

Studi costieri

Dinamica e difesa dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

N. 1
1999



Studi costieri

Dinamica e difesa dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

Collana diretta da:

Enzo Pranzini

Dipartimento di Scienze della Terra - Via J. Nardi 2 - 50132 Firenze
Tel. 055 243486 - Fax 055 241595 - E-mail epranzini@cesiti1.unifi.it

Segreteria scientifica:

Pierluigi Aminti

Dipartimento di Ingegneria civile - Via Santa Marta, 3 - 50139 Firenze
Tel. 055 4796224 - Fax 055 495333 - E-mail aminti@dicea.unifi.it

Norme per gli Autori

Studi costieri pubblica articoli scientifici originali in lingua italiana su argomenti relativi alla dinamica e difesa dei litorali ed alla gestione integrata della fascia costiera. Gli articoli sono sottoposti a revisione da parte di due esperti indicati dal Comitato scientifico.

Studi costieri pubblica anche riassunti di tesi di Laurea e di Dottorato di ricerca inerenti gli stessi temi.

Studi costieri ospita inoltre rapporti sull'attività svolta da Amministrazioni pubbliche in materia di gestione integrata della fascia costiera. Questi ultimi due tipi di contributi sono soggetti solo ad una revisione di tipo redazionale.

Gli Autori degli articoli sono pregati di rispettare le seguenti norme. Gli articoli non redatti in piena conformità con esse non potranno essere presi in considerazione per la pubblicazione.

I manoscritti devono essere inviati alla Segreteria scientifica in triplice copia con allegate figure e tabelle. Dopo l'accettazione deve essere inviata la copia definitiva su dischetto o per posta elettronica secondo le istruzioni riportate in seguito.

Titolo - Massimo 150 caratteri inclusa la spaziatura fra le parole.

Titolo corrente - Massimo 80 caratteri inclusa la spaziatura fra le parole.

Autore/i - Nome e Cognome per esteso, seguito da un numero in apice per indicare l'eventuale Istituto di appartenenza ed il relativo indirizzo.

Riassunto - Non più di 2.000 caratteri inclusa la spaziatura fra le parole.

Stile - Adeguarsi allo stile dei lavori pubblicati su questo numero. Tutti i testi, compreso il titolo generale e quello dei capitoli e dei paragrafi, devono essere scritti in Maiuscolo e minuscolo. Non inserire caratteri strani, di formato diverso o sottolineati. Il neretto è utilizzato solo per il titolo dei capitoli. Eventuali paragrafi possono portare un titolo in corsivo neretto. Non è prevista la numerazione dei capitoli. Non inserire righe bianche nel testo se non alla fine dei capitoli e dei paragrafi.

Evitare il più possibile i rientri e, comunque, farne di un solo ordine. Gli elenchi puntati sono identificati da -, 1) oppure a); ogni elemento dell'elenco è chiuso con ; salvo l'ultimo che chiude con un punto.

Formule - Se possibile utilizzare il formato testo; in alternativa l'editore di formule di Word impostando il carattere Garamond corpo 11 chiaro. Utilizzare caratteri in neretto e corsivo solo se imposto dalla nomenclatura internazionale.

Tabelle - I caratteri alfabetici/numerici per le tabelle sono in Garamond corpo 11. Le tabelle sono identificate con Tabella n, oppure (Tab. n) se fra parentesi. Devono essere precedute da una didascalia.

Figure (fotografie, schemi, diagrammi) - Vengono pubblicate solo figure in bianco e nero. Le figure sono identificate con Figura n, oppure (Fig. n) se fra parentesi. Devono essere seguite da una didascalia. La larghezza massima a stampa delle figure è di 15 cm e non è prevista la stampa di figure ruotate. Ad eccezione delle figure stampate a giusta misura, tutte le altre non potranno avere una base superiore a 10 cm. La Redazione è a disposizione per discutere aspetti tecnici relativi a questo punto.

Note a piè di pagina - Sono da evitare il più possibile e, se lunghe o numerose, verranno riportate in corpo minore in fondo all'ultima pagina dell'articolo con richiami numerici nel testo. Indicazioni di Progetti e di Finanziamenti verranno inserite prima della Bibliografia con gli eventuali Ringraziamenti.

Riferimenti bibliografici - Nell'articolo le citazioni sono racchiuse fra () con il seguente formato: (Verdi, 1990) o (Rossi e Verdi, 1989); (Verdi et al, 1987) qualora il numero degli Autori sia maggiore di due. Se citato nell'ambito di una frase il nome di un Autore (1995) è seguito dall'anno della pubblicazione a cui si fa riferimento.

Bibliografia - Tutti e solo i lavori citati nel testo devono comparire nella Bibliografia redatta secondo il seguente formato:

Bianchi A., Rossi V. e Verdi T. (1999) - *Nuovi metodi di difesa dei litorali*. Studi costieri, 19: 153-157.

Neri A. e Rossi C. (1978) - *Elementi di geomorfologia costiera*. Nessuno Ed., Roma, pp.324.

Violi K. (1998) - *Il ripascimento dei litorali in Italia*. Atti XXI Congr. Soc. Ital. Studi Costieri. Bari, pp. 34-76.

Evitare di usare AA.VV., anche se il numero degli Autori è elevato.

Versione definitiva - Il file contenente la versione definitiva dell'articolo, in Word per Windows, deve essere inviato dopo la comunicazione di accettazione del manoscritto. Il testo non deve essere giustificato e, fatta eccezione per le formule scritte con l'editore specifico, può essere scritto con qualsiasi carattere. Si suggerisce comunque l'utilizzazione del Garamond: corpo 14 per il titolo, c. 11 per il testo, c. 9 neretto per le didascalie di figure e tabelle.

Le figure (grafici e foto) dovranno costituire una pagina ciascuna. Anch'esse devono essere inserite nel documento .doc. Prima dell'invio della versione definitiva si consiglia di prendere accordi con la Redazione.

Altre informazioni - Nella preparazione degli articoli si tenga conto del fatto che una buona impaginazione necessita di un elevato rapporto testo/figure. Anche se gli Autori non devono procedere all'impaginazione dell'articolo, è bene che operino in modo tale da facilitare l'inserimento di ciascuna figura dopo il rispettivo richiamo. Analogo discorso vale per le tabelle.

Estratti - È prevista la stampa di 100 estratti per ciascun articolo. Agli Autori è richiesto un contributo di Lire 50.000 per pagina pubblicata sulla Rivista. Gli Autori sono pregati di inviare, insieme alle bozze corrette, le indicazioni necessarie per l'intestazione della fattura.

Studi costieri

Dinamica e difesa dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

Numero 1

Atti del Convegno
La difesa dei litorali nel rispetto ambientale
Pisa, 24 - 26 Ottobre 1997

A cura di
Pierluigi Aminti ed Enzo Pranzini

Studi costieri Pierluigi Aminti ed Enzo Pranzini	pag.	1-2
Interventi di ripascimento nelle coste europee: ricadute a livello italiano Michele Capobianco, Luc Hamm e Piero Silva	pag.	3-12
Monitoraggio della spiaggia di Cavallino (Venezia) Paolo De Girolamo, Giovanni Cecconi, Alberto Noli, Gian Paolo Maretto e Paolo Contini	pag.	13-25
Verifica su modello numerico di un intervento per il contenimento dell'erosione a sud di Marina di Pisa Giuseppe Ghezzi, Valerio Milano e Alberto Noli	pag.	27-32
L'intervento di riequilibrio della spiaggia di Fondi-Sperlonga Giorgio Berriolo	pag.	33-41
La ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone Martina Pacini, Giorgio Sirito ed Enzo Pranzini	pag.	43-55
Sul ripascimento di spiaggia con miscele composite di sedimenti: il caso delle spiagge di Cala Gonone (Dorgali, Sardegna) Andrea Atzeni	pag.	57-73
Un Indice di stabilità (Is) per la stima dell'idoneità dei materiali all'alimentazione artificiale delle spiagge Enzo Pranzini	pag.	75-83
Valutazione integrata, a fini gestionali, delle dune costiere: metodologia e caso di studio Umberto Simeoni, Enrico Mazzini, Umberto Tessari e Paolo Ciavola	pag.	85-102
Rilievi batimetrici per il monitoraggio del volume di spiaggia Paolo Aminti e Pierluigi Aminti	pag.	103-115
Il periodo di ritorno di assegnate soglie di run-up sui litorali italiani Felice Arena	pag.	117-135
L'evoluzione del litorale conseguente alla realizzazione di un pennello ortogonale alla linea di riva Pasquale Filianoti	pag.	137-150



Studi costieri

Con i suoi 7.500 chilometri di coste, ove sono ubicati importanti centri urbani ed industriali, infrastrutture viarie ed attività turistiche, l'Italia è certamente una regione costiera più di quanto la sua forma aggettante sul Mediterraneo e la sua tradizione di paese naviganti non imponga.

Se la fascia costiera racchiude una consistente parte delle sue risorse economiche, nonché un insieme di paesaggi di eccezionale valore naturalistico, l'interfaccia terra-mare costituisce una delle zone più soggette a degrado ambientale, sia per gli interessi conflittuali che vi si accentrano, sia per la fragilità tipica di ogni ambiente di transizione.

Lo studio di questo ambiente, nelle sue componenti fisiche ed antropiche, è compito di settori disciplinari assai diversi, spesso non comunicanti fra di loro. Anche in settori affini, quali quelli coinvolti nello studio della dinamica dei litorali, delle tecniche di difesa dall'erosione e della gestione integrata della fascia costiera, gli specialisti hanno difficoltà a trovare le sedi opportune nelle quali mettere a confronto idee, proposte e soluzioni.

Nel panorama dell'editoria scientifica italiana non esiste una rivista in cui confluiscono i risultati delle ricerche condotte nei diversi settori disciplinari ed aventi come oggetto la difesa, il riequilibrio e la gestione di questa importante parte del territorio.

Quando geografi, geologi ed ingegneri si sono trovati a fianco in progetti di ricerca nazionali o in convegni interdisciplinari aventi come oggetto l'evoluzione, la salvaguardia e la gestione della fascia costiera, lo scambio di informazioni e la discussione, spesso assai accesa, ha portato non solo ad una crescita culturale di ognuno, ma anche ad un progressivo avvicinamento delle diverse discipline, tanto che si è ormai sviluppata una intensa collaborazione scientifica e professionale.

I prodotti di questa attività di ricerca e i risultati delle nuove sperimentazioni sono però dispersi in una miriade di riviste scientifiche di settore, di atti di convegni e di quaderni delle varie università, tanto che è sempre più difficile avere un quadro completo ed aggiornato sullo stato della ricerca e sul livello tecnico raggiunto nelle applicazioni in Italia. Un vasto patrimonio di conoscenze di fondamentale importanza per chi svolge attività di ricerca, professionale o di pianificazione su questa parte del nostro territorio non è di fatto disponibile e la sua ricaduta, culturale, tecnica ed economica, rimane assai limitata.

Ecco perché si ritiene necessaria la nascita di una nuova rivista, o comunque di una collana specifica di pubblicazioni del settore, nella quale possano confluire i risultati delle ricerche e delle applicazioni condotte in Italia. Questo periodico dovrà costituire un punto di riferimento ben identificabile per chi è alla ricerca di quanto si produce in Italia, sia esso un ricercatore, un professionista o un amministratore attento alle nuove politiche gestionali.

La tentazione di far nascere una rivista internazionale, e necessariamente in lingua inglese, non ha prevalso sulla volontà di mettere a disposizione di chi è più lontano dal mondo accademico uno strumento di lavoro che riteniamo indispensabile. Siamo comunque convinti che la produzione scientifica italiana sia assai superiore allo spazio che essa occupa sulle riviste internazionali, sia perché in esse gli studi di casi locali trovano scarsa accoglienza, sia perché molti preferiscono diffondere i risultati dei loro studi e delle loro esperienze in quegli ambienti nei quali questi possono trovare una più diretta applicazione.

Tutto ciò non significa che il livello scientifico di questa nuova pubblicazione non debba essere garantito da un comitato di redazione composto da membri di indiscusso valore scientifico. Un'attenta e qualificata revisione degli articoli è di prioritario interesse per gli autori, non solo perché così possono veder riconosciuto il loro lavoro in sede di valutazione dell'attività svolta, ma anche perché spesso i revisori contribuiscono, con critiche e suggerimenti, al miglioramento di un manoscritto. Ma un controllo dell'attendibilità scientifica di quanto pubblicato è certamente d'interesse di chiunque si trovi a dover utilizzare i risultati delle ricerche altrui, in particolare per coloro che, fuori dalla ristretta cerchia degli addetti ai lavori, non hanno la possibilità di una verifica diretta di quanto i vari autori sostengono.

Molti lavori pubblicati in questo primo numero sono stati presentati al convegno su "La difesa dei litorali nel rispetto dell'ambiente", svoltosi nell'Ottobre 1997 grazie alla collaborazione della Regione Toscana, della Provincia di Pisa e del Comune di Pisa. Questi lavori hanno avuto solo una revisione di tipo redazionale, ma la loro pubblicazione costituisce una buona occasione per un esercizio grafico e per la formazione di quello che dovrebbe essere il numero "zero" della nuova rivista, anche perché in quel convegno, come in altri precedenti, diverse componenti del modo accademico e professionale che si dedicano ai problemi della gestione della fascia costiera si erano riunite per discutere, anche animosamente, dati, risultati, interpretazioni e, spesso, filosofie d'intervento. Ci auspichiamo che quella discussione possa proseguire su queste pagine, che ospiteranno, come è ormai tradizione di molte riviste qualificate, anche le critiche, documentate, ai lavori pubblicati.

Se questo primo tentativo troverà il consenso della comunità scientifica, vi è già la disponibilità di alcuni a costituire il Comitato scientifico della nuova rivista e la promessa di altri ad inviare nuovi contributi.

In un momento in cui i progetti di ricerca d'interesse nazionale in questo settore hanno avuto il giusto riconoscimento in fase di valutazione e di finanziamento e in cui molti interventi innovativi di difesa dei litorali si stanno applicando in Italia, siamo certi che la produzione scientifica sarà tale che questo primo numero di Studi costieri non resterà l'unico.

Pierluigi Aminti ed Enzo Pranzini

Interventi di ripascimento nelle coste europee: ricadute a livello italiano

Michele Capobianco¹, Luc Hamm² e Piero Silva²

¹Tecnomare S.p.A., R&D, Environment, San Marco n. 3584, 30124 Venezia, Italia.

²SOGREAH Ingénierie, 6 rue de Lorraine, F - 38130, Echirolles, France.

Riassunto

Con il presente contributo si introduce il Progetto SAFE (Performance of soft Beach Systems and Nourishment Measures for European Coasts) e se ne descrivono brevemente le potenziali ricadute conoscitive ed applicative nel contesto italiano.

L'assunzione di fondo è che gli ambienti costieri possano essere gestiti in modo da convivere con i fenomeni erosivi, peraltro spesso limitati nel tempo e nello spazio, "impiegando" in modo appropriato i processi naturali e non forzandoli attraverso l'inserimento di strutture artificiali. E' ispirandosi a questo principio che il ripascimento può trovare la sua forma migliore di utilizzo come strumento di gestione costiera. C'è quindi necessità di strumenti previsionali di supporto per la valutazione dell'evoluzione dell'effetto degli interventi di ripascimento a medio termine (su un periodo di vari mesi) e a lungo termine (su un periodo di anni).

Il problema che viene affrontato dal Progetto SAFE, e la cui soluzione può trovare valide applicazioni nel contesto italiano, è quello di rendere tali strumenti applicabili operativamente in un contesto generale di pianificazione e gestione costiera.

Introduzione

Il Progetto SAFE

A partire dagli anni '80, dopo che il fallimento di molti interventi di ingegneria tradizionale per la protezione delle spiagge sabbiose (quali pennelli in assenza di ripascimento, frangiflutti o muri) è divenuto evidente dal punto di vista sia tecnico che economico, l'interesse ad usare metodi di intervento morbido quali il ripascimento è costantemente aumentato in Europa e negli Stati Uniti. Una volta definito e quantificato il fenomeno di erosione in atto identificando sia le cause (attraverso uno studio dei processi morfologici) che gli interessi locali (identificando i diversi aspetti connessi alla sicurezza, alle attività ricreative, all'ambiente ed all'economia), una selezione attenta delle misure protettive da impiegare è un'attività di primario interesse. Oggi il ripascimento, eventualmente integrato da "misure di supporto", è un'opzione sempre più importante (Capobianco e Stive, 1997).

L'obiettivo del Progetto SAFE è quello di migliorare la pratica progettuale di interventi di ripascimento attraverso la previsione a medio termine (vari mesi) e lungo termine (vari anni) delle loro prestazioni. Allo scopo si impiegano e si validano modelli numerici e se ne definiscono le modalità di impiego per diverse situazioni operative.

L'obiettivo del Progetto è sostanzialmente quello di implementare strumenti modellistici operativi sufficientemente robusti e generali da consentire l'applicazione ad una varietà di situazioni diverse, dal ripristino di cordoni dunosi compromessi dallo sviluppo dissennato dei decenni passati al ripascimento del profilo di spiaggia, protetto o meno, in situazioni di scarso apporto di sedimenti.

A tale scopo il Progetto è suddiviso in quattro aree di attività che qui riportiamo e descriviamo in quanto indicative della filosofia complessiva:

Topic A: Integrazione Complessiva

Topic B: Analisi di Dati di Campo

Topic C: Esperimenti su Modello Fisico

Topic D: Sviluppo e Validazione di Modelli Numerici

L'Integrazione Complessiva (Topic A) è finalizzata a garantire il migliore impiego dei risultati ottenuti dai diversi Topic. Le attività in questo ambito includono il coordinamento delle attività tecniche, la diffusione dei risultati pratici, il miglioramento e l'adattamento delle procedure di progetto per gli interventi di ripascimento, la definizione delle modalità di impiego degli strumenti modellistici disponibili, la preparazione di raccomandazioni sull'uso del monitoraggio di "strutture morbide" e delle "misure di supporto" nell'ambito di schemi di gestione costiera.

L'Analisi di Dati di Campo ad alta qualità (Topic B) è finalizzata al miglioramento della conoscenza empirica quale elemento chiave per lo sviluppo di modelli numerici dell'evoluzione a lungo termine basati sulla descrizione del comportamento ("behaviour-oriented models" secondo una dizione inglese ormai consolidata). Nell'ambito di tale attività si sta inoltre realizzando una valutazione scientifica comparata di interventi di ripascimento realizzati o in corso in vari paesi dell'Unione Europea esaminando gli aspetti relativi alla dinamica della morfologia costiera.

Due Esperimenti di Laboratorio su Grande Scala (Topic C) sono stati realizzati esaminando: (1) l'erosione ed il ripristino di un profilo costiero soggetto all'attacco di onde irregolari e con livello marino variabile in una canaletta, (2) il trasporto di sedimenti a granulometria variabile in un tunnel.

Lo Sviluppo e Validazione di Modelli Numerici per l'evoluzione del profilo costiero e della linea costiera in situazioni di ripascimento (Topic D) includono: (1) il miglioramento dei modelli di profilo costiero basati sulla formulazione matematica dei processi noti ("process-based models") per colmare le lacune tra le loro attuali capacità e le effettive applicazioni in campo; tali miglioramenti contemplano anche la connessione tra spiaggia emersa e cordone dunoso con la zona di frangimento e la considerazione di fenomeni di selezione della granulometria; (2) sviluppo di strumenti pratici di valutazione dell'evoluzione di lungo termine basati sulla descrizione del comportamento; allo scopo è prevista un'approfondita attività di validazione e di analisi delle prestazioni di tali modelli.

L'Interesse per l'Italia

Sono attualmente oggetto di dibattito metodi e tipologie di strutture da adottare negli interventi di salvaguardia dall'erosione. A favore delle classiche strutture rigide c'è la possibilità di disporre ormai di criteri consolidati di progetto e di proiezioni di costo relativamente affidabili, che ne semplificano l'utilizzo. Tuttavia presentano effetti spesso indesiderabili dal punto di vista sia ambientale che estetico ed alterano in modo a volte imprevedibile le dinamiche costiere su scala locale. Per questi motivi si è cominciato a considerare il ripascimento delle spiagge come una possibile soluzione complementare per la gestione costiera (Benassai et al., 1997). Tuttavia, in confronto alle strutture rigide, allo stato attuale il ripascimento è da considerare ancora una tecnica ingegneristica da consolidare, eventualmente facendo ricorso alle difese di tipo misto. Certo è che, in generale, l'adozione di strutture rigide aumenta la vulnerabilità ad eventi estremi ma l'adozione di tecniche di intervento morbido richiede ancora di risolvere molte incertezze legate all'evoluzione anche in condizioni ordinarie. Possiamo comunque certamente dire che è in atto un avvicinamento tra approcci di intervento morbido ed approcci di intervento rigido in un'ottica di "sviluppo sostenibile e compatibile". La tipologia di interventi tipicamente condotti in Italia è sostanzialmente reattiva; difficilmente si tratta di interventi a carattere preventivo. E' tuttavia evidente una tendenza a dare più responsabilità ai livelli regionali e locali attraverso l'attribuzione di responsabilità per la pianificazione dell'uso dei suoli. D'altra parte ci si attende un miglioramento del carattere degli interventi dalla migliore applicazione della legislazione relativa alla Valutazione di Impatto Ambientale.

La immissione di quantità apprezzabili di materiali sedimentari dalle adeguate caratteristiche, se ben pianificata e realizzata dovrebbe conseguire la rivitalizzazione del bilancio sedimentario della fascia attiva costiera: tale risultato, sulla base delle esperienze realizzate in varie realtà territoriali, va però inquadrato su scale temporali medio-lunghe, ed è pertanto necessario operare un costante monitoraggio di tutti quegli elementi che consentano di calibrare la progressione degli interventi e di valutare eventuali errori di programmazione, in modo da inquadrare il reperimento e la reimmissione periodica delle risorse sedimentarie in un più ampio ragionamento gestionale, in modo da non affidarlo all'improvvisazione o alla casualità. Da queste considerazioni l'importanza di considerare tali interventi in un'ottica di pianificazione.

Le esperienze disponibili suggeriscono che criteri di valutazione consistenti per il progetto e per il successivo "accreditamento" di interventi di ripascimento, siano estremamente necessari, ed un certo numero di questioni (sia sul piano tecnico-scientifico che sul piano della strategia e della politica di intervento) vadano affrontate per la definizione dei criteri di valutazione. Le questioni identificate sul piano tecnico includono la frequenza e la vita degli interventi, la velocità di erosione pre- e post-intervento, il riequilibrio del profilo dopo l'intervento, la lunghezza del progetto, i requisiti volumetrici, la compatibilità tra le granulometrie, l'eventuali ripristino di cordoni di dune a scopi protettivi, le risorse di sabbia sul lungo termine, le strategie di collocazione, l'adozione di progetti "ibridi", gli impatti nelle zone sottoflusso e sovralfusso. Sul piano della strategia e della politica di intervento, le questioni identificate includono il problema del monitoraggio, l'adozione di interventi periodici, la manutenzione, la riabilitazione dopo eventuali mareggiate, il rispetto della legislazione ambientale.

Vi sono certamente questioni, quali ad esempio la frequenza di intervento, che presentano sia problematiche tecniche che si strategia e di politica di intervento, riflettendo senza dubbio il fatto che il ripascimento è ben di più che un semplice problema tecnico. E' vero comunque che un approfondimento di aspetti tecnici, in particolare quelli relativi alla definizione degli indici di prestazione, della loro previsione, della caratterizzazione dell'incertezza, ecc., possono fornire un contributo fondamentale alla pianificazione ed alla corretta attribuzione di oneri e di benefici.

I risultati del Progetto SAFE, opportunamente calati nella realtà italiana possono fornire utili elementi a supporto di tale attività di pianificazione. Nel seguito esaminiamo in maggior dettaglio gli specifici contributi.

Analisi dei Dati di Campo

Importanza degli Interventi di Ripascimento nei Vari Paesi

Il lavoro ha contemplato un inventario dei progetti di ripascimento completati in alcuni dei paesi partecipanti al progetto. Considerevoli differenze sono subito apparse evidenti con riferimento alle strategie di intervento ed al quadro legislativo. Differenze ancora più consistenti sono apparse in relazione all'importanza attribuita al ripascimento nella pratica ingegneristica corrente.

Ad esempio in Irlanda e Grecia il ripascimento come strategia di intervento è una pratica ancora molto poco diffusa (un intervento a Rosslare Strand in Irlanda per un totale di 162.000 m³ ed un totale di 9 interventi in Grecia per un volume complessivo di poco superiore ai 50.000 m³).

In Italia e Francia il ripascimento rappresenta un tecnica che raccoglie certamente un interesse crescente (25 interventi sono stati censiti in Italia) con alcuni interventi di dimensioni notevoli. Cavallino, a nord di Venezia, e l'isola di Pellestrina, di fronte a Venezia stessa, hanno visto recentemente effettuare interventi per oltre 5 milioni di m³ complessivi. Gli interventi di Cavallino e di Pellestrina costituiscono di fatto il primo importante intervento effettuato in Italia con prelievo di sabbia da mare. Altri interventi di minore entità sono stati realizzati in molte località con apporti di sabbia da fiume e da cava che risultano tuttavia essere di sempre più difficile reperimento.

In Francia tre siti sono stati regolarmente soggetti a ripascimento, ad Anglet (8.2 milioni di m³) e nella baia di Arcachon (0.5 milioni di m³), sulla costa Atlantica, e a les Bas-Champs (0.9 milioni di m³) nel Canale della Manica. Due altri interventi sono stati completati a Chatelaillon e a Malo-les-

bains (rispettivamente 350.000 e 360.000 m³).

In Germania il ripascimento è ampiamente impiegato lungo le coste sabbiose del Mare del Nord e lungo la costa Baltica con un totale di circa 160 interventi dal 1951 che hanno coinvolto 48.4 milioni di m³ di sabbia. Un'attenzione particolare va posta alla costa dell'isola di Sylt dove circa 25 milioni di m³ di sabbia sono stati piazzati fin dal 1972 (oltre il 50% del volume totale mobilizzato in Germania).

Anche in Olanda il ripascimento è estensivamente utilizzato; 46 interventi di ripascimento sono stati implementati prima del 1990, per un ammontare di 60 milioni di m³. Nel 1990 l'adozione di una nuova politica di conservazione dinamica della costa ha comportato un aumento del volume di sabbie mobilizzate ogni anno a circa 6 milioni di m³. Un riferimento particolare va fatto all'isola di Texel per un totale di 14.8 milioni di m³ di sabbia dal 1979.

Infine in Spagna, una forte politica di intervento è stata implementata dal 1983. Lo strumento del ripascimento si è fatto parte fondamentale della strategia di recupero della costa, eventualmente completato, quando necessario, da misure di supporto. 51.1 milioni di m³ di sabbia sono stati mobilizzati nel periodo 1983-1992 e circa 10 milioni di m³ di sabbia sono attualmente riportati ogni anno su un totale di circa 1000 progetti di ripascimento.

Una valutazione di Progetti Selezionati

Alcuni interventi di ripascimento sono stati selezionati per una valutazione più accurata e per un approfondimento della comprensione dei processi; si tratta del ripascimento sommerso di Terschelling (Olanda) e dei ripascimenti dell'isola di Sylt (Germania), Maresme (Spagna) ed Ocean City (Maryland, USA) dove sono disponibili dettagliati dati di campo. Quattro ulteriori siti sono stati selezionati laddove un monitoraggio dettagliato è in corso come parte del Progetto SAFE: Malagueta (Spagna), San Sebastian (Spagna), Rosslare Strand (Irlanda) ed il progetto di ripristino delle dune sul Delta del Rodano (Francia).

Primi risultati di tale valutazione sono stati pubblicati da Santas et al. (1997) per il caso di Zurriola a San Sebastian, Spanhoff et al. (1997) per il caso di Terschelling e da Larson et al. (1997) per il caso di Ocean City.

Una Discussione sugli Indicatori di Prestazioni e sui Metodi di Progetto di Ripascimento

Questa prima valutazione di casi di ripascimento esistenti e ben documentati ha portato a focalizzare l'attenzione su:

- una adeguata definizione di "indicatori di prestazioni" da impiegare a livello di progettazione ed a livello di valutazione delle prestazioni;
- un programma di monitoraggio da condurre in modo da definire adeguatamente tali indicatori.

Partendo dall'esperienza del Progetto Nourtec (Nourtec, 1997), si è evidenziato come una analisi attenta della situazione precedente all'intervento debba portare ad una definizione precisa degli obiettivi relativi ai requisiti di progetto ed alla valutazione delle prestazioni. La seguente lista riporta gli elementi essenziali:

- il mantenimento della linea di costa è un obiettivo di lungo termine che presenta rilevanza su scale annuali. E' connesso alla stabilità della linea di costa ed alla protezione dell'area delle dune che è spesso soggetta all'attacco delle onde come conseguenza della recessione della linea di costa.
- la protezione della spiaggia e la prevenzione degli allagamenti nel caso di eventi estremi. Tale obiettivo è finalizzato prioritariamente a prevenire la rottura della linea delle dune.
- spiagge per scopi ricreativi. In tal caso l'obiettivo che viene prioritariamente perseguito è quello di ampliamento della spiaggia durante la stagione estiva. Indirettamente tale attività può essere di beneficio per la protezione della spiaggia ed il mantenimento della linea di riva.
- protezione delle infrastrutture esistenti lungo la costa quali strade o edifici contro l'erosione temporanea durante la stagione invernale.

E' interessante notare come ad ognuno di tali obiettivi sia associata una tipica scala temporale. Tipiche scale spaziali possono inoltre essere definite in relazione al quadro legislativo nazionale, alla istituzione responsabile dell'intervento ed alle specifiche condizioni locali.

Per ogni obiettivo, appropriati indicatori vanno definiti in modo da valutare (nel modo più possibile obiettivo) lo schema di intervento e l'intervento medesimo. Un elenco di 7 indicatori di prestazioni sono stati impiegati recentemente in Olanda a tale scopo. Cinque indicatori si riferiscono a parametri di progetto (durata di progetto della base delle dune, profilo delle dune, posizione della linea di costa, volumi di controllo) e due indicatori si riferiscono alla situazione precedente al ripascimento (velocità di erosione media annuale ed ampiezza della spiaggia). Tre parametri sono stati impiegati nel Progetto NOURTEC. Ulteriori indicatori sono stati proposti da altri partecipanti al progetto e sono attualmente in fase di valutazione.

Per poter eliminare il più possibile gli effetti stagionali, viene impiegata una definizione integrata della linea di costa basata sul volume di sabbia presente in un volume di controllo che copre la spiaggia dalla base delle dune e la zona di battigia fino ad una profondità b (b è la distanza verticale tra l'elevazione della base delle dune ed il livello medio mare). Allo scopo di eliminare gli effetti di variabilità a breve termine, la velocità di erosione media è presa come tendenza media su un periodo di dieci anni di osservazioni annuali.

L'aspetto chiave da notare è che un tale insieme di indicatori di prestazioni può essere applicato solo se i dati corrispondenti sono disponibili. Ciò significa in pratica che: (a) la duna, la spiaggia ed il profilo dovrebbero essere regolarmente monitorati prima e dopo il ripascimento e (b) nella fase di progetto tali parametri sono oggetto di previsione.

Il Video-Monitoraggio

Fin dal 1992 l'idrodinamica e la dinamica della morfologia sono analizzate impiegando il sistema di osservazione video ARGUS, una tecnica sviluppata al Coastal Imaging Laboratory, Oregon State University. E' prevedibile che l'adozione di tecniche di osservazione in continuo possano contribuire in modo significativo a risolvere le problematiche di predicibilità, a quantificare l'erosione locale ed a valutare le statistiche del moto ondoso (Aarninkhof and Stive, 1998). Nel Progetto SAFE una video camera è stata installata a Noordwijk, Olanda, su una spiaggia molto dissipativa e le immagini sono analizzate per comprendere la dinamica delle barre ma anche per sviluppare una interpretazione quantitativa della intensità delle immagini correlandole al processo di dissipazione delle onde. Con l'ausilio di modelli numerici di decadimento del campo di onde, l'idrodinamica della zona di frangimento viene modellata in modo "inverso" a partire da immagini video prese su base oraria. La batimetria viene "adattata" fino ad ottenere una corrispondenza tra le immagini e l'idrodinamica ricostruita. I primi risultati di questi sviluppi sono stati pubblicati da Aarninkhof et al. (1997).

L'Interesse per l'Italia

L'importanza crescente del ripascimento come soluzione a molte situazioni di carenza di sedimenti (e di crisi di erosione) richiede la definizione di criteri di valutazione dei progetti prima e degli interventi poi. Il poter far riferimento ad esperienze già consolidate in svariate condizioni operative garantisce certamente di superare tutta una serie di problematiche di contorno non strettamente tecniche ma piuttosto connesse all'accettabilità sociale degli interventi di ripascimento.

Il poter disporre di parametri indicatori oggettivi garantisce l'efficacia dell'investimento, la migliore gestione delle risorse nel tempo e la loro migliore ripartizione secondo criteri di priorità. E' interessante notare in questo senso come l'adozione di criteri specifici per "amministrazioni ed istituzioni" con competenze in materia di difesa della costa e di pianificazione degli usi dello spazio costiero potranno rappresentare la base per una ripartizione equa degli oneri a carico.

D'altra parte poter disporre di strumenti di monitoraggio semplici e facilmente utilizzabili e comprensibili dai vari organi tecnici delle medesime amministrazioni ed istituzioni può rappresentare una garanzia di maggiore coinvolgimento e responsabilizzazione nelle fasi di successiva manuten-

zione degli interventi. Gli sviluppi in materia di video-monitoraggio possono dare in questo senso un valido contributo; la tecnica è sufficientemente semplice da essere compresa ma nello stesso tempo estremamente promettente per quanto riguarda la tipologia di informazioni che può consentire di ottenere su specifiche aree di crisi.

Esperimenti di Laboratorio su Grande Scala

In questa parte del Progetto due esperimenti di grande scala su canaletta a fondo mobile (comprensivi di spiaggia e duna) sono stati effettuati nel GrossenWellenKanal (GWK) di Hannover, Germania, e misure di trasporto di sedimenti a granulometria variabile sono state effettuate nel Large Oscillating Water Tunnel (LOWT) di de Voorst, Olanda.

L'Evoluzione del Profilo al GWK

L'idrodinamica e la dinamica dei sedimenti e la loro interazione in condizioni di ripascimento sono state studiate in condizioni ambientali controllate come parte di una serie di test iniziati alcuni anni fa al GWK (Peters et al., 1996). L'obiettivo di tali esperimenti era essenzialmente quello di valutare il potenziale di tecniche di ripascimento in condizioni di marea e di fornire un insieme di dati di base da utilizzare nella validazione di modelli di profilo costiero (sviluppati nell'ambito del Topic D).

La "canaletta" è lunga 350m, larga 5m, e profonda 7m. Sono state impiegate onde irregolari con un periodo medio di 5.5 s ed altezza d'onda significativa di 0.65 ed 1.2 m, in condizioni di livello normale di 4m e di livello estremo di 5m rispetto al fondo della canaletta.

Gli esperimenti sono stati suddivisi in due fasi di test principali.

Nella fase I, si è realizzato un profilo di equilibrio, corrispondente al diametro medio della sabbia sistemata nella canaletta ($d_{50}=0.3\text{mm}$), fino al livello medio mare, mentre oltre il livello medio mare sono stati usati quattro valori di pendenza della spiaggia emersa da 1:5 a 1:20. Ogni profilo è stato quindi sottoposto alle condizioni di onda normali e di tempesta ai due livelli normali ed estremo.

Le seguenti misure sono state effettuate per ogni test (una prima analisi di tali esperimenti è riportata da Peters et al., 1997):

- misure di livello lungo la canaletta per definire le caratteristiche delle onde ed il set-up e set-down delle onde;
- misure di velocità per definire il profilo di velocità nella zona di frangimento e raccogliere serie temporali di velocità nei medesimi punti di misura di livello;
- misure di profilo sommerso;
- misure di sedimenti in sospensione nella zona di frangimento (sensori OBS, sensori sonar multi-frequenza, campionatori di sedimento);
- registrazioni video della sonda di bagnasciuga.

Nella fase II, l'attenzione è stata focalizzata sulla stabilità della spiaggia e della duna protette da barriere piazzate a diverse posizioni (di fronte alla duna o nella parte a mare della prima barra).

Misure di Trasporto dei Sedimenti nel LOWT

Gli obiettivi di questo esperimento sono: (a) migliorare la comprensione dei meccanismi di trasporto sul fondo e di trasporto in sospensione in condizioni di flusso oscillatorio quando sono presenti sedimenti di diverse granulometrie, e (b) ottenere un insieme di dati di velocità di trasporto dei sedimenti, concentrazione dei sedimenti e profili di velocità per frazione granulometrica che possano essere impiegati per lo sviluppo di formulazioni matematiche del trasporto.

Il LOWT consente esperimenti in scala reale con flussi oscillatori e correnti sovrapposte. La sezione di test è lunga 14 m, alta 1.1 m e larga 0.3 m. La maggior parte della ricerca nel tunnel negli ultimi 10 anni è stata condotta impiegando sabbia di duna con un diametro medio di 0.21 mm ed un fuso granulometrico molto stretto (Ribberink e Al-Salem, 1995; Katopodi et al., 1994). Due tipologie di condizioni di flusso oscillatorio sono state tipicamente impiegate: onde di Stokes regolari del secondo ordine ed onde sinusoidali con correnti sovrapposte. Nella maggior parte degli esperimenti sono

stati osservati regimi di fondo piatto con condizioni di sheet-flow.

Negli ultimi tre anni una attenzione crescente è stata posta all'influenza della granulometria in condizioni combinate onda-corrente (Janssen e Ribberink, 1996). Programmi sperimentali sono stati condotti con diametri medi di 0.13 mm e 0.32 mm, mantenendo la deviazione standard geometrica invariata. La canaletta è stata anche recentemente impiegata per studiare il trasporto dei sedimenti con sabbie contenenti fino al 20% di minerali pesanti che sono tipicamente presenti in condizioni naturali. Tali test mostrano che i minerali pesanti (con una densità maggiore di 2.9 kg/l) hanno chiaramente diverse proprietà di trasporto rispetto ai "minerali leggeri" ed inducono un effetto di "armatura" (Tanczos et al., 1997).

L'Interesse per l'Italia

In Italia vi è certamente una lunga tradizione di utilizzo di modelli fisici nella pratica corrente dell'Ingegneria Costiera, soprattutto all'interno delle Università. La possibilità di far riferimento ad esperimenti a livello internazionale finalizzati alla valutazione degli interventi di ripascimento può rappresentare un aiuto a superare riserve che ancora vengono sollevate da parte della comunità tecnico-scientifica.

E' interessante osservare come gli esperimenti del GWK possano fornire elementi progettuali estremamente significativi per numerose spiagge adriatiche, ferme restando le problematiche connesse all'angolo di incidenza. Nella realtà italiana particolare interesse assumono peraltro esperimenti quali quello del LOWT che consentono di valutare in dettaglio il ruolo della granulometria. I vincoli normativi e pratici esistenti per il reperimento di adeguato materiale di apporto e quindi la disponibilità di materiale non sempre a granulometria "ideale" richiedono un approfondimento di questi aspetti in fase progettuale.

Modellistica Numerica

L'impegno relativo alla modellazione numerica del Progetto SAFE contempla lo sviluppo di modelli basati sulla descrizione dei processi (in particolare modelli di profilo costiero), modelli basati sulla descrizione del comportamento degli interventi di ripascimento e modelli di valutazione delle oscillazioni costiere.

Modelli di Profilo Basati sulla Descrizione dei Processi

Gli sviluppi relativi a questa attività sono incentrati sul miglioramento e sull'estensione di modelli di profilo costiero sviluppati nell'ambito di precedenti progetti di ricerca sulla morfodinamica costiera con una attenzione particolare alla applicazione in situazioni di ripascimento. Tre processi chiave che, allo stato attuale, vengono generalmente trascurati nella pratica ingegneristica, sono: (a) la dinamica della zona di frangimento vicina e il trasporto nella zona di bagnasciuga, (b) la descrizione dei processi di modifica della granulometria e (c) la comprensione delle dinamiche di equilibrio.

Attualmente la maggior parte dei modelli di profilo trasversale impiegati per la valutazione dell'evoluzione del profilo costiero presentano problemi nella descrizione dei meccanismi evolutivi della zona di bagnasciuga. Di fatto i problemi contemplano il complesso della parte idrodinamica (decadimento delle onde, cinematica delle onde, run-up e run-down) ed i meccanismi fondamentali di trasporto. Vari approcci sono attualmente in fase avanzata di valutazione per cercare di ottenere una descrizione soddisfacente e per incorporarla in un modello morfodinamico complessivo. Primi risultati concernenti la cinematica delle onde sono stati pubblicati recentemente (Hamm, 1996; Bo-ssoom et al., 1997).

La modifica della distribuzione granulometrica è chiaramente un argomento centrale per i progetti di ripascimento. Campagne di misura intensive a Terschelling hanno mostrato che il "trasporto selettivo" porta a profili granulometrici strettamente correlati al profilo batimetrico (Guillen e Hoestra, 1996). Ulteriore impegno è stato posto sull'analisi dei dati sperimentali di laboratorio relativi agli esperimenti LOWT. Per l'immediato futuro si ipotizza di realizzare misure addizionali di evolu-

zione della spiaggia a piccola scala. Tale analisi richiede adeguate formulazioni teoriche del trasporto dei sedimenti e della conservazione di massa che sono in via di sviluppo nel Progetto.

Infine il concetto di equilibrio del profilo sviluppato da Bruun e Dean per la zona di frangimento è in fase di estensione alla zona più esterna. Vari modelli di comportamento sono in avanzato stadio di sviluppo nel progetto. Essi descrivono l'evoluzione di lungo termine del profilo come processo dinamico intorno ad un profilo di equilibrio funzione delle condizioni meteomarine, del livello medio mare e delle proprietà dei sedimenti.

Modellazione di Interventi di Ripascimento

In questo contesto si esamina il potenziale di modelli basati sui processi e di modelli di comportamento nella valutazione e nella previsione del comportamento di interventi di ripascimento (sia sommersi che emersi), confrontandoli con dati di campo e con "prove di comportamento". I dati di campo selezionati sono quelli di Malagueta e Rosslare Strand (monitorati nel corso del Progetto) e quelli di Sylt ed Ocean City (i cui dati dettagliati sono disponibili nel Progetto stesso).

L'esame contempla l'uso di modelli esistenti con miglioramenti implementati nel corso del Progetto; contempla quindi sia modelli di profilo trasversale che modelli ad una linea e modelli di comportamento "tridimensionali". I modelli ad una linea sono già ampiamente utilizzati come strumento per prevedere l'evoluzione sul piano di un intervento di ripascimento; i miglioramenti in corso contemplano tentativi di simulare le variazioni stagionali indotte dal trasporto trasversale (Hanson et al., 1997). I modelli tridimensionali in questo contesto sono più recenti; l'obiettivo è quello di includere sia la componente longitudinale che quella trasversale del trasporto in modo sufficientemente semplice da poter essere usati come strumenti di progetto e non come strumenti di sola ricerca (Larson e Hanson, 1996).

Oscillazioni Costiere

Situazioni che vengono talvolta definite di crisi per via dell'insorgere di fenomeni erosivi, possono molte volte dipendere "semplicemente" da naturali "oscillazioni" di lungo periodo. Sono le tipiche situazioni in cui una maggiore "resilienza" dell'area costiera garantirebbe la possibilità di gestire il problema in modo sostenibile ed economico e dove, invece, in particolare nei decenni passati, interventi frettolosi e maldestri hanno contribuito ad esacerbare il problema stesso.

In questo contesto nell'ambito del Progetto si esaminano quegli aspetti di più grande scala e lungo termine dell'evoluzione costiera che sono considerati significativi o per il ripascimento di per sé o per il comportamento autonomo della costa (evoluzione di fondo o naturale). L'attività consiste principalmente di un'inventario di casi che mostrano significativi comportamenti oscillatori nelle dinamiche spaziali e temporali.

Il concetto è che mentre l'erosione strutturale (o l'accrescimento) di un tratto di costa è di primaria importanza per la gestione costiera, la conoscenza delle oscillazioni costiere su scale temporali più lunghe consentirebbe certamente interventi più efficienti. In particolare è chiaro come la possibilità di valutare le scale temporali e l'ampiezza delle oscillazioni possa dare un contributo significativo alla definizione di piani di protezione complessivi. Vari siti sono stati già identificati in Olanda (Stive et al., 1996), in Germania (Dette, 1997), e Francia. Primi risultati relativi alla modellazione delle onde di sabbia longitudinali impiegando un modello ad una linea sono stati pubblicati da Hanson et al. (1996).

L'Interesse per l'Italia

Nel contesto delle spiagge italiane la dinamica della zona di frangimento ed il trasporto nella zona di battaglia sono certamente importanti nella determinazione della evoluzione costiera, in particolare in presenza di mareggiate. Nel caso di ripascimenti, soprattutto se realizzati impiegando materiali di qualità non perfettamente selezionata, poter descrivere i processi di modifica della granulometria è una garanzia ulteriore di valutazione accurata del comportamento del ripascimento. La compren-

sione delle dinamiche di equilibrio rappresenta anch'essa un tassello utile per la pianificazione a lungo termine degli interventi.

La possibilità di descrivere le oscillazioni costiere a lungo termine e su grande scala può contribuire a risolvere situazioni soggette all'influenza dell'apporto fluviale; è prevedibile che tale influenza diventi più significativa negli anni a venire aumentando l'apporto sedimentario medio come conseguenza della nuova politica di gestione delle concessioni per l'escavo di materiali inerti.

Conclusioni

L'assunzione di fondo che sta alla base dei concetti espressi è che gli ambienti costieri possano essere spesso gestiti in modo da convivere con i fenomeni erosivi "impiegando" in modo appropriato i processi naturali e non forzandoli con strutture artificiali. E' ispirandosi a questo principio che il ripascimento può trovare la sua forma migliore di utilizzo. Il carattere di sempre maggiore sviluppo delle aree costiere porterà a crescenti richieste di applicazione delle tecniche di ripascimento; questo porterà altresì alla applicazione di strumenti di gestione supportati da semplici ed efficaci strumenti previsionali. Per quanto riguarda la realizzazione di modelli di erosione delle spiagge, sono da attendersi considerevoli progressi nei prossimi anni. Sarà quindi auspicabilmente possibile perfezionare gli approcci usati per risolvere i problemi correnti e sviluppare soluzioni anche per il possibile emergere di nuove tipologie di problemi (si pensi ad esempio alla gestione del paesaggio).

Chiaramente la localizzazione, il metodo di esecuzione e la distribuzione nel tempo del ripascimento sono importanti criteri di progetto. La localizzazione, sia essa tra la duna e la barra di frangimento o anche lungo l'intero profilo, è da taluni considerata il parametro di progetto più importante per le prestazioni del ripascimento. Allo stesso modo una adeguata distribuzione nel tempo può consentire di cogliere il potenziale vantaggio rappresentato dalla stagionalità della direzione di trasporto longshore o dalla variazioni cross-shore così come, sul breve termine, di "finestre di tempo ottimale" per realizzare le operazioni.

E' altresì auspicabile che il monitoraggio post ripascimento diventi una regola, soprattutto a seguito del crescente dibattito e del crescente rigore a proposito della verifica dei progetti. Sia il monitoraggio a breve termine che quello a lungo termine richiedono lo sviluppo di procedure di standardizzazione. Si ritiene che l'omissione di questa fase del progetto rappresenta di fatto una falsa economia.

La possibilità di disporre di criteri di analisi dei dati di campo, l'esperienza derivante da esperimenti effettuati con modello fisico, lo sviluppo e la validazione di modelli numerici finalizzati al ripascimento e l'integrazione complessiva di tali criteri, di tale esperienza e di tali modelli potranno contribuire, anche in Italia, ad un migliore e più consapevole impiego del ripascimento come strumento di gestione costiera.

Ringraziamenti

Il Progetto è condotto come parte del Programma MAST III finanziato in parte dalla Commissione Europea (Directorate of Science, Research and Development - DG-XII), con contratto MAS3-CT95-0004 e da istituzioni Nazionali quali Service Technique des Ports Maritimes et des Voies Navigables (Francia), il Ministère de l'Equipement, des Transports et du Tourisme (Francia), Rijkswaterstaat (Olanda) e il Ministerio de Obras Publicas y Transportes (Spagna).

Bibliografia

- Aarninkhof S. e Stive M.J.F. (1998) - *Monitoring the nearshore zone with the ARGUS video system: A tool for Coastal Zone Management*. Abstract for Third European Marine Science and Technology Conference, Lisbon, May 1998.
- Aarninkhof S.G.J., Janssen P.C. e Plant N.G. (1997) - *Quantitative estimations of bar dynamics from video images*. Coastal Dynamics Conference, Plymouth, June 1997 (in stampa).
- Benassai E., Gentilomo M., Ragone A., Setaro F., Tomasicchio U. (1997) - *Littoral Restoration by Means of Protected Beach Nourishment - Recent Italian Works*. PIANC.

- Bosboom J., Klopman G., Roelvink J.A. e Battjes J.A. (1997) - *Boussinesq modelling of wave-induced horizontal particle velocities*. Coastal Engineering 32, 163-180.
- Capobianco M. e Stive M.J.F. (1997) - *Soft protection technologies as a tool for integrated coastal zone management*. MEDCOAST'97, Malta, november 11-14.
- Dette H.H. (1997) - *Evaluation of longterm dune recession data*. Proc. Coastal Dynamics' 97, Plymouth, UK, June 23-27, ASCE (in stampa).
- Guillen J. e Hoekstra P. (1996) - *The equilibrium distribution of grain size fractions and its implications for cross-shore sediment transport: a conceptual model*. Marine Geology, 135, 15-33.
- Hamm L. (1996) - *Computation of the near-bottom kinematics of shoaling waves*. Proc. 25th ICCE, Orlando Florida, ASCE, 537-550.
- Hanson H., Larson M., Kraus N.C. e Capobianco M. (1997) - *Modeling of Seasonal Variations by Cross-Shore Transport Using One-Line Compatible Methods*. Proc. Coastal Dynamics' 97, Plymouth, UK, June 23-27, ASCE (in stampa).
- Hanson H., Thevenot M.M. e Kraus N.C. (1996) - *Numerical simulation of shoreline change for longshore sand waves at a groin field*. Proc. 25th ICCE, Orlando, Florida, ASCE, 4024-4037.
- Janssen C.M. e Ribberink J.S. (1996) - *Grain-size influence on sand transport in oscillatory sheet flow*. Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Engng., Orlando, FL, USA, ASCE, (in stampa).
- Katopodi I., Ribberink J.S., Ruol P. e Lodahl C. (1994) - *Sediment transport measurements in combined wave-current flows*. Proc. Coastal Dynamics'94 Conf., Barcelona, Spain, ASCE, 837-851.
- Larson M., Kraus N.C., Hanson H. e Gravens M.B. (1997) - *Beach Topography Response to Nourishment Operations at Ocean City, Maryland*. Proc. Coastal Dynamics' 97, Plymouth, UK, June 23-27, ASCE (in stampa).
- Larson M. e Hanson H. (1996) - *Schematized numerical model of three-dimensional beach change*. Proc. 10th Congress of APD-IAHR, Langkawi island, Malaysia (in stampa).
- Lechuga A. (1997) - *Una Estrategia de Defensa de Playas. Algunos Ejemplos Internacionales*. IV Jornadas españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Cadiz (Spain), May.
- Nourtec (1997) - *Innovative Nourishment techniques evaluation. Final Report*. Coord. Rijkswaterstaat/RIKZ, The Hague, The Netherlands.
- Peters K., Newe J. e Dette H.H. (1997) - *On beach nourishment design*. Proc. Coastal Dynamics' 97, Plymouth, UK, June 23-27, ASCE (in stampa).
- Peters K., Newe J. e Dette H.H. (1996) - *Development of underwater beach profile by monochromatic and random waves*. Proc. 25th ICCE, Orlando, Florida, ASCE.
- Ribberink J.S. e Al-Salem A.A. (1995) - *Sheet-flow and suspension of sand in oscillatory boundary layers*. Coastal Engineering, 25, 205-225.
- Santas J.C. et al. (1997) - *Monitorización de la nueva playa de la Zurriola, Gros, en San Sebastian*. IV Jornadas españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Cadiz (Spain), May.
- Spanhoff R., Biegel E.J., Van de Graaff J. e Hoelstra P. (1997) - *Shoreface nourishment at Terschelling, the Netherlands: feeder berm or breaker berm?* Proc. Coastal Dynamics'97, Plymouth, June 23-27, ASCE (in stampa).
- Stive M.J.F., Guillen J. e Capobianco M. (1996) - *Bar migration and dune face oscillation on decadal scales*. Proc. 25th ICCE, Orlando, Florida, ASCE, 2884-2896.
- Tánczos I.C., de Meijer R.J., Ribberink J.S. e Janssen C.M. (1997) - *Selective transport of heavy and light minerals under asymmetric waves*. Submitted to Sedimentology.

Monitoraggio della spiaggia di Cavallino (Venezia)

Paolo De Girolamo¹, Giovanni Cecconi², Alberto Noli¹,
Gian Paolo Maretto² e Paolo Contini³

¹Università di Roma "La Sapienza" - DITS

²Consorzio Venezia Nuova

³Modimar s.r.l., Roma

Riassunto

Le spiagge di Cavallino e Pellestrina, ubicate a nord dell'Adriatico lungo i litorali veneti, sono soggette a pronunciati processi di erosione. Per porre rimedio a questa situazione, nel 1990 il Consorzio Venezia Nuova decise di intraprendere un ripascimento artificiale dei suddetti litorali versando circa 2.000.000 m³ di sabbia a Cavallino e circa 4.000.000 m³ a Pellestrina. La principale funzione delle nuove spiagge artificiali è quella di proteggere i litorali dall'ingressione marina causata dal moto ondoso e dal sovrizzo di tempesta. Al fine di programmare gli interventi di manutenzione delle spiagge, è stato attivato un dettagliato programma di monitoraggio. In questa memoria si descrive il programma di monitoraggio e vengono forniti alcuni cenni sulla metodologia che verrà utilizzata per indirizzare gli interventi di manutenzione (analisi di rischio).

Introduzione

La città di Venezia è ubicata all'interno della omonima laguna ed è protetta dal mare Adriatico dai cordoni litoranei di Lido e Pellestrina e dalle spiagge di Cavallino e Sottomarina (Fig. 1). Originariamente, il trasporto solido longitudinale causato dal moto ondoso frangente alimentava naturalmente i cordoni litoranei. In questi ultimi secoli le tre bocche di porto (Lido, Malamocco e Chioggia) sono state gradualmente stabilizzate e rinforzate attraverso la costruzione di moli foranei. Purtroppo la costruzione dei moli ha interrotto il naturale apporto solido longitudinale di sabbia responsabile del mantenimento dei cordoni litoranei, innescando una marcata erosione lungo il litorale di Pellestrina e di Lido e, nel contempo, creando nella parte nord della bocca di Lido la spiaggia di Cavallino, e nella parte sud della bocca di Chioggia la spiaggia di Sottomarina.

Al fine di arrestare il processo erosivo, negli anni compresi tra il 1750 e il 1790 la Repubblica di Venezia costruì, lungo i litorali di Pellestrina e Lido, opere di difesa radenti (chiamate murazzi) e pennelli. Tuttavia nella seconda metà del XX secolo i processi erosivi hanno causato l'approfondimento dei fondali antistanti i litorali di Pellestrina e Lido mettendo a repentaglio la stabilità dei murazzi e la salvaguardia dei centri abitati retrostanti. Contemporaneamente il tratto nord della spiaggia di Cavallino è stato interessato da intensi processi erosivi.

Per porre rimedio a questa situazione il Consorzio Venezia Nuova decise nel 1990 di intraprendere il ripascimento artificiale dei litorali soggetti a erosione. Attualmente (novembre 1997) la nuova spiaggia artificiale di Cavallino, con estensione pari a 10,2 km, è stata completata (aprile 1997), mentre a Pellestrina è stato realizzato circa il 50% della nuova spiaggia (a Pellestrina l'estensione della spiaggia artificiale raggiungerà 8,8 km). Con il completamento di tutti gli interventi previsti verranno apportati complessivamente circa 6.000.000 m³ di nuova sabbia lungo entrambi i litorali.

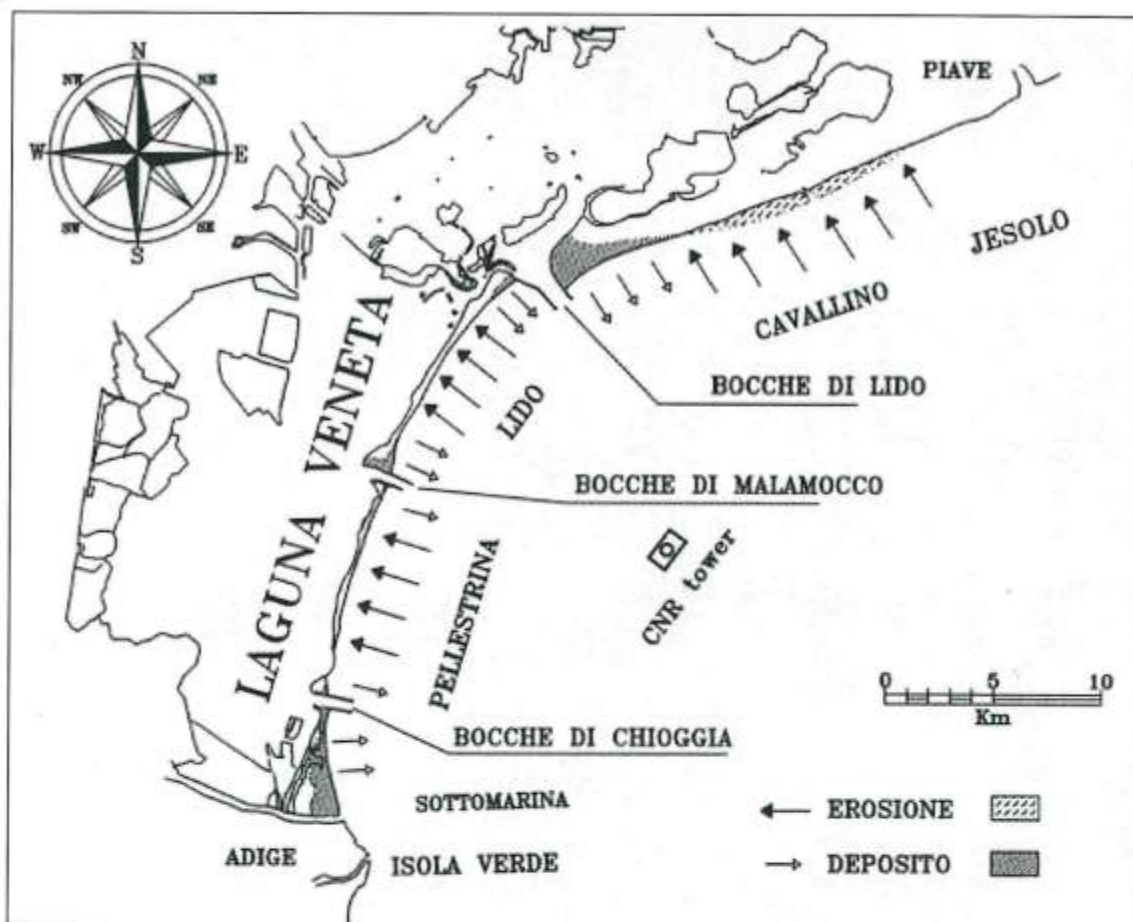


Figura 1 – Caratteristiche evolutive a lungo termine del litorale veneziano (1810 – 1990).

Le spiagge artificiali di Cavallino e Pellestrina sono contenute longitudinalmente da pennelli; nel caso di Pellestrina le estremità dei pennelli sono collegate con una barriera sommersa (quota di sommità -1,50 m s.m.m.) disposta parallelamente alla linea di battigia. Inoltre, lungo il litorale di Cavallino, sono state ricostruite alcune dune costiere protette da frangiventi e stabilizzate con piante ammfiole. Le opere relative al ripascimento di Cavallino sono illustrate nella Figura 2. Maggiori dettagli riguardanti il progetto di queste opere sono riportati nelle memorie di Silva e De Girolamo (1993), Noli et al. (1993), Cecconi e Maretto (1996) e Benassai et al. (1997).

La soluzione progettuale adottata, basata su un intervento "protetto" di tipo "morbido", richiede necessariamente che venga messo a punto un programma di manutenzione della spiaggia il cui scopo è quello di far fronte periodicamente alle inevitabili perdite di sedimento che si verificano lungo i litorali. Durante la progettazione delle spiagge artificiali furono effettuate prove con modelli numerici e fisici al fine di stimare la quantità di sabbia necessaria per la loro manutenzione (HR Walligford, 1992a e 1992b). Tuttavia, le effettive quantità di sabbia necessarie per la manutenzione, nonché la frequenza delle "ricariche", possono essere determinate solo attraverso una attenta analisi della dinamica dei sedimenti supportata da un regolare monitoraggio. Per questa ragione fin dalla costruzione delle nuove spiagge è stato attivato un programma di monitoraggio. Poiché gli interventi non sono stati ancora completati, attualmente non è ancora disponibile un rilievo completo delle spiagge a fine lavori. Lo scopo della presente memoria è quello di descrivere il programma di monitoraggio in corso di attuazione e l'esperienza fino ad oggi acquisita; l'attenzione è focalizzata sul litorale di Cavallino, che si trova nello stadio più avanzato di intervento.

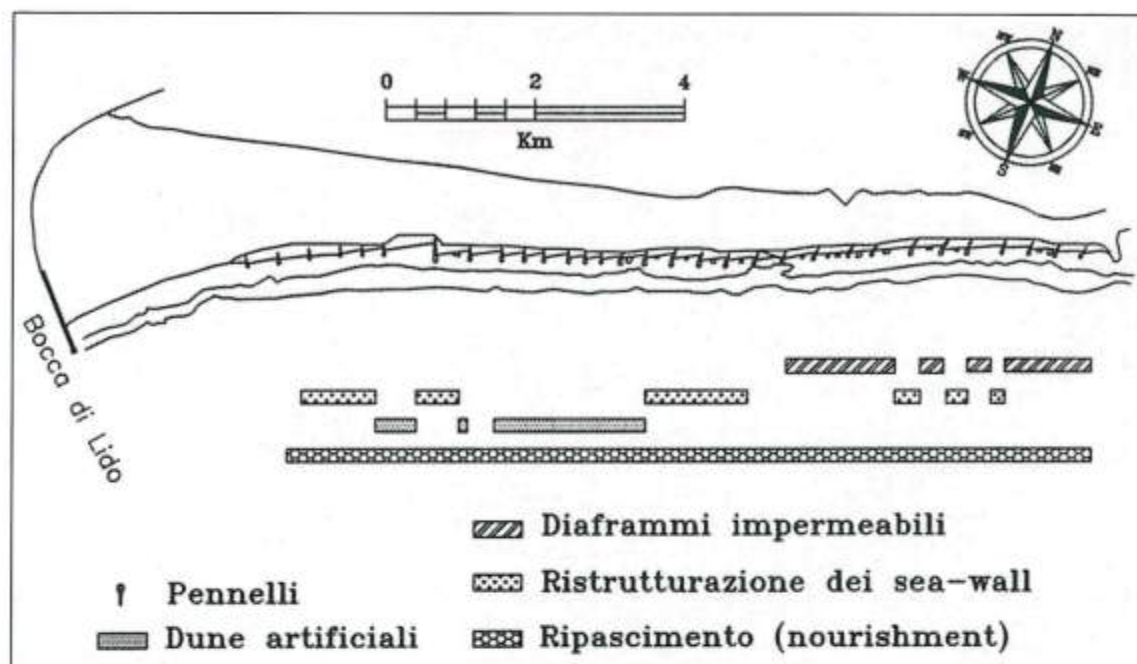


Figura 2 - Lavori eseguiti a Cavallino (Gennaio 1994 - Aprile 1997).

Il programma di monitoraggio è costituito dalle seguenti tre attività principali:

- campagne di raccolta dati (onde, vento, livelli di marea, linea di riva, prelievo di campioni di fondo);
- analisi e interpretazione dei dati raccolti;
- definizione dei lavori di manutenzione e della loro strategia di esecuzione.

Misure di campo

Onde, vento e livelli di marea

Le caratteristiche delle onde, compresa la loro direzione, il vento e i livelli di marea vengono misurati con continuità (ogni tre ore) alla torre del CNR localizzata in posizione baricentrica rispetto ai litorali veneziani e distante dalla costa circa 8 miglia nautiche, su un fondale di circa -15,5 m s.l.m.m. (vedi Fig. 1). L'intervallo di campionamento dei dati ondometrici viene ridotto ad un'ora quando l'altezza d'onda significativa supera la soglia di un metro. Attualmente i dati sopra menzionati sono disponibili in una serie storica pressoché continua a partire dal 1987.

Rilievo dei fondali e della linea di riva

Il monitoraggio periodico comprende il rilievo dei profili trasversali della spiaggia, della linea di riva e l'analisi granulometrica dei campioni di fondo. Mediamente i profili trasversali sono rilevati fino alla batimetrica -4,0, con un intervallo di circa 50,0 m e fino alla batimetrica -10,0 con un intervallo di circa 500 m. I campioni di fondo vengono raccolti sulla linea di battigia e alla profondità di -2,0 m e di -4,0 m s.l.m.m. lungo sezioni intervallate di circa 500 m.

Per ciascuna delle celle completate sono ad oggi (novembre 1997) disponibili quattro rilievi:

1. un rilievo effettuato prima dei lavori (utilizzato per il progetto);
2. un rilievo effettuato dopo la costruzione dei pennelli e prima del ripascimento;
3. un rilievo effettuato dopo il ripascimento;
4. un rilievo effettuato un anno dopo il completamento del ripascimento artificiale.

Le quantità di sabbia effettivamente impiegate per il ripascimento sono state misurate confrontando il secondo e il terzo rilievo. Per il futuro si è deciso di effettuare due rilievi batimetrici all'anno (uno

al termine della stagione estiva e l'altro al termine della stagione invernale). La Figura 3 mostra un esempio dei quattro profili trasversali misurati in una sezione di Cavallino.

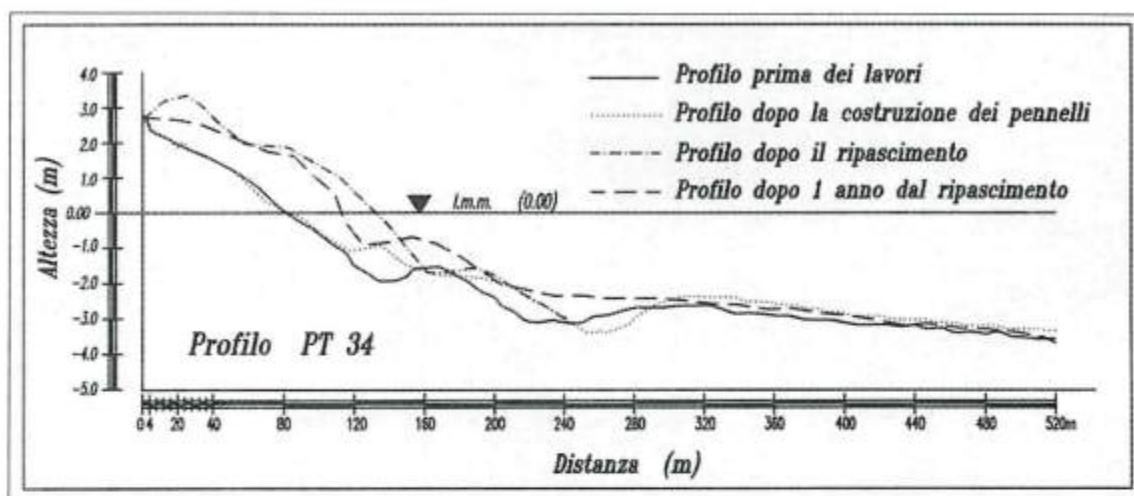


Figura 3 – Esempio di profili trasversali monitorati a Cavallino.

