuto conto che in questo caso la barriera ha una pendenza lato mare molto dolce e che l'intera struttura ha una larghezza alla base di oltre 30 m; in questo caso gli effetti dello *steady streaming* indotto dalla riflessione è certamente molto limitato. Nella zona protetta è, invece, evidente una fossa di erosione parallela alla riva dovuta all'effetto di ricaduta dei frangenti che sormontano la scogliera. Allo scopo di evidenziare il campo idrodinamico indotto dal sistema di difesa è stata eseguita una simulazione con il codice di calcolo MIKE 21.

Il campo idrodinamico, ricostruito con le stesse condizioni di moto ondoso indotto del caso precedente, evidenzia una forte concentrazione di velocità e conseguentemente della capacità di trasporto nella fascia antistante le difese spiegando quindi gli approfondimenti osservati.

Appare evidente che, mentre su un litorale naturale la corrente litoranea si sviluppa sull'intera surf zone, su un litorale protetto con questo sistema di difesa la corrente appare concentrata fra il limite della *surf zone* e la difesa parallela in quanto all'interno della zona protetta i pennelli emersi permettono solo lo sviluppo di vortici confinati all'interno delle celle ed impediscono la formazione di una corrente unidirezionale (Fig. 6).

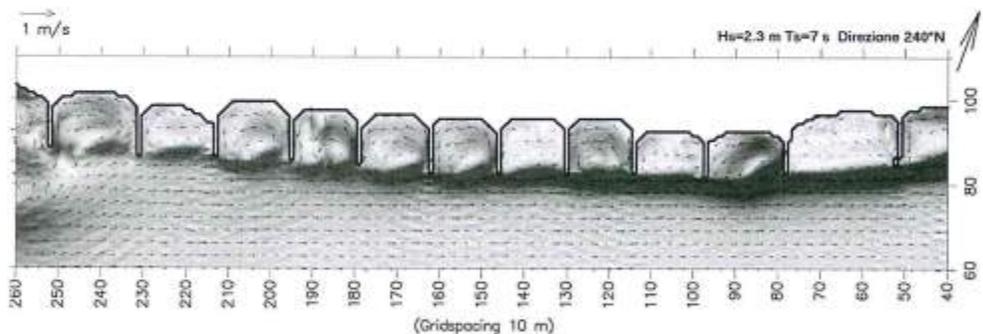


Figura 6 - Ricostruzione del campo idrodinamico.

### Marina di Montemarignano (AN)

Le cause dell'erosione della spiaggia ghiaiosa nel tratto della costa marchigiana antistante la località di Marina di Montemarignano, ora protetto da una batteria di quattro scogliere sommerse allineate parallelamente alla riva, sono da ricercarsi soprattutto (cioè verso SudEst), in particolare negli squilibri litoranei prodotti dal progressivo avvicinamento delle opere costiere di tipo rigido realizzate nel litorale della vicina Falconara Marittima. Come rilevato da Ripanti (1987) e come meglio spiegato nell'articolo di Mancinelli et al., presente in questo volume, la spiaggia di Marina di Montemarignano è sempre stata strettamente legata alle alterne vicende del fiume Esino ed in misura minore alla sistemazione del vicino torrente Rubiano.

Ad innescare i problemi più gravi al litorale in questione erano stati soprattutto i lavori di costruzione del vasto terrapieno in ampio aggetto realizzato intorno agli anni '60 a servizio della raffineria API sulla sponda destra alla foce dell'Esino, che si trova circa 3 km a SudEst della località presa in esame (Lorenzoni et al. 1998, Mancinelli et al., presente volume).

I fenomeni erosivi hanno raggiunto la spiaggia di Marina di Montemarciano all'inizio degli anni '80, diventando presto preoccupanti. Sono stati affrontati mediante la realizzazione di opere di protezione di vario tipo. Fra il 1984 ed il 1985 fu posta, a difesa della stazione ferroviaria e della strada litoranea, fra il fosso Avena ed il torrente Rubiano, una massiccia scogliera radente. L'erosione si è così inevitabilmente trasferita nel tratto di spiaggia ghiaiosa sottoflutto, a NordOvest del torrente Rubiano. Dopo le urgenti realizzazioni, nel 1988 e nel 1989, di due brevi tratti di scogliera radente, l'intervento definitivo per la difesa del tratto di spiaggia in questione ha comportato la posa in opera di una difesa, lunga complessivamente 530 m, costituita di una serie di quattro scogliere sommerse allineate, lunghe 110 m ciascuna, con varchi ampi 30 m, posta all'incirca su un fondale di 3 m a 170 m di distanza dalla riva, con berma di sommità larga 10 m e prevista sommergenza di 0.50 m ad avvenuto assestamento.

Il sistema di difesa longitudinale adottato è risultato efficace nella protezione del tratto immediatamente retrostante di spiaggia. In seguito, infatti, tale litorale non ha più manifestato gravi problemi di erosione. Non si è riusciti, invece, ad impedire la traslazione dell'erosione ulteriormente sottoflutto, per cui, successivamente, si è dovuto ricorrere alla realizzazione di nuove opere di protezione del litorale ancora più settentrionale.

Per analizzare le variazioni morfologiche verificatesi nel paraggio costiero attorno alle suddette opere sommerse, non disponendo di adeguati rilievi batimetrici di dettaglio, si è fatto riferimento all'interpretazione in planimetria ottenuta dalla trasposizione di alcuni profili rilevati trasversalmente alla linea di spiaggia nel campo di mare attorno alle scogliere e di altre indagini effettuate successivamente alla realizzazione delle opere.

Le opere sommerse hanno indotto significative variazioni al profilo trasversale della spiaggia. In particolare hanno prodotto una vistosa risagomatura dei fondali della zona protetta dalle barriere, con un discreto avanzamento (fino a circa 20 m) della linea di riva e di tutta la prima parte della spiaggia sommersa, avente le minori profondità. Nella zona retrostante alle scogliere l'andamento del profilo del fondo risulta avere pendenze generalmente abbastanza ripide nella zona di battigia fino a circa 1.5 m di profondità, mentre presenta pendenze più dolci con frequente presenza di barre fra 1.5 m e 3 m di profondità; il profilo prosegue divenendo gradualmente più ripido fino a raggiungere profondità fino a 4 m a ridosso delle strutture lato terra. Valori così elevati possono trovare spiegazione nello scavo provocato dall'effetto di ricaduta delle onde frangenti sulla berma di sommità delle opere sommerse.

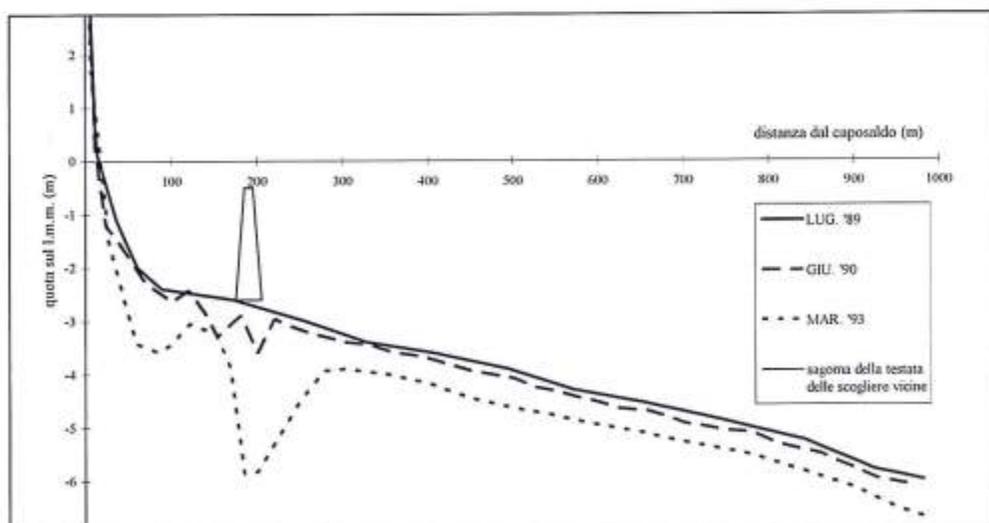


Figura 7 - Sequenza cronologica dei rilievi fra il 1989 ed il 1993 del profilo batimetrico della sezione trasversale alla spiaggia effettuati poco oltre la testata dell'estremità meridionale della batteria di scogliere sommerse a protezione del litorale di Marina di Montemarciano.

Nel tratto di mare antistante le barriere, le profondità presentano valori che, da rilievi delle strutture eseguiti nell'estate 1994, sembrano stabilizzarsi attorno ai 3.5 - 4.0 m per almeno un centinaio di metri di distanza dalle opere, per poi proseguire approfondendosi ancora verso i maggiori fondali con pendenze che continuano a mantenersi molto dolci.

L'esame dei profili batimetrici ortogonali alla riva, ripetuti in tempi diversi nella stessa posizione attorno alle scogliere in esame, e l'analisi di altri rilievi parziali effettuati successivamente alla realizzazione delle stesse opere, mostrano invece un progressivo approfondimento dei fondali localizzato attorno alle testate di estremità del sistema di barriere sommerse e nei varchi ristretti tra i setti contigui della batteria.

In particolare, presso la testata dell'estremità meridionale del sistema di difesa, come mostrato dalla sequenza di profili della Figura 7, l'erosione ha cominciato a manifestarsi subito dopo la realizzazione delle opere con evidenti irregolarità evidenziate in tale zona dal profilo trasversale già nel 1990 che alteravano l'andamento regolare preesistente alle opere (nel 1989). Dopo meno di quattro anni si raggiungevano già quasi 6 m di profondità appena al largo dell'allineamento dei setti, come risulta evidente dal profilo ed anche dallo schema planimetrico ottenuto dai rilievi del marzo 1993 riportato nella Figura 8. Non si dispone di controlli più recenti della batimetria in tale zona.

Attorno alla testata dell'estremità settentrionale del sistema di difese l'erosione localizzata raggiungeva invece i 5.3 m di profondità lato terra ed i 4.3 m lato mare ad essa, secondo i rilievi eseguiti in tale zona nell'ottobre 1996, come mostrato dalla relativa planimetria ricostruita e riportata nella Figura 9. Dallo stesso rilievo risulta pure evidente l'approfondimento, oltre i 4 m, verificato in corrispondenza dell'unico varco rilevato, che sembra in grado di mostrare in maniera evidente l'effetto erosivo prodotto dall'azione su tale fondale delle intense correnti uscenti verso il largo attraverso i varchi ristretti in condizioni di mareggiata.

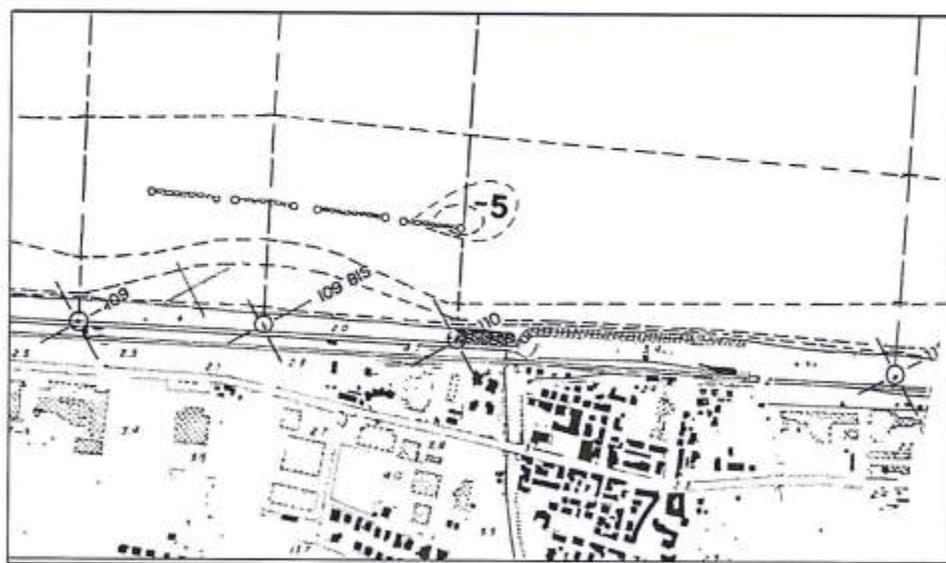


Figura 8 - Planimetria della batimetria della spiaggia di Marina di Montemarciano ottenuta dal rilievo del marzo 1993 con l'evidenziazione degli scavi attorno alla testata dell'estremità meridionale della batteria di scogliere sommerse a difesa del litorale.

Analizzando con maggior attenzione i risultati completi ottenuti dalle campagne batimetriche disponibili, specie quelle ripetute sullo stesso sito in sequenza temporale, ed inoltre tenendo anche presente le osservazioni visive qualitative dirette dei fenomeni morfodinamici sul litorale indagato, si ha motivo di ritenere che gli approfondimenti, localizzati nelle zone di estremità delle batterie di scogliere, possano variare sia stagionalmente e sia soprattutto in funzione del regime ondoso prevalente gravante nel periodo di tempo preso in esame, anche in riferimento alle direzioni di provenienza delle mareggiate dominanti.

