



**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA CIVILE PER
L'AMBIENTE ED IL TERRITORIO**
XII Ciclo - Nuova Serie (2011-2014)
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO

**STUDIO DELL'INTERAZIONE TRA MOTO
ONDOSO E STRUTTURE MARITTIME
MEDIANTE MODELLAZIONE FISICA**

**STUDY ON INTERACTION BETWEEN WAVE MOTION
AND MARINE STRUCTURES BY PHYSICAL MODELING**

ING. LUIGI PRATOLA

Relatore:
PROF. ING. EUGENIO PUGLIESE
CARRATELLI

Coordinatore
PROF. ING. VINCENZO
BELGIORNO

Correlatori:
PROF. ING. ANTONIO FELICE
PETRILLO
PROF. ING. FABIO DENTALE

In copertina: immagine tratta da <http://www.wallpapers-cover.com/>

STUDIO DELL'INTERAZIONE TRA MOTO ONDOSO E STRUTTURE
MARITTIME MEDIANTE MODELLAZIONE FISICA

Copyright © 2005 Università degli Studi di Salerno – via Ponte don Melillo, 1 – 84084 Fisciano (SA), Italy – web: www.unisa.it

Proprietà letteraria, tutti i diritti riservati. La struttura ed il contenuto del presente volume non possono essere riprodotti, neppure parzialmente, salvo espressa autorizzazione. Non ne è altresì consentita la memorizzazione su qualsiasi supporto (magnetico, magnetico-ottico, ottico, cartaceo, etc.).

Benché l'autore abbia curato con la massima attenzione la preparazione del presente volume, Egli declina ogni responsabilità per possibili errori ed omissioni, nonché per eventuali danni dall'uso delle informazione ivi contenute.

Finito di stampare il 11/02/2014

Dove inizia la fine del mare? O addirittura: cosa diciamo quando diciamo: mare? Diciamo l'immenso mostro capace di divorarsi qualsiasi cosa, o quell'onda che ci schiuma intorno ai piedi? L'acqua che puoi tenere nel cavo della mano o l'abisso che nessuno può vedere? Diciamo tutto in una parola sola o in un sola parola tutto nascondiamo?

Alessandro Baricco,
Oceano mare, 1993

INDICE GENERALE

INDICE GENERALE	i
indice delle figure.....	iii
indice delle tabelle	xi
SOMMARIO	xiii
ABSTRACT	xv
RINGRAZIAMENTI	xvii
About the author	xviii
1 Introduzione.....	1
2 Le strutture e i fenomeni di interazione.....	7
2.1 Le dighe a scogliera.....	7
2.2 Sviluppo delle unità di armatura in calcestruzzo per le dighe a scogliera	11
2.3 I fenomeni di interazione tra moto ondoso e strutture e i parametri caratteristici	25
2.3.1 Parametri caratteristici del moto ondoso	26
2.3.2 La riflessione	29
2.3.3 Il runup e il rundown.....	31
2.3.4 Il wave overtopping	32
2.3.5 La stabilità idraulica delle strutture	33
3 La modellistica fisica	37
3.1 I principi di similitudine.....	39
3.2 L'analisi dimensionale	42
3.3 I modelli di dinamica costiera	47
4 Il modello fisico e i test sperimentali.....	51
4.1 Il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC)	51
4.2 Scelta della scala di riduzione	57
4.3 Il masso Maya.....	59
4.3.1 La geometria del masso	59
4.3.2 Il dimensionamento del masso da utilizzare nel modello.....	60
4.3.3 La realizzazione del modello del masso	63
4.4 Il modello fisico realizzato.....	68
4.5 Definizione degli attacchi ondosi	78

4.6	Prove eseguite sul modello	81
4.7	Strumenti di misura e metodologie di rilievo.....	84
4.7.1	Il moto ondoso	84
4.7.2	La riflessione	89
4.7.3	Il runup	94
4.7.4	L’overtopping.....	96
4.7.5	La stabilità idraulica.....	99
5	I risultati sperimentali e il confronto con le formule esistenti.....	103
5.1	Evoluzione del moto ondoso nel canale	103
5.2	I risultati sulla riflessione	109
5.3	I risultati sul runup.....	122
5.4	I risultati sull’overtopping.....	136
5.5	I risultati sulla stabilità.....	159
6	Conclusioni.....	175
	Bibliografia	177

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 <i>Rubble mound breakwater</i> nello schema più elementare.....	8
Figura 2.2 <i>Rubble mound breakwater</i> nello schema più classico.....	9
Figura 2.3 Sezione trasversale di una <i>rubble mound breakwater</i> convenzionale (Shore Protection Manual 1984).....	10
Figura 2.4 <i>Rubble mound breakwater</i> con sovrastruttura di coronamento ..	11
Figura 2.5 Diga a scogliera in <i>Cubi</i> - Hazas de Cesto - Spagna.....	12
Figura 2.6 Diga a scogliera in <i>Tetrapodi</i> – Malè - Maldive	13
Figura 2.7 Cronologia dello sviluppo delle concrete armour units (Bakker, 2003)	13
Figura 2.8 Classificazione delle unità di armatura per forma, posizionamento e fattori di stabilità.....	15
Figura 2.9 Esempi di unità di armatura in calcestruzzo.....	15
Figura 2.10 Diga a scogliera in <i>Tetrapodi</i>	17
Figura 2.11 Diga a scogliera realizzata con unità di tipo <i>Akmon</i>	17
Figura 2.12 Molo del porto di Douglas realizzato con <i>Stabits</i>	18
Figura 2.13 Diga a scogliera realizzata con <i>Dolos</i>	19
Figura 2.14 Un <i>Accrapodo</i> pronto per la posa in opera	20
Figura 2.15 Diga a scogliera realizzata con <i>Accrapodi</i> - Nizza.....	21
Figura 2.16 Un <i>Core-loc</i> pronto per la posa in opera.....	22
Figura 2.17 Costi relativi a diverse tipologie di unità di armatura (progetto dell'aeroporto di Macao, Segreah, 2000).....	23
Figura 2.18 Diga a scogliera con <i>Core-loc</i> al porto di Kaumalapau, Isola di Lanai, Hawaii.....	24
Figura 2.19 Definizione dei parametri del moto ondoso.....	27
Figura 2.20 Tipologie di frangimento in funzione di ξ (Van der Meer, 1993).....	28
Figura 2.21 Riflessione del moto ondoso su una struttura.....	29
Figura 2.22 Fenomeno della riflessione delle onde incidenti una struttura	30
Figura 2.23 Definizione del runup.....	31
Figura 2.24 Wave runup e wave overtopping	32
Figura 2.25 Wave overtopping in una cittadina sull'Atlantico	33

Figura 2.26 Danneggiamenti sul molo di levante del porto di Portimão - Portogallo	34
Figura 3.1 Un modello fisico 3D realizzato nel Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Politecnico di Bari	38
Figura 4.1 Pianta della zona vasche del LIC.....	52
Figura 4.2 Una vista della zona vasche del LIC	52
Figura 4.3 Vista parziale della vasca per modelli di dinamica costiera del LIC.....	53
Figura 4.4 Vista parziale della vasca per modelli off-shore del LIC.....	53
Figura 4.5 Vista parziale del canale per modelli bidimensionali del LIC.	54
Figura 4.6 Il generatore di moto ondoso per i modelli tridimensionali...	55
Figura 4.7 Potenzialità teoriche del generatore di moto ondoso del LIC	56
Figura 4.8 Il generatore di moto ondoso per i modelli bidimensionali del LIC.....	57
Figura 4.9 Alcune viste assonometriche del masso Maya (brevettato progetto)	60
Figura 4.10 Valori dei coefficienti di stabilità per alcune tra le più note tipologie di massi di armatura - Shore Protection Manual 1984	62
Figura 4.11 Modellino del Maya in legno (brevettato progetto).....	64
Figura 4.12 La realizzazione della cassaforma (brevettato progetto)....	65
Figura 4.13 Una simulazione della realizzazione del masso: immediatamente dopo il getto (brevettato progetto).....	65
Figura 4.14 Il risultato del disarmo: il modellino si distrugge (brevettato progetto)	66
Figura 4.15 Rastremazione del modello del masso.....	67
Figura 4.16 La realizzazione finale degli stampi del masso Maya (brevettato progetto).....	67
Figura 4.17 Il modellino finale del masso Maya (brevettato progetto)	68
Figura 4.18 Il canale per i modelli fisici bidimensionali del LIC	69
Figura 4.19 Sezione del canale, con l'indicazione del modello dell'opera realizzata e della sopraelevazione del fondale	70
Figura 4.20 Realizzazione della sopraelevazione del fondo	70
Figura 4.21 Particolare della rampa d'accosto.....	71
Figura 4.22 Sezione del modello della diga a gettata	72
Figura 4.23 Realizzazione del muro di contenimento.....	73
Figura 4.24 Realizzazione del nucleo.....	73
Figura 4.25 Realizzazione dello strato filtro	74
Figura 4.26 Realizzazione della mantellata (brevettato progetto)	75

Figura 4.27 Realizzazione della protezione al piede (brevettato progetto)	75
Figura 4.28 Lavori per la realizzazione della nuova barriera: il nucleo....	76
Figura 4.29 Lavori per la realizzazione della nuova barriera: lo strato filtro	77
Figura 4.30 La nuova barriera realizzata: Fase 2 della sperimentazione (brevettato progetto).....	77
Figura 4.31 Configurazione della RON riportata sull' <i>Atlante delle onde nei mari italiani</i> (Franco et al. 2004)	78
Figura 4.32 Definizione degli attacchi ondosi in scala prototipo	80
Figura 4.33 Definizione degli attacchi ondosi in scala modello.....	80
Figura 4.34 Sonda resistiva per il rilievo del pelo libero e sistema di acquisizione	85
Figura 4.35 Esempio di grafico di taratura di una sonda resistiva per il rilievo del pelo libero dell'acqua.....	86
Figura 4.36 Schema di posizionamento delle sonde resistive, nella configurazione di fondale relativa alla Fase 1.....	87
Figura 4.37 Un esempio di registrazione delle elevazioni delle sei sonde resistive per un limitato numero di dati – Test 6B – Fase 1	88
Figura 4.38 Schema di posizionamento delle sonde resistive, nella configurazione di fondale relativa alla Fase 2.....	88
Figura 4.39 Esempio di segnale ottenuto come sovrapposizione di tre funzioni monocromatiche di ampiezza diverse, sfasate casualmente tra loro.....	90
Figura 4.40 Elevazione del pelo libero nelle due componenti incidente e riflessa e sonde per il rilievo.....	91
Figura 4.41 Immagine del canale con l'indicazione delle sonde resistive utilizzate (brevettato progetto).....	93
Figura 4.42 Picchetti in ABS per il posizionamento della sonda resistiva per la misura del runup (brevettato progetto).....	94
Figura 4.43 Sistema di ancoraggio e di scorrimento della sonda resistiva per la misura del runup. Sono visibili i due distanziatori per la taratura .	95
Figura 4.44 Il modello realizzato. E' visibile la sonda resistiva per la misura del runup posizionata lungo l'asse di mezzeria (brevettato progetto)	96
Figura 4.45 Sistema per la misura dei volumi di overtopping. E' visibile lo scivolo metallico per convogliare le acque di sormonto in una vasca (non presente in foto) alloggiata in un'altra vasca in muratura, stagna, in fase di costruzione.....	97