A Cavallino l'esecuzione dei lavori ha richiesto un periodo di circa tre anni (da gennaio 1994 ad aprile 1997), mentre a Pellestrina la durata prevista è di circa tre anni e mezzo (ottobre 1994 - giugno 1998). Per questa ragione in ogni cella il secondo, il terzo e il quarto rilievo sono stati effettuati in tempi diversi. Il primo rilievo che verrà realizzato simultaneamente in tutte le celle dopo il completamento dei lavori, sarà effettuato nell'autunno 1997 a Cavallino e nell'autunno 1998 a Pellestrina. Quindi ad oggi (novembre 1997) non è ancora possibile effettuare una valutazione omogenea del comportamento complessivo dei ripascimenti artificiali sugli interi litorali di Cavallino e Pellestrina.

Analisi dei dati

L'analisi dei dati è normalmente eseguita dopo l'esecuzione di un rilievo periodico e prevede:

- aggiornamento del clima del moto ondoso (medio ed estremo) per l'intera serie storica. Questa analisi include la definizione della relazione intercorrente tra l'altezza d'onda significativa e il periodo medio sia per le onde frequenti (medie) che per quelle estreme;
- la definizione del clima di moto ondoso al largo per il periodo di tempo compreso tra gli ultimi due rilievi;
- la propagazione del moto ondoso da largo verso alcuni punti ubicati alla batimetrica $-10,0$ m s.l.m.m. posti di fronte ai litorali. La propagazione viene effettuata con il modello numerico Orione sviluppato dalla Modimar s.r.l. di Roma. Il modello permette di propagare in tempo reale le caratteristiche del moto ondoso misurate alla torre del CNR in circa 15 punti localizzati lungo i litorali compresi tra Isola Verde (sud della Bocca di Chioggia) e Iesolo (litorale a nord di Cavallino). La propagazione viene effettuata utilizzando il metodo detto della "rifrazione inversa spettrale" (vedi: Dorrenstein, 1960; Abernethy e Gilbert, 1975);
- una elaborazione del clima di moto ondoso per la determinazione delle onde morfologiche.

Analisi dei rilievi batimetrici:

I risultati dei rilievi batimetrici sono rappresentati sotto forma di sezioni trasversali del profilo della spiaggia e planimetrie della linea di riva.

Analisi dei campioni di fondo:

Dai campioni di fondo vengono ottenute le curve granulometriche.

In Figura 4 è rappresentato il clima di moto ondoso misurato al CNR e relativo al periodo 1987÷1997. La figura mostra la tipica distribuzione bimodale del clima ondoso; la risultante del flusso di energia del moto ondoso al largo ha direzione 101,7° N.

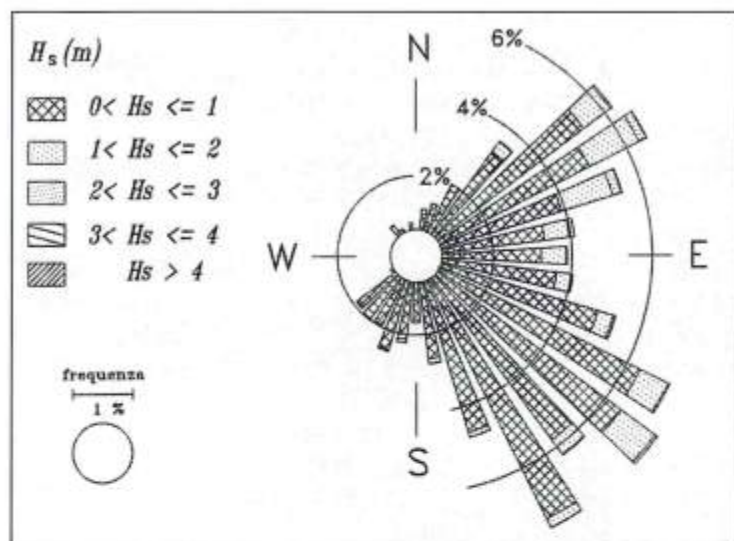


Figura 4 - Moto ondoso al largo misurato alla torre del C.N.R. (1987-1997).

Interpretazione dei dati misurati

In linea di principio l'effettiva quantità di materiale perso lungo il litorale (o all'interno di ciascuna cella confinata da una coppia di pennelli) può essere determinata confrontando le variazioni dei profili trasversali e della linea di riva, avvenute tra due successivi rilievi topobatimetrici. Tuttavia un'analisi di questo tipo è affetta da inevitabili incertezze (per esempio approssimazioni nel rilievo batimetrico) nonché da limitazioni causate dall'impossibilità di separare le componenti longitudinali e trasversali dal bilancio complessivo dei sedimenti lungo il litorale. Quest'ultimo aspetto è molto importante per indirizzare la manutenzione di una spiaggia artificiale perché la perdita irreversibile di sedimenti è dovuta principalmente alla loro fuoriuscita dalla "zona attiva" in direzione trasversale alla spiaggia. Inoltre, questo tipo di analisi non fornisce alcune informazioni sulle perdite occasionali di materiale dovute al verificarsi di eventi estremi di moto ondoso e non permette di prevedere il comportamento futuro della spiaggia.

Sulla base di queste considerazioni si può affermare che una corretta analisi dei dati ricavati da campagne di misure deve essere sempre accompagnata da uno studio che riguardi la dinamica dei sedimenti. Il principale scopo di questo studio è quello di fornire un'interpretazione dei cambiamenti morfologici osservati tra due rilievi batimetrici consecutivi con l'obiettivo di calibrare idonei modelli numerici, i quali, oltre a permettere di quantificare le effettive perdite di materiale che si sono verificate lungo i litorali separando i contributi longitudinali e trasversali del trasporto solido totale, possono essere utilizzati a fini previsionali per definire la migliore strategia dei lavori di manutenzione. Partendo dalla consueta schematizzazione la quale prevede che il trasporto solido trasversale influenzi soprattutto l'evoluzione a breve termine del profilo trasversale della spiaggia, mentre il trasporto solido longitudinale sia la principale causa dell'evoluzione a lungo termine della linea di battigia, l'interpretazione dei dati misurati si basa sulle seguenti assunzioni:

- sia il trasporto solido longitudinale che quello trasversale possono essere studiati separatamente;
- il trasporto solido longitudinale non ha una forte influenza sulla dinamica trasversale;
- la dinamica trasversale influenza l'evoluzione della linea di riva fundamentalmente attraverso i due seguenti meccanismi:
 1. la risagomatura del profilo trasversale (formazione di barre o di berme);

2. la perdita irreversibile di materiale al di fuori della "zona attiva" del litorale;

Il secondo meccanismo è dovuto principalmente al verificarsi di condizioni meteomarine estreme (caratterizzate da tempi di ritorno superiori ad un anno) e/o alla formazione di correnti di "rip" le quali, nel presente caso, possono essere favorite dalla presenza dei pennelli di conterminazione di ciascuna cella.

Sulla base delle sopra citate assunzioni, un modello numerico del tipo a "una linea" accoppiato con un modello di evoluzione trasversale del profilo di spiaggia possono essere molto utili sia in fase di progettazione che di manutenzione di spiagge artificiali. La più importante limitazione all'uso di questi modelli numerici è data dal fatto che essi non sono in grado di fornire buoni risultati laddove la tridimensionalità dei processi risulti dominante (per esempio in prossimità di strutture rigide). Tuttavia modelli numerici morfologici più complessi (bi- o tridimensionali) non sono ancora in grado di simulare aree molto estese ed evoluzioni morfologiche a lungo termine. A fini pratici, la sopra citata limitazione dei modelli ad una linea e dei modelli trasversali può essere in parte attenuata da rilievi topografici dettagliati da eseguire in prossimità delle strutture. Si evidenzia che l'attendibilità di questi modelli dipende in modo particolare dalla loro calibrazione. È opinione degli autori che quest'aspetto sia molto importante per il successo del lavoro. Nel seguito verrà mostrato, con un esempio, come le limitazioni dei modelli numerici possono essere superate dai rilievi batimetrici.

L'interpretazione delle variazioni morfologiche può essere suddivisa in due fasi:

1. analisi dell'evoluzione a lungo termine del litorale;
2. analisi dell'evoluzione del litorale tra due rilievi consecutivi.

Analisi dell'evoluzione a lungo termine del litorale

Quest'analisi è molto importante per capire le cause che hanno indotto le variazioni morfologiche delle spiagge. Essa di solito si basa sui dati storici dell'evoluzione della linea di riva e sui dati disponibili riguardo l'apporto dei sedimenti da parte dei corsi d'acqua. La conoscenza dei profili trasversali prima dell'esecuzione degli interventi può essere molto utile per interpretare la dinamica dei sedimenti che si verifica dopo il ripascimento artificiale. I principali obiettivi di quest'analisi sono i seguenti:

- ottenere un "set" base di parametri (profondità di chiusura della "zona attiva", quota massima di risalita del moto ondoso, profili trasversali, valori medi del trasporto longitudinale, efficienza dei pennelli, etc.) e di condizioni al contorno da usare per la calibrazione del modello numerico ad una linea allo scopo di simulare l'evoluzione a lungo termine delle spiagge;
- individuare il clima di moto ondoso che può essere considerato rappresentativo dell'evoluzione a lungo termine delle spiagge.

Gli studi effettuati nel passato durante la fase di progettazione degli interventi di Cavallino e Pellestrina hanno messo in evidenza una particolare tendenza evolutiva a lungo termine dei sedimenti (vedi Fig. 1). Per esempio, le variazioni storiche della linea di riva di Cavallino mostrano che lungo il litorale si è verificato un flusso netto di sedimenti diretto da nord-est verso sud-ovest. Questo flusso litoraneo ha provocato l'avanzamento della spiaggia di Cavallino in prossimità della bocca di Lido. Nello stesso tempo l'apporto complessivo di sedimenti è diminuito a causa della costruzione di opere che hanno ridotto sia il trasporto solido longitudinale sia l'apporto dei sedimenti da parte dei corsi d'acqua che sfociano lungo il litorale. Come conseguenza di tutto ciò la spiaggia di Cavallino ha subito una rotazione attorno ad un punto neutro situato a circa 3 km dalla bocca di Lido. Ad est di questo punto la spiaggia è stata soggetta ad erosione, ad ovest, invece, si è progressivamente accresciuta.

Durante la fase di progettazione, le variazioni storiche della linea di riva sono state utilizzate dal laboratorio di HR Wallingford per calibrare un modello numerico denominato Beachplan (del tipo ad "una linea"). Questa attività è stata ripetuta con successo con il modello Aries (sviluppato dalla Modimar in collaborazione con l'ENEL-PIS di Milano) che verrà utilizzato per la gestione dei litorali.

In Figura 5 sono riportati alcuni profili trasversali rilevati lungo il litorale di Cavallino prima

dell'esecuzione dei lavori. Nella stessa figura è rappresentata la curva che involupa le creste delle barre secondo l'equazione di Silvester (1993):

$$h_c = 0,111 X_c^{0,575} \quad [1]$$

dove X_c è la distanza tra la cresta della barra e la linea di battigia e h_c è la profondità della cresta della barra rispetto al livello medio marino. L'equazione 1 è riportata in Figura 6 insieme alla coppia di valori X_c e h_c , ottenuti dai profili trasversali di Figura 5.

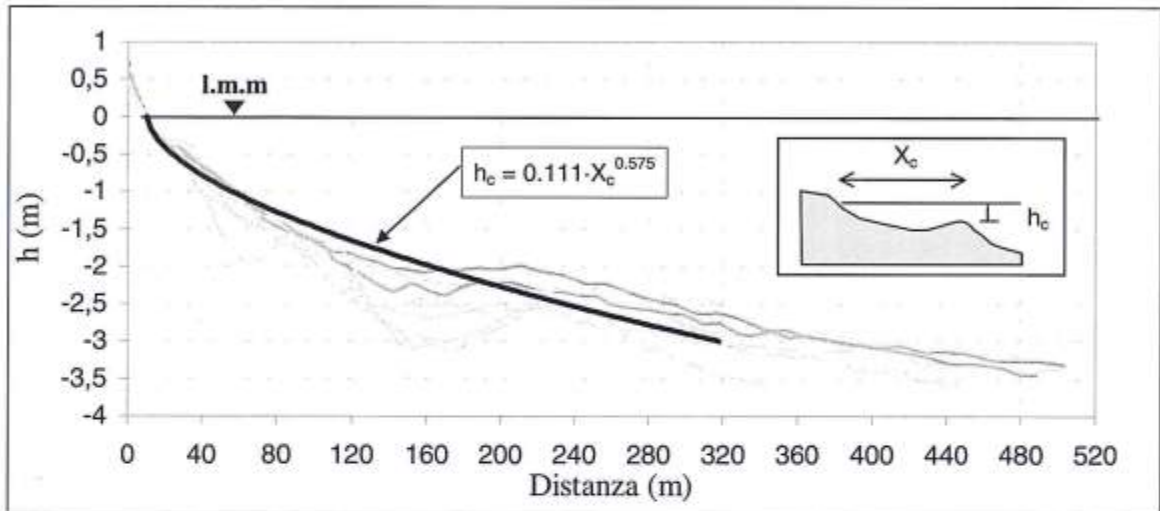


Figura 5 – Profili trasversali rilevati prima dei lavori.

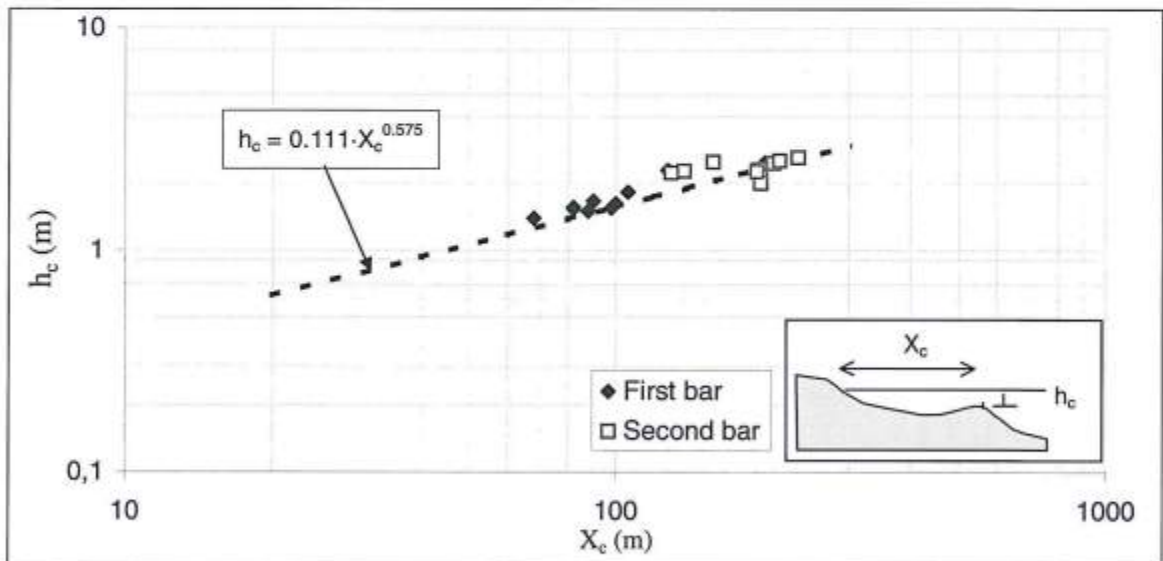


Figura 6 – Analisi delle caratteristiche morfologiche della prima e seconda serie di barre prima dei lavori

Sulla base delle Figure 5 e 6 si possono fare alcune osservazioni. Il profilo trasversale della spiaggia di Cavallino prima dei lavori è un tipico profilo a barra caratterizzato da due sistemi di barre. Utilizzando la seguente espressione (Horikawa, 1988):

$$h_c = 0,59 H_b \quad [2]$$

la profondità della cresta della barra può essere messa in relazione con l'altezza d'onda frangente

H_b . Inserendo nell'equazione 2 i valori medi di h_c , ottenuti dai rilievi di campo sia per il primo che per il secondo sistema di barre, è possibile derivare le altezze significative delle onde frangenti che hanno creato le barre. In tal modo si ottiene per la prima barra $H_b \cong 3$ m e per la seconda barra $H_b \cong 4$ m. Le corrispondenti altezze d'onda significative al largo sono caratterizzate rispettivamente dal tempo di ritorno di 1 anno e di 10 anni.

Analisi dell'evoluzione del litorale tra due rilievi consecutivi

Il principale scopo di questa analisi è quello di quantificare le perdite irreversibili di materiale che si verificano lungo il litorale e all'interno di ciascuna cella. Queste perdite, dovute principalmente al movimento della sabbia verso il largo al di fuori della "zona attiva", presentano sicuramente degli oneri di manutenzione superiori rispetto a quelle causate dal movimento longitudinale dei sedimenti. Come è stato specificato all'inizio del paragrafo, questa analisi di solito viene effettuata utilizzando un modello numerico del tipo ad una linea.

Prima dell'applicazione dello strumento numerico, è importante eseguire una analisi preliminare dei dati misurati. Per esempio, dall'analisi dei dati di moto ondoso registrati tra due rilievi consecutivi è possibile accertare se si sono verificate condizioni di moto ondoso che si discostano dai valori medi caratteristici del sito in esame. Inoltre l'analisi dei profili trasversali può fornire indicazioni attendibili per quanto riguarda l'effettiva profondità di chiusura della "zona attiva" e sulla formazione delle barre, le quali possono fornire una utile protezione al litorale nel caso si verificano condizioni di moto ondoso estremo.

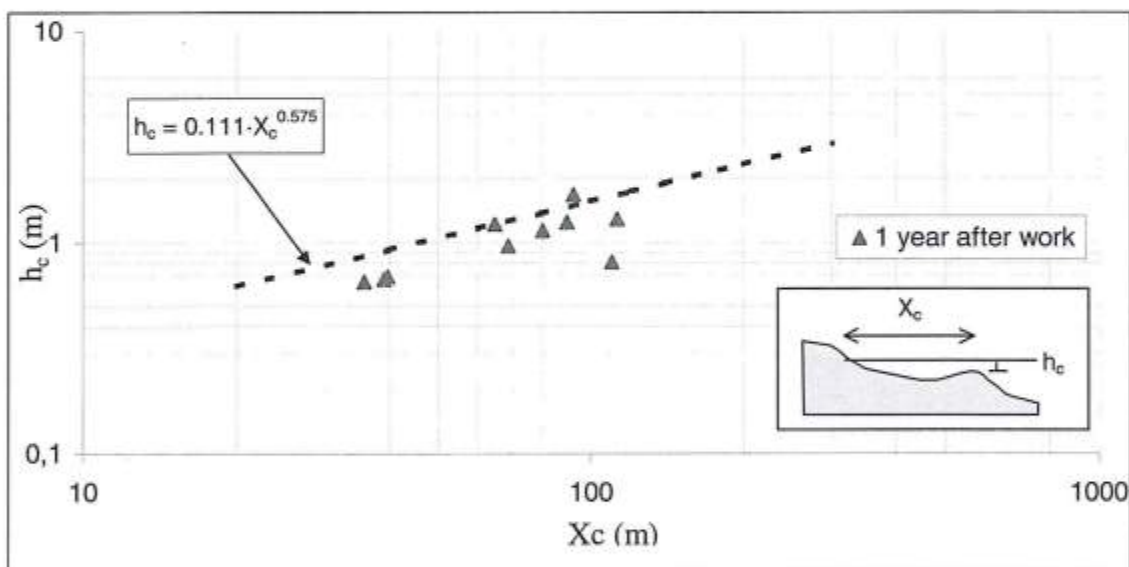


Figura 7 – Analisi delle caratteristiche morfologiche della prima e seconda serie.

In questa fase l'applicazione di un modello del tipo ad una linea si prefigge di raggiungere due obiettivi:

1. quantificare il volume di sabbia scambiato in direzione trasversale al litorale;
2. calibrare il modello per una sua successiva applicazione rivolta a definire le strategie di manutenzione.

L'applicazione del modello ad una linea deve essere effettuata utilizzando il "set" di parametri di base derivato dall'analisi dell'evoluzione a lungo termine del litorale e il clima del moto ondoso registrato durante il periodo di tempo preso in esame. Se il clima di moto ondoso registrato e il set di parametri di base sono corretti, l'unico fattore di calibrazione che deve essere affinato durante l'applicazione del modello è la quantità del trasporto solido che si è verificato in direzione trasversale.

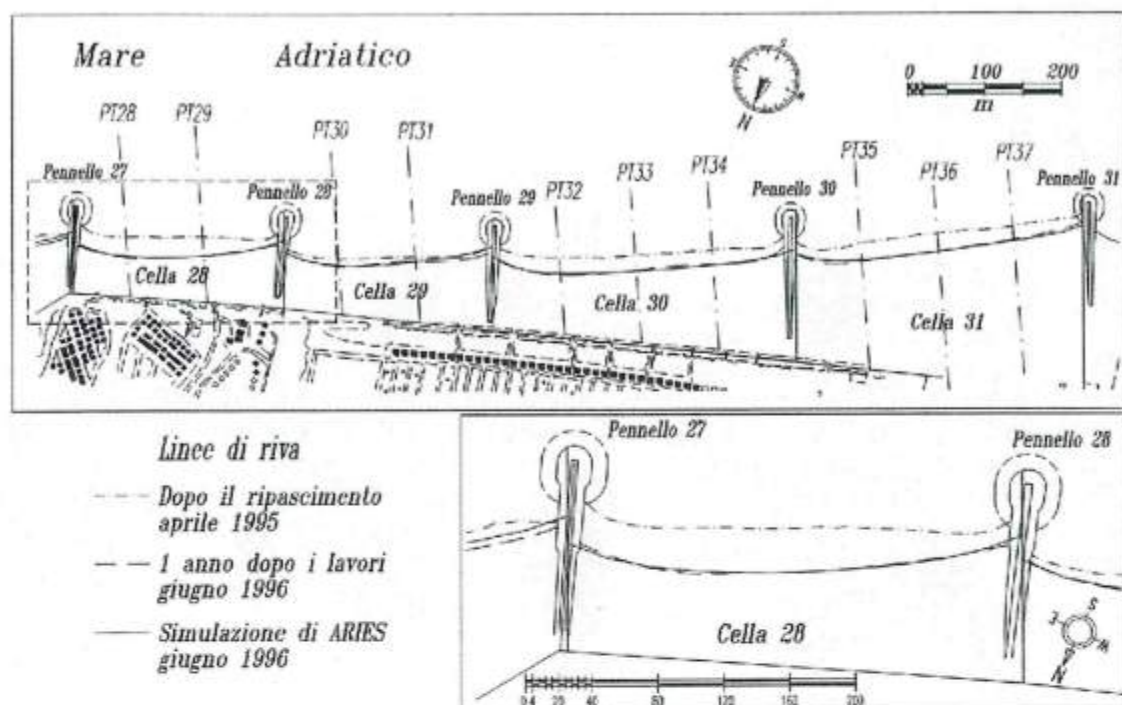


Figura 8 – Monitoraggio della linea di riva e simulazione dell'evoluzione con il modello ad una linea.

Si riporta nel seguito un esempio di applicazione per quattro celle del litorale di Cavallino (celle n. 28–31) che sono state completate nel mese di aprile del 1995.

La Figura 8 mostra l'arretramento della linea di riva che si è verificato nelle quattro celle che risulta compreso tra circa 11 e 25 m. I dati di moto ondoso registrati tra aprile '95 e giugno '96 mostrano che in questo periodo il massimo valore d'altezza d'onda significativa misurata al largo (torre del CNR) è risultato pari a 3,49 m (tempo di ritorno di un anno). Nel medesimo periodo il clima di moto ondoso registrato non ha evidenziato variazioni significative rispetto al clima degli ultimi dieci anni.

I profili trasversali effettuati nell'agosto '96 hanno evidenziato la presenza di un solo sistema di barre. Le coppie di valori X_c e h_c dedotte da questi rilievi sono riportati insieme all'equazione 1 nella Figura 7. Confrontando la Figura 7 con la Figura 6, e assumendo che i profili misurati prima dell'esecuzione dei lavori (vedi Figg. 5 e 6) siano rappresentativi del profilo trasversale di quasi equilibrio della spiaggia, è possibile concludere che un anno dopo la fine dei lavori di ripascimento le barre sono ancora in fase di sviluppo. In particolare non vi è la presenza della seconda barra che come visto in precedenza si forma con onde caratterizzate da un tempo di ritorno di circa 10 anni. Inoltre la prima barra non si è ancora completamente sviluppata in tutte le sezioni poiché le coppie di valori di X_c e h_c non risultano allineate lungo la retta di Figura 7. Si evidenzia che lo sviluppo delle barre è importante per la vita della spiaggia emersa anche se i volumi di sabbia necessari per la loro formazione determinano l'arretramento della linea di riva. Questo aspetto verrà ripreso con un esempio nel prossimo paragrafo.

La calibrazione del modello ad una linea ha mostrato che in un anno si è verificato un flusso medio trasversale di circa 35 m^3 di sabbia per metro di spiaggia. Tenendo conto della variazione di volume ottenuta dal confronto tra i profili trasversali misurati nell'aprile '95 e giugno '96 e il flusso longitudinale netto fornito dal modello ad una linea, si è calcolata che circa il 66% del flusso trasversale è servito per la costruzione delle barre e che solo il 34% di esso costituisce una perdita irreversibile di materiale disperso al di fuori dell'area attiva. La linea di riva calcolata con il modello ad una linea alla

fine della simulazione è mostrata in Figura 8. La variazione della densità di volume della sabbia di ripascimento che si verifica a causa del suo miscelamento con la sabbia preesistente (perdita di "overfill") non è stata presa in esame nel calcolo. Questa variazione di volume (stimata per il caso in esame pari a circa il 5%), che risulta essere molto importante nel primo periodo seguente al ripascimento artificiale, potrebbe ridurre la stima della quantità di materiale perso al di fuori dell'area attiva.

Definizione dei lavori di manutenzione

Come già evidenziato nell'introduzione, la vera fase di manutenzione dei litorali non è ancora iniziata perché i lavori a Pellestrina verranno completati solo nel mese di giugno '98, mentre i lavori a Cavallino sono stati completati recentemente (primavera 1997). Pertanto questa fase entrerà nel suo pieno sviluppo non prima del '98 per Cavallino e non prima del '99 per Pellestrina, quando saranno disponibili i risultati di due campagne di monitoraggio consecutive eseguite dopo il completamento dei lavori. Ciò nonostante in questo paragrafo si descrive un approccio che potrà essere utilizzato per definire i lavori di manutenzione e la loro strategia di esecuzione.

Le nuove spiagge di Cavallino e Pellestrina sono state realizzate al fine di proteggere le aree retrostanti del litorale da fenomeni di allagamento, causati da condizioni meteomarine estreme. A tal riguardo si ricorda la mareggiata del 1966, che causò gravi danni alle strutture e che allagò il paese di Pellestrina. Oltre alla loro funzione di difesa è importante rilevare che queste nuove spiagge offrono una importante opportunità di sviluppo per il turismo.

Con riferimento alla loro funzione di difesa, la manutenzione delle spiagge deve basarsi sul mantenimento, al di sotto di un determinato valore di sicurezza, del rischio potenziale di allagamento dei cordoni litoranei da esse protetti. Il rischio può essere riferito oltre che alla probabilità del verificarsi delle mareggiate che causano gli allagamenti, anche al valore economico e alla vulnerabilità dei beni da proteggere. Ad esempio, utilizzando un approccio applicato di frequente in idraulica fluviale, la valutazione del rischio di allagamento causato dalle mareggiate può essere espresso in base alla seguente formula:

$$R_t = E \times V \times t / T \quad [3]$$

in cui:

R_t = rischio di allagamento stimato su un periodo di t anni;

E = valore economico dei beni esposti agli allagamenti;

V = vulnerabilità dei beni ($0 \leq V \leq 1$, adimensionale);

t = orizzonte temporale della valutazione di rischio. Questo tempo può coincidere con il tempo necessario per effettuare la ricarica della spiaggia e ovviamente deve comprendere il tempo necessario per appaltare i lavori;

T = tempo di ritorno minimo, espresso in anni, della mareggiata che causa gli allagamenti. Questo tempo di ritorno è funzione della larghezza della spiaggia.

L'equazione 3 mostra che, per valori costanti di E , V e t , R_t aumenta al decrescere della larghezza della spiaggia poiché in tal caso si riduce il valore minimo del tempo di ritorno della mareggiata che causa gli allagamenti.

Al fine di applicare l'equazione 3 per scopi di manutenzione due aspetti sono importanti:

- è necessario fissare il valore massimo accettabile per il rischio di allagamento (R_t);
- è necessario mettere in relazione l'allagamento, che può essere espresso in relazione al valore massimo accettabile della portata di tracimazione, con parametri idraulici di più facile calcolo, quali ad esempio l'altezza d'onda significativa che si verifica al piede dell'opera di difesa localizzata alle spalle della spiaggia.

Per quanto riguarda il secondo punto, la relazione tra le portate di tracimazione e l'altezza d'onda al piede dell'opera di difesa può essere ottenuta sulla base di prove sperimentali. Il calcolo di T può essere effettuato mediante l'applicazione di un modello numerico di evoluzione del profilo trasver-

sale della spiaggia che dovrà essere applicato per diversi valori delle condizioni al contorno (onde + livelli) e per differenti sezioni del litorale. Nel caso in esame si applicherà il modello numerico denominato Taurus che è stato sviluppato dalla Cattedra di Costruzioni Marittime dall'Università di Roma "La Sapienza" in collaborazione con l'ENEL-PIS di Milano. Il modello è stato verificato e calibrato utilizzando i risultati di prove eseguite su modello fisico (Cartoni e De Girolamo, 1996). L'analisi di rischio verrà eseguita dopo ciascuna campagna di monitoraggio. La posizione della linea di riva di riferimento, per l'applicazione del modello numerico di dinamica trasversale, verrà prevista al tempo t con il modello ad una linea. Il profilo trasversale della spiaggia per l'applicazione di Taurus verrà derivato sulla base dell'ultimo rilievo disponibile. Il modello ad una linea sarà anche utilizzato per ottimizzare le strategie di ricarica della spiaggia. Per aumentare la precisione dei modelli numerici, il modello ad una linea verrà calibrato dopo ogni rilievo, mentre il modello di trasporto solido trasversale verrà calibrato sulla base di alcune prove eseguite su un modello fisico. Si riporta nel seguito un esempio di applicazione del modello di dinamica trasversale. Con questo esempio si evidenzia la funzione delle barre per la salvaguardia della spiaggia emersa.

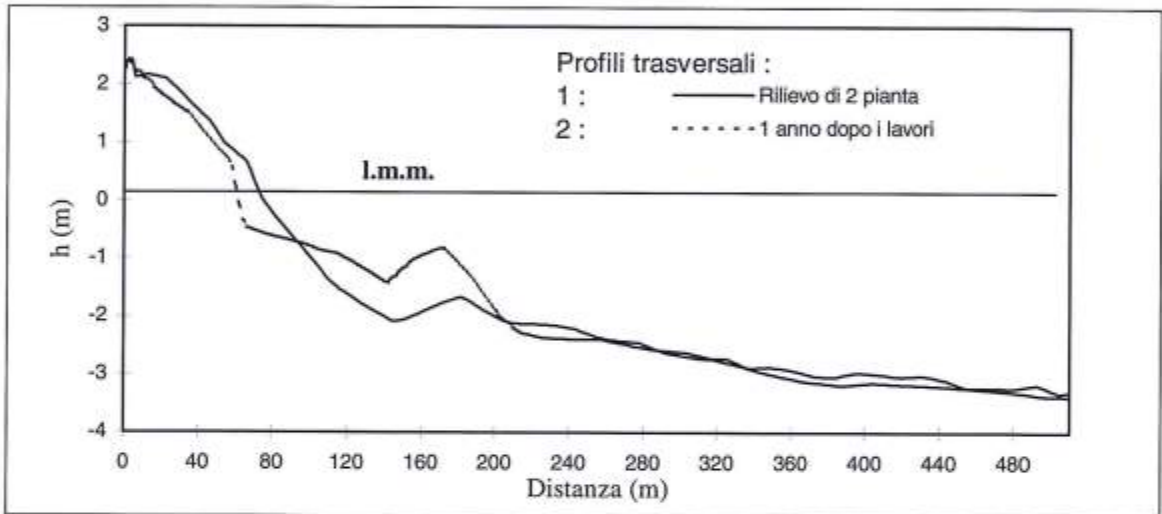


Figura 9 – Profili trasversali misurati a Cavallino al termine dei lavori di ripascimento e dopo 1 anno.

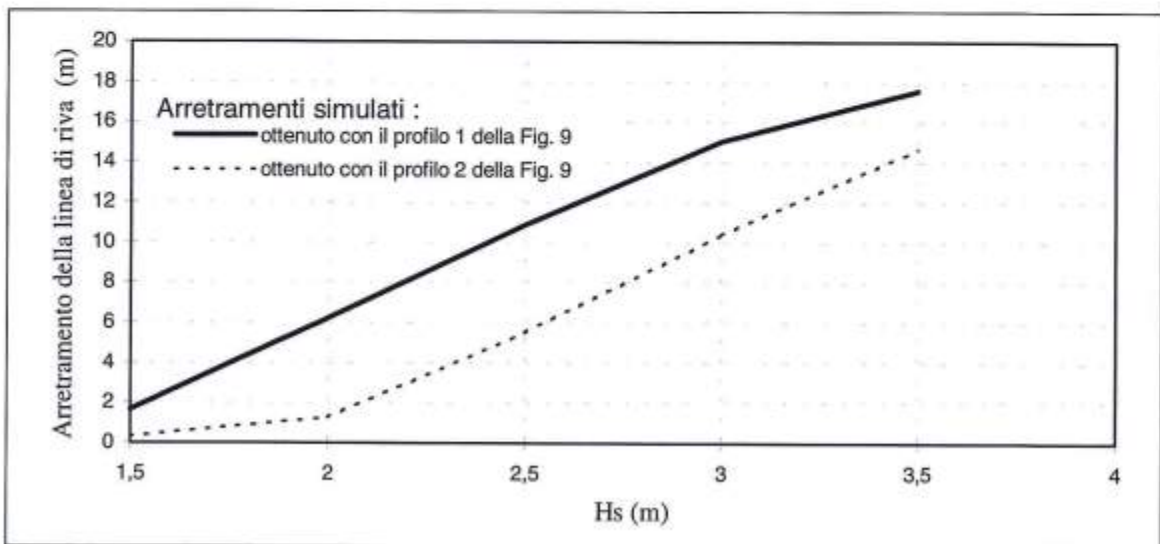


Figura 10 – Arretramenti del profilo trasversale simulati con il modello trasversale TAURUS.

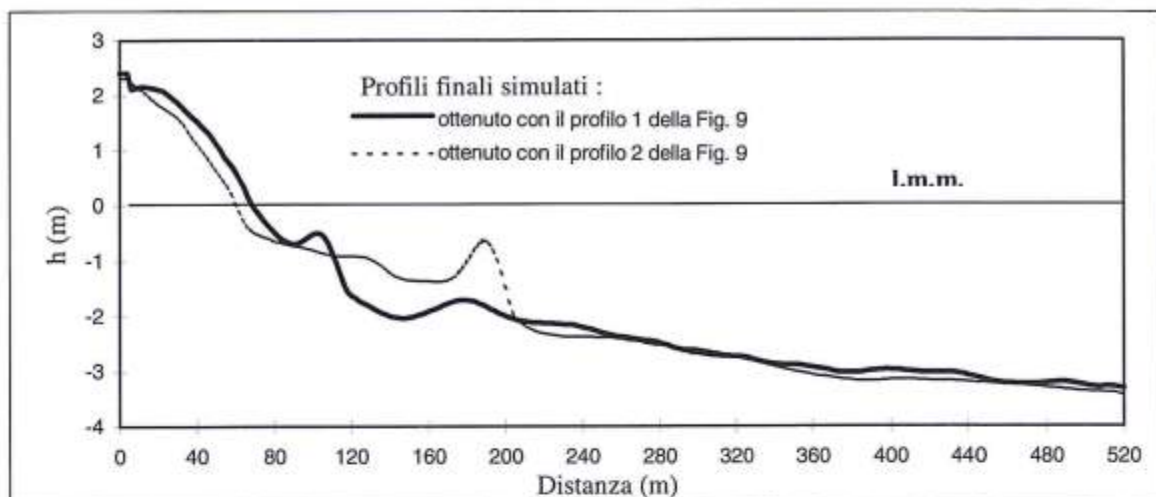


Figura 11 – Profili trasversali simulati per $H_s = 2\text{m}$.

Le simulazioni sono state eseguite partendo da due differenti profili trasversali, misurati, nella stessa sezione trasversale del litorale, nell'ambito di due diverse campagne di monitoraggio. Il primo profilo trasversale, è stato misurato subito dopo l'esecuzione del ripascimento. Il secondo profilo è stato misurato un anno dopo la fine dei lavori. Il primo profilo non presenta ancora nessuna barra mentre il secondo mostra la presenza di una barra sviluppatasi durante il primo anno di vita della nuova spiaggia. I due profili sono rappresentati, nella pagina precedente, in Figura 9. Utilizzando questi due profili come batimetrie iniziali per le simulazioni, sono state eseguite una serie di prove variando l'altezza d'onda incidente e misurando, dopo ogni esecuzione, l'arretramento della linea di riva. L'arretramento ottenuto è rappresentato, nella pagina precedente, in Figura 10 in funzione dell'altezza d'onda incidente. Come si evince dalla figura la presenza della barra riduce l'arretramento della linea di riva. La figura 11 mostra i profili trasversali ottenuti alla fine delle simulazioni con una altezza d'onda incidente di 2 m.

Conclusioni

La manutenzione di una spiaggia artificiale non può prescindere dall'esecuzione di un attento monitoraggio che permetta di indirizzare le strategie di manutenzione. Questi aspetti assumono una particolare importanza se la funzione principale della nuova spiaggia è quella di proteggere il litorale dalle mareggiate. Al fine di definire le attività di manutenzione nonché la loro strategia di esecuzione, due aspetti devono essere evidenziati:

1. la necessità di effettuare un monitoraggio periodico del litorale basato su misure di campo (onde, vento, livello di marea, linea di riva, prelievo di campioni di fondo);
2. la necessità di applicare modelli numerici che sono essenziali sia per la valutazione delle perdite di sabbia sia per decidere le migliori strategie per la manutenzione delle spiagge.

Infine occorre evidenziare che può risultare importante eseguire una analisi di rischio per stabilire le priorità degli interventi di manutenzione.

Ringraziamenti

Il lavoro descritto nella presente memoria è stato finanziato dal Consorzio Venezia Nuova con l'approvazione del Magistrato alle Acque di Venezia. Il progetto delle spiagge artificiali è stato eseguito dalla Technital s.p.a. Si ringraziano inoltre l'ing. Fabio Mondini e l'ing. Davide Saltari per la preziosa collaborazione e per aver curato l'esecuzione di alcune simulazioni condotte con i modelli numerici.

Bibliografia

- Abernety C.L. e Gilbert, G. (1975) - *Refraction of wave spectra*, HR Wallingford, Report No INT 117, England.
- Benassai E., Gentilomo M., Ragone A. Setaro F. e Tomasicchio U. (1997) - *Littoral restoration by means of protected beach nourishment. Recent Italian works (Venetian and Tyrrhenian-Calabrian coasts)*, AIPCN, PIC '97, Venezia, Italia.
- Cartoni S., De e Girolamo P. (1996) - *Un recente modello numerico per lo studio dell'evoluzione del profilo trasversale di una spiaggia (in Italian)*. Proc. of the XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Torino, Italia.
- Cecconi G. e Maretto G.P. (1996) - *La cava sottomarina per il ripascimento del litorale della Laguna di Venezia*. 4° Congresso AIOM, Padova, Italia.
- Dorrestein R. (1960) - *Simplified method of determining refraction coefficients for sea waves*. J. Geophys. Res., V 65, No 2.
- Hanson H. e Kraus N.C. (1989) - *GENESIS: generalized model for simulating shore-line change, Report 1, technical reference*. Tech. Rep. CERC-89-19, U.S. Army Engr. Waterways Exp. Stn., Coastal Engrg. Res. Centre, Vicksburg, MS.
- Horikawa K. (1988) - *Nearshore dynamics and coastal processes*. University of Tokyo press, Japan.
- HR Wallingford, (1992a), *Venice Lagoon Study B7.2/3rd Phase: Model Tests for the Pellestrina Littoral*. HR Wallingford, Report EX 2524, England.
- HR Wallingford (1992b) - *Venice Lagoon Study B7.2/4th Phase: Model Tests for the Cavallino Littoral*. HR Wallingford, Report EX 2661, England.
- Longuet-Higgins M.S. (1957) - *On the transformation of a continuous spectrum by refraction*. Proc. Camb. Phil. Soc., V 53, No 1.
- Noli A., Galante F. e Silva P. (1993) - *Il progetto di ripascimento dei litorali veneziani eseguito dal Concessionario dello Stato sotto il controllo dell'Ufficio G.C.OO.MM. di Venezia*. Giornate Italiane di Ingegneria Costiera, Genova, Italia.
- Silva P. e De Girolamo P. (1993) - *Interventi di ripascimento artificiale sul litorale di Pellestrina (VE)*. In: Aminti P. e Pranzini E. Ed. "La difesa dei litorali in Italia", Edizioni delle Autonomie, Roma, Italia, pp. 269-282.
- Silvester R. e Hsu J.R.C. (1993) - *Coastal stabilization*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

Verifica su modello numerico di un intervento per il contenimento dell'erosione a sud di Marina di Pisa

Giuseppe Ghezzi¹, Valerio Milano² e Alberto Noli³

¹ Piazza Andrea del Sarto 5, Pisa.

² Dipartimento di Ingegneria Idraulica Trasporti e Strade, Università degli Studi di Pisa.

³ Dipartimento di Ingegneria Edile Idraulica e del Territorio, Università di Roma «La Sapienza».

Riassunto

Vengono illustrati i criteri seguiti per la progettazione di un intervento di protezione del litorale sabbioso a sud della foce dell'Arno, soggetto ad un continuo processo di erosione. Si tratta di un intervento di ripascimento artificiale effettuato con sabbia dragata nel tratto terminale dell'alveo dell'Arno e quindi con caratteristiche simili a quella presente sulle spiagge. Il ripascimento è stato protetto da una scogliera parallela sommersa il cui comportamento è stato studiato con un moderno modello numerico.

Premessa

Il litorale pisano, della lunghezza di 26 km, si estende dal Fosso della Bufalina a nord alla foce del Calambrone a sud e costituisce la parte meridionale dell'unità fisiografica, lunga 65 km, delimitata da Punta Bianca e dal porto di Livorno. La parte centrale di tale litorale, a cavallo della foce del fiume Arno, dopo un lungo periodo di incessante avanzamento, è andata incontro ad un cospicuo fenomeno erosivo, a partire dalla seconda metà dello scorso secolo (Aiello et al., 1975; Bartolini et al., 1989). Tale fenomeno ha avuto inizio con la demolizione dell'apice del delta dell'Arno, propagandosi lungo il litorale, sia verso nord che verso sud, con modalità diverse: a nord l'arretramento della linea di riva, che ha interessato la spiaggia di S. Rossore e che non è stato in pratica ostacolato, ha superato addirittura i 1.000 m; a sud, invece, per difendere l'abitato di Marina di Pisa sono state realizzate a più riprese opere a mare di protezione, per cui l'arretramento è stato contenuto in circa 100 m (Milano, 1986). Peraltro a partire dall'anno 1970 circa l'arretramento a sud di Marina di Pisa è divenuto più veloce determinando una serie di interventi d'urgenza che hanno spostato progressivamente sempre più verso sud il fenomeno erosivo.

Considerata la gravità del fenomeno stesso, l'Autorità di Bacino del Fiume Arno ha stanziato un primo finanziamento di lire 2 miliardi per un intervento di contenimento dell'erosione nell'ambito di un progetto generale di sistemazione ben più ampio. Il comitato istituzionale della suddetta Autorità di Bacino, con deliberazione n°78 del 31.10.1995, identificava nella Regione Toscana la competenza amministrativa e nel Comune di Pisa quella territoriale per la realizzazione dell'intervento suddetto.

Nella progettazione ci si è avvalsi dei molti studi sul litorale pisano noti nella letteratura tecnica, alcuni dei quali effettuati dagli scriventi (Noli et al., 1984; Aminti 1989; Bartolini et al., 1989). La scelta dell'ampiezza del tratto di litorale da difendere è stata fatta in base all'entità delle risorse finanziarie disponibili, immediatamente per il progetto esecutivo, ed a lungo termine per il progetto generale.

In tale ottica si è stabilito di non intervenire lungo il tratto della lunghezza di 2,4 km immediatamente a sud della foce dell'Arno e prospiciente all'abitato di Marina di Pisa, sia perché esso risulta già protetto da scogliere radenti e da scogliere foranee, sia perché la sua linea di riva si trova ben più lontana dalla posizione di equilibrio naturale, proprio per la presenza delle suddette opere, per cui un suo avanzamento avrebbe comportato costi assai più elevati, sia in termini di opere da realizzare che di costi di manutenzione.

A tale tratto di litorale fa seguito, verso sud, un altro tratto lungo circa 1,5 km in cui sono state realizzate, per lo più dai proprietari degli stabilimenti balneari, alcune scogliere parallele, a volte associate a pennelli; queste opere, eseguite senza alcun piano preordinato, hanno in qualche modo combattuto il fenomeno erosivo, spostandolo però sottoflutto, cioè verso sud.

Nel successivo tratto di litorale della lunghezza di circa 1.500 m, la linea di battigia, dopo un incessante avanzamento dal 1851 al 1939, ha subito un arretramento medio di 70-80 m e, anzi, il fenomeno erosivo si è spinto in effetti ancora più a sud, fin oltre il Largo Belvedere di Tirrenia, se si fa riferimento alla consistenza della spiaggia sommersa.

Nel progetto generale si è perciò previsto di intervenire in un tratto di litorale della lunghezza di 2.600 m, che si estende dalla fine dell'abitato di Marina di Pisa fin quasi al centro di Tirrenia, per contenere il fenomeno erosivo già in atto ed impedire che esso possa raggiungere in futuro la gravità con cui si è manifestato a nord, provocando la distruzione della macchia mediterranea, recando ingenti danni alle attrezzature turistiche e balneari ed alle infrastrutture e costruzioni.

Il progetto di difesa del litorale

La scelta di intervenire con moderne opere di difesa è stata condizionata dal concetto informatore che il deficit attuale di bilancio sedimentario costiero rende indispensabile la realizzazione di un elemento dissipativo che abbatta, lato mare, l'energia del moto ondoso incidente e che protegga, lato terra, il versamento di sedimenti, eseguito per ricostruire la spiaggia emersa e quella sommersa (Noli, 1988).

Come è noto, negli ultimi anni nella nostra nazione sono state privilegiate due soluzioni contrapposte per ottenere il fine illustrato; la prima comprende il ripascimento artificiale protetto mediante una scogliera (barra) sommersa (a quote comprese fra -1,50 e -2,00 m s.m.) e pennelli trasversali sommersi in gran parte del loro sviluppo e posti ad un notevole interesse; la seconda consiste in ripascimenti protetti con scogliere di elevata larghezza a piccola sommergenza (mai superiore a 0,50 m rispetto al livello medio marino). Spesso la prima soluzione è stata paragonata ad un «irrigidimento» delle condizioni tipiche di una spiaggia mediterranea in equilibrio (in questo senso talvolta si è fatto a meno anche dei pennelli trasversali), la seconda ad una barriera artificiale simile a quella delle barriere coralline, che difendono le spiagge dei mari tropicali.

Nel caso del litorale pisano si è prescelta la prima soluzione, perché meglio si inserisce nel contesto naturale. L'abbattimento dell'energia del moto ondoso è certamente inferiore a quello delle barriere quasi emergenti, ma nello stesso tempo sono minori i pericoli per la balneazione e migliore risulta il ricambio acqueo delle zone marine delimitate.

E' comunque da richiamare che la presenza della barra sommersa longitudinale ha non solo lo scopo di costituire un «piede» per il materiale di ripascimento, riducendo le perdite trasversali, ma anche quello di attenuare drasticamente il trasporto longitudinale, limitando la messa in sospensione delle sabbie nella zona di più intensa turbolenza corrispondente alla fascia di frangimento.

La scogliera sommersa, costituita da tre strati di massi, è prevista ad una distanza media di 150 m dall'attuale linea di riva, in un fondale variabile da 2,80 a 4,50 m. La berma ha una lunghezza di 13,50 m ed una sommergenza di 1,50 m; il paramento interno ha una pendenza di 1/3 e quello esterno, dotato di una risberma, di 1/4. I pennelli sono previsti ad un interesse medio di 340 m e servono a limitare gli spostamenti longitudinali dei sedimenti che verranno versati.

Si è previsto di prelevare la sabbia necessaria per il ripascimento dal tronco terminale del fiume Arno, che da alcuni anni è soggetto ad intensi fenomeni di deposito e andrebbe perciò comunque dra-

gato, per rendere sicura la navigazione. Ciò consente di ridurre fortemente il costo dei versamenti di sedimenti, che in genere risulta assai elevato. La sabbia dell'Arno, inoltre, è di pezzatura ottimale, essendo di granulometria un po' più grossolana di quella presente nella spiaggia sommersa da ripascere.

Il ripascimento artificiale a tergo della scogliera risulta mediamente di 115 m^3 per m di litorale e permette di ridurre la pendenza media della spiaggia sommersa dal valore medio attuale del 2% al 1,2%, con un avanzamento della linea di riva di 20-25 m.

La protezione fornita della scogliere e dai pennelli, la minor pendenza dei fondali rispetto a quella attuale e la granulometria più grossa della sabbia da versare rispetto a quella attualmente presente sul posto, conferiranno al ripascimento artificiale elevate garanzie di stabilità.

Studio su modello numerico

Le scelte progettuali eseguite sono state sempre verificate attraverso l'impiego di un idoneo modello matematico, che ha permesso di confrontare la futura evoluzione del litorale, ed in particolare della linea di battigia, in assenza ed in presenza dell'intervento di difesa.

Il modello ricade nella categoria dei modelli ad una linea, che secondo numerosi Autori (Hanson e Kraus, 1987) sono gli unici utilizzabili ai fini progettuali, pur tenendo conto delle notevoli semplificazioni che vengono introdotte nelle formulazioni analitiche poste a base dello sviluppo numerico. Il modello, denominato Aries, è stato implementato dalle Società Enel-Modimar ed è stato progressivamente perfezionato, introducendovi fra l'altro la possibilità di simulare, oltre ai pennelli trasversali ed alle opere di difesa longitudinali, aderenti o al largo, anche le opere longitudinali sommerse, utilizzando a tal fine le più recenti formulazioni di Van Der Meer (1993).

La fase più delicata di impiego del modello, che richiede una conoscenza approfondita dei limiti del modello stesso e della fisica dei fenomeni simulati, è quella di «calibrazione» (o taratura), cioè di riproduzione dell'evoluzione passata. In tale fase entra in gioco particolarmente la conoscenza del «clima» d'onda, fattore determinante sull'evoluzione della linea di battigia e generalmente noto con scarsa precisione. Una particolare attenzione è stata dedicata all'argomento, considerando tutti i precedenti studi noti, oggetto di pubblicazione, i quali hanno sempre utilizzato metodi di ricostruzione del moto ondoso a partire dai dati di vento (Noli et al., 1984). I risultati ottenuti sono stati impiegati dagli Autori degli studi indicati, per studiare l'equilibrio del litorale sia a nord che a sud della foce dell'Arno, ricevendo così una indiretta validazione. In questo particolare progetto si sono anche considerati, a titolo di controllo e di verifica, i dati misurati direttamente nella stazione ondometrica di La Spezia, che fa parte della rete ondometrica nazionale (R.O.N.). A conclusione dello studio si è infine deciso di adottare anche in questo caso il «clima» utilizzato da Noli e Benassai (1984) per la valutazione degli effetti indotti sulla spiaggia di Tirrenia da un ampliamento ipotizzato per il porto di Livorno.

Un altro aspetto studiato con accuratezza è stato quello delle portate solide del Fiume Arno, nel loro andamento temporale, caratterizzato da una progressiva riduzione negli ultimi anni, e nella granulometria del loro trasporto solido.

Relativamente alla «taratura» del modello, si è voluto indagare preliminarmente sulla capacità di riprodurre il rilevante avanzamento della linea di battigia verificatosi fra gli anni 1881 e 1911, ricorrendo per tentativi al valore di portata solida ($300.000 \text{ m}^3/\text{anno}$) che ha alimentato la spiaggia nel periodo in questione.

Per ottimizzare la sovrapposizione fra valori calcolati e misurati si è dovuto intervenire con una lieve modifica della risultante energetica del moto ondoso incidente rispetto al valore ottenuto dai dati ricostruiti. Si è poi assunto il clima così modificato anche per la simulazione della spiaggia attuale, ottenendo risultati che mostrano la validità dell'ipotesi di un quasi annullamento degli apporti solidi da parte dell'Arno. Viceversa il regime del moto ondoso non sembra abbia subito significativi mutamenti nell'arco di tempo di oltre un secolo che va dal 1881 al giorno d'oggi.

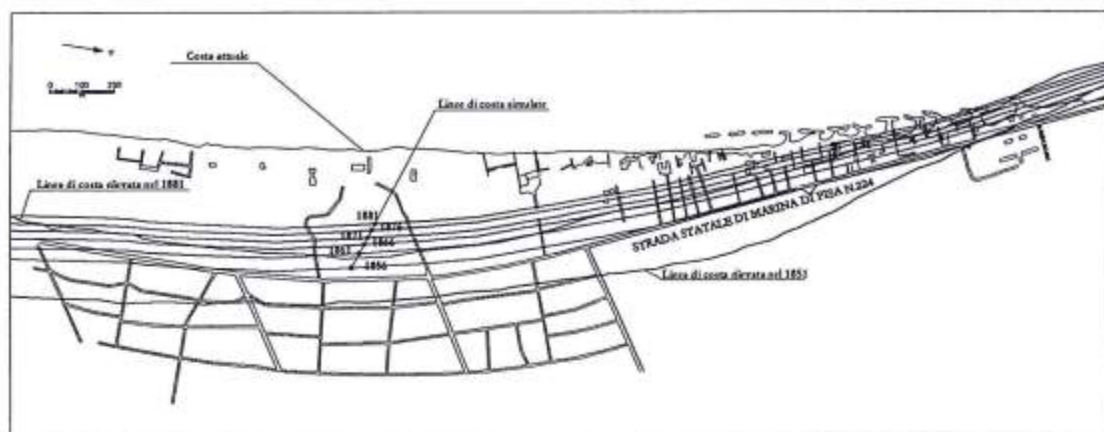


Figura 1 - Fase di taratura: simulazione della costa dal rilievo 1851 sino al 1881.

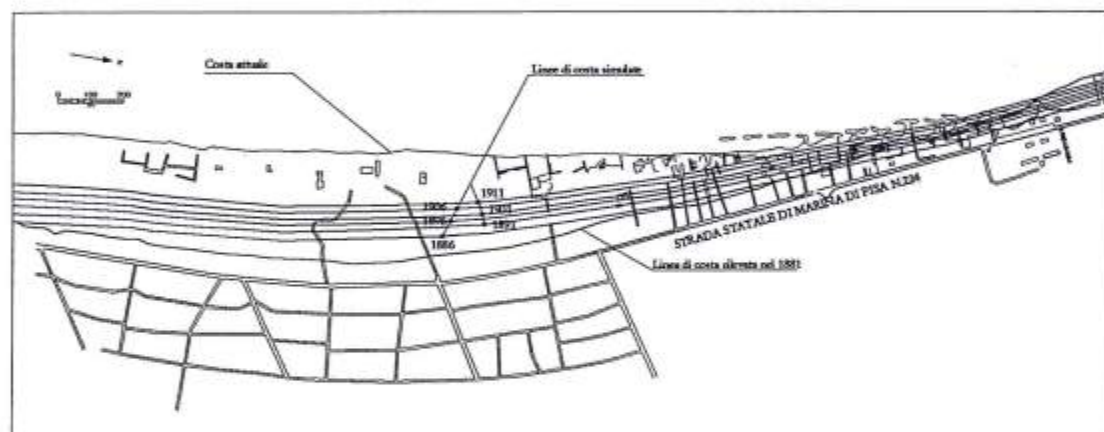


Figura 2 - Fase di taratura: simulazione della costa dal rilievo 1881 sino al 1911.

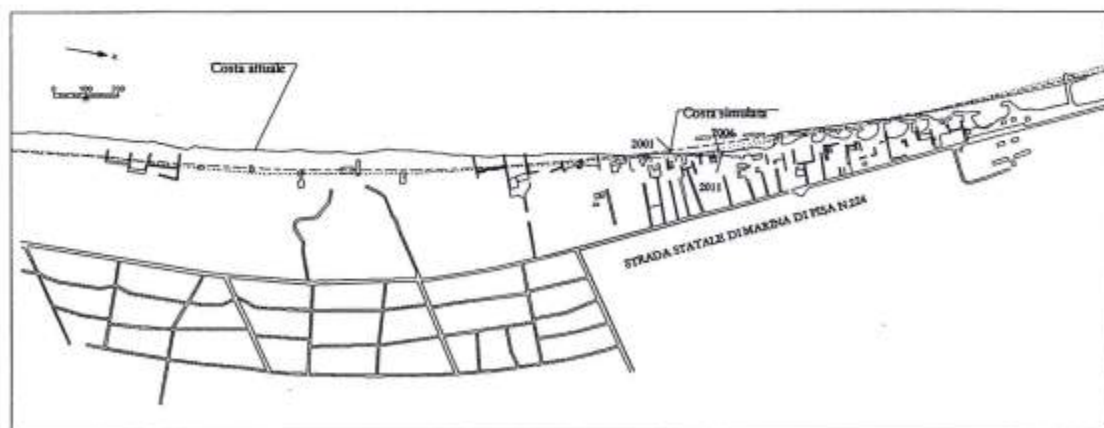


Figura 3 - Fase di verifica: simulazione della linea di battigia dalla situazione attuale (1996) al 2011 in assenza di opere.

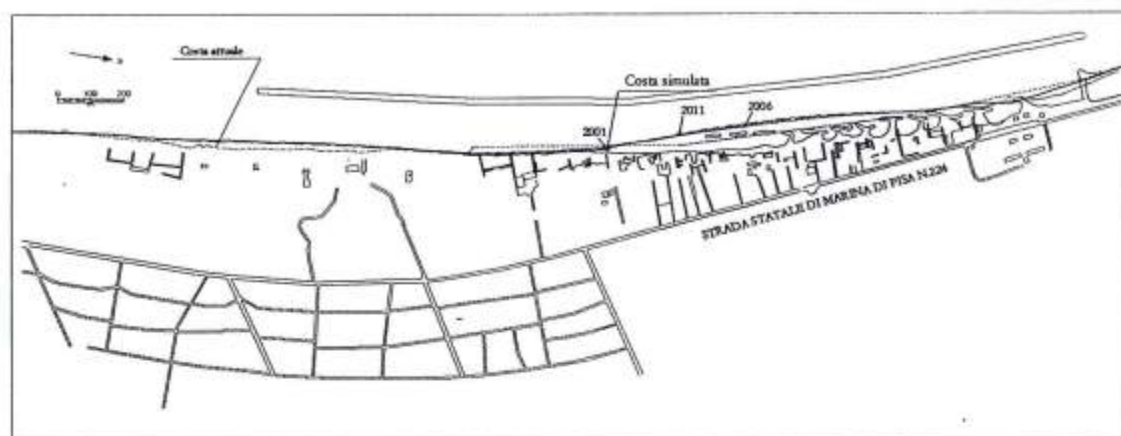


Figura 4 - Fase di verifica : simulazione della linea di battigia dalla situazione attuale (1996) al 2011 in presenza della sola barriera sommersa.

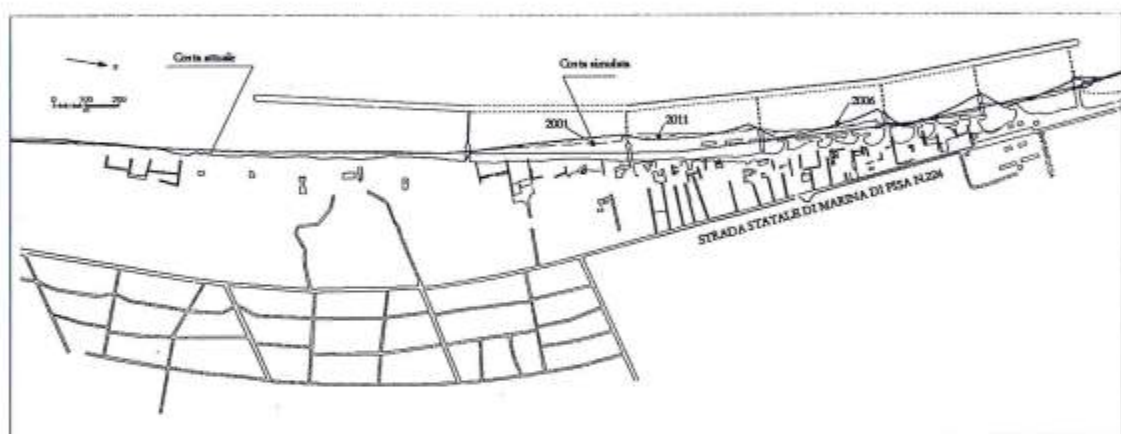


Figura 5 - Fase di verifica : simulazione della linea di battigia dalla situazione attuale (1996) al 2011 in presenza della barriera sommersa e di sci pennelli trasversali.

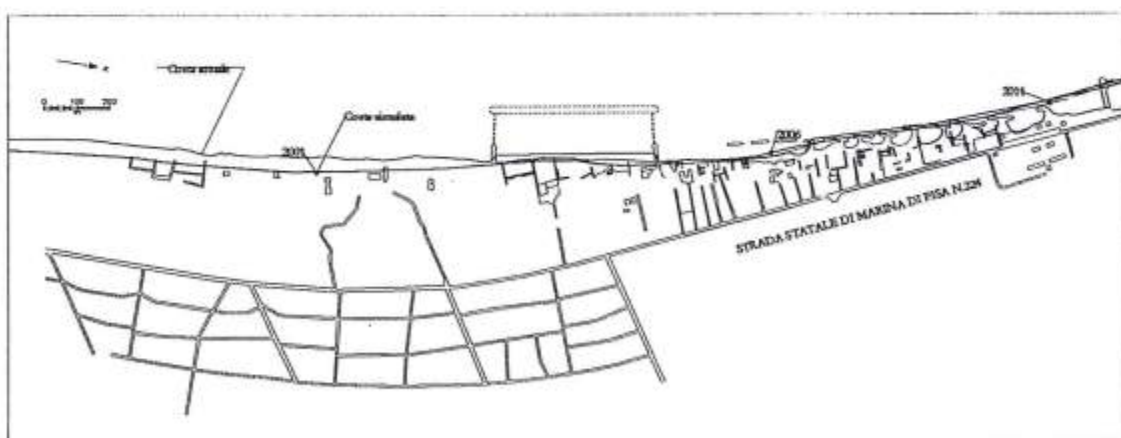


Figura 6 - Fase di verifica : simulazione della linea di battigia dalla situazione attuale (1996) al 2011 in presenza del solo intervento di primo stralcio.

Terminata la fase di taratura (Figg. 1 e 2) si è proceduto, con il modello ad una linea, alla fase di previsione del futuro andamento della linea di battigia confrontando la soluzione senza opere (Fig. 3) con quella comprendente la sola barra sommersa ed infine con quella comprendente sia la barra sommersa (Fig. 4) che i pennelli trasversali di contenimento, previsti in numero di sei (Fig. 5).

Conclusioni

I risultati principali delle elaborazioni mostrano l'indubbia utilità degli interventi previsti, con riduzione dell'erosione nella zona di Tirrenia «a valle» degli interventi (per migrazione di parte dei sedimenti versati) e graduale ripascimento procedendo verso Marina di Pisa. La presenza dei pennelli rende l'avanzamento della linea di battigia più uniforme lungo il litorale rispetto all'assenza dei pennelli stessi. Non sono rappresentate alcune simulazioni eseguite con diverso interasse dei pennelli che hanno consentito di ottimizzare la loro posizione definitiva, che è stata prescelta anche in vista della preesistenza di ubicazioni preferenziali (confini di stabilimenti balneari, pennelli residui, etc.). Il progetto stralcio esecutivo prevede la protezione di un primo tratto di litorale lungo 500 m, mediante la scogliera sommersa e due pennelli alle estremità. Anche il comportamento di tale intervento parziale è stato soddisfacentemente verificato con i modelli matematici sopra citati (Fig. 6).

Bibliografia

- AA.VV. (1994) - *L'evoluzione e la dinamica del litorale prospiciente i bacini dell'Arno e del Serchio ed i problemi di erosione della costa*. Autorità di Bacino del Fiume Arno. pp. 116.
- Aiello E., Bartolini C., Caputo, D'Alessandro L., Fanucci F., Fierro G., Gnaccolini M., La Monica G.B., Lupia Palmieri E., Piccazzo M. e Pranzini E. (1975) - *Il trasporto litoraneo lungo la costa toscana fra la foce del Fiume Magra ed i Monti dell'Uccellina*. Boll. Soc. Geol. It., 94, 1519-1571.
- Aminti P. (1989) - *Raccolta ed analisi dei dati relativi ai venti ed al moto ondoso*. In: "Coste Toscane". Regione Toscana. pp. 11-34.
- Bartolini C., Caputo C., Cavazza S., Ceffa L., Celestre P., Cortemiglia G.C., Fanucci F., Fierro G., Gandolfi G., Gnaccolini M., Imperiale G., La Monica G.B., Lupia Palmieri E., Marone V., Mordenti A., Montano F., Nardi M., Paganelli L., Paoletti A., Piacentino G.B., Piccazzo M., Pranzini E. e Versino L. (1976) - *Area campione Alto Tirreno. Ricerche sul regime e la conservazione dei litorali. Rapporto 1974*. La Ricerca scientifica, 92, 61-126.
- Bartolini C., Cipriani L. E. e Pranzini E. (1989) - *Caratteristiche geomorfologiche ed evoluzione della linea di riva del litorale toscano: documenti e criteri di lettura*. In: "Coste Toscane". Regione Toscana. pp. 35-56.
- Gandolfi C. e L. Paganelli - *Il litorale toscano fra Piombino e la foce dell'Ombro - Composizione, provenienza e dispersione delle sabbie*. Boll. Soc. Geol. It. 94: 1811-1932.
- Hanson H. e Kraus N.C. (1989) - *GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change*. CERC Report: 89-19.
- Milano V. (1986) - *Modello dell'evoluzione di un tratto di litorale costruito sulla base di dati storici e sperimentali*. Giornale del Genio Civile, Fasc.4-5-6.
- Noli A. (1988) - *Difendere la spiaggia rispettando l'ambiente*. Rivista VIA, n.8.
- Noli A., Brampton A. e Franco L. (1984) - *Mathematical model of shoreline north of River Arno (Pisa)*. Idrotecnica, n.1.
- Noli A., Galante F. e Silva P. (1993) - *Il progetto di ripascimento dei litorali veneziani: indagini, studi modellistici e breve descrizione delle opere previste*. Giornate italiane di Ingegneria Costiera, Genova. Vol. D pp. 74-89.
- Noli A. e Benassai E. (1984) - *A study of the effects of a proposed extension to the Leghorn on the adjacent northern coastline*. Int. Symp. «Maritime Structures in the Mediterranean Sea», Atene. pp. 4.15-4.28.
- Van Der Meer (1993) - *Conceptual design of rubble mound breakwater*. Delf Hydraulics, Publ. n. 483.