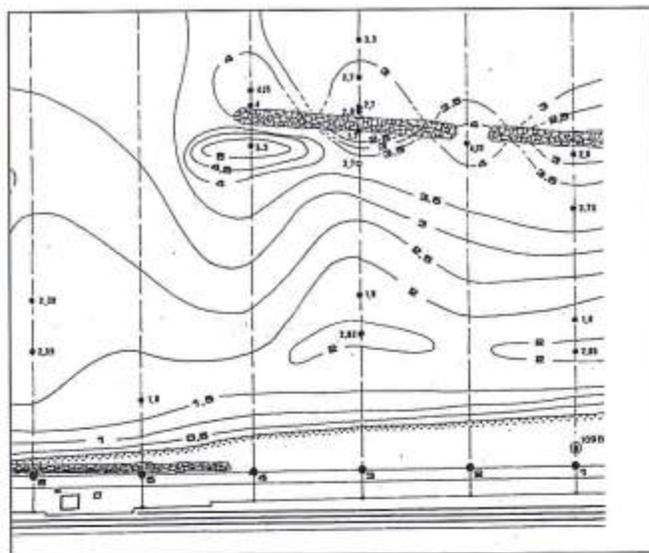


Figura 9 - Scavi attorno alla testata dell'estremità settentrionale della batteria di scogliere e nel varco evidenziati dalla planimetria del rilievo batimetrico dell'ottobre 1996.

Nel paraggio in questione risultano, infatti, predominanti i mari da scirocco-levante e poi quelli da bora-tramontana, con una frequente variabilità però del regime annuo, che può portare anche ad una inversione dei mari dominanti e quindi in generale ad una alternanza dei cicli annuali, con conseguenti diversi effetti ed influenza sui fenomeni litoranei, anche morfodinamici. Si precisa inoltre che i mari di provenienza meridionale giungono, nel paraggio in esame, associati ad ampi sovralti del livello medio superficiale, la qual cosa, oltre che giocare un ruolo fondamentale sull'efficacia protettiva delle strutture sommerse di difesa, condiziona notevolmente anche le caratteristiche di comportamento di tale sistema di protezione costiera nei riguardi delle variazioni morfodinamiche della spiaggia emersa e sommersa.

Lo stesso rilievo riportato nella Figura 9 evidenzia anche l'erosione localizzata nel varco fra le prime due scogliere, infatti risulta che le profondità vi superano i 4 m su fondali medi di circa 3 m e che la zona di approfondimento risulta protendersi verso terra anche per parecchie decine di metri.

### Prove di laboratorio

Allo scopo di interpretare la dinamica dei sedimenti nell'intorno delle barriere sommerse disposte allineate in batteria, si può far riferimento ai risultati delle prove su modello fisico tridimensionale in scala ridotta a fondo mobile eseguita su uno schema ideale di opere di difesa costiera, ma di caratteristiche dimensionali adatte a poter simulare, con una riduzione di scala 1/30, quelle tipiche delle scogliere sommerse realmente presenti nell'Adriatico marchigiano, del tutto simile quindi a quello preso in esame sulla spiaggia di Marina di Montemarciano. Tali esperimenti sono stati eseguiti nell'ambito della collaborazione con l'Istituto di Idraulica di Ancona ed il Laboratorio di Ingegneria Costiera (L.I.C.) del Politecnico di Bari. Per quanto riguarda le caratteristiche degli impianti di laboratorio, della strumentazione di misura utilizzata, quelle di dettaglio del modello ed i relativi risultati idrodinamici, si può far riferimento a quanto descritto nella memoria di Damiani et al. presente in questo stesso volume.

Gli attacchi ondosi provati hanno avuto caratteristiche di intensità e di durata diverse, comunque anch'esse confrontabili con i valori rientranti nel regime ondoso tipico della realtà del litorale marchigiano, ma tali ondate hanno avuto direzioni di incidenza esclusivamente ortogonali all'allineamento delle barriere e, per la gran parte, si è trattato di cicli ondosi di tipo regolare.

Riguardo alle suddette prove sperimentali si dispone dei risultati del rilievo batimetrico (Fig. 10) eseguito sul modello all'inizio delle prove (precisamente dopo un solo attacco ondoso di stabilizzazione del fondo mobile, consistito in 15 minuti di un'ondazione regolare di 5 cm ed 1.8 s di periodo), e di quello ottenuto dopo un ciclo completo degli attacchi ondosi relativi alle indagini previste nello studio sperimentale (consistiti in circa 15 ore totali di attacchi ondosi di diversa intensità sul modello in vasca), riportato nella Figura 11.

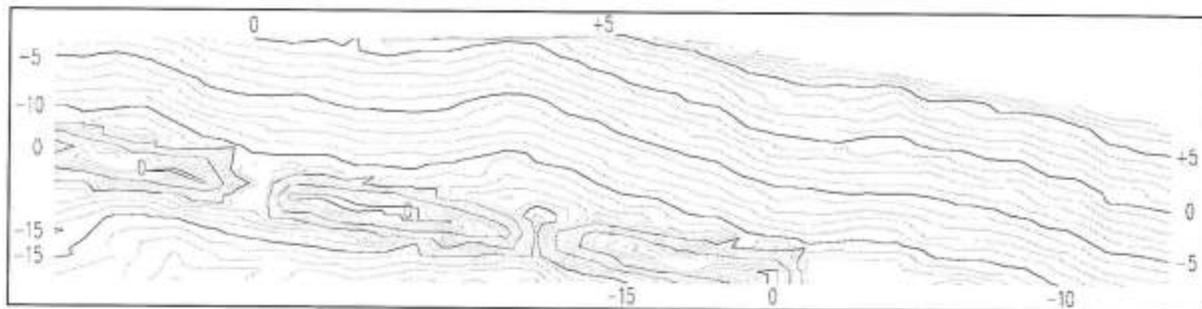


Figura 10 - Planimetria del rilievo batimetrico della zona del modello analizzato relativa all'inizio delle prove sperimentali.

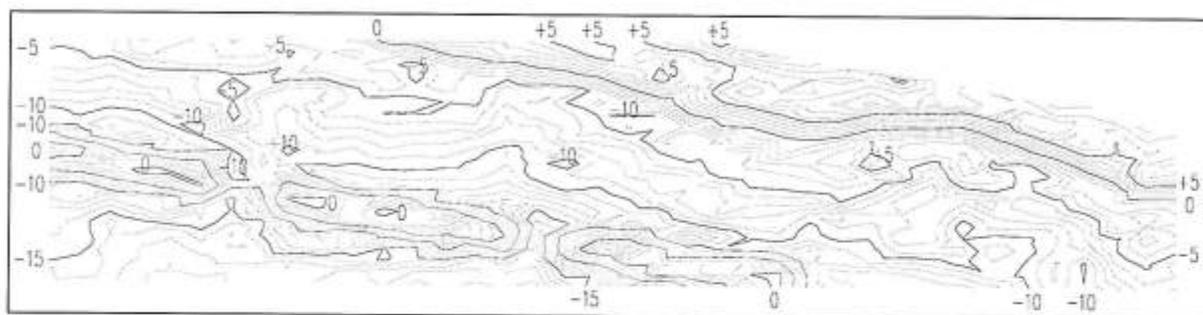


Figura 11 - Planimetria del rilievo batimetrico della zona del modello analizzato ottenuta dopo un ciclo completo di attacchi ondosi di varie intensità per una durata totale di circa 15 ore.

Nella zona indagata sono stati rilevati profili batimetrici lungo direzioni quasi ortogonali alla linea di riva iniziale, con passo di 50 cm, dai quali sono state ricostruite le planimetrie di cui sopra mediante un software specifico.

Occorre rilevare che l'analisi delle variazioni morfodinamiche della spiaggia e dei fondali non era fra gli scopi principali dello studio sperimentale, che, come spiegato nella citata memoria di Damiani et al., erano invece orientati alla conoscenza delle caratteristiche idrodinamiche attorno alle barriere sommerse. Per cui, essendo rivolto ad essi un interesse secondario, i rilievi di tipo batimetrico erano stati effettuati con un dettaglio non particolare.

Comunque, nonostante quanto sopra, dall'analisi comparata delle due batimetrie si possono notare variazioni dei fondali e scavi localizzati, pur non sempre molto evidenti, sia in corrispondenza dei varchi ristretti tra le barriere contigue, sia attorno alla testata di estremità del sistema di barriere. In particolare il fondale circostante, in presenza delle opere sottoposte agli attacchi ondosi, ha assunto forme più articolate se confrontato con le osservazioni di campo, di andamento sicuramente più stabile. In corrispondenza dei varchi ristretti la profondità ha generalmente raggiunto e superato valori di 15 cm (corrispondente in prototipo a 4.5 m) contro una profondità media iniziale dell'ordine dei 12.5 cm (3.75 m in prototipo). Anche nel modello fisico tridimensionale, dopo cicli ripetuti di attacchi ondosi, il cono di erosione penetra attraverso i varchi, si espande a raggiera nella zona protetta e tende decisamente a protendersi verso riva, ma presenta anche in tal caso una grande variabilità al confronto con i dati della realtà prototipale. Addirittura nel varco più largo si assiste anche a parziali depositi, ove invece erano da aspettarsi degli approfondimenti. La formazione di tomboli e/o salienti (anche di tipo sommerso) non risulta così evidente ed omogeneo nella zona direttamente protetta dalle barriere. Nel caso del modello fisico l'avanzamento della spiaggia nella zona di battigia sembra evidente solo per la parte emersa, cioè si nota un accumulo di materiale sulla parte emersa della spiaggia. Inoltre nella battigia del tratto più esposto si è notata la formazione di una scarpata più ripida rispetto a quella della restante zona protetta dalle barriere.

Presso il L.I.C. di Bari è stata eseguita una seconda serie di prove in vasca a fondo mobile in collaborazione con DISTART di Bologna, dove è stato studiato un sistema di difesa della spiaggia costituito da opere trascinabili. All'interno della vasca è stata riprodotta una spiaggia con pendenza 1:200. Il modello non rappresenta un particolare prototipo e di conseguenza non è stato definito un rapporto di scala ben preciso.

Una canaletta centrale separa due aree distinte e simmetriche rispetto ai loro assi protette con strutture articolate, una a varchi stretti (A, B, C, di cui A e C protetti al fondo) e l'altra a varchi larghi (D, E) (Fig. 12).

Il diametro nominale della sabbia è  $d_{50} = 0.185$  mm che in scala 1:30 o 1:40 risulta rispettivamente di 1.2 + 1.5 mm se si scala con Froude la velocità di caduta. La massicciata è composta da pietrisco di varia misura con  $d_{n50}$  di 4 + 5 cm e dista dal bordo vasca retrostante  $L=375$  cm. Le barriere hanno lunghezza pari a  $L$ , i varchi larghi e stretti hanno larghezza pari a  $L$  e  $L/4$  rispettivamente.

I test sono stati condotti su una struttura alta 13 cm, larga 33 cm in sommità, con tre tiranti idrici che determinano un *freeboard* sommerso di 1.7 cm, un *freeboard* nullo ed uno emerso di 1.7 cm.

Le prove sono caratterizzate da un attacco ondoso di intensità e durata notevole, ritenuto rappresentativo di una mareggiata tipica dell'Adriatico settentrionale in scala 1:30/1:40.

I tests sono caratterizzati da onde perpendicolari alla struttura, ripidità costante in fase montante e ripidità via via decrescente in fase calante, i parametri caratteristici degli attacchi ondosi sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1 - Parametri caratteristici degli attacchi ondosi costituenti una mareggiata.

$H_s$ [cm]	$Sop$ [%]	Durata [h]
3.5	4.0	≈ 2
5.0	4.0	≈ 2
7.5	≈ 4.0	≈ 4
5.0	3.0	≈ 2
3.5	2.1	≈ 2

Sono state generate tre mareggiate in successione, con barriera sommersa, a *freeboard* zero ed emersa, ottenute diminuendo il tirante idrico. Il monitoraggio morfodinamico è più dettagliato per il primo e il secondo caso.

Il fondo è stato rilevato tramite profilatore meccanico lungo profili di 4.2 m spazati fra di loro di 50 cm e ruotati di  $10^\circ$  rispetto alla perpendicolare alla linea di riva. I primi profili attraversano completamente la struttura mentre gli ultimi (dopo il ventesimo) si concentrano nella parte interna alla barriera (Fig. 12).

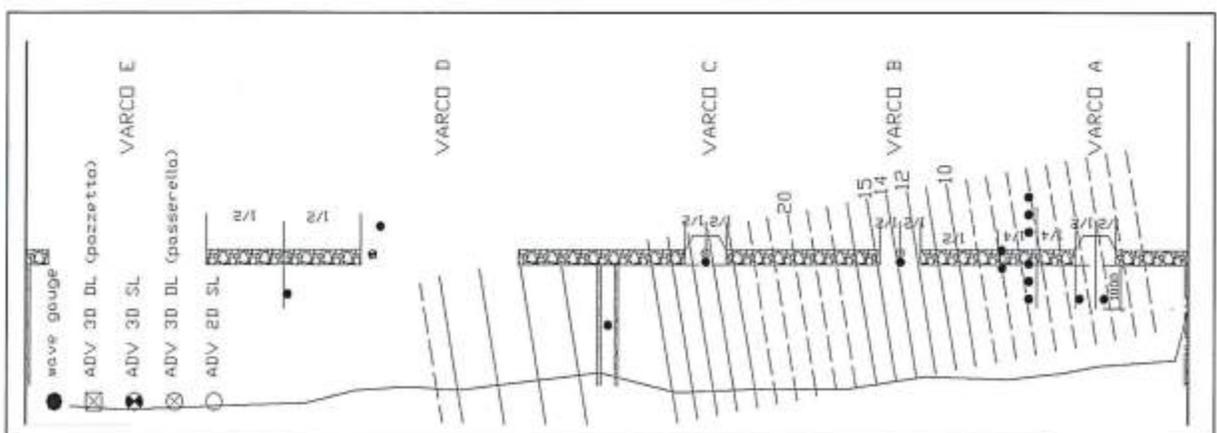


Figura 12 - Pianta del modello: struttura, posizione degli strumenti, linea di riva e schema dei profili rilevati in vasca (a linea continua se acquisiti anche al termine degli attacchi ondosi costituenti la mareggiata).