Figura 4.46 Sistema elettronico per la pesatura dei volumi di overtopping: sulla sinistra il convertitore A/D e sulla destra la cella di carico.....	98
Figura 4.47 Particolare della cella di carico, della testa a snodo e dei tiranti.....	98
Figura 4.48 Particolare del sistema di sospensione della vasca di raccolta delle acque di overtopping (brevettato progetto).....	99
Figura 4.49 Rilievi fotografici per l'analisi della stabilità idraulica dell'opera (brevettato progetto).....	100
Figura 4.50 Confronto tra aree omologhe di due successive immagini (brevettato progetto).....	101
Figura 5.1 Evoluzione dello spettro nel passaggio dagli alti fondali ai fondali medio – bassi (test 6B – Fase 1).....	106
Figura 5.2 Evoluzione dello spettro nel passaggio dagli alti fondali ai fondali medio – bassi (test 6B – Fase 2).....	108
Figura 5.3 Andamento dei Kr in funzione di m_0 per i test relativi alla Fase 1.....	110
Figura 5.4 Andamento dei Kr in funzione di m_0 per i test relativi alla Fase 2.....	110
Figura 5.5 Analisi dei Kr per le quattro tipologie di strutture individuate.....	113
Figura 5.6 Confronto tra i dati relativi alle strutture con <i>armour units</i> , strutture impermeabili in roccia e strutture permeabili in roccia, con le formule di Postma 1989 e Selling e Ahrens 1981.....	114
Figura 5.7 Confronto dei dati relativi alle strutture con <i>armour units</i> , strutture impermeabili in roccia, strutture permeabili in roccia e strutture con massi Maya, con le formule di Postma 1989 e Selling e Ahrens 1981.....	114
Figura 5.8 Confronto dei dati relativi alle strutture con <i>armour units</i> , strutture permeabili in roccia e strutture con massi Maya, con la formula di Selling e Ahrens (1981) ricalibrata.....	115
Figura 5.9 Confronto dei dati relativi alle strutture permeabili in roccia, strutture con <i>armour units</i> e strutture con massi Maya, con la formula di Zanuttigh e Van der Meer 2006.....	117
Figura 5.10 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006.....	118
Figura 5.11 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 1.....	119

Figura 5.12 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006 , per le prove della Fase 2.....	119
Figura 5.13 Confronto tra i Kr misurati e quelli calcolati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 1	120
Figura 5.14 Confronto tra i Kr misurati e quelli calcolati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 2	120
Figura 5.15 Confronto tra i Kr misurati da Calabrese et al. 2010 e quelli misurati dai test sperimentali sulla struttura con massi Maya per le prove della Fase 1	121
Figura 5.16 Confronto tra i Kr misurati da Calabrese et al. 2010 e quelli misurati dai test sperimentali sulla struttura con massi Maya per le prove della Fase 2	122
Figura 5.17 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 1	125
Figura 5.18 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 10% misurati nei test della Fase 1	125
Figura 5.19 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 2	126
Figura 5.20 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 10% misurati nei test della Fase 2	127
Figura 5.21 Confronto tra le formule di Van der Meer 1998 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 1	128
Figura 5.22 Confronto tra le formule di Van der Meer 1998 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 2	129
Figura 5.23 Runup al 2% misurati su strutture in massi naturali con nucleo permeabile ed impermeabile e con diverse pendenze del paramento - Van der Meer 1988	132
Figura 5.24 Confronto tra i runup al 2% misurati nei test di Van der Meer 1988 e quelli misurati nei test sui massi Maya, sia per la Fase 1 che per la Fase 2.....	133
Figura 5.25 Confronto tra i valori di runup al 2% misurati nei test sui massi Maya e quelli calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fase 1.....	134
Figura 5.26 Confronto tra i valori di runup al 2% misurati nei test sui massi Maya e quelli calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fase 2.....	134
Figura 5.27 Portate specifiche di overtopping misurate con i test della Fase 1 – scala prototipo.....	136

Figura 5.28 Portate specifiche di overtopping misurate con i test della Fase 2 – scala prototipo.....	137
Figura 5.29 Confronto tra l’overtopping misurato nei test della Fase 2 e quello misurato in altri test su diverse strutture, con onde non frangenti	140
Figura 5.30 Portata specifica relativa di overtopping, misurata in una serie di test su strutture impermeabili e permeabili, costituite da diverse unità di mantellata	141
Figura 5.31 Confronto tra la portata specifica relativa di overtopping, misurata in una serie di test su strutture impermeabili e permeabili, costituite da diverse unità di mantellata e quella misurata nei test sperimentali su struttura realizzata con massi Maya.....	142
Figura 5.32 Confronto tra i valori di portata specifica relativa, misurati nei test della Fase 2 e i corrispettivi valori calcolati con la formula di Van der Meer 2002	143
Figura 5.33 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1 che soddisfano i range di validità della formula	146
Figura 5.34 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 2 che soddisfano i range di validità della formula	146
Figura 5.35 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula (più piccoli).....	147
Figura 5.36 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 2, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula (più piccoli).....	148
Figura 5.37 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1 e 2, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula, con l’indicazione della pendenza dell’onda incidente.....	149
Figura 5.38 Un esempio di registrazione della cella di carico della vasca di raccolta dell’acqua di overtopping. Test 6C – Fase 1	150
Figura 5.39 Relazione tra il volume di overtopping totale e il volume netto.....	152
Figura 5.40 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test della Fase 1.....	153
Figura 5.41 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test della Fase 2.....	154

Figura 5.42 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2	154
Figura 5.43 Massima corrispondenza ottenuta tra il 60% dei volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2	155
Figura 5.44 Confronto tra il numero delle onde di overtopping Nov calcolato con la formula di Besley 1999 e quello misurato con i test della Fase 1.....	156
Figura 5.45 Confronto tra il numero delle onde di overtopping Nov calcolato con la formula di Besley 1999 e quello misurato con i test della Fase 2.....	157
Figura 5.46 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Van der Meer 2002 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2.....	158
Figura 5.47 Massima corrispondenza ottenuta con il 52% dei volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fasi 1 e 2.....	159
Figura 5.48 Classificazione delle strutture in funzione del numero di stabilità	161
Figura 5.49 Parametro di livello di danneggiamento S_d basato sull'area erosa A_e	162
Figura 5.50 Fenomeni di instabilità - prova 6B Fase 2. Nel cerchio rosso il vuoto lasciato dal dislocamento delle due unità di mantellata. Nei cerchi gialli le due unità crollate al piede della struttura (brevettando progetto)	164
Figura 5.51 Zoomata dell'area dello strato filtro rimasta esposta con il dislocamento delle due unità di mantellata (brevettando progetto).....	165
Figura 5.52 Zoomata delle due unità dislocate ed andatesi ad adagiare al piede della struttura (brevettando progetto).....	165
Figura 5.53 Erosione dello strato filtro messo a nudo dal dislocamento dei due massi di mantellata (brevettando progetto)	166
Figura 5.54 Stabilità idraulica delle principali unità di armatura (CIRIA 2007).....	171
Figura 5.55 Confronto con i test effettuati da Van der Meer 1988c sugli <i>accropode</i>	172
Figura 5.56 Classificazione delle principali unità di mantellata in funzione della forma, del numero di strati, del posizionamento e del tipo di contributo sulla stabilità idraulica (CIRIA 2007)	173

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1 Caratteristiche degli attacchi ondosi generati – Scala modello	83
Tabella 4.2 Caratteristiche degli attacchi ondosi generati – Scala prototipo.....	83
Tabella 5.1 Valori dei coefficienti di riflessione ricavati per i test della Fase 1 e della Fase 2.....	109
Tabella 5.2 Valori dei coefficienti a e b della formula di Zanuttigh e Van der Meer 2006 in funzione del tipo di struttura e del coefficiente di scabrezza.....	116
Tabella 5.3 Valori dei coefficienti delle formule di Van der Meer e Stam 1992	124
Tabella 5.4 Valori dei coefficienti di scabrezza ricavati dalle formule di Van der Meer 2002 per le principali tipologie di massi di armatura	135
Tabella 5.5 Valori dei coefficienti delle formule di Van der Meer 2002.....	138
Tabella 5.6 Valori dei coefficienti a e b della formula di Owen 1980 nel caso di paramenti lisci e rettilinei	144

SOMMARIO

Le aree costiere rappresentano sistemi naturali del tutto unici, così come unici sono i fenomeni che le caratterizzano.

L'erosione dei litorali, divenuta ormai un fenomeno di interesse planetario, ha spinto verso un approfondimento delle conoscenze dei processi costieri, consentendo di operare nella lotta ai suddetti fenomeni, attraverso strategie sempre più mirate e attente.

Una migliore conoscenza dei processi costieri, infatti, può consentire agli ingegneri di adottare approcci più corretti nella progettazione di opere di protezione costiera.

La principale fonte di supporto per l'ingegneria costiera è rappresentata dalla letteratura tecnica e scientifica relativa ad interventi già posti in essere nel passato.

Strumenti di conoscenza aggiuntivi possono essere forniti da fonti di diversa natura. Uno su tutti la modellistica fisica, che rappresenta senza dubbio un importantissimo mezzo di conoscenza al servizio della progettazione del tipo di opere in parola. Tramite la modellistica fisica è possibile, ad esempio, studiare fenomeni quali la propagazione del moto ondoso nel suo percorso dal largo verso riva, l'agitazione ondosa all'interno dei porti, la stabilità delle strutture sottoposte alle azioni dinamiche del moto ondoso, così come il wave runup, l'overtopping, la riflessione e la trasmissione ad esse associati.

Si tratta di fenomeni la cui conoscenza risulta di fondamentale importanza quando nasce l'esigenza di progettare un'opera di difesa costiera. E il risultato è tanto migliore, quanto più sono specifiche le conoscenze su cui viene fondato il progetto. Si consideri, ad esempio, il caso delle dighe a scogliera, il cui strato di armatura più classico è costituito da massi naturali di grandi dimensioni: laddove non ci dovesse essere sufficiente disponibilità del suddetto materiale, o laddove si sia in presenza di condizioni meteomarine particolarmente gravose, le unità di armatura in massi naturali vengono normalmente sostituite da unità in calcestruzzo, per le quali esiste ormai una gran varietà. E' evidente che, a seconda della forma e delle dimensioni delle suddette unità, nonché del numero di strati con cui esse vengono posizionate sulla mantellata,

cambia sensibilmente il comportamento idraulico della struttura. Ne consegue la necessità, in fase di progettazione, di poter disporre di parametri che siano caratteristici della tipologia di unità di armatura della mantellata che si deve realizzare. L'individuazione dei suddetti parametri deve essere necessariamente il risultato di prove sperimentali eseguite in laboratorio su modelli fisici di strutture realizzate con quelle specifiche unità di armatura.

Oggetto del presente lavoro, dunque, è lo studio dei fenomeni che intervengono nell'interazione tra il moto ondoso e le strutture di difesa costiera, in particolare per un'opera a gettata costituita da una tipologia di unità di armatura in calcestruzzo non presente in mercato, attualmente sottoposta a procedura brevettuale.

Il lavoro è stato condotto mediante sperimentazione su un modello fisico bidimensionale realizzato presso il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) del Politecnico di Bari.

Lo studio ha permesso di individuare alcuni parametri caratteristici del masso in oggetto, quali ad esempio il coefficiente di stabilità e il coefficiente di scabrezza, necessari per il calcolo delle grandezze con cui poter effettuare il dimensionamento dell'opera.

Inoltre, sono state valutate alcune delle formulazioni presenti in letteratura per il calcolo delle suddette grandezze, al fine di analizzare la loro adattabilità al nuovo masso.