L'intervento di riequilibrio della spiaggia di Fondi-Sperlonga

Giorgio Berriolo

Via Berninzoni 72, 10028 Spotorno, Savona

Riassunto

Vengono qui presentati i risultati di un primo intervento di riequilibrio della spiaggia di Fondi-Sperlonga (15 Km) realizzato mediante versamento di materiale grossolano (5-30 mm) su spiaggia sottile (0.2 mm) e la costruzione di un primo setto sommerso in sacchi di sabbia. Il versamento di ghiaia ha consentito la risalita verso riva di grandi volumi di sabbia nativa presente sui fondali antistanti, con la ricostruzione della spiaggia scomparsa su di un fronte di quasi 3 Km. Il setto sommerso, realizzato presso il promontorio di Sperlonga, ha determinato, sollevando le correnti di riflesso determinate dalla pareti rocciose del promontorio stesso, la sedimentazione di sabbia nativa con avanzamento della linea di riva di oltre 80 m su di un fronte di oltre 300 m.

Premessa

La spiaggia di Fondi-Sperlonga costituisce la parte orientale del vasto arco sabbioso che si stende per ben 30 Km tra il promontorio del Circeo e quello su cui sorge Sperlonga. La spiaggia è alimentata, oltre che dai corsi d'acqua locali (Portatore, Sisto ed altri minori) in modo prevalente dal flusso detritico che, provenendo da Nord, supera il promontorio del Circeo. Il movimento dei sedimenti è oggi fortemente ostacolato dagli aggetti del porto di S. Felice Circeo e di quello di Terracina. Il trasporto sedimentario è massimo presso il Circeo e decresce gradualmente verso Levante, fino al promontorio di Sperlonga, che tuttavia è ancora superato da un debole flusso. Nei primi anni '70 l'arco occidentale, compreso tra il promontorio del Circeo ed il porto di Terracina, è stato fortemente squilibrato dalla costruzione, nel 1965, del porto di S. Felice Circeo ed è stato oggetto di un progetto (Berriolo, 1993) parzialmente realizzato dalla Regione Lazio fra il 1980 e il 1994. Con l'ampliamento del porto di Terracina, negli ultimi anni '70, anche l'arco occidentale è stato investito dall'erosione (Studio Volta, 1985).

Il progetto generale

Successivamente, l'Amministrazione Provinciale di Latina predispose un progetto (Berriolo, 1990) per l'importo complessivo di 25 miliardi di Lire, con un primo stralcio esecutivo dell'importo di 3.5 miliardi, che fu finanziato e successivamente appaltato dalla Regione Lazio nel Dicembre 1995. All'epoca della redazione del progetto, all'estremità occidentale di un arco sabbioso di ben 15 Km, verso il porto di Terracina, si registrava una fortissima erosione, in particolare tra il Rio Canneto ed il distributore della Esso; tanto che su di un fronte di quasi tre chilometri la spiaggia era praticamente scomparsa. Il mare batteva contro i muri verticali delle proprietà private (Figure 1) e solo nel periodo estivo si formavano brevi spiagge di pochi metri di profondità.

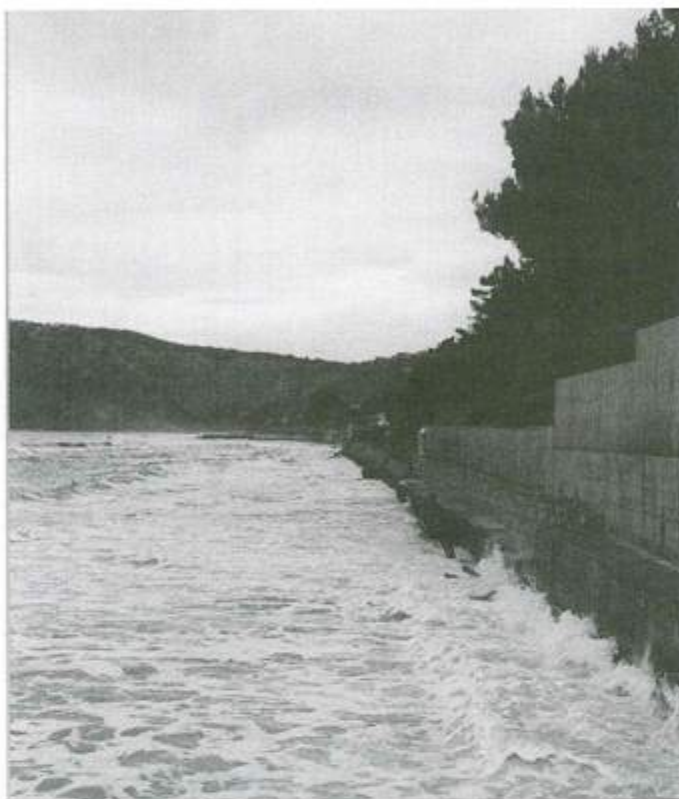


Figura 1 - Il litorale di Fondi all'inizio dei lavori, sullo fondo i moli del canale Caneto.



Figura 2 - La spiaggia dal promontorio di Sperlonga.

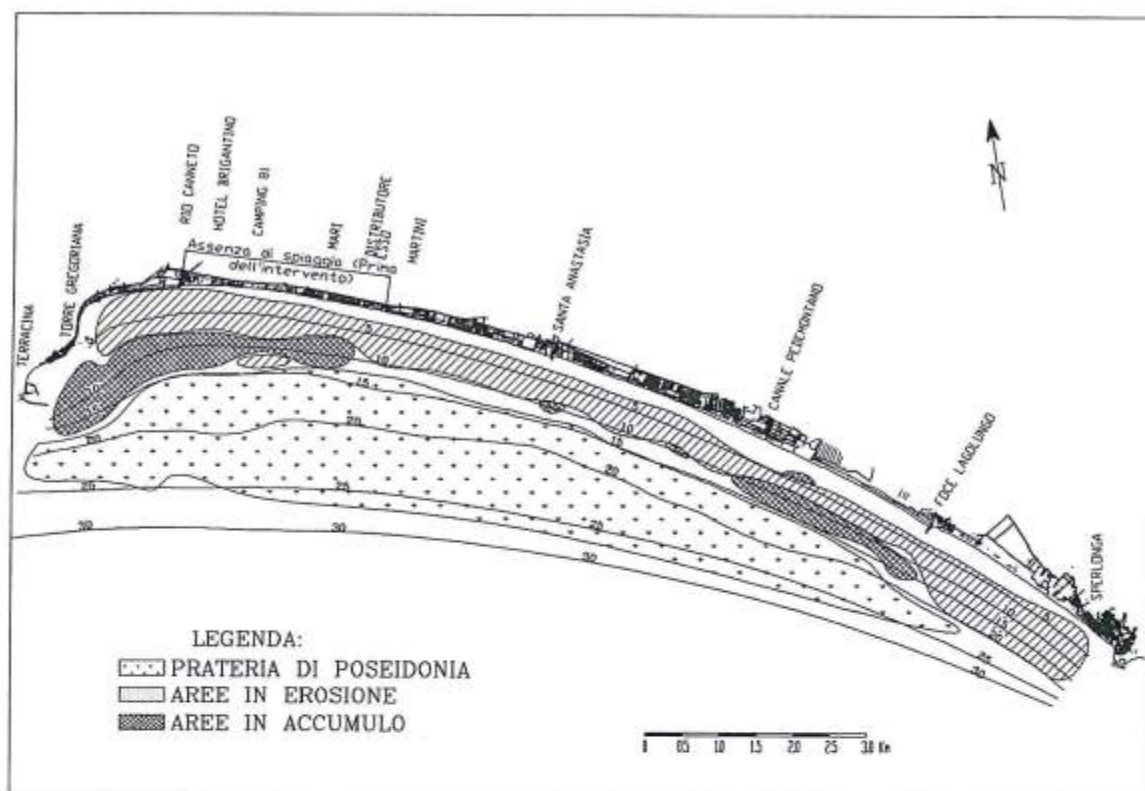


Tavola 1 – Confronto fra i rilievi batimetrici del 1985 e quelli del 1996.

Nell'ampio arco centrale si notava un ritiro diffuso e all'altro estremo, in corrispondenza del promontorio su cui sorge Sperlonga, la spiaggia aveva subito un ritiro per cui il mare giungeva a battere contro un riempimento in pietrame (Figura 2).

Gli studi a base del progetto erano giunti alla conclusione che il dissesto era dovuto principalmente al fatto che il molo del Porto di Terracina determinava un allontanamento verso gli alti fondali del flusso detritico proveniente da Ponente e che l'azione di riflesso del mare contro i muri verticali aveva innescato un fenomeno di allontanamento verso gli alti fondali del flusso detritico residuo. Tale tesi fu confermata dal confronto fra i rilievi batimetrici del 1985 e quelli del 1996 (Tav. 1).

Il progetto generale, sviluppato secondo l'impostazione già attuata per l'arco Terracina – San Felice Circeo e discusso in modo più approfondito in Berriolo, 1993, fu impostato con la previsione di realizzare una serie di setti sommersi, iniziando dal promontorio di Sperlonga e procedendo verso ponente, e contemporaneamente di attuare versamenti di materiale di elevata granulometria prevalentemente nel tratto di circa 2.750 m posto a levante di Rio Canneto al fine di per assorbire il riflesso e costituire una fondazione alla spiaggia.

Il progetto generale (Tav. 2) prevede inoltre di proseguire successivamente con un grande versamento di sabbia per 2.000.000 di metri cubi, prelevata dal fondale marino in una zona di accumulo individuata sottoflutto al Porto di Terracina (vedi Tavola 1).

Il progetto di primo stralcio

Con il primo stralcio si proponeva di versare 100.000 mc di ghiaietto (tipo A 0.5 – 15 mm e tipo B 15 - 20 mm) nel primo tratto privo di arenile di 2.750 m a levante del Rio Canneto e la costruzione di due setti sommersi all'estremità opposta. Le granulometrie del materiale di ripascimento A e B e quelle del sedimento naturale (estremamente omogeneo) sono illustrate nella Tavola 3.



Figura 3 - Il versamento aderente in corrispondenza del Varco dell'Hotel Brigantino verso il Rio Canneto.



Figura 4 - Il versamento aderente verso levante.

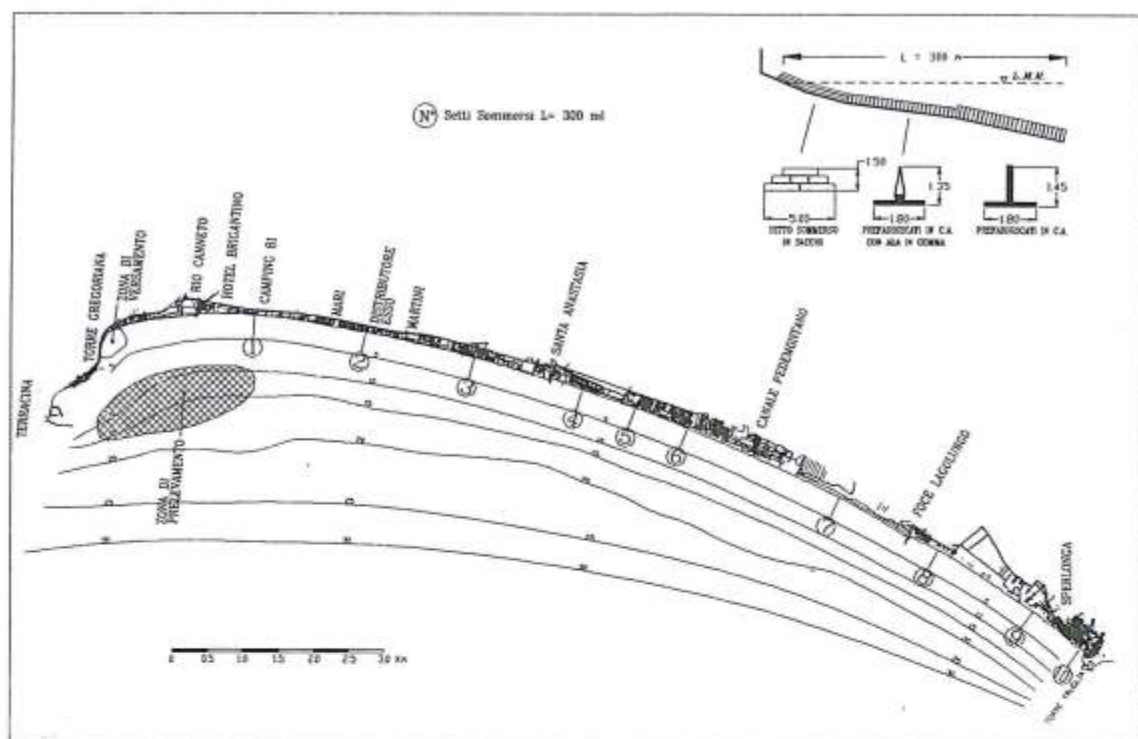
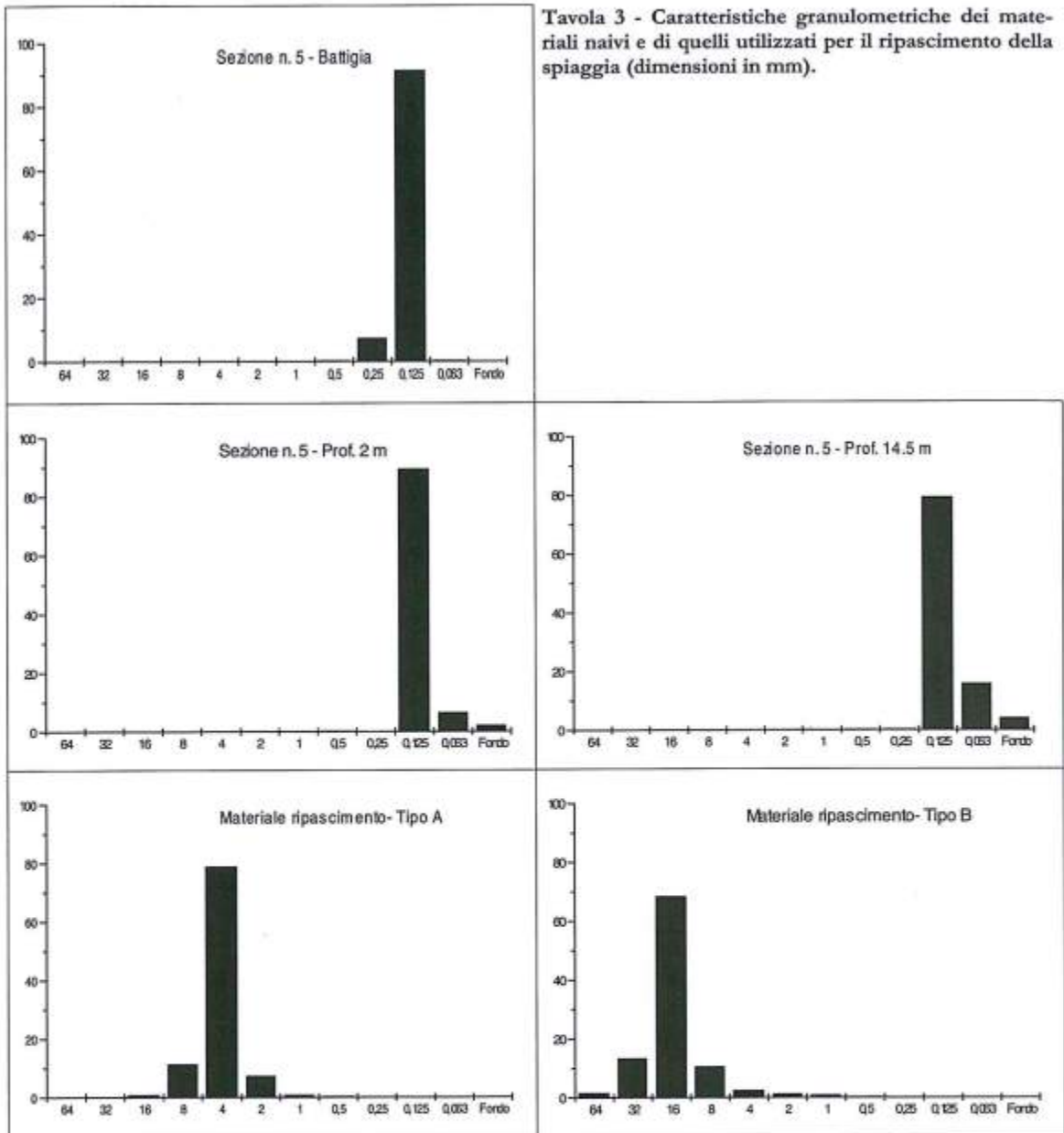


Tavola 2 - Schema del progetto generale di riequilibrio di Fondi e Sperlonga.

Il progetto, approvato dalla Regione Lazio, non trovò consenziente il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che, con voto 477 del 13/12/95, esclude la realizzazione dei setti sommersi, sia in sacchi che in prefabbricato, in quanto ritenuti inefficaci, ed acconsenti solo alla effettuazione del ripascimento. Ciò, nonostante che i setti sommersi avessero già dato ottimi risultati in ben tre interventi della Regione Lazio, proposti da chi scrive, in provincia di Latina (Minturno, Formia e Vindicio) e a Terracina, dove era stato anche realizzato un setto in elementi prefabbricati in c.a. con ottimi risultati sia dal punto di vista funzionale che strutturale, ormai collaudato e funzionante dal 1989 con esito positivo.

Pur con il progetto così mutilato, i lavori furono consegnati ed iniziarono nel Maggio del 1996 con i versamenti a ponente, nel tratto ormai privo di spiaggia (Tavola 4). Con il mare che batteva violentemente sui muri verticali delle proprietà private, furono effettuati i versamenti di ripascimento in modo da creare, in un primo tempo, una coltre assorbente per evitare il violento riflesso, e, successivamente, in profondità, per distribuire meglio il materiale nella fascia antistante (Figure 3, 4 e 5).

Con i rilievi di prima pianta in sede di consegna fu possibile procedere ad una sovrapposizione delle sezioni batimetriche con un precedente rilievo eseguito dalla stessa ditta nel 1986. Dal confronto risultò che si era andata formando, nei nove anni, una grande fascia di deposito sabbioso tra i fondali di 8 e di 15 metri dal porto di Terracina su un fronte di circa 4 Km, mentre risultava in erosione la zona costiera fino ad una profondità di circa 8 metri (vedi Tavola 1). I lavori di ripascimento sul fronte di circa 2750 metri, compreso tra la foce del Canneto ed il distributore Esso, iniziarono nel Giugno '96, per essere sospesi ai primi di Luglio per la stagione balneare, e ripresi nell'Ottobre '96, per essere sospesi nuovamente nell'Aprile '97, in attesa della approvazione di una perizia suppletiva. Nel Settembre '97 fu possibile effettuare un nuovo rilievo batimetrico analogo a quello eseguito nel Giugno '96. La Tavola 5 illustra le variazioni batimetriche verificatesi in questo intervallo di tempo e risulta evidente l'inversione di tendenza verificatasi sui fondali, con la sedimentazione nella fascia prossimale e l'erosione su quella distale.



In sostanza, si riscontra una risalita dei sedimenti nativi verso la parte alta della spiaggia, dovuta all'eliminazione del riflesso del moto ondoso sulle pareti verticali. In particolare, tra la linea di costa (muri delle proprietà private su i quali batteva il mare) ed il fondale -2 m si è registrato un accumulo di circa 170.000 mc di materiali, a fronte di un versamento di soli 97.600 mc. L'intervento, pertanto, oltre a dimostrare l'efficacia dei versamenti di materiale di ripascimento di elevata granulometria anche in spiagge costituite da sabbia fine, rende evidente l'effetto di repulsione delle sabbie prodotto dalla presenza di strutture riflettenti investite dal moto ondoso, e di come sia possibile, eliminandolo almeno parzialmente, ottenere la risalita di sabbie native (Fig. 6 e 7). Esso induce anche una riflessione su molti interventi del passato, in situazioni simili, che sono stati affrontati con la costruzione di barriere in scogliera emersa e sommersa, rendendo impossibile la risalita delle sabbie.



Figura 6 - La spiaggia in corrispondenza del distributore Esso nel Maggio 97 (confrontare con Figura 2).

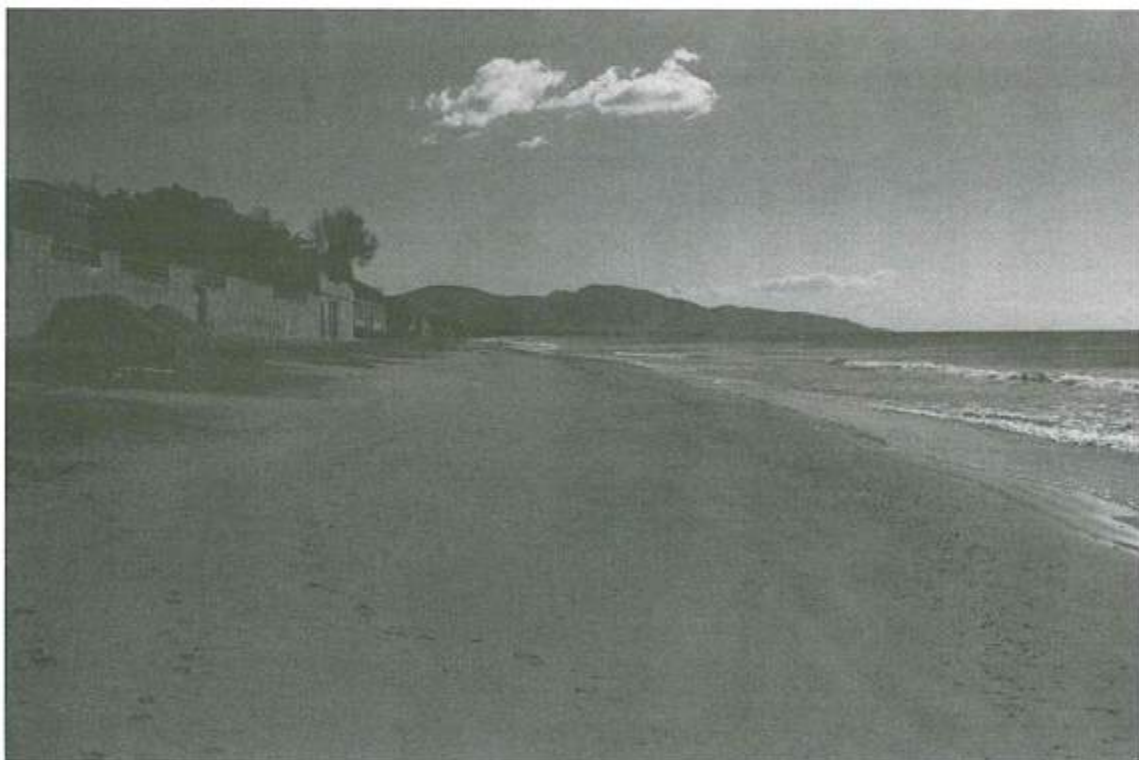


Figura 7 - Maggio 1997, la sabbia nativa ha quasi interamente ricoperto il materiale di ripascimento.



Figura 8 – La spiaggia del promontorio di Sperlonga nel Novembre del 1998.

Le ultime fasi dei lavori

Nel frattempo, e cioè nel Gennaio del 1998 (data della ripresa dei lavori dopo l'approvazione della perizia suppletiva), si è proseguito con ulteriori versamenti di materiale di tipo A effettuati circa 100 metri a levante del molo di Rio Canneto, in forma di massiccio promontorio. Si è infatti constatato che, essendo il trasporto litoraneo diretto prevalentemente verso levante, una tale tecnica potrà assicurare per un tempo più lungo una certa alimentazione alla spiaggia ricostruita, in attesa delle ormai note lunghissime pratiche burocratiche che forse potranno, in futuro, consentire il proseguimento dell'opera.

Una tale decisione ha comportato un maggiore inghiaimento della spiaggia del primo chilometro a levante di Rio Canneto, ma con ciò si è ritardata la ripresa dell'azione di riflesso.

Un ulteriore versamento di materiale di tipo A, per circa 10.000 mc, è attualmente in corso all'estremità occidentale del litorale.

Bibliografia

- Berriolo G. (1985) - *Metodi di difesa delle spiagge*. In: E. Pranzini, "La gestione delle aree costiere". Edizioni delle Autonomie, Roma. pp. 145-171.
- Berriolo G. (1990) - *Progetto generale per il riequilibrio della spiaggia tra Torre Fagonia e Torre Truglie*. Regione Lazio.
- Berriolo G. (1993) - *Interventi di riequilibrio delle spiagge della provincia di Latina*. In: Aminti e Pranzini "La difesa dei litorali in Italia". Edizioni delle Autonomie, Roma. pp. 153-173.
- Studio Volta (1985) - *Studio generale sul regime delle spiagge laziali e delle isole pontine*. Regione Lazio, pp. 272.

La ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone

Martina Pacini¹, Enzo Pranzini¹ e Giorgio Sirito²

¹Dipartimento di Scienze della Terra, Via Jacopo Nardi 2, 50132 Firenze.

²Studio Sirito, Via Card. Mistrangelo 7, 17100 Savona.

Riassunto

La spiaggia di Cala Gonone è stata oggetto di un ripascimento artificiale protetto, per brevi tratti, da secche semi-affioranti. Il materiale versato è costituito da ghiaia prodotta mediante frantumazione di roccia coerente, prima calcare e, successivamente, granito fortemente alterato. Lo studio dell'evoluzione morfologica e sedimentologica della spiaggia dimostra la grande stabilità dell'intervento, dovuta essenzialmente alla elevata permeabilità e porosità dei materiali utilizzati. Il materiale carbonatico ha subito, già dopo un anno di attacco del moto ondoso, un arrotondamento sufficiente a garantire una buona fruibilità dell'arenile.

Introduzione

La protezione, la ricostituzione o la creazione di una spiaggia in ambienti ad elevata energia di moto ondoso pone numerosi problemi di tipo ambientale, dato che gli interventi di tipo tradizionale offrono, per questi casi, soluzioni basate su di un grado di difesa estremamente pesante. Si è spesso pensato che per opporsi al moto ondoso non vi fosse altro metodo che quello di impedirne la propagazione verso costa, in genere con opere di difesa parallele di forte impatto paesaggistico.

Questo atteggiamento deriva in buona parte dalla mancanza di conoscenze sulla dinamica dei sedimenti di differente granulometria, parametro, questo, spesso considerato con notevole superficialità, non solo in numerose progettazioni, ma anche nella modellistica numerica ed in quella fisica. Riprova ne è che sono quasi inesistenti modelli morfodinamici per spiagge in ghiaia ed anche la sperimentazione su modello fisico non ha prodotto una letteratura adeguata. Ancor più problematica è la situazione relativa agli studi sulle spiagge miste, sabbia più ghiaia, per le quali non esistono modelli descrittivi e dove anche la campionatura pone non pochi problemi metodologici.

Al di là della semplice considerazione che all'aumentare delle dimensioni dei granuli maggiore è l'energia necessaria a muoverli, e che quindi ripascimenti realizzati con materiali grossolani sono più stabili di quelli effettuati con sedimenti fini, non esistono dati per ottimizzare gli interventi e trovare un giusto compromesso fra le dimensioni dei materiali ed il grado di protezione artificiale. Il risultato è che nelle progettazioni si tende a sovradimensionare le opere a mare o ad affidare solo ad esse la difesa del ripascimento, non ricercando quell'equilibrio ottimale tra fruibilità della spiaggia e impatto ambientale.

La scelta di realizzare una spiaggia in sabbia con una forte protezione artificiale è spesso giustificata dal progettista e dal committente dalla convinzione che una spiaggia in sabbia sia più appetibile per l'industria turistica. Questo può essere vero per alcuni utenti, che attribuiscono alla spiaggia un valore prevalentemente ludico, ma non devono essere tralasciati altri aspetti che conferiscono alla spiag-

ge in ghiaia un valore assai maggiore. In primo luogo la qualità delle acque è tanto maggiore quanto minore è il grado di protezione, che impedisce la circolazione ed il ricambio, in particolare nel periodo estivo. Inoltre, gli inquinanti tendono ad addensarsi nei sedimenti fini, che vengono anche meno "lavati" dal moto ondoso. L'acqua antistante le spiagge in ghiaia è assai più trasparente, poiché scarsi sono i sedimenti in sospensione. Questa caratteristica, oltre ad accrescere il valore estetico di un litorale, ha un effetto psicologico non indifferente, dato che se ne trae l'impressione di un mare meno inquinato. La permanenza dei bagnanti è inoltre più piacevole in quanto la ghiaia non si attacca alla pelle, non "si infila dappertutto", non è trasportata dal vento.

L'insieme di questi aspetti può spostare l'ago della bilancia a favore di un ripascimento in ghiaia, soluzione comunque obbligata laddove esistano forti vincoli ambientali.

L'intervento effettuato a Cala Gonone (Fig. 1) rientra proprio in quest'ultimo caso, poiché il litorale su cui insiste ha un elevatissimo valore paesaggistico e deve essere inserito nel parco del Golfo di Orosei; non era quindi pensabile realizzare strutture massicce a difesa del ripascimento, nonostante che l'energia del moto ondoso raggiunga livelli rilevanti.

Inquadramento geografico

La zona d'intervento è caratterizzata da una falesia attiva costituita da rocce carbonatiche e basaltiche, orlata solo in pochissimi tratti da una esile spiaggia alimentata dall'erosione di alcuni depositi quaternari poco cementati (Orrù e Ulzega, 1987). Lo studio sedimentologico (Mania e Pranzini, 1996) ha infatti consentito di valutare come insignificante l'apporto sedimentario verso costa dai fondali antistanti, dove pur esiste una consistente quantità di sedimenti provenienti dalla foce del Rio Codula di Luna, che sbocca circa 6.5 chilometri più a sud. Questi materiali non sono in grado di alimentare le spiagge presenti alla base della falesia poiché le loro ridotte dimensioni li rendono instabili in questo ambiente. Davanti a Cala Gonone si ritrovano comunque già su di un fondale di 2 metri dove, in parte, coprono un substrato roccioso o ciottoloso. Sulle spiagge sono presenti, oltre ai materiali in equilibrio con la dinamica costiera, numerosi elementi di dimensioni superiori ai ciottoli, che devono essere considerati residuali rispetto al materiale eterogeneo prodotto dal frantumamento della falesia nei suoi tratti costituiti dai depositi quaternari.

La costa, nel suo insieme, è orientata a 20°-200° N, ed è quindi esposta ai mari provenienti da un settore compreso fra nord-est e sud. Sulla base dei dati KNMI del periodo 1960 - 1980 sono state calcolate, fra l'altro, le altezze dell'onda significativa (H_s) dalle principali direzioni di provenienza per differenti tempi di ritorno (1 anno = 2.19 m; 10 anni = 3.24 m; 20 anni = 4.44 m; 50 anni = 5.45 m; 100 anni = 6.26 m) (Cicala, 1998; Dagnino et al., 1988).

Per la parte centrale della spiaggia di progetto è stato calcolato un flusso di energia diretto verso nord, pari a 1.146.000 W/m all'anno. Questa direzione è in accordo con i risultati dello studio sedimentologico e confermata dal fatto che non si ha insabbiamento del lato settentrionale del porto di Cala Gonone.

Il progetto

Lo scopo del progetto era quello di dotare Cala Gonone di una spiaggia in grado di supportare l'attività turistica notevolmente accresciutasi negli ultimi venti anni. Purtroppo non esistono documenti attendibili sui quali basare uno studio dell'evoluzione recente del litorale, ma alcune antiche fotografie e i ricordi dei più anziani indicano che la spiaggia un tempo doveva essere più estesa, anche se fino ad ora non sono state ricercate le cause della sua graduale riduzione.

Il progetto, finanziato dalla Regione Sardegna e realizzato dal Comune di Dorgali, è stato redatto da Berriolo e Siritto (1988) e si è avvalso, oltre che di un rilievo batimetrico specifico (Siritto, 1988) di uno studio geomorfologico e sedimentologico effettuato dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Firenze (Mania e Pranzini, 1996). Il progetto è poi stato sottoposto ad una prova su modello fisico tridimensionale realizzata presso il laboratorio della HR Wallingford (1993).

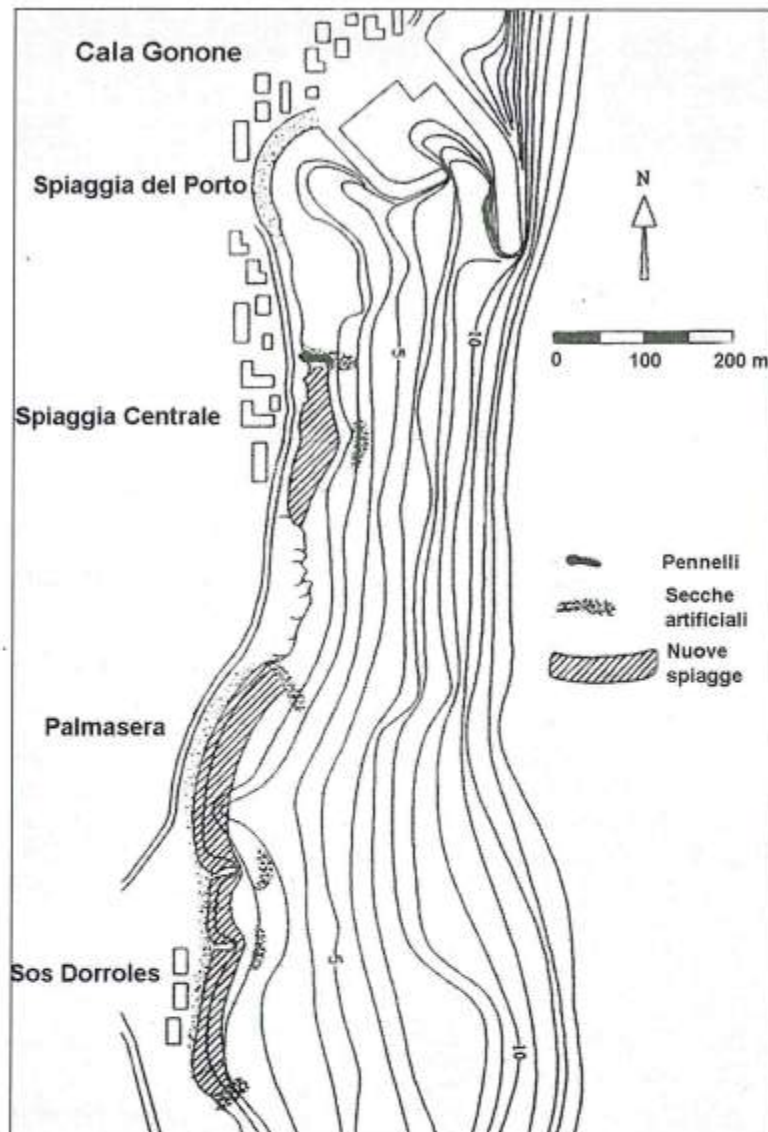


Figura 1 - Progetto per la ricostruzione della spiaggia di Cala Gonone.

Come già accennato, la scelta progettuale di base era quella di non realizzare opere di difesa tali da modificare le caratteristiche paesaggistiche della zona. Ciò imponeva ovviamente la scelta di utilizzare materiali più grossolani di quelli in posto, anche se le considerazioni emerse dallo studio sedimentologico consentivano di considerare minime le perdite verso l'esterno per quanto riguarda le frazioni di dimensioni maggiori presenti nella distribuzione granulometrica dei materiali di battigia e quindi la possibilità di non eccedere nella granulometria del materiale di ripascimento.

Nonostante le scarse conoscenze che si hanno sul comportamento dei materiali ghiaiosi, è comunque nota la loro forte mobilità longitudinale, tale da imporre la presenza di strutture di contenimento poste perpendicolarmente a riva. Queste potevano comunque avere una estensione limitata, dato che le ghiaie si muovono solo nella parte più alta del profilo di spiaggia.

Tuttavia, data la necessità di adeguarsi alla convessità che la linea di costa presenta in alcuni tratti, queste strutture sono state integrate con tre secche semi-affioranti poste su fondali compresi fra i 2 e i 3 metri. Queste secche sono state realizzate con massi naturali in basalto arrotondati, prelevati nelle zone agricole o a pascolo dell'entroterra, e disposti in modo da riprodurre altre morfologie simili presenti lungo costa. In realtà due delle tre secche esterne sono andate a sostituire due pennelli

costruiti anni a dietro in via sperimentale. Nonostante che queste strutture abbiano dimostrato in seguito una notevole efficacia, il loro impatto ambientale è da considerarsi praticamente nullo. Data la non disponibilità in zona di materiale ghiaioso di origine alluvionale, si è fatto ricorso alla produzione dei frantoi che operano in questo settore dell'isola e che frantumano materiale coerente estratto all'interno.

Le dimensioni previste per il materiale di ripascimento erano leggermente superiori a quelle del materiale naturale e le quantità pari a 80.000 metri cubi, circa 100 mc/metro di spiaggia, anche se questa misura ha poco significato dato che l'ampiezza prevista per la spiaggia era estremamente variabile in funzione dell'esposizione e della vicinanza alle strutture di protezione o di contenimento.

L'esecuzione dei lavori

I lavori sono iniziati nell'Autunno del 1994, sotto la direzione del progettista G. Siroto e con la consulenza sedimentologica di E. Pranzini, e si sono protratti fino al Giugno 1997, pur con una lunga interruzione fra la Primavera del 1995 e l'Autunno del 1996.

Dei previsti 80.000 metri cubi di materiale, circa 23.000 (meno di 30 mc/metro) sono stati versati nella prima fase dei lavori, fra l'Autunno del 1994 e la Primavera del 1995, i rimanenti 57.000 metri cubi fra l'Autunno del 1996 e la Primavera del 1997.

Nella prima fase è stato utilizzato materiale proveniente dalla frantumazione di calcare, cui è stata aggiunta della sabbia derivante dal dragaggio di un porto (Fig. 2). Inizialmente le singole frazioni granulometriche utilizzate sono state mescolate in cava per produrre le varie miscele previste; successivamente sono stati versati i costituenti puri. Dopo un lavaggio, che doveva portare la percentuale di frazione fine (silt e argilla) sotto al 2%, il materiale veniva trasportato per circa 40 chilometri fino alla spiaggia, dove veniva mescolato e spinto in mare con un pala meccanica secondo la tecnica dei pennelli rifornitori. Questi venivano rapidamente demoliti dal mare e il materiale ritornava a riva a formare una fascia parallela a costa. Per favorire la perdita della frazione fine rimanente, una ulteriore miscelazione dei componenti ed un primo arrotondamento dei granuli, il materiale è stato steso per tre volte sotto al livello del mare. In tutti e tre i casi è stato riportato sulla spiaggia emersa dal moto ondoso in pochi giorni.

In realtà non tutto il materiale è andato a costituire le miscele, dato che la produzione iniziale di materiale grossolano (con setacciatura fra 40 e 20 mm in produzione e 19 mm effettivi sui campioni prelevati) è servito per realizzare le piste necessarie per raggiungere la secche artificiali e vedremo che non si è riunito al resto del materiale. La sabbia (0.9 mm di diametro medio) è stata utilizzata solo nella prima fase del ripascimento ed è quindi stata in buona parte ricoperta successivamente.

All'interruzione dei lavori la Spiaggia Centrale risultava più ampia di circa 25 metri, mentre le altre due di circa 10 metri.

Dopo l'interruzione, i lavori sono ripartiti utilizzando un "sabbione" prodotto dall'alterazione di roccia granitica (Fig. 3).

Per controllare l'effettivo versamento delle quantità previste, ogni camion proveniente dalla cava veniva pesato all'ingresso del cantiere e il materiale ispezionato da un assistente alla Direzione dei lavori. Periodicamente, e senza preavviso, venivano prelevati campioni dal mucchio versato, sui quali venivano fatte analisi granulometriche nel Laboratorio terre del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Firenze, accettato dalle parti quale "laboratorio ufficiale", sia per controllare la rispondenza delle miscele alle caratteristiche previste, sia per verificare che la percentuale di frazione fine rimanesse nei limiti stabiliti, onde evitare danni alla prateria di *Posidonia oceanica* presente sui fondali antistanti. Si dispone quindi di una abbondante documentazione sulla qualità e quantità del materiale versato, che consente una credibile valutazione dell'efficacia dell'intervento per il quale, purtroppo, non era stato previsto un sistema di monitoraggio. Per ovviare a ciò, nel Maggio 1996, un anno dopo l'interruzione della prima parte dei lavori, è stato effettuato un rilievo speditivo della spiaggia, fino alla profondità di circa un metro, il cui profilo è stato rilevato con il metodo proposto da Emery (1962). In questa occasione sono stati rilevati 6 profili in corrispondenza di al-

trettante sezioni misurate all'inizio e all'interruzione dei lavori (in Figg. 4 e 5 sono riportati i profili rappresentativi della Spiaggia Centrale e della Spiaggia di Palmasera).

Contemporaneamente, sono stati prelevati 56 campioni lungo i 6 profili misurati, che sono stati oggetto di analisi granulometrica con la stessa strumentazione e metodologia utilizzata per i materiali di ripascimento. Questi rilievi sono stati effettuati per studiare l'evoluzione del profilo di spiaggia e la variazione granulometrica dei materiali e non per una stima dei volumi trattenuti, cosa che, data la morfologia estremamente irregolare della costa, avrebbe richiesto il rilievo di un numero ben maggiore di sezioni.

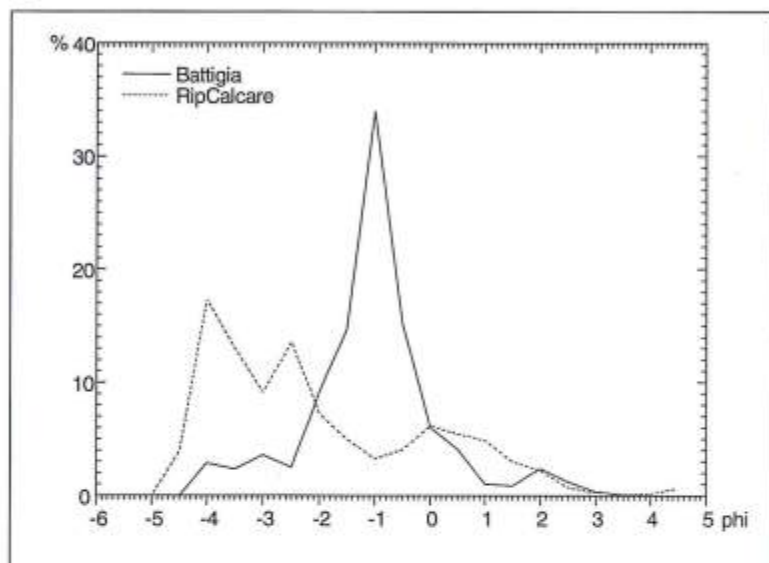


Figura 2 – Distribuzione granulometrica del campione composito rappresentativo del materiale calcareo utilizzato durante la prima fase dei lavori (circa 23.000 mc). La moda a 0 phi è dovuta alla frazione sabbiosa.

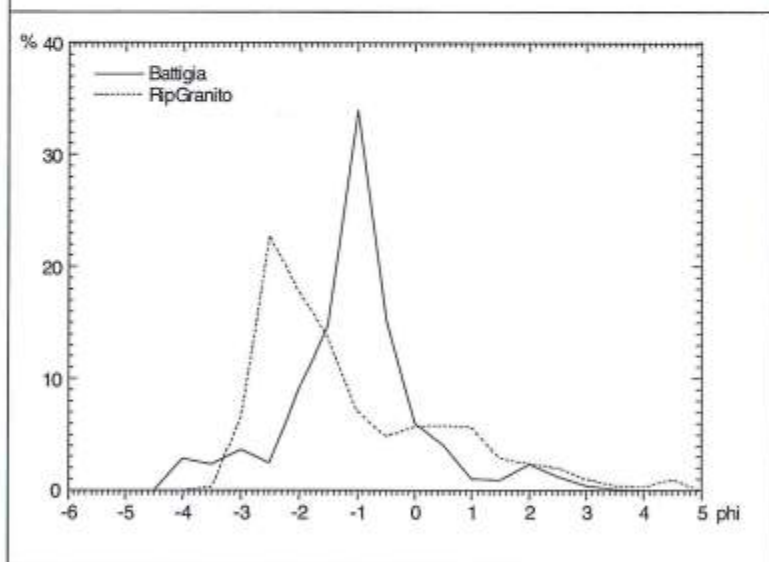


Figura 3 – Distribuzione granulometrica del campione composito rappresentativo del materiale granitico utilizzato nella seconda fase dei lavori (circa 57.000 mc).

Evoluzione della spiaggia emersa

Il confronto fra il profilo "assegnato" alla spiaggia durante i lavori di versamento e di spianamento e dalla prima redistribuzione operata dal moto ondoso, e quello rilevato ad un anno di distanza dall'interruzione dei lavori, consente una analisi del comportamento dei materiali ghiaiosi utilizzati nella prima fase (circa il 30% del volume di progetto). Non è al contrario possibile una accurata stima del bilancio sedimentario del litorale, per la quale, come già accennato, sarebbero necessari rilievi più raffittiti ed estesi oltre l'isobata di un metro.

La quota raggiunta dalla berma e la presenza su tutto il profilo di granuli arrotondati dimostra che nessuna parte del profilo originario si è mantenuta ad un anno di distanza e che l'estensione della spiaggia realizzata durante la prima fase dei lavori non era sufficientemente ampia da assorbire completamente il moto ondoso. L'innalzamento del profilo dimostra comunque che il run-up non è stato tale da portare ad un riflesso sul muro che orla gran parte delle spiagge in questione e determinare una asportazione dei sedimenti dalla spiaggia emersa. Questo processo si è verificato però, a lavori ultimati, a seguito di una mareggiata eccezionale dovuta al perdurare per circa una settimana di forti venti orientali, come vedremo alla fine di questa nota.

Nella formazione dei tratti convessi della spiaggia le secche artificiali hanno avuto un ruolo determinante, dimostrato anche dal fatto che dietro ad esse la berma di tempesta è risultata essere significativamente più bassa che nei tratti non coperti (circa 1.6 metri contro i 2 metri degli altri tratti e i 2.4 metri del settore direttamente esposto ai mari di S-SE). Il confronto fra i profili dimostra che, almeno nei tratti analizzati, il bilancio sedimentario della spiaggia emersa è positivo e che, quindi, parte del materiale versato in profondità ha raggiunto la riva. I dati granulometrici ci diranno che in questo processo si è verificata una classazione dei sedimenti versati con l'abbandono sui fondali di quelli più grossolani posti per la costruzione delle piste di accesso alle secche artificiali. Parte del materiale è fluìto verso nord ed ha collegato la Spiaggia Centrale con quella del porto. Ciò è stato favorito dalla bassa quota e dalla limitatissima estensione della secca artificiale che delimita verso nord la zona di ripascimento, che verrà potenziata solo alla fine dell'intervento.

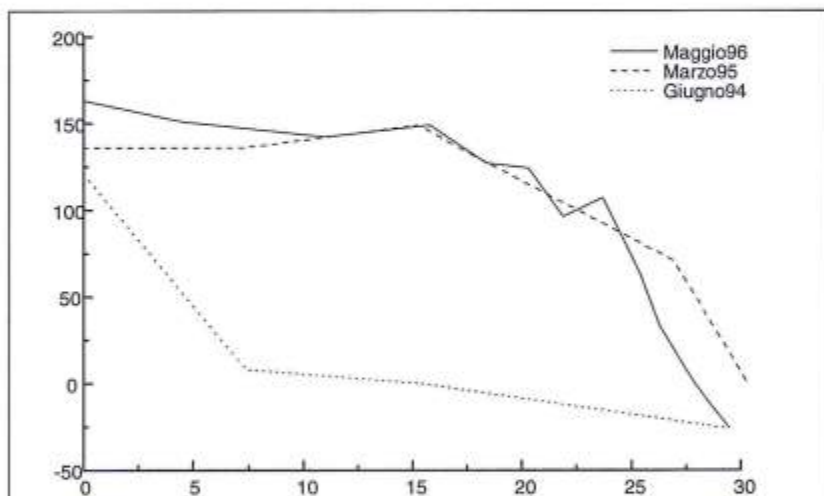


Figura 4 - Profili della Spiaggia Centrale a seguito della prima fase dei lavori.

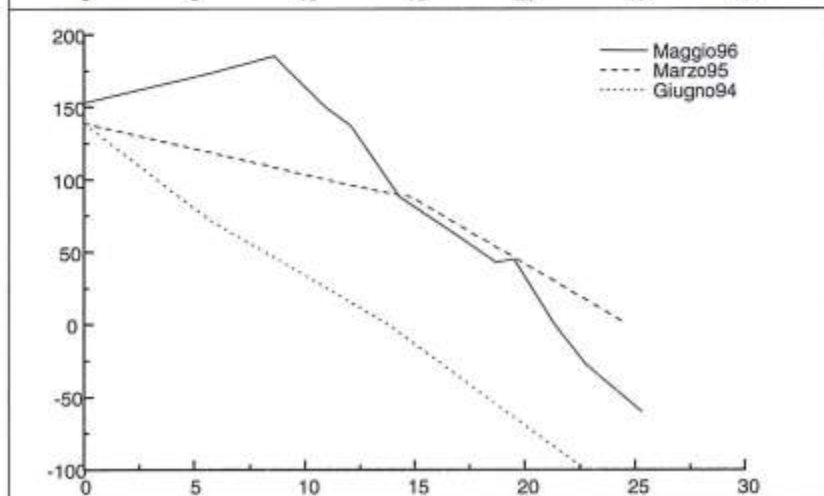


Figura 5 - Profili della spiaggia di Palmasera a seguito della prima fase dei lavori.

Il materiale si è spostato in prossimità della riva e, durante le mareggiate, sulla parte normalmente emersa della spiaggia, mentre i fondali antistanti, oltre la profondità di circa un metro, non ospitano quegli elementi grossolani e bianchi che risulterebbero facilmente identificabili in un fondale scuro di materiale basaltico.

Evoluzione granulometrica dei materiali versati

L'analisi dei 56 campioni raccolti sulla superficie della spiaggia lungo le sei sezioni rilevate mostra una notevole variazione granulometrica fra i materiali versati e quelli oggi visibili. Alcune frazioni granulometriche, in particolare quelle di dimensioni minori, è credibile che abbiano abbandonato la spiaggia emersa per andare a depositarsi sui fondali maggiori, dove esse risultano in equilibrio con l'energia del moto ondoso. Altre frazioni, quelle più grossolane, devono essersi affossate nel corpo della spiaggia o fermate sui fondali immediatamente antistanti, come può essere avvenuto per il materiale utilizzato nella costruzione delle piste che raggiungevano le secche artificiali.

I materiali presenti in superficie devono essere quelli in equilibrio con l'energia che raggiunge la riva e sono quindi da considerarsi ottimali per il ripascimento.

L'analisi del grafico in cui appaiono le differenze normalizzate fra le varie classi granulometriche del materiale versato e del materiale presente in superficie (Fig. 6) mostra infatti una perdita totale della frazione fine ed una assai significativa dei costituenti più grossolani, mentre è chiaro un accumulo relativo delle frazioni comprese fra -3 e -0.5 phi. Una perdita percentuale significativa risulta aver interessato anche le frazioni 0 ÷ 1 phi, ossia quelle relative alla sabbia di mare che, oltre ad essere stata ricoperta, ha dato prova di scarsa stabilità in questo ambiente e di impossibilità di mescolamento con le popolazioni a granulometria maggiore. Nonostante che il materiale di partenza fosse caratterizzato da una distribuzione granulometrica marcatamente polimodale, la progressiva classazione operata dal moto ondoso ha portato ad una maggiore "normalità" del sedimento residuo.

Il materiale versato aveva un arrotondamento medio, stimato visualmente, pari a 0.2 (Fig. 7) ed ha raggiunto un valore di 0.4 in soli 12 mesi, mentre rimangono facilmente riconoscibili i granuli originali che hanno un arrotondamento medio pari a 0.9. Nel Giugno 1997, dopo un altro anno dal versamento, gli elementi carbonatici presenti sulla battigia avevano un arrotondamento medio pari a 0.5 ÷ 0.6. Ciò è dovuto, in parte, al valore di Los Angeles non troppo elevato (29.2%) ed in parte all'elevata energia che colpisce la spiaggia. Certo è che si sono raggiunti in tempi estremamente brevi dei valori di arrotondamento che consentono una buona fruizione della spiaggia. Questo era, in assenza di dati sperimentali, uno degli aspetti più problematici della progettazione e i risultati ottenuti consentono di dare un peso minore a questo aspetto nelle future realizzazioni, se i depositi saranno esposti ad elevate energie da moto ondoso.

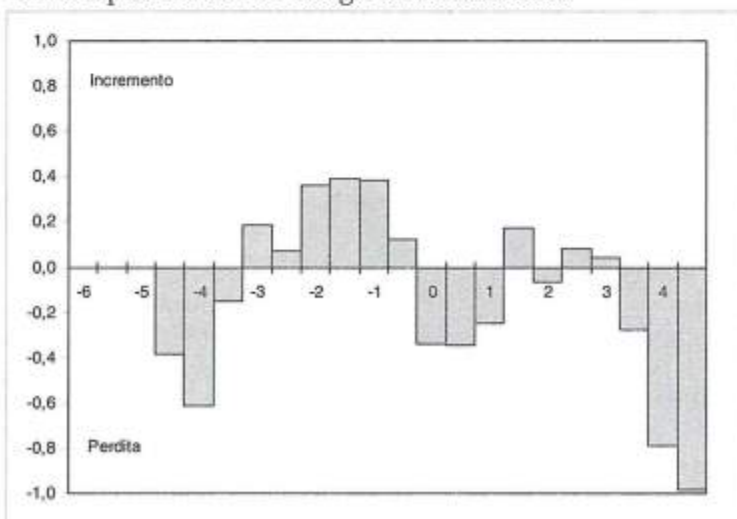
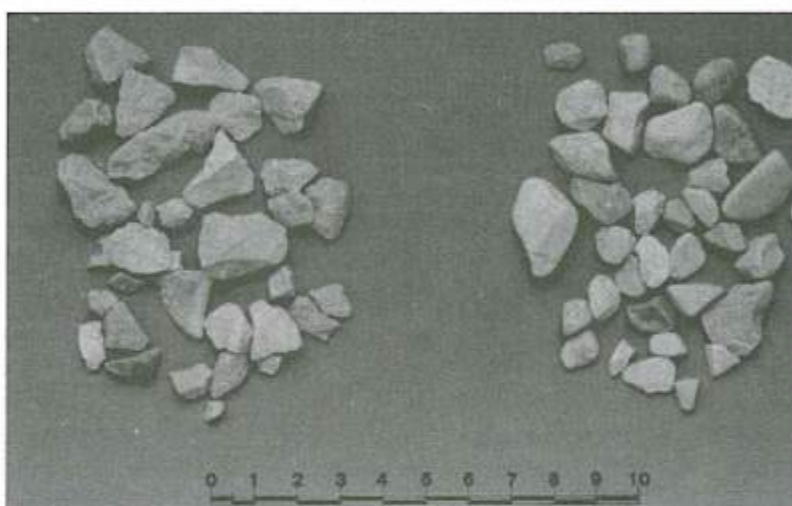


Figura 6 - Differenze normalizzate fra la frequenza delle varie frazioni granulometriche del materiale versato durante la prima fase dei lavori e di quello presente sulla spiaggia nel Maggio 1996.



Mezzanello:
 Intervallo di setacciatura: 40 - 20 mm.
 Dimensioni medie effettive: 19.03 mm.
 Volume impiegato: 3.784 mc.



Graniglia:
 Intervallo di setacciatura: 20 - 10 mm.
 Dimensioni medie effettive: 10.56.
 Volume impiegato: 3.999 mc.



Risone:
 Intervallo di setacciatura: 10 - 4 mm.
 Dimensioni medie effettive: 4.94.
 Volume impiegato: 7.629 mc.

Figura 7 - Arrotondamento dei granuli calcarei nei primi due anni dopo il ripascimento per le principali frazioni granulometriche utilizzate. A sinistra il materiale originale, a destra quello elaborato. Non è stato ovviamente valutato l'arrotondamento della sabbia di mare, versata per circa 7.500 mc sul totale di 22.873 mc.



Figura 8 - La Spiaggia Centrale prima dell'inizio dei lavori (Autunno 1994).



Figura 9 - La Spiaggia Centrale 1 anno dopo la fine dei lavori della prima fase (Maggio 1996)



Figura 10 - La Spiaggia di Palmasera prima dell'inizio dei lavori (Autunno 1994).



Figura 11 - La Spiaggia Palmasera un anno dopo la fine dei lavori della prima fase (Maggio 1996).

La seconda fase dell'intervento

Alla ripresa dei lavori, nell'Autunno del 1996, è stato utilizzato, come già detto in precedenza, materiale prodotto in una cava in cui si estrae un sabbione granitico rosa (vedi Fig. 3). Il materiale è così alterato che i singoli granuli si separano già al momento dell'escavazione, fornendo una sabbia in cui la frazione fine è costituita solo dalle lamelle di biotite. Questo materiale è in origine meno scaglioso del calcare e i granuli risultano meno appuntiti, tanto che la sua fruibilità era già buona al momento del versamento (la stagione balneare è iniziata immediatamente dopo la fine dei lavori).

Sebbene oggetto di controlli e di analisi analoghe a quelle effettuate sui materiali carbonatici nella fase di versamento, non vi è stata la possibilità di studiare l'evoluzione di questi materiali nei mesi successivi.

Nel Novembre 1997 il perdurare per una intera settimana di intensi venti orientali ha determinato una mareggiata eccezionale che ha causato danni per due miliardi al porto di Cala Gonone, tanto da fare valutare che si sia superata l'altezza d'onda significativa prevista per un tempo di ritorno almeno cinquantennale. Nonostante ciò la spiaggia ha retto all'attacco del moto ondoso, salvo il verificarsi di un flusso di materiali verso il porto, conseguenza del fatto che non era ancora stato potenziata la secca settentrionale, dove la spiaggia si è notevolmente ristretta (vedi Profilo A in Fig. 13).

Nel Gennaio 1998 sono stati eseguiti dei profili di spiaggia che hanno messo in evidenza come durante la mareggiata in alcuni punti l'estensione dell'arenile non sia stata sufficientemente ampia da assorbire il moto ondoso. Dove questo è avvenuto si è generato un profilo basso, anche se localmente assai esteso (vedi Sezioni B e C in Fig. 13), mentre nei punti dove vi era abbondanza di materiale si è formata una berma a quote piuttosto elevate, sopra a 3 metri s.l.m., cui successivamente si sono affiancate, verso mare, creste di berme degradanti (vedi Sezione D in Fig. 13). La stesa di questo materiale all'inizio della stagione estiva ha restituito a Cala Gonone una spiaggia di notevole ampiezza.



Figura 12 - La Spiaggia Centrale dopo la conclusione dei lavori (Estate 1997)

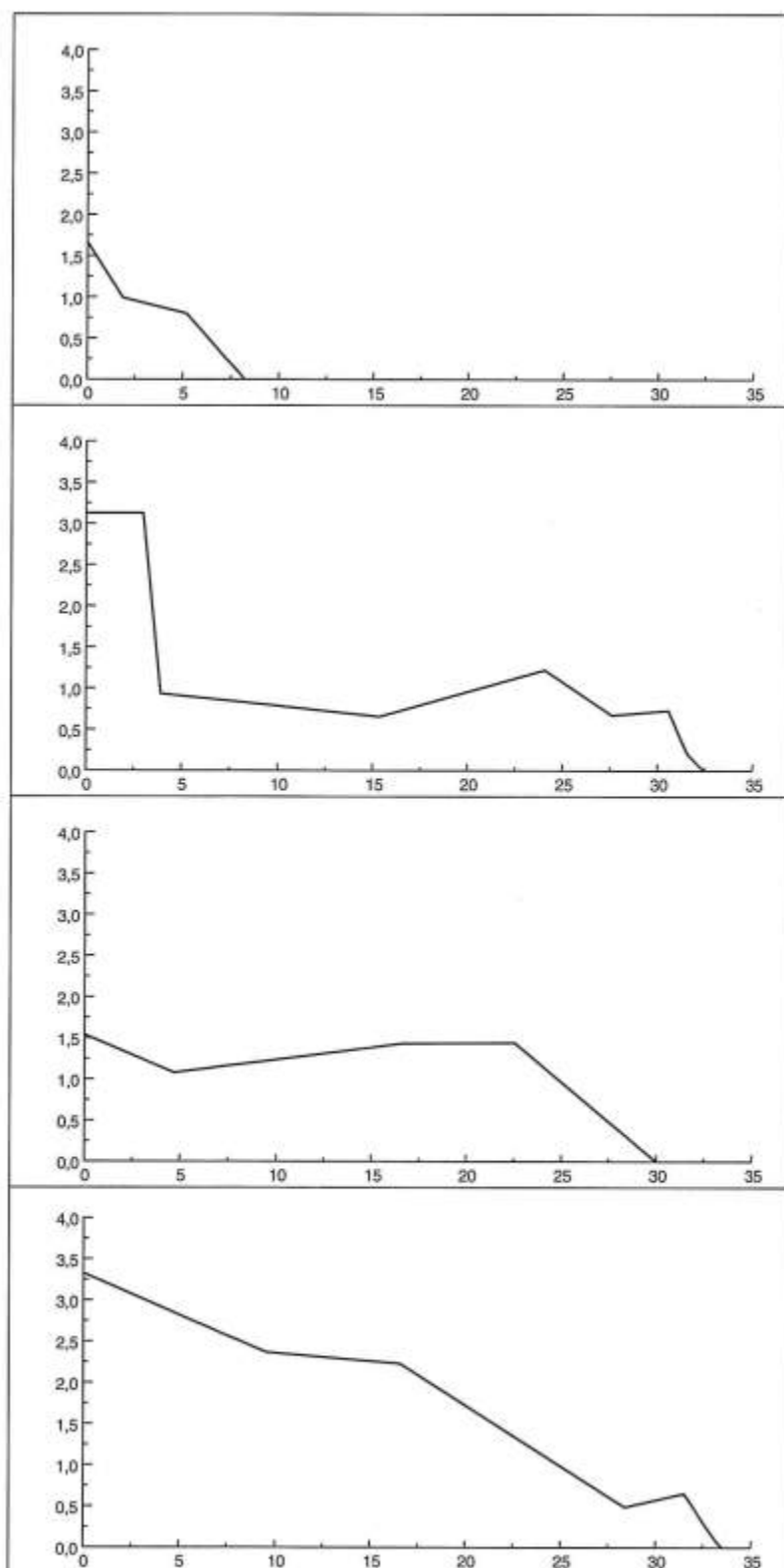


Figura 13 - Profili di spiaggia emersa rilevati il 7 Febbraio 1998, circa tre mesi dopo la mareggiata della fine di Ottobre 1997.

Conclusioni

I risultati ottenuti a Cala Gonone mettono in evidenza la grande stabilità della ghiaia anche in litorali assai esposti; questa infatti non tende a disperdersi lungo il profilo sommerso, ma migra prevalentemente verso riva. La sua stabilità deriva in buona parte dalla elevata permeabilità e porosità che riduce notevolmente il back-wash impedendo l'asportazione dei granuli dalla spiaggia emersa. Questo comportamento pone nuovi problemi per la ricerca di base e per le future applicazioni, in quanto sembra possibile che la classazione, che influenza la porosità e la permeabilità, possa giocare un ruolo determinante nella stabilità dei depositi di spiaggia al pari delle dimensioni, almeno in sedimenti grossolani.

Bibliografia

- Berriolo G. e Sirito G. (1988) – *Progetto di ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone*. Rel. inedita. Comune di Dorgali.
- Cicala A. (1988) – Studio delle condizioni meteomarine nel Golfo di Orosei. In: Progetto di ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone. Rel. inedita, Comune di Dorgali.
- Dagnino I, Albert A. e Sirito G. (1988) – *Discussione sulle frequenze ventennali degli stati di mare e condizioni meteomarine estreme al largo del Golfo di Orosei*. In: Progetto di ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone. Rel. inedita, Comune di Dorgali.
- Emery K.O. (1961) - *A simple method for measuring beach profiles*. Limn. Oceanogr., 6: 90-93.
- Folk R.L. e Ward W.C. (1957) - *Brazos river bar: a study in the significance of grain size parameters*. Journ. Sedim. Petrol., 27, 3-26.
- HR Wallingford (1993) - *Verifica su modello fisico del progetto di ricostruzione delle spiagge "Palmasera" e "Sos Dorroles" di Cala Gonone, Golfo di Orosei*. Rel. inedita, Comune di Dorgali.
- Mania R. e Pranzini E. (1996) - *Sedimentological study of the nearshore of Cala Gonone (Eastern Sardinia, Italy) oriented to the beach improvement*. Boll. Soc. Geol. It., 155: 95-104.
- Orrù P. e Ulzega A. (1987) - *Rilevamento geomorfologico costiero e sottomarino applicato alla definizione delle risorse ambientali (Golfo di Orosei, Sardegna orientale)*. Mem. Soc. Geol. It., 37, 471-479.
- Pacini M., Pranzini E. e Sirito G. (1997) - *Beach Nourishment with Angular Gravel at Cala Gonone (Eastern Sardinia, Italy)*. Proc. 3rd Int. Conf. on the Mediterranean Coastal Environment, MEDCO-AST'97. Qawra, Malta. pp.1043-1058.
- Sirito G. (1988) – *Rilievo batimetrico del litorale di Cala Gonone*. Rel. inedita. Comune di Dorgali.

Sul ripascimento di spiaggia con miscele composite di sedimenti: il caso delle spiagge di Cala Gonone (Dorgali, Sardegna)

Andrea Atzeni

Dip. Ingegneria del Territorio dell' Università di Cagliari, Piazza d'Armi 16, 09123 Cagliari.