Sulla base del confronto dei profili rilevati prima e dopo le mareggiate, sono state impostate tre analisi delle variazioni di volume: erosioni al varco non protetto, variazioni vicine al piede della struttura, lato interno ed esterno, per una distanza pari al  $L/4$  (Fig. 13), e bilancio globale dalla riva alle opere.

L'erosione all'interno del varco B non protetto è stata calcolata confrontando i corrispondenti profili 12 e 14 tracciati all'inizio e alla fine della mareggiata con barriera sommersa e a *freeboard* nullo. Le erosioni osservate sono presentate in Tabella 2, in forma incrementale: ovvero nel caso a *freeboard* nullo gli approfondimenti raggiunti sono misurati rispetto al caso sommerso, simulato in precedenza.

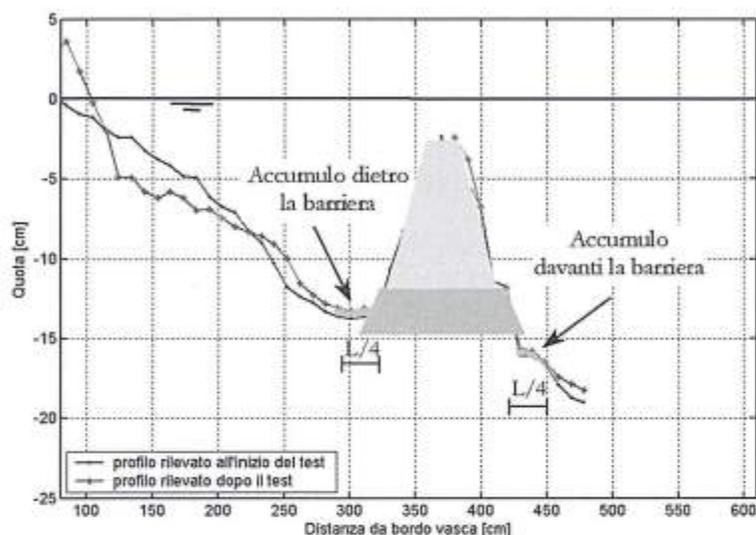


Figura 13 - Confronto profili in prossimità della barriera sommersa.

Tabella 2 - Erosioni all'interno del varco B (valutate per una distanza pari alla larghezza delle barriere  $L_b$ ).

Barriera	N ° profilo	Erosione mediata in $L_b$ [mm]	Erosione massima in $L_b$ [mm]
Sommersa	12	-26	-39
	14	-21	-47
<i>Freeboard</i> nullo	12	-15	-33
	14	+3	-10

Davanti e dietro il piede della barriera sono particolarmente importanti i valori massimi dell'erosione, perché possono indurre l'instabilità dell'opera. Si riporta in Figura 14, in pianta, una schematizzazione di una parte delle barriere (dal profilo 1 al 22) e il valore dell'erosione massima rilevato davanti alla struttura in configurazione sommersa (il valore massimo dell'approfondimento osservato a partire dal piede fino ad una distanza pari ad  $L/4$ , lato generatore ondoso). Per continuità, si riporta anche l'andamento dell'erosione davanti al varco non protetto; per il varco protetto con una copertura del fondo con pietrame estesa di 33 cm, l'analisi è spostata verso il largo di tale distanza, in modo da rappresentare il movimento delle sabbie e non del pietrisco (sicuramente stabile). Si può notare che:

- l'erosione massima davanti la barriera è modesta;
- i valori più elevati dell'erosione si concentrano sia davanti il varco non protetto che davanti quello protetto con punte di 2.3 cm e 2.1 cm rispettivamente;
- l'erosione davanti il varco non protetto assume forma di mezzaluna, ovvero il valore massimo si ha in corrispondenza del centro varco verso il largo;
- al piede della protezione del varco si evidenzia una certa erosione anche se questa era stata estesa per circa 33 cm (circa  $1/4$  della lunghezza d'onda) verso largo; la protezione del fondo ha comunque indotto una maggiore resistenza al moto che comporta una minore agitazione ondosa a riva.

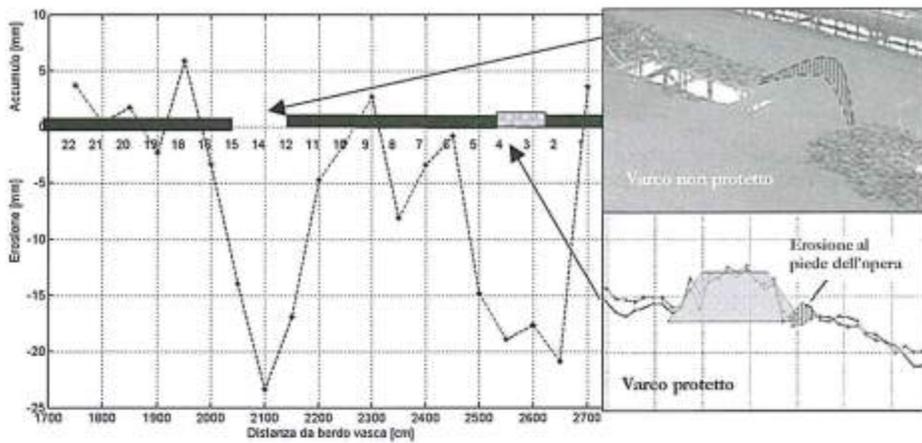


Figura 14 - Erosione massima localizzata davanti le barriere (sinistra); particolare dell'erosione davanti al varco non protetto e al varco protetto (destra).

Si può quindi ritenere che il lato esterno della barriera non risulta un punto critico nonostante i presumibili effetti erosivi dovuti alla riflessione e che la protezione al fondo dei varchi vada ulteriormente estesa fino a che l'erosione non rechi danni alla stabilità delle strutture (Fig. 14).

E' stato inoltre possibile analizzare come si è evoluta temporalmente l'erosione massima localizzata davanti alle testate e al varco. Si riportano di seguito i risultati ottenuti per l'area compresa tra i profili 10 e 16 e per una distanza di  $\frac{1}{4}$  della lunghezza d'onda dal piede delle opere verso il largo (vedi Figg. 15 e 16).

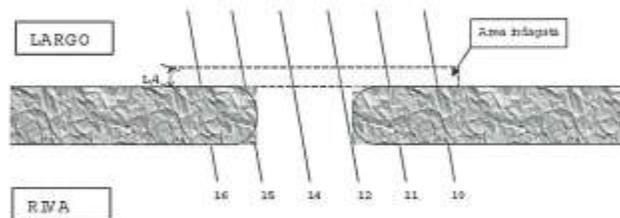


Figura 15 - Rappresentazione dell'area studiata.

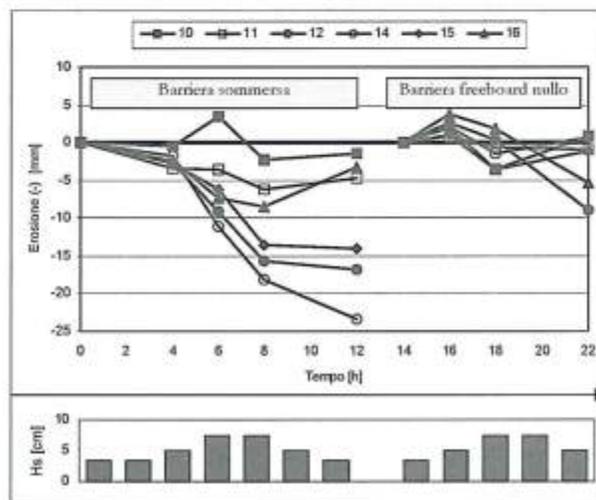


Figura 16 - Evoluzione temporale dell'erosione massima vicina alle barriere (sopra) e relativo istogramma delle altezze d'onda nel tempo (sotto). Le linee rappresentano l'erosione, rispetto all'inizio della mareggiata, valutata in corrispondenza dei profili 10 + 16, la cui localizzazione è data in Fig. 17.

La Figura 16 mostra l'evoluzione delle variazioni del fondo massime localizzate davanti le opere, durante due mareggiate quasi uguali; durante la prima mareggiata la barriera era in configurazione sommersa (a sinistra), durante la seconda, in configurazione a *freeboard* nullo (a destra). Le intensità degli attacchi ondosi sono stati riportati nell'istogramma in basso alla figura. Fino al Tempo  $T=12$  h è rappresentata la simulazione in condizioni sommerse, dopo  $T=14$  h quella a *freeboard* nullo.

Si può notare che, per la configurazione con barriera sommersa, in corrispondenza dei profili che intersecano la barriera (ovvero i n. 10, 11 e 16) l'erosione è limitata e tende a diminuire al termine della mareggiata; la fossa davanti al piede viene riempita. Di contro, per i profili che intersecano il varco o le testate (12, 14 e 15), c'è corrispondenza fra intensità dell'attacco ondoso e incremento dell'erosione misurata. Per la configurazione con barriera a *freeboard* nullo, si riscontra un leggero accumulo in tutta l'area all'inizio della mareggiata e una generale tendenza all'equilibrio dell'approfondimento al largo delle barriere.

Diminuendo il livello idrico, davanti alle barriere ci si attenderebbe una maggiore erosione indotta dalla crescente riflessione, ciò non è però stato osservato; è possibile che il materiale presente nel flusso diretto verso riva, e non più trascinante le barriere, si accumuli al piede di queste riempiendo lo scavo prodotto dalla riflessione.

Non sono stati raccolti i dati che descrivono l'andamento nel tempo dell'erosione in configurazione emersa: l'osservazione del fondale al termine della mareggiata ha evidenziato un leggero scalzamento davanti le strutture, sia lungo il tronco che ai varchi ed alle testate.

Al fine di caratterizzare a scala di modello la capacità della barriera di trattenere al suo interno i sedimenti, è stato calcolato l'accumulo medio dietro le strutture lungo ogni profilo (Fig. 17). E' risultato che nel caso di struttura sommersa il materiale si è accumulato all'interno dell'opera, mentre una notevole quantità di sabbia in corrispondenza del varco non protetto risulta rimossa; verosimilmente il materiale è uscito dall'area protetta attraverso l'apertura. Si è riscontrata comunque una eguaglianza tra il volume accumulato e il volume eroso (accumulo complessivo circa  $0.043 \text{ m}^3$ ), pertanto si ritiene che la perdita di sedimenti attraverso il varco venga bilanciata da un apporto di sabbia entrante sopra le strutture trascinate dalla trascinazione.

Per le strutture a *freeboard* nullo ed emersa sono state registrate variazioni di volume ancora minori. E' stata evidenziata da un confronto fotografico (Fig. 18) una deposizione di materiale fine di colore giallastro dietro le barriere e una minore formazione di *ripples* dietro queste ultime. Di seguito si riportano tre fotografie che rappresentano le tre discontinuità principali della struttura: varco protetto (A), varco stretto non protetto (B) e testata del varco largo non protetto (D).

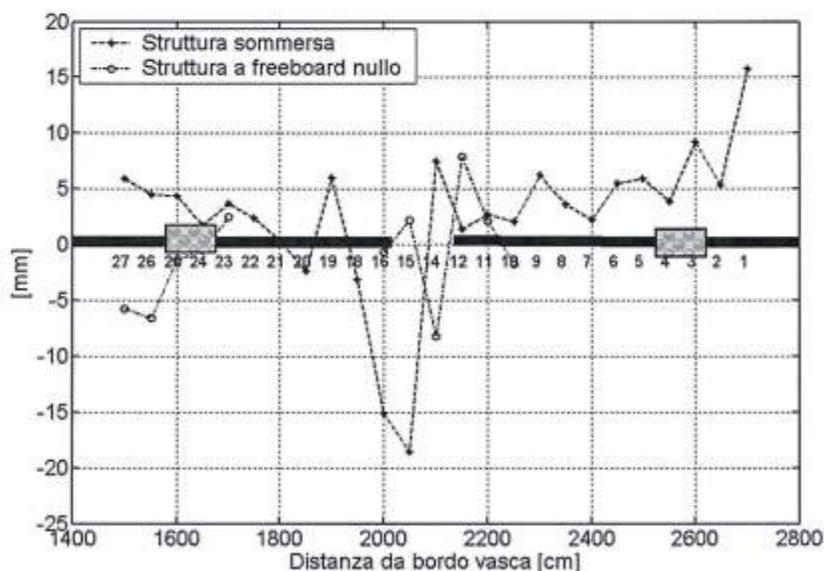


Figura 17 - Accumulo medio a riva della barriera.

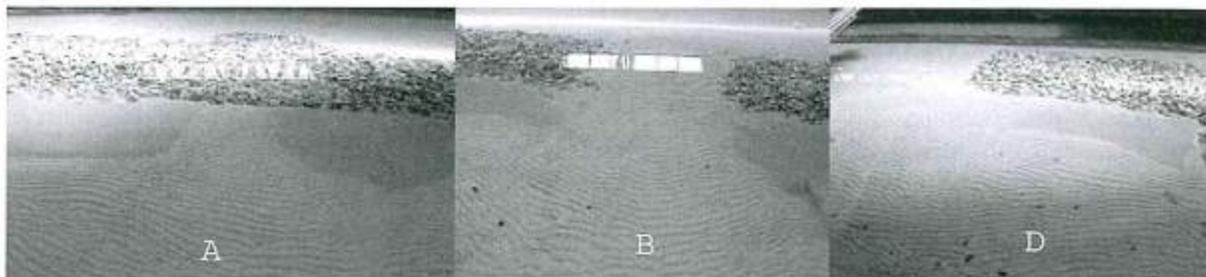


Figura 18 - Varco protetto (A), varco non protetto (B), testata varco largo non protetto (D).