ABSTRACT

The coastal areas represent unique natural environments, as unique are the phenomena that characterize them.

Coastline erosion, which has become a phenomenon of global interest, drove to a deepening of coastal processes knowledge and to elaborate more targeted strategies against these phenomena.

A better understanding of coastal processes, in fact, can allow to the engineers to develop more correct approaches in the design of coastal protection works.

The main source of support for coastal engineering is represented by the literature related to the work realized in the past.

Additional tools of knowledge can be provided by sources of different nature, as the physical modeling, which represent, without any doubt, a very important mean of knowledge at the service of coastal work designing. Through the physical modeling is possible study the propagation of waves from offshore to the shore, the ports wave agitation, the stability of structures subjected to dynamic actions of the waves, the wave runup, the overtopping and the reflection and transmission associated with them.

The knowledge of these phenomena is essential when arose the need to design a coastal defense work.

And the more specific will be the knowledge on which is based the project, the better will be the result.

Consider, for example, the case of a rubble mound breakwater, whose classic armor layer is constituted by big dimensions rocks: where the availability of the material should not be sufficient, or where should be bad meteo-marine conditions, the armor units in rocks are normally replaced by concrete armor units realized, now, in a large variety of typology.

It's clear that, depending on the shape and the size of such units, as well as the number of the armour layers, the hydraulic behavior of the structure significantly changes, therefore, there is the need, at the design stage, to know the characteristic parameters of the armor unit used for the armour layer that will be realized. The identification of these parameters must, necessarily, be the result of experimental tests

performed in laboratory on physical models of structures made of those specific armour units.

Aim of this work is the study of the phenomena involved in the interaction between the waves and coastal defense structures, particularly for rubble mound breakwaters realized with a type of concrete armour units not present in the market, currently under patent procedure.

The research was conducted, through experimentation, on a two-dimensional physical model developed at the Laboratory of Research and Experimentation for the Coastal Defense (LIC) of the Technical University of Bari.

The study has allowed to identify some of the characteristic parameters of the concrete armour unit, such as the stability coefficient and the coefficient of roughness, essential for the calculation of the required parameters, on the basis of which, perform the sizing of the work.

In addition, some of the formulations present in the literature for the calculation, of the above mentioned parameters, were evaluated, in order to analyze their adaptability to the new concrete armour unit.

RINGRAZIAMENTI

Il primo ringraziamento va rivolto certamente al prof. Petrillo. Un punto di riferimento scientifico ed umano. Semplicemente un modello.

I ringraziamenti al prof. Eugenio Pugliese Carratelli sono d'obbligo, ma sinceri, così come per il prof. Fabio Dentale, un collega, un amico.

Ringrazio tutti i nuovi amici di Salerno per avermi tenuto sempre compagnia nelle mie trasferte e, in particolare, Giovanna per essere stata sempre un riferimento gentile e disponibile.

Ringrazio di cuore Antonio Rinaldi per avermi dato una grossa e sapiente mano in questa appassionante avventura. Un esempio di disponibilità.

Un caro ringraziamento va certamente a Marcello Di Risio per essere stato sempre disponibile quando gli ho chiesto "un'illuminazione" che, puntualmente, ha saputo darmi.

Ringrazio tutti gli amici del LIC, in particolare Giuseppe e Marino per il preziosissimo aiuto in laboratorio, ma soprattutto il mio collega e amico fraterno Matteo Molfetta, per avermi pazientemente sopportato in ufficio in questi tre anni che certamente non potrò mai dimenticare, soprattutto per le tristi vicende che mi hanno colpito.

Ringrazio mia madre e mio padre per tutto quello che mi hanno donato. Purtroppo il secondo vedrà la fine di questo mio percorso di vita da una prospettiva diversa... Ma non sarà per questo meno felice!

Ma più di tutti ringrazio i miei due meravigliosi figli Luca e Silvia, perché sono e saranno sempre la mia vera ragione di vita.

ABOUT THE AUTHOR

Luigi Pratola si laurea in Ingegneria Civile presso il Politecnico di Bari nel 2001. Vincitore del concorso di tecnico ingegnere (cat. D1) presso il Politecnico di Bari, prende servizio nel 2003 presso il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di Chimica. Vincitore di concorso nel 2011 per il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile per l'Ambiente e il Territorio dell'Università degli Studi di Salerno (XII ciclo). Ha partecipato a numerosi progetti di ricerca e a numerose attività di studio a supporto di enti territoriali. E' stato correlatore di numerose tesi di laurea e tutor di laboratorio per tirocini interni di studenti del Politecnico di Bari. Ha svolto attività di supporto alla didattica per i corsi universitari di Protezione Idraulica dei litorali, Costruzioni Marittime, Meccanica dei fluidi e Idraulica Ambientale del Politecnico di Bari. Ha effettuato docenze per svariati Master Universitari. Ha pubblicato 16 articoli scientifici di cui due su riviste nazionali.

Luigi Pratola took a degree in Civil Engineering (Hydraulic branch) in 2001 at the Polytechnic of Bari. He obtained, winning a public examination in the October of 2003, a permanent job as technical engineer (D1 category) at the Research and Experimentation Laboratory for Coastal Defense (LIC) of the Water Engineering and Chemistry Department of the Polytechnic of Bari. In the 2011 he won the public selection for the XII cycle of PhD in Civil Engineering for Environment and Territory of the University of Salerno. He worked for numerous research projects and participated in numerous research activities to support local authorities. He was supervisor of several graduate theses and tutor for training of students of the Polytechnic of Bari. He worked as teaching assistant for university courses at the Polytechnic of Bari: "Hydraulic protection of coasts", "Marine works" and "Fluid mechanics". He taught in many postgraduate masters. He published 16 scientific publications (two for scientific journal of national importance).

1 INTRODUZIONE

Le coste di tutto il mondo rappresentano sistemi naturali assolutamente unici nella loro composizione, così come unici sono i processi fisici che le riguardano.

Da sempre gli esseri umani hanno concentrato le loro attenzioni su queste zone di intersezione tra la terraferma ed il mare, realizzandovi numerose costruzioni, nonostante la marcata dinamicità morfologica che le ha sempre caratterizzate. Ma se inizialmente gli interessi per le aree costiere erano mirati prevalentemente verso gli aspetti navali e commerciali, recentemente lo sviluppo del turismo vi ha determinato un notevolissimo incremento delle attività, con effetti troppo spesso drammatici.

Negli ultimi decenni si è assistito ad una vera e propria invasione delle aree costiere che ha portato spesso alla realizzazione di aree industriali e residenziali mal concepite e mal costruite, per cui capita frequentemente che anche eventi meteomarinari non eccezionali provochino danni consistenti alle cose e, talvolta, anche alle persone.

E' per questo motivo che negli anni, l'ingegneria costiera ha intrapreso una dura battaglia contro il mare e contro gli effetti naturali derivanti dalle sue azioni sulla costa, i cui esiti vedono troppo spesso il trionfo dell'elemento naturale contro il quale solo una buona conoscenza dei fenomeni può fornire un'arma in più nella lotta per la salvaguardia delle aree costiere.

La parte a terra di buona parte delle zone costiere di tutto il mondo è costituita da spiagge composte da sedimenti sciolti quali sabbia, ghiaia o terra, i quali vengono costantemente sottoposti ad un'azione meccanica ad opera di onde, correnti e venti che ne modificano continuamente la morfologia. Tuttavia, nonostante le differenze in termini sia di climi ondososi che di composizione delle coste, la natura delle spiagge ed il loro comportamento sono spesso molto simili.

La storia dell'ingegneria marittima è piena di esempi di opere che hanno interferito profondamente con i processi di trasporto dei sedimenti, causando gravissime erosioni delle spiagge e danni strutturali ad esse associati o, al contrario, provocando grossi accumuli di sabbia che hanno reso alcune strutture inutili (Dean et al. 2001).

I più classici esempi di opere capaci di incidere negativamente sui litorali sono rappresentati dai porti, pontili, pennelli, dalle barriere frangiflutti, dalle operazioni di asportazione di sabbia dalle spiagge e dai letti dei fiumi che alimentano le spiagge, oltre che, naturalmente, dalle sistemazioni idraulico-forestali e dall'uso del suolo nei bacini idrografici, che riducono l'apporto di sabbia verso la costa. Non ultime le estrazioni di idrocarburi e di acque sotterranee, i cui effetti si manifestano con fenomeni di subsidenza, che inducono inondazioni del mare e conseguenti erosioni della fascia costiera.

Negli ultimi anni l'ingegneria marittima ha avuto un notevole sviluppo sul piano delle conoscenze dei processi costieri, consentendo di operare attraverso strategie sempre più mirate ed attente nella lotta ai fenomeni di erosione dei litorali.

Una migliore conoscenza di tali processi, infatti, può consentire di adottare approcci più corretti nella progettazione di opere di protezione costiera.

A causa della sempre più consistente pressione demografica sul litorale e della crescente minaccia dell'innalzamento del livello medio del mare, il ruolo di questa branca dell'ingegneria e della ricerca ad essa correlata assume ogni giorno maggiore importanza.

E' ovvio che per la progettazione e la gestione delle coste occorrono dati che si adattino il più possibile alle esigenze del progetto stesso. Ed è qui che, generalmente, nasce la prima difficoltà: la maggior parte delle grandezze caratteristiche dei fenomeni interessati sono piuttosto difficoltose da misurare. Questo significa che contengono grandi incertezze intrinseche. Ne consegue che anche i migliori progetti saranno sempre affetti da un grado di approssimazione più o meno spinto.

La conoscenza delle distribuzioni a lungo termine delle altezze d'onda, dei periodi e delle direzioni d'onda risulta particolarmente importante per lo studio delle evoluzioni a lungo termine dei processi costieri. Essa, inoltre, consente di determinare i valori estremi delle grandezze in esame, la cui conoscenza è necessaria in fase di progettazione per garantire, per esempio, la stabilità delle strutture.

Per misure a lungo termine, però, è necessario disporre di apparecchiature particolarmente sofisticate, ma al tempo stesso estremamente affidabili, che possano garantire un funzionamento continuo in un ambiente, il mare, particolarmente ostile. Ne consegue che si tratta quasi sempre di strumentazioni piuttosto costose, anche a

causa del fatto che si ha a che fare con tecnologie relativamente nuove (Kamphuis 2010).

La principale fonte di supporto per l'ingegneria costiera è rappresentata dalla letteratura tecnica e scientifica relativa ad interventi già posti in essere nel passato.

Strumenti di conoscenza aggiuntivi possono essere forniti da fonti di diversa natura.

Un primo importantissimo strumento è certamente quello fondato su analisi di natura prettamente analitica: teorie per la previsione delle caratteristiche d'onda, per il calcolo delle forze esercitate dalle onde sulle strutture, per l'analisi degli effetti delle strutture sulla propagazione delle onde e delle previsioni delle correnti indotte dalle maree, ecc. Da qui sono nati e si sono sviluppati una grande varietà di modelli numerici che fondano le loro basi sulla risoluzione, appunto, numerica delle equazioni che governano il fenomeno. I modelli numerici per lo studio dei fenomeni costieri, limitatamente a certe condizioni, sono quindi uno strumento importante, tanto più che il loro sviluppo, con l'avvento dell'era digitale, ha registrato un significativo impulso.

D'altra parte, la modellistica fisica rappresenta senza dubbio un altro importantissimo mezzo di conoscenza al servizio della progettazione delle opere di ingegneria costiera e alla taratura/calibrazione dei modelli numerici.