Riassunto

Dopo la descrizione delle caratteristiche geomorfologiche e meteo-marine dell'area costiera del Golfo di Orosei, viene esaminata la miscela prevista per la formazione dei sedimenti di ripascimento delle spiagge di Cala Gonone. Viene proposto un criterio per il calcolo della riduzione di volume subita dalla miscela di sedimenti versati ad opera del moto ondoso. Sulla base di rilievi effettuati dopo 18 mesi dal primo intervento dei lavori di ripascimento viene effettuato un bilancio dell'evoluzione dei volumi di sedimenti versati nelle spiagge di Palmasera e Sos Dorroles. Risulta che le spiagge possono aver perso una sensibile quantità del componente più fino della miscela.

Introduzione

Da qualche decennio si è affermata una nuova metodologia del ripascimento di spiagge esposte a moto ondoso intenso, imperniata sull'impiego di ghiaia e di miscele composite di sedimenti contenenti frazioni ghiaiose. Il regime dei litorali di sedimenti ghiaiosi è relativamente ben documentato dalla letteratura specialistica (si veda ad esempio: Van der Meer, 1988), mentre quello dei litorali di sedimenti compositi, di cui si hanno anche esempi di ripascimento, è finora meno studiato.

È noto che il moto ondoso esercita superficialmente, in maniera tanto più netta quanto più esso è intenso, un'azione di setacciatura dei sedimenti litoranei, disponendo quelli più grossolani nella fascia della linea di riva (*beach face*) e quelli più fini nella berma emersa e nella spiaggia sommersa. Non risulta però adeguatamente esplorato l'effetto che il moto ondoso esercita filtrando alternativamente attraverso i sedimenti compositi. In particolare non si conosce bene come la filtrazione del moto ondoso influisce sull'impacchettamento dei sedimenti più grossolani e come e in quale misura sia favorita la penetrazione dei sedimenti più fini nei vuoti dei suddetti.

Nella prima fase dell'intervento di ripascimento delle spiagge di Cala Gonone (Dicembre 1994+Febbraio 1995) è stata impiegata una miscela di quattro tipi di sedimenti ghiaiosi e sabbiosi. Con l'occasione, a 18 mesi dalla interruzione dei lavori, è apparso utile effettuare una campagna di rilievi topografici, integrata da alcuni campionamenti dei sedimenti versati. La campagna è stata limitata alle spiagge di Palmasera, che nel seguito verranno distinte in Palmasera A e Palmasera B, e alle adiacenti spiaggette di Sos Dorroles.

Nel Golfo di Orosei, poco a Sud del centro abitato di Cala Gonone, per l'elevata dinamicità del moto ondoso del sito, per le caratteristiche della sua batimetria (Fig. 1) e per la scarsità di sedimenti disponibili, non risulta siano mai esistite vere e proprie spiagge per cui, più che di ripascimento, deve parlarsi di realizzazione di spiagge artificiali. Il termine ripascimento può infatti essere riferito solo alla Spiaggia Centrale, prossima all'abitato di Cala Gonone, mentre per le spiagge di Palmasera

e Sos Dorroles (Fig. 2), a Sud della precedente, appare più appropriato parlare di costruzione artificiale di spiaggia.

Nel presente articolo, dopo una breve descrizione della morfologia costiera viene ricostruita la serie storica del moto ondoso del sito e valutate le altezze d'onda indicative delle profondità dei fondali interessati al trasporto solido, nonché il flusso di energia longitudinale che, com'è noto, è responsabile del trasporto litoraneo. Vengono appresso analizzati alcuni aspetti teorici riguardanti l'impacchettamento e la compenetrazione della miscela composta. Infine viene fornito un bilancio tra i volumi di sedimenti versati e quelli calcolati sulla base dei rilievi effettuati durante una apposita campagna di rilievi.



Figura 1 - Batimetria e costa del Golfo di Orosei.

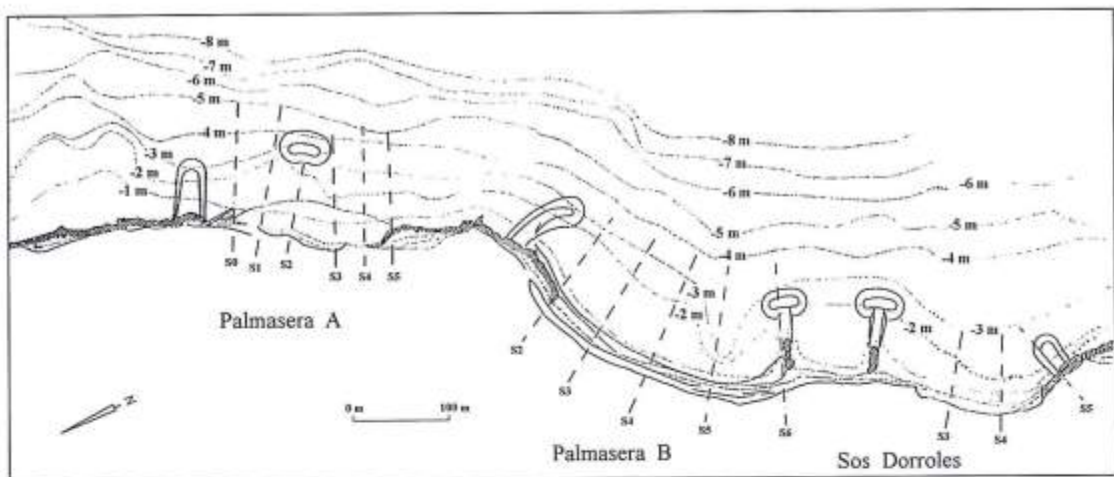


Figura 2 - Le spiagge interessate dal ripascimento ed i frangiflutti di difesa (dati batimetrici di progetto).

Batimetria e morfologia della costa

A parte la zona Nord, dalla foce del fiume Cedrino alla foce del rio Osalla, la costa del Golfo di Oroschi (Fig. 1) si presenta a picco sul mare con falesie alte anche più di 50 m e con zone ricoperte da ripide scarpate naturali di grossi massi. Per quanto riguarda la parte sommersa si osserva che nelle zone antistanti le spiagge di Cala Gonone la isobata 5 m si avvicina alla linea di riva fino a circa 100 m; nelle zone più a Sud tale distanza si riduce a meno di 80 m. La piattaforma continentale del Golfo è tra le più ristrette della Sardegna: con riferimento alla isobata 200 m, la larghezza minima, di appena 600 m, si trova tra Cala Gonone e la foce del rio Osalla. Fino alla quota di -50 m le isobate della zona antistante le spiagge hanno giacitura quasi parallela alla costa e direzione di circa 30° N (Fig. 1).

Per quanto riguarda le spiagge di Cala Gonone, la Spiaggia Centrale, antistante l'abitato, grazie al ridosso offerto dal molo di sopraflutto del porto, sorto negli anni '60 come porto di quarta classe, è diventata relativamente stabile. Invece le spiagge di Palmasera e Sos Dorroles (Fig. 2), ubicate più a Sud, sono sempre state delle piccole *tasche* contenenti modestissime quantità di sedimenti sabbiosi protetti da rocce e grandi massi basaltici. Antecedentemente all'intervento di ripascimento, i pochi sedimenti sabbiosi presenti provenivano dall'erosione della retrostante falesia la quale è costituita da un conglomerato naturale contenente un legante argilloso colore terra di Siena, una modesta componente sabbiosa ed una componente più grossolana di ciottoli calcarei più o meno elaborati dal mare. Intorno al livello del mare i ciottoli del conglomerato lasciano il posto a grossi massi basaltici di forma tondeggiante, spesso di dimensioni ciclopiche, misti a massi calcarei di minori dimensioni. All'estremità Sud della spiaggia di Sos Dorroles i massi, formando uno strato giacente a quota superiore al livello del mare, ostacolano l'azione erosiva del moto ondoso e danno luogo ad un piccolo promontorio. Ancora più a Sud, la falesia è sostituita da una ripida scarpata di massi basaltici e calcarei di varia pezzatura, ma prevalentemente ciclopici, che si estende per oltre due chilometri. Nella parte sommersa antistante le piccole spiagge si ritrovano i massi descritti, appoggiati sul fondale di calcare compatto, talvolta organizzati a formare veri e propri pennelli e scogliere parallele naturali. Si ritiene che la permanenza dei sedimenti sabbiosi sulla riva debba essere attribuita anche al riparo offerto da queste strutture naturali.

Le spiagge hanno una debole forma *ad arco*, tuttavia della loro giacitura si può individuare una direzione media. Detta direzione è stata valutata in 35° N per Palmasera A, 55° N per Palmasera B e 40° N per Sos Dorroles. Il loro sviluppo lineare è assai modesto: si va dai 150 m di Palmasera A ai 300 m di Palmasera B ed ai complessivi 300 m di Sos Dorroles.

Moto ondoso

Fino alla data del progetto, nel Golfo di Orosei non sono mai stati eseguiti rilievi ondometrici di tipo strumentale. Solo da circa un decennio sono disponibili i dati rilevati da satellite. In sede di progetto, per la definizione del clima ondoso si è fatto riferimento allo "Studio delle condizioni meteo-marine nel golfo di Orosei" (All. 5 di progetto) eseguito dal A. Cicala (1988). Nel presente articolo si è ritenuto utile aggiungere un'ulteriore informazione ricorrendo alla ricostruzione della serie storica del moto ondoso del Golfo utilizzando i dati anemometrici di Capo Bellavista. Questa stazione che dispone di una estesa serie storica di dati con frequenza di acquisizione trioraria, è ubicata alla quota di 138 m e dista dall'area oggetto dello studio circa 40 Km. Per la ricostruzione del moto ondoso è stato utilizzato il metodo SMP/84 nella versione rivista da Hurdle e Stive (1989).

I dati anemometrici registrati alla stazione meteo sono stati riportati alla quota di +10 m l. m. m. mediante l'impiego della formula empirica:

$$W_{10} = -0.00175 W_s^2 + 0.84 W_s, \quad [1]$$

ove W_{10} e W_s sono le velocità del vento in m/s rispettivamente alle quote di 10 m e della stazione.

Nella Tabella 1 sono riportati i risultati della ricostruzione del moto ondoso e i parametri ritenuti interessanti per lo studio del regime di un litorale. Il calcolo del flusso longitudinale di energia è stato eseguito utilizzando la formula approssimata suggerita da SPM/84:

$$P_b = 0.05 \rho g^{3/2} H_{so}^{5/2} (\cos \alpha_0)^{1/4} \sin 2\alpha_0, \quad [2]$$

ove ρ e g sono le densità dell'acqua e l'accelerazione di gravità, H_{so} è l'altezza significativa dell'onda al largo e α_0 l'angolo che la cresta dell'onda al largo forma con la costa oggetto del calcolo del flusso.

La seconda colonna della tabella mostra una notevole variabilità dell'altezza significativa $H_{s, 0.137}$ avente frequenza di superamento 12 ore/anno. Conseguentemente deve ammettersi che anche la fascia costiera interessata al movimento dei sedimenti varia da un anno all'altro. Si nota però una consistente, quanto inspiegabile, riduzione del valore di $H_{s, 0.137}$ nel passare dal primo al secondo decennio. Prescindendo da questa osservazione, il valore medio delle altezze significative è:

$$H_{s, 0.137} = 3.9 \text{ m}, \quad [3]$$

cui corrisponde nello spettro JONSVAP il periodo significativo:

$$T_s = 9.23 \text{ s}. \quad [4]$$

Le altezze d'onda $H_{s, 0.137}$ sono state calcolate correggendo le altezze al largo dei coefficienti di shoaling e rifrazione, quest'ultimo calcolato semplicemente facendo l'ipotesi di fondale piano acclive.

Anche il flusso longitudinale netto medio annuo presenta valori molto differenti da un anno all'altro: si va dal valore massimo verso Sud di $1513 \text{ Js}^{-1}\text{m}^{-1}$ della spiaggia Palmasera B al valore massimo verso Nord di $278 \text{ Js}^{-1}\text{m}^{-1}$ della spiaggia Palmasera A, al valore minimo di $1 \text{ Js}^{-1}\text{m}^{-1}$ verso Nord, ancora nella spiaggia di Palmasera B. Sono però prevalenti i valori netti verso Sud.

Opposto a quello qui ottenuto è il risultato indicato dal progettista sul flusso di energia che prevede un valore prevalente da Sud a Nord. Anche il laboratorio inglese ottiene un valore del flusso di energia diretto da Sud a Nord. Anche secondo i risultati dell'osservazione della modellazione subita dal fondale per effetto del trasporto dei sedimenti il trasporto prevalente è diretto da Sud a Nord.

Probabilmente, la causa del diverso risultato rispetto a quello riportato sopra è da attribuire alla diversa fonte di dati sul moto ondoso utilizzati in questa sede e quelli utilizzati dal progetto e dal laboratorio inglese.

Nonostante che anche l'osservazione morfologica del fondo indichi un trasporto prevalente verso Sud, si ritiene che il flusso di energia calcolato sopra sia aderente alla realtà, almeno se inteso come valore medio nel lungo periodo. La relazione di A. Cicala sul clima anemometrico del Tirreno Cen-

trale, allegata al progetto, indica chiaramente che i venti del primo quadrante e, quindi, il moto ondoso che ne consegue sono molto più frequenti e intensi dei venti del secondo quadrante, tranne che in estate, ove il quadrante meridionale è arricchito dalle brezze, ossia da quegli eventi anemometrici locali scarsamente influenti nella formazione del moto ondoso sia per la corta durata, sia per la non elevata intensità, sia infine per il piccolo specchio di mare interessato.

Con riferimento ai valori medi dei dati di moto ondoso riportati nella Tabella 1, si ritiene di poter affermare che le tre piccole spiagge sono fortemente sollecitate. In particolare si può constatare che il limite della zona litoranea interessata al trasporto dei sedimenti sabbiosi si spinge (CUR; 1989) fino alla profondità:

$$d_i = 1.75 H_{s,0.137} = 6.8 \text{ m.} \quad [5]$$

Nella fascia litoranea compresa tra la linea di riva e la isobata $d_i = 6.8 \text{ m}$ il trasporto di sedimenti sabbiosi, se questi sono presenti, è notevole.

Tabella 1- altezze significative del moto ondoso con frequenze di superamento pari a 12 ore/anno ($H_{s,0.137}$) e flusso longitudinale netto per anno dell'energia del moto ondoso.

Anno	$H_{s,0.137}$ (m)	Flusso longitudinale ($J/s/m$)					
		Palmasera A		Palmasera B		Sos Dorroles	
		Verso Sud	Verso Nord	Verso Sud	Verso Nord	Verso Sud	Verso Nord
54	3.6	133	85	260	16	168	66
55	4.6	349	74	216	14	317	55
56	5.1	477	33	713	4	563	23
57	7.8	595	50	1513	2	843	15
58	4.8	525	59	723	7	601	43
59	5.8	385	244	820	22	486	161
60	3.1	100	278	223	32	113	201
61	5.4	914	137	1024	12	980	100
62	3.3	133	113	223	19	160	90
63-70	-	-	-	-	-	-	-
71	4.4	275	383	208	87	249	322
72	3.0	204	56	133	7	172	37
73	3.4	654	8	245	1	526	6
74	2.2	175	23	105	1	151	16
75	3.4	163	120	47	25	100	99
76	2.5	300	80	192	6	241	34
77	-	-	-	-	-	-	-
78	2.4	280	9	81	1	220	5
79	3.1	368	116	161	16	304	90
80	2.4	280	105	179	3	237	73
MEDIE	3.9	351	110	392	15	357	80
Flusso netto medio		241		377		277	

Il flusso netto longitudinale di energia è indicatore del trasporto litoraneo potenziale dei sedimenti. Il suo valore medio calcolato è in grado di produrre trasporto di sedimenti composti da sabbie medio-fini per un volume dell'ordine di $400 \div 600 \text{ mila m}^3/\text{anno}$. Altrettanto non si può dire per i sedimenti ghiaiosi, assai più difficilmente mobilizzabili.

Considerate le caratteristiche morfologiche, di cui si è detto nel precedente paragrafo 1, e tenuto conto delle sollecitazioni idrodinamiche esposte sopra, si può concludere che difficilmente una costa sabbiosa potrebbe permanere in condizioni di equilibrio tale da fronteggiare la sollecitazione ondosa della zona.

Sedimenti in situ

Durante gli studi conoscitivi di supporto al progetto di ripascimento è stata eseguita una campagna di campionamento dei sedimenti. In particolare, come risulta dalla relazione di progetto, nell'estate del 1988 i sedimenti sono stati campionati sistematicamente lungo 17 sezioni trasversali con prelievi in corrispondenza della linea di riva e delle isobate 2, 4, 7 e 10 m. Su 85 punti di campionamento individuati sono stati prelevati 61 campioni, mentre nei restanti 24 punti non è stato possibile effettuare il prelievo per la presenza di sola roccia oppure di *prateria a posidonia oceanica*.

I diametri medi dei numerosi campioni prelevati sono risultati molto variabili: si va dalle sabbie grosse e i ciottoli campionati in molti punti della linea di riva alle sabbie medie dei campioni prelevati nelle zone sommerse. Una completa trattazione sulle caratteristiche dei sedimenti della costa di Cala Gonone si trova nello studio di Pranzini e Mania (1996).

Sedimenti scelti per il ripascimento

Il materiale impiegato nella prima fase del ripascimento era composto da una miscela di quattro granulometrie: tre costituite da calcare compatto delle cave di Orosei passato al frantoio e una da sabbia di mare prelevata dal rio di Osalla in occasione della realizzazione di una diga.

Nella Tabella 2 (Mulas, 1994) sono riportate le caratteristiche morfometriche dei componenti ritenuti idonei per la definizione della miscela dei sedimenti da impiegare nel ripascimento. Come mostra la tabella, a parte il componente rappresentato dal campione *D* che presenta un indice di sfericità molto basso a causa della forma piatta dei granuli, tutti gli altri componenti presentano un alto indice di sfericità ed un arrotondamento compreso tra *subangolare* e *subarrotondato*. La componente sabbiosa, che in base al diametro medio è classificabile al limite tra *molto grossolana* e *grossolana*, è quasi esclusivamente composta da quarzo plagioclasio e feldspati (Mulas, 1994).

Tabella 2 - Caratteristiche morfometriche dei campioni rappresentativi delle miscele impiegate nel ripascimento (calcare compatto: $\gamma_g = 2.700 \text{ t/m}^3$; quarzo: $\gamma_g = 2.650 \text{ t/m}^3$)

Parametro morfometrico	Campione			
	B (mezzanella)	C (graniglia)	D (risone)	F (sabbia di mare)
Indice di sfericità	0.7 ÷ 0.8	0.8	0.3 ÷ 0.6	0.8
Indice di arrotondamento	0.3	0.4	0.4 ÷ 0.5	0.5
Peso di volume in mucchio (t/m^3)	1.211	1.364	1.439	1.701
Diametro medio (mm)	15.8	10.2	4.06	1.01
Classazione (ϕ) (scala descrittiva)	0.40 <i>Ben assortito</i>	0.70	0.74	0.90 <i>Moderatamente assortito</i>

Per la miscela, in un primo tempo, è stata proposta la composizione di frazioni uguali dei quattro tipi di sedimenti, ma all'atto esecutivo risulta che le proporzioni dei quattro componenti messi in opera siano state diverse (mezzanello 16.8%; graniglia 17.8%, risone 34.0%, sabbia 31.4%). Risulta che in sede di realizzazione dell'intervento siano intervenuti diversi contrasti tra la Direzione e dei Lavori e l'Impresa sul mancato rispetto delle caratteristiche granulometriche dei materiali che quest'ultima tendeva ad attribuire solo al deterioramento dei vagli.

Nel seguito, allo scopo di mettere in evidenza l'effetto della composizione della miscela sul bilancio dei sedimenti versati si faranno due ipotesi:

- I. La composizione della miscela è stata ottenuta come previsto in un primo momento, ossia da frazioni uguali in volume dei quattro componenti;
- II. La composizione della miscela è quella effettivamente messa in opera, formata dalle sopradette frazioni componenti (mezzanello 16.8%; graniglia 17.8%, risone 34.0%, sabbia 31.4%).

Per quanto riguarda la quantità del volume versato, per entrambe le ipotesi si ammette che essa sia stata determinata sui pennelli di rifornimento mediante il computo dei volumi dei singoli materiali componenti scaricati dagli autocarri.

Si suppone, inoltre, che l'azione del mare abbia effettuato una redistribuzione dei sedimenti versati e che tale redistribuzione abbia prodotto una evoluzione della miscela verso forme più stabili del sedimento.

Valutazioni teoriche sull'evoluzione delle miscele composite.

Per effetto del moto ondoso, l'evoluzione verso forme più stabili della miscela versata è solo un'ipotesi che ha bisogno di essere verificata sperimentalmente. Per il momento, essa si fonda su due considerazioni:

1. L'oscillazione del moto ondoso sulla riva, in fase di risalita, favorisce la filtrazione dell'acqua carica dei sedimenti più fini nei vuoti dei sedimenti più grossi; a cavallo dell'inversione del moto di filtrazione la turbolenza diminuisce e nella successiva fase di ritiro l'acqua, meno turbolenta, lascia sul posto i sedimenti fini, favorendo così la riduzione di porosità della miscela. Inoltre, sempre nella fase di risalita, l'aumento della pressione neutrale favorisce lo spostamento relativo dei granuli più grossolani;
2. Nella fase di ritiro, come è stato osservato con prove sperimentali, la filtrazione, in uno con la riduzione della pressione neutrale, favorisce lo spostamento relativo dei granuli più grossolani a formare un traliccio sempre più stabile ossia, ancora, verso una riduzione della porosità della miscela.

La forma del traliccio è misurabile attraverso la *densità di impacchettamento (packing density)* che è definita dal rapporto tra il volume occupato dai granuli ed il volume complessivo, ossia coincide, numericamente, con il complemento ad uno delle porosità:

$$\rho = \frac{V_g}{V} = \frac{V - V_v}{V} = 1 - n, \quad [6]$$

essendo ρ la densità di impacchettamento, V_g il volume occupato dai granuli, V_v il volume dei vuoti, $V = V_g + V_v$ il volume complessivo ed n la porosità.

Allen (1970) ha dimostrato che, a parte la densità dell'impacchettamento cubico, i sedimenti monogranulari di forma ellissoidica, come possono essere considerati singolarmente i campioni B, C ed F della miscela impiegata a Cala Gonone, hanno densità di impacchettamento uguale a quella dei campioni sferici di diametro uniforme. Le sfere monodiametro, opportunamente ordinate, possono assumere quattro forme di impacchettamento: cubica, tetragonale, ortorombica e romboedrica. La forma di impacchettamento cubica (densità: 0,521) ha densità minima, quella romboedrica (densità: 0,74) massima. Misure eseguite su campioni monogranulari sferici hanno mostrato che i granuli as-

sumono densità di impacchettamento variabile all'interno dei limiti nominati sopra e dipendenti dalla velocità con la quale i granuli vengono introdotti nel contenitore: maggiore è la velocità di introduzione, minore è la densità di impacchettamento. Questa può essere aumentata spillando l'acqua dal contenitore, operazione che in natura corrisponde alla filtrazione prodotta dal ritiro dell'onda.

Scott (1960) ha constatato che la densità di impacchettamento di granuli sferici monogranulari, disposti a caso, può raggiungere valori compresi tra il minimo di 0,60 ed il massimo di 0,64, limiti questi che comprendono il valore medio (0,63) delle densità di impacchettamento estreme.

È stato dimostrato (Fraser, 1935) che in una miscela binaria di granuli sferici con il rapporto tra i diametri di 1:6.3 la porosità è minima quando le percentuali dei due componenti è di 0.25 per il componente più fino e 0.75 per quello più grossolano. Al tendere a zero del rapporto tra i diametri, ossia al tendere all'infinito del diametro maggiore, le sfere più piccole possono occupare il 64% dei vuoti lasciati dalle sfere più grandi. In queste condizioni si ottiene la porosità minima pari a 0.13 quando la composizione è di 26.65% delle sfere più piccole e del 73.35% di quelle più grandi. Risulta che la porosità della miscela varia molto più con il rapporto dei diametri che con la composizione. I diametri devono esser considerevolmente differenti per ottenere la minima porosità della miscela.

In considerazione della non grande differenza dei diametri dei componenti *B* e *C* impiegati a Cala Gonone, si suppone che essi si comportino come un componente unico e si assume per essi una densità di impacchettamento di partenza pari alla densità media dei due. Questa ipotesi consente di schematizzare la miscela come composta da tre soli componenti, la qual cosa alleggerisce considerevolmente la trattazione analitica.

Esistono due parametri limitanti del contenimento dei granuli minori all'interno dei vuoti lasciati dai granuli maggiori: il *rapporto critico di ingresso* che rappresenta il rapporto tra il diametro minimo capace di passare attraverso i vuoti e il diametro dei granuli delimitanti i vuoti stessi; il *rapporto critico di occupazione* che rappresenta il rapporto tra il diametro massimo di un granulo che può rimanere contenuto nel vuoto, senza ostacolare il traliccio, e il diametro dei granuli che delimitano tale vuoto.

Il rapporto critico di ingresso dipende dal tipo di impacchettamento dei granuli di dimensioni maggiori: se l'impacchettamento è cubico il diametro critico è pari al 41,4% del diametro dei granuli più grossi. Il rapporto critico di occupazione è più grande del rapporto critico di ingresso e vale 0,732 per l'impacchettamento cubico, mentre per l'impacchettamento romboedrico, essendo presenti due tipi di vani, esso può valere 0,414 e 0,225.

Nella Tabella 3 sono riportati i diametri critici medi di ingresso e di occupazione compatibili con i tre componenti di maggiore diametro della miscela impegnata a Cala Gonone, nell'ipotesi, abbastanza verosimile per i componenti *B* e *C*, ma non valida per il componente *D*, che il loro impacchettamento possa considerarsi assimilabile a quello dei granuli sferici. La tabella mostra che il diametro medio della sabbia ($D_w=1.01$ mm) costituente il quarto componente (denominato *F*) è inferiore a quasi tutti i diametri di ingresso. Inoltre i diametri di occupazione del componente di maggior diametro è quasi sempre maggiore anche del diametro medio del componente *D*, mentre solo il diametro di ingresso del traliccio cubico è maggiore del diametro medio di quest'ultimo. Conseguentemente appare plausibile che il componente più fino, nel rimaneggiamento prodotto dal moto ondoso, possa andare ad occupare i vuoti lasciati liberi dai componenti di più grande diametro. In teoria i granuli del componente *F* possono penetrare ed essere alloggiati nei vuoti dei componenti *B* e *C* senza alterare i tralicci di questi ultimi. Mentre per quanto riguarda il componente *D* esso partecipa alla miscela in forma "refrattaria" in quanto non è in grado di alloggiare il componente più fino, né di penetrare nei vuoti dei componenti più grossi. La miscela di Cala Gonone può quindi essere ridotta ad un composto di tre frazioni:

1. Quella più grossolana, composta dai componenti *B* e *C*, considerati come un tutt'uno;
2. Quella media, composta dal componente *D*, considerato non attivo nella miscelazione;
3. Quella fina, composta dal componente *F*.

Tabella 3 - Diametri critici medi di ingresso e di occupazione (mm) dei granuli minori nel traliccio dei granuli superiori della miscela.

Traliccio	Componente					
	B		C		D	
	Ingresso	occupaz.	ingresso	occupaz.	Ingresso	occupaz.
cubico	6.5	11.6	4.2	7.5	1.9	3.0
romboedrico	2.4	–	1.6	–	0.6	–
romboedrico 1	–	6.5	–	4.2	–	1.9
romboedrico 2	–	3.6	–	2.3	–	0.9

Determinazione della riduzione di volume.

Nella schematizzazione proposta, la riduzione di volume può essere attribuita esclusivamente all'aumento di densità di impacchettamento dei componenti più grossolani ed alla penetrazione del componente più fino nei vuoti dei primi. I due effetti sono contrastanti: un aumento della densità di impacchettamento comporta una riduzione dei vuoti e quindi della possibilità di compenetrazione.

Detti V_B , τ_B e V_C , τ_C rispettivamente i volumi e le relative percentuali dei componenti B e C e detta ρ la loro densità di impacchettamento iniziale media e ρ' la loro densità finale, per definizione si ha:

$$\rho' = \frac{(V_B + V_C)_e}{(V_B + V_C) \frac{(V_B + V_C)}{V_B + V_C}} = \frac{\rho}{\frac{(V_B + V_C)}{V_B + V_C}}, \quad [7]$$

da cui si ricava:

$$\frac{\Delta(V_B + V_C)}{V} = (\tau_B + \tau_C) \left(1 - \frac{\rho}{\rho'}\right), \quad [8]$$

essendo $\Delta(V_B + V_C)$ la riduzione di volume della miscela attribuibile all'impacchettamento dei componenti B e C . Per la condizione di normalizzazione:

$$\tau_B + \tau_C + \tau_D + \tau_F = 1 \quad [9]$$

l'eq. (8) può anche essere espressa in funzione delle percentuali dei componenti D ed F :

$$\frac{\Delta(V_B + V_C)}{V} = \frac{\Delta V_{imp}}{V} = [1 - (\tau_F + \tau_D)] \left(1 - \frac{\rho}{\rho'}\right). \quad [10]$$

La riduzione massima di volume per compenetrazione è data, al limite, dal volume dei vuoti dei componenti più grossolani. Tale condizione si raggiunge quando il volume dei vuoti di B e C coincidono con il volume di F :

$$(\tau_B + \tau_C)(1 - \rho') = \tau_{Flim}, \quad [11]$$

che per l'eq. (9) diventa:

$$[1 - (\tau_{Flim} + \tau_D)](1 - \rho') = \tau_{Flim}. \quad [12]$$

Dall'eq. (12) si ricava:

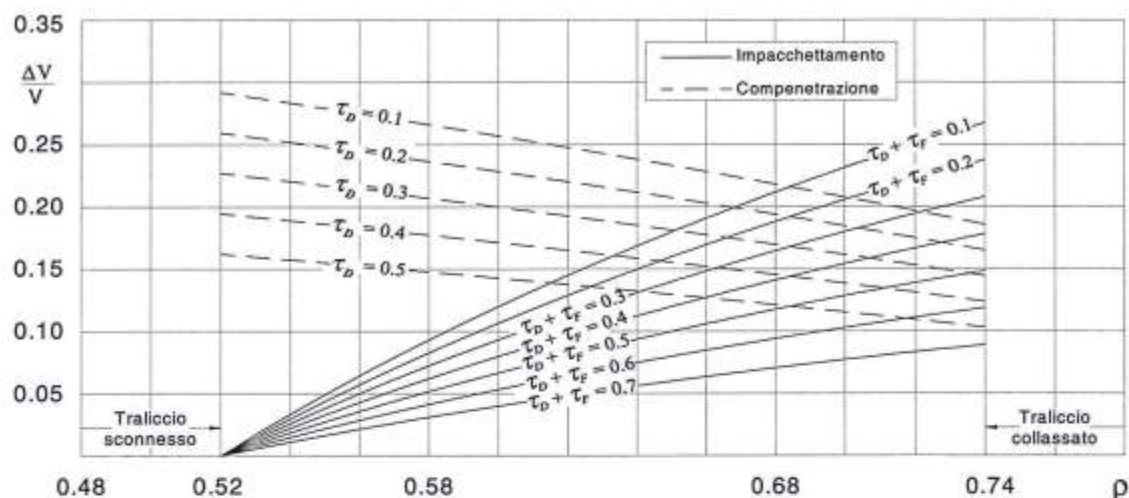


Figura 3 - Effetti contrastanti della compenetrazione e dell'impacchettamento sulla riduzione di volume della miscela in funzione della densità di impacchettamento.

$$\tau_{F\text{lim}} = \frac{(1-\rho')(1-\tau_D)}{2-\rho'} \quad [13]$$

Il valore di $\tau_{F\text{lim}}$ coincide con la massima riduzione di volume per compenetrazione. Si ha dunque:

$$\frac{\Delta V_{\text{com}}}{V} = \frac{(1-\rho')(1-\tau_D)}{2-\rho'} \quad [14]$$

Le eq. (10) e (14), riportate nel diagramma della Figura 3 mostrano come al crescere della densità di impacchettamento aumenta la riduzione di volume, ma contemporaneamente si riduce la possibilità di compenetrazione. Per valori inferiori all'impacchettamento cubico ($\rho < 0.52$) il traliccio è sconnesso, per valori superiori al romboedrico ($\rho > 0.74$) il traliccio è collassato.

Complessivamente la riduzione di volume per impacchettamento e per compenetrazione dipende dalla percentuale di volume del componente più fino. Precisamente, se è:

$$\tau_F < \tau_{F\text{lim}}, \quad [15]$$

ove $\tau_{F\text{lim}}$ è dato dall'eq. (13), la riduzione di volume per compenetrazione è data dalla relazione:

$$\frac{\Delta V_{\text{com}}}{V} = \tau_F \quad [16]$$

e quindi la riduzione di volume per impacchettamento e compenetrazione è data dalla somma delle eq. (10) e (16), ossia:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_{\text{imp}} + \Delta V_{\text{com}}}{V} = [1 - (\tau_F + \tau_D)] \left(1 - \frac{\rho}{\rho'}\right) + \tau_F \quad [17]$$

Se invece è:

$$\tau_F \geq \tau_{F\text{lim}}, \quad [18]$$

la riduzione di volume per compenetrazione si ricava dalla relazione:

$$\frac{\Delta V_{\text{com}}}{V} = \rho(\tau_B + \tau_C) + \tau_D + \tau_F,$$

che dopo facili passaggi diventa:

$$\frac{\Delta V_{\text{com}}}{V} = [1 - (\tau_D + \tau_F)](1 - \rho). \quad [19]$$

Dunque la riduzione di volume complessiva per $\tau_F \geq \tau_{F\text{lim}}$ si ottiene sommando le eq. (10) e (19):

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_{\text{imp}} + \Delta V_{\text{com}}}{V} = [1 - (\tau_F + \tau_D)] \left[2 - \frac{\rho + \rho'^2}{\rho'} \right] \quad [20]$$

Il grafico della Figura 4, ottenuto dalle eq. (17) e (20), riporta, per tre valori della densità di impacchettamento e per quattro valori della percentuale del componente D , supposto inerte, le riduzioni di volume della miscela in funzione della percentuale del componente più fino F . Il grafico mostra che, se si vuole ottenere una riduzione minima del volume dei sedimenti dopo la miscelazione, conviene adottare una alta percentuale della frazione che non partecipa alla miscelazione ed una alta percentuale della frazione fina. Ad esempio con la percentuale $\tau_D = 0.4$ e per la percentuale fina $\tau_F = 0.35$ la riduzione di volume per impacchettamento e compenetrazione rimane compresa tra 0.12 e 0.14. A parte il rischio di perdite, un'alta percentuale della frazione fina, se sabbiosa, avvicina la struttura della spiaggia a forme più gradevoli e fruibili di quanto non possa fare una spiaggia di ghiaia, che però è sicuramente più stabile.

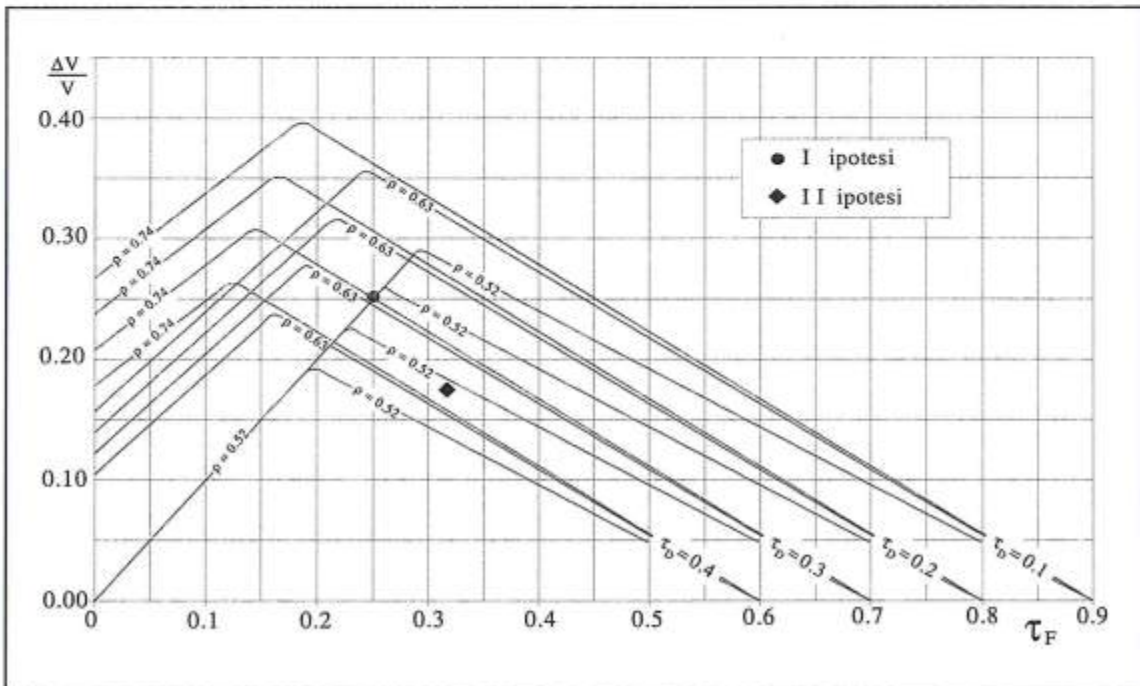


Figura 4 - Riduzione del volume della miscela per assegnati valori della densità di impacchettamento rispetto alla densità cubica e per diverse percentuali del componente D , in funzione del componente F .

Riduzione di volume della miscela dei sedimenti di Cala Gonone.

Ammesso che i componenti della miscela abbiano le stesse caratteristiche dei campioni di cui nella Tabella 2 sono riportate le caratteristiche morfometriche, si possono facilmente determinare la densità di impacchettamento dei singoli componenti. Infatti questo parametro coincide con il rapporto fra il peso di volume in mucchio γ_m ed il peso di volume dei granuli γ_g :

$$\rho = \frac{\gamma_m}{\gamma_g} \quad [21]$$

Le densità di impacchettamento dei singoli componenti risultano quindi:

$$\rho_B = 0.49, \rho_C = 0.56, \rho_D = 0.59, \rho_F = 0.64,$$

rispettivamente per i componenti *B*, *C*, *D* ed *F*. La densità di impacchettamento del componente *B* è addirittura inferiore al minimo (impacchettamento cubico: $\rho = 0.52$) dei granuli sferici. Si ritiene che ciò sia da attribuire alla spigolosità dei granuli più che alla mancata sfericità. Gli altri componenti hanno densità di impacchettamento ricadenti nell'intervallo teorico dei granuli sferici. In particolare, il valore, relativamente alto, del componente *D* è da attribuire alla forma piatta dei granuli, mentre il valore più alto del componente *F* è legato, oltre che alla sfericità dei granuli, anche al loro maggiore arrotondamento.

Il valor medio della densità di impacchettamento dei componenti *B* e *C* vale:

$$\rho = \frac{\rho_B + \rho_C}{2} = 0.525 \quad [22]$$

Al momento, il valore dell'impacchettamento operato dal moto ondoso può essere solo stimato. Si ritiene che, soprattutto a causa della spigolosità dei granuli, la densità di impacchettamento a seguito dell'elaborazione marina, non superi le 5 unità percentuali:

$$\rho' = \rho + 0.05 = 0.575 \quad [23]$$

Sono finalmente disponibili tutti gli elementi per il calcolo della riduzione di volume della miscela. Per l'eq. (13) il volume limite di sedimenti fini contenibili nei vuoti dei componenti *B* e *C* vale:

$$\tau_{F\text{limI}} = 0.224,$$

$$\tau_{F\text{limII}} = 0.197,$$

rispettivamente per la prima e per la seconda ipotesi sulle percentuali dei componenti. In entrambi i casi la percentuale di sedimento fino *F* è superiore ai valori di $\tau_{F\text{lim}}$, dunque la riduzione di volume per impacchettamento e compenetrazione deve essere calcolata con l'eq. (20). Per le due ipotesi si ottiene rispettivamente:

$$\frac{\Delta V_I}{V} = 0.256,$$

$$\frac{\Delta V_{II}}{V} = 0.177.$$

Bilancio dei sedimenti versati

Con lo scopo di valutare il bilancio dei volumi versati, a seguito dell'evoluzione prodotta dal moto ondoso, dopo 18 mesi dall'interruzione dei lavori, è stato eseguito un rilievo topografico e batimetrico sulle tre piccole spiagge. Allo scopo sono state rilevate per ogni spiaggia un certo numero di sezioni trasversali per un numero complessivo di 20 sezioni. Nelle Fig. 5, 6 e 7 sono riportate le

tracce delle sezioni rilevate. Come si può notare, il numero di sezioni deve ritenersi adeguato per la determinazione del volume dei sedimenti di ripascimento.

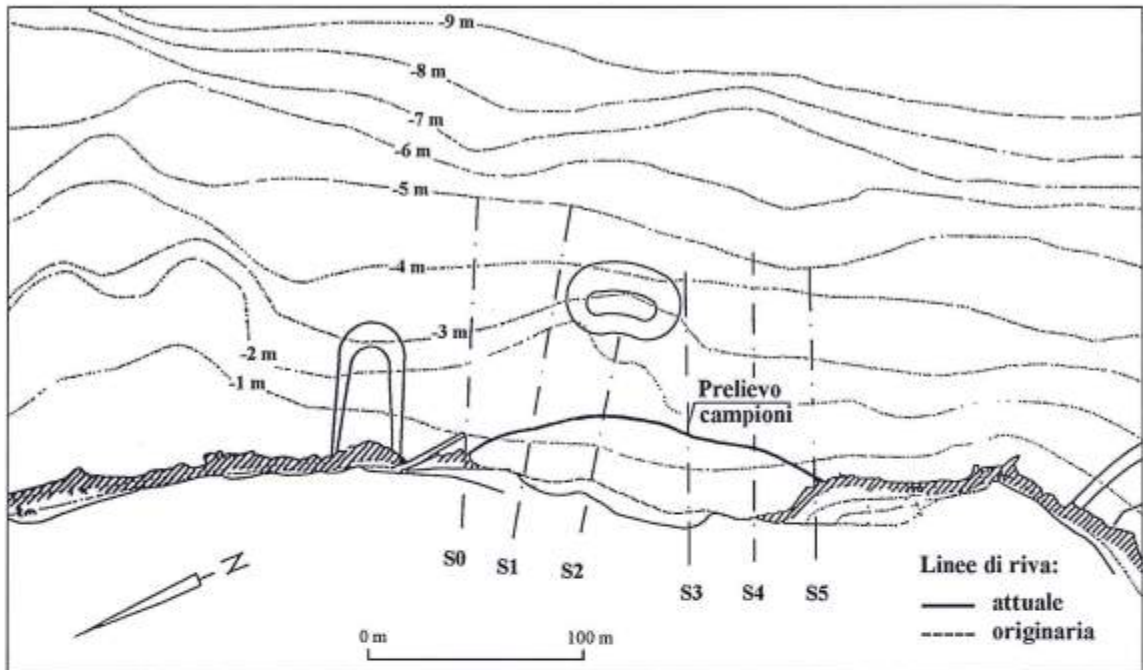


Figura 5 - Spiaggia di Palmasera A. Sono indicate le linee di riva di progetto e quelle rilevate dopo 18 mesi dall'interruzione dei lavori.

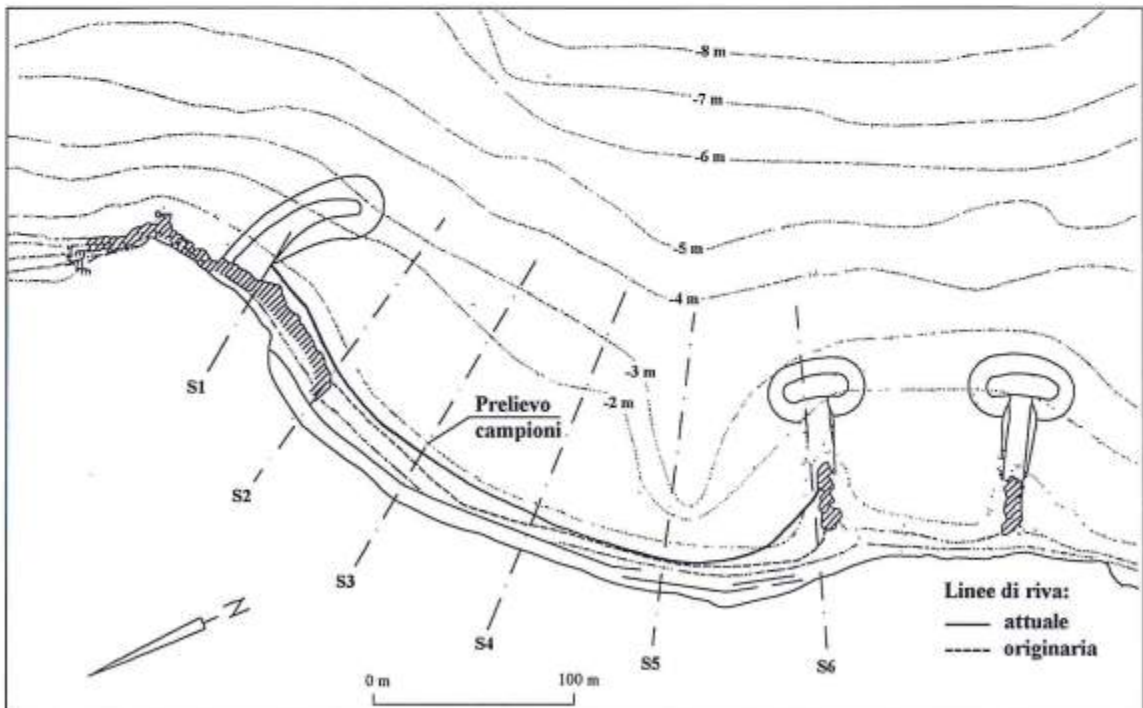


Figura 6 - Spiaggia di Palmasera B. Sono indicate le linee di riva originaria e quelle rilevate dopo 18 mesi dalla prima interruzione dei lavori.

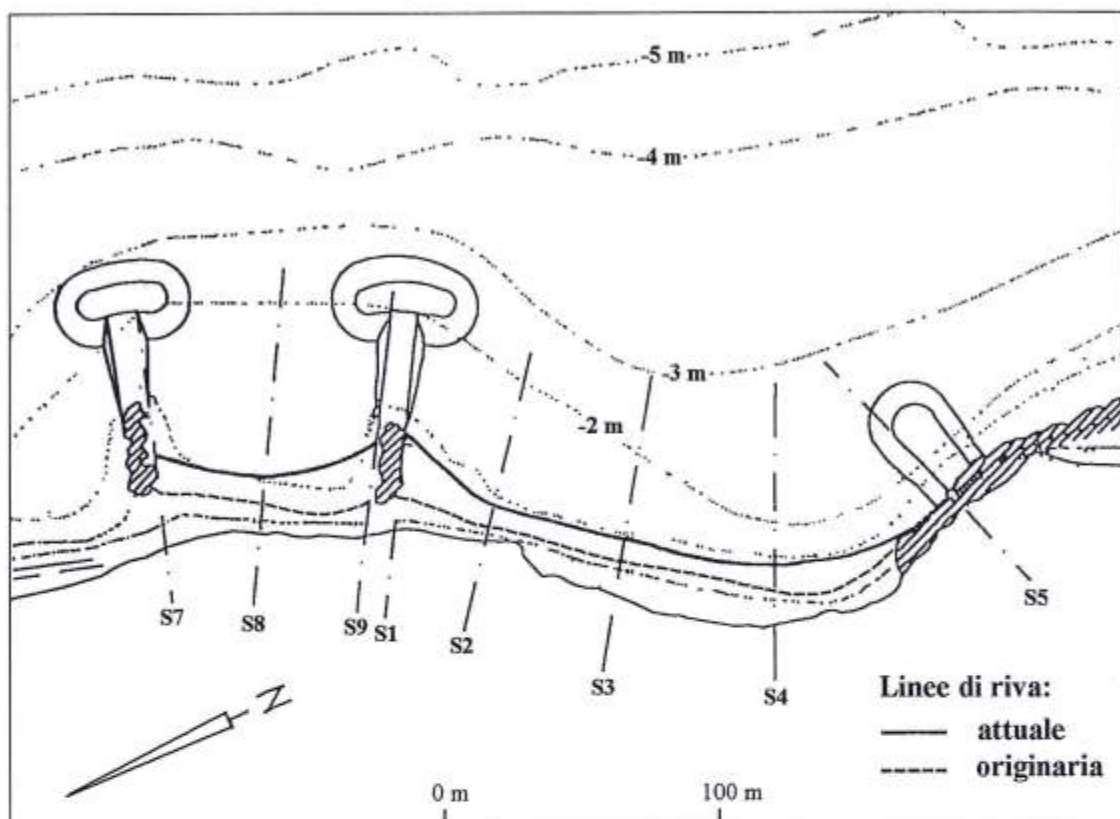


Figura 7 - Spiaggia di Sos Dorroles. Sono indicate le linee di riva originaria e quelle rilevate dopo 18 mesi dalla prima interruzione dei lavori.

Le Figure 8, 9 e 10, tratte da Corrias (1997), riportano tre delle sezioni ricostruite dalla batimetria di progetto –ivi indicate con la parola “originaria”–, e quelle rilevate nel mese di settembre 1996, ossia dopo il ripascimento –indicate nelle figure con la parola “nuova”–, rispettivamente nelle spiagge di Palmasera A, Palmasera B e Sos Dorroles. La modellazione impressa dal regime ondoso al materiale versato è tipica dei profili trasversali osservati nelle spiagge di ghiaia. Dal calcolo delle aree delle sezioni è stato possibile determinare i volumi dei sedimenti trattenuti.

Il bilancio dei volumi versati nelle tre spiagge è riportato nella Tabella 4. In particolare nell’ultima riga della tabella sono riportate le percentuali dei sedimenti che risultano allontanati. Nella prima ipotesi (uguali volumi dei componenti la miscela) tali percentuali sono costituite dai valori del 20%, 69% e 10% dei volumi versati rispettivamente nelle spiagge di Palmasera A, Palmasera B e Sos Dorroles. Nella seconda ipotesi ($\%B=0.168$; $\%C=0.178$; $\%D=0.340$; $\%F=0.314$), mancando i vuoti necessari ad alloggiare la frazione più fina della miscela, la perdita di sedimenti (Palmasera A: 28%; Palmasera B: 72%; Sos Dorroles: 20%) è, ovviamente, maggiore.

Peraltro, occorre dire che i volumi calcolati sono stati ottenuti ragguagliando le aree delle sezioni rilevate rispetto alle sezioni dei rilievi batimetrici di progetto che risalgono al 1988. Non si ha notizia di eventuali variazioni intervenute tra i rilievi di progetto e l’inizio dei lavori, tuttavia se in tale intervallo di tempo (sette anni) sono avvenute erosioni nelle spiagge le suddette perdite devono intendersi comprensive anche di tali erosioni. Qualche errore si può ammettere anche sulle interpolazioni fatte in sede di progetto nel tracciare le linee batimetriche dalle quali sono derivate le sezioni di riferimento utilizzate in questa sede per il bilancio.

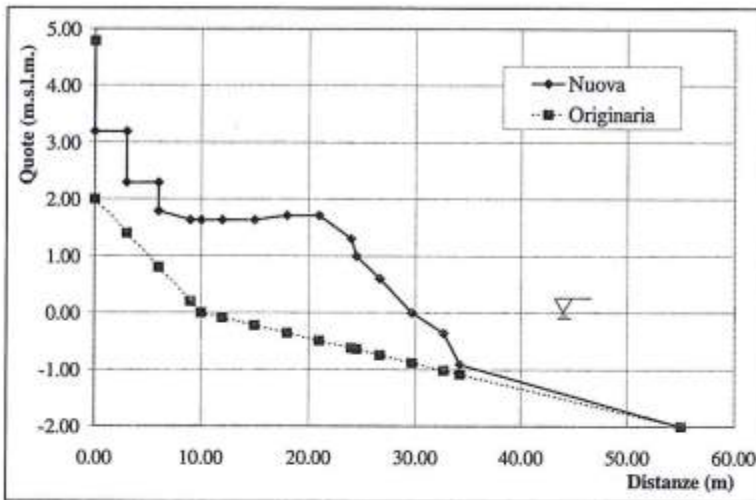


Figura 8 - Palmasera A, sezione 3. Per "nuova" si intende il profilo rilevato nel settembre 1997; per "originaria" si intende il profilo di progetto.

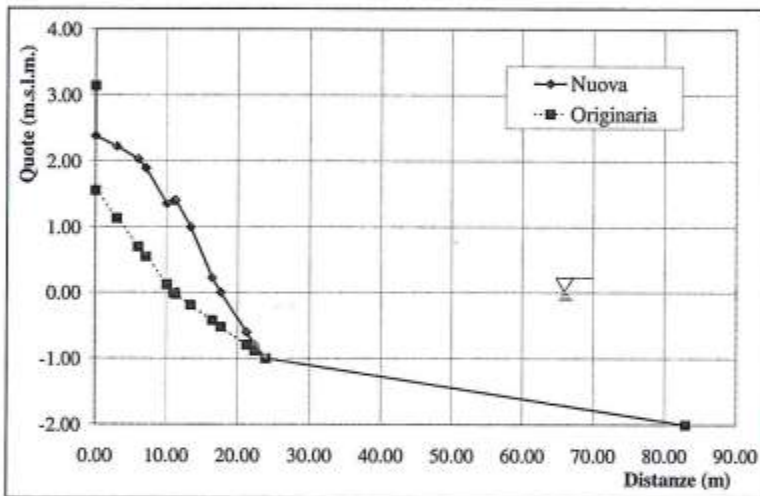


Figura 9 - Palmasera B, sezione 3. Per "nuova" si intende il profilo rilevato nel settembre 1997; per "originaria" si intende il profilo di progetto.

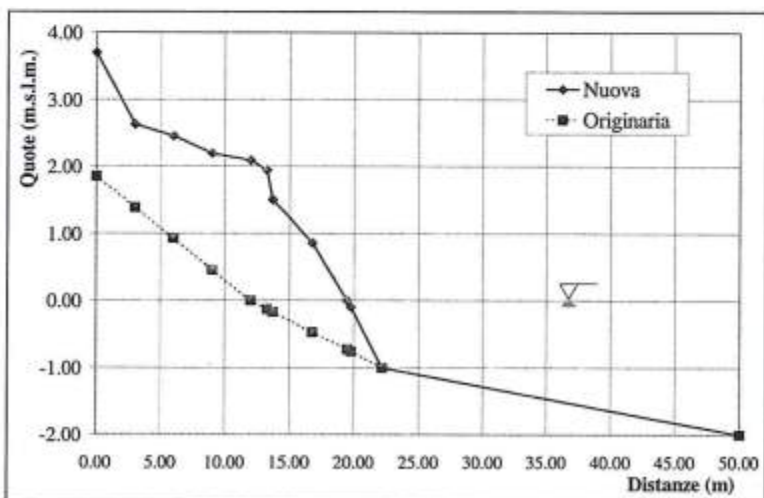


Figura 10 - Sos Dorroles, sezione 3. Per "nuova" si intende il profilo rilevato nel settembre 1997; per "originaria" si intende il profilo di progetto.

Tabella 4: Bilancio dei volumi dei sedimenti impiegati nel ripascimento.

N°	Volumi (m ³)	Spiaggia					
		Palmasera A		Palmasera B		Sos Dorroles	
		I ^A ipotesi	II ^A ipotesi	I ^A ipotesi	II ^A ipotesi	I ^A ipotesi	II ^A ipotesi
1	Versati a tutto il 03.02.1995	8827	8827	5927	5927	7165	7165
2	Riduzione per Impacchettamento e compenetrazione	2260	1562	1517	1049	1720	1268
3	(N° 1 - N° 2)	6567	7265	4410	4878	5331	5897
4	Misurati a tutto il 29.09.1996	5331	5331	1377	1377	4789	4789
5	Perdite (N° 3 - N° 4) x 100 / N° 3	19%	27%	69%	71%	10%	19%

Ciò detto, la Tabella 4, nonostante la considerevole riduzione di volume accordata per impacchettamento, mostra una considerevole riduzione dei volumi versati rispetto a quelli ottenuti con il calcolo. Si deve quindi ammettere che possa essere avvenuta anche una perdita di sedimenti. Verosimilmente la frazione persa appartiene prevalentemente alle sabbie. Le perdite di Palmasera A, e ancor più di Sos Dorroles, possono comunque essere considerate abbastanza accettabili, date le condizioni del moto ondoso del sito, mentre appare eccessiva la perdita di Palmasera B.

Il calcolo del flusso di energia longitudinale riportato in precedenza, il cui valore medio netto è diretto verso Sud e che assume per la spiaggia di Palmasera B, a causa del suo orientamento, un valore superiore del 30% ai valori calcolati per le altre due spiagge, porta a ritenere che una parte dei sedimenti versati sulla spiaggia di Palmasera B si sia trasferita nella spiaggia di Sos Dorroles, contribuendo così a far apparire minori le perdite di quest'ultima spiaggia. Peraltro, i sedimenti perduti dalle tre spiagge, comprensivi anche delle eventuali erosioni intervenute prima dell'intervento, che complessivamente, secondo la stima effettuata, ammontano a circa il 30% ed il 38% del volume depurato della riduzione per impacchettato e compenetrazione, rispettivamente per la prima e la seconda ipotesi, oltre ad un trasporto longitudinale possono anche aver subito una forma di trasporto trasversale.

Considerazioni finali.

E' stata esaminata l'evoluzione delle tre piccole spiagge di Cala Gonone a distanza di 18 mesi dalla prima interruzione dei lavori di ripascimento. La batimetria e l'orografia del Golfo di Orosei, al quale le tre spiagge appartengono, non presenta caratteristiche favorevoli all'impianto di spiagge sabbiose e per questo, infatti, il ripascimento ha previsto l'impiego di un sedimento costituito da una miscela di ghiaia e sabbia.

Nell'area non esistono rilievi ondametrici, per cui in questa sede si è dovuto ricorrere alla ricostruzione del regime ondoso partendo dai dati anemometrici registrati a Capo Bellavista. Dal regime ondoso è stato estratto il valore dell'altezza significativa avente la frequenza annua di 12 ore. Il valore di questo parametro, ottenuto dalla media dei 18 anni di moto ondoso ricostruiti, indica che la zona litoranea interessata al trasporto di sedimenti sabbiosi si spinge quasi fino alla isobata 7 m, confermando così la difficile situazione per l'equilibrio dei sedimenti sabbiosi in questa costa.

Il flusso longitudinale di energia del moto ondoso è risultato diverso per le tre spiagge a causa del loro diverso orientamento: si nota che la spiaggia di Palmasera B ha un flusso medio netto, diretto verso Sud, superiore del 30% ai flussi, anche questi diretti a Sud, delle due spiagge di Palmasera A e

di Sos Dorroles. L'entità del flusso calcolato indica che le spiagge, ad ulteriore conferma della difficoltà di impiantarvi sedimenti sabbiosi, sono soggette ad un potenziale trasporto longitudinale di sedimenti sabbiosi dell'ordine di diverse centinaia di migliaia di metri cubi all'anno. Bisogna anche evidenziare che il calcolo del flusso di energia riportato sopra indica una direzione media annua del trasporto dei sedimenti verso Sud, mentre i dati di progetto riportano un trasporto prevalente verso Nord.

Allo scopo di eseguire una valutazione dell'evoluzione dei sedimenti versati è stato effettuato il calcolo della riduzione di volume subita dalla miscela ad opera del moto ondoso. Per mettere in evidenza l'influenza della composizione della miscela sull'evoluzione dei sedimenti, accanto alla composizione della miscela impiegata (ipotesi II) è stata esaminata anche l'evoluzione di una miscela aventi frazioni uguali dei quattro componenti (ipotesi I). È risultato che le tre spiagge, Palmasera A, Palmasera B e Sos Dorroles, nell'intervallo di tempo dei 18 mesi trascorsi dalla prima interruzione dei lavori, hanno perso rispettivamente il 19%, il 69% e il 10% del volume versato nel caso dell'ipotesi I e rispettivamente il 27%, il 71% e il 19% nel caso dell'ipotesi II. La maggiore perdita ottenuta con la II ipotesi deve essere attribuita alla maggiore percentuale di fine della miscela.

Le perdite di Sos Dorroles e Palmasera A possono essere ritenute accettabili, date le difficili condizioni morfologiche e meteo-marine della costa. La perdita di Palmasera B appare però eccessiva, anche se una parte di questi sedimenti, verosimilmente, si sono trasferiti sulla spiaggia di Sos Dorroles e quindi non possono essere considerati veramente persi.

Nel complesso le perdite di sedimenti, nel caso della miscela messa in opera (II ipotesi), sono risultate pari a circa il 39% del volume ridotto secondo il calcolo effettuato; esse sarebbero state pari a circa il 33% di tale volume, nel caso in cui la miscela fosse stata quella della I ipotesi. Le perdite devono essere attribuite in parte al flusso longitudinale di energia del moto ondoso e in parte al trasporto trasversale. Si ritiene che entrambe le perdite siano di tipo permanente: quelle dovute al trasporto litoraneo per la forte prevalenza del flusso verso Sud, quelle dovute al trasporto trasversale per la forte pendenza del fondale.

Ringraziamenti. Si ringrazia l'allievo ing. Francesco Corrias che gentilmente ha messo a disposizione i dati dei rilievi topografici eseguiti durante lo svolgimento della sua tesi di laurea.

Bibliografia

- Allen J. R. L. (1970) - *The systematic packing of prolate spheroid with reference to concentration and dilatancy*. Geol. en Mijnbouw, 49 211-220.
- Cicala A. (1988) - *Studio delle condizioni meteomarine nel golfo di Orosei*. Allegato 5 di progetto. Lavoro non pubblicato.
- Corrias F. (1997) - *Sui risultati dell'intervento di ripascimento delle spiagge di Cala Gonone (Dorgali)*. Tesi di laurea non pubblicata. D.I.T., Sezione Ingegneria Idraulica. Università di Cagliari. A. A. 1996-1997.
- CUR (1989) - *Manual on artificial beach nourishment*, Report 130, Delft Hydraulics.
- Fraser H. J. (1935) - *Experimental study of the porosity and permeability of clastic sediments*. J. Geol., 43, 910-1010.
- Hurdle D. P. e Stive R. J. H. (1989) - *Revision of SPM 84 wave hindcast model to avoid inconsistencies in engineering applications*. Coastal Engineering, 12, 339-351.
- Mulas G. (1994) - *Progetto di ricostruzione delle spiagge di Cala Gonone, Palmasera e Sos Dorroles. Studio sugli inerti da ripascimento*. Comune di Dorgali. Lavoro non pubblicato.
- Pranzini E. e Mania R. (1996) - *Sedimentological study of the nershore of Cala Gonone (eastern Sardinia, Italy) oriented to the beach improvement*. Boll. Soc. Geol. It. 115 (1996), 95-104.
- Scott G. D. (1960) - *Packing of equal spheres*. Nature, 188, 908-909.
- Van der Meer J. W. (1988) - *Rock slope and gravel beaches under waves attack*. Doctoral Thesis. Delft Hydraulics communication N° 369.

Un Indice di stabilità (I_s) per la stima dell'idoneità dei materiali all'alimentazione artificiale delle spiagge

Enzo Pranzini

Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Firenze
Via Jacopo Nardi 2, 50132 Firenze, Italia.

Riassunto

Viene qui proposta una metodologia per valutare l'idoneità di un materiale all'alimentazione artificiale di una spiaggia. Essa si basa sul confronto fra le distribuzioni granulometriche del materiale rappresentativo della zona d'intervento e di quella del materiale da utilizzare nel ripascimento dal quale si ottiene un Indice di stabilità. Non facendo ricorso ad indici statistici, il metodo può essere utilizzato indipendentemente dalla log-normalità dei sedimenti ed anche per materiali di cui si abbiano analisi granulometriche effettuate con intervallo di setacciatura non omogeneo. Vengono quindi illustrati alcuni casi di ripascimento nei quali l'Indice di stabilità è stato utilizzato in fase di progettazione o in fase di valutazione dell'efficacia dell'intervento.

Introduzione

La valutazione dell'idoneità di un materiale all'alimentazione artificiale di una determinata spiaggia viene generalmente effettuata attraverso il confronto fra la distribuzione granulometrica del materiale in questione e quella di un campione "composito" rappresentativo della spiaggia d'intervento. In modo analitico, o in modo grafico, è possibile ottenere un Fattore di riempimento che indica il volume di materiale di alimentazione necessario a produrre, sotto l'azione selettiva del moto ondoso, un volume unitario di sedimento con distribuzione granulometrica identica a quella del materiale naturale. Ciò è espresso dal Rapporto critico (R_{qcrit}) proposto da Krumbein & James (1965).

Questo metodo, pur essendo applicato frequentemente, anche grazie alla sua "adozione" da parte dello Shore Protection Manual (U.S. Army, 1975), comporta alcuni problemi.

Il principale di questi deriva dal fatto che esso ci consente di stimare il volume dei materiali di alimentazione necessario per ottenere un volume unitario di materiali identici, per distribuzione granulometrica, a quelli naturali. Ciò generalmente non costituisce l'obiettivo di un progetto, dato che il sedimento naturale dimostra di non essere stabile sulla spiaggia d'intervento, essendo questa, in genere, in erosione. Al contrario, si cerca sempre di immettere sulla spiaggia materiale più grossolano, sia per aumentarne la stabilità che per ottenere un'espansione dell'arenile più consistente a parità di volume versato; ciò grazie alla maggiore pendenza che in questo caso assume la spiaggia.

Un altro problema è legato alla necessità di ipotizzare distribuzioni log-normali dei sedimenti naturali e di ripascimento, dato che il confronto avviene attraverso i rispettivi valori della Media (M_d) e della Classazione (σ_ϕ) secondo la formulazione di Inman (1952). Molto spesso i sedimenti naturali si discostano molto dalla log-normalità, e ancor più lo fanno quelli "compositi", che spesso presentano distribuzioni bi- o polimodali. Per quanto riguarda i materiali di alimentazione, poi, la log-normalità è impossibile se essi derivano da frantumazione e setacciatura di roccia coerente ed è co-

munque altamente improbabile se il materiale è estratto da depositi alluvionali attuali e recenti. Più probabile è per i materiali presenti sui fondali marini, fino a che, anche di questi, non viene costituito un campione "composito".

Comunque, il calcolo di R_{crit} non può essere effettuato se il materiale di alimentazione è più clastato del sedimento naturale. In questo caso, se il materiale di ripascimento è più grossolano del sedimento naturale viene definito stabile, con $R_{\text{crit}} = 1$. Materiali diversi vengono così ad avere lo stesso Rapporto critico, mentre è evidente che maggiori saranno le loro dimensioni e più elevata sarà la loro stabilità. Questo aspetto non è ovviamente preso in considerazione dal metodo di Krumbein & James (1965). Nel caso, invece, in cui il materiale di alimentazione sia più fine di quello naturale, esso è genericamente definito "instabile", ma il grado di instabilità non viene espresso e quindi non è possibile scegliere fra due o più materiali che potrebbero comunque essere utilizzati qualora il ritorno economico dell'operazione venisse garantito, ad esempio, da una utilizzazione turistica, pur limitata nel tempo, come si sta perseguendo in alcuni interventi condotti in Italia.