La linea di riva è stata individuata attraverso fotografie digitali scattate da capisaldi fissi. Dalla relativa analisi è emerso, rispetto alla situazione iniziale, un generale irripidimento della battigia, un arretramento dietro il varco non protetto di circa 20 cm e non è stata riscontrata alcuna tendenza alla formazione di salienti.

### Sintesi dei meccanismi di formazione, analisi dei metodi predittivi e confronto con rilievi

#### *Erosione lungo il tronco delle strutture*

#### *Erosione 'vicina' (distanza <math>< L/4 </math>) lungo il tronco delle strutture*

Il meccanismo di erosione lungo il tronco di frangiflutti (Sumer e Fredsøe, 2000), del tutto simile a quanto avviene per pareti verticali (Carter et al., 1973; Xie, 1985) è lo *steady streaming*, ossia il sistema di ricircolo, su piano perpendicolare al fondo, indotto davanti alla struttura dalla sovrapposizione delle onde incidenti e riflesse. Il sistema risultante di onde stazionarie dà luogo, di fronte alla struttura, ad un campo di *steady streaming*, ossia un sistema di celle di ricircolo (Fig. 19, caso di una parete verticale). La formazione delle celle inferiori è dovuta allo strato limite sopra il fondale. Il sedimento al fondo risponde essenzialmente al ricircolo di queste celle. Se la granulometria del sedime è relativamente fine, viene sollevato dalle onde e portato in sospensione verso quote maggiori e quindi risponderà principalmente alle celle superiori. Se la granulometria del sedime è relativamente grossolana, invece, esso viene trasportato nel regime di non-sospensione e quindi risponderà principalmente alle celle inferiori. In quest'ultimo caso, ad esempio, l'erosione più prossima alla struttura si verificherà a metà strada tra la struttura stessa e il primo nodo mentre il deposito si avrà in corrispondenza del nodo, e così via, dando luogo ad un'alternanza di erosione e deposito che dipende in modo essenziale dalla modalità del trasporto solido (sospensione o non-sospensione).

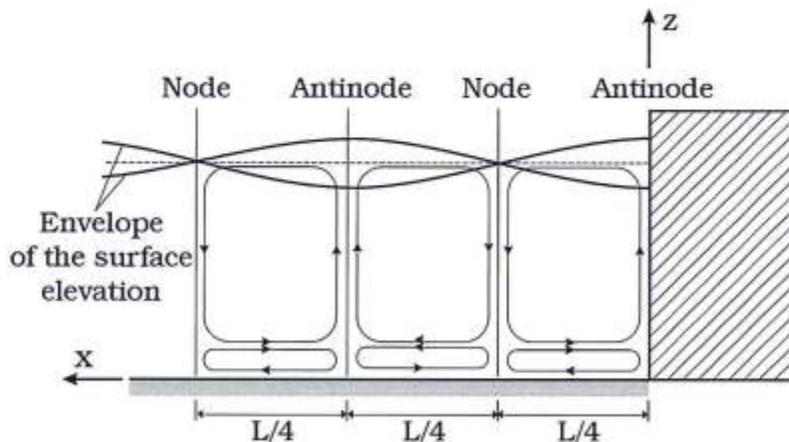


Figura 19 - *Steady streaming* nel piano perpendicolare al fondo indotto davanti ad una parete verticale da onde stazionarie (da Sumer et al., 2005).

La Figura 20 mostra l'evoluzione dei profili del fondale lato mare per strutture permeabili emersa e sommersa, ottenuti negli esperimenti di Sumer et al. (2005) in condizioni di trasporto per sospensione. Nel caso di struttura emersa, si notano una considerevole erosione localizzata al piede dell'opera ed uno spostamento verso riva della localizzazione del massimo accumulo. Per struttura sommersa, non è possibile rilevare una chiara alternanza di erosione o deposito in termini di nodi e antinodi. Inoltre, l'erosione si verifica ancora al piede dell'opera, lato riva, ma su un'area molto più vasta (fino ad un ordine di grandezza maggiore in alcuni punti) rispetto al caso emerso. Questo fatto si può attribuire, secondo Sumer et al. (2005), alla corrente di ritorno attraverso la struttura osservata in laboratorio mediante misure laser di velocità; tale corrente che svolge la stessa funzione della *undertow* nei casi reali e dà luogo ad un effetto del tutto simile a quello di un'onda progressiva.

L'evoluzione del profilo del fondale lato riva, sulla base degli esperimenti di Sumer et al. (2005), è riportata in Figura 21. Si nota una erosione significativa localizzata al piede dell'opera.

Dall'analisi dimensionale, la profondità dell'erosione si può esprimere in funzione dei seguenti parametri (Sumer et al., 2005), derivati da Sumer e Fredsøe (2000) per struttura emersa con l'aggiunta del solo parametro  $F/h$  per struttura sommersa

$$\frac{S}{H} = f\left(\frac{b}{L}, \vartheta, \alpha, \frac{L}{d_{n50}}, Re, \frac{F}{b}\right) \quad (1)$$

ove  $H$  è l'altezza d'onda,  $b$  è il fondale,  $L$  è la lunghezza d'onda,  $\vartheta$  è il parametro di Shields,  $\alpha$  è la pendenza del paramento,  $d_{n50}$  è il diametro medio del sedimento,  $Re = aUm/\nu$ ,  $a$  è l'ampiezza del moto orbitale delle particelle d'acqua,  $U_m$  è la velocità orbitale massima al fondo,  $\nu$  è la viscosità cinematica,  $F$  è l'altezza della cresta rispetto al medio mare (positiva se la struttura è emersa).

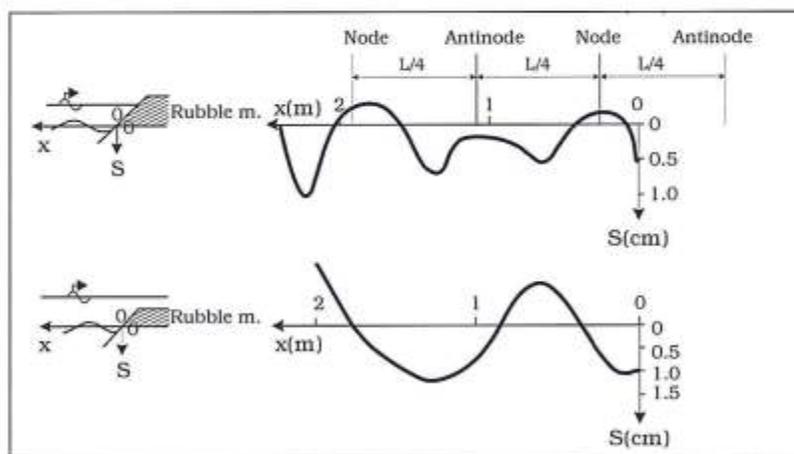


Figura 20 - Evoluzione del fondale in prossimità di strutture permeabili emersa (sopra) e sommersa (sotto), lato mare (da Sumer et al., 2005).

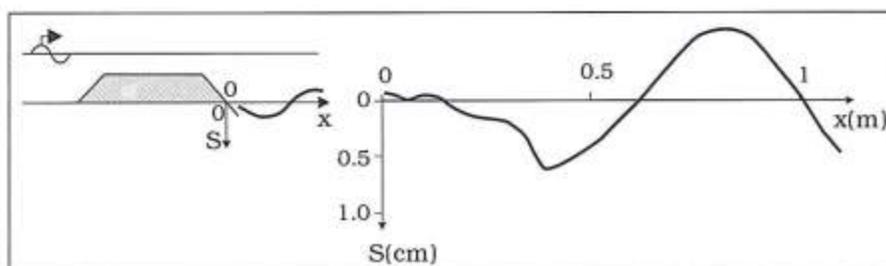


Figura 21 - Evoluzione del fondale per struttura permeabile sommersa, lato riva (da Sumer et al., 2005).

Sulla base dell'insieme dei dati disponibili (Sumer et al., 2005), peraltro piuttosto limitato, si evince che l'intensità dell'erosione è dello stesso ordine di grandezza sia rispetto alla localizzazione lato mare o lato riva sia rispetto all'altezza relativa della cresta della struttura, sommersa o emersa, nonostante il diverso meccanismo di formazione

La scala temporale del fenomeno  $T$  può valutarsi (Sumer e Fredsøe, 2002)

$$S_e \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right] \quad (2)$$

ove  $S_e$  è la profondità dell'erosione all'equilibrio; sulla base di Sumer e Fredsøe (2000), si può normalizzare come segue

$$T^* = T \frac{\left[ g(s-1)d_{n50}^3 \right]^{1/2}}{H^2} = f_i \left( \frac{b}{L}, \vartheta, \alpha, \frac{L}{d_{n50}}, \text{Re}, \frac{F}{b} \right) \quad (3)$$

Sussiste un solo test per struttura permeabile sommersa (Sumer et al., 2005) per il quale siano disponibili  $T$  e  $T^*$ , nonché  $S/H$  lato mare e lato riva:

$F$ [cm]	$H$ [cm]	$H_i$ [cm]	$T_{iw}$ [s]	$b$ [m]	$b/L$	$S$ [cm]	$S/H$	$T$ [min]	$T^*$	$S$ [cm]	$S/H$	$T$ [min]	$T^*$
-7.5	3.8	4.0	2.0	0.31	0.09	0.6	0.16	40	27.8	1.4	0.37	150	104

Questi numeri possono al più fornire, ovviamente, un'indicazione dello sviluppo del processo.

Confrontando l'evoluzione del fondale negli esperimenti di Sumer et al. (2005) e negli esperimenti condotti al L.I.C. di Bari, descritti nella precedente sezione, si nota una sostanziale differenza: non si evidenziano erosioni localizzate, mentre generalmente si tende ad accumulare materiale sia lato mare sia lato riva. I rilievi del fondo sono stati effettuati al termine di ogni attacco ondoso, la cui durata sembra dello stesso ordine di grandezza della scala temporale dell'erosione localizzata; le erosioni localizzate risultano tuttavia sostanzialmente cancellate dalle intense correnti lungo la struttura, dalla tracimazione e dalla filtrazione.

#### *Erosione 'lontana' (distanza $>L/4$ ) lungo il tronco delle strutture*

Nei rilievi di campo, è generalmente molto difficile verificare la presenza di erosioni 'vicine' lungo il tronco della struttura, a causa degli intervalli di tempo a cui sono effettuati i rilievi e dell'azione delle correnti. L'unica tecnica che possa consentire il monitoraggio continuo del movimento di barre del fondale e del trasporto indotto da frangimento e correnti, tanto da poter ricostruire la batimetria del fondo durante una mareggiata, è il monitoraggio ARGUS della costa mediante telecamere (Stockdon e Holman, 2000; Aarninkhof, 2003).

Un caso particolarmente fortunato in cui è stato possibile evidenziare una fossa d'erosione nell'area protetta da opere si è verificato a Pellestrina nell'Ottobre 2002, quando è stata effettuata per l'Università di Bologna una batimetria di dettaglio *multi-beam*. La Figura 22 mostra in pianta la cella 9 dell'intervento (descrizione in Mancinelli et al., presente volume). L'erosione si estende in media per una profondità di 0.8 m, una larghezza di 5 m ed una lunghezza di 350 m, ed è da attribuirsi essenzialmente all'azione del frangimento sulla barriera in assenza di marea (si vedano le simulazioni in Balzano et al., presente volume).

Se si esaminano, invece, i profili (annuali o semestrali) rilevati dal Consorzio Venezia Nuova dopo l'intervento, riportati in Figura 23 per il periodo 1997-2003, si evidenzia una modesta tendenza all'accumulo in corrispondenza della barriera lato mare, mentre non si può dedurre alcuna tendenza chiara all'erosione e/o al deposito lato riva. I profili corrispondenti alle campagne del 1998, 1999 e Dicembre 2000 mostrano, infatti, un'erosione al piede dell'opera rispetto al profilo del 1997 susseguente l'intervento, mentre i profili del Marzo 2000 e quelli successivi del 2002 e 2003 presentano un leggero accumulo.

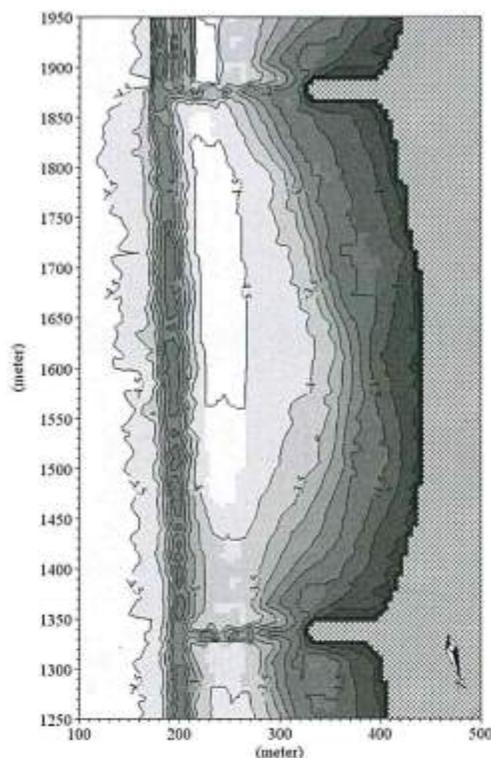


Figura 22 - Batimetria *multi-beam* della cella 9 a Pellestrina, Università di Bologna, Ottobre 2002.