Molti laboratori di ingegneria costiera sono dotati di canali per lo studio di modelli bidimensionali e di vasche per lo studio di modelli tridimensionali, all'interno dei quali è possibile, mediante sofisticatissime apparecchiature, la generazione sia di onde monocromatiche, che di onde spettrali. I modelli fisici consentono dunque di studiare i fenomeni che avvengono in prototipo, mediante l'osservazione degli stessi fenomeni che vengono riprodotti in laboratorio.

E' possibile così studiare la propagazione del moto ondoso nel suo percorso dal largo verso riva, l'agitazione ondosa all'interno dei porti, la stabilità delle strutture sottoposte alle azioni dinamiche delle onde, così come il *wave runup*, l'*overtopping*, la riflessione e la trasmissione ad esse associati.

Si tratta di fenomeni la cui conoscenza risulta di fondamentale importanza quando nasce l'esigenza di progettare un'opera di difesa costiera. E l'impatto delle opere progettate con il territorio è tanto migliore, quanto più sono specifiche le conoscenze su cui viene fondato il progetto.

Si consideri, ad esempio, il caso delle dighe a scogliera. Si tratta della tipologia di barriere frangiflutti più comunemente utilizzate - sia per i rapidi tempi di esecuzione, che per i contenuti costi di realizzazione- per la protezione dei bacini portuali e dei litorali soggetti ad erosione.

Nelle loro forma più semplice esse sono rappresentate da un cumulo di massi naturali di dimensioni omogenee, che ne determinerebbero una grande permeabilità. Più diffusamente esse sono costituite da un nucleo di materiale a granulometria più piccola, ricoperto da grossi massi che costituiscono il cosiddetto strato di armatura (*armour layer*). Per evitare che il materiale fino costituente il nucleo venga eroso dall'azione delle onde e delle correnti, passando attraverso i meati dello strato di armatura, viene interposto uno strato filtro tra quest'ultimo e il nucleo, caratterizzato da una granulometria intermedia tra i due.

Naturalmente la composizione granulometrica di una siffatta struttura può essere caratterizzata da diversi valori di permeabilità, con comportamenti piuttosto diversi in termini di interazione tra il moto ondoso e la struttura stessa.

Ecco che, quando ci si trova ad affrontare la progettazione di una simile opera, ci si accorge subito che la gran parte delle formule proposte dai diversi autori per il calcolo del runup, dell'overtopping, della riflessione e della stabilità derivano da esperienze condotte in laboratorio su modelli fisici aventi caratteristiche morfologiche e strutturali ben precise, dalle quali non si può evidentemente prescindere per una corretta progettazione della propria struttura. E' evidente che prove sperimentali eseguite su una struttura forniscono relazioni e formule che non possono essere utilizzate tal quali per la previsione degli stessi fenomeni su strutture che differiscono in maniera sostanziale da quella utilizzata per le simulazioni.

Così come una formulazione ricavata da prove sperimentali eseguite su una struttura caratterizzata da una sola pendenza del paramento lato mare non può essere utilizzata per una struttura avente pendenza sensibilmente diversa, se non a titolo puramente indicativo.

Per una corretta progettazione, dunque, è evidente che sia necessario fare ricorso a formulazioni ricavate da prove sperimentali su strutture quanto più possibile simili a quella da progettare.

Rimanendo ancora sulle dighe a scogliera, il cui strato di armatura più classico è costituito, come detto, da massi naturali di grandi dimensioni, laddove non ci dovesse essere sufficiente disponibilità del suddetto materiale, o laddove si sia in presenza di condizioni meteomarine

particolarmente gravose, le unità di armatura in massi naturali vengono normalmente sostituite da unità in calcestruzzo (*concrete armor units*).

Ormai esiste una gran varietà di *concrete armor units*. Il loro sviluppo è nato immediatamente dopo la seconda guerra mondiale, quando vi è stato prima un forte sviluppo della portualità e poi si sono incominciati a manifestare fenomeni di erosione degli arenili.

A seconda delle tipologie, essi possono essere posizionati in modo random o in modo uniforme. Le prime tipologie prevedevano una messa in opera a doppio strato. Negli ultimi anni, invece, si stanno sviluppando tipologie diverse, che consentono il loro utilizzo a strato singolo.

E' evidente che, a seconda della forma e delle dimensioni delle suddette unità, nonché del numero di strati con cui esse vengono posizionate sulla mantellata, cambia sensibilmente il comportamento idraulico della struttura. Ne consegue la necessità, in fase di progettazione, di poter disporre di parametri che siano caratteristici della tipologia di unità di armatura della mantellata che si deve realizzare. L'individuazione dei suddetti parametri deve essere necessariamente il risultato di prove sperimentali eseguite in laboratorio su modelli fisici di strutture realizzate con quelle specifiche unità di armatura e di mirate azioni di monitoraggio su opere realizzate.

Oggetto del presente lavoro, dunque, è lo studio dei fenomeni di interazione tra il moto ondoso e le strutture di difesa costiera, in particolare per un'opera a gettata costituita da una tipologia di unità di armatura in calcestruzzo non presente in mercato.

Il lavoro è stato condotto mediante sperimentazione su un modello fisico bidimensionale realizzato presso il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) del Politecnico di Bari.

Il primo step è consistito in una ricerca bibliografica particolareggiata, mirata ad acquisire la conoscenza delle varie tipologie di unità di armatura in calcestruzzo normalmente utilizzate nel campo dell'ingegneria costiera per questa tipologia di opere. Da qui si è sviluppata l'idea per la creazione di una nuova tipologia di masso, successivamente nominato "Maya", ideato presso il MEDUS (Maritime Engineering Division University of Salerno) dall'ing. Fabio Dentale, ed attualmente sottoposto a procedura brevettuale dagli autori ing. Fabio Dentale, ing. Luigi Pratola, prof. Eugenio Pugliese Carratelli e prof. Antonio Felice Petrillo.

Il masso, una volta dimensionato e scalato in scala modello, è stato riprodotto in un numero di elementi sufficiente a realizzare il modello dell'opera a gettata su cui effettuare le sperimentazioni.

Sono stati così condotti degli studi mirati a valutare i fenomeni che si instaurano con un'opera marittima a gettata caratterizzata da questa tipologia di unità di mantellata, nell'interazione con il moto ondoso.

In particolare si è indagato su:

- riflessione;
- runup;
- overtopping;
- stabilità idraulica dell'opera.

Lo studio ha permesso di individuare alcuni parametri caratteristici del masso in oggetto, quali ad esempio il coefficiente di stabilità e il coefficiente di scabrezza, necessari per il calcolo delle grandezze in base alle quali effettuare il dimensionamento dell'opera.

Infine sono state valutate alcune delle formulazioni presenti in letteratura per il calcolo delle suddette grandezze, al fine di analizzare la loro adattabilità al nuovo masso.

2 LE STRUTTURE E I FENOMENI DI INTERAZIONE

Le dighe a scogliera o a gettata rappresentano una tipologia di opere di protezione costiera tra le più antiche utilizzate dall'uomo, sia per la loro semplicità costruttiva che per i ridotti tempi di esecuzione, oltre che per i costi relativamente contenuti.

La loro principale funzione è quella di dissipare la gran parte dell'energia ondosa incidente, ovvero la totalità di essa, per mezzo sia del frangimento che avviene lungo il paramento dell'opera, che dei moti di filtrazione che si generano all'interno dei massi.

Nell'interazione con il moto ondoso, dunque, si generano dei processi fisici governati da due tipologie di parametri:

- parametri idraulici;
- parametri strutturali.

Ai primi vengono assoggettati fenomeni quali il *wave runup* e il *wave rundown*, l'*overtopping*, la trasmissione e la riflessione dell'energia incidente, mentre per i secondi si parla fondamentalmente di stabilità della struttura.

A seconda del loro campo di applicazione, esistono diverse tipologie di dighe a scogliera.

2.1 LE DIGHE A SCOGLIERA

Le dighe a scogliera vengono utilizzate in un campo di applicazione che va dalla protezione dei bacini portuali, alla protezione di spiagge soggette a fenomeni erosivi. In quest'ultimo caso si parla di *detached breakwaters*, in quanto vengono posizionate ad una certa distanza dalla spiaggia e parallelamente ad essa, in modo da provocare il frangimento del moto ondoso prima che possa giungere sulla spiaggia stessa, riducendo così drasticamente l'energia ondosa responsabile dei fenomeni erosivi. Per questo motivo esse sono note con il termine di "frangiflutti".

Talvolta, però, le dighe a scogliera vengono posizionate anche radenti a strutture che necessitano di protezione dal moto ondoso incidente, come ultimo baluardo contro gli attacchi continui e, talvolta, molto violenti dell'elemento naturale. L'esempio più classico è rappresentato dalle barriere radenti realizzate lungo una strada litoranea soggetta a fenomeni di overtopping, che mettono a rischio l'incolumità delle persone e degli automezzi, oltre che l'integrità della struttura stessa.

Le dighe a scogliera vengono realizzate immergendo in mare una gran quantità di massi rocciosi fino ad una certa quota prefissata. Per questo motivo tale tipologia di opere è anche conosciuta con il nome di *rubble mound breakwater*. La quota di coronamento può essere al di sopra del livello medio mare, ovvero al di sotto. Nel primo caso si parla di barriere emerse, mentre nel secondo si parla di barriere sommerse o soffolte.

Le barriere sommerse vengono utilizzate fundamentalmente per la protezione di spiagge soggette a fenomeni di erosione, laddove esistano particolari vincoli paesaggistici o comunque laddove si voglia limitare l'impatto ambientale.

Le dighe a scogliera presentano un fronte inclinato verso il largo e, spesso, anche verso la zona da proteggere. Il fronte verso il largo ha evidentemente la funzione di determinare il frangimento dell'onda incidente.

A seconda della loro applicazione, esistono diverse tipologie di *rubble mound breakwater*. Lo schema più elementare è quello riportato in Figura 2.1, costituito da una barriera realizzata con massi naturali aventi un'unica pezzatura.

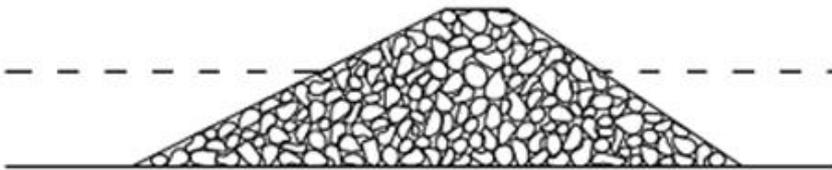


Figura 2.1 *Rubble mound breakwater* nello schema più elementare

Se da un lato questa tipologia è caratterizzata da una estrema semplicità, ai fini pratici il suo utilizzo presenta dei grossi limiti costituiti dal fatto che, avendo una grande permeabilità, una simile struttura favorisce una

notevole trasmissione dell'energia ondosa per filtrazione attraverso la struttura stessa, oltre a consentire un significativo attraversamento dei sedimenti, laddove questa struttura venisse utilizzata come barriera frangiflutti a protezione di spiagge in erosione. Inoltre va tenuto presente che, dal punto di vista economico, questa tipologia è sicuramente più onerosa a causa del fatto che il costo dei massi più grossi e più pesanti è decisamente superiore a quello del materiale più sottile, sia per quanto riguarda l'aspetto dell'approvvigionamento, che per quanto riguarda il trasporto e la posa in opera.

Per contenere la permeabilità al moto ondoso, nonché i cedimenti dovuti agli assestamenti dei massi, le dighe a scogliera, nello schema più largamente utilizzato, riportato in Figura 2.2, sono costituite da blocchi di pezzatura diversa, in particolare decrescente dall'esterno verso l'interno.