Metodi leggermente diversi per il calcolo del Fattore di riempimento¹ sono stati successivamente proposti da James (1975) e da Hobson (1977), ma non risolvono completamente i problemi, sia perchè non astraggono da distribuzioni log-normali, sia perchè hanno come riferimento, in particolare il metodo proposto da James (1975), la produzione di un sedimento simile a quello naturale.

Una finalità leggermente diversa è perseguita dal Fattore di ripascimento, proposto da Hobson (1977), che dovrebbe indicare la periodicità con la quale si dovrebbe effettuare l'alimentazione per bilanciare le perdite naturali. Il calcolo di questo indice necessita dell'introduzione di un parametro adimensionale che esprime le capacità di rimaneggiamento del sistema naturale. In assenza di dati, prodotti forse a seguito di un lungo monitoraggio della zona d'intervento dopo l'alimentazione artificiale, non è possibile definire in modo certo il valore di questo parametro.

L'Indice di stabilità (Is)

Parte delle obiezioni sopra formulate può essere superata da un metodo di stima dell'idoneità dei materiali di ripascimento che non assuma come condizione indispensabile la log-normalità dei sedimenti e come fine la produzione di un materiale uguale a quello naturale.

Il metodo che qui viene proposto parte dall'ipotesi che la stabilità di ogni frazione granulometrica immessa sulla spiaggia sia inversamente proporzionale al valore che la stessa frazione assume nella curva cumulativa dei sedimenti di spiaggia. Ciò implica che un granulo di dimensioni superiori al granulo più grosso presente sulla spiaggia ha stabilità 1 e che un granulo più fine dell'ultimo elemento della distribuzione granulometrica del materiale di spiaggia ha una stabilità pari a zero. Per ciascuna frazione granulometrica "i" viene quindi definito un Fattore di stabilità (fs_i) che risulta pari al complemento a 100 del valore che quella frazione granulometrica assume nella curva cumulativa del sedimento naturale, diviso per cento:

$$fs_i = (100 - cn_i)/100$$

dove cn_i = percentuale cumulativa relativa alla frazione granulometrica "i" del sedimento naturale (vedi figura 1).

Moltiplicando questo Fattore per il valore della frazione rappresentativa della relativa classe granulometrica del materiale di alimentazione (qb_i) si ottiene il "contributo" che quella classe granulometrica può dare all'alimentazione della spiaggia. La somma di tutti questi valori, divisa per 100, porta all'Indice di stabilità:

$$Is = (\sum qb_i * fs_i)/100$$

che può variare fra 0 ed 1.

¹ Per una presentazione in italiano ed una discussione dei vari metodi presenti in letteratura per la valutazione dell'idoneità dei materiali all'alimentazione artificiale delle spiagge, si può vedere la pubblicazione di La Monica et al. (1984).

Nel primo caso tutti i granuli del materiale di alimentazione hanno dimensioni inferiori al più piccolo granulo presente sulla spiaggia; nel secondo caso hanno tutte dimensioni maggiori dell'elemento più grossolano.

Un materiale con distribuzione granulometrica identica a quella dei sedimenti di spiaggia viene ad avere un Indice di stabilità pari a 0.50.

Questa formulazione è valida per intervalli infinitesimi. In considerazione del fatto che in genere si usa un intervallo di setacciatura di $1/2$ o $1/4$ di ϕ , il valore cn_i si riferisce al limite dimensionale inferiore della classe i -esima del sedimento naturale, ed è quindi punitivo nell'attribuzione del "contributo" fornito dai granuli maggiori appartenenti alla i -esima classe del materiale di alimentazione.

Una più corretta stima deriva dall'assunzione di un valore di fs_i intermedio fra quello della classe i e quello della classe $i-1$:

$$fs_i = ((100 - cn_i) + (100 - cn_{i-1}))/2$$

In pratica la formula finale viene ad essere:

$$Is = \sum fb_i * (100 - fn_i - fn_{i-1})$$

La correttezza di questa procedura di correzione per intervalli di setacciatura discreti è confermata dal fatto che il calcolo di Is per materiali di alimentazione identici a quelli naturali porta ad un risultato pari a 0.5, cosa che nella pratica può essere utilizzata per la verifica dei calcoli.

Questo metodo permette di attribuire un Indice di stabilità (Is) a qualsiasi tipo di materiale, anche a quelli per i quali i metodi precedentemente esposti non consentono una valutazione o danno un valore generico pari a 1. In particolare è possibile valutare materiali definiti "non idonei" dai metodi precedenti, ma che possono venire utilizzati grazie alla loro disponibilità a condizioni economiche vantaggiose. In ogni caso tutti i sedimenti sono valutabili e i risultati confrontabili per formulare una graduatoria di idoneità fra materiali differenti.

Solo i materiali con indice zero ed 1 non sono discriminabili, ma la loro esistenza appare solo teorica o, quantomeno, lo è nell'ambito degli interventi di ripascimento realizzabili.

In pratica il metodo richiede solo l'immissione su due colonne di un foglietto elettronico (tipo Excel, Lotus, ecc.) delle percentuali cumulative del sedimento naturale e delle percentuali del materiale di ripascimento. Dalla prima colonna si ottengono i vari valori di fs , che vengono poi moltiplicati per i corrispondenti valori della seconda colonna; la somma dei risultati fornisce il valore di Is .

Qui di seguito sono riportati degli esempi di applicazione di questo metodo utilizzato per valutare l'idoneità all'alimentazione artificiale della spiaggia di Procchio (Isola d'Elba) da parte di materiali disponibili sui fondali antistanti il settore settentrionale dell'Isola.

Un ulteriore esempio di applicazione riguarda un intervento di alimentazione artificiale effettuato sulla spiaggia di Cecina Mare (Livorno) con materiali prelevati in una cava posta nella pianura alluvionale del Fiume Cecina.

Infine, si riportano i risultati dell'analisi di stabilità di materiali prodotti in cava per frantumazione e setacciatura di roccia calcarea per l'alimentazione artificiale della spiaggia di Cala Gonone (Sardegna) e di Caucana (Sicilia).

In tutti i casi si è indicato il valore di $R_{\phi_{crit}}$ calcolato in modo analitico, per consentire un confronto fra le due metodologie.

L'alimentazione artificiale della spiaggia di Procchio

La spiaggia di Procchio è una pocket beach, lunga poco più di un chilometro, e posta sulla costa settentrionale dell'Isola d'Elba. E' soggetta ad una modesta erosione (circa 6 metri fra il 1968 e il 1997) che però, data la sua limitata ampiezza e la scarsità di spiagge presenti sull'Isola, costituisce una seria minaccia per l'economia locale. In considerazione dell'elevato valore paesaggistico della zona e del modesto tasso di erosione, non è stata proposta la costruzione di opere di difesa, ma solo la realizzazione di una alimentazione artificiale.

Per l'alimentazione di questa spiaggia sono disponibili sedimenti da dragare in mare al largo del Golfo di Viticcio (Vit), del porto di Marciana Marina (Mar) e al largo del Golfo di Sant'Andrea (SAn); è stato inoltre preso in considerazione un campione costituito da una miscela SAn + Vit (denominato SAV). Ciascuna area di prelievo, su cui sono stati raccolti alcuni campioni, viene qui rappresentata da un unico campione composito, i cui valori di Media e Classazione secondo la formulazione di Inman sono riportati in Tabella 1, che è stato messo a confronto con un campione composito costituito dai campioni di battigia prelevati nella zona d'intervento (vedi sempre Tabella 1 per i suoi valori di M_ϕ e σ_ϕ). Si è quindi proceduto al calcolo del Rapporto critico ($R_{\phi crit}$) i cui valori sono riportati in Tabella 2.

Tabella 1 - Media e Classazione secondo la formulazione di Inman per i materiali presi in considerazione per l'alimentazione della spiaggia di Procchio.

Campione	M_ϕ	σ_ϕ
Battigia	0.18	1.55
Vit	0.61	1.30
Mar	1.45	1.05
SAn	-0.87	0.81
SAV	-0.42	0.86

Tabella 2 - Rapporto critico (R_{crit}) e parametri necessari per il suo calcolo per i materiali disponibili per l'alimentazione della spiaggia di Procchio.

Phi	Procchio	Vit	SAn1-5	Mar	Vit+SA
D16	-1.37	-0.68	-1.69	0.41	-0.42
D84	1.75	1.9	-0.15	2.5	0.86
M_ϕ	0.19	0.61	-0.92	1.45	-0.42
σ_ϕ	1.56	1.29	0.77	1.04	0.86
R_{crit}		n.c.	1	n.c.	1

Tabella 3 - Rapporto critico e Indice di stabilità per i materiali disponibili per l'alimentazione della spiaggia di Procchio.

Campione	$R_{\phi crit}$	Is
Vit	n.c.	0.548
Mar	n.c.	0.266
SAn	1	0.751
SAV	1	0.650

di sovrapposizione fra le distribuzioni granulometriche è in definitiva ben espresso dall'Indice di stabilità, come appare dalla figura 2.

Il Rapporto critico per i campioni SAn e SAV è pari ad 1, mentre non è calcolabile per i campioni Vit e Mar che vengono genericamente definiti come non idonei (vedi Tabella 2). Gli elementi per il calcolo di Is per questi quattro materiali sono riportati in Tabella 4, mentre in Figura 1 compare la curva cumulativa del campione composito di battigia in cui sono riportati i valori di f_s per le varie frazioni granulometriche.

L'Indice di stabilità (Is) consente di scegliere quale è migliore fra i due materiali che hanno $R_{\phi crit} = 1$, ed ovviamente risulta migliore il SAn, essendo il campione SAV l'unione di SAn con del materiale a granulometria minore. In casi in cui le cose non fossero così evidenti, la scelta fra più campioni con $R_{\phi crit} = 1$ dovrebbe avvenire sulla base dell'analisi delle varie distribuzioni senza però giungere ad una quantificazione della diversa idoneità.

Nel caso dei due materiali classificati come non idonei dal metodo di Krumbein & James (1965), l'Indice di stabilità consente una valutazione più accurata ed un giudizio non negativo per il campione Vit che con $Is = 0.548$ viene ad avere una distribuzione di frequenza simile a quella del materiale di battigia. Il livello

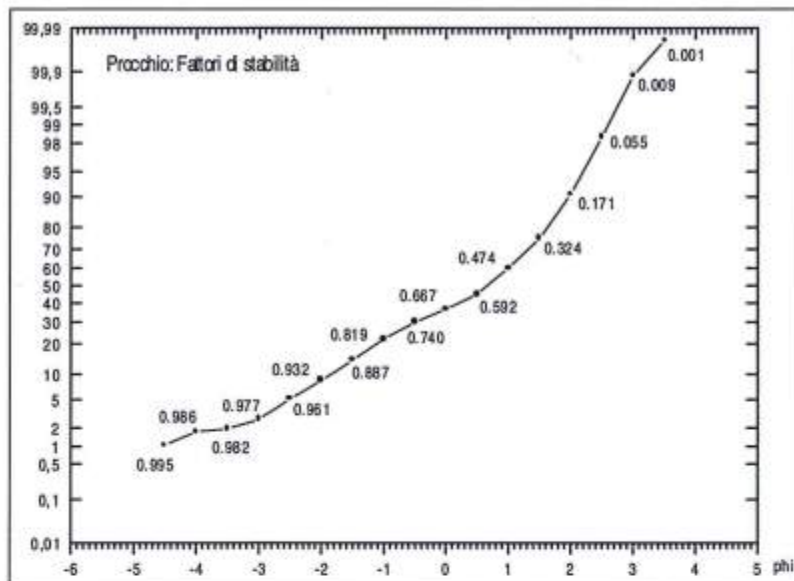


Figura 1 - Curva cumulativa e Fattori di stabilità (fs) relativi al campione composito di battigia del Golfo di Procchio. I fattori di stabilità dipendono dalla distribuzione granulometrica dei sedimenti presenti sulla spiaggia da alimentare e non cambiano per i diversi tipi di materiale utilizzato.

Tabella 4 - Elementi per il calcolo dell'Indice di stabilità per i materiali disponibili per l'alimentazione della spiaggia di Procchio.

Phi	%	%cum	(100-%cum)/100	fs	Vit frequenza	Vit-fs	SA _n 1-5	SA _n -fs	Mar	Mar-fs	SAV	SAV-fs
-5	0.000	0.000	1.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-4.5	1.070	1.070	0.989	0.995	0.00	0.00	1.00	0.99	0.00	0.00	0.50	0.503
-4	0.650	1.720	0.983	0.986	0.00	0.00	0.45	0.44	0.00	0.00	0.23	0.22
-3.5	0.210	1.930	0.981	0.982	0.00	0.00	1.15	1.13	0.44	0.43	0.58	0.56
-3	0.740	2.670	0.973	0.977	0.04	0.04	1.66	1.62	0.20	0.19	0.85	0.83
-2.5	2.470	5.140	0.949	0.961	0.20	0.19	2.91	2.80	0.26	0.25	1.56	1.49
-2	3.350	8.490	0.915	0.932	0.58	0.54	3.47	3.23	0.27	0.25	2.03	1.89
-1.5	5.610	14.100	0.859	0.887	2.01	1.78	9.44	8.38	0.39	0.35	5.73	5.08
-1	7.960	22.060	0.779	0.819	5.25	4.30	20.50	16.79	0.84	0.69	12.87	10.55
-0.5	7.920	29.980	0.700	0.740	14.14	10.46	25.49	18.86	1.88	1.39	19.82	14.66
0	6.730	36.710	0.633	0.667	30.70	20.47	19.97	13.31	4.88	3.25	25.34	16.89
0.5	8.250	44.960	0.550	0.592	22.56	13.35	9.53	5.64	8.96	5.30	16.05	9.49
1	15.200	60.160	0.398	0.474	4.49	2.13	3.70	1.76	13.81	6.55	4.10	1.943
1.5	14.920	75.080	0.249	0.324	0.83	0.27	0.44	0.14	11.06	3.58	0.64	0.21
2	15.600	90.680	0.093	0.171	4.00	0.69	0.12	0.02	17.18	2.94	2.06	0.35
2.5	7.730	98.410	0.016	0.055	10.65	0.58	0.08	0.00	23.88	1.30	5.37	0.30
3	1.470	99.880	0.001	0.009	4.21	0.04	0.05	0.00	12.79	0.11	2.13	0.018
3.5	0.100	99.980	0.000	0.001	0.27	0.00	0.02	0.00	2.63	0.00	0.15	0.00
4	0.020	100.00	0.000	0.000	0.04	0.00	0.01	0.00	0.43	0.00	0.03	0.00
4.5	0.000	100.00	0.000	0.000	0.02	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.01	0.00
	100.00				100.00	54.83	100.00	75.12	100.00	26.59	100.00	64.98
Is						0.548		0.751		0.266		0.650

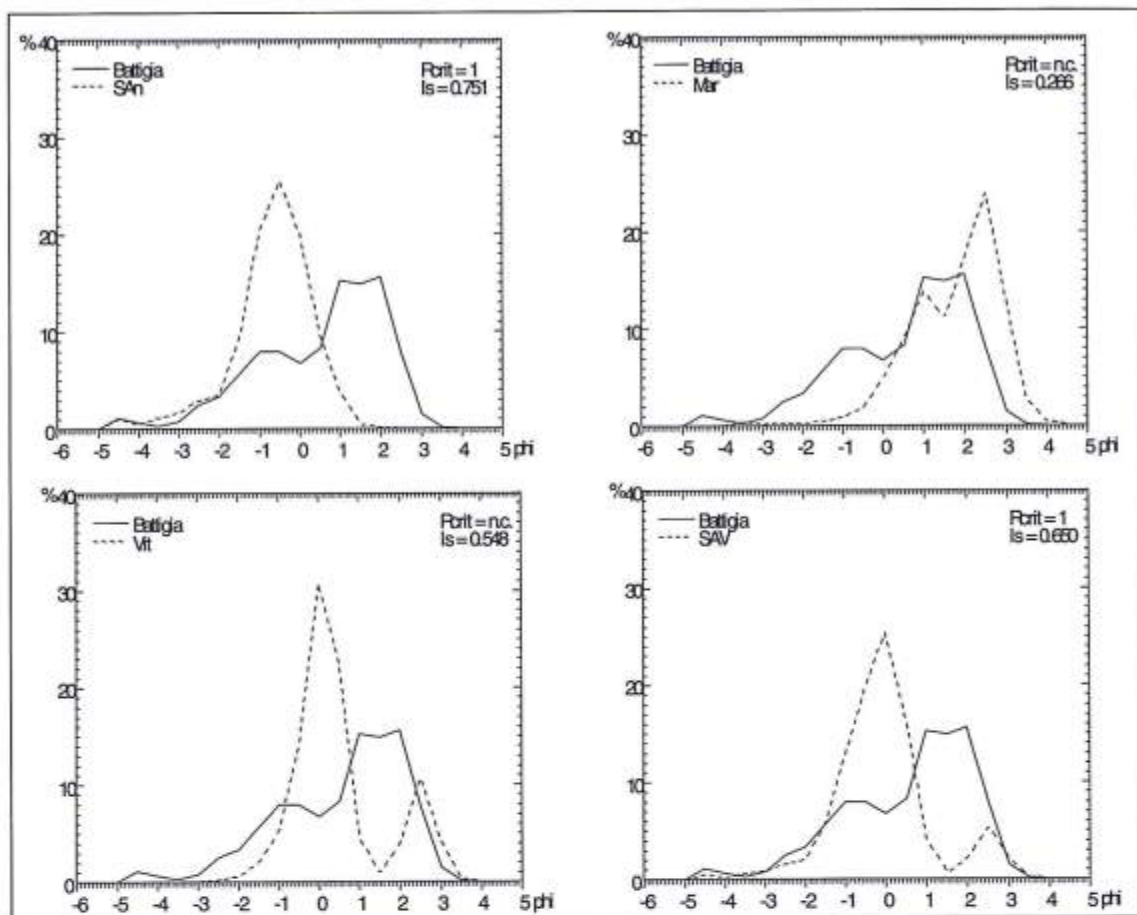


Figura 2 - Confronto fra la distribuzione granulometrica dei sedimenti che costituiscono la battigia del Golfo di Procchio e quella dei quattro materiali presi in considerazione per la sua alimentazione artificiale. All'interno dei riquadri sono riportati anche i rispettivi valori di R_{crit} e di I_s .

L'alimentazione artificiale della spiaggia di Cecina

La spiaggia di Cecina, posta sui due lati del fiume omonimo, è soggetta ad una forte erosione che ha fatto arretrare la linea di riva anche di 100 metri fra il 1938 e il 1984.

Nel tempo è stata difesa con numerosi pennelli, che hanno rallentato il processo erosivo, ma che non sono stati capaci di restituire una spiaggia idonea al sostentamento dell'attività turistica.

Il progetto di riequilibrio costiero (Cipriani et al. 1992) è basato, nel lato meridionale della foce, sul mantenimento di tre di questi pennelli e sulla prosecuzione in setti sommersi di quello centrale e di quello meridionale; nel lato settentrionale sulla rimozione di numerose piccole opere di difesa (pennelli e scogliere aderenti) e sulla costruzione di pennelli prolungati in setti sommersi.

L'alimentazione artificiale della spiaggia è stata effettuata con materiali provenienti da cave aperte nella pianura alluvionale del F. Cecina (Bartoletti et al., 1995). I materiali qui presenti sono simili a quelli che il fiume porta alla foce e che, dopo la selezione operata dal moto ondoso, costituiscono la spiaggia. Nella figura che segue (Fig. 3) viene riportato il confronto fra le distribuzioni granulometriche per i due casi considerati.

Si nota come, per la spiaggia settentrionale, i materiali naturali abbiano un range dimensionale assai esteso, che comunque viene completamente coperto dai materiali di ripascimento che non presentano certo una distribuzione log-normale.

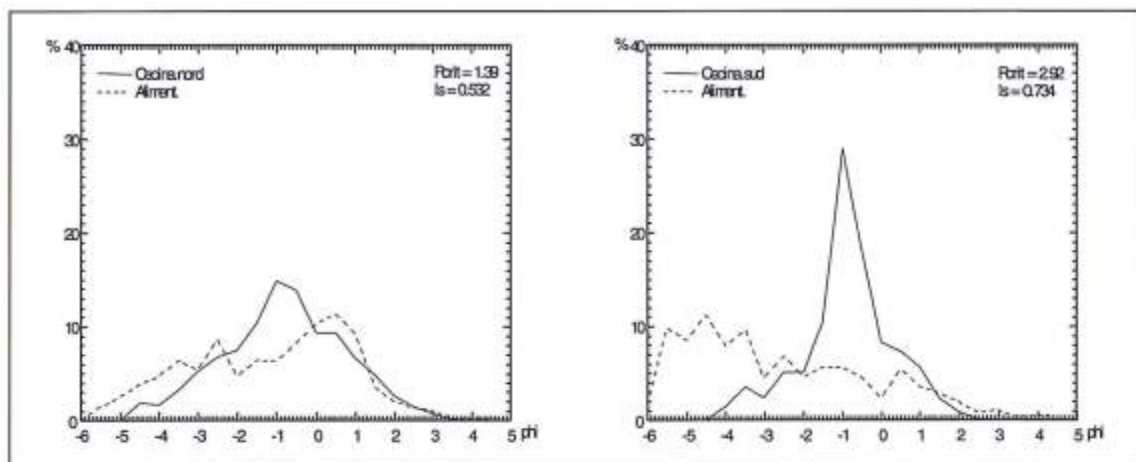


Figura 3 - Distribuzioni granulometriche dei sedimenti di battigia delle spiagge di Cecina nord e di Cecina sud e dei due materiali utilizzati per la loro alimentazione artificiale. Nel riquadro sono indicati anche i valori del Rapporto critico ed dell'Indice di stabilità.

Il Rapporto critico non è in grado di esprimere una valutazione attendibile dell'idoneità di questi materiali, cosa che, al contrario, fa l'Indice di stabilità.

I sedimenti della spiaggia meridionale sono più classati, mentre quelli utilizzati per l'alimentazione artificiale hanno una distribuzione polimodale. Anche in questo caso il Rapporto critico da un valore estremamente elevato in considerazione della sua tendenza a fare assumere ai materiali di ripascimento una distribuzione analoga a quella di spiaggia. Ai fini della stabilizzazione costiera, al contrario, proprio i materiali che il Rapporto critico "scarta" sono quelli più efficaci. L'Indice di stabilità prossimo a 0.75 (0.734 in questo caso) indica caratteristiche intermedie fra un materiale identico a quello di spiaggia ($S_i = 0.5$) ed uno costituito tutto da granuli più grossi del più grosso elemento del sedimento naturale ($S_i = 1$). Si tratta in molti casi di un buon compromesso fra la massima stabilità e la necessità di non modificare troppo la fruibilità della spiaggia originaria, come vedremo che si è cercato di ottenere sulla spiaggia di Caucana.

L'alimentazione artificiale della spiaggia di Cala Gonone

La necessità dell'espansione della spiaggia di Cala Gonone (Sardegna orientale) è la conseguenza della rapida crescita dell'attività turistica in una zona naturalmente carente di spiagge. La zona fa parte del costituendo parco marino del Golfo di Orosei e, nonostante sia esposta a mareggiate di notevole intensità, non era possibile intervenire con la costruzione di vere e proprie scogliere. La nuova spiaggia si appoggia quindi lateralmente a delle secche artificiali costruite con massi analoghi a quelli naturalmente presenti ai piedi delle falesie; altre tre secche sono state poste con andamento parallelo nel tratto centrale.

L'elevata esposizione di questo tratto di costa richiedeva l'utilizzazione di materiali grossolani per l'alimentazione artificiale, materiali non certo reperibili in mare e non disponibili in depositi continentali. Si è quindi fatto ricorso a materiale calcareo prodotto dalla frantumazione di roccia coerente, costituendo delle miscele opportune (Pacini et al., 1997; e nel presente volume).

Fra le diverse miscele utilizzate durante i lavori se ne prendono qui in considerazione due, composte rispettivamente da Sabbia e Risone (SR) e da Sabbia, Risone e Graniglia (SRG) (questi termini sono quelli in uso per la definizione dei materiali prodotti dai frantoi locali).

I due campioni, messi a confronto con il sedimento naturale, mostrano un Rapporto critico simile (2.10 e 1.92). Una differenza assai più significativa emerge dal calcolo di I_s (Fig. 4), che mostra come il campione SRG abbia una distribuzione granulometrica con una buona sovrapposizione con quella della distribuzione del materiale naturale ($S_i = 0.54$).

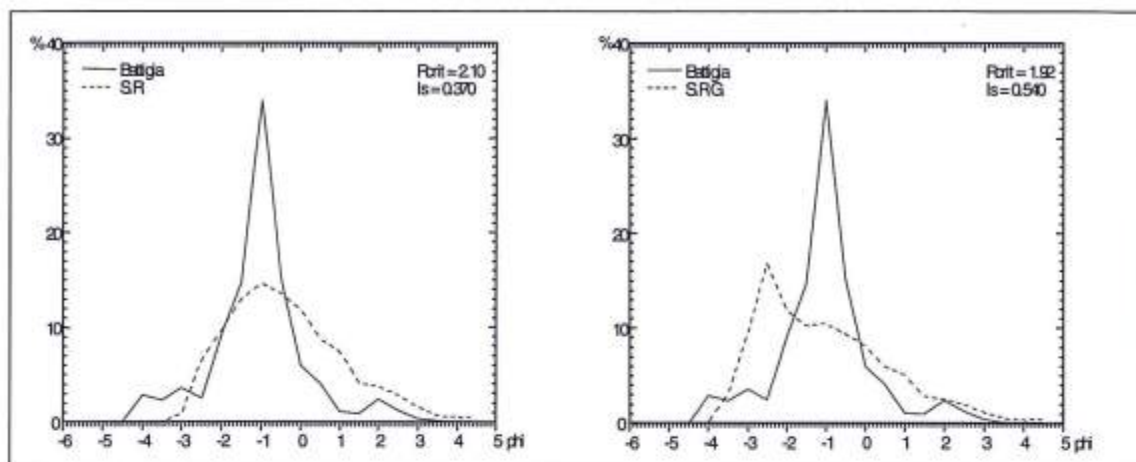


Figura 4 - Distribuzioni granulometriche dei sedimenti di battigia della spiaggia di Cala Gonone e di due miscele prodotte per la sua alimentazione artificiale. Nel riquadro sono indicati anche i valori del Rapporto critico ed Indice di stabilità.

Un valore superiore a 0.50 indica un leggero spostamento della distribuzione verso le frazioni più grossolane. Ciò appare evidente dall'analisi delle distribuzioni granulometriche. La miscela SR, pur con un Rapporto critico simile, mostra un Indice di stabilità estremamente basso (0.37) che indica la sua non idoneità al ripascimento della spiaggia.

L'alimentazione artificiale della spiaggia di Caucana

La spiaggia di Caucana (Sicilia meridionale) è costituita da una sabbia fine che gli conferisce una grande valore turistico anche se la sua ampiezza è assai ridotta (circa una decina di metri). L'erosione a cui è soggetta, seppur modesta (circa 20 metri fra il 1948 e il 1996), ha messo in pericolo alcuni siti archeologici retrostanti che sono stati difesi con scogliere aderenti.

Il potenziamento turistico della zona ed una più efficace difesa dei siti archeologici vengono ora perseguiti tramite un ripascimento artificiale che comporterà l'espansione della spiaggia di circa 30 metri. Per ridurre la dispersione dei sedimenti lungo costa verranno rafforzate le due secche naturali che delimitano la spiaggia. In questo caso è necessario utilizzare sedimenti di dimensioni maggiori,

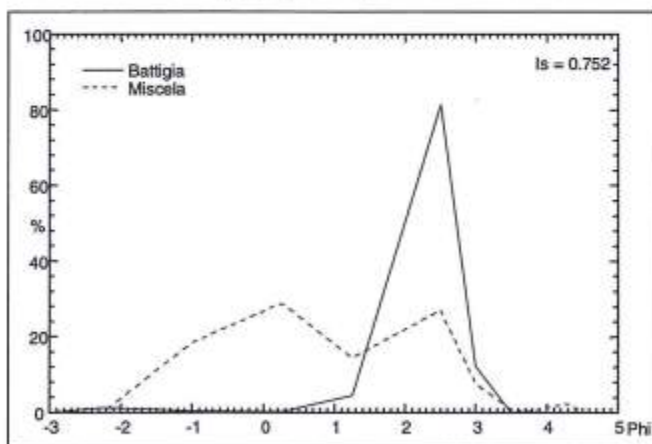


Figura 5 - Distribuzione granulometrica dei sedimenti di battigia della spiaggia di Caucana e della miscela prodotta per la sua alimentazione artificiale.

per conferire maggiore stabilità all'intervento, ma non tali da comprometterne la fruibilità per la balneazione. Si è quindi stabilito, in modo aprioristico, di utilizzare materiale con Indice di stabilità il più vicino possibile a 0.75.

Il campione composito è stato costruito con i soli materiali di battigia, leggermente più grossolani di quelli presenti sulla spiaggia sommersa, sia per garantirsi margini di successo maggiori, sia perchè il materiale più grossolano immesso sulla spiaggia dovrebbe disporsi con una maggiore pendenza e rimanere in prossimità della battigia. Il valore di $S_i = 0.752$ è

stato raggiunto miscelando in modo opportuno i materiali disponibili nella zona: sabbia dragata all'interno di un porto e materiali prodotti in frantoio (vedi Fig. 5). A questo riguardo è opportuno rilevare che l'immissione sulla spiaggia di materiali con distribuzione bimodale comporta alcuni problemi che sono al momento oggetto di studio. In particolare si è rilevato che le due popolazioni costituenti il campione (o la miscela) tendono a separarsi, la frazione grossolana migra verso la spiaggia alta, mentre quella fine si dispone alla base della battigia. Dopo successive mareggiate di diversa intensità (e quindi con diverso soprizzo di tempesta) la spiaggia viene ad essere costituita da fasce di materiali grossolani, sulle creste delle berme, e da materiali fini alla loro base. Nel caso in questione non è disponibile in zona materiale di dimensioni prossime a 1ϕ , che consentirebbe di "riempire" il buco fra le due popolazioni e rendere meno evidente la loro separazione.

Ringraziamenti

Lo studio della spiaggia di Procchio è stato effettuato in collaborazione con l'Ing. Luciano Fantoni, SIT, Portoferraio. Lo studio sulla stabilità del ripascimento di Cecina Mare è stato effettuato nell'ambito del Progetto MURST 40% "Modificazioni naturali e indotte della fascia costiera". Lo studio delle spiagge di Cala Gonone e di Caucana è stato effettuato in collaborazione con l'Ing. Giorgio Sirito, Studio Volta, Savona.

Bibliografia

- Bartoletti E., Cipriani L.E., Dreoni A.M., Montelatici M. e Pranzini E. (1995) - *Testing the effectiveness of a shore protection work at the mouth of the Cecina River*. Medcoast '95. 24-27 Ottobre 1995, Tarragona, Spagna.
- Cipriani L.E., Dreoni A. e Pranzini E. (1992) - *Nearshore morphological and sedimentological evolution induced by beach restoration: a case study*. Boll. Oceanol. Teor. e Appl. 2/4: 279-295.
- Hobsob R.D. (1977) - *Review of design elements for beach fill evaluation*. T.P. 77-6, CERC, US Army Corps of Engineers, Fort Belvoir.
- James W.R. (1975) - *Techniques in evaluating suitability of borrow material for beach nourishment*. T.M. 60, CERC, US Army Corps of Engineers, Fort Belvoir.
- Krumbein W.C. e James W.R. (1965) - *A lognormal size distribution model for estimating stability of beach fill material*. T.M. 16 US Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board.
- US Army (1975) - *Shore Protection Manual*. Corps of Engineers, Fort Belvoir.
- Inman D.L. (1952) - *Measures for describing the size distribution of sediments*. Journ. Sedim. Petrol. 22: 125-144.
- La Monica G.B., Landini B. e Milli S. (1984) - *Ripascimento artificiale dei litorali in erosione. Il Tombolo di Feniglia (Toscana Meridionale)*. Boll. Soc. Geol. It., 103: 539-560.
- Pacini M., Pranzini E. e Sirito G. (1997) - *Beach nourishment with angular gravel at Cala Gonone (Eastern Sardinia, Italy)*. Medcoast '97, Qawra, Malta, 11-14 Nov. pp. 1043-1058.

Valutazione integrata, a fini gestionali, delle dune costiere: metodologia e caso studio

Umberto Simeoni, Enrico Mazzini, Umberto Tessari e Paolo Ciavola

Dipartimento di Scienze Geologiche e Paleontologiche, Università degli Studi di Ferrara,
C.so Ercole I d'Este 32, 44100 Ferrara.

Riassunto

Sul litorale sabbioso di Lesina e Varano (Basso Adriatico), caratterizzato da un regime microtidale a bassa energia, è stato condotto uno studio per approntare una metodica per la gestione delle dune costiere. Sono dune dinamiche, spesso vegetate, risultanti da un solo vento dominante, riferibile al IV quadrante. La morfologia ed il clima marino inquadrano il litorale in un sistema di tipo dissipativo, con una prevalente deriva litoranea verso meridione. Su di esso nell'ultimo cinquantennio si sono instaurati preoccupanti trends erosivi della costa, collegabili soprattutto al diminuito apporto solido dei fiumi Biferno e Fortore che la alimentano.

Applicando al litorale la Teoria dei Sistemi, opportunamente estesa, sono stati studiati i rapporti che intercorrono tra fattori e processi nell'ambito evolutivo del sistema spiaggia-duna. A tale scopo sono stati selezionati 14 parametri ritenuti qualificanti per la definizione del sistema: 4 per descrivere le caratteristiche meteomarine, 1 per quelle evolutive, 2 per quelle sedimentologiche, 5 per quelle morfologiche e 2 per quelle biologiche. Quindi attraverso alcune procedure metodologiche, è stata definita la loro interattività e dominanza.

Dopo l'analisi generale del sistema, la stessa procedura è stata applicata su 10 tratti costieri, sufficientemente omogenei. Per ognuno, descritto dai 14 parametri selezionati, sono stati ricavati degli indici comparativi di instabilità delle dune, e le specifiche intensità di interazione e dominanze parametriche. Ciò ha consentito di suggerire interventi puntuali e diversificati, sulla base delle peculiarità parametriche dei diversi tratti in cui era stato suddiviso il litorale.

Con questo approccio, tuttavia, permangono alcune incertezze riguardo ai possibili effetti degli interventi programmati dovute essenzialmente alle concatenazioni causa-effetto, poiché le interazioni tra parametri non sono solamente binarie, se si prende in considerazione anche la variabile "tempo". A tali incertezze è possibile comunque far fronte con ulteriori elaborazioni numeriche, già applicate in altri settori di ricerca e tuttora in fase di messa a punto presso l'Università di Ferrara per la valutazione dei possibili scenari e del loro differente impatto sull'ambiente.

La procedura utilizzata costituisce un passo verso la comprensione multiparametrica del problema dell'instabilità costiera, ed è certamente uno strumento in grado di porre il ricercatore nelle condizioni di identificare le principali problematiche e di pianificarne la soluzione. Questo approccio, dunque, permette di operare una corretta gestione delle dune costiere e di valutare le possibili modificazioni indotte dagli interventi suggeriti.

Introduzione

L'evoluzione dei litorali rappresenta una delle incessanti attività di modellamento alle quali la morfologia terrestre è sottoposta, in seguito alla dinamica degli equilibri naturali. Se è vero che tali atti-

vità possono prescindere dalla presenza dell'uomo, in quanto retti da leggi fisiche precise ed assolute, è anche vero che possono essere fortemente condizionati dagli interventi antropici.

Da uno studio condotto da Paskoff (1985) risulta che, su scala globale, circa il 70% delle spiagge è in arretramento e solo il 10% in avanzamento. Ciò evidenzia una tendenza evolutiva generale legata a fenomeni a scala mondiale, spesso ineluttabili, e talvolta accentuati da situazioni locali innescate dall'uomo.

Nell'ultimo secolo l'intervento dell'uomo lungo le coste italiane, con le modifiche indotte dalle coltivazioni, dalla costruzione di strade e di ferrovie, dalle opere di sistemazione dei bacini imbriferi, dalle estrazioni di inerti dagli alvei, dalla costruzione di opere di sbarramento per molteplici usi (energetico, irriguo, difesa dalle piene, ecc.) e dalla costruzione di opere a mare, ha pesantemente mutato le condizioni naturali del trasporto solido a mare e lungo riva (Simeoni e Bondesan, 1997). Le variazioni della linea di riva hanno un pesante seguito sul mutamento delle condizioni ambientali dei sottosistemi costieri, tra i quali gli apparati dunosi che, costituendo il raccordo naturale tra retrospiaggia ed entroterra, sono stati soggetti a frequenti smantellamenti. Inoltre, la pressione esercitata dall'antropizzazione su aree sempre più prossime alla spiaggia ha, di fatto, favorito lo spianamento delle dune. Negli ultimi decenni, tuttavia, si è assistito ad una crescente sensibilizzazione verso la salvaguardia degli apparati dunosi litoranei. In ambito europeo si possono citare, ad esempio, le ricerche condotte in Germania (Erchinger, 1992), Francia (Bodéré et al., 1991; Meur et al., 1992; Williams et al., 1993), Danimarca (Feilberger e Jensen, 1992), Inghilterra (Pye, 1990; Radley, 1992), Spagna (Sanjaume, 1988; Sanjaume e Pardo, 1992), Paesi Bassi (Jelgersma et al., 1970; Arens e Wiersma, 1994) e Portogallo (Dias et al., 1994). L'interesse deriva dalla crescente consapevolezza degli importanti ruoli che le dune rivestono nell'ambiente litorale: unicità dell'ambiente, valore ecologico, funzione di riserva di materiale per l'alimentazione delle spiagge, difesa nei confronti dell'ingressione dell'onda, importanza nella riabilitazione dell'ambiente e potenzialità economiche.

In letteratura vi sono numerose proposte per l'analisi della vulnerabilità e per la scelta delle misure di protezione delle dune costiere (Psuty, 1989; Erchinger, 1992; Feilberger e Jensen, 1992; Paskoff, 1993; Arens e Wiersma, 1994), alcune basate sull'uso di liste parametriche (Bodéré et al., 1991; Williams et al., 1993; Dias et al., 1994). Nell'uso di queste metodologie viene, però, dato poco rilievo alle specificità che si possono presentare nell'ambito di singoli tratti della costa: una tipologia d'intervento può dare risposte puntuali diverse, pur applicata nell'ambito dello stesso sistema.

Gli interventi proponibili per la salvaguardia e la gestione delle dune devono essere rispettosi dei processi naturali locali ed essere predisposti nell'ambito di una gestione integrata, come suggerito da Psuty (1989), Van Zoest (1992), e da Van der Meulen e Janssen (1992). I principi su cui basare le strategie possono così essere sintetizzati: indivisibilità del sistema spiaggia-duna; salvaguardia delle peculiarità dell'ecosistema; interventi "morbidi", per non irrigidire il sistema, e modulari, per consentire flessibilità; intervenire sulle cause, non sugli effetti, e sui parametri più destabilizzanti.

Le strategie d'intervento devono, inoltre, tener conto che lo sviluppo di una duna è in stretta relazione (Bagnold, 1954; Cooke and Warren, 1973; Hsu, 1973) con: la quantità del sedimento disponibile ed in movimento; la velocità del vento; la dimensione, composizione e forma dei grani; la morfologia. Schematizzando, tre possono essere gli obiettivi: 1- contenimento delle situazioni più critiche; 2- mantenimento dello stato attuale; 3- stimolazione della crescita e dello sviluppo delle dune. Si possono, dunque, predisporre interventi che incrementino il bilancio di spiaggia: ciò può avvenire ripristinando le portate fluviali o facendo ripascimenti artificiali. Aumentando l'ampiezza della spiaggia si ottiene un duplice effetto: aumentare la quantità di materiale trasportato dal vento (Arens e Wiersma, 1994) e salvaguardare le dune dallo smantellamento operato dalle onde. Nelle situazioni più compromesse, spesso, l'unica soluzione praticabile, a breve termine, sta nella costruzione di opere di difesa a mare che preservino il litorale dall'erosione.

Si può, altresì, operare al fine di rimodellare la geometria delle dune, mediante versamenti effettuati, separatamente o in combinazione, sul lato mare, sulla cresta e sul lato terra. Ciò consente di modificare la pendenza e la topografia delle dune costiere, riducendo la velocità del vento nella sommità

della duna (Paskoff, 1993), di eliminare i bruschi raccordi tra spiaggia e piede duna, e di chiudere gli inutili e dannosi varchi aperti dall'uomo. Per la loro ricostruzione non deve essere utilizzata sabbia prelevata in mare, perché può alterare la salinità della falda e compromettere lo sviluppo della vegetazione. Dovendo utilizzare materiali reperiti in mare è, quindi, necessario sottoporli ad un attento processo di desalinizzazione.

Infine, si può intervenire per stimolare il deposito e prevenire l'erosione delle dune innalzando delle barriere frangivento e impiantando una vegetazione adatta. Essa deve presentare un diffuso apparato radicale, per ridurre la mobilitazione dei sedimenti, ed un ridotto tronco, in modo da minimizzare la zona di calma d'aria. Altre volte conviene operare in modo da ridurre la densità della vegetazione retrostante alle dune, per incrementare il trasporto di sabbia da terra.

Metodologia

Nella gestione di un sistema litorale è, spesso, essenziale stimare il livello del rischio al fine di predisporre appositi interventi di mitigazione. Il rischio totale (R_t) è dato (UNDRO, 1982) dal rischio specifico (R_s) di una determinata area per il valore degli elementi a rischio (E , in questo caso specifico l'ambiente spiaggia-duna). A sua volta il rischio specifico è definito dalla pericolosità (H : probabilità che si verifichi un evento non desiderato, nell'arco di un tempo di ritorno prefissato) per la vulnerabilità (V : capacità degli elementi di reagire ed opporsi all'evento). È intuitivo come il rischio totale può essere mitigato intervenendo sia sulla vulnerabilità sia sul valore. Per una corretta valutazione del rischio, oltre ad una stima del valore, è, dunque, necessario determinare attentamente il grado di pericolosità e di vulnerabilità dell'area, in funzione dell'evento indesiderato aspettato.

La vulnerabilità, per l'ambiente litorale, può essere determinata in relazione all'erosione costiera (Crane, 1963; Chorley, 1973; Mitchell, 1974; Swan, 1975; Komar, 1976; Blanc, 1980; Ricketts, 1986; Dal Cin and Simeoni, 1989), alla variazione del livello marino (Gornitz e Kanciruk, 1989), alla possibilità d'episodiche inondazioni del litorale (Dal Cin e Simeoni, 1994) o ad un contesto ecologico e sociale (Rowntree, 1974; Ricketts, 1989).

Un altro esempio di vulnerabilità può essere individuato nelle modificazioni che, negli ultimi decenni, hanno subito gli apparati dunosi litorali (Simeoni et al., 1998). Infatti, il loro smantellamento, perpetrato per aprire cave di prestito d'inerti o per assecondare lo sviluppo di massicci interventi urbanistici o, addirittura, per agevolare l'accesso ai bagnanti, ha determinato un aumento del rischio, in alcuni tratti costieri, per una riduzione delle protezioni (aumento di V) e non per l'aggravamento delle condizioni di attacco del mare ($H = \text{costante}$).

Per la valutazione della vulnerabilità possono essere utilizzate diverse metodologie, nel caso specifico è stata applicata la Teoria dei Sistemi. Le sue prime formulazioni risalgono alla fine del secolo scorso (Gilbert, 1877; Davis, 1899). Successivamente essa fu ripresa e riproposta da Strahler e Strahler (1973) e da Bennet e Chorley (1978), ma è solo con Hudson (1992) che le fu dato un approccio metodologico generale. Gli autori hanno successivamente ampliato ed adattato questa metodologia per valutazioni nell'ambito del sistema costiero (Simeoni et al., 1996; Mazzini e Simeoni, 1997; Simeoni et al., 1997; Simeoni et al., 1998). Nel caso di studio al posto del termine "vulnerabilità" si è preferito usare il "grado di instabilità degli apparati dunosi", poiché meglio esprime il concetto di tendenza evolutiva negativa del sistema spiaggia-duna.

BIM - Matrice di interazione binaria (Binary Interaction Matrix)

Il presupposto su cui si basa la Teoria dei Sistemi consiste nella comprensione e descrizione dei rapporti che intercorrono tra fattori e processi nell'ambito evolutivo di un sistema. Ciò viene sviluppato attraverso la costruzione di una matrice. Entro le caselle, lungo una diagonale, vengono riportati i parametri considerati; l'ultima casella corrisponde allo scopo dell'indagine (Simeoni et al., 1998). Le caselle della matrice vengono riempite, seguendo uno schema in senso orario di interazione (Fig. 1), descrivendo il tipo di influenza che un parametro ha sull'altro. A titolo di esempio si osservi la Figura 2a che riporta parte della matrice utilizzata per lo studio del sistema spiaggia-duna.



Fig. 1 - Esempio di matrice BIM a tre parametri (A, B e C). I percorsi 1 e 2 rappresentano rispettivamente l'influenza di A su B (I_{AB}) e B su A (I_{BA}). Il parametro C non interferisce nell'interazione binaria A-B (Hudson, 1992).

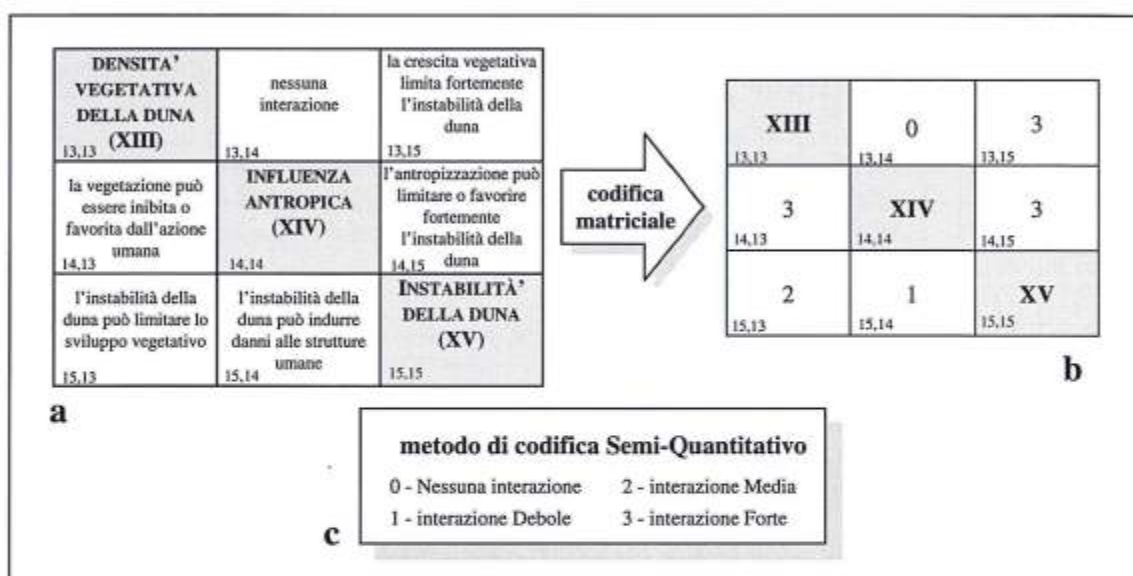


Figura 2 - Esempio di costruzione della matrice di interazione dei parametri del sistema spiaggia-duna. Nello schema sono riportati solo tre dei quattordici parametri selezionati. a) descrizione dell'interazione binaria tra parametri; b) trasformazione in matrice numerica secondo il criterio interpretativo adottato (c) (Hudson, 1992). Successivamente, le descrizioni contenute nella matrice vengono sostituite, in base all'esperienza degli operatori, da codici numerici (Fig. 2b) che quantificano il loro grado di interazione (Fig. 2c).

L'utilizzo dell'approccio binario consente di compensare eventuali errori di valutazione delle singole interazioni, dato che il risultato finale dell'influenza, di ogni parametro sul sistema e del sistema su ogni parametro, viene fornito (Fig. 3) dalla sommatoria dei valori di una riga (causa) o di una colonna (effetto). Ciò implica che l'interazione di ogni parametro è fornita dalla somma di $n-1$ interazioni binarie (dove n è il numero dei parametri), compensando così eventuali errori di valutazione (Simeoni et al., 1998).

I termini causa ed effetto si riferiscono convenzionalmente all'influenza di un parametro sul sistema e viceversa, in accordo all'impostazione fornita da Hudson (1992). Detta C la causa ed E l'effetto si definisce interattività la somma $C+E$ e dominanza la differenza $C-E$. La prima valuta il grado di interazione del parametro con il sistema: alti valori indicano una stretta connessione del parametro con gli altri, vale a dire che una sua variazione determina una rapida modificazione degli altri parametri del sistema. La dominanza valuta la subordinazione di un parametro rispetto al sistema: bassi valori indicano una sua forte dipendenza dagli altri parametri, mentre valori alti evidenziano un controllo del parametro esterno al sistema considerato.

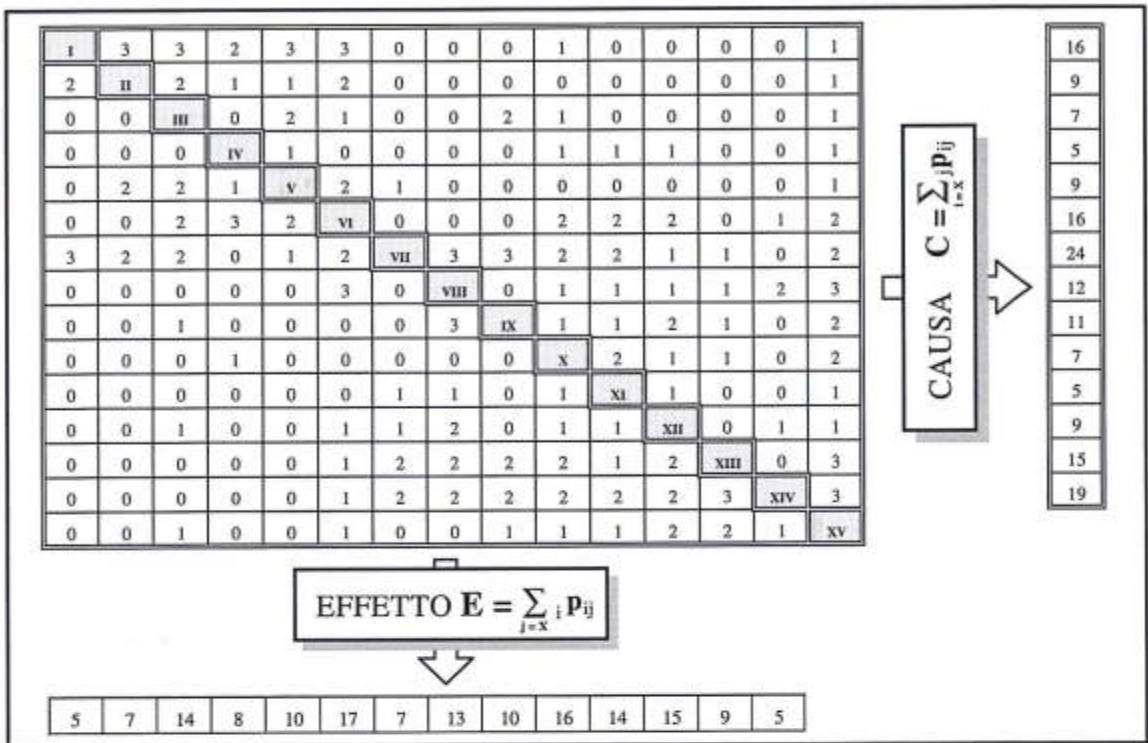


Figura 3 - Matrice BIM codificata del sistema spiaggia-duna di Lesina-Varano.

GIM Matrice di interazione globale (Global Interaction Matrix)

La matrice di interazione binaria (BIM) caratterizza la struttura del problema, ma sviluppa solo una parte delle interazioni del sistema in esame. La codificazione binaria, infatti, rappresenta una struttura che semplifica i processi naturali, poiché ha come presupposto che tutti gli altri parametri rimangano invariati quando il parametro A influenza il B. Si pensi ad una prova di laboratorio in cui solo due parametri sono coinvolti, mentre la situazione al contorno viene mantenuta costante: si agisce su un parametro e si registrano le variazioni provocate su un altro.

In realtà, in un sistema, quando si modifica il valore di un parametro si "attiva" l'intera matrice, cioè si attivano tutti i percorsi diretti, indiretti e di retroazione che possono unire i parametri. E' come nel gioco del biliardo quando all'inizio si "spacca" il gruppo di biglie: esse si mettono in movimento lungo traiettorie influenzate dalle collisioni. Ciò implica la necessità di tenere conto anche di quelle interazioni, non considerate nella BIM, che si attivano, per esempio, quando il parametro A interagisce con il parametro B attraverso il parametro C (Fig. 4). La matrice che ne deriva è stata chiamata da Jiao e Hudson (1995) matrice di interazione globale (GIM).



Figura 4 - Esempio di matrice GIM a tre parametri (A, B e C).

I percorsi 1 e 2 rappresentano ancora l'influenza di A su B e B su A; il percorso 3 rappresenta l'influenza di A su B attraverso C ed il 4 di B su A tramite C. L'interazione globale di A su B (casella G_{AB}) è data dalla somma delle interazioni 1 e 3, mentre l'interazione globale di B su A (casella G_{BA}) è data dalla somma delle interazioni 2 e 4. Aumentando il numero dei parametri le possibili combinazioni nella matrice aumentano in modo esponenziale (Jiao e Hudson, 1995).

In definitiva, mentre la BIM rappresenta la struttura del sistema, la GIM mette in rilievo la sua operatività, intesa come serie di tutte le interazioni possibili tra i parametri. Si può esprimere numericamente la differenza esistente tra la BIM e la GIM attraverso il calcolo dell'indice di accoppiamento (CI), espresso dalla seguente notazione:

$$CI = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n G_{ij} - n}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n I_{ij}}$$

in cui: G_{ij} = termini della GIM
 I_{ij} = termini della BIM
 n = numero di parametri

Maggiore sarà il valore del CI, più attiva sarà la matrice globale (GIM) rispetto alla matrice binaria (BIM), cioè, nel sistema, sussistono numerosi percorsi indiretti che uniscono le variabili.

Estensione della metodologia

Nella ricerca condotta viene proposta un'estensione della Teoria dei Sistemi, separando l'indagine in due parti: nella prima si imposta il fenomeno in un quadro generale (sistema), in modo da evidenziare le caratteristiche di dominanza e di interattività dei parametri considerati; successivamente, nella seconda parte, si esaltano le specificità del comportamento di singoli tratti del sistema. Ciò consente di individuare soluzioni adatte alle caratteristiche di ogni tratto e compatibili con quelle dell'intero sistema.

Inquadramento geomorfologico e fisico del litorale in esame

Il litorale indagato rappresenta uno dei pochi esempi adriatici dove sono sopravvissuti cordoni dunosi estesi, ben sviluppati ed ancora scarsamente antropizzati. L'area di studio, lunga circa 75 km, è ubicata nell'Italia meridionale, in prossimità del promontorio del Gargano (Fig. 5).

La costa è costituita da spiagge sabbiose interrotte da affioramenti rocciosi, in località Punta Pietre Nere (rocce vulcaniche) e Torre Mileto (rocce carbonatiche). Il litorale borda l'estesa pianura alluvionale prodotta dagli apporti dei fiumi Fortore e Biferno, dove si sono sviluppati i laghi costieri di Lesina e Varano.

Caratteristiche idrologiche ed evolutive

La formazione dei laghi e del litorale antistante è avvenuta in tempi relativamente recenti, intorno al 1000 (Tramonte, 1955).

L'alimentazione del litorale è legata principalmente agli apporti solidi dei fiumi Biferno e Fortore. Quest'ultimo fornisce attualmente i maggiori quantitativi di materiale (portata solida media annua 3,76 g/l; deflusso torbido unitario annuo 1370 t/km²).

L'evoluzione del litorale è stata indagata attraverso il confronto di cartografie, che coprono il periodo 1869-1980, e rilievi effettuati dagli autori nel 1982 e 1994. Dai confronti dei rilievi per i periodi 1869-1909 e 1909-1957 si evidenzia un generale avanzamento della linea di riva, con punte massime nel lobo meridionale del Biferno. Dagli anni '40 e '50 le modificazioni del litorale risultano fortemente condizionate dall'azione antropica, esercitata soprattutto lungo il corso dei fiumi. La costruzione di sbarramenti artificiali ed escavazioni di inerti in alveo hanno ridotto drasticamente le portate solide sabbiose dei fiumi (Parea, 1978). Ciò ha innescato, tra il 1957-80, arretramenti della linea di riva, con punte massime nell'area di foce del Biferno. Tra il 1982-94 continua la crisi, ma con velocità d'arretramento più contenute.

Caratteristiche geomorfologiche e vegetazionali

Le spiagge emerse presentano ampiezze variabili tra 8 e 41 m e pendenze comprese tra $1,1^\circ$ e $7,9^\circ$. Ad esse seguono più cordoni di dune, disposti all'incirca parallelamente alla linea di riva. I più interni sono stabilizzati da vegetazione arbustiva ed arborea, tipica della macchia mediterranea: *Pinus halepensis*, *Juniperus oxycedrus*, *Cyperus kali*.

Le dune costiere hanno uno sviluppo generalmente continuo e presentano forme legate all'erosione marina (scalzamento al piede) e, meno frequentemente, alla deflazione eolica (limitati *blowouts*) od all'attività antropica (piccoli varchi). Presentano altezze comprese tra 1,8 e 5,2 m, ampiezze tra 11 e 57 m e pendenze, del lato verso mare, di $5,5^\circ$ - $15,9^\circ$. In parte, e con differente densità, sono ricoperte da vegetazione di tipo erbaceo, costituita da un'associazione specializzata ed in equilibrio con l'ambiente: *Ammophila littoralis*, *Euphorbia paralias*, *Eryngium maritimum*, *Echinophora spinosa*, *Otanthus maritimus*, *Pancreatium maritimum*.

Secondo la classificazione proposta da Arens e Wiersma (1994), i corpi dunosi di Lesina e Varano possono essere definiti come dune dinamiche a sviluppo naturale, vegetate (Goldsmith, 1985; Hesp, 1989) e dalla forma generalmente semplice risultante da un solo vento dominante (McKee, 1979). In base al modello classificativo di Psuty (1989), che tiene conto del bilancio sedimentario, esse rientrano generalmente nel quadrante di attenuazione delle dune, avente bilancio negativo sia per la spiaggia sia per la duna (Fig. 6); ciò trova conferma dalle morfologie rilevate in campagna.

Le spiagge e le dune sono costituite da sabbia media e fine. L'interpretazione delle analisi sedimentologiche e mineralogiche suggerisce un'omogeneità composizionale tra duna e spiaggia antistanti. Essa evidenzia solo una diversa frequenza dei minerali tra i litorali più meridionali, antistanti il lago di Varano, rispetto agli altri.

I fondali sotto costa sono caratterizzati da sedimenti con notevole omogeneità dimensionale (sabbie da molto ben selezionate a moderatamente selezionate), via via più sottili procedendo verso il largo. Localmente la presenza delle foci fluviali modifica questa tendenza. Gli apporti del Biferno, e in minor misura del Fortore, determinano depositi di materiale più grossolano, fino a 4-7 m di profondità. Questa situazione sembra riconducibile alla presenza sui fondali di sedimenti residui (Dal Cin e Simeoni, 1993) con scarsa alimentazione sedimentaria.

Le indagini hanno evidenziato come il litorale sia alimentato soprattutto dai sedimenti provenienti dal Fortore. In prossimità di Punta Pietre Nere assumono maggiore importanza i sedimenti di origine vulcanica provenienti dallo smantellamento della cuspidè rocciosa.

Lo studio ha inoltre messo in evidenza come il trasporto lungo riva sia sostanzialmente rivolto verso oriente.



Figura 5 - Ubicazione del tratto costiero considerato.

Caratteristiche meteo-marine

Il litorale è caratterizzato da precipitazioni medie annue di 570 mm e da una temperatura media di 15,6°C, rilevata nel periodo 1981-85. Il clima anemologico è stato definito attraverso l'analisi dei dati raccolti nella stazione di Vieste: ubicazione 60 m sul l.m.m., periodo di registrazione 1965-1979. E' caratterizzato dalla prevalenza, sia per frequenza sia per intensità, dei venti provenienti dal IV quadrante, con *fetch* efficace (determinato per direzione 330°N) di 155,73 miglia marine e con velocità massima di 24,2 m/s. Nel periodo autunno-inverno assumono importanza anche i venti del I e II quadrante, con *fetch* variabile tra 90 (direzione 30°N) e 131,72 miglia marine (direzione 90°N).

Il litorale è interessato da un regime microtidale (circa 80 cm) e presenta fondali, tra 0 e -10 m con basse pendenze (mediamente di 0,3°). Il moto ondoso è caratterizzato da calme per il 31,4 % dei casi, da onde con altezza inferiore a 0,5 m per il 18,7 % e superiori a 4,5 m per il 2,3 % dei casi. Il flusso di energia del moto ondoso, che si scarica in battigia, calcolato secondo la metodologia proposta dal C.E.R.C. (1984) e tenendo conto delle diverse orientazioni assunte dal litorale, varia tra $1,009 \cdot 10^9$ e $2,549 \cdot 10^9$ joule.

È stato inoltre determinato un indice morfodinamico della spiaggia (*surf-scaling parameter*) secondo la notazione proposta da Guza and Inman (1975), $\epsilon = a_i \omega^2 / g \tan^2 \beta$, dove: a_i è l'ampiezza dell'onda media di frangenza, ω è la frequenza angolare, g è la costante gravitazionale e β la pendenza della spiaggia. In base ad esso la spiaggia risulta fortemente dissipativa (Wright et al., 1979; Wright et al., 1982; Wright e Short, 1984), con valori del *surf-scaling* (ϵ) compresi tra 240 e 865. Ciò trova riscontro anche nelle caratteristiche morfologiche rilevate, secondo quanto enunciato da Wright and Short (1984): spiagge poco pendenti, assenza di evidenti forme ritmiche, accumuli dunosi continui e ben sviluppati, presenza di forme di deflazione. La figura 7 fornisce una caratterizzazione schematica del litorale in esame. Allo scopo di mettere in rilievo le specificità di singole aree, all'interno del sistema, sono stati selezionati 10 tratti di litorale sufficientemente omogenei, con lunghezze variabili tra 1, 6 e 6,4 km e per un totale di 40,2 km di costa. In tabella 1 sono elencate, per ogni tratto costiero selezionato (Fig. 7), alcune caratteristiche morfologiche del sistema spiaggia-duna.

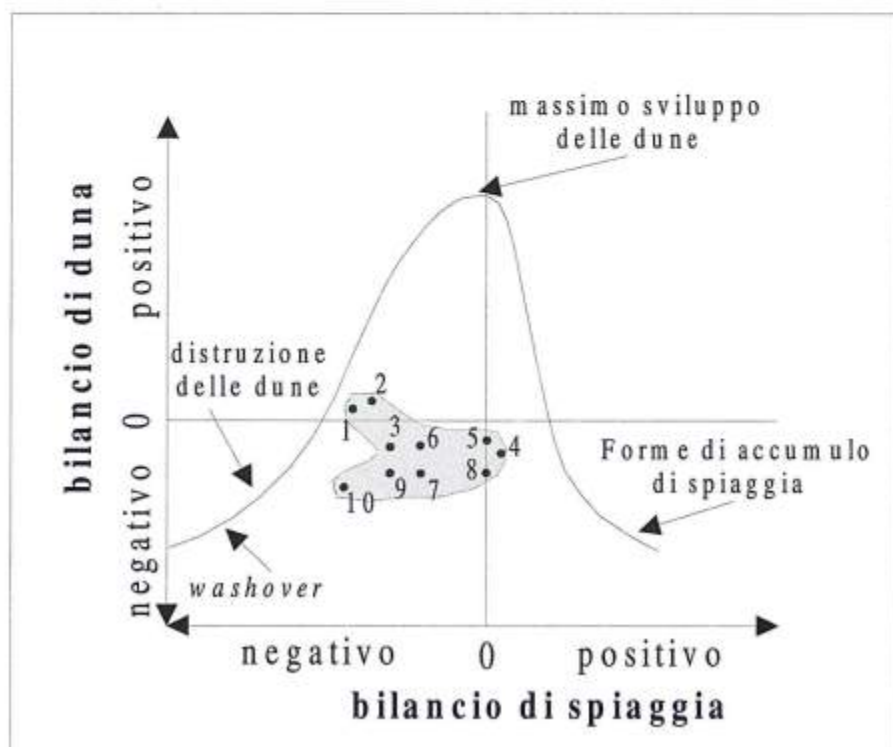


Figura 6 - Modello di bilancio del sistema spiaggia-duna (da Psuty, 1989). L'area retinata individua gli apparati dunosi di Lesina e Varano ed i punti numerati i tratti costieri analizzati (la loro ubicazione è riportata in figura 7).

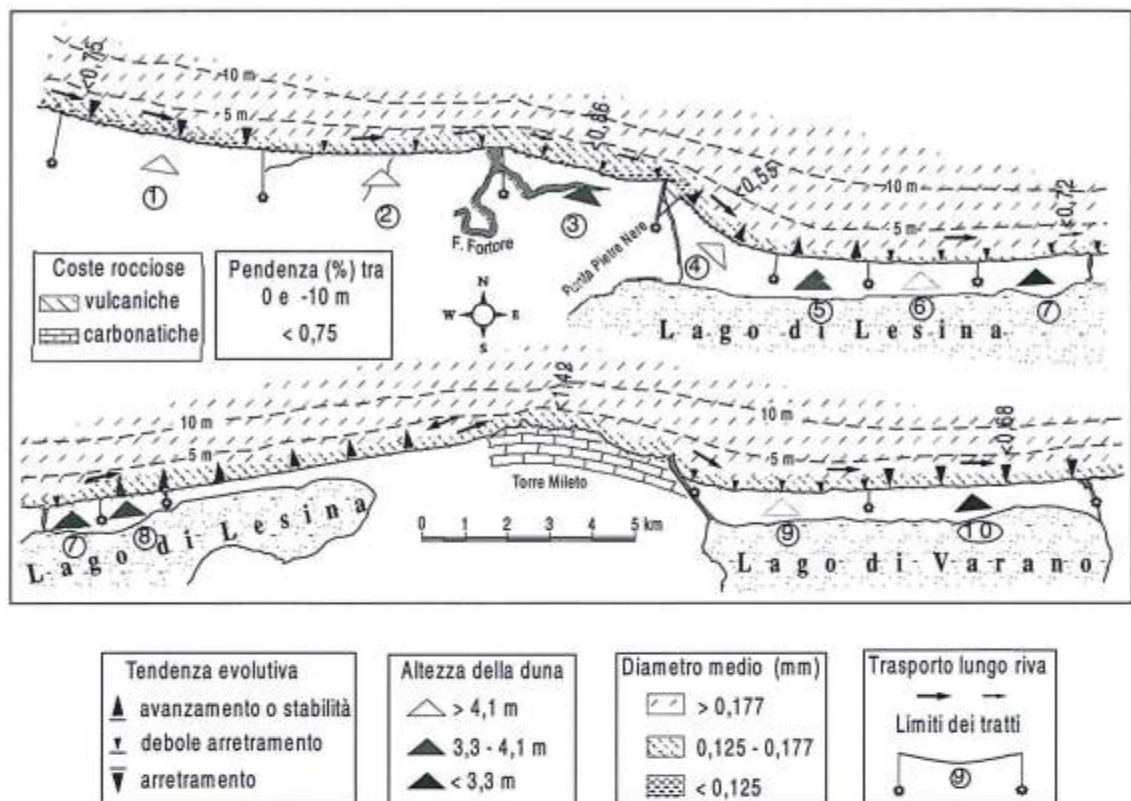


Figura 7 - Inquadramento geomorfologico dell'area di studio

Parametri	Tratti	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mz Spiaggia (mm)		0,3	0,2	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Ampiezza spiaggia (m)		11	17	34	26	30	27	23	24	27	15
Pendenza spiaggia (°)		7,2	4,8	2,7	3,4	1,2	3,6	2,0	3,1	2,9	3,8
Mz dune (mm)		0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Ampiezza dune (m)		48	41	32	23	33	20	30	23	15	31
Pendenza fianco mare (°)		5,9	9,8	7,2	8,1	13,1	11,9	7,2	9,0	16,4	6,0

Tabella 1 - Valori medi di alcuni parametri rilevati per i tratti in esame.