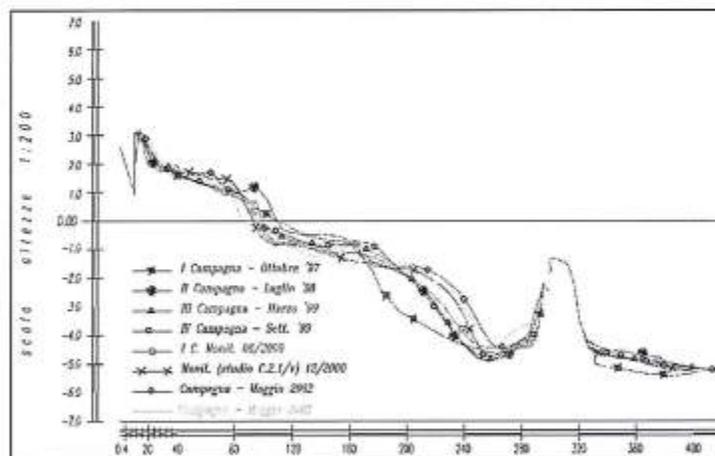


Figura 23 - Evoluzione del profilo mediano della cella 9 rilevato a Pellestrina dal Consorzio Venezia Nuova.

### Erosione alle testate

#### Erosione 'vicina' (distanza $< L/4$ ) alle testate

Due sono i meccanismi di formazione dell'erosione localizzata alle testate: lo *steady-streaming*, che induce erosione davanti alla struttura, e l'azione di frangenti di tipo *plunging*, che induce erosione a tergo della struttura.

Il meccanismo di formazione dell'erosione per *steady streaming* lungo il tronco è già stato presentato nella sottosezione precedente. Esperimenti effettuati alla Technical University Denmark in un canale su testate permeabili ed impermeabili (Sumer et al., 2005) hanno evidenziato come il processo sia del tutto simile in caso di struttura emersa e sommersa, essendo in questo secondo caso necessario introdurre un unico parametro aggiuntivo, l'altezza relativa della cresta della struttura sul fondale  $F/h$ , tra i parametri correlati all'intensità dell'erosione

$$\frac{S}{B} = f\left(KC, \vartheta, \alpha, \frac{F}{b}\right) \quad (4)$$

ove  $S$  indica la profondità dell'erosione,  $B$  la larghezza della struttura al piede,  $KC$  è il numero di Keulegan-Carpenter,  $\alpha$  è la pendenza del paramento. Per  $\alpha$  fissa, la dipendenza da  $\vartheta$  è molto modesta quando il letto sia attivo (*ripples* evidenti al fondale), perciò la (4) si riduce a

$$\frac{S}{B} = f\left(KC, \frac{F}{b}\right) \quad (5)$$

La Figura 24 presenta, secondo la (5), i dati derivati da Sumer et al. (2005), Fredsøe e Sumer (1997), Lillycrop e Hughes (1993), Dixen (2003). Tutti questi casi sono relativi a strutture con  $\alpha = 1:1.5$ , tranne per Lillycrop e Hughes (1993) ove  $\alpha = 1:2$ , e contengono sia onde regolari sia irregolari. Dalla Figura 24 si possono desumere le seguenti conclusioni:

- se  $KC < 0.05$ , non si ha erosione;
- per un valore fisso di  $KC$ , l'intensità dell'erosione  $S/B$  diminuisce al crescere di  $F$ ;
- per un valore fisso di  $F$ , l'intensità dell'erosione  $S/B$  cresce al crescere di  $KC$ , perché lo *steady streaming* cresce con  $KC$ .

La Figura 25 presenta, mediante gli stessi dati e nello stesso campo della Figura 24, l'estensione dell'erosione perpendicolarmente all'asse della struttura  $L_y$ . Si possono trarre conclusioni del tutto analoghe a quelle relative alla Figura 24:

- se  $KC < 0.05$ , non si ha erosione;
- per un valore fisso di  $KC$ , l'intensità dell'erosione  $L_y/B$  diminuisce al crescere di  $F$ ;
- per un valore fisso di  $F$ , l'intensità dell'erosione  $L_y/B$  cresce al crescere di  $KC$ .

Il meccanismo di formazione dell'erosione per *plunging breaker* è già stato presentato nella sottosezione precedente. Dopo che il frangente di tipo *plunging* si è formato, percorre una certa distanza lungo la barriera, discende al fondo, si tuffa sul fondale ed ivi mobilizza la sabbia producendo una fossa di erosione. Le caratteristiche di questo tipo di erosione, sia per struttura sommersa sia emersa, sono fornite dalla relazione dimensionale:

$$\frac{S}{H} = f_p\left(\frac{T_w \sqrt{gH}}{b}, \vartheta, \alpha, \frac{F}{b}\right) \quad (6)$$

ove  $T_w$  è il parametro del frangente *plunging* (Fredsøe e Sumer, 1997) che rappresenta il quantitativo d'acqua del frangente che si inserisce nel corpo d'acqua principale (al numeratore) e la distanza di penetrazione (al denominatore). Come visto prima, per  $\alpha$  fissa, la dipendenza da  $\vartheta$  è molto modesta quando il letto sia attivo ( $\vartheta > \vartheta_{cr}$ ), perciò la (6) si riduce a

$$\frac{S}{H} = f_p\left(\frac{T_w \sqrt{gH}}{b}, \frac{F}{b}\right) \quad (7)$$

La Figura 26 presenta, secondo la (7), i dati derivati dalle stesse fonti citate per le Figure 24 e 25. Dalla Figura 26 si possono desumere le seguenti conclusioni:

- non si ha erosione per  $F/H < -(0.4)$  nel caso 'asintotico' quando  $T_w \sqrt{gH} / b \rightarrow \infty$ , come ci si attende perché nei casi inclusi in Figura non si aveva frangimento;
- la massima erosione si verifica per  $F/H=0$ , a causa della maggiore intensità del frangente;
- per un valore fisso di  $F/H$ , l'erosione cresce al crescere del parametro  $T_w \sqrt{gH} / b$ , come ci si attende perché tanto maggiore è il valore di  $T_w \sqrt{gH} / b$  tanto più forte è la penetrazione del frangente e quindi l'erosione (è ovvio che al crescere di  $b$ , e quindi della distanza di penetrazione,  $T_w \sqrt{gH} / b$  si approssima a 0 e non si verifica erosione).

La Figura 27 mostra, mediante gli stessi dati e nello stesso campo della Figura 26, l'estensione della fossa d'erosione;  $\pm 1.1$  è la deviazione standard del campione considerato. La dimensione dell'erosione sembra rimanere praticamente costante, sia rispetto alle condizioni di emergenza/sommergenza sia rispetto ai valori dei parametri di controllo. Questo comportamento, già osservato per strutture emerse (Fredsøe e Sumer, 1997) non ha ancora trovato una spiegazione chiara.

Per quello che riguarda gli esperimenti in vasca a Bari, le conclusioni sono sostanzialmente le stesse delineate per l'erosione al tronco della struttura: il tempo intercorso tra un rilievo ed il successivo e soprattutto l'azione delle correnti non hanno reso possibile il riscontro di tali forme di erosione localizzate alle testate.

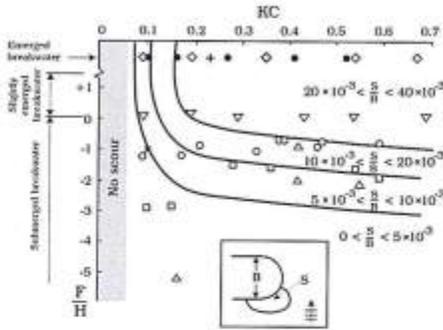


Figura 24 - Intensità dell'erosione indotta dallo *steady streaming* (da Sumer et al., 2005).

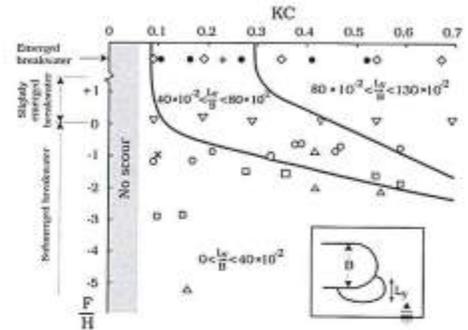


Figura 25 - Estensione dell'erosione indotta dallo *steady streaming* (da Sumer et al., 2005).

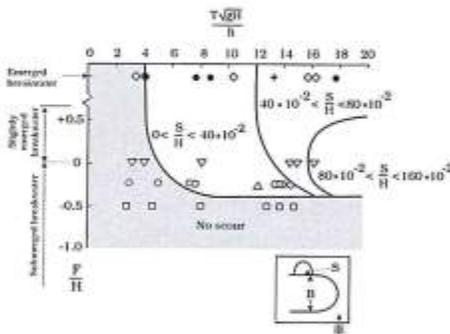


Figura 26 - Intensità dell'erosione indotta da *plunging breakers* (da Sumer et al., 2005).

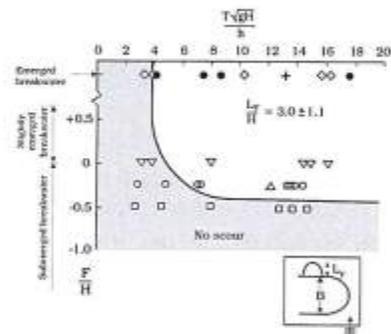


Figura 27 - Estensione dell'erosione indotta da *plunging breakers* (da Sumer et al., 2005).

Nel seguito, si applicano i metodi predittivi semi-empirici di Sumer et al. (2005) a due casi di campo esemplificativi, Lido di Dante e Pellestrina, in cui è stato eccezionalmente possibile rilevare, rispettivamente, erosione alla testata indotta da *steady streaming* e da *plunging breakers*.

### Lido di Dante

Una recente batimetria *multi-beam* a Lido di Dante, effettuata per conto dell'Università di Bologna, ha evidenziato la presenza, oltre alle erosioni attorno alle testate dovute all'interazione onde-correnti, di una fossa di erosione in prossimità della testata Nord, lato mare, di dimensioni 52 x 26 x 0.8 m. Il caso di Lido di Dante è presentato in Mancinelli et al., presente volume, mentre una delle batimetrie complessive è riportata in Figura 31 e discussa successivamente. Nella Figura 28 si mostra il dettaglio della zona di erosione la cui formazione si può ricondurre ad un'intensa e prolungata azione della riflessione ondosa. Questa erosione è particolarmente difficile da osservarsi in campo, essendo parzialmente cancellata dall'accumulo di sedimenti che tipicamente si manifesta in prossimità delle barriere lato mare, indotto dalle correnti che tendono ad intensificarsi lungo le barriere, girano attorno alle testate per uscire poi attraverso i varchi.

Il rilievo è stato eseguito a metà Gennaio 2004, dopo che nel Dicembre 2003 si era registrato il perdurare di onde da Bora, con il susseguirsi di giorni di mareggiate intense. I dati registrati all'ondametro di Punta della Maestra (al largo del delta del Po) sono molto lacunosi, si è fatto ricorso perciò ai dati raccolti mediante un ADCP, posto davanti alla barriera lato mare, durante una campagna dal 23 Novembre al 3 Gennaio 2004 (Fig. 29). I giorni di mareggiata sono circa 12, con onde di altezza massima 1.8 m su fondale di circa 3 m (la posizione dell'ADCP è in Fig. 28).

Formulando l'ipotesi che tale mareggiata abbia causato l'erosione osservata, si va nel seguito ad applicare il metodo predittivo elaborato da Sumer et al. (2005) per erosione localizzata indotta da *steady streaming*.

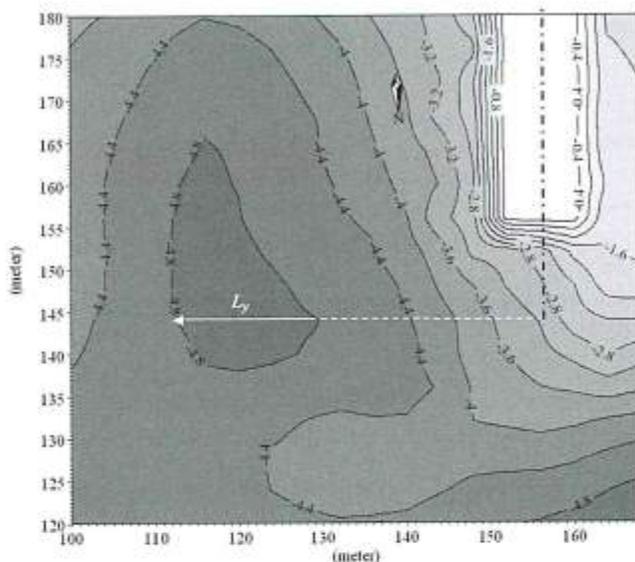


Figura 28 - Dettaglio della batimetria *multi-beam* effettuata a Lido di Dante nel Gennaio 2004.

Si assumono dati: la larghezza della barriera al piede  $B=40$  m, la pendenza del paramento lato mare  $\alpha=1:2$ , il diametro medio dei sedimenti in corrispondenza della barriera  $d=0.1$  mm, il fondale davanti all'opera a distanza tale che l'erosione localizzata non abbia più effetti  $(L/4) h=4.5$  m, l'altezza d'onda significativa  $H=1.8$  m sul fondale  $h$ , il periodo di picco dell'onda  $T_w=6.0$  s.