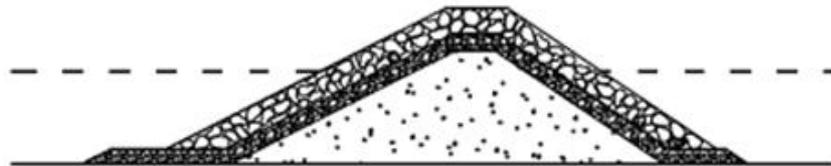


Figura 2.2 Rubble mound breakwater nello schema più classico

La parte più interna della diga, definita "nucleo", normalmente è costituita da tout-venant di cava, la cui granulometria può variare dal materiale sottile al materiale più grossolano. Essa è evidentemente caratterizzata dal grado di permeabilità più basso ed è quindi lo strato cui si attribuisce la maggiore capacità di limitare la trasmissione dell'energia ondosa per filtrazione all'interno della struttura. Il nucleo è sottratto quasi integralmente alle azioni del moto ondoso diretto, tranne che nelle fasi di esecuzione dell'opera.

Per evitare che il materiale costituente il nucleo venga dilavato per l'azione erosiva delle onde attraverso i meati dello strato più esterno costituito dai massi più grandi, tra il nucleo e lo strato esterno vengono interposti uno o più strati di materiale intermedio, denominati "strati filtro".

La parte più esterna dell'opera, denominata "mantellata", è la parte maggiormente sottoposta all'azione delle onde perché è proprio su di

essa che si generano le più grandi sollecitazioni dovute al frangimento. Ne consegue che le unità di armatura che la compongono devono essere sufficientemente grandi e pesanti da garantire la loro stessa stabilità quando sottoposte alle sollecitazioni più intense.

Nel caso in cui la struttura viene imbasata su un fondale roccioso, onde evitare lo scivolamento in massa degli elementi che compongono la mantellata viene realizzato uno strato di protezione al piede dell'opera.

In genere, la diversa pezzatura che contraddistingue i diversi strati dell'opera viene stabilita in base a determinati rapporti tra i pesi delle singole unità degli stessi strati ed il peso delle unità di mantellata (Figura 2.3).

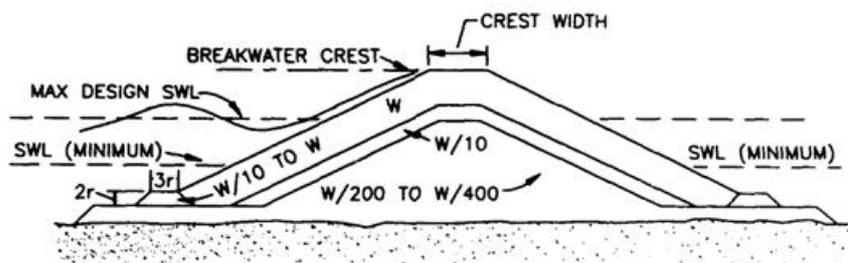


Figura 2.3 Sezione trasversale di una rubble mound breakwater convenzionale (Shore Protection Manual 1984)

Talvolta questo tipo di strutture può essere provvisto di una struttura superiore in calcestruzzo, disposta lungo il coronamento dell'opera, che consente il collegamento tra la testata e la terraferma mediante mezzi gommati, allo scopo di favorirne i lavori di manutenzione ordinaria e straordinaria. In genere questa struttura superiore è caratterizzata dalla presenza, oltre che della platea carrabile, anche di un muro paraonde che può assolvere ad una duplice funzione: limitare il sormonto delle onde e contenere gli elementi di mantellata. In particolare la sua sommità può essere a quota superiore alla quota di berma della mantellata, come nello schema in Figura 2.4, o essere alla stessa quota, o addirittura a quota leggermente inferiore.

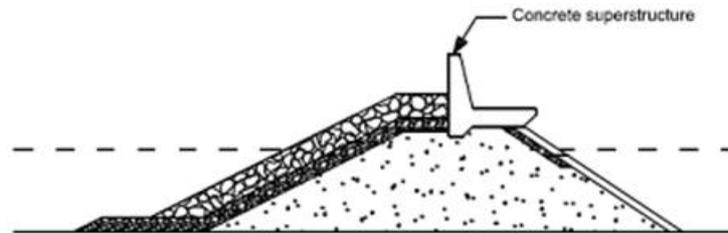


Figura 2.4 Rubble mound breakwater con sovrastruttura di coronamento

Le dimensioni che possono assumere siffatte strutture, nello schema semplice fin qui presentato, dipendono evidentemente da tre fattori: la larghezza del coronamento, la pendenza dei paramenti e la profondità del fondale di imbasamento.

La pendenza del paramento esterno, in particolare, è uno dei parametri più importanti in questo tipo di strutture poiché interviene in maniera determinante in tutti i fenomeni di interazione tra il moto ondoso e la struttura stessa. Una pendenza più dolce del paramento, infatti, determina una riduzione dell'energia ondosa riflessa, una riduzione del *wave runup* e, di conseguenza, una riduzione dell'*overtopping*, oltre a garantire una maggiore stabilità della mantellata. Per contro, la pendenza incide pesantemente nei costi di costruzione dell'opera poiché ne determina le dimensioni.

Ma se da un lato una maggiore pendenza si traduce in un abbattimento dei costi per la minore dimensione della sezione, dall'altro la ridotta stabilità della mantellata richiede l'utilizzo di massi di dimensioni maggiori, aventi un costo specifico decisamente superiore.

Le pendenze più tipiche per i paramenti esterni delle opere a gettata con mantellata costituita da massi rocciosi sono nell'intervallo di $1:1.5 \div 1:4$, a seconda della disponibilità dei massi e delle caratteristiche dei fondali.

2.2 SVILUPPO DELLE UNITÀ DI ARMATURA IN CALCESTRUZZO PER LE DIGHE A SCOGLIERA

Nel caso in cui le cave di roccia naturale siano ubicate a distanza eccessiva dal cantiere, tale da rendere antieconomico il loro utilizzo,

ovvero nel caso in cui siano sprovviste di massi di grossa pezzatura idonei alla costruzione degli strati di mantellata, si possono usare, per la costruzione di quest'ultima, blocchi artificiali di calcestruzzo di forma semplice o di forma particolarmente complessa, che consentano il raggiungimento del peso richiesto per la stabilità della scarpata, o che ne garantiscano comunque la stabilità per mezzo di una maggiore attitudine degli elementi ad incastrarsi tra di loro.

Fino alla seconda guerra mondiale le dighe a gettata erano per lo più realizzate in massi naturali, o con unità di armatura in calcestruzzo di forma parallelepipedica o cubica (Figura 2.5), il cui posizionamento era casuale o uniforme. Le strutture erano caratterizzate da una pendenza piuttosto dolce e le unità di armatura erano di grosse dimensioni, per fare in modo che la stabilità fosse assicurata dal peso proprio del masso stesso.

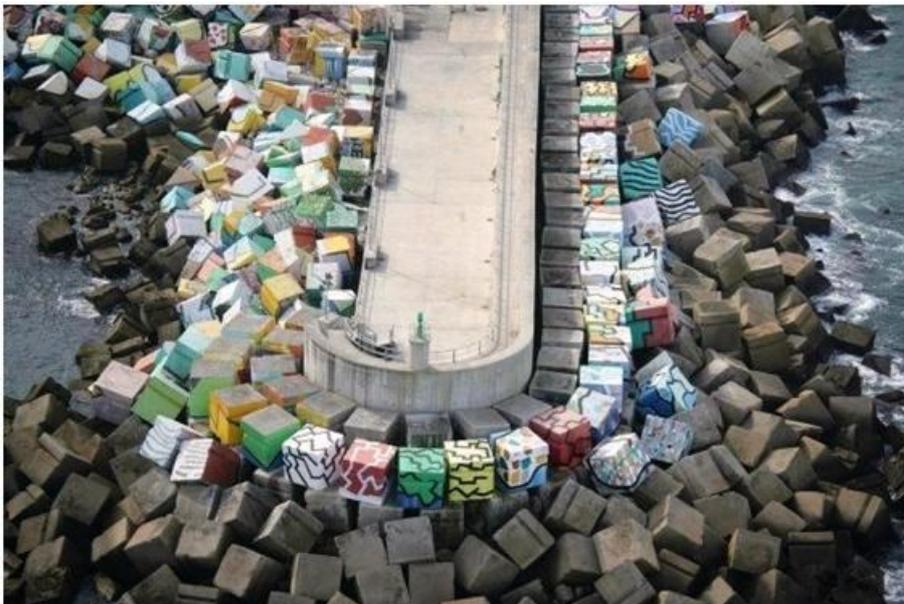


Figura 2.5 Diga a scogliera in *Cubi* - Hazas de Cesto - Spagna

Nel 1950 è stata introdotta una nuova tipologia di unità di armatura, il *Tetrapodo*, sviluppato con l'intento di aumentare la porosità della mantellata per favorirne le dissipazioni delle onde incidenti e, quindi, per ridurne la riflessione, la trasmissione, il runup e l'overtopping. Inoltre la particolare forma avrebbe favorito anche una maggiore capacità di

mutuo incastro (o interlocking) tra gli elementi e, quindi, la stabilità dell'opera stessa, pur prevedendo un posizionamento random (Figura 2.6).



Figura 2.6 Diga a scogliera in *Tetrapodi* – Malè - Maldive

E' stato l'inizio di un nuovo sviluppo delle *concrete armour units*, le unità di armatura in calcestruzzo capaci di performance decisamente superiori rispetto alle classiche unità di mantellata fino ad allora utilizzate nella costruzione delle dighe a scogliera (Figura 2.7).

Armour unit	Country	Year	Armour unit	Country	Year
Cube	-	-	Seabee	Australia	1978
Tetrapod	France	1950	Shed	UK	1982
Tribar	USA	1958	Accropode	France	1980
Modified Cube	USA	1959	Haro	Belgium	1984
Stablit	UK	1961	Hollow Cube	Germany	1991
Akmon	NL	1962	Core-Loc	USA	1996
Tripod	NL	1962	A-Jack	USA	1998
Cob	UK	1969	Diahitis	Ireland	1998
Dolos	RSA	1963	Samoa Block	USA	2002
Antifer Cube	France	1973			

Figura 2.7 Cronologia dello sviluppo delle *concrete armour units* (Bakker, 2003)

Le unità di armatura in calcestruzzo possono essere classificate, oltre che in base alla loro forma, anche in base alle modalità di posizionamento:

- posizionamento random, secondo schemi più o meno rigidi, o del tutto casuale;
- posizionamento uniforme.

In Muttray 2003 le due tipologie vengono così descritte:

Unità di armatura posizionate in modo random

Sono unità per le quali i principali fattori che ne determinano la stabilità sono il peso e l'interlocking:

- *Prima generazione di unità di armatura*: i fattori di stabilità sono il peso proprio e, in percentuale molto limitata, l'interlocking. Tipici esempi sono il Cubo, il Cubo Modificato (1959) e il Cubo Antifer (1973);
- *Seconda generazione di unità di armatura di forma semplice*: i fattori di stabilità sono il peso proprio e, per alcuni, l'interlocking. Tipici esempi sono il Tetrapodo (1950), il Tribar (1958), il Tripodo (1962) e l'Akmon (1962).
- *Seconda generazione di unità di armatura di forma complessa*: il fattore di stabilità è l'interlocking. Tipici esempi sono lo Stabit (1961) e il Dolos (1963);
- *Terza generazione di unità di armatura a strato singolo*: il fattore di stabilità è l'interlocking. Tipici esempi sono lo l'Accropodo, il Core-loc e l'A-Jack.