Applicazione della metodologia al sistema spiaggia-duna

Il primo passo nell'applicazione della metodologia risiede nella scelta dei parametri significativi che consentono di descrivere le relazioni principali fra la dinamica della costa, la gestione del litorale, l'attività colica e la forma delle dune costiere (Pye, 1983; Arens e Wiersma, 1994). Essi devono caratterizzare, il più compiutamente possibile, i processi che concorrono nell'evoluzione della duna. Il secondo passo analizza e valuta le loro interazioni binarie in base all'esperienza dei ricercatori. Nel caso in esame sono stati selezionati 14 parametri ritenuti sufficientemente rappresentativi (Simeoni et al. 1998), elencati in Tabella 2.

In un modello di sviluppo è essenziale conoscere il bilancio sedimentario (Pye, 1990), che influenza la variabile VI: quando essa è negativa presenta una interferenza diretta sulle dune, mentre è indiretta nel caso opposto (Arens e Wiersma, 1994). L'uso delle variabili I e II consente di definire un quadro energetico del litorale in esame.

Tabella 2 – Parametri rappresentativi del sistema spiaggia-duna e loro unità di misura.

Parametri	Num. Id.	Unità
Flusso di energia (componente parallela)	I	joule
Stato morfodinamico della spiaggia	II	*
Diametro medio dei sedimenti di spiaggia	III	mm
Larghezza della spiaggia	IV	m
Inclinazione media della spiaggia	V	gradi sess.
Spostamento linea di riva	VI	m/anno
Esposizione della spiaggia ai venti dominanti	VII	gradi sess.
Trasporto eolico minimo potenziale	VIII	gr cm/sec
Diametro medio dei sedimenti di duna	IX	mm
Larghezza della duna	X	m
Altezza della duna	XI	m
Inclinazione media del lato a mare della duna	XII	gradi sess.
Densità della vegetazione della duna	XIII	**
Antropizzazione delle dune	XIV	**

* - termine adimensionale ** - valutazione qualitativa

La variabile VII è stata introdotta poiché è molto importante la direzione dei venti: generalmente ai venti provenienti da terra sono legati i maggiori fenomeni erosivi delle dune mentre a quelli da mare quelli costruttivi (Arens, 1992). Dato che l'evoluzione della duna dipende, in modo diretto, dalla quantità di materiale mobilitata dal vento per una sua stima, mancando dati sperimentali, si è utilizzato il tasso di trasporto minimo potenziale (variabile VIII), dedotto in base alle formulazioni proposte da Bagnold (1954).

I parametri IV, V, X, XI e XII definiscono la morfologia delle sezioni spiaggia-duna, mentre le caratteristiche tessiturali dei sedimenti di spiaggia e duna vengono puntualizzate dalle variabili III e IX. E', infatti, improponibile definire processi e fenomeni o proporre e sviluppare interventi nell'ambiente spiaggia-duna senza considerare le caratteristiche morfologiche del litorale e tessiturali dei materiali coinvolti nei processi eolici.

La conoscenza della densità vegetativa (variabile XIII) è importante perché essa determina una riduzione della mobilità dei sedimenti (fissa le forme) e della velocità del vento radente al suolo. Così come in un progetto gestionale non è possibile trascurare gli interventi antropici perpetuati sulle dune costiere (variabile XIV), perché presentano delle relazioni retroattive con i processi eolici e litorali (Arens e Wiersma, 1994).

Seguendo la procedura descritta precedentemente sono state prima descritte e poi quantificate le interazioni tra le 14 variabili del sistema spiaggia-duna. La quantificazione è stata ottenuta assegnando un valore numerico ad ogni interazione adottando un criterio semi-quantitativo (Hudson, 1992): codici numerici tra 0 (nessuna interazione) e 3 (massima interazione) con intervalli di 1, assegnati in base all'esperienza. Ciò ha consentito di ottenere una matrice generale per l'area in esame e la determinazione di causa, effetto, interattività e dominanza di ogni parametro.

Dal calcolo dell'interattività, la cui rappresentazione è indicata dal diagramma di figura 8a, si evidenzia come nell'evoluzione delle dune sia opportuno prestare particolare attenzione ad interventi che possono variare il bilancio di spiaggia (VI), l'esposizione ai venti (VII), il tasso di trasporto eolico (VIII) e la pendenza (XII), la densità della vegetazione (XIII) e l'antropizzazione (XIV) della duna. Infatti, piccole variazioni dei loro valori incidono fortemente in tutta la morfodinamica del sistema spiaggia-duna.

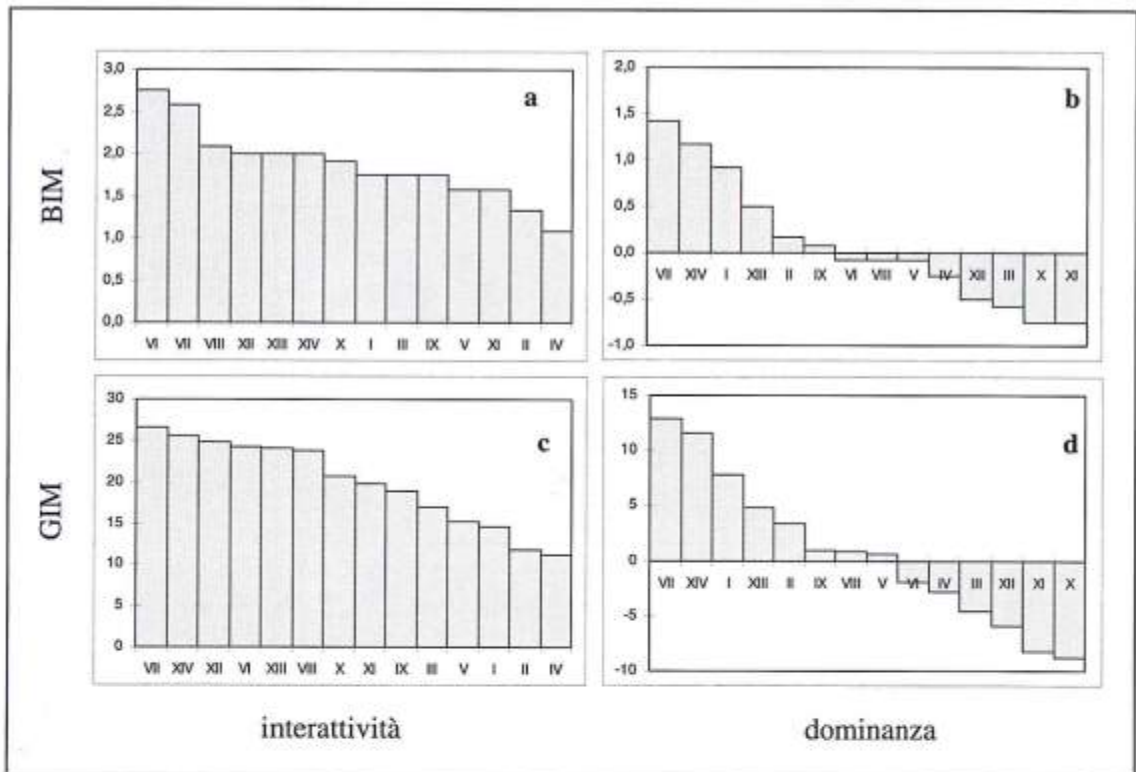


Figura 8 - Diagrammi dell'interattività (a, c) e dominanza (b, d) dei parametri del sistema ottenuti dalle matrici BIM e GIM.

D'altra parte il diagramma della dominanza dei parametri (Fig. 8) pone il flusso di energia del moto ondoso (I) e l'esposizione della spiaggia ai venti dominanti (VII) ai primi posti. Esse non possono essere modificate perché sono variabili indipendenti. Per quanto riguarda l'antropizzazione (XIV) e lo stato vegetativo (XIII), pur essendo specifiche del sistema e collocandosi ai primi posti in termini di dominanza, intervengono solo marginalmente nel litorale, per la loro scarsa variabilità (Simeoni et al., 1998).

Per ognuno dei dieci tratti costieri individuati sono stati quantificati i quattordici parametri elencati in tabella 2.

La loro interattività è stata trasformata in intensità di interazione percentuale, indicata con a . Successivamente, i valori di ciascun parametro sono stati suddivisi in tre classi, alle quali sono stati assegnati dei pesi ponderali (P), crescenti da 1.0 a 2.0 e con intervalli di 0.5, in funzione della loro incidenza sull'instabilità delle dune. La stima dell'instabilità è stata effettuata ricavando un Indice Comparativo di Instabilità delle Dune (C.I.F.I.: *Comparative Index of Foredune Instability*) per ogni singolo tratto (Fig. 9), applicando la seguente equazione:

$$\text{C.I.F.I.} = \sum_j a_i P_j$$

dove i si riferisce ai 14 parametri e j ai 10 tratti costieri.

L'indice consente di evidenziare quali sono i tratti in cui le dune sono più compromesse, di individuare il grado di sorveglianza a cui devono essere sottoposte, di razionalizzare le risorse assegnando priorità di investimento nelle aree più critiche (C.I.F.I. più elevato).

In seguito, moltiplicando i codici della matrice generale per i pesi ponderali si è potuto costruire una matrice specifica per ogni tratto ed evidenziare le relazioni esistenti tra dominanza ed interattività dei parametri considerati (Simeoni et al., 1998).

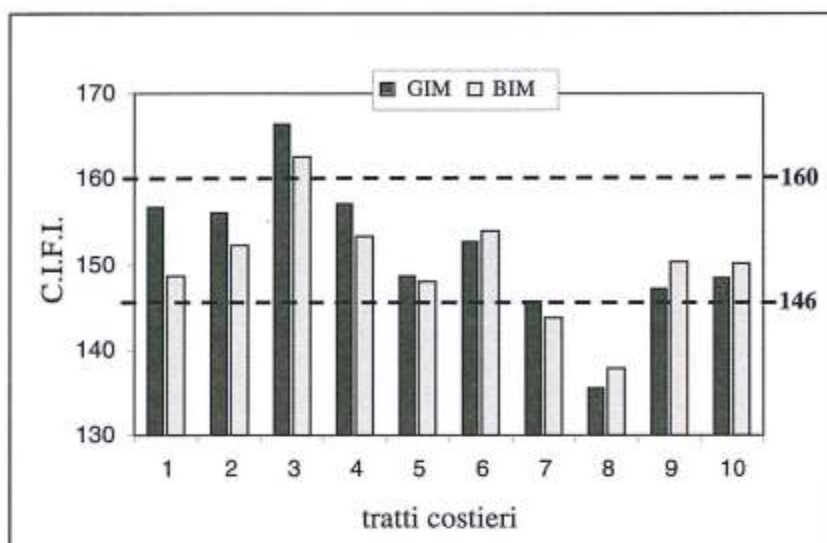


Figura 9 - Valori del coefficiente di instabilità delle dune costiere (CIFI) lungo i tratti analizzati. Il coefficiente è stato ricavato sia dall'analisi della matrice binaria (BIM) sia da quella globale (GIM). Le linee tratteggiate evidenziano le soglie di separazione tra le tre classi di instabilità proposte.

Matrice binaria

In base ai valori del C.I.F.I. i tratti litorali sono stati raggruppati in tre classi d'instabilità (Fig. 9), che sottintendono anche una differente urgenza negli interventi: alta (C.I.F.I. > 160), media (tra 160 e 146), bassa (< 146). Ad esempio risulta che il tratto 3 presenta le situazioni di maggiore instabilità ed è dunque su di esso che si dovranno approntare i primi interventi.

Successivamente, in base all'instabilità ed alla potenziale utilizzazione antropica del tratto litorale, sono state selezionate le strategie d'intervento. Attraverso l'analisi dell'interattività e della dominanza sono stati individuati i parametri su cui è più conveniente operare per predisporre gli interventi. I parametri selezionati dovevano presentare un valore basso di dominanza perché è indicativo di una loro pronunciata dipendenza dal sistema, vale a dire dalle caratteristiche locali. Più articolata è stata la selezione in base all'interattività perché può variare secondo l'urgenza:

- Bassa (< 30) nei casi di minor urgenza, perché, consente di operare su parametri le cui variazioni poco influenzano gli altri; i tempi di risposta del sistema saranno lenti, ma ciò favorisce eventuali modifiche ed operazioni correttive durante l'esecuzione dell'intervento.
- Alta (> 50) nelle situazioni più critiche, perché, modificando pochi parametri si interviene, in maggior o minor misura, su tutte le caratteristiche del tratto, aumentando così l'incisività degli interventi e diminuendo i tempi di risposta del sistema.

Per valori intermedi di instabilità ed urgenza sono stati selezionati parametri la cui interattività risultava intermedia tra le due situazioni precedenti.

Matrice globale

L'elaborazione numerica della matrice globale per la sua complessità, non può essere eseguita senza il supporto di un apposito programma. Esso è stato messo a punto da Jiao and Hudson (1995) e quest'ultimo ha provveduto personalmente all'elaborazione della matrice GIM dell'area in esame.

Da essa risulta che il valore dell'indice di accoppiamento (CI) è pari a 9,58, ciò significa che la matrice globale (GIM) è circa 10 volte più attiva, nelle interazioni, della matrice binaria (BIM).

Alcune interessanti considerazioni possono essere fatte confrontando i diagrammi a barre dell'interattività dei componenti del sistema ottenuti per le matrici BIM (Fig. 8a, b) e GIM (Fig. 8c, d).

In particolare, si può notare come la variazione del livello di interattività degli interventi antropici (XIV) sia al sesto posto nella matrice binaria, mentre passi al secondo nella matrice globale. Questo indica una forte retroattività di ogni intervento umano e della sensibilità del sistema in esame. Un intervento, anche limitato, su alcuni parametri del sistema, può essere, nel breve periodo, ininfluenza

sugli altri parametri, ma può assumere grande importanza modificandoli indirettamente nel medio o lungo periodo.

Al contrario, i diagrammi a barre della dominanza dei parametri rimangono pressoché invariati passando dalla BIM alla GIM (Fig. 8). Ciò significa che il sistema è ben condizionato e strutturato, in altre parole i parametri del sistema spiaggia-duna sono stati scelti nel modo più appropriato.

Strategie d'intervento

Tra i parametri selezionati è stata data maggior importanza a quelli che presentano valori significativi di dominanza e interattività, sia nel tratto di litorale specifico (Fig. 10) sia nel quadro più generale dell'intero sistema (Fig. 8).

Le soluzioni proponibili per la gestione delle dune costiere per ogni tratto litorale possono essere schematizzate come segue.

a) Alta instabilità delle dune - Il tratto 3 presenta il più alto indice di instabilità delle dune (Fig. 9), ciò rende necessari incisivi e rapidi interventi. Essi, data la situazione assai compromessa, dovranno mirare principalmente al contenimento del fenomeno erosivo, che sta smantellando il litorale. Si dovrà quindi intervenire sul bilancio di spiaggia (VI) che è il solo parametro che presenta bassi valori di dominanza ed alti di interattività sia nel tratto (Fig. 10) sia nel sistema, sia dall'analisi della matrice binaria sia da quella globale (Fig. 8).

La tipologia d'intervento in grado di modificare rapidamente questo parametro è il ripascimento artificiale della spiaggia, entro opere di contenimento soffolte. Esso consente sia di arrestare i fenomeni erosivi della linea di riva, sia di aumentare gli apporti di sabbia verso le dune. Infatti, scegliendo opportunamente i materiali per il ripascimento e rimodellando il profilo di spiaggia si può incrementare la quantità di materiale trasportato dai venti.

b) Media instabilità delle dune - I tratti 1, 2, 4, 5, 6, 9 e 10 presentano un indice di instabilità medio, che suggerisce la necessità di interventi limitati alla salvaguardia delle morfologie esistenti. Essi potranno essere effettuati con tempi di attuazione più lunghi dei precedenti. Dall'analisi del sistema è emerso che i parametri III, V, VIII, X, XI e XII sono quelli che meglio rispecchiano le condizioni di bassa dominanza e media interattività.

Analoghe condizioni nei singoli tratti, invece, vengono soddisfatte dai seguenti parametri: III per il tratto 4; IV per il tratto 1; V per il tratto 5; VI per il 5, 6 ed il 9; VIII per i tratti 1, 2, 6, 9 e 10; X per il 4, 5, 6 e 9; XI per il 5; XII per il 9.

E' evidente che in questi tratti gli interventi più idonei sono quelli che consentono un rimodellamento della duna con ripascimenti contenuti ed ubicati nelle aree rivolte verso mare maggiormente pendenti o con profili molto articolati. Nel tratto 2 la salvaguardia dell'area di duna dovrà necessariamente passare attraverso un sostanziale ampliamento della spiaggia antistante. Inoltre, si può prevedere per il tratto 9 l'installazione di barriere frangivento, che stimolano i depositi di fronte alle dune e stabilizzano la loro progressione, senza modificarne considerevolmente le altezze.

c) Bassa instabilità o stabilità delle dune - E' il caso dei soli tratti 7 e 8 dove le uniche operazioni consigliate sono quelle di controllo e monitoraggio delle forme e dimensioni della spiaggia, della duna e dello stato vegetativo. Limitati interventi potrebbero essere previsti per attenuare eventuali brusche rotture di pendenza lungo il profilo spiaggia-duna.

Gli interventi, proposti per i singoli tratti, devono configurarsi all'interno di un progetto più generale. Esso dovrebbe mirare a ripristinare le antiche portate solide sabbiose dei fiumi poiché l'instabilità delle dune è, spesso, strettamente legata all'arretramento della spiaggia. Ciò richiede soluzioni di bacino non sempre attuabili e che, in ogni caso, presentano risposte e tempi di attuazione medio-lunghi. Inoltre, è possibile che ripascimenti proposti in alcuni tratti possano essere evitati. Essi, infatti, potrebbero parzialmente beneficiare dei materiali versati in quelli ubicati immediatamente a settentrione per la prevalenza, in tutto il litorale, di una deriva litoranea rivolta verso oriente.

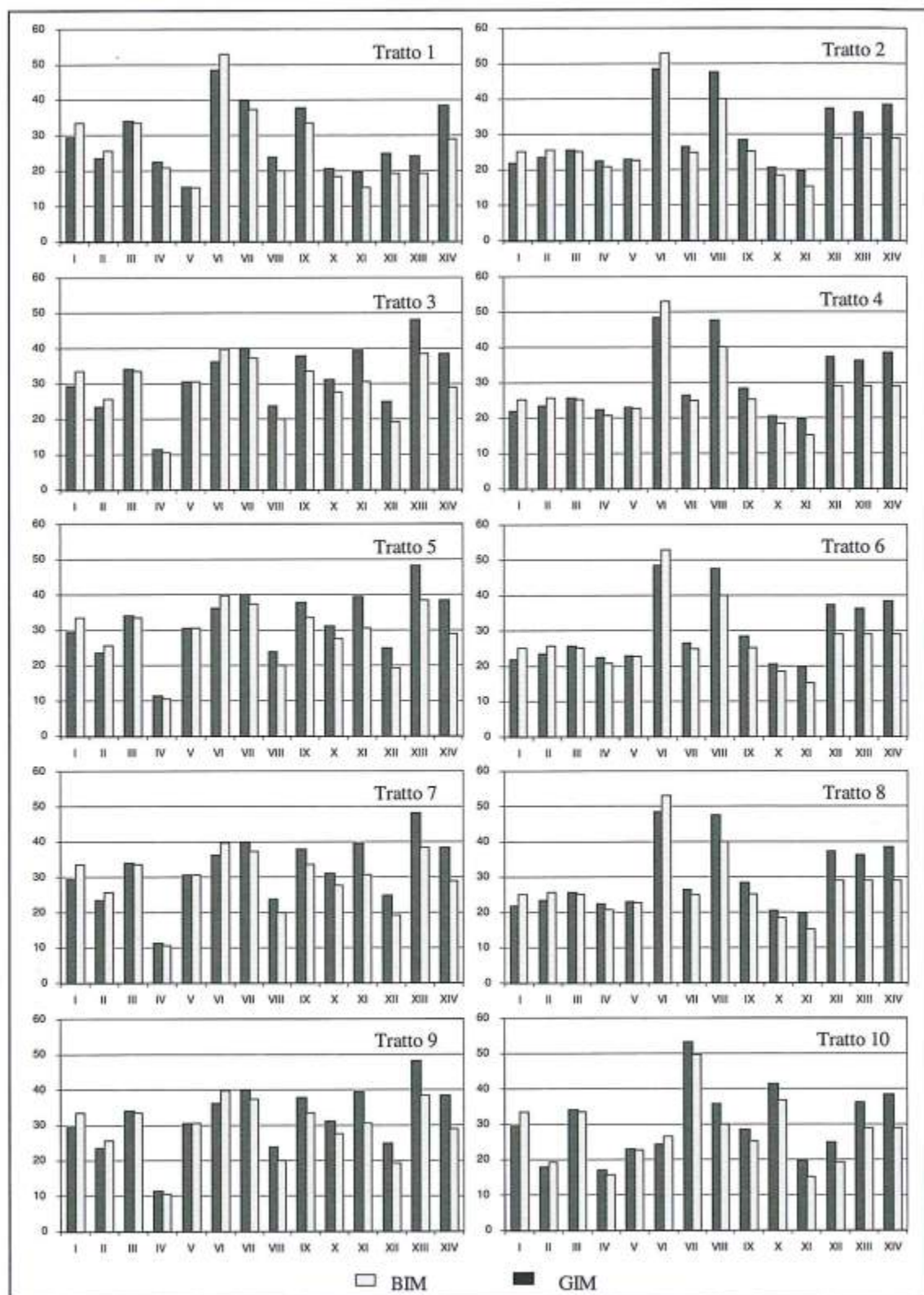


Figura 10 - Diagrammi a barre dell'interattività (ordinate) dei parametri del sistema spiaggia-duna (ascisse) relativi ai 10 tratti costieri selezionati.

Conclusioni

Nella gestione del litorale la valutazione della vulnerabilità e, in seconda istanza, del rischio si inserisce nel più ampio disegno di valutazione della sostenibilità ambientale.

E' quindi necessario un approccio valutativo che fornisca indicazioni di gestione preventiva fortemente aderenti alle peculiarità del sistema considerato.

L'utilità pratica della metodologia proposta risiede nella sua capacità di considerare congiuntamente i principali aspetti di un sistema, in funzione dello scopo predefinito. Anche se la sua applicazione può sembrare inizialmente macchinosa, in pratica dà ordine e cadenza alla ricerca. Agevola, inoltre, la comprensione di come i fattori che lo caratterizzano intervengono nell'evoluzione del sistema.

Le procedure della Teoria dei Sistemi obbligano i ricercatori, nella fase iniziale dello studio, ad un confronto tra differenti esperienze e discipline scientifiche, che è basilare per la comprensione dei fenomeni. La metodologia consente, inoltre, diversi livelli di precisione modificando il numero dei parametri a seconda dello scopo, senza però inficiare le analisi precedenti. Risulta facilmente adattabile ed esportabile, permettendo anche il contemporaneo uso di parametri calcolati e stimati. Infine, essa permette, in qualsiasi momento, di implementare la matrice senza modificare le precedenti interazioni binarie.

L'applicazione proposta consente di assegnare, attraverso l'indice di instabilità, una priorità nella sorveglianza delle dune. Ciò è stato definito non solo in funzione di alcune evidenze morfologiche, ma anche attraverso la definizione dei rapporti tra fattori e processi che concorrono all'evoluzione del sistema. La conoscenza della dominanza ed interattività dei parametri ha permesso, inoltre, di definire l'incisività degli interventi, nell'ambito dei rapporti spiaggia-duna.

La ricerca condotta stabilisce, nell'ambito di una valutazione generale ed in base alle variazioni puntuali dei parametri lungo il litorale, una ottimizzazione degli interventi. Ciò si traduce, in campo gestionale, in una maggiore potenzialità di stima, almeno in prima approssimazione, delle risposte di un sistema ad un intervento, la sua efficacia, validità ed impatto. I risultati ottenuti possono essere migliorati incrementando il numero dei parametri considerati ed eliminando l'uso di quelli stimati.

Ringraziamenti

Gli autori esprimono un vivo ringraziamento a J.A. Hudson e R. Dal Cin, per la lettura critica del testo e per i suggerimenti forniti. Un ringraziamento particolare a J.A. Hudson per il supporto offerto nell'elaborazione numerica della matrice globale ed un ulteriore doveroso ringraziamento a G.M. Gentile per la ricerca e l'elaborazione dei dati meteo-marini. Le ricerche sono state condotte con fondi 60% Simeoni e 40% Dal Cin.

Bibliografia

- Arens S.M. (1992) - *Transport of Sand into the Foredunes of Schiermonnikoog; Report on the Field Measurements 1990-1991*. Department of Physical Geography and Soil Science, University of Amsterdam. pp. 61.
- Arens S.M. e Wiersma J. (1994) - *The Dutch Foredunes: Inventory and Classification*. Journal of Coastal Research, 10: 189-202.
- Bagnold R.A. (1954) - *The physics of blown sand and desert dunes*. Chapman & Hall, London. pp. 265.
- Bennet R.J. e Chorley R.J. (1978) - *Environmental systems. Philosophy, analysis and control*. Methuen & Company. Limited., London, UK. pp.624.
- Blanc J.J. (1980) - *Sédimentologie dynamique des plages de Provence. Méthodologie et études d'impact*. Cent. Nat. pour l'exploitation des océans, Marseille, F. pp. 30.
- Bodéré J.C.L., Cribb R., Curr R.C.F., Davies P., Hallégouët B., Meur C., Pirou N., Williams A.T. e Yoni C. (1991) - *La gestion des milieux dunaires littoraux. Evaluation de leur vulnérabilité à partir d'une liste de contrôle. Etude de leur vulnérabilité à partir d'une liste de contrôle*. Etude cas dans le sud du Pays de Galles et en Bretagne Occidentale. Norois, 38, No. 151: 279-298.
- Chorley R.J. (1973) - *Geography as human ecology*. In: Chorley et al. Ed., *Directions in Geography*: 155-

169.

- Coastal Engineering Research Center (CERC) (1984). *Shore Protection Manual*. U.S. Army Corps of Engineers. United States Government Printing Office, Washington D.C. 3 volumes.
- Cooke R.U. e Warren A. (1973) - *Geomorphology in Desert*. University of California Press, Berkeley and Los Angeles.
- Crane D.A. (1963) - *Coastal flooding in Barnstable County, Cape Cod, Massachusetts*. Water Resources Commission. pp. 33-36.
- Dal Cin R. e Simeoni U. (1989) - *Zoning and vulnerability of the coasts: application to the Middle Adriatic*. Proceedings of Sixth Symposium on Coastal and Ocean Management, Coastal Zone 89, ASCE, New York, NY, USA. pp. 98-110.
- Dal Cin R. e Simeoni U. (1993) - *The distribution of sediments and the identification of residual materials on the sea-bottom Southern Marches (Italy)*. Marine Geology, 113: 273-281.
- Dal Cin R. e Simeoni U. (1994) - *A model for determining the classification, vulnerability and risk in the southern coastal zone of the Marche (Italy)*. Journal of Coastal Research, 10, 1: 18-29.
- Davis W.M. (1899). *The geographical cycle*. Geographical Journal, 14: 481-504.
- Dias Alveirinho J.M., Curr R.C.F., Davies P., Pereira A.R. e Williams A.T. (1994) - *Dune vulnerability and management: Portugal and north west Europe*. In: Soares De Carvalho, G. e Veloso Gomez, F. (eds), Littoral '94, EUROCOAST, Portugal: 837-848.
- Erchinger H.F. (1992) - *Conservation of barrier dunes as smooth, natural method of coastal protection on the East Friesian Island, Germany*. In: Carter, R.W.G.; Curtis, T.G.F., e Sheely-Skeffington, M.J. (eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 389-396.
- Feilberger A. e Jensen F. (1992). *Management and dune conservation of sand dunes in Denmark*. In: Carter, R.W.G.; Curtis, T.G.F., e Sheely-Skeffington, M.J. (eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 429-439.
- Gilbert G.K. (1877) - *Report on the geology of the Henry Mountain*. U.S. Geological Survey, U.S. Government Printing Office, Washington DC. pp.7-21.
- Goldsmith, V. (1985) - *Coastal Dunes*. In: Davis R.A. Jr., Coastal Sedimentary Environments. New York: Springer: 171-235.
- Gornitz V. e Kanciruk P. (1989) - *Assessment of global coastal hazards from sea level rise*. Charleston: Sixth Symposium on coastal and ocean management. Coastal Zone, 89: 1345-1359.
- Guza R.T. e Inman D.L. (1975) - *Edge waves and beach cusps*. Journal of Geophysical Research, 80: 2997-3012.
- Hesp P.A. (1989) - *A review of biological and geomorphological processes involved in the initiation and development of incipient foredunes*. Proceedings of the Royal Society of Edinburgh, Edinburgh, 96(B): 181-201.
- Hsu S.A. (1973). *Computing aeolian sand transport from shear velocity measurements*. Journal of Geology, 81: 739-743.
- Hudson J.A. (1992) - *Rock Engineering System*. Horwood Ellis (ed), Chichester, UK, pp.185.
- Jelgersma S., De Jong J.D., Zagwijn W.H. e Van Regteren Altena J.F. (1970) - *The coastal dunes of the western Netherlands; geology, vegetational history and archaeology*. Mededelingen Rijks Geologische Dienst, N.S., 21: 93-167.
- Jiao Y. e Hudson J.A. (1995) - *The fully-coupled model for rock engineering systems*. Int. J. Rock Mech. Sc. And Geomech. Abstr. 32, 5: 491-512.
- Komar P.D. (1976) - *Beach processes and geological hazard on the Oregon coast*. Newport, Oregon, Oregon Coastal Management Ass. Inc.
- Mazzini E. e Simeoni U. (1997) - *Instability in coastal areas: littorals, foredunes and beaches*. In: Marinos P.G., Koukis G.C., Tsiambaos G.C. e Stournaras G.C., Engineering Geology and the Environment: Proc. of the IAEG Symposium, Athens '97. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema, 1: 261-266.
- McKee E.D. (1979) - *Introduction to a study of global sand seas*. In: McKee E.D. (ed.), A Study of Global

- Sand Seas. Washington: United States Government Printing Office. pp. 86-136.
- Meur C., Hallegouet B., e Bodéré J.C. (1992) - *Coastal dune management policies in France: the example of Brittany*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-skeffington M.J. (eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 419-428.
- Mitchell J.K. (1974). *Community response to coast erosion*. University of Chicago, Department of Geography Research Paper n. 156. pp. 64.
- Parea G.C. (1978) - *Trasporto dei sedimenti ed erosione lungo il litorale fra il Tronto ed il Fortore (Adriatico Centrale)*. Memorie della Società Geologica Italiana, 19: 361-367.
- Paskoff R. (1985) - *Les littoraux. Impact des aménagements sur leur évolution*. Ed. Masson, Paris. pp. 184.
- Paskoff R. (1993) - *Cotes en Danger*. Masson, Paris. pp. 249.
- Pye K. (1983) - *Coastal dunes*. Progress in Physical Geography, 7: 531-557.
- Pye K. (1990) - *Physical and human influences on coastal dune development between the Ribble and Mersey Estuaries, northwestern England*. In: Nordstrom K.F., Psuty N.P. e Carter B. (eds), Coastal Dunes, Form and Process. Chichester: Wiley: 339-359.
- Psuty N.P. (1989) - *An application of science to the management of coastal dunes along the Atlantic coast of the U.S.A.* Proceedings of the Royal Society of Edinburgh, Edinburgh, 96(B): 289-307.
- Psuty N.P. (1992) - *Spatial variation in coastal foredune development*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-Skeffington M.J. (eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 3-14.
- Radley G.P. (1992) - *The dunes in England, an example of national inventory*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-Skeffington M.J. (eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield, A.A. Balkema: 438-454.
- Ricketts P.J. (1986) - *National policy and management response to hazard of coastal erosion in Britain and United States*. Applied Geography, 6: 197-221
- Ricketts P.J. (1989) - *Coast erosion and community perceptions at Nye Beach, Oregon*. Proceedings of Sixth Symposium on coastal and ocean management. In: Magoon O.T., Converse H., Miner D., Tobin L.T. e Clark D. Coastal Zone, 89. ASCE, New York, 5: 899-914.
- Rowntree R.A. (1974) - *Coastal erosion: the meaning of natural hazard in the cultural and ecological context*. In: White, G.F., Ed., Natural Hazard. Oxford: Oxford University Press: 70-79.
- Sanjaume E. (1988) - *The dunes of Saler, Valencia, Spain*. Journal of Coastal Research Special Issue No. 3: 63-70.
- Sanjaume E. and Pardo J. (1992) - *The dune of the Valencian coast (Spain): Past and present*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-Skeffington, M.J.(eds), Coastal Dunes. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 475-486.
- Simeoni U., Mazzini E. e Fontolan G. (1996) - *The System Theory aimed at the determination of a coastal instability index: a case study, the Atlantic side of the Straits of Magellan*. In: J. Taussik e J. Mitchell (eds), Partnership in Coastal Zone Management, Samara Publishing Limited, Cardigan, UK: 267-274.
- Simeoni U., Alverinho Dias J.M., De Bernardinis B., Garcia Novo F., Mazzini E., Tessari U., Trevisani A. e Vita M. (1998) - *Integrated management of the beach-dune system*. Proc. of the Coastlines 1997 Meeting, Naples (Italy) (in stampa).
- Simeoni U. e Bondesan M. (1997) - *The role and responsibility of man in the evolution of the Italian Adriatic coast*. In: F. Briand e A. Maldonado (eds), Transformations and evolution of the Mediterranean coastline, CIESM Science Series, Monaco, 3: 111-133.
- Simeoni U., Calderoni G., Tessari U. e Mazzini E. (1998) - *A new application of System Theory to fore-dunes intervention strategies*. Journal of Coastal Research 14(4)98: in stampa.
- Strahler A.N. e Strahler A.H. (1973) - *Environmental geoscience: interaction between natural systems and man*. Hamilton Publishing Company, Santa Barbara, California, USA. pp. 325.
- Swan S.B.ST.C. (1975). *A model for investigating the coast erosion hazard in Southwest Sri Lanka*. Berlin, Zeitschrift f. Geomorphologie N.F., Supplement-Band 22: 89-115.
- Tramonte R. (1955) - *Contributo allo studio delle acque sotterranee di Capitanata*. Parte II. Laterza & Figli, Bari, Italy. pp. 47.

- UNDRO (1982). *Natural disaster and vulnerability analysis*. Geneva: Office of United Nations Disaster Relief Co-ordinator.
- Van Der Meulen F. e Janssen J. (1992) - *Toward a monitoring programme for European coastal environment*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-Skeffington M.J.(eds), *Coastal Dunes*. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 517-524.
- Van Zoest J. (1992) - *Gambling with Nature? A new paradigm of nature and its consequences for nature management strategy*. In: Carter R.W.G., Curtis T.G.F. e Sheely-Skeffington M.J.(eds), *Coastal Dunes*. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema: 503-516.
- Williams A.T., Davies P., Curr R.C.F. e Bodéré J.CL. (1993) - *An approach to coastal dune management; the north and west coastline of France*. In: Ozhan E.(ed.), *MedCoast '93*. Ankara, Turkey: METU: 186-197.
- Wright L.D., Chappel J., Thom B.G., Bredshaw M.P. e Cowell P. (1979) - *Morphodynamics of reflective and dissipative beach and inshore system: south-eastern Australia*. *Marine Geology*, 32: 105-140.
- Wright L.D., Guza G.T. e Short A.D. (1982) - *Dynamics of a high-energy dissipative surf zone*. *Marine Geology*, 45: 41-62.
- Wright L.D. e Short A.D. (1984) - *Morphodynamic variability of surf zones and beaches: a synthesis*. *Marine Geology*, 56: 93-118.

Rilievi batimetrici per il monitoraggio del volume di spiaggia

Paolo Aminti e Pierluigi Aminti

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Firenze
Via S. Marta 3, 50139 Firenze, Italia

Riassunto

Lo studio affronta il problema della precisione dei rilievi batimetrici in relazione al calcolo del volume di una spiaggia sommersa, definito come il solido compreso tra la superficie del fondo marino e un piano di riferimento di quota assegnata.

Ipotizzando che il rilievo sia organizzato per sezioni parallele, si espongono i risultati di una ricerca sperimentale tesa a chiarire l'influenza della spaziatura tra le sezioni nella precisione di determinazione del volume e si analizzano le varie cause di errore nei rilievi cercando di fornire orientamenti coerenti per la corretta progettazione delle campagne di misure batimetriche. Vengono anche evidenziati i limiti di precisione nella valutazione dei volumi per il monitoraggio di ripascimenti artificiali.

Introduzione

Il monitoraggio di spiagge ricostruite mediante ripascimento artificiale si basa sul controllo sia dell'evoluzione della linea di riva sia del volume del materiale della spiaggia. Errori sistematici dell'ordine di pochi centimetri possono portare ad errori nel calcolo dei volumi dello stesso ordine di grandezza delle variazioni attese (Davis, 1991); anche errori di posizionamento planimetrico su spiagge dove sono presenti barre, possono portare ad errori elevati nel calcolo dei volumi (Dally, 1993).

La necessità di prevedere l'evoluzione di interventi di ripascimento artificiale ha indotto a sviluppare ricerche per ottimizzare le tecniche di rilievo (Esteban et al., 1995) o comunque a valutare i possibili errori nel calcolo dei volumi (Kana e Andrassy, 1996; Gambolati e Galeati, 1990; Serra et al., 1994). Nel presente lavoro, in cui è stato preso in esame un rilievo di spiaggia eseguito con un alto livello di precisione seguendo la più diffusa metodologia di rilievo per sezioni parallele ed equispaziate, si intende evidenziare quale sia l'influenza della distanza fra le sezioni di misura (che nel seguito verranno chiamate profili) nella precisione della determinazione del volume di spiaggia.

Allo scopo è stato preso in esame il rilievo di un tratto di spiaggia con sabbia e ghiaia nella parte emersa e con sabbia media e fine nella parte sommersa; la pendenza media risulta pari a circa il 2%. Il profilo presenta una modesta barra, discontinua, alla profondità di circa 2 m mentre dalla profondità di 3 m risulta molto regolare fino al limite esterno del rilievo fissato a -6 m. Inoltre, per evitare risultati falsamente confortanti, l'analisi sperimentale è stata limitata ai soli dati compresi tra -3 m e +1.5 m, ovvero alla fascia dove sono state osservate le massime variazioni di area tra sezioni consecutive.

Previsione dell'errore dovuto all'irregolarità della superficie del fondo

Nel caso in cui la superficie del fondo marino sia stata rilevata mediante profili tra loro paralleli ed equispaziati di una quantità x [m], è possibile calcolare le superfici (A) delimitate dalle sezioni (solitamente nei tratti compresi tra 2 linee di livello) e da una linea orizzontale posta a una quota di riferimento prefissata (Fig.1); il volume del fondale (o della spiaggia o di ambedue congiunti) rispetto al piano orizzontale pertanto risulterà determinato con la formula delle sezioni raggugliate:

$$V = \frac{1}{2} \sum_1^n (A_i + A_{i+1}) \cdot x \quad \text{con } i = 1 + n + 1 \quad [1]$$

dove A_i è la superficie della sezione i -esima. Questa formula fornisce risultati precisi se le variazioni delle aree A_i negli intervalli x possono essere considerate lineari.

Se la spaziatura x si incrementa, la determinazione del volume risulterà ovviamente meno precisa; tale imprecisione è funzione dell'irregolarità della superficie rilevata, ovvero della variabilità delle superfici A_i tra le diverse sezioni che risulterà tanto più marcata quanto più il fondo si discosta da una superficie cilindrica. Infatti, le irregolarità locali della superficie, sia lungo il profilo che in senso ortogonale (circa parallelo alla riva), danno luogo a variazioni non lineari di volume introducendo nel calcolo effettuato con le [1] errori caratterizzati da una alternanza casuale di segno. La cumula-zione dei loro contributi si traduce in un errore sul volume totale che, in prima approssimazione, si può stimare con la legge di propagazione quadratica di Gauss.

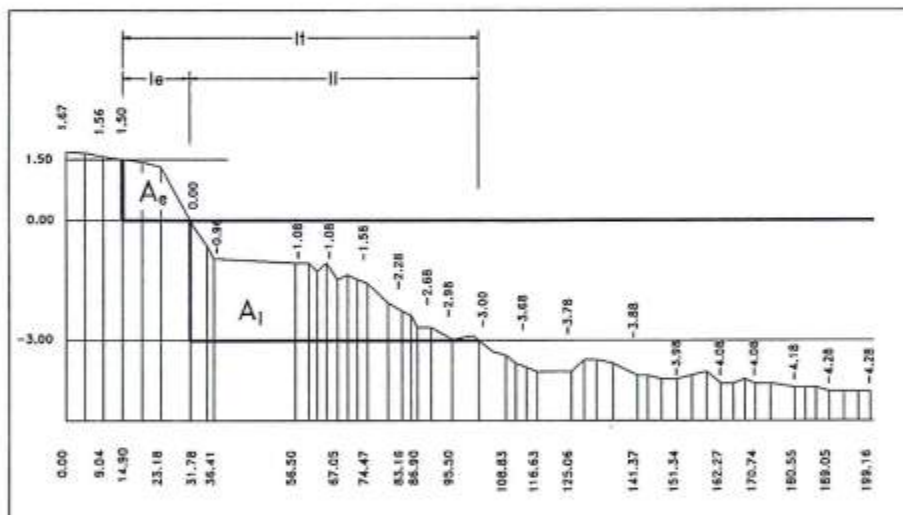


Figura 1 - Profilo della spiaggia e del fondale.

Un parametro importante per valutare tale variabilità, che si può ricavare immediatamente dai dati del rilievo, è μ_A , varianza delle A_i rispetto al valore medio A_m . Tale dato viene calcolato come:

$$\mu_A = \sqrt{\frac{\sum (A_i - A_m)^2}{n}} \quad \text{con } i = 1 + n + 1 \quad \text{dove } A_m = \frac{\sum A_i}{n} \quad [2]$$

Un altro parametro importante per valutare, almeno in prima approssimazione, l'errore compiuto nel calcolo del volume del solido compreso tra la superficie rilevata e il piano di riferimento, è lo scarto quadratico medio del valore medio A_m , calcolato come

$$\mu_{AM} = \frac{\mu_A}{\sqrt{n+1}} \quad [3]$$

che esprime l'errore commesso nel considerare esatto il valore medio A_m .

Il volume, calcolato con le [1] potrebbe essere allora determinato anche più semplicemente come

$$V = L \cdot A_m \quad [4]$$

sostanzialmente equivalente alla [1], dove $L = n \cdot x$ rappresenta la lunghezza del tratto di riva considerato.

In tal caso, per quanto sopra esposto, l'errore sul volume, indicato come m_v , può essere quindi determinato come:

$$\mu_v = \mu_{AM} \cdot L \quad [5]$$

Questa impostazione semplificata fornisce una indicazione assai grossolana sulla entità della precisione conseguita, inoltre, la [5] non evidenzia la variabilità della precisione ottenuta nel calcolo del volume in funzione del valore della spaziatura x ; le verifiche sperimentali confermano comunque l'ordine di grandezza ottenuto.

Si può ritenere che ogni termine A_i che compare nella sommatoria [1] sia affetto da un errore m_A , per cui l'errore sul volume compreso tra la sezione i -esima e la successiva potrà essere espresso con la:

$$\mu'_{v1} = \frac{\mu_A}{\sqrt{2}} \cdot x \quad [6]$$

e quindi l'errore complessivo sul volume, per la cumulazione quadratica di n errori eguali, risulterà:

$$\mu'_v = \mu'_{v1} \cdot \sqrt{n} = \frac{\mu_A}{\sqrt{2}} \cdot x \cdot \sqrt{n} = \frac{\mu_A}{\sqrt{2}} \cdot x \cdot \sqrt{\frac{L}{x}} = \sqrt{\frac{L}{2}} \cdot \mu_A \cdot \sqrt{x} \quad [7]$$

I risultati conseguiti possono adattarsi con buona approssimazione a distribuzioni casuali delle superfici ovvero a scostamenti casuali dalla forma cilindrica del fondo. Se infatti le aree A_i si susseguono in modo casuale, la relazione è confermata dai dati sperimentali, mentre se le variazioni sono legate tra loro da sequenze di periodo più ampio dell'intervallo x , come nel caso di una certa concità del fondo, si ha una chiara sovrastima dell'errore. Ciò risulta evidente tenendo conto che in ciascun addendo della [1] si utilizza, per il calcolo dei volumi, il valore medio locale dell'area A e quindi gli errori previsti non possono essere riferiti a un unico valore medio generale.

Quantificare per via teorica quale sia l'incremento di precisione conseguito utilizzando un numero crescente di valori A_i (riducendo cioè la distanza x tra le sezioni), non è immediato. In base ai dati sperimentali e a considerazioni qualitative si è avanzata l'ipotesi che l'errore commesso nella valutazione del volume compreso tra due sezioni consecutive, possa essere considerato, se m è il numero delle sezioni rilevate in un tratto di 1Km di spiaggia, come la parte m -esima dell'errore m'_v espresso dalla [7]. In prima approssimazione si può ipotizzare che dire che, avendo iperdeterminato m volte il calcolo del volume, l'errore totale sul volume, o anche ciascun errore m'_{v1} [6], può essere diviso per la radice di m .

Si pone cioè:

$$\mu''_{v1} = \frac{\mu'_v}{m} = \frac{\mu'_{v1}}{\sqrt{m}} = \frac{\mu_A \cdot x}{\sqrt{2m}} \quad [8a]$$

oppure, dato che $m = L/x$

$$\mu''_{v1} = \frac{\mu_A \cdot x^{3/2}}{\sqrt{2L}} \quad [8b]$$

L'errore commesso nel calcolo del volume globale sulla lunghezza di riva L di 1Km, risulterà allora:

$$\mu''_v = \mu''_{v1} \cdot \sqrt{m} = \frac{\mu_A}{\sqrt{2}} \cdot x \quad [9]$$

Un ulteriore parametro per la verifica sperimentale dell'errore indotto dalle variazioni morfologiche della superficie è l'errore medio [mm] per unità di superficie il cui calcolo, in prima approssimazione, può essere condotto con la:

$$\mu_r = \frac{\mu''_{v1}}{S} = \frac{\mu''_{v1}}{x \cdot l} \quad [10]$$

dove l è la lunghezza media dei profili.

Utilizzando il valore medio di l si introduce un errore ulteriore che nella fase del calcolo sperimentale è stato eliminato impiegando per ciascun intervallo tra le sezioni la superficie in pianta effettiva, calcolata come $S_i = (l_i + l_{i+1}) \cdot x/2$.

Verifica sperimentale delle differenze di volume in funzione della spaziatura tra i profili batimetrici

Per la sperimentazione delle relazioni esposte nel paragrafo precedente è stato preso in esame un tratto di spiaggia in località Cecina Mare; in questa zona infatti era disponibile un rilievo batimetrico e della spiaggia costituito da oltre 70 profili e condotto per sezioni parallele in gran parte equispaziate tra loro di circa 17 m (Fig. 2).

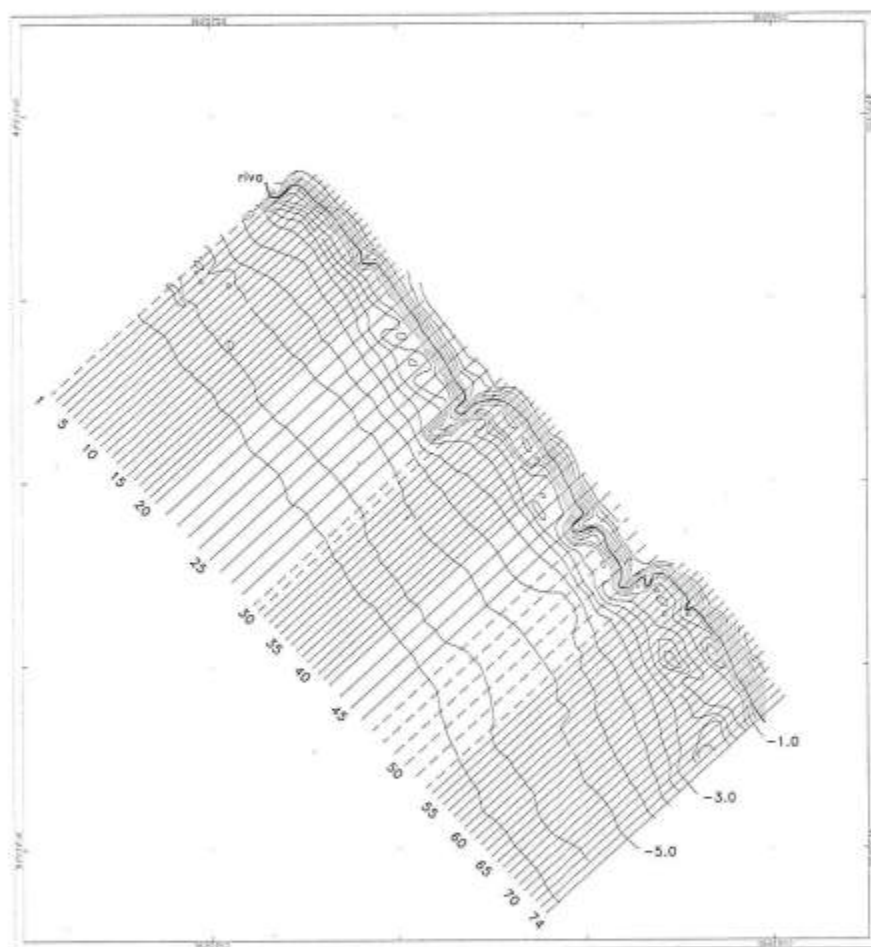


Figura 2 - Pianta del rilievo batimetrico in località Marina di Cecina.

Sono state escluse dallo studio le sezioni (tratteggiate in Figura 2) rilevate in coincidenza con punti singolari, costituiti da pennelli artificiali posti in opera per contenere il materiale di ripascimento della spiaggia e sono state considerate le rimanenti sezioni, in numero di 61, come equidistanti tra loro con una spaziatura fittizia di 16.67 m, in modo da coprire un tratto di spiaggia di 1000 m esatti. Per esaminare separatamente i contributi di errore forniti dalle porzioni emersa e sommersa della superficie, i calcoli sono stati condotti in modo separato, delimitando la zona emersa tra la linea di

riva (quota $z=0$) e la linea di livello posta a $z = +1.5\text{m}$ e quella immersa tra la riva stessa e la quota $Z = -3.0\text{m}$; inoltre è stato eseguito il calcolo complessivo del volume rilevato e quello delle superfici planimetriche S_i delimitate dalle diverse sezioni. Il valore delle aree delle sezioni verticali e quello dei volumi, eseguito considerando la equidistanza di 16.67m (60 sezioni / km) è stato poi preso come base di confronto con quelli ottenuti per intervalli crescenti tra le sezioni, in base multipla di 16.67m :

$$1 \text{ sezione ogni } 2 \text{ rilevate} \Rightarrow x = 16.67 \cdot 2 = 33.33 \text{ m (30 sezioni/Km)}$$

$$1 \text{ sezione ogni } 3 \text{ rilevate} \Rightarrow x = 16.67 \cdot 3 = 50.00 \text{ m (20 sezioni /km)}$$

$$1 \text{ sezione ogni } 4 \text{ rilevate} \Rightarrow x = 16.67 \cdot 4 = 66.67 \text{ m (15 sezioni /km)}$$

$$1 \text{ sezione ogni } 5 \text{ rilevate} \Rightarrow x = 16.67 \cdot 5 = 83.33 \text{ m (12 sezioni /km)}$$

$$1 \text{ sezione ogni } 6 \text{ rilevate} \Rightarrow x = 16.67 \cdot 6 = 100.0 \text{ m (10 sezioni /km)}$$

Oltre al calcolo dei volumi ed ai confronti con i valori di riferimento, l'elaborazione numerica ha fornito l'entità degli errori relativi all'unità di superficie in base alle combinazioni binarie tra sezioni equispaziate in base multipla di 16.67m , da confrontare con i risultati delle [10].

Per esempio, il calcolo del volume per $x = 33.33\text{m}$ riguarda solo le sezioni dispari della sequenza da 1 a 61, mentre per il calcolo dei valori m_r , sono stati utilizzati anche gli intervalli tra le sezioni pari, in modo da poter mediare il risultato su una base di misure più numerosa e quindi più affidabile. Questo è risultato particolarmente vantaggioso per il calcolo degli errori nella condizione $x=100\text{m}$, in quanto, utilizzando i soli 10 valori multipli di 6 tra 1 e 61, la limitazione numerica dei dati avrebbe reso poco significativa l'analisi dei risultati. D'altra parte l'errore considerato prescinde dalla ubicazione delle sezioni estreme all'interno della serie dei profili e la parziale sovrapposizione delle zone interessate al calcolo di m_r , non frapponne quindi alcun ostacolo pregiudiziale al conseguimento di risultati corretti.

Analisi dei risultati del calcolo

Sono state adottate due quote di riferimento distinte per la parte emersa ($z_0 = 0\text{m}$) e per quella immersa ($z_0 = -3\text{m}$), trascurando di fatto i tratti di profilo caratterizzati da un andamento molto simile tra le diverse sezioni; la scelta di esaminare la spiaggia o il fondale fino a una maggiore profondità comporta infatti la conseguente estensione della zona di indagine lungo ciascun profilo e tale variazione porterebbe al calcolo di aree più grandi, con errori assoluti maggiori e con una variabilità assoluta (m_A) più elevata tra le sezioni consecutive.

La conseguenza di una tale scelta sarebbe quindi una amplificazione degli errori assoluti nel calcolo dei volumi [7], alla quale però corrisponderebbe una ancora più drastica (ed illusoria) riduzione degli errori relativi e per unità di superficie [10].

Oltre ai valori delle lunghezze orizzontali delle porzioni emerse, immerse e totali delle singole sezioni, sono stati calcolati i valori medi da introdurre nelle [10] e, in base ai dati di rilievo, i valori $S_i = (l_i + l_{i+1})X/2$ delle aree planimetriche interposte tra due sezioni consecutive riportati separatamente per la zona totale S_t , per la zona immersa S_i e per quella emersa S_e . Il calcolo delle A_i , aree giacenti sui piani verticali di sezione (emerse, immerse e totali) comprese tra le linee di profilo rilevate e le quote di riferimento, e quello dei volumi (parziali e progressivi), con una successiva elaborazione, ha permesso di quantificare i valori di A_m e, con le [2], quelli dei m_A .

In Tabella 1 sono riportati i valori m_{AM} , gli scarti di volume totale m_V calcolati in modo approssimato con le [5] e l'errore per unità di superficie (espresso in mm e ottenuto come m_V/S_{tot}).

I valori riportati prescindono dalla spaziatura x adottata per il calcolo dei volumi V , tuttavia, dato che gli scarti m_A e m_{AM} dipendono dal numero n di misure effettuate e che n è funzione del valore $x = 16.67\text{m}$ assegnato, si ha quindi un legame tra i risultati e tale valore di x .

I dati sperimentali relativi a calcoli effettuati con spaziature x crescenti da 33.3m a 100m , mostrano una certa sovrastima dei valori m_V calcolati rispetto a quelli rilevati, plausibile anche in considera-

zione del fatto che i ΔV sono errori che cumulano l'imprecisione del calcolo effettuato impiegando l'equidistanza x considerata, con quella del rilievo di partenza ($x=16.67\text{m}$); tuttavia i valori risultano mediamente comparabili, soprattutto prendendo in considerazione le variazioni tra i valori progressivi massimi e minimi dei ΔV (Tab. 2).

Tabella 1 - Scarti delle aree A_i e dei volumi calcolati con le [5].

	zona emersa	zona immersa	zona totale
m_A	$\pm 4.92 \text{ m}^2$	$\pm 41.1 \text{ m}^2$	$\pm 40.0 \text{ m}^2$
m_{AM}	$\pm 0.64 \text{ m}^2$	$\pm 5.3 \text{ m}^2$	$\pm 5.1 \text{ m}^2$
m_V	$\pm 635 \text{ m}^3$	$\pm 5300 \text{ m}^3$	$\pm 5100 \text{ m}^3$
m_V/S_{tot}	$\pm 36 \text{ mm}$	$\pm 53 \text{ mm}$	$\pm 44 \text{ mm}$

Tabella 2 - Valori sperimentali delle differenze di volume calcolate su un tratto di 1Km.

$\Delta v \text{ [m}^3\text{]}$	zona emersa	zona immersa	zona totale
/33m	-204 ÷ 343 tot. -138 m ³	-614 ÷ 776 tot. -358 m ³	-497 ÷ 610 tot. -497 m ³
/50m	-229 ÷ 1349 tot. 1349 m ³	-1379 ÷ 1563 tot. -1319 m ³	-401 ÷ 1822 tot. 30 m ³
/67m	-208 ÷ 661 tot. 331 m ³	-1227 ÷ 3064 tot. 2358 m ³	-646 ÷ 3351 tot. 2688 m ³
/83m	-1439 ÷ -121 tot. -1439	-946 ÷ 2130 tot. -946	-2385 ÷ 1322 tot. -2385
/100m	-209 ÷ 328 tot. 274 m ³	376 ÷ 4317 tot. 376 m ³	435 ÷ 4424 tot. 650 m ³

Se, per valutare l'errore nel calcolo del volume, vengono utilizzate le formule [6] e [7], i risultati ottenuti forniscono valori accettabili solo per la zona emersa (Tab. 3).

Queste formule danno risultati attendibili, anche in linea di principio, solo se la distribuzione delle A_i risulta circa casuale e se si prescinde da modi di variazione di periodo più ampio di x .

Nel nostro caso lo s.q.m. delle A_e è pari quasi al valore medio delle stesse e in Figura 3 si può osservare come tale variabilità appare distribuita tra le diverse sezioni in modo sostanzialmente casuale.

Tabella 3 - Stima dell'errore complessivo sul volume calcolato con la [7].

$m'_v \text{ [m}^3\text{]}$	zona emersa	zona immersa	zona totale
/16m	± 450	± 3700	± 3600
/33m	± 630	± 5300	± 5100
/50m	± 780	± 6400	± 6200
/67m	± 900	± 7500	± 7300
/83m	± 1000	± 8800	± 8600
/100m	± 1100	± 9000	± 8800

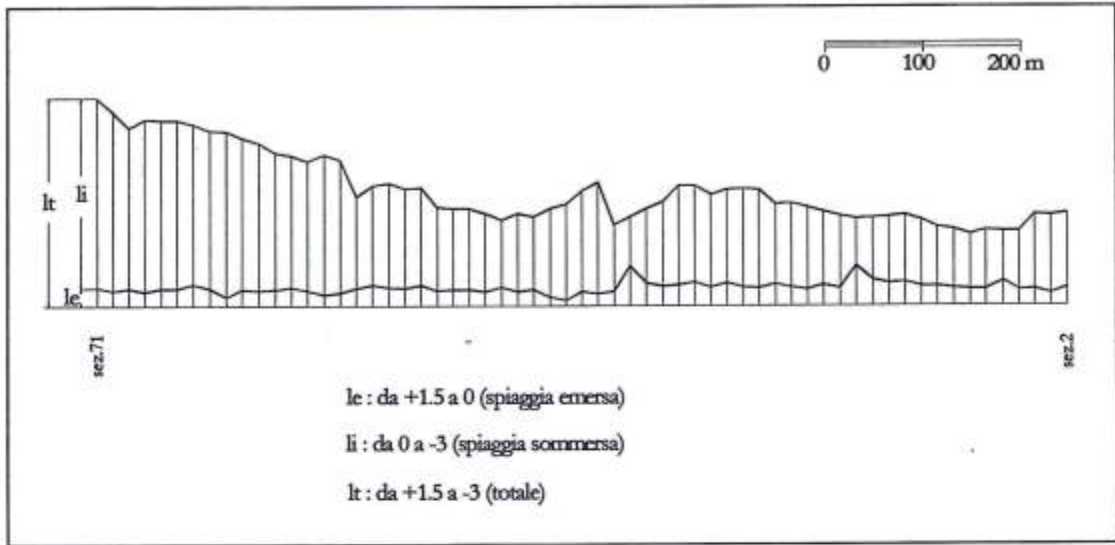


Figura 3 - Variazione delle distanze tra le linee di livello.

Se infine si impiegano, per la previsione dell'errore ΔV le formule [8] e [9], si ottengono risultati (Tab. 4) abbastanza prossimi ai dati sperimentali proprio per la zona immersa e maggiormente per quella totale; le variazioni della zona emersa vengono invece per lo più compensate da variazioni di segno opposto del volume immerso. Nelle Figure 4, 5, 6, inoltre, sono riportati i grafici di previsione dei risultati ed i valori sperimentali.

E' stato poi calcolato, solo per la zona totale, l'errore per unità di superficie al fine di confrontare i valori con i dati sperimentali. Anche in questo caso i valori teorici sono stati incrementati opportunamente (colonna 2 della Tabella 5) in modo da tener conto del fatto che quelli sperimentali sono affetti da una cumulazione di errori dovuti alla non esatta assimilabilità del valore di riferimento del volume (calcolato con $X = 16.67$ m) al valore vero.

Tabella 4 - Stime dell'errore complessivo sul volume calcolate con la [9].

m^3_v [m ³]	zona emersa	zona immersa	zona totale
/16m	±60	±500	±500
/33m	±120	±1000	±900
/50m	±180	±1500	±1400
/67m	±200	±1900	±1900
/83m	±300	±2400	±2300
/100m	±350	±2900	±2800

I valori corretti sono stati ottenuti da quelli teorici mediante la formula di Gauss che esprime la cumulazione quadratica degli errori di diversa entità:

$$\mu_r^c(x) = \pm \sqrt{\mu_r^2(x) + \mu_r^2(16.7)} \quad [11a]$$

ovvero, considerando le [10] e precedenti:

$$\mu_r^c(x) = \frac{\mu_\lambda}{1 \cdot \sqrt{2L}} \sqrt{x + 16.7} \quad [11b]$$

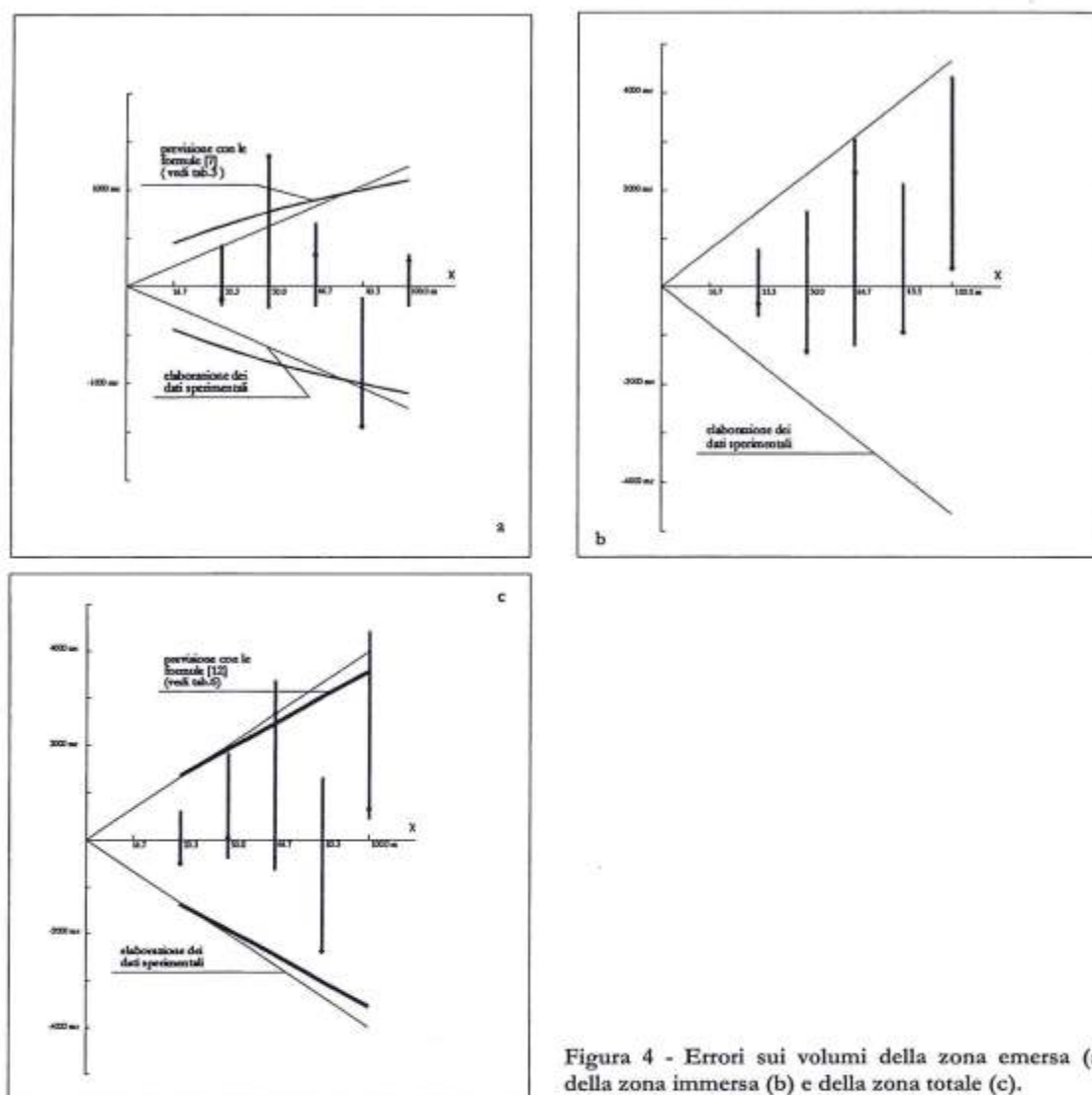


Figura 4 - Errori sui volumi della zona emersa (a), della zona immersa (b) e della zona totale (c).

Tabella 5 - Stime dell'errore per unità di superficie calcolate con le [10] e le [11]

m_r [mm/m ²]	valore teorico	teorico corretto	valore sperimentale
/16m	±36	---	---
/33m	±52	±63	±62
/50m	±64	±73	±81
/67m	±73	±81	±90
/83m	±82	±90	±94
/100m	±89	±96	±107

Almeno in parte le differenze tra i valori corretti e quelli sperimentali potrebbero essere attribuite al fatto che nel calcolo effettuato con le [10] non sono utilizzate le superfici planimetriche reali S_i , ma un valore costante $S = x \cdot l$.