Si calcola la lunghezza d'onda in acque profonde  $L_0$

$$L_0 = \frac{gT_w^2}{2\pi} = 56.23 \text{ m}$$

e quindi il parametro  $b/L_0$

$$\frac{b}{L_0} = 0.08$$

Si ricorre al solutore di Dalrymple (Dean e Dalrymple, 1991) per calcolare il numero d'onda  $k$ , che risulta pari a 0.11, e si valuta il numero di Ursell  $U$ :

$$U = \frac{HL^2}{b^3} = \frac{H(L_0 \tanh(kb))^2}{b^3} = 26.33$$

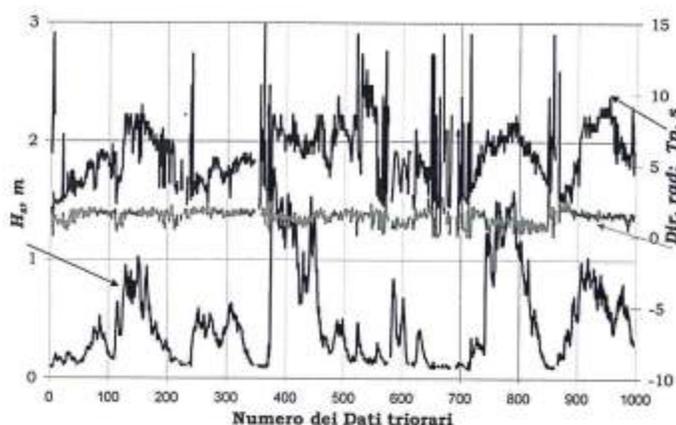


Figura 29 - Dati d'onda orari alla barriera Nord lato mare, periodo 22/11/03 - 03/01/2004; 100 dati corrispondono a 4 giorni circa. Posizione dell'ADCP da Fig. 28.

Essendo quest'ultimo molto maggiore di 15, la teoria lineare non può applicarsi. Si valutano dunque la velocità massima  $U_m$  e l'ampiezza delle orbite  $a$  al fondo mediante la *streaming function theory* implementata da Dalrymple (e disponibile al sito [www.coastal.udel.edu](http://www.coastal.udel.edu)).

Prima di procedere, si verifica che il trasporto per sospensione sia attivo mediante il calcolo del parametro di Shields  $\vartheta$

$$\vartheta = \frac{f_w}{2} \frac{U_m^2}{g(s-1)d} = 2.94$$

dove  $s$  è il peso specifico dei grani e  $f_w$  è il fattore d'attrito.  $F_w$  si valuta seguendo Fredsøe (1984), con l'ipotesi che il letto attivo si comporti come una parete liscia

$$f_w = 0.035 \text{Re}^{-0.16} = 0.035 \left( \frac{U_m a}{\nu} \right)^{-0.16} = 3.3 \times 10^{-3}$$

ove  $\nu$  è la viscosità cinematica dell'acqua. Il valore critico  $\vartheta_{cr}$  del moto incipiente si desume da Sumer e Fredsøe (2002):

$$\vartheta_{cr} = \left( \frac{U_m d}{\nu} \right)^{-0.05} \left[ 0.7 \exp\left(-0.04 \frac{U_m d}{\nu}\right) + 0.26 \left[ 1 - \exp\left(-0.025 \frac{U_m d}{\nu}\right) \right] \right] = 0.19 \ll \vartheta$$

Si vanno ora a determinare i parametri necessari ad entrare nel grafico di Sumer et al. (2005) riportato in Figura 24.

In seguito al ricarico di massi del Giugno 2003, la barriera, sommersa di 0.2 m a progetto e assestata di circa 0.4 m, risulta ora mediamente emersa di 0.2 m. Il parametro dato dall'altezza relativa della cresta risulta perciò, secondo la convenzione di assumere positivo il *freeboard*  $F$  per strutture emerse

$$\frac{F}{H} = 0.11$$

ed il numero di Keulegan-Carpenter  $KC$  è pari a

$$KC = \frac{U_m T_w}{B} = 0.25$$

Dalla Figura 24 si ottiene dunque un punto compreso nella zona in cui vale il seguente rapporto tra la profondità prevista  $S$  della fossa d'erosione e la larghezza della berma  $B$

$$0.02 < \frac{S}{B} < 0.04$$

e dunque la profondità  $S$  assume valori compresi tra 0.8 e 1.6 m.

Con gli stessi valori di  $KC$  e  $F/H$ , si entra nel grafico in Figura 25, sempre tratto da Sumer et al. (2005) e si deriva l'estensione dell'erosione in direzione perpendicolare a riva,  $L_y$ , adimensionalizzata sempre con la larghezza della berma  $B$

$$0.40 < \frac{L_y}{B} < 0.80$$

e quindi  $L_y$  è compresa tra 16 e 32 m.

Infine, si può stimare il tempo  $T$  necessario a produrre una simile erosione sulla base dei dati di Sumer et al. (2005), considerando i casi più simili a quello in oggetto (ossia i Tests 18 e 19, in Tab. 1, ove  $F$  è indicato come positivo per caso sommerso), si può assumere il valore normalizzato del tempo dall'interpolazione lineare tra i due  $T^*=10^{-2}$  e scrivere

$$T = \frac{T^* B^2}{\sqrt{g(s-1)d^3}} = 3.98 \times 10^6 \text{ s} \approx 46 \text{ giorni}$$

Mettiamo ora a confronto parametri calcolati e misurati.

La profondità dello *scour hole* di 0.8 m coincide col minimo valore stimato. Parte della buca in prossimità dell'opera è già stata colmata dal deposito delle correnti indotte perciò l'erosione si localizza a circa 18 m dall'asse della barriera, con estensione perpendicolare alla struttura  $L_y$  pari a 36 m, di poco superiore al massimo previsto. La durata calcolata necessaria alla generazione dello *scour hole* appare molto superiore a quella effettivamente registrata.

#### Pellestrina

Dai rilievi eseguiti a Pellestrina, (caso presentato in Mancinelli et al., presente volume), si è riscontrata la presenza di uno *scour hole*, lato riva, di lunghezza 50 m, larghezza 11 m e profondità 0.6 m, la cui formazione si può ricondurre all'azione dei frangenti di tipo *plunging* (Fig. 30).

L'altezza delle creste della barriera è  $F = -1.80$  m (-1.50 m a progetto, ma ha subito un assestamento di circa 0.3 m in 3 anni), il fondale davanti all'opera è  $b = -4.5$  m. Assumiamo condizioni di frangimento, quindi l'altezza d'onda significativa  $H = 0.6 \times b = 2.7$  m. Sulla base di analisi statistiche dei dati raccolti alla torre CNR al largo di Venezia, si è ricostruito il clima ondoso rappresentativo (Zanuttigh et al., 2004), la cui onda da Bora più elevata è di 2.17 m con periodo 6.1 s; considerando questo dato e la massima ripidità dell'onda pari a circa  $\pm(4H)$  si ottiene per  $H$  un  $T_w = 6.8$  s. Si valutano per prima cosa l'altezza relativa della cresta

$$\frac{F}{H} = -0.4$$

ed il parametro di frangimento

$$\frac{T_w \sqrt{gH}}{b} = 7.7$$

Il caso risulta prossimo alle condizioni del Test 17 in Tab. 2 di Sumer et al. (2005). I due parametri appena calcolati consentono di entrare in entrambi i grafici di Sumer et al. (2005) per determinare l'intensità e l'estensione dell'erosione, rispettivamente in Figura 26 e 27.

Con questi valori dei parametri, si cade sulla linea limite di assenza di erosione; si può giustificare la presenza di erosione considerando che sia avvenuta in condizioni di bassa marea, la cui escursione media è pari a  $\pm 0.4$  m mentre la massima raggiunge  $\pm 0.8$  m.

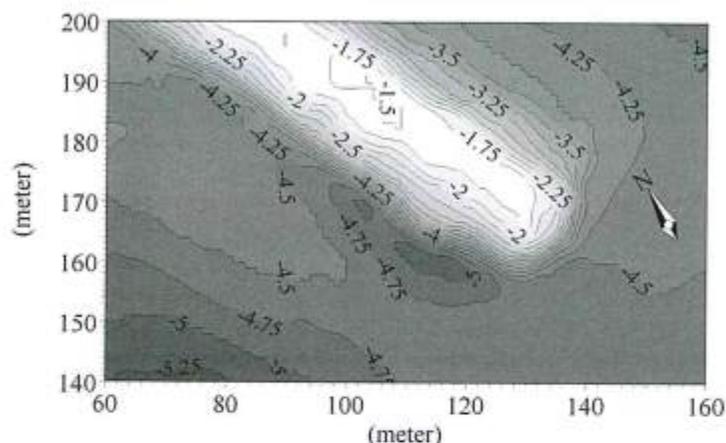


Figura 30 - Dettaglio della batimetria *multi-beam* effettuata a Pellestrina nell'Ottobre 2002.

Mantenendo il valore del parametro di frangimento ed assumendo una marea di  $\pm 0.5$  m, ( $F = -1.3$  m) si ha

$$\frac{F}{b} = -0.28$$

e dalle Figure 26 e 27 rispettivamente si ottengono,

$$0.0 < \frac{S}{H} < 0.4, \quad \frac{L_j}{H} = 3.0 \pm \sigma$$

ove  $s$  è la deviazione standard 1.1. Dunque la profondità massima prevista dell'erosione  $S$  è di 1.08 m e l'estensione  $L_j$  è compresa nel campo di valori  $8.10 \pm 2.97$  m.

Si può infine stimare la scala temporale dell'erosione, assumendo il valore normalizzato  $T^* = 10$  suggerito da Sumer et al. (2005) sulla base dei tests sommersi con  $F = 0.22$  m

$$T = \frac{T^* H^2}{\sqrt{g(s-1)d^3}} = 0.81 \times 10^7 s \approx 210 \text{ giorni.}$$

Si nota che il parametro  $T^*$  cresce al crescere dell'altezza d'onda ed al decrescere dell'altezza della cresta dell'opera sul medio mare.

Confrontando calcoli e dati di campo, la profondità dello *scour hole* di 0.6 m è circa il valore medio mentre la sua estensione coincide col massimo dei valori previsti.

#### Erosione 'lontana' (distanza $> L/4$ ) dalle testate

Come per l'erosione localizzata lungo il tronco, così anche l'erosione localizzata alle testate generalmente non risulta rilevabile, mentre sono numerosi i casi in cui si possono osservare le erosioni 'crescentiche' attorno alle testate delle strutture ma ad una certa distanza dalle stesse.

Si riportano i casi esemplificativi di Lido di Dante (Fig. 31) e Pellestrina (Fig. 32), mediante le due batimetrie *multi-beam* complete illustrate in precedenza solo per i dettagli alle testate.

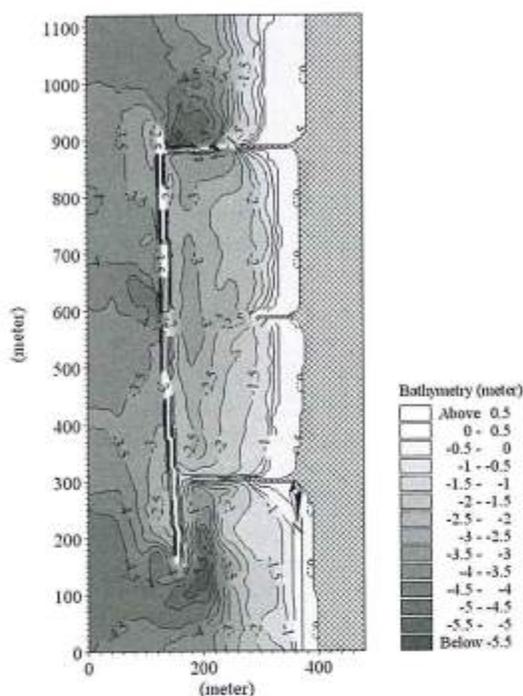


Figura 31 - Batimetria *multi-beam* di Lido di Dante, Università di Bologna, Gennaio 2004.

Osservando la batimetria di Lido di Dante, si nota una profonda zona di erosione localizzata a circa 70 m dalle testate della barriera, dovuta ai vortici indotti durante le mareggiate intense da Scirocco alla testate Sud e da Bora alla testate Nord. Le erosioni, di forma crescentica, hanno massima profondità di 1.5 m, lunghezza di 170 m, larghezza di 50 m. Risulta anche evidente l'erosione al varco, divenuto dopo il ricarico di massi del Giugno 2003 l'unica via di ritorno a mare: l'erosione si estende lato mare per una lunghezza di 120 m, una larghezza di 50 m ed una profondità di 1.0 m.

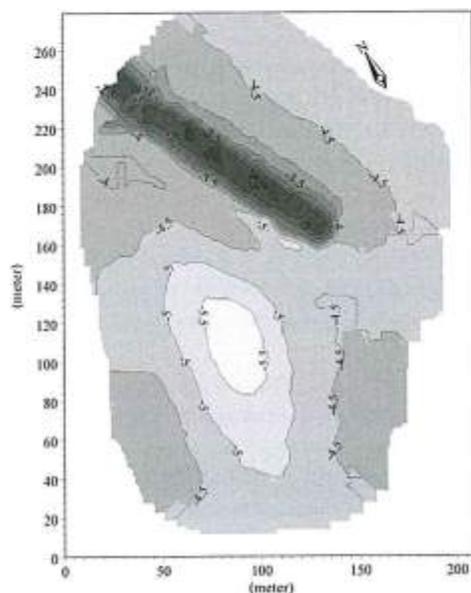


Figura 32 - Batimetria *multi-beam* delle testate Sud di Pellestrina, Università di Bologna, Ottobre 2002.

Nella batimetria della testata Sud di Pellestrina si trova un'area erosa molto ampia e profonda a Sud della testata. La buca, profonda 1 m, larga 60 m e lunga 90 m, è dovuta all'azione congiunta del frangimento e delle correnti attorno alla testata. La peculiare forma della fossa può mettersi in relazione all'assenza della spiaggia di ripascimento a riva in corrispondenza della testata; in questa zona infatti si hanno a riva i murazzi, privi di rivestimento in pietrame, su fondale profondo, che esercitano senz'altro una cospicua azione riflettente.

### Erosione ai varchi

I modelli numerici ricostruiscono l'idrodinamica, stimano i trasporti solidi e, dalla divergenza di questi, valutano l'erosione. Una valutazione approssimata di queste grandezze non fornisce in generale un risultato accurato perché gli errori di stima si propagano considerevolmente. Questo errore è percentualmente basso solo in punti dove l'erosione è molto accentuata, per esempio in prossimità dei varchi. Ci si può domandare quale accuratezza abbia la stima dell'erosione ai varchi desunta da semplici considerazioni sull'idrodinamica ed utilizzando formule di trasporto solido semplificate.