Unità di armatura posizionate in modo uniforme

Sono unità per le quali il principale fattore di stabilità è l'attrito.

Tipici esempi sono il *Cob* (1969), lo *Shed* (1982), il *Seabee* (1978), l'*Haro* (1984), il *Diahitis* (1998) e il *Cubo Cavo* (1991).

Una classificazione per forma, posizionamento e fattori di stabilità è riportata in Figura 2.8.

Placement pattern	Number of layers	Shape	Stability factor		
			Own weight	Interlocking	Friction
Random (I)	Double layer	Simple	(Ia) Cube, Antifer Cube, Modified Cube		
		Complex	(Ib) Tetrapod, Akmon, Tribar, Tripod	(Ic) Stabit, Dolos	
	Single layer	Simple	(Ie) Cube	(Id) A-Jack*	
		Complex		Accropode, Core-loc*	
Uniform (II)	Single layer	Simple			(II) Seabee, Hollow Cube, Diahtis
		Complex			Cob, Shed

Figura 2.8 Classificazione delle unità di armatura per forma, posizionamento e fattori di stabilità

Le unità di armatura in calcestruzzo possono inoltre essere divise in due grandi categorie, in base alla forma e al peso dei massi:

- massi compatti (massive);
- massi snelli (slender).

I massi compatti (Figura 2.9) assicurano la loro stabilità quasi esclusivamente mediante il peso proprio. La stabilità idraulica (par. 2.3.5) è piuttosto bassa, mentre la stabilità strutturale è decisamente alta. Ne consegue che vengono considerati sistemi a basso rischio di fallimento.

I massi snelli, invece, garantiscono una stabilità idraulica decisamente più elevata grazie alla maggiore capacità di mutuo incastro tra i massi stessi ed una più o meno bassa stabilità strutturale. Al contrario dei primi, dunque, i massi snelli rappresentano dei sistemi ad alto rischio di fallimento progressivo.

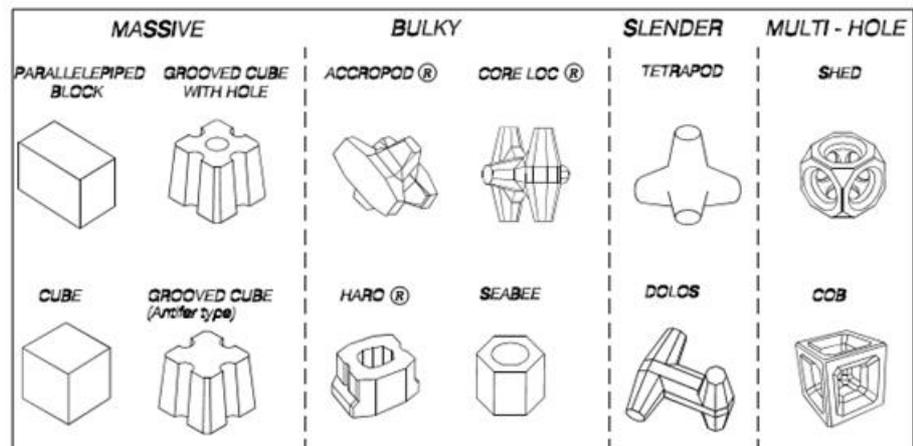


Figura 2.9 Esempi di unità di armatura in calcestruzzo

Una ulteriore classificazione con cui si possono distinguere le unità di armatura in calcestruzzo è quella che divide i massi a seconda del numero di strati che formano la mantellata; si avranno quindi:

- armature a singolo strato;
- armature a doppio strato.

Esistono, poi, dei particolari massi caratterizzati dalla presenza di cavità, più o meno numerose, che forniscono una maggiore porosità della mantellata e, di conseguenza, maggiori dissipazioni di energia ondosa incidente (Figura 2.9).

La modalità con cui essi garantiscono la stabilità idraulica è fondamentalmente basata sull'attrito tra i massi contigui posizionati in maniera uniforme. Detto attrito è decisamente meno variabile rispetto all'interlocking fornito dai massi posizionati in modo random e, pertanto, fornisce una maggiore omogeneità alla struttura. Per questo motivo tale tipo di strutture richiede, in fase di progettazione, dei coefficienti di sicurezza più bassi. Inoltre esse hanno il grande vantaggio di poter essere posizionate a strato singolo. Tuttavia questa tipologia di unità di armatura crea non pochi problemi nella posa in opera, nel caso di strutture geometricamente complesse. Inoltre il loro posizionamento subacqueo potrebbe risultare impossibile.

Nel complesso questo tipo di unità di mantellata non viene utilizzato nella realizzazione delle tipiche barriere frangiflutti.

A titolo di esempio, verranno ora indicate alcune tipologie di massi di armatura così come descritti da Bakker et al. 2003.

Unità di armatura a doppio strato con posizionamento random

Per quanto riguarda le unità di armatura a doppio strato con posizionamento random, la tipologia più antica è proprio il *Tetrapodo* (Figura 2.10), costruito a Casablanca nel 1951. Il Tetrapodo fornisce una porosità del 50% e viene ancora oggi largamente utilizzato nelle barriere frangiflutti a protezione delle spiagge soggette ad erosione.

Il masso *Akmon* (Figura 2.11) è stato sviluppato nel 1962 per delle barriere realizzate in Olanda. La mantellata costituita da questo tipo di massi ha una porosità del 60% e una stabilità maggiore del *Tetrapodo*.



Figura 2.10 Diga a scogliera in *Tetrapodi*



Figura 2.11 Diga a scogliera realizzata con unità di tipo *Akmon*

I massi *Stabits* (Figura 2.12) sono stati utilizzati per la prima volta per il porto di Benghazi in Libia nel 1961. Il loro coefficiente di stabilità K_D è pari a 12/10 rispettivamente per onde frangenti e non frangenti e fornisce alla mantellata una porosità che va dal 50% al 55%.

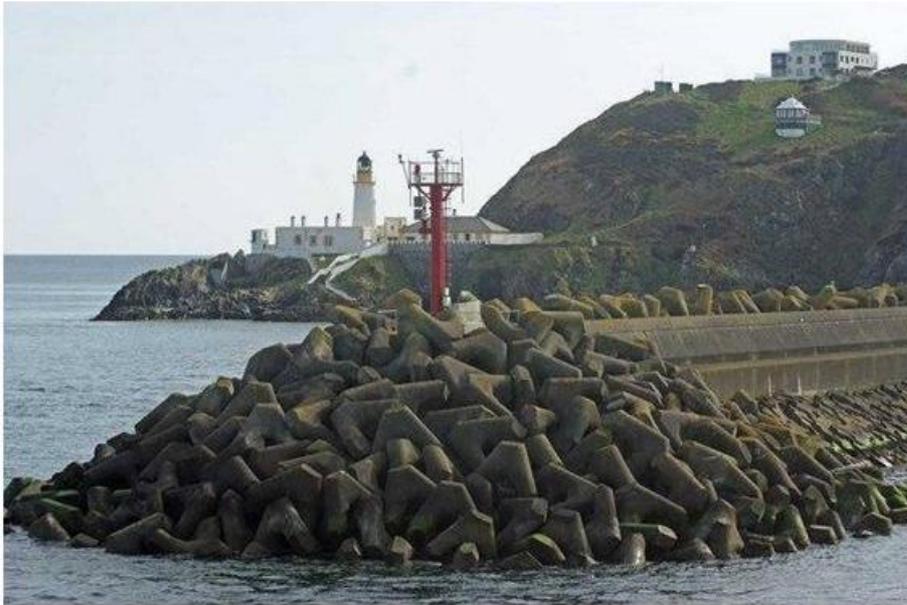


Figura 2.12 Molo del porto di Douglas realizzato con *Stabits*

Il masso *Dolos* (Figura 2.13) è stato ideato nel 1966 dal *East London Harbour Engineer's Office* per la barriera del porto di East London. Il coefficiente di stabilità indicato dallo *Shore Protection Manual 1984* è pari a 31/15 rispettivamente per onde frangenti e non frangenti.

Per quanto riguarda il posizionamento dei *Tetrapodi*, i massi del primo strato vengono posizionati secondo uno schema predefinito, mentre il secondo strato è quello che determina gli incastri tra i massi stessi. Questo principio di posizionamento è tipico della maggior parte delle unità di armatura disposte a doppio strato con posizionamento random (*Dolos*, *Tribar*, ecc.). Tuttavia il secondo strato è soggetto ad oscillazioni che possono determinare la rottura dei massi. Per questo, le mantellate costituite da doppio strato di armatura non sono necessariamente simbolo di maggiore sicurezza.



Figura 2.13 Diga a scogliera realizzata con *Dolos*

In genere le unità di armatura appartenenti alla tipologia *slender* (snelle) quali i *Dolos*, i *Tetrapodi*, i *Tribar*, ecc., caratterizzate da una sezione centrale relativamente snella e da lunghe prominente, sono soggette a fortissime sollecitazioni proprio nella loro parte centrale, che ne possono provocare la rottura. Una volta che la rottura è avvenuta, la stabilità residua della struttura si riduce fortemente e si rende quindi necessario un intervento che rende questo tipo di unità di armatura antieconomico. In sostanza, se da un lato le unità di armatura snelle, da posizionare a doppio strato in maniera random, migliorano le prestazioni idrauliche dell'opera e, talvolta, ne riducono i costi di costruzione, dall'altro bisogna essere consapevoli del fatto che le possibilità di rotture caratteristiche di questi massi richiedono un monitoraggio frequente e regolare, al fine di intervenire con la sostituzione delle eventuali unità danneggiate.

Unità di armatura a singolo strato

I principali vantaggi delle unità di armatura a singolo strato sono dovuti principalmente a due aspetti:

- economico: il ridotto numero di unità determina una riduzione dei costi, sia in termini di volumi di calcestruzzo, che in termini di fabbricazione e posa in opera;

- tecnico: minori oscillazioni rispetto alle unità da posizionare a doppio strato e, di conseguenza, minore rischio di rotture dei massi.

Le principali unità di armatura utilizzate per la realizzazione di mantellate a strato singolo sono gli *Accropodi* e i *Core-loc*.

Gli *Accropodi* (Figura 2.14) sono stati introdotti per la prima volta da Sogreah nel 1980 e sono stati la prima tipologia di unità di armatura che permetteva un posizionamento random a strato singolo. In seguito è divenuta l'unità di armatura leader a livello mondiale.



Figura 2.14 Un *Accropodo* pronto per la posa in opera

L'*Accropodo* è annoverato tra le tipologie di massi compatti, per cui garantisce una stabilità strutturale sufficientemente grande, pur mostrando ottime capacità di interlocking tra le unità (Figura 2.15).



Figura 2.15 Diga a scogliera realizzata con *Accropodi* - Nizza

Sogreah raccomanda valori del coefficiente di stabilità K_D pari a 15/12 rispettivamente per onde frangenti e onde non frangenti.

Sono stati effettuati numerosi test per valutare la stabilità strutturale dei massi, quali test di caduta e test in cui venivano provocati gli scontri tra i massi stessi e i risultati ne hanno mostrato delle ottime resistenze.

Gli *Accropodi* vengono posizionati a singolo strato secondo una griglia predefinita, con un orientamento che deve variare, ma che comunque non ne garantisce il perfetto interlocking, con la conseguenza che sulle dighe a scogliera realizzate con mantellata in *Accropodi* si può verificare una variazione spaziale della stabilità, molto significativa.