Se i valori teorici di m_r , calcolati con le [5] vengono confrontati con quelli sperimentali, si evidenzia una identità con il valore relativo alla spaziatura $x = 16.67$ m, a riprova della dipendenza delle relazioni considerate dal numero n dei profili rilevati.

In conseguenza dei risultati delle verifiche condotte sui m_r corretti, è stato effettuato il calcolo di previsione dell'errore sui volumi a partire da questo parametro: Il valore della approssimazione m_v , dalle [9] e le [10], risulterà espresso come:

$$\mu_v^c = l \cdot \sqrt{L} \cdot \mu_r^c \cdot \sqrt{x} \quad [12]$$

dove l è il valore medio della lunghezza di profilo interessato dal calcolo dei volumi.

I risultati ottenuti dalla relazione [12], oltre che in Figura 6, sono stati riportati in Tabella 6 e mostrano una discreta corrispondenza con i valori sperimentali e con le loro curve interpolanti.

**Tabella 6 - Approssimazioni del volume totale calcolate con le [12].
In neretto compaiono i valori massimi delle differenze di volume.**

X	m_v [m ³]	valori sperimentali [m ³]
/33m	±1350	-497 ÷ 610 tot. -497
/50m	±1900	-401 ÷ 1822 tot. 30
/67m	±2450	-646 ÷ 3351 tot. 2688
/83m	±3000	- 2385 ÷ 1322 tot. -2385
/100m	±3550	435 ÷ 4424 tot. 650

Nella Figura 7, i dati sperimentali relativi agli errori per unità di superficie sono stati interpolati con curve del secondo ordine con il metodo dei minimi quadrati, ricavando così la legge di variazione che lega m_r alla radice di x . Applicando la legge di propagazione [12], si ottengono i coefficienti angolari delle rette che esprimono la variazione dello scarto quadratico medio del volume m_v in funzione di x (Figg. 4-5-6).

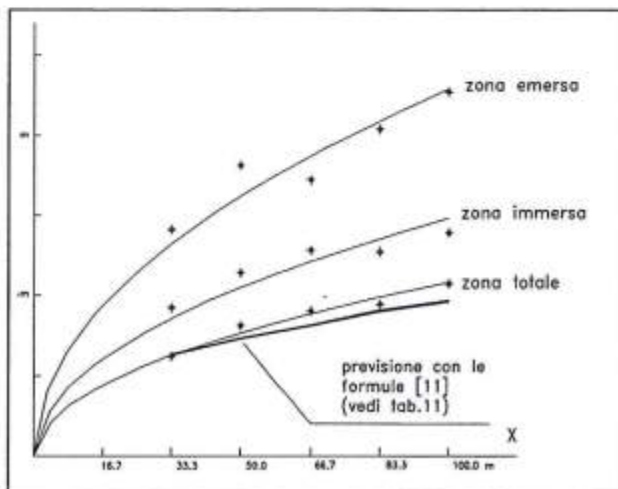


Figura 7 - Errori sui volumi per unità di superficie nelle zone considerate.

Da notare inoltre, nella stessa Figura 7, che i valori di m_r risultano molto più elevati per la zona emersa che per le altre zone e che anche lo scarto medio dei dati sperimentali dalla curva teorica è superiore di molto (± 12 mm per la zona emersa rispetto ai ± 8 mm di quella immersa e ai ± 3 mm di quella totale). Tutto ciò conferma che il volume totale beneficia di una certa compensazione degli errori casuali ma di segno prevalentemente opposto che si verificano nelle altre due zone. In Tabella 7 sono invece riportati i valori calcolati dei coefficienti delle equazioni che approssimano i dati sperimentali.

Tabella 7 - Parametri sperimentali per la determinazione degli errori sui volumi.

	parametro a $m_r [\text{mm}] = a \sqrt{x [\text{mm}]}$	parametro m $m_v = m \cdot x$
zona emersa	0.723898	12.6
zona immersa	0.467864	46.6
zona totale	0.340924	40.0

Errore sulle coordinate dei punti del rilievo batimetrico dovuto alla metodologia ed alla attrezzatura di misurazione.

Il rilievo diretto del fondo del mare, collegato a punti a terra, viene spesso eseguito con le usuali tecniche della topografia (celerimensura), mediante spostamento di una mira lungo allineamenti prestabiliti in mare; con questo metodo si raggiungono precisioni relativamente elevate e ben quantificabili fino a profondità non superiori a qualche metro. Data la necessità di una sosta su ciascun punto rilevato, il metodo è troppo lento ed è utilizzato solo per rilievi di dimensioni piuttosto contenute. In più, data l'impossibilità di posizionare la mira su punti caratteristici delle forme di fondo, quali base o sommità di eventuali barre, in quanto di norma non visibili, quando i punti rilevati non sono sufficientemente vicini fra loro ne deriva una non corretta rappresentazione del profilo.

Fra i metodi di rilievo diretto del fondo, senza utilizzare come riferimento il livello del mare, vanno ricordati i sistemi a slitta trainata sul fondo e lo speciale veicolo CRAB (Birkemeyer e Mason, 1984, Gable e Wannetik, 1984). Risultano attualmente più diffusamente utilizzati i sistemi di rilievo indiretto o, più di frequente, sistemi misti. In questo modo la profondità del fondo rispetto al natante è determinata con ecoscandagli, mentre la posizione del natante rispetto a punti fissi a terra è determinata con strumenti topografici. E' invece di impiego più recente l'uso di sistemi GPS per la determinazione dei punti di rilievo, ma mancano finora riferimenti univoci sulla precisione, soprattutto altimetrica, ottenuta con queste metodologie (Gutierrez et al., 1996).

Per i rilievi basati sulla misura della profondità con ecoscandagli si può evidenziare come principale vantaggio la velocità di esecuzione della misura: questo permette di rilevare un profilo con un numero di punti abbastanza alto così da rappresentare in modo dettagliato anche le forme di fondo.

Se ne deduce che: la precisione altimetrica di ciascun punto appartenente a un rilievo topobatimetrico, risulta avere approssimazioni comprese tra $\pm 5 \div 10$ cm.

Precisione del rilievo del fondo non riferito topograficamente.

Le difficoltà e le possibili inesattezze dei rilievi di questo tipo sono da attribuire prevalentemente alla impossibilità pratica di riferire il livello della superficie del mare all'istante in cui viene eseguita la misura di profondità ed alla mancanza di un riferimento planimetrico certo dei punti rilevati. Quest'ultimo aspetto può essere trascurato solo per allineamenti abbastanza brevi e di direzione

controllata da terra o nel caso in cui vengano utilizzati sistemi di posizionamento planimetrico di tipo GPS, altrimenti resta fortemente dubbia l'utilità stessa del rilevamento.

Le oscillazioni della superficie del mare dovute alle maree astronomiche, sono prevedibili ed è possibile apportare le correzioni con una sufficiente precisione; è invece notevolmente più complesso tener conto delle variazioni di livello dovute alla marea meteorologica ed al sovrizzo causato dal moto ondoso.

La forza tangenziale dovuta al vento con direzione verso costa produce un incremento del livello medio così come si ha un innalzamento del livello medio a causa del moto ondoso.

Un calcolo accurato di queste variazioni richiederebbe la conoscenza del campo di vento sul mare e la misura dell'altezza e direzione delle onde e risulterebbe comunque abbastanza incerta la determinazione in condizioni non stazionarie. La precisione dei rilievi è quindi in gran parte condizionata dalla possibilità di apportare le opportune correzioni alle profondità misurate in funzione della variazione del livello del mare che può essere determinata in modo rigoroso solo se si eseguono misure continue con un mareografo appositamente installato nella zona interessata.

Considerate le cause di non stazionarietà del livello del mare e ed il tempo necessario a rilevare un profilo, risulta indispensabile la determinazione della quota di riferimento almeno all'istante iniziale e al termine del rilievo.

Possono essere quindi classificati come rilievi a «basso livello di precisione» quelli eseguiti con una misura continua della profondità senza apportare correzioni al livello di riferimento e con il controllo della posizione del natante solo agli estremi del tratto da rilevare. La posizione dei singoli punti viene determinata per interpolazione ipotizzando una velocità costante del natante.

Un più «alto livello di precisione» è garantito con un controllo della posizione del natante su alcuni punti intermedi alla linea di rilievo e con la correzione del livello di riferimento sulla base di misure eseguite su un riferimento fisso nella zona interessata.

La precisione più spinta richiede l'installazione di un registratore del livello marino e la determinazione della sua quota rispetto ad un caposaldo di livellazione (e quindi rispetto al livello medio del mare) Registrando l'ora di inizio e termine di ciascun tratto da rilevare è possibile correggere la profondità misurata dei singoli punti sulla base degli scostamenti del livello del mare durante l'esecuzione delle misure rispetto al livello di riferimento. Solo i rilievi condotti con questa tecnica permettono l'esecuzione di confronti fra misure eseguite in periodi diversi e la conseguente stima delle variazioni dei volumi di spiaggia corrispondenti.

Il sovrizzo dovuto al vento, a differenza di quanto accade per le variazioni di livello dovute alla marea astronomica o alle variazioni di pressione, non è uniforme ma è più alto in prossimità della riva. Data l'impossibilità pratica di eseguire misure lontano da riva, si possono quindi ridurre gli errori solo operando in assenza di vento o con venti deboli.

L'errore probabile sulle misure di profondità, tenendo conto anche degli errori propri di ecoscandaglio di precisione, può essere stimato in condizioni ottimali pari a circa ± 7 cm, mentre in condizioni accettabili e con normale accuratezza la precisione del rilievo è di ± 17 cm. La precisione scende ulteriormente se non vengono effettuate le correzioni per la marea o se non viene controllata periodicamente la taratura dell'ecoscandaglio.

Determinazione dell'errore sulle A_i dovuto alle incertezze del rilievo

In base a quanto esposto la precisione sulla quota dei punti appartenenti a un profilo batimetrico rilevato con metodi topo-batimetrici, non risulta generalmente superiore a ± 10 cm. Questo risultato è da assumersi come punto di partenza per le considerazioni seguenti insieme con la considerazione di un altro fattore di non secondaria importanza, la spaziatura costante dei punti nella direzione del profilo, ovvero la loro densità nell'unità di lunghezza.

Dato che gli incrementi di produttività determinati dall'impiego di ecoscandagli rendono tale metodo il più diffuso, si può pensare che, con un intervallo di acquisizione di un punto al secondo, e con una velocità del natante di circa 6 nodi, si abbia il rilievo di un punto ogni 3 m. L'errore sul calcolo

dell'area compresa tra il profilo e un livello di riferimento fissato è dato dalla cumulazione quadratica degli errori accidentali indotti in ogni tratto di 3 m, per cui si ha:

$$\mu'_A = \mu_1[m] \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{l_i}{3}} = 0.1732 \cdot \sqrt{l_i} \quad [13a]$$

dove: μ_1 è l'errore altimetrico su ciascun punto e l_i è la lunghezza del profilo

Se invece ci sono componenti pseudo-sistematiche dell'errore di rilievo, la formula per il calcolo del conseguente errore sulle A_i diventa:

$$\mu'_A = \pm \mu_1[m] \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{l_i}{3}} \pm \mu_2 \cdot l_i = \sqrt{3l_i \cdot \mu_1^2 + l_i^2 \cdot \mu_2^2} \quad [13b]$$

dove μ_2 è la componente pseudo-sistematica dell'errore sulla quota dei punti rilevati.

Determinazione della precisione necessaria in funzione della spaziatura dei profili.

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile tentare una sintesi tendente a quantificare l'errore complessivo sul calcolo del volume di un solido compreso tra la superficie del fondo marino ed una quota di riferimento, in funzione degli errori dovuti sia al rilievo, che alla spaziatura dei profili.

Per rilievi topo-batimetrici riferiti a punti a terra, e quindi con trascurabili componenti sistematiche, può essere utilizzata la [13a]. L'errore su un'area A_i avente una lunghezza media l_m di 100 m risulterebbe avere una entità pari a $\pm 0.9 \div 1.7 \text{ m}^2$. Essendo V il volume calcolato con la [1], l'errore sarà valutabile con una formula analoga alla [7], dove m_A deve intendersi sostituito con l'errore μ'_A dovuto alle imprecisioni del rilievo batimetrico:

$$\mu'_v = \sqrt{\frac{L}{2}} \cdot \mu'_A \cdot \sqrt{x} \quad [14]$$

Questo, con una spaziatura $x = 50 \text{ m}$, risulterebbe pari a $130 \div 270 \text{ m}^3$ e quindi non comparabile con il rispettivo valore di circa 1500 m^3 dovuto alle irregolarità del fondo e alla spaziatura tra i profili (Tabella 4).

Un esame degli ordini di grandezza dei m_A (tab.1) rivela l'irrelevanza dell'errore topografico (dell'ordine di $1\text{m}^2 - 2\text{m}^2$) se confrontato con quello dovuto alle irregolarità del fondo ed alla spaziatura tra i profili (41m^2) e mette quindi in evidenza il fatto che non sia necessario ricorrere ad una formulazione che tenga conto di entrambi i fattori.

Risulta pertanto che il rilievo topo-batimetrico è circa di un ordine di grandezza più preciso di quanto la spaziatura tra i profili richieda anche nel caso di rilievi molto particolareggiati ($x = 16\text{m}$).

D'altra parte, con l'impiego di metodi di rilievo batimetrico indiretti la precisione sulle quote dei punti viene limitata da errori di tipo pseudo-sistematico che, pur essendo di entità contenuta, alterano sensibilmente i risultati. Infatti, se la componente accidentale degli errori sulle quote dà contributi quantificabili con la [14] e quindi valori numerici talmente limitati da risultare trascurabili, la componente pseudo-sistematica, avendo una costanza di segno all'interno della sessione di misure, deve essere moltiplicata per l'area del rilievo. Nel caso in esame quindi si ha:

$$m'_A = m_2 \cdot l_m \cdot L \quad [15]$$

L'entità dell'errore, per una striscia di fondale larga 100 m e lunga 1 Km, varia quindi linearmente con m_2 ; ad esempio con $m_2 = 10\text{cm}$, m_A risulta pari a 10000 m^3 .

E' così chiaro che, per avere errori sui volumi dovuti alla spaziatura dei profili di questa entità, è necessario superare abbondantemente gli intervalli x di 100 m; ciò rende evidente la non proponibilità dei metodi indiretti, così come sono attualmente realizzati, per la determinazione dei volumi dei fondali e delle loro variazioni.

Conclusioni

Per motivi di economia, nell'appalto dei rilievi batimetrici, si tende spesso a «diradare» i profili, senza però rinunciare ad elevate precisioni sulle quote dei punti. Da quanto esposto questa soluzione

appare immotivata, ma è altresì vero che attualmente i metodi di rilievo topo-batimetrici sono i soli in grado di fornire risultati accettabili.

Tenendo conto del fatto che i ripascimenti artificiali, in Italia, sono più spesso realizzati con volumi dell'ordine di $100000 \text{ m}^3/\text{Km}$, l'errore nella stima delle variazioni di volume fra due rilievi successivi è dell'ordine di 1% - 5%. E' evidenziato come errori pseudo-sistematici, dovuti alla scarsa precisione nel controllo del livello di riferimento del mare o a non perfetta taratura degli ecoscandagli, diano origine ad errori di ordine di grandezza da 2 a 5 volte maggiori rispetto a quelli dovuti al rilievo delle sezioni ed alla loro spaziatura.

Con il presente studio sono state evidenziate le interazioni tra le caratteristiche che devono essere attribuite a un rilievo perché risulti progettato correttamente, perché consenta cioè economia e precisioni adeguate. Probabilmente la risposta tecnica alle esigenze di precisione e di rapidità di esecuzione, emerse anche in questo studio, verrà dai sistemi GPS e più in particolare dal loro impiego con le metodiche cinematiche continue, in grado di fornire le coordinate dei punti con errori accidentali planimetrici e altimetrici dell'ordine del dm anche con natanti in moto relativamente rapido e di fornire un collegamento a punti fissi a terra con errori pseudo-sistematici contenuti.

Bibliografia

- Birkemeier W. A. e Mason C. (1984) - *The CRAB : a unique nearshore surveying vehicle*. ASCE Journal of Surv. Eng. 1101, pp 1-7.
- Dally W.R. (1994) - *An overview of coastal surveying technology for documenting beach-inlet interaction*. Journ. Coastal Research, 28: 291-300.
- Davis R.A.Jr. (1991) - *Performance of a beach nourishment project based on detailed multi-year monitoring*. Redington Beach, Florida. Coastal Sediment 1991, ASCE, pp 2101-2115.
- Esteban V., Aguilar J., Serra J. e Medina R. (1995) - *Levatamientos y seguimientos topo-batimetricos en ingenieria de costas*. Ingenieria del Agua, vol. 2 (Num Extraordinario), pp. 181-200.
- Gable C.G e, Wanetick J.R. (1984) - *Survey techniques used to measure nearshore profiles*. ASCE. Proc. Coastal Engineering , vol. 2, pp. 1879-1895.
- Gambolati G. e Galeati G. (1990) - *Optimal Bathymetry of tyrrhenian sea by stocastic interpolators*. Water Resources Bulletin, vol.26, n.4, pp.677-685.
- Gutierrez R., Gibeault J.C. e Morton R.A. (1996) - *Geoid variation and beach morphology :a regional approach to shoreline surveying using the Global Positioning System*. Geological Soc. of America South-central Section 28 (1) 17.
- Kana T.W. e Andrassy C.J. (1996) - *Beach profile spacing: practical guidance for monitoring nourishment projects*. Proceedings Int. Conf., Coastal Engineering , pp. 2100-2114.
- Mann D.W. (1993) - *A note on littoral budgets and sand management at inlets*. Journal of Coastal Research special issue 18, pp 301-308.
- Serra J., Esteban V., Aguilar J. e Medina R. (1994) - *La cuantificación del error del las batimetrías en el seguimiento de playas*. Ingenieria del Agua, vol. 1, pp. 7-18.
- Seymour R.J. e Bothenan D.P. (1984) - *A hydrostatic profiler for nearshore surveying*. Coastal Engineering, pp. 1-14.

Il periodo di ritorno di assegnate soglie di run-up sui litorali italiani

Felice Arena

Università degli Studi di Reggio Calabria - Dipartimento di Meccanica e Materiali
Località Feo di Vito - 89100 Reggio Calabria

Riassunto

La quota più alta alla quale si spinge l'acqua nel corso di una mareggiata è chiamata run-up. La previsione del run-up per stati di mare di assegnata altezza significativa al frangimento e per assegnata pendenza del fondo, può essere eseguita in modo affidabile utilizzando alcune relazioni empiriche, tra cui quella di Van der Meer (1992).

Nella memoria si propone una procedura completa per il calcolo del periodo di ritorno di una mareggiata nella quale il run-up supera un'assegnata soglia, a partire da dati ondametrici direzionali (negli esempi vengono utilizzati i dati della Rete Ondametrica Nazionale). Viene infine proposta un'analisi delle conseguenze dei vari livelli di incertezza che si incontrano nelle operazioni di calcolo.

Introduzione

La progettazione di strutture prossime alla battigia (ad es. strade litoranee, passeggiate a mare, stabilimenti balneari) richiede di prevedere la quota massima (run-up) raggiunta dall'acqua sulla spiaggia nel corso delle mareggiate. Chiaramente, conoscere tale quota vuol dire poter decidere in modo razionale sulla necessità di eventuali opere di difesa.

Il run-up può essere stimato utilizzando delle relazioni empiriche inquadrare alla luce del problema dell'equilibrio del volume di controllo compreso fra la linea di frangimento e la spiaggia. Ad esempio Van der Meer (1992) ha proposto un'espressione che consente di calcolare il run-up su un fondale piano in funzione dell'altezza significativa H_{sb} delle onde al frangimento, e del numero di Irribarren

$$I = \frac{\tan \lambda}{\sqrt{H_{sb} / L_{p0}}}, \quad [1]$$

dove $\tan \lambda$ è la pendenza del fondale e L_{p0} è la lunghezza d'onda dominante su profondità infinita.

Il run-up è un fenomeno aleatorio, in quanto è legato alle altezze significative che si realizzano nella località in esame, nel corso delle varie mareggiate. Il problema va quindi affrontato in chiave probabilistica, con l'obiettivo di calcolare il periodo di ritorno di una mareggiata nella quale il run-up supera un'assegnata soglia.

Nella Memoria è proposta una procedura completa per il calcolo del predetto periodo di ritorno. Tale procedura utilizza come input i dati delle boe ondametriche direzionali (gestite in Italia dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale).

Allo scopo si introduce la soluzione analitica generale per il periodo di ritorno $R(H_{1,0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ di una mareggiata in cui l'altezza significativa supera una soglia assegnata b con direzione di propagazione compresa in un assegnato intervallo (θ_1, θ_2) .

Infine, a scopo esemplificativo, viene proposto un calcolo di previsione del run-up per un tratto di spiaggia in prossimità di Capo Colonne, sulla costa ionica della Calabria.

La teoria degli stati di mare

La teoria degli stati di mare (Longuet-Higgins, 1963; Phillips, 1967; Borgman, 1969) prevede la schematizzazione di uno stato di mare come somma di un numero N molto grande di onde periodiche con ampiezze a_i infinitesime, frequenze ω_i e direzioni di propagazione β_i generalmente diverse fra loro e angoli di fase ε_i distribuiti in modo puramente casuale in $(0, 2\pi)$. L'elevazione d'onda, al primo ordine nella logica di Stokes, risulta:

$$\eta(x, y, t) = \sum_{i=1}^N a_i \cos(k_i x \sin \beta_i + k_i y \cos \beta_i - \omega_i t + \varepsilon_i), \tag{2}$$

dove il numero d'onda k_i è legato alla frequenza angolare ω_i dalla relazione di dispersione lineare:

$$k_i \tanh(k_i d) = \omega_i^2 / g, \tag{3}$$

essendo d la profondità nel punto (x, y) . L'angolo che la direzione di propagazione della componente i -esima forma con l'asse y è indicato con β_i .

Si definisce poi lo spettro direzionale dell'elevazione d'onda:

$$S(\omega, \beta) \delta\omega \delta\beta \equiv \sum_i \frac{1}{2} a_i^2 \quad \text{per } i \text{ tale che } \begin{cases} \omega < \omega_i < \omega + \delta\omega; \\ \beta < \beta_i < \beta + \delta\beta. \end{cases} \tag{4}$$

Per le applicazioni si può utilizzare il classico spettro JONSWAP-Mitsuyasu (Hasselmann e al., 1973; Mitsuyasu e al., 1975):

$$S(\omega, \beta) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4} \left(\frac{\omega_p}{\omega}\right)^4\right] \exp\left[\ln \chi_1 \exp\left[-\frac{(\omega - \omega_p)^2}{2 \chi_2^2 \omega_p^2}\right]\right] K(n) \cos^{2n}\left(\frac{\beta - \bar{\beta}}{2}\right), \tag{5}$$

dove:

ω_p e $\bar{\beta}$ sono rispettivamente la frequenza dominante e la direzione dominante dello spettro;

α è il parametro di Phillips, compreso normalmente tra 0.008 e 0.02;

χ_1 e χ_2 sono i parametri di forma dello spettro di frequenza, che risultano:

$$\chi_1 = 3.3, \quad \chi_2 \begin{cases} = 0.07 & \text{se } \omega \leq \omega_p, \\ = 0.09 & \text{se } \omega > \omega_p; \end{cases} \tag{6}$$

$K(n)$ è il fattore normalizzante,

$$K(n) \equiv \left[\int_0^{2\pi} \cos^{2n}\left(\frac{\beta}{2}\right) d\beta \right]^{-1}. \tag{7}$$

Il parametro della dispersione direzionale n è legato alla frequenza dalla relazione:

$$\begin{cases} n = n_0(\omega / \omega_p)^5 & \text{se } \omega \leq \omega_p; \\ n = n_0(\omega / \omega_p)^{-2.5} & \text{se } \omega > \omega_p; \end{cases} \quad [8]$$

con:

$$n_0 = 11.5u\omega_p / g, \quad [9]$$

dove u è la velocità del vento.

I livelli di run-up in uno stato di mare

Il run-up è definito come la quota più alta raggiunta dall'acqua su una spiaggia nel corso di una mareggiata (Fig. 1). In generale, a parità di altezza d'onda al frangimento, il run-up è tanto maggiore quanto maggiore è la lunghezza dell'onda e quanto maggiore è la pendenza del fondo. Il run-up su un fondale piano può essere calcolato utilizzando la relazione empirica proposta da Van der Meer (1992):

$$\begin{cases} \frac{R_U}{H_{r0}} = 1.5\gamma \frac{H_{sb}}{H_{r0}} I & \text{per } I < 2, & (a) \\ \frac{R_U}{H_{r0}} = 1.5\gamma \frac{H_{sb}}{H_{r0}} & \text{per } I \geq 2, & (b) \end{cases} \quad [10]$$

dove H_{r0} è l'altezza significativa dell'onda su profondità infinita, H_{sb} è l'altezza significativa al frangimento e γ è un fattore di riduzione che tiene conto della presenza delle berme, della scabrezza del fondale, dell'incidenza della profondità finita sulle distribuzioni delle altezze in uno stato di mare, della direzione dominante delle onde al frangimento (Van der Meer, 1992). Convenzionalmente si intende run-up (R_U) di uno stato di mare la quota di spiaggia che viene superata in media da due onde su cento.

Il numero di Irribarren I - v. eq. (1) - può essere poi riscritto nella forma:

$$I = \frac{\tan \lambda}{\sqrt{\frac{H_{sb}}{H_{r0}} \frac{H_{r0}}{L_{p0}}}}, \quad [11]$$

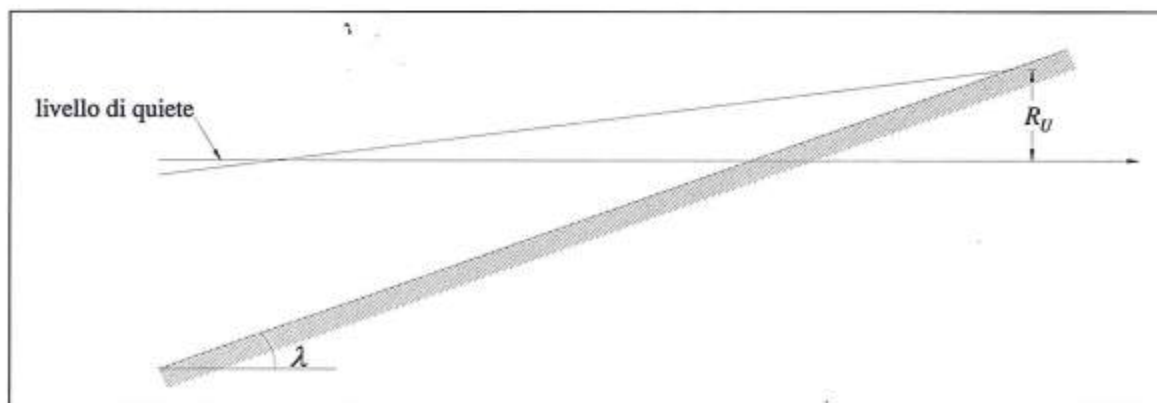


Figura 1 - Schema di riferimento: run-up (R_U) su una spiaggia con pendenza del fondale $\tan \lambda$.

semplicemente moltiplicando e dividendo per $\sqrt{H_{s0}}$. Quanto alla ripidità di largo H_{s0}/L_{s0} , che compare a denominatore, essa può essere espressa in funzione dello spettro di frequenza. Per spettro JONSWAP risulta

$$\frac{H_{s0}}{L_{s0}} = 0.352\sqrt{\alpha}, \quad [12]$$

dove α è il parametro di Phillips.

I livelli di altezza significativa in una località

Le boe ondametriche direzionali, collocate in diverse località italiane, effettuano rilievi sistematici di stati di mare: registrazioni di 30 minuti ogni 3 ore. In Italia le boe vengono gestite dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale. Per ogni registrazione vengono fra l'altro forniti i valori, su profondità infinita, dell'altezza significativa H_{s0} e della direzione di propagazione dominante θ . Nella memoria è stata utilizzata la convenzione del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, che indica con θ l'angolo che la direzione dominante di propagazione delle onde forma con il NORD.

Analizzando un insieme di registrazioni è possibile stimare:

i) la probabilità di superamento omnidirezionale $P(H_{s0} > b)$, definita come la frazione di tempo durante cui l'altezza significativa, nella località in esame, è più alta della soglia assegnata b . Tale probabilità si ricava direttamente dalle registrazioni delle boe ondametriche. Indicando con N il numero totale di registrazioni (in un intervallo temporale assegnato), fissata la soglia b_1 si ha:

$$P(H_{s0} > b_1) = \frac{\text{numero di registrazioni in cui l'altezza significativa supera la soglia } b_1}{N}. \quad [13]$$

Il comportamento asintotico della probabilità di superamento omnidirezionale può essere efficacemente rappresentato da un'espressione di tipo Weibull (Battjes, 1970):

$$P(H_{s0} > b) = \exp\left[-\left(\frac{b}{w}\right)^\mu\right], \quad [14]$$

dove μ (adimensionale) e w (avente le dimensioni di una lunghezza) sono i parametri caratteristici della località. La tabella 1 riporta i parametri μ e w per diverse località italiane;

ii) la probabilità di superamento direzionale $P(H_{s0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$, definita come la frazione di tempo durante cui l'altezza significativa nella località in esame è più alta della soglia assegnata b , con direzioni dominanti di propagazione comprese nell'intervallo (θ_1, θ_2) . Il procedimento per ricavare dai dati tale probabilità è lo stesso: fissata la soglia b_1 , la $P(H_{s0} > b_1; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ si ottiene dal rapporto tra il numero di registrazioni in cui l'altezza significativa supera la soglia b_1 con direzioni dominanti di propagazione comprese nell'intervallo (θ_1, θ_2) e il numero totale di registrazioni N .

La forma analitica della probabilità di superamento direzionale, proposta da Boccotti (1997), è data dalla differenza di due Weibull:

$$P(H_{s0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2) = \exp\left[-\left(\frac{b}{w_\alpha}\right)^\mu\right] - \exp\left[-\left(\frac{b}{w_\beta}\right)^\mu\right], \quad [15]$$

dove w_α e w_β sono i parametri caratteristici del settore di traversia (θ_1, θ_2) nella località in esame ($w_\beta < w_\alpha \leq w$);

iii) la $p(H_{s0} = b; \theta_1 < \theta < \theta_2)db$, frazione di tempo durante cui l'altezza significativa nella località in

esame è compresa fra b e $b+db$, con direzioni dominanti di propagazione comprese nell'intervallo (θ_1, θ_2) . In particolare la densità di probabilità è legata alla probabilità di superamento dall'espressione:

$$p(H_{,0} = b; \theta_1 < \theta < \theta_2) = - \frac{dP(H_{,0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)}{db} \quad [16]$$

Tabella 1 - Rete ondametria italiana. Parametri μ e w della probabilità $P(H_{,0} > b)$. Parametri a_{10} e b_{10} della regressione basi-altezze $\bar{b}(a)$ (Boccotti, 1997).

Località	μ	w [m]	a_{10} [m]	b_{10} [ore]
La Spezia	1.023	0.731	3.6	74
Alghero	1.137	1.280	5.2	88
Ponza	1.200	0.874	3.4	69
Mazara del Vallo	1.275	1.021	3.6	73
Crotone	0.958	0.637	3.2	74
Monopoli	1.143	0.645	2.9	70
Pescara	1.018	0.625	3.3	65

Le 'mareggiate triangolari equivalenti'

Definiamo mareggiata una successione di stati di mare in cui l'altezza significativa cresce portandosi da livelli di quiete fino a superare la soglia critica di 1.5m, senza poi scendere al disotto di tale soglia per intervalli temporali continuativi superiori a 12 ore.

I dati delle boe ondametria consentono di conoscere l'andamento dell'altezza significativa in funzione del tempo e quindi di individuare le singole mareggiate. Nella Figura 2 è riportato un esempio di mareggiata registrata dalla boa ondametria di Alghero il 13/05/1995, con altezza significativa massima di 7.4 m.

La probabilità di superamento dell'altezza d'onda massima in una mareggiata di assegnata storia risulta (Borgman, 1970 e 1973):

$$P(H_{\max} > H) = 1 - \exp \left\{ \int_0^D \frac{1}{\bar{T}(b(t))} \ln [1 - P(H; H_{,0} = b(t))] dt \right\}, \quad [17]$$

dove:

D è la durata della mareggiata;

$\bar{T}(b)$ è il periodo medio delle onde in uno stato di mare con altezza significativa $H_{,0} = b$:

$$\bar{T}(b) = 22 \sqrt{b / (4g)}; \quad [18]$$

$P(H; H_{,0} = b)$ è la probabilità che un'onda presa a caso in uno stato di mare con altezza significativa $H_{,0} = b$ sia più alta della soglia fissata H ; tale probabilità risulta (Boccotti, 1984):

$$P(H; H_{,0} = b) = \exp \left[- \frac{4}{1 + \psi^*} \left(\frac{H}{b} \right)^2 \right], \quad [19]$$

con ψ^* parametro di strettezza dello spettro, definito come modulo del rapporto tra il minimo assoluto e il massimo assoluto dell'autocovarianza. In particolare $\psi^* = 1$ per spettro infinitamente

stretto e $\psi^* = 0.73$ per spettro JONSWAP.

L'altezza d'onda massima attesa nel corso della mareggiata $\overline{H_{\max}}$, ovvero il valore medio della H_{\max} (variabile definita positiva), risulta:

$$\overline{H_{\max}} = \int_0^{\infty} P(H_{\max} > H) dH. \quad [20]$$

Introduciamo poi il concetto di mareggiata triangolare equivalente, proposto da Boccotti (1986a-b). Associamo quindi ad ogni mareggiata vera una mareggiata triangolare equivalente (m.t.e.), o triangolo. L'altezza del triangolo è pari all'altezza significativa massima registrata nel corso della mareggiata vera. La base del triangolo è tale che l'altezza $\overline{H_{\max}}$ dell'onda massima attesa nel corso della mareggiata vera coincida con l'altezza dell'onda massima attesa nel corso della mareggiata triangolare equivalente.

In particolare, l'altezza $\overline{H'_{\max}}$ dell'onda massima attesa in un triangolo di altezza a e base b si ricava dall'integrale in $(0, \infty)$ della $P(H'_{\max} > H)$, probabilità di superamento della variabile H'_{\max} . Tale probabilità risulta:

$$P(H'_{\max} > H) = 1 - \exp\left\{-\frac{b}{a} \int_0^a \frac{1}{T(b)} \ln[1 - P(H; H_{r0} = b)] db\right\}. \quad [21]$$

La base della m.t.e. si calcola per tentativi. La logica di calcolo è la seguente:

- i) data una mareggiata di assegnata storia, ricaviamo l'altezza d'onda massima attesa $\overline{H_{\max}}$;
- ii) nota l'altezza a della m.t.e. (per la mareggiata di fig. 2 $a=7.4$ m), si fissa per la base un valore di tentativo b' e si ricava la $\overline{H'_{\max}}$ di tentativo della m.t.e.;
- iii) si calcola iterativamente la base b del triangolo, osservando che se $\overline{H'_{\max}} < \overline{H_{\max}}$ la base b del triangolo sarà più grande del valore di tentativo b' ; viceversa se $\overline{H'_{\max}} > \overline{H_{\max}}$ risulterà $b < b'$.

Ad esempio, nella Figura 2 è riportata la m.t.e. corrispondente alla mareggiata vera riportata nella stessa figura. La m.t.e. ha altezza $a = 7.4$ m e base $b = 66.7$ ore.

Il concetto di m.t.e. gioca un ruolo fondamentale: esso consente di fare riferimento ad un 'mare equivalente' sostituendo ad ogni mareggiata la corrispondente m.t.e.. L'equivalenza tra mareggiata vera e m.t.e. è ancora più forte di quello che a priori ci si poteva aspettare. Infatti la probabilità che l'altezza della singola onda più alta nel corso della mareggiata superi una qualsiasi soglia H risulta uguale nella mareggiata vera e nella m.t.e. (Fig. 3).

Come si vedrà, fare riferimento a mareggiate triangolari equivalenti (e quindi a triangoli di altezza a e base b) anziché a mareggiate vere comporta una notevole semplificazione.

Le basi delle mareggiate triangolari equivalenti

Per calcolare le basi delle mareggiate triangolari equivalenti si può utilizzare la regressione basi-altezze proposta da Boccotti (1997):

$$\bar{b}(a) = b_{10} \left(1.11 - 0.11 \frac{a}{a_{10}} \right), \quad [22]$$

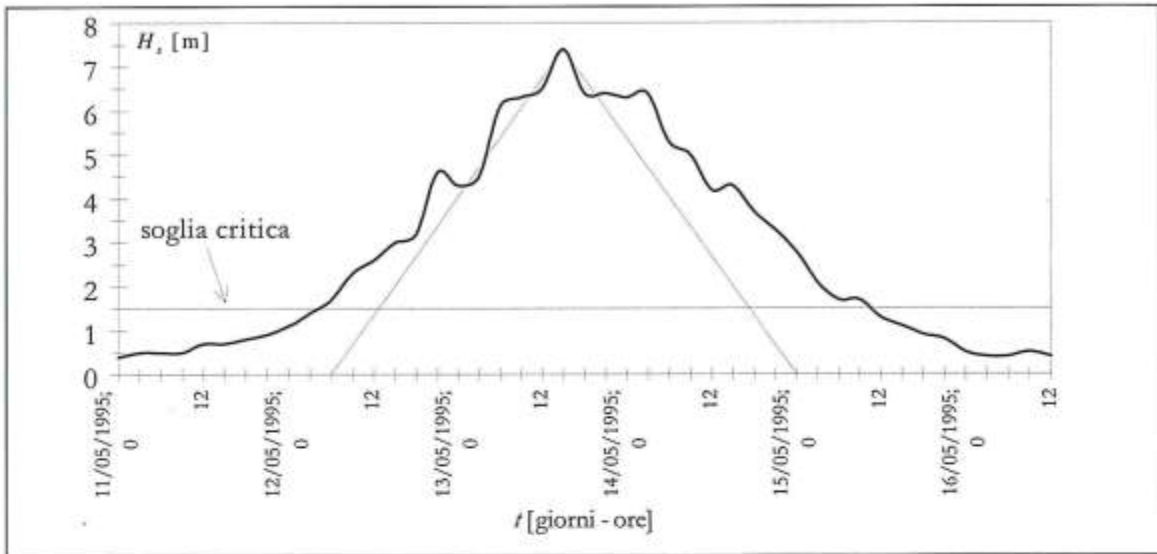


Figura 2 - Mareggiata registrata ad Alghero il 13/05/1995 e mareggiata triangolare equivalente.

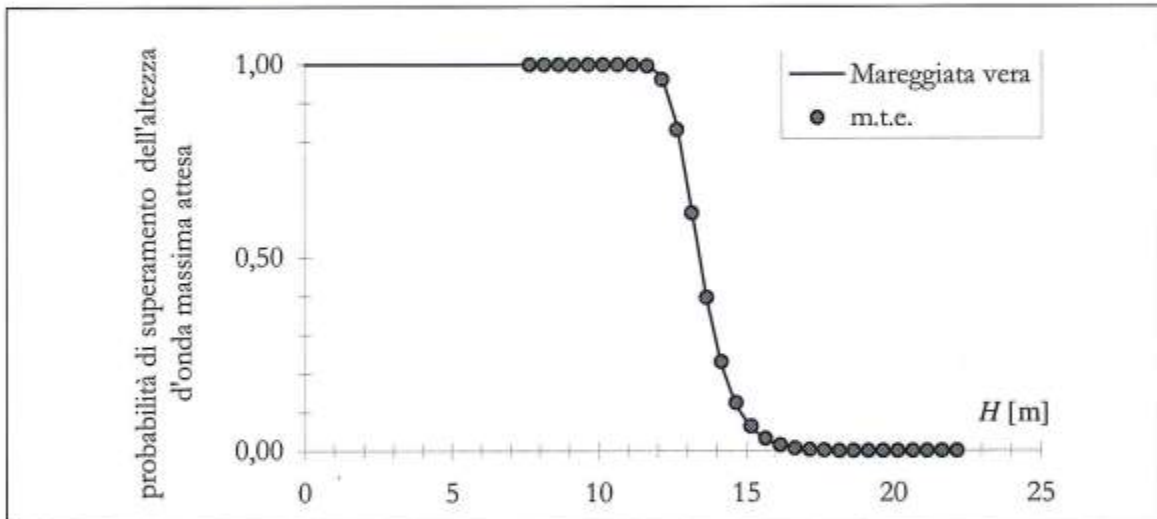


Figura 3 - Confronto fra la $P(H_{\max} > H)$, probabilità che l'altezza dell'onda massima attesa nel corso della mareggiata della Figura 2 sia più alta della soglia H e la $P(H'_{\max} > H)$ della corrispondente m.t.e.

dove a_{10} e b_{10} sono rispettivamente il valore medio delle altezze a e il valore medio delle basi b dell'insieme di N m.t.e. più forti registrate nella località in esame in n anni. In particolare si fissa $N = 10n$. Disponendo ad esempio di 5 anni di registrazioni, si farà riferimento alle 50 mareggiate più forti. La Tabella 1 riporta i parametri a_{10} e b_{10} della regressione (22) per i mari italiani.

L'altezza significativa delle onde al frangimento

La teoria della rifrazione degli stati di mare (Boccotti, 1988)

La teoria degli stati di mare prevede la schematizzazione di uno stato di mare come somma di un numero molto grande di componenti elementari. Fissato un punto su profondità finita ($d < 0.5L_{p0}$), l'elevazione d'onda risulta:

$$\eta(x, y, t) = \sum_{i=1}^N a_i' \cos(k_i x \sin \beta_i' + k_i y \cos \beta_i' - \omega_i t + \varepsilon_i), \quad [23]$$

dove a_i' e β_i' sono rispettivamente ampiezza e direzione di propagazione della componente i -esima, su profondità d . Il numero d'onda k_i soddisfa la relazione di dispersione lineare (eq. 3).

Si ipotizzano linee batimetriche rettilinee e parallele e si assume il sistema di riferimento con l'asse y normale alla linea di battigia.

La singola componente avente in acque profonde (cioè su profondità maggiori di $0.5L_{p0}$) ampiezza a_i e direzione di propagazione β_i , avrà su profondità d , per effetto di shoaling-rifrazione ampiezza a_i' e direzione di propagazione β_i' tali che:

$$a_i' = a_i \sqrt{\frac{\sinh(2k_i d)}{\tanh(k_i d) [\sinh(2k_i d) + 2k_i d]} \frac{\cos \beta_i}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta_i \tanh^2(k_i d)}}}; \quad [24]$$

$$\sin \beta_i' = \sin \beta_i \tanh(k_i d); \quad [25]$$

$$\cos \beta_i' \cos \beta_i > 0. \quad [26]$$

Pertanto l'elevazione d'onda in un punto generico su profondità d risulta:

$$\eta(x, y, t) = \sum_{i=1}^N a_i' \sqrt{\frac{\sinh(2k_i d)}{\tanh(k_i d) [\sinh(2k_i d) + 2k_i d]} \frac{\cos \beta_i}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta_i \tanh^2(k_i d)}}} \cdot \cos[k_i \sin \beta_i \tanh(k_i d)x + k_i \sqrt{1 - \sin^2 \beta_i \tanh^2(k_i d)} (\cos \beta_i / |\cos \beta_i|) y - \omega_i t + \varepsilon_i]; \quad [27]$$

e la sua varianza:

$$\langle \eta^2(x, y, t) \rangle = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} a_i'^2 \frac{\sinh(2k_i d)}{\tanh(k_i d) [\sinh(2k_i d) + 2k_i d]} \frac{\cos \beta_i}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta_i \tanh^2(k_i d)}}. \quad [28]$$

Il contributo alla sommatoria delle componenti a_i' , tali che $\omega < \omega_i < \omega + \delta\omega$ e $\beta < \beta_i < \beta + \delta\beta$, risulta

$$\begin{aligned} & \frac{\sinh(2kd)}{\tanh(kd) [\sinh(2kd) + 2kd]} \frac{\cos \beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta \tanh^2(kd)}} \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} a_i'^2 = \\ & = \frac{\sinh(2kd)}{\tanh(kd) [\sinh(2kd) + 2kd]} \frac{\cos \beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta \tanh^2(kd)}} S(\omega, \beta) \delta\omega \delta\beta, \end{aligned} \quad [29]$$

da cui integrando si ricava

$$\langle \eta^2(x, y, t) \rangle = \int_0^\infty \int_{-\pi}^\pi S(\omega, \beta) \frac{\sinh(2kd)}{\tanh(kd) [\sinh(2kd) + 2kd]} \frac{\cos \beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta \tanh^2(kd)}} d\beta d\omega. \quad [30]$$

Il rapporto fra l'altezza significativa su profondità finita d e l'altezza significativa di largo risulta:

$$\frac{H_s}{H_{s,0}} = \sqrt{\frac{\int_0^\infty \int_{-\pi}^\pi S(\omega, \beta) \frac{\sinh(2kd)}{\tanh(kd)[\sinh(2kd) + 2kd]} \frac{\cos \beta}{\sqrt{1 - \sin^2 \beta \tanh^2(kd)}} d\beta d\omega}{\int_0^\infty \int_{-\pi}^\pi S(\omega, \beta) d\beta d\omega}}; \quad [31]$$

dove $S(\omega, \beta)$ è lo spettro direzionale su alti fondali.

Rappresentando l'eq. (31) in un diagramma avente in ascissa d/L_{p0} si ricava la caratteristica curva di shoaling-rifrazione per onde di mare, per l'assegnata direzione dominante di largo $\bar{\beta}$. La Figura 4 riporta la predetta curva per spettro JONSWAP-Mitsuyasu (eq. 5), nell'ipotesi di direzione dominante $\bar{\beta}$ pari a 20° .

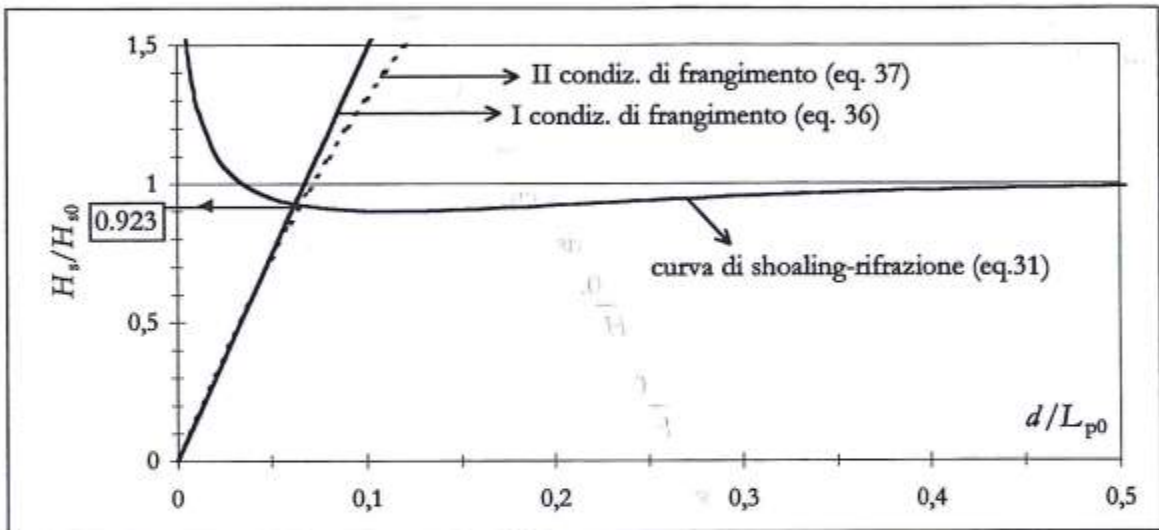


Figura 4 - Altezza significativa d'onda H_{sb} al frangimento per onde di mare con direzione dominante al largo $\bar{\beta} = 20^\circ$.

La condizione di frangimento

Utilizzando l'eq.(31) è possibile calcolare in che modo varia l'altezza significativa spostandoci da largo verso riva. Come noto l'altezza significativa tende a diminuire al diminuire della profondità, finché interviene il frangimento. Il problema consiste nello scegliere la condizione di frangimento per onde irregolari, ovvero per onde che per definizione sono diverse le une dalle altre. Va cioè determinata un'altezza d'onda caratteristica che sia rappresentativa del frangimento in uno stato di mare.

Il criterio scelto è semplicemente mutuato dalla condizione di frangimento delle onde periodiche (v. in particolare Battjes, 1974_{a,b} e Mei, 1989). Si ricordi che, per onde periodiche aventi, su profondità d , altezza H e lunghezza L , le due condizioni di frangimento sono:

- per eccesso di altezza rispetto alla profondità: l'onda frange se H/d risulta compreso tra 0.7 e 1.2 (in accordo con lo Shore Protection Manual (1984) si assume $H/d = 0.8$);
- per eccesso di ripidità: l'onda frange se $H/L = 0.14 \tanh(2\pi d/L)$ (Miche, 1951).

Quindi si assume che l'onda non frange finché la sua altezza H è tale che:

$$H < 0.8d \quad \text{e} \quad H < 0.14L \tanh(2\pi d/L). \quad [32]$$

Considerando onde irregolari, l'obiettivo è calcolare l'altezza significativa al frangimento H_{sb} . Sarà utilizzata la condizione di frangimento con la H_{20} , definita come l'altezza media della ventesima parte di onde più alte in uno stato di mare. Per spettro infinitamente stretto risulta $H_{20} = 1.4H_s$. Si ha:

- dalla prima condizione di frangimento, per eccesso di altezza rispetto alla profondità:

$$H_{sb} = H_s \quad \text{per } d \text{ tale che } \frac{H_{20}}{d} = \frac{1.4H_s}{d} = 0.8; \quad [33]$$

- dalla seconda condizione di frangimento, per eccesso di ripidità

$$H_{sb} = H_s \quad \text{per } d \text{ tale che } \frac{H_{20}}{L_p} = \frac{1.4H_s}{L_p} = 0.14 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_p}\right); \quad [34]$$

dove la lunghezza dominante L_p , su profondità d , si ricava dalla relazione di dispersione lineare (eq. 3):

$$\frac{d}{L_{p0}} = \frac{d}{L_p} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_p}\right). \quad [35]$$

Le equazioni (33) e (34) possono essere riportate in un diagramma avente in ascissa d/L_{p0} e in ordinata H_s/H_{s0} . A tal fine esse possono essere riscritte rispettivamente nella forma:

$$\frac{H_s}{H_{s0}} = \frac{0.57}{H_{s0}/L_{p0}} \frac{d}{L_{p0}}; \quad [36]$$

$$\frac{H_s}{H_{s0}} = \frac{0.10}{H_{s0}/L_{p0}} \tanh^2\left(\frac{2\pi d}{L_p}\right); \quad [37]$$

dove la ripidità al largo H_{s0}/L_{p0} , per spettro JONSWAP, è data dall'eq.(12).

Nella Figura 4 insieme alla curva di shoaling-rifrazione per $\theta_0 = 20^\circ$ sono riportate le due condizioni di frangimento (equazioni 36 e 37). Si ha frangimento per la seconda condizione (eq.37).

In generale non si ha frangimento finché:

$$\frac{H_s}{H_{s0}} < \frac{0.57}{H_{s0}/L_{p0}} \frac{d}{L_{p0}}; \quad \text{e} \quad \frac{H_s}{H_{s0}} < \frac{0.10}{H_{s0}/L_{p0}} \tanh^2\left(\frac{2\pi d}{L_p}\right). \quad [38]$$

Si osservi che questo criterio ha un'incertezza nella scelta dell'altezza 'critica' nella condizione di frangimento (più avanti sarà posta particolare attenzione alle conseguenze di tale incertezza sui risultati). Del resto a tutt'oggi il problema del frangimento di onde irregolari non ha trovato una soluzione completa (v. ad es. Massel, 1998): le proposte avanzate da diversi autori non hanno ancora trovato una piena validazione sperimentale.

Il periodo di ritorno di una mareggiata in cui l'altezza significativa H_{s0} supera la soglia assegnata b e la direzione è compresa nell'intervallo (θ_1, θ_2)

Il concetto di mareggiata triangolare equivalente (vedi Introduzione) consente di schematizzare ogni mareggiata con un triangolo. In particolare, in un triangolo avente altezza a e base b risulta:

$$\text{tempo durante cui } b < H_{r,0} < b + db = \begin{cases} b db/a & \text{se } a > b; \\ 0 & \text{se } a \leq b. \end{cases} \quad [39]$$

Il numero di triangoli, durante un intervallo molto grande T , aventi altezza compresa nell'intervallo $(a, a + da)$, base compresa nell'intervallo $(b, b + db)$ e direzione compresa nel settore di ampiezza $\Delta\theta$ (si intendono le direzioni comprese tra θ_1 e θ_2), risulta:

$$p_A(a; \Delta\theta) p_B(b|a; \Delta\theta) da db N(T), \quad [40]$$

avendo definito: $p_A(a; \Delta\theta)$ densità di probabilità delle altezze dei triangoli con direzione compresa nel settore $\Delta\theta$; $p_B(b|a; \Delta\theta)$ densità di probabilità delle basi dei triangoli con altezza a e con direzione compresa nel settore $\Delta\theta$; $N(T)$ numero di mareggiate presenti nell'intervallo T .

Il tempo durante T in cui l'altezza significativa è compresa nell'intervallo $(b, b + db)$, nei triangoli di direzione compresa nel settore $\Delta\theta$, risulta:

$$\delta t = db \int_b^\infty \int_0^\infty \frac{b}{a} p_A(a; \Delta\theta) N(T) p_B(b|a; \Delta\theta) db da. \quad [41]$$

Il tempo δt può anche essere espresso nella forma:

$$\delta t = p(H_{r,0} = b; \Delta\theta) db T, \quad [42]$$

da cui segue l'uguaglianza

$$p(H_{r,0} = b; \Delta\theta) T = \int_b^\infty \frac{\bar{b}(a; \Delta\theta)}{a} p_A(a; \Delta\theta) N(T) da, \quad [43]$$

avendo definito

$$\bar{b}(a; \Delta\theta) = \int_0^\infty p_B(b|a; \Delta\theta) b db, \quad [44]$$

il valor medio delle basi dei triangoli di altezza a e direzione compresa in $\Delta\theta$.

Derivando l'eq. (43) si ottiene l'espressione della densità di probabilità dei triangoli aventi altezza a e direzione contenuta nel settore $\Delta\theta$:

$$p_A(a; \Delta\theta) = - \frac{T}{N(T)} \frac{a}{\bar{b}(a; \Delta\theta)} \frac{dp(H_{r,0} = a; \Delta\theta)}{da}. \quad [45]$$

Il periodo di ritorno di un triangolo avente altezza maggiore della soglia assegnata b e direzione compresa nell'intervallo $\Delta\theta$, risulta dal rapporto tra il tempo T e il numero di triangoli con altezza maggiore di b e direzione compresa in $\Delta\theta$ durante T ,

$$R(H_{r,0} > b; \Delta\theta) = \frac{T}{N(T) \int_b^\infty p_A(a; \Delta\theta) da} \quad [46]$$

e sostituendo a $p_A(a; \Delta\theta)$ l'espressione (45) si ricava:

$$R(H_{r0} > b; \Delta\theta) = \frac{1}{-\int_b^\infty \frac{a}{\bar{b}(a; \Delta\theta)} \frac{dP(H_{r0} = a; \Delta\theta)}{da} da} \quad [47]$$

Assumendo $\bar{b}(a; \Delta\theta) = \bar{b}(b; \Delta\theta)$ [in quanto $\bar{b}(a; \Delta\theta)$ è una funzione variabile molto gradualmente] e risolvendo l'integrale, si ricava l'espressione generale del periodo di ritorno di una mareggiata in cui l'altezza significativa supera la soglia assegnata b e la direzione di propagazione è compresa nell'intervallo (θ_1, θ_2) :

$$R(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2) = \frac{\bar{b}(b; \theta_1 < \theta < \theta_2)}{-b \frac{dP(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)}{db} + P(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)}, \quad [48]$$

dove $\bar{b}(b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ è il valor medio delle basi dei triangoli di altezza pari ad b e di direzione compresa nell'intervallo (θ_1, θ_2) .

Questa espressione generale può essere particolarizzata sostituendo alla $P(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ l'espressione (15):

$$R(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2) = \frac{\bar{b}(b; \theta_1 < \theta < \theta_2)}{\exp\left[-\left(\frac{b}{w_\alpha}\right)^n\right] \left[1 + n \left(\frac{b}{w_\alpha}\right)^n\right] - \exp\left[-\left(\frac{b}{w_\beta}\right)^n\right] \left[1 + n \left(\frac{b}{w_\beta}\right)^n\right]}. \quad [49]$$

Nota Per ricavare il periodo di ritorno $R(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ si è fatto riferimento a mareggiate aventi direzione compresa in un intervallo assegnato. L'aver associato ad ogni mareggiata una direzione è condizione sufficiente ma non necessaria per la dimostrazione. Condizione necessaria e sufficiente affinché sia valida l'espressione generale di $R(H_{r0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ (eq. 48) è che la mareggiata, al culmine della sua fase di sviluppo, abbia una direzione costante. In altri termini, occorre che nella fase in cui l'altezza significativa risulta maggiore della soglia b , gli stati di mare abbiano delle direzioni dominanti comprese nell'intervallo fissato. Questa condizione è ovviamente tanto più attendibile quanto più grande risulta la soglia b .

Il periodo di ritorno di una mareggiata in cui il run-up supera una soglia assegnata X

Si consideri un tratto di spiaggia sensibilmente rettilineo. Si assuma un sistema di riferimento con l'asse y coincidente con la normale n alla linea di battigia e sia θ_n l'angolo che la normale n forma con il NORD. Si scelgano dei settori (θ_1, θ_2) e si associ ad ogni settore di traversia la direzione dominante di largo $\bar{\beta}$ (Fig. 5):

$$\bar{\beta} = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - \theta_n. \quad [50]$$

A questo punto, utilizzando il procedimento descritto in precedenza, fissata l'altezza significativa al largo H_{r0} e fissata la direzione dominante di largo $\bar{\beta}$, si ricava per ogni settore l'altezza significativa dell'onda al frangimento H_b .

L'eq.(10) di Van der Meer, per il settore i generico, diventa:

$$R_U = C_i H_{r0}, \quad [51]$$

dove C_i si ricava esplicitando il secondo membro dell'eq.(10) (si ricordi che C_i caratterizza il

settore i -esimo).

Inoltre, per ogni settore (θ_1, θ_2) , si può calcolare il periodo di ritorno $R(H_{i,0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ di una mareggiata in cui l'altezza significativa supera la soglia assegnata b e la direzione risulta compresa nell'intervallo (θ_1, θ_2) .

Riepilogando, si può calcolare:

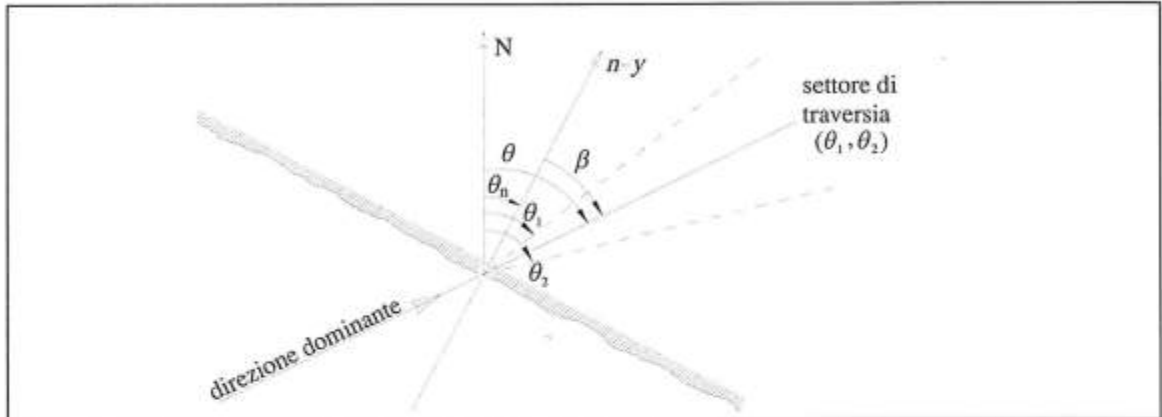


Figura 5 - Convenzione adottata. Indichiamo con θ l'angolo che la generica direzione di propagazione forma con il NORD; indichiamo con β l'angolo che la generica direzione di propagazione forma con l'asse y . Si associa al generico settore (θ_1, θ_2) la direzione dominante di largo $\bar{\beta}$.

(i) il run-up, data l'altezza significativa di largo e la direzione dominante di propagazione al largo;
 (ii) il periodo di ritorno della predetta altezza significativa e direzione di propagazione al largo.
 Il calcolo che dobbiamo effettuare sarà di tipo inverso: fissata una soglia di run-up, si ricava il valore della $H_{i,0}$ (altezza significativa di largo) capace di produrre tale run-up. La $H_{i,0}$ chiaramente varia da un settore direzionale all'altro. Troveremo che per avere un run-up più alto di una soglia X fissata occorre uno stato di mare con $H_{i,0}$ maggiore di b_1 dal primo settore direzionale, con $H_{i,0}$ maggiore di b_2 dal secondo settore direzionale e così via.

A questo punto, il periodo di ritorno di un run-up maggiore dell'assegnata soglia X si ottiene ragionando nel seguente modo.

Consideriamo un tempo T molto grande. Il numero di mareggiate durante T in cui l'altezza significativa al largo supera la soglia b_i con direzione contenuta entro l' i -esimo settore risulta:

$$\frac{T}{R(H_{i,0} > b_i; i\text{-esimo settore})}; \quad [52]$$

si osservi che questo è anche il numero di mareggiate durante T in cui il run-up supera la soglia assegnata $X (= C_i b_i)$, con direzione compresa entro l' i -esimo settore.

Di conseguenza il numero di mareggiate durante T in cui il run-up supera la soglia X risulta:

$$\sum_{i=1}^N \frac{T}{R(H_{i,0} > b_i; i\text{-esimo settore})}; \quad [53]$$

dove N è il numero di settori direzionali e $b_i = X / C_i$. Ed allora il periodo di ritorno di una mareggiata capace di produrre un run-up maggiore dell'assegnata soglia X risulta:

$$R(R_U > X) = \frac{T}{\frac{T}{R(H_{t,0} > b_1; \text{settore 1})} + \frac{T}{R(H_{t,0} > b_2; \text{settore 2})} + K + \frac{T}{R(H_{t,0} > b_N; \text{settore N})}} \quad [54]$$

Ed in generale:

$$R(R_U > X) = \left[\sum_{i=1}^N \frac{1}{R(H_{t,0} > b_i; i\text{-esimo settore})} \right]^{-1} \quad [55]$$

dove $b_i = X / C_i$ e N è il numero di settori considerati.

Il run-up $X(R)$ di un assegnato periodo di ritorno e la persistenza $\bar{D}(X)$

Il run-up $X(R)$ di un assegnato periodo di ritorno può essere ricavato per via indiretta dall'eq. (55). Si costruisce un diagramma che riporta in ascisse il run-up e in ordinate il periodo di ritorno $R(R_U > X)$. A quel punto, assegnato il periodo di ritorno R occorre leggere in ascissa la soglia di run-up $X(R)$ corrispondente. Più avanti è riportato un esempio di calcolo.

Si può poi calcolare la persistenza $\bar{D}(X)$, durata di tempo media in cui il run-up si mantiene al disopra della soglia X . Fissato un intervallo temporale T molto grande, la porzione Δt di tale intervallo, in cui il run-up R_U si mantiene al disopra della soglia assegnata X risulta:

$$\Delta t = T \sum_{i=1}^N P(H_{t,0} > b_i; i\text{-esimo settore}), \quad [56]$$

dove N è il numero di settori e dove $b_i = X / C_i$.

Inoltre il numero di mareggiate durante T in cui il run-up R_U supera la soglia X è

$$N = T \sum_{i=1}^N \frac{1}{R(H_{t,0} > b_i; i\text{-esimo settore})} \quad [57]$$

La persistenza $\bar{D}(X)$ si ricava dal rapporto fra Δt e N :

$$\bar{D}(X) = \frac{\sum_{i=1}^N P(H_{t,0} > b_i; i\text{-esimo settore})}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{R(H_{t,0} > b_i; i\text{-esimo settore})}}; \quad [58]$$

dove $\bar{D}(X)$ è la durata di tempo media in cui il run-up si mantiene al di sopra della soglia X , nelle mareggiate in cui tale soglia viene superata.

Esempio di calcolo

Si calcoli il periodo di ritorno $R(R_U > X)$ di una mareggiata in cui il run-up R_U supera la soglia X sul tratto di spiaggia evidenziato nella fig. 6 ('tratto 1'), in prossimità di Capo Colonne. A Capo Colonne (sulla costa ionica della Calabria, a SUD di Crotona) è collocata una boa ondometrica direzionale. L'ampiezza dei settori è fissata in 20° ed essi saranno orientati come indicato nella

stessa figura, con un settore centrato sulla normale n alla battigia. La normale alla battigia forma con il NORD l'angolo $\theta_n = 208^\circ$.

Si schematizza il fondale sensibilmente piano con pendenza $\tan \lambda = 1.5\%$.

Per ogni settore di traversia (θ_1, θ_2) sarà necessario:

-a) calcolare il periodo di ritorno $R(H_{t0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ di una mareggiata in cui l'altezza significativa al largo H_{t0} supera la soglia assegnata b con direzione compresa nell'intervallo (θ_1, θ_2) (eq. 49);

-b) determinare l'altezza significativa al frangimento H_{fb} , ovvero il rapporto H_{fb} / H_{t0} , seguendo il procedimento mostrato in precedenza; a tal fine si consideri la condizione di frangimento con la H_{20} (equazioni 36 e 37);

a questo punto il periodo di ritorno $R(R_U > X)$ di una mareggiata in cui il run-up supera la soglia X sul tratto di spiaggia in esame si ricava con il procedimento descritto nel paragrafo precedente. Segue il run-up $X(R)$ di un assegnato periodo di ritorno e infine la sua persistenza $\bar{D}(X)$.