Mancinelli et al., presente volume, hanno evidenziato una discreta corrispondenza fra osservazioni (Tab. 2) e calcolo delle erosioni ai varchi, ottenuto utilizzando la semplice formula di Bijker. Il trasporto solido è stato stimato solo in mezz'ora dei varchi, assumendo che il trasporto lungo una sezione posta a metà della distanza da riva fosse trascurabile. La Figura 33 illustra lo schema utilizzato per la valutazione del volume eroso. Esso deve intendersi localizzato in una area più spostata verso il largo rispetto alla zona ombreggiata: infatti il campo dei trasporti subisce un notevole ritardo indotto da fenomeni legati alla messa in sospensione ed alla turbolenza, comportando lo spostamento del valore massimo in direzione delle correnti.

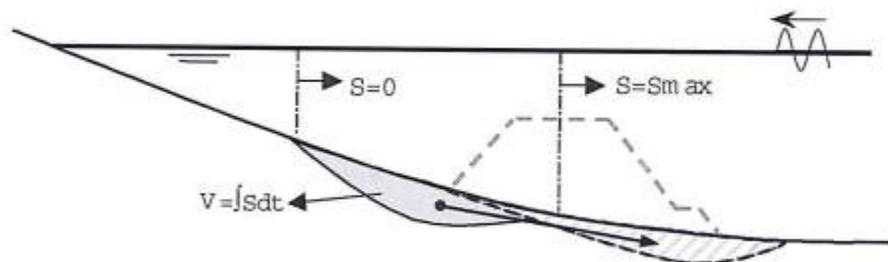


Figura 33 - Schema utilizzato per la stima del volume eroso ai varchi (area ombreggiata) e indicazione dell'effettiva localizzazione (area tratteggiata).

### Previsione dell'erosione 'lontana' dalle strutture mediante simulazioni morfodinamiche con MIKE 21 CAMS

Si sono effettuate simulazioni morfodinamiche dei tests al L.I.C. previamente descritti mediante il modello MIKE 21 CAMS, sviluppato da DHI Water & Environment, che integra onde (elaborate dal modulo PMS), correnti (descritte mediante il modulo HD) e trasporto solido (derivato dal modulo ST-Q3) valutando l'evoluzione del fondale nel tempo in una zona costiera assegnata.

Le simulazioni sono state condotte in scala di un ipotetico prototipo 1:40.

Visto che il modello d'onda PMS non rappresenta la trasmissione ondosca (e quindi la tracimazione conseguente nel modulo HD) per strutture emergenti e che le più rilevanti variazioni del fondale si sono ottenute in laboratorio in presenza di strutture sommerse, si è scelto di simulare il solo set di attacchi ondosi per strutture sommerse.

Nel modello d'onda PMS si è imposta al largo una serie di spettri di tipo Jonswap e si sono assunti i contorni laterali di tipo "riflettente", al fine di riprodurre l'ambiente chiuso del bacino sperimentale. Analogamente, tutti i contorni del modello HD rappresentano una condizione di flusso nullo. La sabbia del fondo nel modello ST-Q3 è stata scalata considerando la velocità di caduta dei sedimenti (1.5 mm); si è assunta nel modello PMS una scabrezza di Nikuradse al fondo variabile di 0.01 m per le zone sabbiose e di 1.8 m per i massi componenti le opere e le zone emerse come il setto separatore e i muri. Nel modulo HD si è introdotta la distribuzione spaziale del coefficiente di Manning corrispondente a quella della scabrezza di Nikuradse adottata per il modulo PMS; la viscosità turbolenta è derivata dalla formula di Smagorinsky con coefficiente pari a 0.5.

Il modulo PMS è stato calibrato cercando di ottimizzare la rappresentazione della trasmissione ondosa sopra la struttura. I migliori parametri sono risultati per la maggior parte dei tests:  $\gamma_1=1.0$  (controlla il frangimento per ripidità dell'onda),  $\gamma_2=1.2$  (controlla il frangimento per profondità del fondale) e  $d=0.4$  (indica la dissipazione per frangimento). Anche adottando tali valori, la trasmissione è sottostimata in media del 15%.

Le correnti simulate col modulo HD sono in buon accordo qualitativo con le correnti osservate e registrate durante gli esperimenti. Il grafico a sinistra di Figura 34 presenta un'immagine istantanea delle correnti durante tests di tipo 'B' (dettagli in Damiani et al., presente volume). La velocità della corrente aumenta rapidamente in prossimità dei varchi, raggiungendo valori massimi minori negli esperimenti che nelle simulazioni. Le simulazioni in genere sottostimano la profondità del fondale al varco, mentre l'intensità del *set-up* alla struttura ed alla spiaggia è nettamente sovrastimata. La sovrastima del *set-up* a riva delle barriere può correlarsi alla mancata rappresentazione della permeabilità della spiaggia, che temporaneamente accumula acqua, mentre la sovrastima del *set-up* alla barriera si spiega con la mancata rappresentazione della permeabilità della barriera e dunque della filtrazione attraverso la stessa. Si ha un accordo del  $\pm 10\%$  nella riproduzione delle correnti alle testate e dietro le strutture, mentre le velocità ai varchi sono in genere sovrastimate circa del 20%.

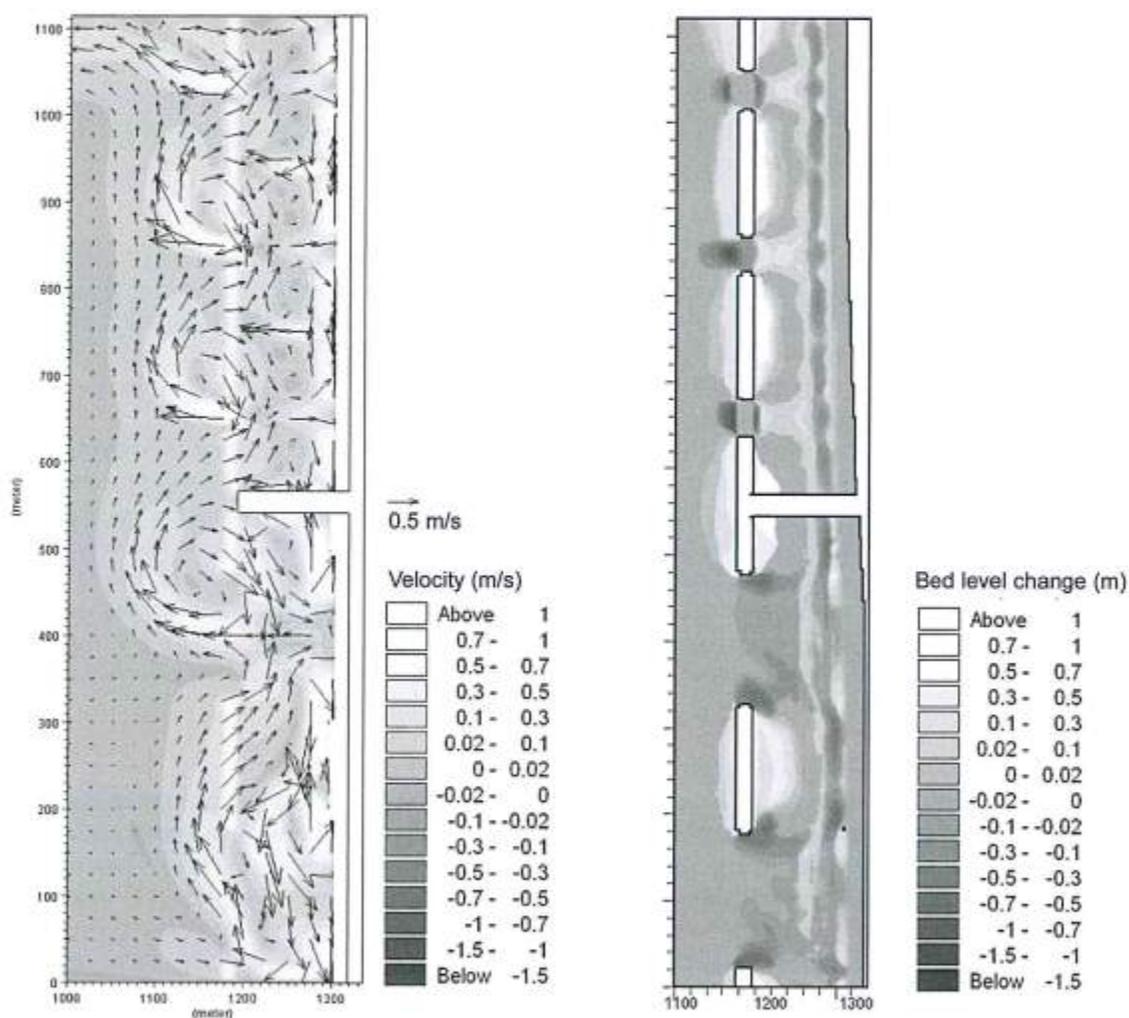


Figura 34 - A sinistra, planimetria delle correnti (intensità e direzioni delle velocità in scala di grigi e vettori) ottenuta dal modulo HD durante tests di tipo 'B' (Damiani et al., presente volume). A destra, planimetria dell'evoluzione del fondo in scala di grigi al termine delle simulazioni CAMS su strutture sommerse; per chiarezza, si riportano in bianco le strutture, il setto separatore e il muro di fondo.

Si mostrano, alla destra di Figura 34, le zone soggette a deposito ed erosione evidenziate mediante il modulo ST-Q3 al termine dei tests sommersi; va ricordato che i risultati di CAMS sono prodotti su batimetria variabile. I massimi accumuli e le massime erosioni si hanno nella zona interessata dai varchi stretti, a causa della minore trasmissione ondosa e della maggiore intensità delle correnti ai varchi rispetto alla zona caratterizzata da varchi larghi. Il massimo accumulo è dietro la barriera centrale, in corrispondenza del setto separatore e al muro perimetrale, ed è pari a 1.29 m; la massima erosione si verifica al varco non protetto ed è pari a -1.18 m (rispettivamente 3.2 cm e -2.9 cm in scala di modello).

Alla struttura isolata, l'erosione massima si localizza alle testate e risulta -0.89 m; il massimo accumulo a riva della barriera centrale è di 0.77 m (rispettivamente -2.2 cm e 1.9 cm in scala di modello). Nella zona protetta, la sabbia tende ad accumularsi dietro le barriere prima di essere erosa in corrispondenza della linea di riva.

Non si osservano *ripples* dal momento che nel creare la tabella di trasporto solido per il modulo ST-Q3 non si è tenuto conto del loro effetto.

Le tendenze erosive/deposizionali sono in buon accordo, sia in corrispondenza delle strutture sia della spiaggia, con i profili rilevati sperimentalmente e con le osservazioni di campo già illustrate a Pellestrina e Lido di Dante (Figg. 22 e 31) e in altri siti europei (Lamberti et al., 2005).

## Conclusioni

Come conclusioni dello studio si forniscono alcuni semplici criteri di progettazione delle protezioni, basati sulle osservazioni di campo e in laboratorio presentate sino ad ora ed alcune considerazioni critiche sull'uso dei modelli, analitici e numerici, di cui il progettista può avvalersi per la previsione dell'evoluzione del fondale e dell'intensità di eventuali erosioni localizzate.

### *Considerazioni sulla progettazione delle protezioni ai varchi*

Le correnti di ritorno in uscita da varchi hanno una notevole capacità di trasporto. L'erosione indotta ai varchi può sia fungere da pozzo per i sedimenti contenuti all'interno dell'area protetta, facendoli prima franare nella fossa e poi favorendone l'uscita dal varco spinti dalla corrente, sia causare seri problemi di stabilità alla struttura. È pertanto necessario presidiare i varchi opportunamente, per esempio con una platea stabile e flessibile che si adatti ad eventuali movimenti del fondo. Normalmente si tratta dello stesso misto in materiale sciolto costituente la fondazione della barriera.

Non è realistico proteggere il varco verso il largo sino a dove non si manifesta erosione. Bisogna prefiggersi lo scopo minimo di allontanare l'erosione dall'opera, ad una distanza tale da non compromettere la stabilità della struttura. Il materiale deve essere sovrabbondante per poter riempire le fosse che inevitabilmente si generano al termine della protezione (si veda ad esempio il risultato delle prove su modello fisico, in Fig. 16). Ciò può significare anche la necessità di prevedere una manutenzione che miri a ripristinare la protezione al piede prima che il danno si estenda all'opera. Come beneficio dello spostamento dell'erosione al largo vi è anche quello di una sconnessione fra il materiale posto dentro la zona protetta e la fossa che si genera al piede lato mare della protezione, evitando quindi che vi sia una perdita dovuta al lento franamento del fondo dentro la fossa.

### *Considerazioni sulla progettazione della protezione al piede delle opere*

Le prove su modello e i dati di campo evidenziano apprezzabili erosioni lungo il tronco delle opere al piede lato mare e lato riva, seppure in misura inferiore rispetto ai varchi ed alle testate. È pertanto necessario proteggere il piede con una berma adeguatamente lunga. In presenza di opere trascinabili l'erosione al piede lato mare sembra meno pericolosa rispetto al caso di opere emerse. Ciò può essere spiegato sia dal minor grado di riflessione di fronte alla struttura trascinabile, per cui l'azione dell'onda lato mare è meno intensa ed efficace, sia in quanto si instaura una circolazione dei sedimenti diretta verso l'interno della zona protetta, sopra le opere, che tende a spianare le fosse localizzate.