Purtroppo Sogreah non riuscì a superare queste difficoltà sviluppando una procedura di posizionamento più affidabile. Tuttavia l'*Accropodo* resta l'unità di armatura più idonea per la maggior parte delle applicazioni, se confrontata con le tipologie di unità che prevedono il posizionamento a doppio strato.

I *Core-loc* (Figura 2.16) sono stati introdotti dal *US Army Corps of Engineers* nel 1994.



Figura 2.16 Un *Core-loc* pronto per la posa in opera

La stabilità idraulica di questa tipologia di masso sembra migliore anche rispetto all'*Accropodo*, al punto che per il *Core-loc* è indicato un coefficiente di stabilità K_D , da utilizzare per la progettazione, pari a 16.

Come per gli *Accropodi*, anche i *Core-loc* sono stati sottoposti a test di rottura per caduta dall'alto, con successivi step di incremento dell'altezza. I risultati dei test sono stati confrontati con quelli effettuati sui *Dolos* e si è potuto osservare che la stabilità strutturale dei *Core-loc* è decisamente più elevata rispetto a quella dei *Dolos*, poiché presentano una sezione centrale più compatta, rispetto sia a quella dei *Dolos* che dei *Tribar*, mentre risultano decisamente più snelli e più vulnerabili rispetto agli *Accropodi*.

Sogreah nel 2000 ha effettuato un'analisi dei costi di alcune tipologie di unità di armatura da utilizzare per il progetto dell'aeroporto di Macao, impostando una tariffa costante, sia per la costruzione che per la posa in opera, pari a 146 \$ per metro cubo di calcestruzzo.

In Figura 2.17 sono riportati i principali parametri per la progettazione delle tipologie di unità di armatura prese in considerazione per il progetto dell'aeroporto, con l'indicazione dei corrispondenti costi rapportati ai costi relativi ai *Cubi Antifer*.

Type of armour	Stability coefficient K_D	Slope	Total costs*
Tetrapod	9	1:1.5	91%
Antifer Cube	7.5	1:1.5	100%
Accropode	12	1:1.33	57%
Core-Loc	16	1:1.33	51%

Figura 2.17 Costi relativi a diverse tipologie di unità di armatura (progetto dell'aeroporto di Macao, Segreah, 2000)

Come si può osservare, dal confronto tra i *Core-loc* e gli *Accropodi* risulta una differenza piuttosto esigua in termini di costi, a fronte di una differenza del 30% in più dei valori del coefficiente di stabilità K_D dei *Core-loc* rispetto agli *Accropodi*.

Le procedure per la posa in opera dei *Core-loc* e degli *Accropodi* sono molto simili, al punto che, se questo è considerato il punto debole per gli *Accropodi*, lo è a maggior ragione per i *Core-loc* la cui posa in opera risulta anche leggermente più complessa (Figura 2.18).

La forma dei *Core-loc* è molto simile a quella degli *Accropodi* rispetto al numero e all'orientamento delle prominenze. In particolare, la forma delle prominenze dei *Core-loc* è l'esatta copia di quelle dei *Dolos*, per cui il *Core-loc* risulta più snello rispetto all'*Accropoda*, rispetto al quale, evidentemente, presenta una stabilità strutturale decisamente più bassa, ma una stabilità idraulica leggermente più alta.

Inoltre i *Core-loc* possono essere facilmente combinati con i *Dolos*, per cui vengono spesso utilizzati quando si presenta la necessità di riparare mantellate danneggiate, realizzate con i *Dolos*.

Ma se da un lato i costi nominali dei *Core-loc* sono leggermente più bassi rispetto a quelli degli *Accropodi*, dall'altro lato i costi di manutenzione risultano probabilmente più alti a causa del fatto che le oscillazioni dei singoli elementi non possono essere completamente evitate, e quindi il rischio di rottura è significativamente più alto.



Figura 2.18 Diga a scogliera con *Core-loc* al porto di Kaunapau, Isola di Lanai, Hawaii.

In conclusione si può affermare che le performance delle unità di armatura caratterizzate dal posizionamento random variano fortemente da unità a unità.

Gli attuali leader di mercato per questa tipologia di unità sono gli *Accropodi* e i *Core-loc*, per i quali esistono evidentemente ampi margini di miglioramento dovuti alle carenze di cui le suddette unità sono affette, quali in particolare la complessità della posa in opera per i primi e la stabilità strutturale per i secondi.

Il confronto tra le unità di armatura a singolo strato e quelle a doppio strato porta a concludere che:

- le unità a singolo strato sono più economiche grazie al ridotto numero, che si traduce in minori costi di materiale e minori costi sia per la fabbricazione che per la posa in opera;
- le unità a doppio strato non garantiscono una maggiore sicurezza dai pericoli di rotture, se non per i massi compatti aventi una grande stabilità strutturale ed un ridotto interlocking (*Cubi*, *Cubi Antifer*, ecc.), a causa del fatto che le unità dello strato superiore

tendono ad oscillare, mettendo a rischio l'integrità dei massi stessi.

E' evidente, pertanto, che la ricerca di nuove forme più performanti vada condotta nella direzione dei massi da posizionare a strato singolo.

D'altra parte, con riferimento ai massi appartenenti a questa tipologia, la posa in opera è considerata certamente uno dei punti deboli degli *Accropodi* e dei *Core-loc*, per i quali si sviluppa un interlocking talmente variabile, da costringere ad utilizzare ampi margini di sicurezza nella definizione del coefficiente di stabilità K_D . Pertanto la ricerca andrebbe orientata verso forme che consentano un interlocking indipendente dal mutuo posizionamento dei massi, in modo da consentire una posa in opera che sia davvero casuale, ottenendo quello che viene definito "automatic interlocking".

E' evidente che una posa in opera di questo tipo permetterebbe il posizionamento simultaneo di più massi, rendendo le operazioni molto più veloci e, di conseguenza, decisamente più economiche.

Nello sviluppo di nuove tipologie di massi, inoltre, bisognerebbe tenere in debito conto l'aspetto legato alla forma e, in particolare, alla sua realizzazione. Una forma semplice consentirebbe una facilitazione nella realizzazione degli stampi e, di conseguenza, nella realizzazione dell'intera struttura.

Infine andrebbero considerati aspetti legati alle aree di stoccaggio, le cui dimensioni devono evidentemente essere rapportate al numero degli strati di armatura e, di conseguenza, al numero di unità da impiegare per la sua realizzazione (Bakker et al. 2003).

2.3 I FENOMENI DI INTERAZIONE TRA MOTO ONDOSO E STRUTTURE E I PARAMETRI CARATTERISTICI

I principali fenomeni che si sviluppano nell'interazione tra il moto ondoso e le strutture sono la trasmissione dell'energia, la riflessione, il *wave runup*, il *wave rundown* e l'*overtopping*.

Le caratteristiche del moto ondoso possono essere descritte mediante alcuni parametri specifici quali l'altezza d'onda e il periodo.

2.3.1 Parametri caratteristici del moto ondoso

Le principali caratteristiche del moto ondoso rispetto ai fenomeni di interazione con le dighe a scogliera oggetto della presente sperimentazione sono:

- l'altezza d'onda incidente al piede della struttura H , solitamente rappresentata mediante l'altezza significativa H_s definita statisticamente come il valore medio del terzo delle altezze d'onda più alte, o rappresentata mediante $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$ basata sullo spettro di densità di energia, in cui m_0 è il momento di ordine zero dello spettro;
- il periodo dell'onda, rappresentato dal periodo medio T_m evidentemente di tipo statistico, o dal periodo di picco T_p calcolato dall'analisi spettrale;
- l'angolo β che la direzione di provenienza del moto ondoso forma con l'asse longitudinale della struttura;
- la profondità dell'acqua h al piede della struttura.

Riguardo alla profondità, si definiscono dei parametri di profondità relativa legati alla lunghezza d'onda (L):

$$\frac{d}{L} < \frac{1}{20} \quad \text{acque basse} \quad (2.1)$$

$$\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2} \quad \text{acque intermedie} \quad (2.2)$$

$$\frac{d}{L} > \frac{1}{2} \quad \text{acque profonde} \quad (2.3)$$

La distribuzione delle altezze d'onda in acque profonde può essere descritta mediante la distribuzione statistica di Rayleigh e, in alcuni casi, un valore caratteristico, quale per esempio l'altezza significativa, può essere rappresentativo dell'intera distribuzione. Per i fondali in acque intermedie e in acque basse, invece, le onde più alte subiscono frangimento e, nella maggior parte dei casi, la distribuzione delle altezze d'onda non può essere più descritta dalla distribuzione di Rayleigh. In questi casi, per la rappresentazione della distribuzione delle altezze d'onda può essere importante definire altri valori caratteristici, quali $H_{2\%}$

e $H_{1/10}$, definiti rispettivamente come i valori medi del 2% e del 10% delle altezze d'onda più grandi.

Per la distribuzione di Rayleigh valgono le seguenti relazioni:

$$H_{2\%} = 1.4 H_s \quad (2.4)$$

$$H_{1/10} = 1.27 H_s \quad (2.5)$$

L'influenza del periodo viene considerata spesso attraverso la lunghezza dell'onda (Figura 2.19) e messa in relazione con l'altezza d'onda mediante il parametro pendenza s , per cui definita la lunghezza dell'onda in acque profonde mediante la:

$$L = \frac{g T^2}{2 \pi} \quad (2.6)$$

la pendenza si esprime come:

$$s = \frac{2 \pi H}{g T^2} \quad (2.7)$$

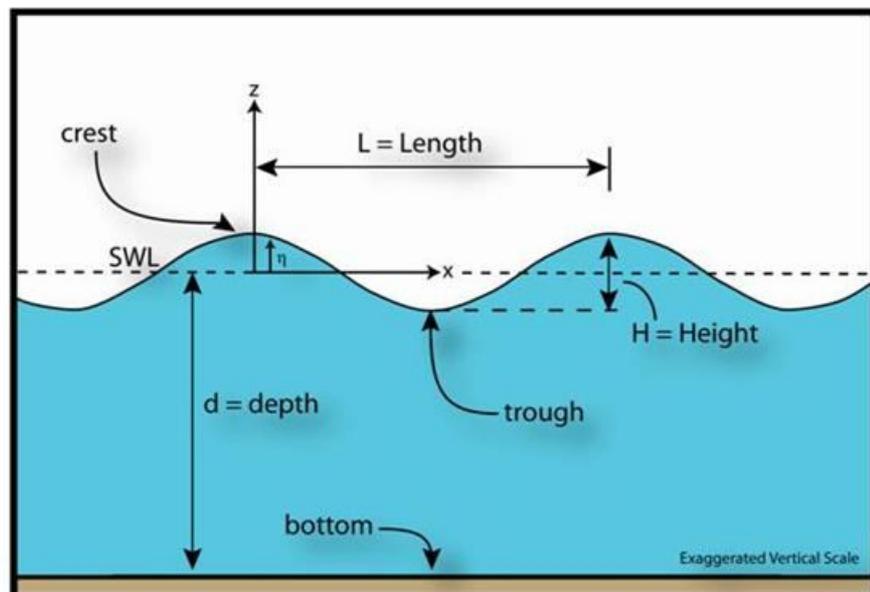


Figura 2.19 Definizione dei parametri del moto ondoso

Il parametro più utilizzato per descrivere alcuni dei fenomeni di interazione tra il moto ondoso e la struttura è certamente il *surf similarity parameter*, o *breaker parameter*, anche noto come numero di *Irribarren*, definito come il rapporto tra la pendenza della struttura e la pendenza dell'onda:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s}} \quad (2.8)$$

Il *surf similarity parameter* può essere descritto come ξ_m o come ξ_p , a seconda che faccia riferimento rispettivamente al periodo medio T_m o al periodo di picco T_p . Più avanti definiremo anche il parametro ξ_0 (o $\xi_{m-1,0}$, a seconda di come lo hanno definito gli autori delle formule che sono state prese in considerazione per il confronto) in funzione del periodo d'onda spettrale $T_{m-1,0}$ ricavato dal rapporto tra il momento di ordine -1 ed il momento di ordine 0 (eq. (5.4) e (5.5)).