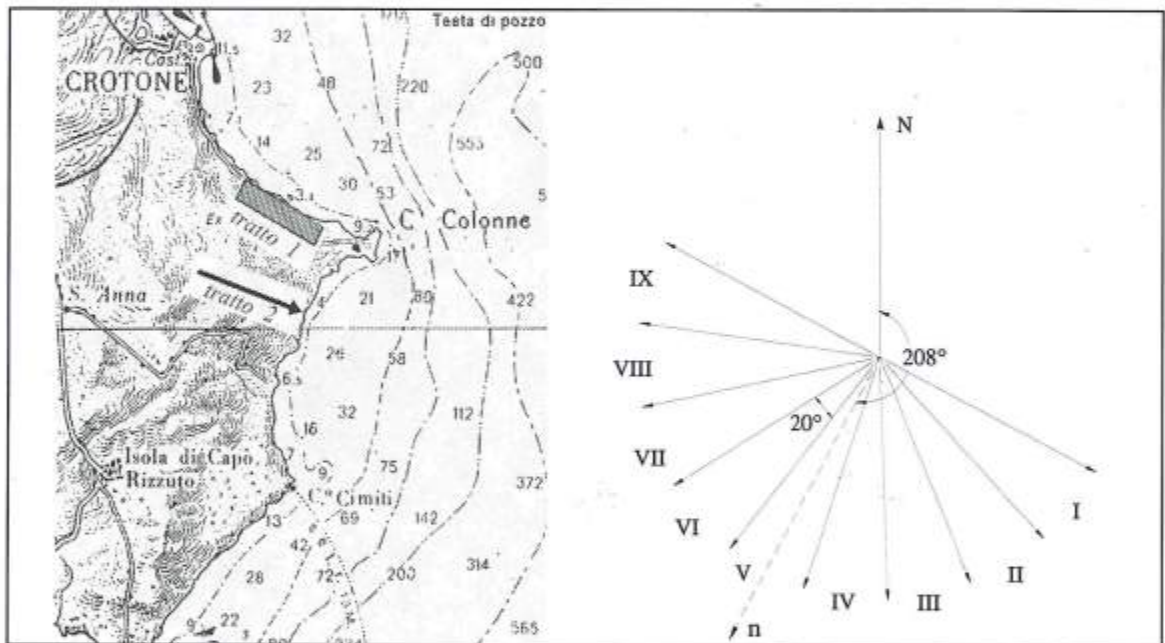


Figura 6 - Capo Colonne. Scelta dei settori di traversia per il calcolo del periodo di ritorno di una mareggiata in cui il run-up, sul tratto di spiaggia evidenziato (tratto D), supera la soglia X . L'ampiezza dei settori è di 20° .

-a) Calcolo $R(H_{t0} > b; \text{settore } i\text{-esimo})$

Il primo passo è il calcolo della $P(H_{t0} > b; \theta_1 < \theta < \theta_2)$, frazione di tempo durante cui l'altezza significativa risulta maggiore di b , con direzioni dominanti comprese nel settore i -esimo, definito dall'intervallo (θ_1, θ_2) . Per il calcolo, che andrà ovviamente ripetuto per i 9 settori di traversia, si utilizzeranno i dati della boa ondometrica direzionale di Crotona. I dati disponibili arrivavano al dicembre 1995.

Si consideri, ad esempio, il settore VI, con direzioni dominanti comprese fra 218° e 238° . Calcolando dai dati la $P(H_{t0} > b; 218^\circ < \theta < 238^\circ)$ per diversi livelli di soglia b si ricavano i punti riportati nella Figura 7. Nella stessa figura è riportata la curva che interpola i dati, ricavata utilizzando l'espressione (15). Risultando a Crotona $\mu = 0.958$ (Tab. 1), si ricava $w_\alpha = 0.389$ m e

$w_\beta = 0.373\text{m}$. Ripetendo il procedimento per tutti i settori si ottengono i coefficienti w_α e w_β riportati nella Tabella 2.

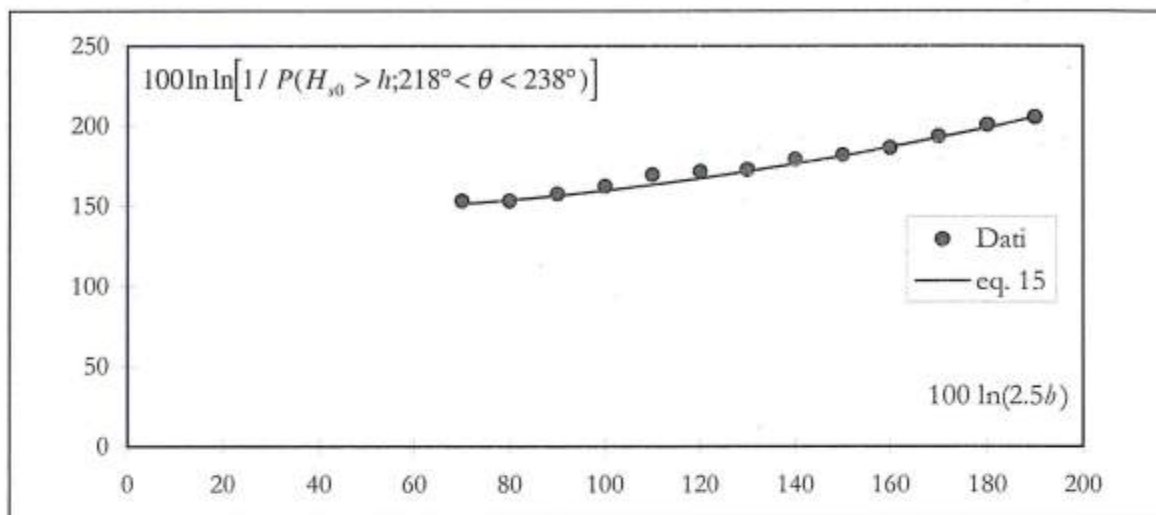


Figura 7 - La probabilità $P(H_{s0} > h; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ per il settore direzionale $(218^\circ; 238^\circ)$.

Tabella 2 - Parametri w_α e w_β della probabilità di superamento direzionale $P(H_{s0} > h; \theta_1 < \theta < \theta_2)$ per diversi settori di traversia (cfr. Fig. 6) a Crotona

	SETTORE DI TRAVERSIA	w_α [m]	w_β [m]
I	$(118^\circ < \theta \leq 138^\circ)$		
II	$(138^\circ < \theta \leq 158^\circ)$		
III	$(158^\circ < \theta \leq 178^\circ)$	0.372	0.338
IV	$(178^\circ < \theta \leq 198^\circ)$	0.461	0.316
V	$(198^\circ < \theta \leq 218^\circ)$	0.319	0.279
VI	$(218^\circ < \theta \leq 238^\circ)$	0.389	0.373
VII	$(238^\circ < \theta \leq 258^\circ)$	0.378	0.367
VIII	$(258^\circ < \theta \leq 278^\circ)$	0.517	0.505
IX	$(278^\circ < \theta \leq 298^\circ)$	0.612	0.593

Utilizzando in prima approssimazione la regressione basi-altezze (cq. 22, con $a_{10} = 3.2\text{m}$ e $b_{10} = 74\text{ore}$), si ricava l'espressione del periodo di ritorno di una mareggiata in cui l'altezza significativa al largo supera la soglia b , con direzione appartenente al settore i -esimo (settoare caratterizzato dai parametri w_{α_i} e w_{β_i}) a Crotona:

$$R(H_{s0} > b; \text{settoare } i) = \frac{b_{10}(1.11 - 0.11b/a_{10})}{\exp\left[-\left(\frac{b}{w_{\alpha_i}}\right)^{0.958}\right] \left[1 + 0.958\left(\frac{b}{w_{\alpha_i}}\right)^{0.958}\right] - \exp\left[-\left(\frac{b}{w_{\beta_i}}\right)^{0.958}\right] \left[1 + 0.958\left(\frac{b}{w_{\beta_i}}\right)^{0.958}\right]}$$

-b) Calcolo di H_b / H_{s0}

Nella fig. 6 sono riportati i settori di traversia scelti. Per lo studio del fenomeno di shoaling-

rifrazione è necessario conoscere l'inclinazione di ogni settore (θ_1, θ_2) rispetto alla normale alla battigia. Associamo al settore (θ_1, θ_2) l'angolo $\bar{\beta} = (\theta_1 + \theta_2)/2 - \theta_n$ e calcoliamo l'altezza significativa al frangimento. Allo scopo si può utilizzare il procedimento descritto in precedenza.

Ad esempio per il settore VI, caratterizzato da direzioni dominanti comprese fra 218° e 238° , risulta $\bar{\beta} = 20^\circ$. L'altezza significativa al frangimento risulta $(H_{sb}/H_{s0})_{\bar{\beta}=20^\circ} = 0.923$ (Fig. 4).

Ripetendo il procedimento per gli altri settori si ricavano i dati riportati nella tabella 3.

Ponendo il parametro di Phillips pari a 0.012 ($\alpha = 0.012$), la ripidità al largo risulta (eq. 12) $H_{s0}/L_{p0} = 0.039$. Per ogni settore si può allora ricavare il numero di Irribarren (eq. 11). Poiché $I < 2$ per tutti i settori (v. Tab. 3), si utilizza l'eq. 10.a di Van der Meer. Si perviene per il generico settore i -esimo ad una espressione del tipo $R_U = C_i H_{s0}$ (eq. 51), dove, assumendo prudenzialmente $\gamma = 1$, risulta

$$C_i = 1.5(H_{sb}/H_{s0})_{\text{settore } i} I_{\text{settore } i} \quad [59]$$

I coefficienti C_i , per i diversi settori, sono riportati nella tabella 3.

Tabella 3 - Il rapporto H_{sb}/H_{s0} , il numero di Irribarren I e il coefficiente $C_i = R_U/H_{s0}$ per diversi settori a Crotona.

SETTORE DI TRAVERSIA	DIREZIONE DOMINANTE $ \bar{\beta} $	H_{sb}/H_{s0}	I	C_i
V	0	0.941	0.079	0.111
IV - VI	20°	0.923	0.080	0.110
III - VII	40°	0.861	0.082	0.106
II - VIII	60°	0.750	0.088	0.099
I - IX	80°	0.632	0.096	0.091

In definitiva, fissato il tratto di spiaggia della Figura 6, possiamo ricavare:

- i) il periodo di ritorno $R(R_U > X)$ di una mareggiata in cui il run-up supera la soglia assegnata X (eq. 55), riportato nella fig. 8a;
- ii) il run-up corrispondente ad un assegnato periodo di ritorno R (dalla stessa Fig. 8a);
- iii) la persistenza $\bar{D}(X)$ (eq. 58), riportata nella Figura 8b.

Ad esempio, mediamente ogni 100 anni si realizza una mareggiata in cui il run-up supera la soglia di 0.73 m, e la durata di tempo media in cui il run-up si mantiene al disopra della soglia di 0.73 m è di 5.1 ore.

L'incidenza della pendenza del fondale e dell'orientamento della costa

Nel calcolo del periodo di ritorno di una mareggiata in cui il run-up supera una soglia assegnata X assumono un ruolo fondamentale:

- i) la pendenza del fondale (a parità di altezza significativa di largo il run-up aumenta se aumenta la pendenza del fondale);
- ii) l'orientamento del tratto di spiaggia in esame.

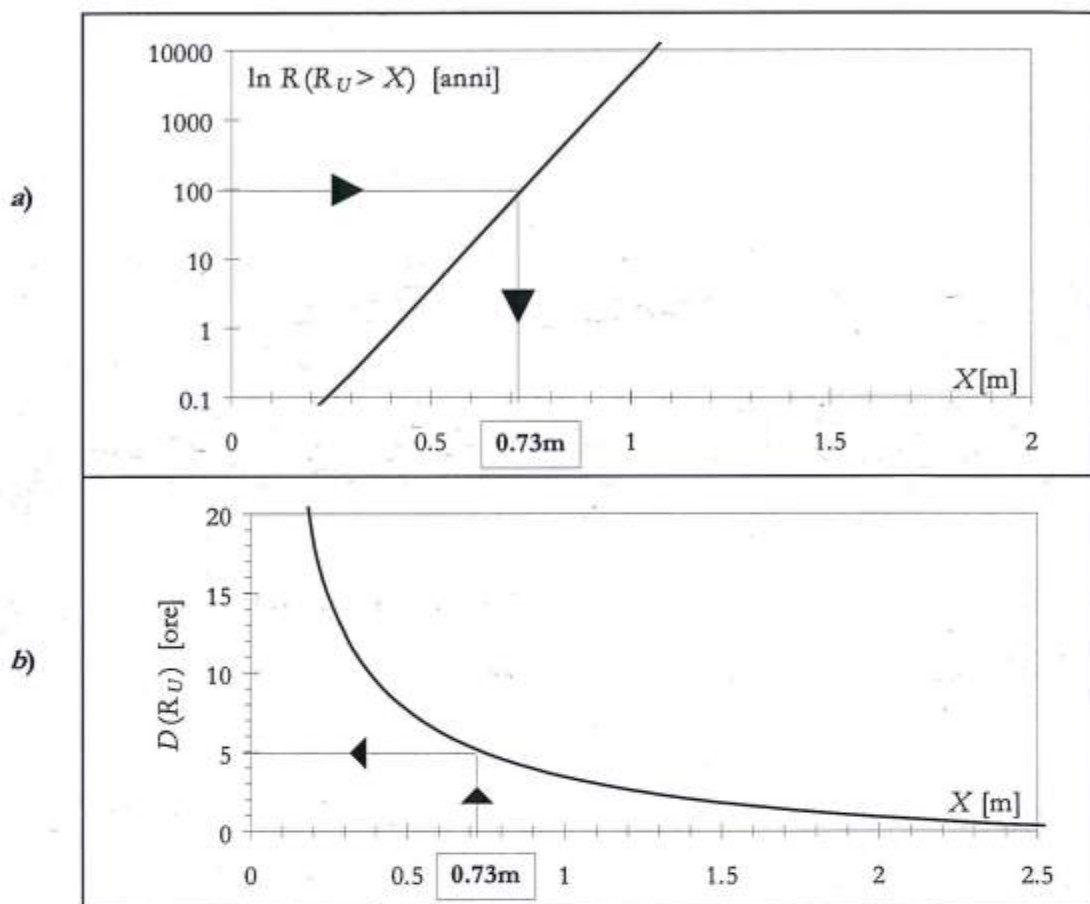


Figura 8 - Tratto di spiaggia in prossimità di Capo Colonne (v. Fig. 6): (a) periodo di ritorno di una mareggiata in cui il run-up R_U supera la soglia assegnata X ; (b) persistenza $\bar{D}(X)$: durata di tempo media in cui il run-up si mantiene al disopra della soglia X .

In altri termini, considerando due tratti di spiaggia limitrofi (e quindi analizzando i dati della stessa boa ondometrica) si potranno ottenere risultati del tutto diversi. Ad esempio in precedenza si è fatto riferimento ad un tratto di spiaggia in prossimità di Capo Colonne, che indicheremo adesso come *tratto 1*; si è ricavato che mediamente ogni 100 anni si realizza una mareggiata in cui il run-up supera la soglia di 0.73 m. Se ripetiamo il procedimento per il tratto di spiaggia a SUD di Capo Colonne, che indicheremo con *tratto 2* (indicato dalla freccia nella Fig. 6), risulta che mediamente ogni 100 anni si realizza una mareggiata in cui il run-up supera la soglia di 2.39 m. Cioè, fissato un intervallo di 100 anni, il run-up sul *tratto 2* risulta mediamente 3.3 volte più grande del run-up nel *tratto 1*! I motivi di questa differenza così grande sono due: la pendenza del fondale (che nel *tratto 2* è più grande che nel *tratto 1*) e l'orientamento della spiaggia. A Crotona l'azimuth della direzione di propagazione del mare più forte è di circa 290° (v. Tab. 3). Il *tratto 1* è quindi naturalmente protetto dai mari più forti. Il *tratto 2* risulta invece investito quasi ortogonalmente dai mari più forti, con effetti di rifrazione molto contenuti.

L'incertezza sulla condizione di frangimento

La condizione di frangimento utilizzata nella memoria (equazioni 36 e 37) presenta un'incertezza nella scelta dell'altezza d'onda caratteristica. Nella memoria si è assunta l'altezza H_{20} . Peraltro, allo scopo di saggiare il peso di tale ipotesi, si è ripetuto il calcolo del periodo di ritorno $R(R_U > X)$

assumendo come altezza d'onda sia la H , sia la H_{100} . Quest'ultima è definita come l'altezza media della centesima parte di onde più alte dello stato di mare. Le differenze in termini di run-up $X(R)$ (soglia di run-up corrispondente ad un periodo di ritorno fissato R) ed in termini di persistenza $\overline{D}(X)$ sono contenute entro il 2%. L'incertezza sulla condizione di frangimento ha pertanto ripercussioni minime sui risultati.

Bibliografia

- Battjes J. A. (1970) - *Long term wave height distribution at seven stations around the British isles*. Report A 44 National Oceanographic Institute, Wormley U. K.
- Battjes J. A. (1974a) - *Computation of set-up long shore currents, run-up and overtopping due to wind generated waves*. Communications on Hydraulics, Dept. of Civil Engineering, Delft University of Technology, Report 74-2.
- Battjes J. A. (1974b) - *Surf similarity*. Proc. 14th Conf. Coastal Eng. ASCE 466-480
- Boccotti P. (1984) - *Sea waves and quasi-determinism of rare events in random processes*. Atti Acc. Naz. Lincei, Rendiconti, 76, 2.
- Boccotti P. (1986a) - *Previsione delle onde per i mari italiani*. Atti XX Conv. di Idraulica, Libreria Progetto Padova, 79-91.
- Boccotti P. (1986b) - *On coastal and offshore structure risk analysis*. Excerpta of the Italian Contribution to the Field of Hydraulic Engng., 1, 19-36.
- Boccotti P. (1988) - *Refraction reflection and diffraction of irregular gravity waves*. Excerpta of the Italian Contribution to the Field of Hydraulic Res., 3, 47-88.
- Boccotti P. (1997) - *Idraulica marittima*. UTET.
- Borgman L. E. (1969) - *Ocean wave simulation for engineering design*. J. Waterways and Harbors Div., ASCE, 557-583.
- Borgman L. E. (1970) - *Maximum wave height probabilities for random number of random intensity storms*. Proc. 12th Conf. Coastal Engng.
- Borgman L. E. (1973) - *Probabilities for the highest wave in a hurricane*. J. Port Coastal and Ocean Engng.
- Hasselmann K., Barnett T. P., Bouws E. e al. (1973) - *Measurements of wind wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)*. Deut. Hydrogr. Zeit., A8, 1-95.
- Longuet-Higgins M. S. (1963) - *The effects of non-linearities on statistical distributions in the theory of sea waves*. J. Fluid Mech., 17, 459-480.
- Massel S. R. (1998) - *The limiting wave heights in wind-induced wave trains*. Ocean Engng., 25, 735-752.
- Mei C. C. (1989) - *The applied dynamics of ocean surface waves*. World scientific.
- Miche R. (1951) - *Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritime exposés à l'action de la houle*. Ann. Ponts Chaussées, 121 : 285-319
- Mitsuyasu H., Tasai F., Suhara T. e al. (1975) - *Observation of directional spectrum of ocean waves using a clover-leaf buoy*. J. Phys. Oceanogr., 5, 750-760.
- Phillips O. M. (1967) - *The theory of wind-generated waves*. Advances in Hydroscience, 4, 119-149.
- U. S. Army Corps of Engineers (1984) - *Shore Protection Manual*. I.
- Van der Meer J. W. (1992) - *Conceptual design of rubble-mound breakwaters*. Proc. Short Course attached to the 23rd Int. Conf. Coastal Engng., 447-510.

L'evoluzione del litorale conseguente alla realizzazione di un pennello ortogonale alla linea di riva

Pasquale Filianoti

Università degli Studi di Reggio Calabria – Dipartimento di Meccanica e Materiali
Loc. Feo di Vito – 89100 Reggio Calabria

Riassunto

La realizzazione di un pennello altera la portata Q , di materiale solido trasportato lungo costa e, di conseguenza, produce la deformazione del profilo del litorale. Nella memoria la portata Q , in presenza di un pennello ortogonale alla costa, viene calcolata schematizzando la spiaggia come una barriera verticale perfettamente assorbente. Lo schema viene applicato sia per il caso delle onde periodiche sia per il caso delle onde di vento. Quest'ultimo caso in particolare ha fornito i risultati più realistici, consentendo di cogliere le caratteristiche essenziali della deformazione.

Introduzione

Qualsiasi intervento a difesa della costa realizzato per mezzo di strutture, siano esse radicate a terra come i pennelli o distaccate come le barriere parallele alla riva, provoca uno snaturamento del litorale. Il dimensionamento di tali strutture può definirsi ottimale quando esse, oltre all'azione di difesa, causano il minore impatto visivo. Nel caso dei pennelli ciò significa determinare la lunghezza, l'altezza, l'inclinazione e, nel caso di un sistema di pennelli, l'interasse, in maniera tale da consentire al materiale di fondo di accumularsi, di ricoprire la struttura, ed eventualmente di *bypassarla*. Purtroppo l'idrodinamica costiera già complessa da una parte, e la mancanza di dati dettagliati sul regime ondoso dall'altra, rendono estremamente difficile la previsione dell'evoluzione della costa da stabilizzare.

La ricerca sul campo, i modelli fisici e quelli matematici costituiscono ottimi strumenti di indagine, possedendo ciascuno precipue caratteristiche. I modelli matematici in particolare, presentano il vantaggio della economicità e della flessibilità. Inoltre una formulazione matematica semplificata consente di pervenire a soluzioni in forma chiusa. Le soluzioni analitiche permettono di isolare e comprendere gli aspetti essenziali di un problema in modo semplice e immediato a differenza di complessi approcci numerici, e, come è noto, non sono affette da problemi di stabilità e di convergenza tipici delle soluzioni numeriche. Nonostante ciò le soluzioni analitiche si rivelano inadeguate a fornire risultati quantitativi ed accurati in presenza di complesse geometrie al contorno, giacché l'insieme di equazioni che descrive tutti i fenomeni fisici coinvolti (ad es. rifrazione, riflessione, diffrazione) risulta troppo complicato da trattare analiticamente. Pertanto nella pratica progettuale risulta, fino ad oggi, più appropriato l'impiego di modelli numerici.

In questa nota si propone una soluzione analitica per la previsione della deformazione della linea di battigia conseguente alla realizzazione di strutture costiere. Questa soluzione può essere inquadrata nell'ambito della teoria ad una linea introdotta da Pelnard-Considère (1954). La novità della soluzione riguarda il calcolo della portata di materiale di fondo, che non viene eseguito, come di con-

suetto, a partire dalla nota espressione di Longuet-Higgins (1970), valida per onde progressive, bensì viene effettuato ricavando l'espressione analitica delle *radiation stresses* per il campo di onde soggetto a diffrazione.

Analisi globale del campo di moto

L'equazione di conservazione dei sedimenti

Nella teoria ad una linea si assume che il materiale di fondo si muova solo fino ad una certa profondità d_c , denominata profondità di chiusura, e che il profilo del fondo possa subire soltanto traslazioni verso mare o verso terra senza cambiare di forma. Con queste ipotesi, tutte le batimetriche soggette ad evoluzione, e cioè quelle comprese tra la battigia e la profondità di chiusura, si deformano allo stesso modo. La batimetrica più semplice da rilevare sperimentalmente è la linea di battigia (batimetrica zero), e pertanto viene comunemente assunta come *linea* di riferimento.

L'equazione di continuità applicata al materiale di fondo che, nell'intervallo di tempo Δt , attraversa un tratto di costa compreso tra due sezioni trasversali distanti δx tra loro, può essere espressa nella seguente forma

$$\delta x \Delta y (d_c + \tilde{d}) = - \frac{\partial Q_x}{\partial x} \delta x \Delta t \quad [1]$$

Con riferimento alla Figura 1 è immediato verificare che il primo membro della [1] rappresenta la variazione di volume di materiale di fondo subita dal tratto di costa δx nell'intervallo Δt , e il secondo membro rappresenta la differenza tra il volume di materiale di fondo entrante ed il volume di materiale di fondo uscente, nell'intervallo Δt , dalle sezioni trasversali che delimitano il predetto tratto. L'eq. [1] assume, per $\Delta t \rightarrow 0$, la forma

$$\delta x \frac{\partial y}{\partial t} (d_c + \tilde{d}) = - \frac{\partial Q_x}{\partial x} \delta x, \quad [2]$$

ovvero, dopo aver semplificato e riordinato, la forma

$$\frac{\partial y}{\partial t} = - \frac{1}{(d_c + \tilde{d})} \frac{\partial Q_x}{\partial x} \quad [3]$$

L'equazione del trasporto litoraneo

La portata Q_x è messa in movimento dalla forza tangenziale che il moto ondoso esercita sul fondo del mare. Infatti è necessario che uno strato di sabbia scorra lungo-costa per equilibrare l'azione di trascinamento dell'acqua. Si tratta di un equilibrio dinamico, consentito dalle tensioni di attrito che si sviluppano lungo la superficie di scorrimento. Pertanto, per equilibrare la forza media unitaria $\langle f_{ax} \rangle$ che l'acqua esercita sul fondo deve scorrere uno strato di sabbia dal peso per unità di lunghezza lungo-costa

$$P = \langle f_{ax} \rangle / \mu, \quad [4]$$

dove μ è la tangente dell'angolo di attrito interno del materiale di fondo. L'area A della sezione trasversale dello strato mobile è proporzionale alla forza $\langle f_{ax} \rangle$:

$$A = \frac{\langle f_{ax} \rangle}{\mu(\gamma_s - \gamma_a)(1-p)}, \quad [5]$$

dove γ_s è il peso specifico dei sedimenti, γ_a è il peso specifico dell'acqua e p è la porosità dei sedimenti.

La portata di materiale di fondo Q_s è pari al prodotto dell'area A per la velocità v_s di avanzamento dei sedimenti:

$$Q_s = Av_s \quad [6]$$

Comunemente (cfr. Longuet-Higgins 1970, Dean 1992) si ritiene v_s proporzionale alla celerità dell'onda al frangimento, e pertanto esprimibile nella forma

$$v_s = k\sqrt{gd_b} \quad [7]$$

dove d_b è la profondità al frangimento, e k un fattore che dipende dalle dimensioni dei sedimenti.

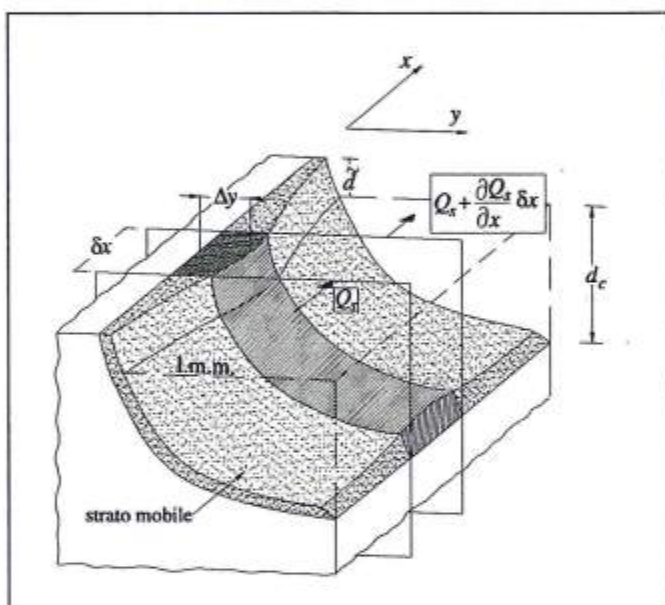


Figura 1 - L'avanzamento Δy (o l'arretramento, nel caso $\Delta y < 0$) della battigia è causato dalla variazione lungo-costa della portata di materiale di fondo Q_s .

Infine, sostituendo l'espressione di A e l'espressione di v_s nella [6] si arriva alla relazione

$$Q_s = \frac{k}{\mu(\gamma_s - \gamma_a)(1-p)} \langle f_{ax} \rangle \sqrt{gd_b} \quad [8]$$

la quale evidenzia la dipendenza della portata da due termini: la forza $\langle f_{ax} \rangle$ e la velocità $\sqrt{gd_b}$. Boccotti (1997) ha recentemente dimostrato, in seno ad una trattazione analitica rigorosa del problema della deformazione dei litorali, che la Q_s dipende fondamentalmente dal termine $\langle f_{ax} \rangle$, e che pertanto l'espressione [8] può essere convenientemente ridotta alla forma

$$Q_s \equiv \text{cost} \langle f_{ax} \rangle \quad [9]$$

senza alterare le caratteristiche essenziali del problema. Di conseguenza anche l'eq. [3] può essere semplificata nella forma

$$\frac{\partial y}{\partial t} = -\text{cost} \frac{\partial \langle f_{ax} \rangle}{\partial x} \quad [10]$$

dove le costanti si intendono positive.

Esplicitiamo adesso il legame tra la forza $\langle f_{ax} \rangle$ e le grandezze caratteristiche del moto ondoso.

Lo schema di barriera assorbente

Schematizziamo il pennello come una parete verticale riflettente e la spiaggia come una barriera assorbente (Fig. 2). Il comportamento della barriera è ideale, tale cioè da non alterare il campo di moto davanti a se; essa dissipa tutta l'energia incidente, non riflette e non trasmette. La profondità, costante nello schema (Fig. 2b), viene assunta pari alla profondità media tra struttura e battigia, e può essere determinata facilmente se si interpreta il profilo del fondale con l'equazione (Dean, 1992)

$$d = A y^{2/3}, \quad [11]$$

dove d è la profondità del fondo ed A un fattore che dipende dalla granulometria dei sedimenti. Utilizzando l'eq. [11] la profondità media risulta

$$\bar{d} = \frac{3}{5} A b^{2/3}, \quad [12]$$

dove b è la lunghezza del pennello.

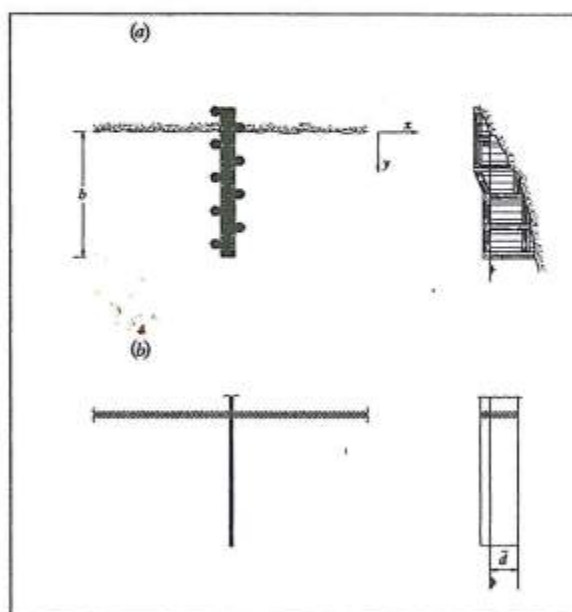


Figura 2 - (a) Esempio di pennello impermeabile. (b) Il pennello viene schematizzato come una parete verticale riflettente, e la spiaggia come una barriera perfettamente assorbente.

Consideriamo un volume di controllo V di larghezza δx delimitato dal fondo e da quattro pareti verticali indefinitamente alte, una delle quali a contatto con l'assorbente (Fig. 3a), e imponiamo la condizione di equilibrio idrodinamico

$$G + \Pi = M_u - M_r + I, \quad [13]$$

dove

G è il peso della massa d'acqua contenuta nel volume V ;

Π è il risultante delle forze applicate sulla superficie di controllo;

M_u ed M_r sono le portate di quantità di moto rispettivamente uscente ed entrante in V ;

I è l'inerzia locale.

La [13] è valida in qualsiasi istante di tempo, e quindi è valida anche in media:

$$\langle \mathbf{G} \rangle + \langle \Pi \rangle = \langle \mathbf{M}_n \rangle - \langle \mathbf{M}_t \rangle, \quad [14]$$

dove il simbolo $\langle \cdot \rangle$ indica l'operazione di media

$$\langle f(t) \rangle \equiv \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt, \quad [15]$$

e dove il termine di inerzia locale \mathbf{I} si annulla nell'operazione di media rispetto al tempo.

Per ipotesi il moto è ideale fino alla barriera assorbente, quindi la $\langle \Pi_x^{(1)} \rangle$ (componente x della forza media agente sul piano verticale ③) è uguale a zero, ed inoltre, sempre per ipotesi, la barriera è *perfettamente* assorbente, per cui anche la $\langle M_x^{(4)} \rangle$ (componente x della portata media di quantità di moto attraverso il piano verticale ④) è uguale a zero. Pertanto l'eq. [14] proiettata lungo l'asse x assume la forma

$$\langle \Pi_x^{(1)} \rangle + \langle \Pi_x^{(2)} \rangle + \langle f_{bx} \rangle \delta x = - \langle M_x^{(1)} \rangle + \langle M_x^{(2)} \rangle + \langle M_x^{(3)} \rangle, \quad [16]$$

dove $\langle f_{bx} \rangle$ è la forza media unitaria esercitata dalla barriera assorbente.

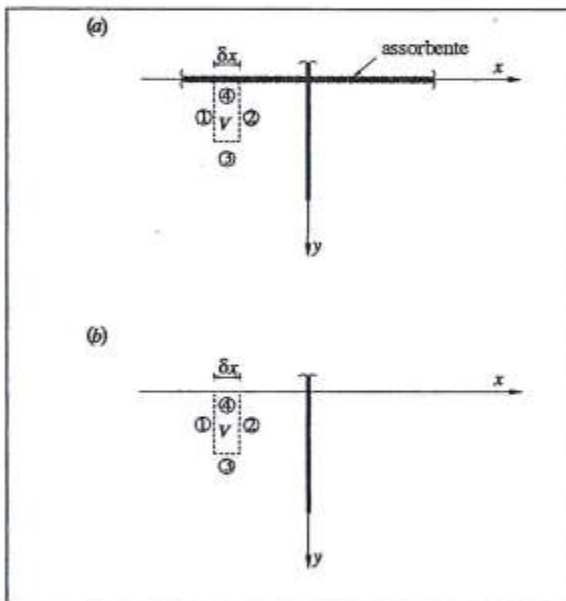


Figura 3 - (a) Il volumetto di controllo V si appoggia con il lato ④ all'assorbente. (b) Lo stesso volumetto V senza barriera assorbente.

La condizione di equilibrio dello stesso volume (Fig. 3b) in assenza della barriera assorbente assume la forma

$$\langle \Pi_x^{(1)} \rangle + \langle \Pi_x^{(2)} \rangle = - \langle M_x^{(1)} \rangle + \langle M_x^{(2)} \rangle + \langle M_x^{(3)} \rangle - \langle M_x^{(4)} \rangle; \quad [17]$$

confrontando l'eq. [16] con la [17] si ottiene

$$\langle f_{bx} \rangle \delta x = \langle M_x^{(4)} \rangle, \quad [18]$$

ovvero

$$\langle f_{ax} \rangle \delta x = - \langle M_x^{(4)} \rangle, \quad [19]$$

dove $\langle f_{ax} \rangle$ è la forza esercitata dall'acqua sulla barriera, e coincide, per ipotesi, con la forza esercitata dall'acqua sul fondale.

La portata di quantità di moto $\langle M_x^\circ \rangle$ è definita da

$$\langle M_x^\circ \rangle \equiv \delta x \rho \left\langle \int_{-d}^{\eta} v_x v_y dz \right\rangle, \quad [20]$$

e può essere ricavata analiticamente utilizzando la soluzione di Penny e Price (1952) per onde interagenti con una parete verticale di lunghezza semi-infinita.

Analisi puntuale del campo di moto

La soluzione di Penny e Price (1952)

Le espressioni al primo ordine di Stokes dell'elevazione d'onda e del potenziale di velocità del campo di onde intorno ad una parete verticale semi-infinita, in coordinate cilindriche sono

$$\eta(r, \alpha, t) = \frac{H}{2} [F(r, \alpha; \omega, \theta) \cos(\omega t) + G(r, \alpha; \omega, \theta) \sin(\omega t)], \quad [21a]$$

$$\phi(r, \alpha, z, t) = g \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(d+z)]}{\cosh(kd)} [G(r, \alpha; \omega, \theta) \cos(\omega t) - F(r, \alpha; \omega, \theta) \sin(\omega t)], \quad [21b]$$

con

$$F(r, \alpha; \omega, \theta) \equiv A(u_1) \cos q_1 + A(u_2) \cos q_2 - B(u_1) \sin q_1 - B(u_2) \sin q_2, \quad [22a]$$

$$G(r, \alpha; \omega, \theta) \equiv A(u_1) \sin q_1 + A(u_2) \sin q_2 + B(u_1) \cos q_1 + B(u_2) \cos q_2, \quad [22b]$$

$$A(u) \equiv \frac{1}{2} \left[1 + \int_0^u \operatorname{sen} \left(\frac{\pi}{2} x^2 \right) dx + \int_0^u \cos \left(\frac{\pi}{2} x^2 \right) dx \right], \quad [22c]$$

$$B(u) \equiv \frac{1}{2} \left[\int_0^u \operatorname{sen} \left(\frac{\pi}{2} x^2 \right) dx - \int_0^u \cos \left(\frac{\pi}{2} x^2 \right) dx \right], \quad [22d]$$

$$u_1 \equiv 2\sqrt{kr/\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{1}{2} (\alpha - \theta) \right], \quad u_2 \equiv -2\sqrt{kr/\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{1}{2} (\alpha + \theta) \right], \quad [22e]$$

$$q_1 \equiv kr \cos(\alpha - \theta), \quad q_2 \equiv -kr \cos(\alpha + \theta), \quad [22f]$$

e dove θ è l'angolo compreso tra la direzione di propagazione e la parete (Fig. 4), e z l'asse verticale orientato verso l'alto e con origine sul livello medio del mare.

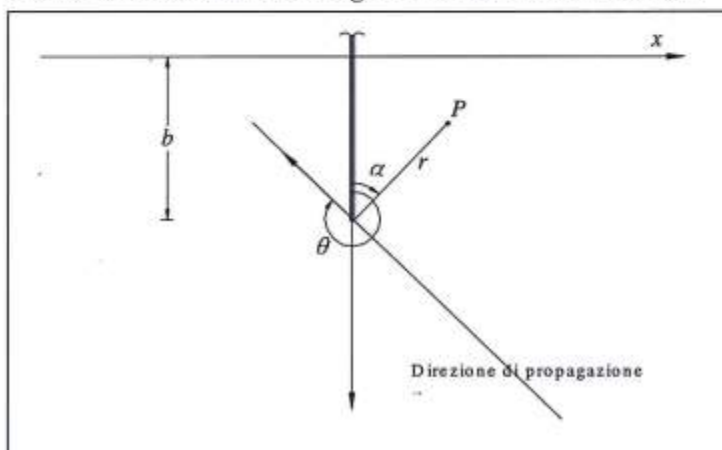


Figura 4 - Schema di riferimento per il campo di onde intorno ad una parete riflettente semi-infinita (equazioni 21 e 22).

Le componenti cartesiane della velocità orbitale sono definite da

$$v_x \equiv \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad [23a]$$

$$v_y \equiv \frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad [23b]$$

e per esplicitarle, tenuto conto che il potenziale (eq. 21b) è espresso in coordinate cilindriche, bisogna ricorrere alla regola di derivazione delle funzioni composte:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial x} + \frac{\partial \phi}{\partial \alpha} \frac{\partial \alpha}{\partial x}, \quad [24a]$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \phi}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial y} + \frac{\partial \phi}{\partial \alpha} \frac{\partial \alpha}{\partial y}. \quad [24b]$$

Le espressioni delle derivate $\partial r/\partial x$, $\partial r/\partial y$, $\partial \alpha/\partial x$ e $\partial \alpha/\partial y$ si ricavano facilmente dalle relazioni

$$r = \sqrt{(b-y)^2 + x^2}, \quad [25a]$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{b-y}, \quad [25b]$$

le quali esprimono, per la configurazione in esame (Fig. 4), il legame tra le coordinate polari e le coordinate cartesiane. Le espressioni di $\partial \phi/\partial r$ e $\partial \phi/\partial \alpha$ si ottengono dalla [21b]:

$$\frac{\partial \phi(r, \alpha, z, t)}{\partial r} = g \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(\bar{d} + z)]}{\cosh(k\bar{d})} \left[\frac{\partial G(r, \alpha; \omega, \theta)}{\partial r} \cos(\omega t) - \frac{\partial F(r, \alpha; \omega, \theta)}{\partial r} \sin(\omega t) \right], [26a]$$

$$\frac{\partial \phi(r, \alpha, z, t)}{\partial \alpha} = g \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(\bar{d} + z)]}{\cosh(k\bar{d})} \left[\frac{\partial G(r, \alpha; \omega, \theta)}{\partial \alpha} \cos(\omega t) - \frac{\partial F(r, \alpha; \omega, \theta)}{\partial \alpha} \sin(\omega t) \right]. [26b]$$

Qui le derivate parziali di F e G non sono state riportate in forma esplicita perché alquanto lunghe. Proprio per tale motivo si è ritenuto opportuno procedere ad un controllo (Filianoti, 1995). Allo scopo si è verificato che la condizione istantanea di continuità fosse soddisfatta per svariati volumi di controllo in seno al campo di moto.

A questo punto, esplicitando le equazioni [23], si perviene alle espressioni

$$v_x = g \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(\bar{d} + z)]}{\cosh(k\bar{d})} \left\{ \left[\frac{\partial G}{\partial r} \sin \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \cos(\omega t) + \left[\frac{\partial F}{\partial r} \sin \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \sin(\omega t) \right\}, \quad [27a]$$

$$v_y = g \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(\bar{d} + z)]}{\cosh(k\bar{d})} \left\{ \left[\frac{1}{r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} \sin \alpha - \frac{\partial G}{\partial r} \cos \alpha \right] \cos(\omega t) + \left[\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \sin \alpha - \frac{\partial F}{\partial r} \cos \alpha \right] \sin(\omega t) \right\}, \quad [27b]$$

le quali sostituite nell'eq. [20] di $\langle M_x^\otimes \rangle$, e considerato che il campo di integrazione rispetto a z può essere ridotto da $(-\bar{d}, \eta)$ a $(-\bar{d}, 0)$ in quanto la funzione integranda è di ordine H^2 , portano a

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes \rangle = & \delta x \rho g^2 \frac{H^2}{4} \omega^{-2} \frac{1}{\cosh^2(k\bar{d})} \int_{-\bar{d}}^0 \cosh^2[k(\bar{d} + z)] dz \left\langle \left[\frac{\partial G}{\partial r} \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \cdot \right. \\ & \cdot \cos(\omega t) + \left[\frac{\partial F}{\partial r} \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \operatorname{sen}(\omega t) \left. \right\} \left\{ \left[\frac{1}{r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} \operatorname{sen} \alpha - \frac{\partial G}{\partial r} \cos \alpha \right] \cos(\omega t) + \right. \\ & \left. + \left[\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \operatorname{sen} \alpha - \frac{\partial F}{\partial r} \cos \alpha \right] \operatorname{sen}(\omega t) \right\} \rangle, \end{aligned} \quad [28]$$

da cui, sviluppando l'operazione di media temporale e risolvendo l'integrale rispetto a z , si ottiene

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes \rangle = & \delta x \rho g \frac{H^2}{16} k^{-2} \left[1 + \frac{2k\bar{d}}{\sinh(2k\bar{d})} \right] \left\{ \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) + \right. \\ & \left. - \frac{1}{r} \left(\frac{\partial G}{\partial r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} + \frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right) \cos(2\alpha) - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial r} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) \right\}. \end{aligned} \quad [29]$$

Infine dalla relazione [19] segue l'espressione di $\langle f_{ax} \rangle$, la quale può essere proposta nella forma adimensionale

$$\begin{aligned} \frac{\langle f_{ax} \rangle}{\langle f_{ax} \rangle} = & \frac{2k^{-2}}{\operatorname{sen}(2\theta)} \left\{ \frac{1}{r} \left(\frac{\partial G}{\partial r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} + \frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right) \cos(2\alpha) - \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) + \right. \\ & \left. + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial r} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) \right\}, \end{aligned} \quad [30]$$

dove

$$\langle f_{ax} \rangle = \frac{1}{32} \rho g H^2 \left[1 + \frac{2k\bar{d}}{\sinh(2k\bar{d})} \right] \operatorname{sen}(2\theta). \quad [31]$$

L'espressione [31] (Longuet-Higgins, 1970) rappresenta la forza media unitaria esercitata dal campo di onde incidenti (le onde che ci sarebbero se non ci fosse il pennello) sull'unità di lunghezza della barriera assorbente (fondale).

La diffrazione di uno stato di mare

L'elevazione d'onda e il potenziale di velocità di uno stato di mare soggetto a diffrazione furono introdotti da Boccotti (1988), e possono essere espressi nella forma

$$\eta(r, \alpha, t) = \sum_{i=1}^N a_i [F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i) \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) + G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i) \operatorname{sen}(\omega_i t + \varepsilon_i)], \quad [32a]$$

$$\begin{aligned} \phi(r, \alpha, z, t) = & g \sum_{i=1}^N a_i \omega_i^{-1} \frac{\cosh[k_i(d+z)]}{\cosh(k_i d)} [G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i) \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) + \\ & - F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i) \operatorname{sen}(\omega_i t + \varepsilon_i)], \end{aligned} \quad [32b]$$

con

$$gk_i \tanh(k_i d) = \omega_i^2. \quad [33]$$

In base alla teoria degli stati di mare (Longuet-Higgins 1963, Phillips 1967) si assume che il numero N di componenti elementari tenda ad infinito;

gli angoli di fase ε_i siano uniformemente distribuiti in $(0, 2\pi)$, ed il valore di ε_i sia stocasticamente indipendente dal valore di ε_j se $i \neq j$;

le ampiezze a_i , le frequenze ω_i e gli angoli di fase ε_i siano distribuiti in modo tale da formare un assegnato spettro $S(\omega, \theta)$:

$$S(\omega, \theta) \delta\omega \delta\theta \equiv \sum_i \frac{1}{2} a_i^2 \quad \text{per } i \ni \begin{cases} \omega < \omega_i < \omega + \delta\omega, \\ \theta < \theta_i < \theta + \delta\theta. \end{cases} \quad [34]$$

Un'espressione che interpreta la caratteristica forma degli spettri delle onde di vento è quella proposta dai ricercatori del progetto JONSWAP (Hasselmann e al., 1973) insieme con la funzione di dispersione direzionale di tipo \cos^{2n} (Mitsuyasu e al., 1975):

$$S(\omega, \theta) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4} \left(\frac{\omega_d}{\omega}\right)^4\right] \exp\left\{\ln \gamma \exp\left[-\frac{(\omega - \omega_d)^2}{2\sigma^2 \omega_d^2}\right]\right\} K(n) \cos^{2n}\left[\frac{1}{2}(\theta - \theta_d)\right], \quad [35]$$

dove

$$n \begin{cases} = n_s (\omega/\omega_d)^5 & \text{se } \omega \leq \omega_d, \\ = n_s (\omega_d/\omega)^{2.5} & \text{se } \omega > \omega_d, \end{cases} \quad [36]$$

e $K(n)$ è il fattore normalizzante

$$K(n) \equiv \left[\int_0^{2\pi} \cos^{2n} \frac{1}{2} \theta \, d\theta \right]^{-1}. \quad [37]$$

In seguito assumeremo per i tre parametri di forma γ , σ , e n_s i seguenti valori caratteristici

$$\gamma = 3, \quad \sigma = 0.08, \quad n_s = 20.$$

Boccotti (1988) dimostrò che il campo di onde [32] rappresenta un processo aleatorio, gaussiano non omogeneo, ricavò i coefficienti di diffrazione di tale campo, ed applicò la teoria di quasi-determinismo per prevedere i modi caratteristici di formazione di onde molto alte in punti assegnati sia davanti sia a tergo della parete.

Quanto alle componenti di velocità, esse si ottengono eseguendo gli stessi passaggi che hanno portato alle [27], l'unica differenza è che va utilizzata l'espressione [32b] di ϕ al posto dell'espressione [21b]. Il risultato è

$$v_x(r, \alpha, z, t) = g \sum_{i=1}^N a_i \omega_i^{-1} \frac{\cosh[k_i(\bar{d} + z)]}{\cosh(k_i \bar{d})} \left\{ \left[\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \sin \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \cdot \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) + \left[\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \sin \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \sin(\omega_i t + \varepsilon_i) \right\}, \quad [38a]$$

$$v_y(r, \alpha, z, t) = g \sum_{i=1}^N a_i \omega_i^{-1} \frac{\cosh[k_i(\bar{d} + z)]}{\cosh(k_i \bar{d})} \left\{ \left[\frac{1}{r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \sin \alpha - \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \cos \alpha \right] \cdot \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) + \left[\frac{1}{r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \sin \alpha - \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \cos \alpha \right] \sin(\omega_i t + \varepsilon_i) \right\}, \quad [38b]$$

e, di conseguenza, l'espressione della portata media di quantità di moto $\langle M_x^\otimes \rangle$ diventa

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes(r, \alpha) \rangle = & \delta x \rho g^2 \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N a_i a_j \omega_i^{-1} \omega_j^{-1} \left\langle \left[\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \cdot \right. \\ & \cdot \left. \cos(\omega_i t + \varepsilon_i) + \left[\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \cos \alpha \right] \operatorname{sen}(\omega_i t + \varepsilon_i) \right\rangle \cdot \\ & \cdot \left[\frac{1}{r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_j, \theta_j)}{\partial \alpha} \operatorname{sen} \alpha - \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_j, \theta_j)}{\partial r} \cos \alpha \right] \cos(\omega_j t + \varepsilon_j) + \\ & + \left[\frac{1}{r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_j, \theta_j)}{\partial \alpha} \operatorname{sen} \alpha - \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_j, \theta_j)}{\partial r} \cos \alpha \right] \operatorname{sen}(\omega_j t + \varepsilon_j) \Bigg\rangle \cdot \\ & \cdot \frac{1}{\cosh(k_i \bar{d}) \cosh(k_j \bar{d})} \int_{-\bar{d}}^0 \cosh[k_i(\bar{d} + z)] \cosh[k_j(\bar{d} + z)] dz, \end{aligned} \quad [39]$$

da cui, eseguendo l'operazione di media temporale e tenendo conto che $\omega_i \neq \omega_j$ se $i \neq j$, si arriva a

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes(r, \alpha) \rangle = & \delta x \rho g^2 \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} a_i^2 \omega_i^{-2} \left\{ \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) + \right. \\ & - \frac{1}{r} \left(\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} + \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right) \cos(2\alpha) + \\ & \left. - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) \right\} \frac{1}{\cosh^2(k_i \bar{d})} \int_{-\bar{d}}^0 \cosh^2[k_i(\bar{d} + z)] dz \end{aligned} \quad [40]$$

Di qui, risolvendo l'integrale rispetto a z e utilizzando la relazione [33], si ottiene

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes(r, \alpha) \rangle = & \delta x \rho g \sum_{i=1}^N \frac{1}{4} a_i^2 k_i^{-2} \left\{ \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) + \right. \\ & - \frac{1}{r} \left[\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} + \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial \alpha} \right] \cos(2\alpha) + \\ & \left. - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F(r, \alpha; \omega_i, \theta_i)}{\partial r} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) \right\} \left[1 + \frac{2k_i \bar{d}}{\sinh(2k_i \bar{d})} \right]. \end{aligned} \quad [41]$$

Quindi, tenendo conto della definizione [34], l'espressione [41] può essere espressa in termini dello spettro $S(\omega, \theta)$ del campo di onde che ci sarebbe in assenza di parete:

$$\begin{aligned} \langle M_x^\otimes(r, \alpha) \rangle = & \delta x \frac{1}{2} \rho g \int_0^\infty \int_0^{2\pi} S(\omega, \theta) k^{-2} \left[1 + \frac{2k \bar{d}}{\sinh(2k \bar{d})} \right] \left\{ \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) + \right. \\ & \left. - \frac{1}{r} \left(\frac{\partial G}{\partial r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} + \frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right) \cos(2\alpha) - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial r} \right)^2 \right] \operatorname{sen}(2\alpha) \right\} d\theta d\omega. \end{aligned} \quad [42]$$

Infine l'espressione adimensionale della forza $\langle f_{ax} \rangle$ risulta

$$\begin{aligned} \frac{\langle f_{ax} \rangle}{\langle f_{ax} \rangle} = & 2 \int_0^\infty \int_0^{2\pi} S(\omega, \theta) k^{-2} \left[1 + \frac{2k\bar{d}}{\sinh(2k\bar{d})} \right] \left\{ \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial r} \right)^2 \right] \sin(2\alpha) + \right. \\ & \left. + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial G}{\partial r} \frac{\partial G}{\partial \alpha} + \frac{\partial F}{\partial r} \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right) \cos(2\alpha) - \frac{1}{2r^2} \left[\left(\frac{\partial G}{\partial \alpha} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial \alpha} \right)^2 \right] \sin(2\alpha) \right\} d\theta d\omega / \\ & \int_0^\infty \int_0^{2\pi} S(\omega, \theta) \left[1 + \frac{2k\bar{d}}{\sinh(2k\bar{d})} \right] \sin(2\theta) d\theta d\omega, \end{aligned} \quad [43]$$

dove $\langle f_{ox} \rangle$ questa volta è dato da

$$\langle f_{ox} \rangle = \frac{1}{4} \rho g \int_0^\infty \int_0^{2\pi} S(\omega, \theta) \left[1 + \frac{2k\bar{d}}{\sinh(2k\bar{d})} \right] \sin(2\theta) d\theta d\omega, \quad [44]$$

e rappresenta la forza media unitaria esercitata dal campo delle onde incidenti (il campo che ci sarebbe se la parete non ci fosse) sull'unità di lunghezza della barriera assorbente.

Gli integrali doppi dell'eq. [43] rappresentano l'operazione-tipo che si incontra nell'analisi degli stati di mare. Essi trovano conveniente soluzione per via numerica sostituendo la frequenza ω con la variabile adimensionale $w = \omega/\omega_d$. Una dettagliata esposizione di questo criterio e di alcune tecniche per velocizzare il calcolo è stata fornita recentemente da Boccotti (1997).

Risultati

L'andamento della componente lungo-costa della forza

La Figura 5 mostra l'andamento del rapporto $\langle f_{ax} \rangle / \langle f_{ox} \rangle$ in funzione dell'ascissa x lungo-costa. Il pennello si estende lungo il semiasse positivo delle y , ed ha una lunghezza relativa b/L (lunghezza pennello / lunghezza d'onda) pari a 1.

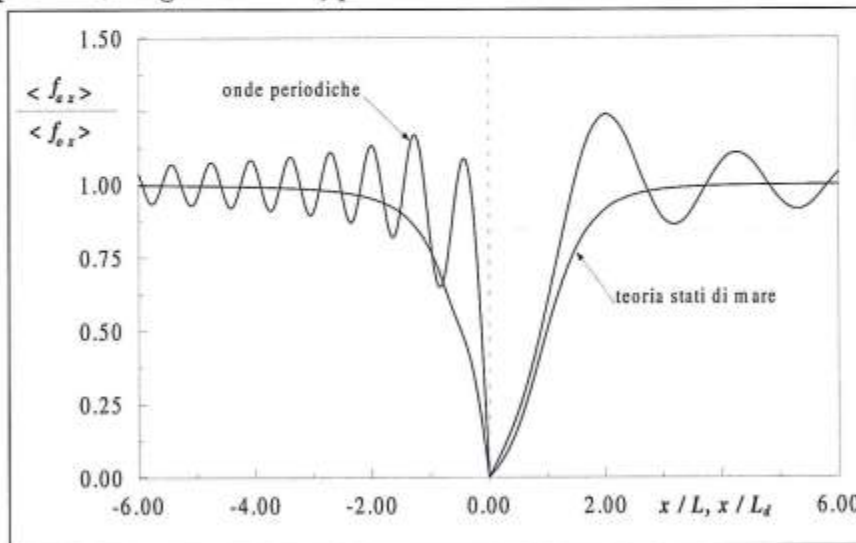


Figura 5 - Rapporto $\langle f_{ax} \rangle / \langle f_{ox} \rangle$ in funzione dell'ascissa x lungo-costa. I dati delle curve sono: $b/L=1$, $\bar{d}/L=0.1$ e $\theta=30^\circ$ nel caso delle onde periodiche; $b/L_d=1$, $\bar{d}/L_d=0.1$ e $\theta_d=30^\circ$ nel caso delle onde di vento. [$\langle f_{ax} \rangle$ = forza media per unità di lunghezza esercitata dalle onde sulla spiaggia in presenza del pennello; $\langle f_{ox} \rangle$ = stessa grandezza in assenza del pennello.]

Nel caso delle onde di vento si intende $b/L_d = 1$ (dove L_d è la lunghezza d'onda dominante dello spettro). La direzione di propagazione θ è inclinata di 30° rispetto al pennello. Nel caso delle onde di vento si intende $\theta_d = 30^\circ$ (dove θ_d è la direzione di propagazione dominante dello spettro). Come si vede le differenze tra onde periodiche e onde di vento sono davvero notevoli. Infatti nel caso delle onde di vento la forza $\langle f_{ax} \rangle$ cresce monotonamente da zero, in corrispondenza del pennello dove la v_x è nulla, fino a raggiungere, già a distanze di poche lunghezze dal pennello stesso, un valore costante pari a quello della forza $\langle f_{ox} \rangle$ esercitata sull'assorbente in assenza del pennello. Invece nel caso delle onde periodiche la forza $\langle f_{ax} \rangle$ presenta delle oscillazioni intorno al valore della forza $\langle f_{ox} \rangle$ di ampiezza decrescente via via che ci si allontana dal pennello stesso. Questa marcata differenza tra onde periodiche e onde di vento è dovuta all'estensione indefinitamente lunga dei fronti delle onde periodiche, i quali risultano perturbati a causa dell'impatto con la testata del pennello fino a notevole distanza da esso. Le caratteristiche essenziali evidenziate dalla Figura 5 sono del tutto generali come si può evincere dalla Figura 6 la quale corrisponde al caso di un pennello lungo $2L$ ($2L_d$ nel caso delle onde di vento) e attaccato da onde inclinate di 10° rispetto alla linea di battigia.

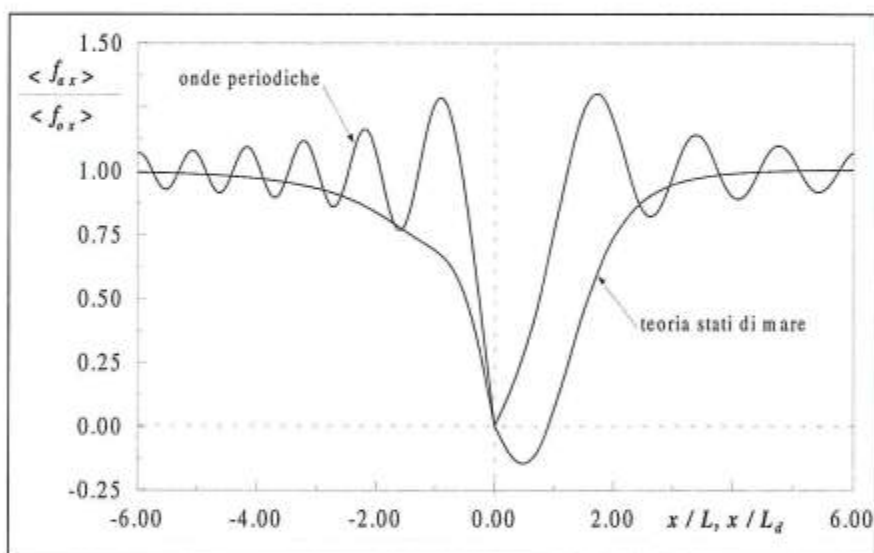


Figura 6 - Ancora il rapporto $\langle f_{ax} \rangle / \langle f_{ox} \rangle$ per: $b/L = 2$, $\theta = 10^\circ$ e $b/L_d = 2$, $\theta_d = 10^\circ$.

La linea di tendenza della deformazione

Le Figure 7 e 8 mostrano la linea di tendenza della deformazione, ovvero la $\partial y / \partial t$ all'istante $t = 0$ (inizio azione onde), in funzione dell'ascissa x lungo-costa. In particolare: la Figura 7 è stata ottenuta sostituendo nell'eq. [10] ad $\langle f_{ax} \rangle$ i valori della forza indicata nella Figura 5 (la figura quindi si riferisce ad un pennello di lunghezza relativa pari a 1, attaccato da onde inclinate di 30° rispetto alla battigia); la Figura 8 invece è stata ottenuta sostituendo ad $\langle f_{ax} \rangle$ i valori della forza indicata in Figura 6 (la figura quindi si riferisce ad un pennello di lunghezza relativa pari a 2, attaccato da onde inclinate di 10° rispetto alla battigia).

Nel caso delle onde di vento il pennello produce un notevole avanzamento della spiaggia dalla parte battuta dalle onde ($x < 0$) e una conseguente erosione dal lato protetto ($x > 0$).

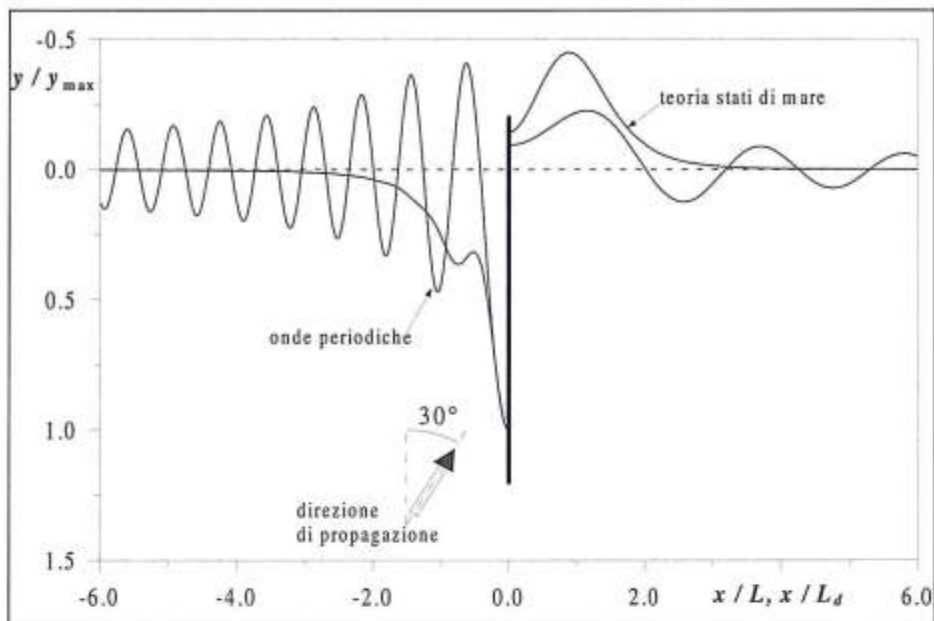


Figura 7 - Profili deformati della linea di battigia ottenuti utilizzando i dati riportati in Figura 5.

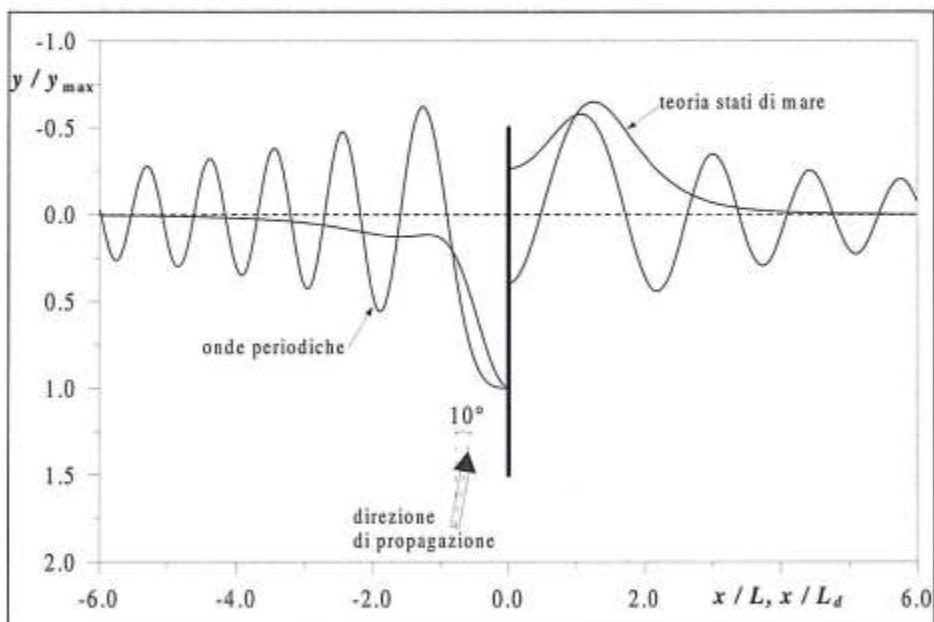


Figura 8 - Profili deformati della linea di battigia ottenuti utilizzando i dati riportati in Figura 6.

Inoltre la zona in avanzamento raggiunge il massimo proprio a ridosso del pennello; la massima erosione invece ha luogo discosta da esso a circa una lunghezza d'onda di distanza.

Per contro i profili deformati ottenuti con le onde periodiche appaiono poco realistici. Infatti la deformazione della spiaggia si protende, alternando tratti in avanzamento a tratti in erosione, fino a grandi distanze dal pennello.

Conclusioni

Si è fatto uso di un recente modello analitico per prevedere la deformazione tendenziale del litorale conseguente alla realizzazione di un pennello ortogonale alla costa. L'ipotesi di base del modello consiste nell'assimilare l'azione di trascinamento esercitata dal moto ondoso sul fondale all'azione su di una barriera verticale perfettamente assorbente. Tale azione viene calcolata applicando la teoria delle *radiation stresses* al campo di onde interagenti col pennello.

Il modello è stato applicato sia con la teoria delle onde periodiche sia con la teoria degli stati di mare. Si sono trovate differenze significative come si vede, per esempio, confrontando tra loro le due curve di Figura 7. In particolare, i profili deformati ottenuti con la teoria degli stati di mare appaiono più realistici, e consentono di cogliere le caratteristiche essenziali del fenomeno, tra cui: estensioni del tratto di costa in avanzamento e del tratto in erosione, localizzazione del massimo avanzamento e della massima erosione, ed entità del loro rapporto.

Bibliografia

- Boccotti P. (1988) - *Refraction, reflection and diffraction of irregular gravity waves*. Excerpta of the Italian Contribution to the Field Hydraulic Engineering, 3, pp 47-89.
- Boccotti P. (1997) - *Idraulica Marittima*. Ed. UTET, Torino.
- Dean R. G. (1992) - *Beach nourishment: Design Principles*. Proc. Short Course attached to the 23th Int. Conf. Coastal Engng., pp 301-349.
- Filianoti P. (1995) - *L'evoluzione del litorale conseguente alla realizzazione di un molo di grande sviluppo longitudinale: trattazione dettagliata*. Facoltà di Ingegneria, Reggio Calabria.
- Hasselmann K., Barnett T. P., Bouws E. e al. (1973) - *Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)*. Deut. Hydrog. Zeit., A(8), pp 1-95.
- Longuet-Higgins M. S. (1963) - *The effects of non linearities on statistical distribution in the theory of sea waves*. J. Fluid. Mech., 17, pp 459-480.
- Longuet-Higgins (1970) - *Longshore currents generated by oblique incident waves*, 1. J. Geoph. Res., 75, pp. 6778-6789.
- Mitsuyasu H., Tasai F., Suhara T. e al. (1975) - *Observation of direction Spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy*. J. Phys. Oceanogr., 5, pp 750-760.
- Pelnaud-Considère (1954) - *Essai de théorie de l'évolution des forms de rivages en plage de sable et de galets*. Quatrième Journées de l'Hydraulique, les Energies de la Mer, Question III, Rapport N 1, pp 289-298.
- Penny W. G. e Price A.T. (1952) - *The diffraction of sea waves by breakwater*. Phil. Trans. Roy. Soc., A-244, pp 236-253.
- Phillips O. M. (1967) - *The theory of wind generated waves*. Advances in Hydroscience, 4, pp 119-149.