La protezione al piede dell'opera può costruirsi come una platea antierosione, che deve restare intatta sotto l'azione di onde e correnti ed essere abbastanza flessibile da adattarsi ad un fondale irregolare. Questa misura può ridurre ma non evitare le erosioni locali, che si manifestano lungo il perimetro della protezione, con conseguente rotolamento di massi negli *scour holes*; questo processo consente, d'altra parte, la formazione di una scarpa di protezione, effetto desiderabile per fermare l'erosione.

Un parametro progettuale molto importante da determinarsi è la larghezza della protezione al piede, che deve essere sufficiente a garantire nel tempo un'adeguata protezione per la stabilità della struttura. Sulla base dei loro esperimenti, Sumer e Fredsøe (2003) forniscono alcune utili indicazioni semi-empiriche per il dimensionamento della protezione sia lungo il tronco sia alla testata, tenendo conto che gli esperimenti sono stati tutti condotti in un regime di trasporto di non-sospensione, sotto l'azione combinata dello *steady streaming* e delle onde. Tali indicazioni, che di seguito riportiamo, trovano riscontro nei rilievi di campo e negli esperimenti effettuati a Bari. La protezione lungo il tronco lato mare dev'essere di larghezza  $W$  (quotata dallo spigolo lato mare dell'opera) almeno pari a

$$W = \left( 1 - \frac{\alpha h_s}{L_0/4} \right) \frac{L_0}{4},$$

ove si indica con  $h_s$  l'altezza della struttura; questa relazione è dimostrata valida almeno nel campo  $h/L_0=0.1-0.2$ . Lato riva, si può cautelativamente assumere la stessa  $W$ , con ulteriori precauzioni per considerare i danni indotti dalla tracimazione.

La larghezza della protezione alla testata si può stimare

$$W = W_e, \text{ se } \frac{F}{H} > +0.9; \quad W = \left( 0.29 \frac{F}{H} + 0.74 \right) W_e, \text{ se } \frac{F}{H} < +0.9$$

ove  $W_e$  è la  $W$  per frangiflutti emersi, valutata da Fredsøe e Sumer (1997) come

$$W_e = A \cdot KC$$

ove  $A$  è pari a 1.5 se si intende ottenere una protezione totale e a 1.1 se si permette un'erosione circa dell'1% della larghezza della barriera  $B$ . Questa relazione deriva da esperimenti in cui  $\alpha$  è 1.5, perciò può dare luogo a valori cautelativi per pendenze più dolci e a sottostime per pendenze più ripide. Le osservazioni sperimentali di Sumer et al. (2003) hanno dimostrato che la protezione alla testata dimensionata con questa formula risulta adeguata a garantire una protezione totale lato mare, mentre lato riva la protezione stessa può danneggiarsi per frangimento e tracimazione.

#### Considerazioni sui metodi predittivi utilizzati

Per quanto riguarda i metodi predittivi semi-empirici di Sumer et al. (2003, 2005), utilizzati per predire erosioni localizzate alle testate, essi sono fondati su esperimenti condotti dagli autori che presentano le seguenti limitazioni.

Prescindono dagli effetti morfodinamici *far field*, che possono essere prodotti da differenti processi, come correnti di *rip* attorno alle testate e/o vortici davanti e dietro ad una barriera sommersa. Anche se erosione/deposito *far field* e *near field* interagiscono in modo complicato e non-lineare, nella maggior parte dei problemi progettuali la profondità totale dello *scour* può calcolarsi come somma dei due contributi separati.

La forzante è costituita unicamente da onde; non sono quindi rappresentati gli effetti di escursioni di marea e/o correnti, che sono tuttora sconosciuti anche se, almeno nel caso di parete verticale (Sumer e Fredsøe, 1997), si è dimostrato che lo *scour* può crescere notevolmente in presenza di correnti.

Possono risentire della permeabilità della struttura. Per lo studio della erosione locale alla testata sono effettuati con struttura impermeabile. L'uso di strutture sia permeabili sia impermeabili per lo studio dell'erosione lungo il tronco ha evidenziato una maggiore erosione per il caso permeabile, dimostrando tuttavia che il materiale componente la struttura non risulta particolarmente rilevante nel processo.

Possono essere inficiati da effetti di scala. Questi sono stati discussi da vari autori, tra i quali Hughes (1993), Oumeraci (1994), Whitehouse (1998), Sumer e Fredsøe (2002). Riguardo l'erosione alla testata, non si hanno indicazioni sugli effetti di scala ma i risultati sperimentali e dati di campo (Sumer et al. 2005) indicano che non

vi sia alcun effetto significativo. Riguardo l'erosione lungo il tronco dell'opera, i parametri da considerare sono il numero di Shields  $\vartheta$ , il rapporto tra la lunghezza d'onda e il diametro medio del sedimento all'opera  $L_0/d_{50}$  e il numero di Reynolds  $Re$ . Il primo parametro può comportare il cambiamento del regime di trasporto solido (trasporto per sospensione attivo/passivo), gli ultimi due non influenzano in modo rilevante il processo, come mostrato da Sumer e Fredsøe (2002).

E' stata evidenziata la possibilità di ottenere una stima approssimata dell'erosione ai varchi, anche ricorrendo ad una ricostruzione sommaria delle correnti e del trasporto solido.

Per quanto riguarda l'uso del codice di calcolo numerico MIKE 21 CAMS, i limiti del modello consistono: nella calibrazione del modulo di frangimento MIKE 21 PMS, che non dà luogo a risultati soddisfacenti in presenza di opere per quanto concerne la stima della trasmissione, in particolare per strutture emerse. A tal fine, il modulo è stato modificato e ricalibrato sulla base di dati sperimentali (Johnshon e Zyserman, 2004); nella laboriosità dell'uso del codice e nel connesso tempo di calcolo, per cui è relativamente semplice e poco dispendioso sottoporre a prova casi schematici, mentre diventa molto oneroso predisporre configurazioni di casi reali soggette ad un clima complesso.

### Simboli

$\alpha$  = pendenza del paramento lato mare

$\vartheta$  = parametro di Shields

$\nu$  = viscosità cinematica dell'acqua

$a$  = ampiezza orbitale delle particelle al fondo

$B$  = larghezza dell'opera al piede

$d, d_{50}$  = diametro rappresentativo/medio dei sedimenti in corrispondenza dell'opera

$F$  = altezza della cresta dell'opera rispetto al medio mare

$f_w$  = fattore d'attrito

$H$  = altezza d'onda significativa

$h$  = fondale davanti all'opera

$h_s$  = altezza della struttura

$KC$  = numero di Keulegan-Carpenter

$k$  = numero d'onda

$L_0$  = lunghezza d'onda in acque profonde

$L_y$  = estensione dell'erosione in direzione perpendicolare alla struttura

$L_b$  = Larghezza della barriera

$Re$  = numero di Reynolds

$S$  = profondità dell'erosione

$S_{sp}$  = ripidità di picco

$s$  = peso specifico dei grani

$T_w$  = periodo di picco dell'onda

$U$  = numero di Ursell

$U_m$  = massima velocità al fondo

$W$  = larghezza della protezione al piede dell'opera (quotata dallo spigolo lato mare)

$W_c$  =  $W$  per frangiflutti emersi

### Bibliografia

- Aarninkhof S.G.J. (2003) - *Nearshore Bathymetry derived from Video Imagery*. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University Press, online available.
- Albani D. (1940) - *Le spiagge della Toscana settentrionale dalla foce del Fiume Magna ai Monti Livornesi. Ricerche sulle variazioni delle spiagge italiane. II - Le spiagge toscane*, C.N.R., Roma: 11-86.
- Balzano A., Cappietti L., Soldini L., Zanuttigh B. (2005) - *Modellazione numerica della circolazione indotta da opere trascinabili*. Studi Costieri.
- Carter T.G., Liu L.F.P., Mei C.C. (1973) - *Mass transport by waves and o.shore sand bedforms*. J. Waterways, Harbors and Coastal Engineering, ASCE, vol. 99, No. WW2: 165-184.

- Cipriani L.E., Ferri S., Iannotta P., Paolieri F., Pranzini E. (2001) - *Morfologia e dinamica dei sedimenti del litorale della toscana settentrionale*. Studi Costieri n. 4: 119 - 156.
- Comisso A. (1999) - Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Università di Firenze. Tesi di laurea non pubblicata.
- Damiani L., Martinelli L., Cappiotti L., Pratola L. e Lorenzoni C. (2005) - *Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture trascinabili e confronto con i modelli*. Studi Costieri n. 9.
- Dean R., Dalrymple R. (1991) - *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. World Scientific Press.
- Dean G.R., Chen R., Browder A.E. (1997) - *Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Palm Beach, Florida USA*. Coastal Eng., 29: 291-315.
- Dixen M. (2003) - *Scour around the Roundhead of a Submerged Rubble Mound Breakwater*. Master's Thesis undertaken under the supervision of B.M. Sumer and J. Fredsøe. Technical University of Denmark, MEK, Coastal and River Engineering Section (formerly ISVA), DK-2800 Lyngby, Denmark.
- Fredsøe J. (1984) - *Turbulent boundary layer in wave-current motion*. J. Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 110, n. 8: 1103-1120.
- Fredsøe J., Sumer M. (1997) - *Scour at the round head of a vertical-wall breakwater*. Coastal Eng., 29: 231-262.
- Hughes S. A. (1993) - *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific.
- Hughes S.A., Schwichtenberg B.R. (1999) - *Physical model of current-induced scour at Ventura Harbor*.
- Johnshon H. K., Zyserman J. A. (2004) - *Modelling morphological processes in the vicinity of low-crested detached breakwaters*. Proc. ICCE 2004. Lisbona.
- Johnson H. K., Karambas Th., Avgeris J., Zanuttigh B., Caceres I. (2005) - *Modelling of wave and currents around submerged breakwaters*. Coastal Eng., 52 (10-11): 949-969.
- Lamberti A., Archetti R., Kramer M., Paphitis D., Mosso C., Di Risio M. (2005) - *Prototype experience regarding low-crested structures*. Coastal Eng., DELOS Special Issue, in revisione.
- Lillycrop W.J., Hughes S.A. (1993) - *Scour hole problems experienced by the Corps of Engineers; Data presentation and summary*. Miscellaneous papers. CERC-93-2, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- Lorenzoni C., Mancinelli A., Soldini L. (1988) - *Caratteristiche sedimentologiche del litorale a Nord di Ancona. Analisi del movimento delle ghiaie*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1988.
- Lorenzoni C., Mancinelli A., Soldini L. (1988) - *Evoluzione batimetrica del litorale a Nord di Ancona. Analisi del trasporto solido trasversale*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1988.
- Mancinelli A., Di Risio M., Archetti R., Franco L., Aminti P., Atzeni A. (2005) - *Casi di studio selezionati*. Studi Costieri n. 9.
- Martinelli L., Zanuttigh B., Clementi E., Guerrero M., Lamberti A. (2004) - *Experimental analysis and 2DH numerical simulations of morphodynamics around Low-Crested Structures*. Proc. Coastal Eng. 2004. Lisbona, 19-24 Sept. Ed. J.M. Smith, World Scientific Publishing Co., USA, vol. 3: 2810-2822.
- Oumeraci H. (1994) - *Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned*. Coastal Eng., Special Issue on Vertical Breakwaters, 22: 3-29.
- Ripanti D. (1987) - *Note storiche sul litorale di Montemarignano*. Dicembre 1987.
- Shimizu T., Ikeno M., Ujiie H., Yamauchi K. (1994) - *Plane design of SPAC; countermeasure against Seabed Scour due to Submerged Discharge and Large Waves*. Coastal Eng., 3: 3320-3334.
- Stockdon H.F., Holman R.A. (2000) - *Estimation of wave phase speed and nearshore bathymetry from video imagery*. J. Geophys. Res., 105 (C9), 22: 015-22,033.
- Sumer B.M., Fredsøe J., Christiansen N., Hansen S.B. (1994) - *Bed shear stress and scour around coastal structures*. Coastal Eng., 2: 1595-1624.
- Sumer M., Fredsøe J. (1997) - *Scour at the head of a vertical-wall breakwater*. Coastal Eng., 29: 201-230.
- Sumer M., Fredsøe J. (2000) - *Experimental study of 2D scour and its protection at a rubble-mound breakwater*. Coastal Eng., 40: 59-87.
- Sumer M., Whitehouse R.J.S., Tørum A. (2001) *Scour around coastal structures: a summary of recent research*. Coastal Eng., 44, Issue 2: 153-190.
- Sumer M., Fredsøe J. (2002) - *The mechanics of scour in the marine environment*. Advanced Series on Ocean Eng., 17, World Scientific.

- Sumer, M., Fredsøe J., Dixen M., Jakobsen F. (2003) - *Scour around the roundhead of a submerged rubble-mound breakwater*. DELOS Internal Report, TUD, Lyngby 2003.
- Sumer M., Fredsøe J., Lamberti A., Zanuttigh B., Gislason K., Dixen M., Di Penta A. (2005) - *Local scour and erosion around low crested coastal defence structures*. Coastal Eng., Coastal Eng., 52 (10-11): 995-1025.
- Whitehouse R. J. S. (1998) - *Scour at marine structures*. Thomas Telford, London, 216 pp.
- Xie S. L. (1985) - *Scouring patterns in front of vertical breakwaters*. Acta Oceanologica Sinica, 4, n.1: 153-164.
- Zanuttigh B., Archetti R., Barbanti C. (2004) - *Hydrodynamics and morphodynamics at a protected beach: the study site of Pellestrina, Italy*. Proc. Coastal Eng., 2004. Lisbona, 19-24 Sept. Ed. J.M. Smith, World Scientific Publishing Co., USA, vol. 3: 2784-2796.

Manoscritto ricevuto il 10/07/2005, accettato il 10/10/2005.