Il *surf similarity parameter* viene spesso utilizzato anche per definire la tipologia di frangimento su una spiaggia o su una struttura, così come descritto dall'immagine in Figura 2.20 tratta da Van der Meer 1993.

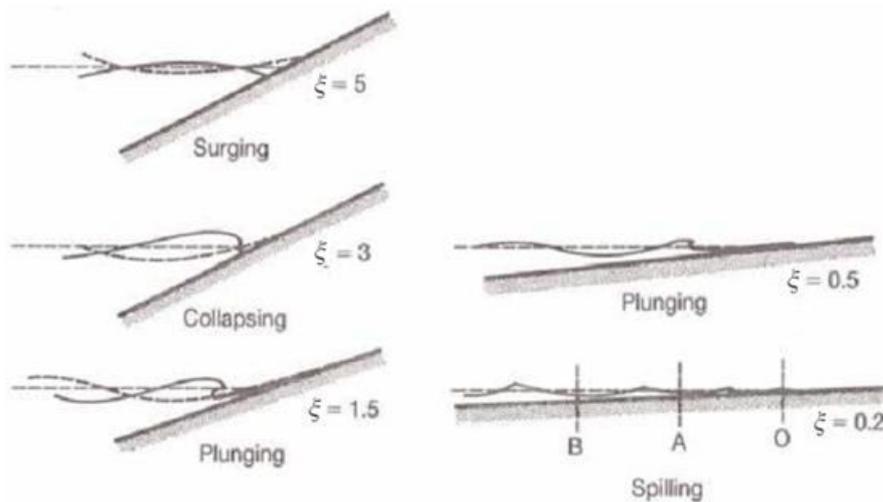


Figura 2.20 Tipologie di frangimento in funzione di ξ (Van der Meer, 1993)

2.3.2 La riflessione

La riflessione ondosa è un fenomeno di fondamentale importanza, sia per gli effetti che determina sull'evoluzione dei fondali antistanti alle opere che la provocano (Figura 2.21), sia per le problematiche che crea alla navigazione, soprattutto per le piccole imbarcazioni, nelle aree antistanti gli sbarramenti e, ancor più, all'interno dei bacini portuali.



Figura 2.21 Riflessione del moto ondoso su una struttura

Può succedere, infatti, che l'interazione tra le onde incidenti e le onde riflesse da una struttura provochi la formazione di onde stazionarie nella zona di mare antistante alla struttura stessa, che possono incidere pesantemente sulla morfologia dei fondali nel caso di fondali di natura sabbiosa (Molfetta et al. 2007). Non è raro, infatti, trovare delle vere e proprie fosse di erosione al piede delle strutture, per le quali spesso viene compromessa la stabilità della struttura stessa, a causa dello scivolamento dei massi al piede dell'opera. Il fenomeno spesso è aggravato dalla non ortogonalità della direzione di propagazione del moto ondoso rispetto all'asse longitudinale delle strutture, che favorisce la formazione di

correnti litoranee per le quali si instaura un consistente trasporto solido longshore (Damiani et al. 2005).

Inoltre, la riflessione delle onde incidenti su una struttura di protezione genera, nello spazio di mare antistante, un moto ondoso disordinato che può creare seri problemi alle imbarcazioni, soprattutto quelle più piccole che navigano sottocosta dirette verso una zona di rifugio.

Tutte le strutture costiere riflettono una parte di energia ondosa incidente (Figura 2.22) che viene quantificata mediante il coefficiente di riflessione K_r , definito come rapporto tra l'altezza d'onda riflessa e l'altezza d'onda incidente:

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (2.9)$$

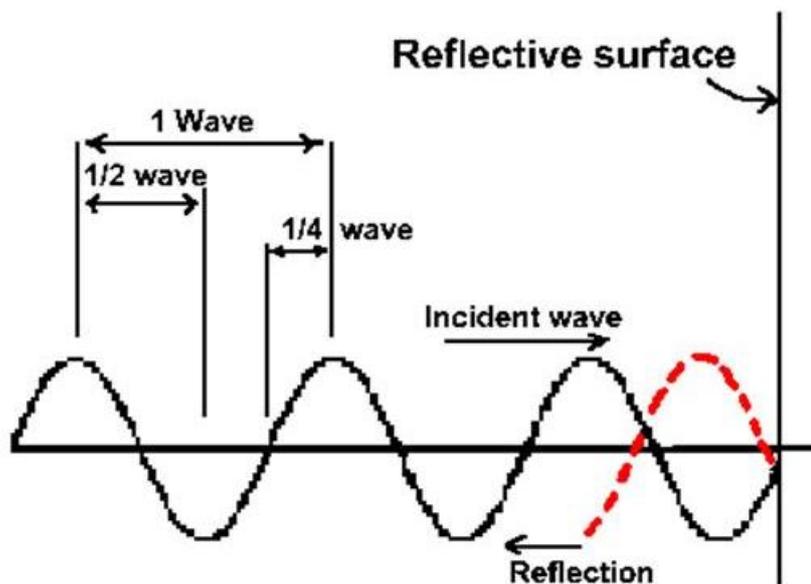


Figura 2.22 Fenomeno della riflessione delle onde incidenti una struttura

Naturalmente, nel caso in cui si considera un moto ondoso random, il coefficiente di riflessione definito nella (2.9) viene calcolato come rapporto tra l'altezza significativa riflessa e l'altezza significativa incidente, rappresentative dell'energia incidente e dell'energia riflessa.

2.3.3 Il runup e il rundown

L'azione del moto ondoso che incide sulle dighe a scogliera determina un fenomeno di oscillazione della superficie libera del mare, in un range verticale generalmente più grande della stessa altezza dell'onda incidente. In particolare, le quote dei punti estremi raggiunti da ogni onda prendono il nome di *runup* R_u e *rundown* R_d , rispettivamente l'estremo superiore e l'estremo inferiore (Figura 2.23).

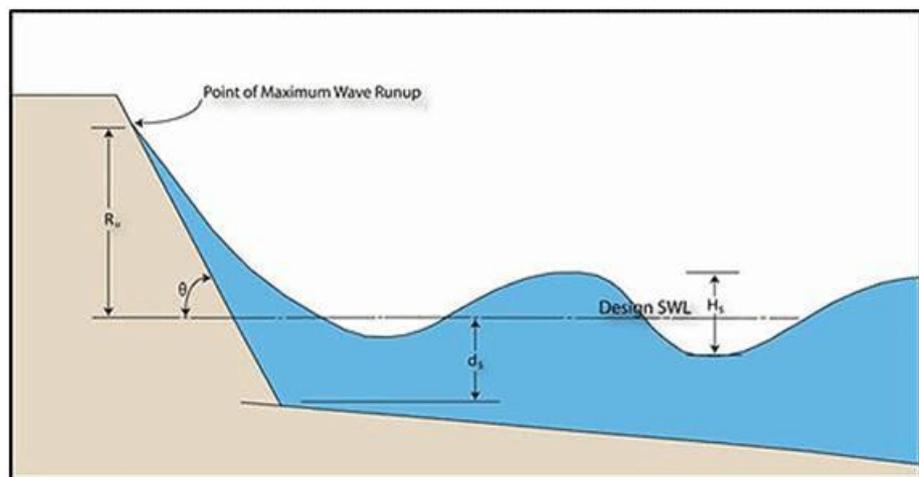


Figura 2.23 Definizione del runup

La definizione dei due parametri, in fase di progetto, è fondamentale perché da essi dipendono alcune caratteristiche sostanziali dell'opera. In particolare, il calcolo del runup conduce alla determinazione della quota di cresta della barriera, o comunque alla definizione della geometria della cresta o di altri parametri geometrici e strutturali dell'opera, o può, più semplicemente, essere utilizzato come indicatore del potenziale overtopping o della potenziale trasmissione ondosa.

Il calcolo del rundown, invece, viene condotto per stabilire il punto più basso da raggiungere con una data tipologia di mantellata, ovvero per determinare la quota di berma della protezione al piede.

Il runup e il rundown spesso vengono espressi in forma adimensionale mediante il rapporto con l'altezza d'onda significativa, definendo, così, dei parametri caratteristici ampiamente utilizzati nelle sperimentazioni, quali il R_{ux}/H_s e il R_{dx}/H_s in cui x definisce un limite statistico quale, per esempio, il 2%, come verrà descritto al par. 5.3.

2.3.4 Il wave overtopping

A causa della natura stocastica del moto ondoso incidente, ogni onda che si sussegue in una mareggiata raggiunge un diverso livello di runup; si può quindi verificare che venga superato il livello della cresta della struttura, provocandone così il cosiddetto overtopping (Figura 2.24).

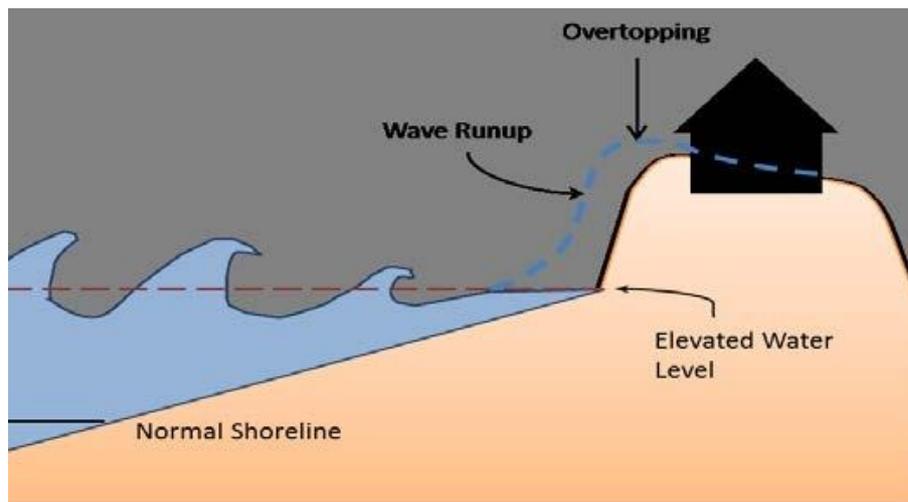


Figura 2.24 Wave runup e wave overtopping

Le dighe a scogliera spesso vengono progettate secondo un criterio per il quale si assume la possibilità che, nelle condizioni estreme di moto ondoso, si possano verificare fenomeni di overtopping. Evidentemente l'evento viene accettato solo nelle condizioni in cui non provochi severe conseguenze alla struttura o all'area protetta dalla struttura stessa.

In fase di progettazione, la portata di overtopping viene spesso usata per determinare la quota di cresta dell'opera e la geometria della sezione trasversale, affinché siano tali da mantenerne il valore (per metro lineare di cresta q), al di sotto di valori accettabili.

In genere l'overtopping viene rappresentato attraverso un parametro adimensionale definito mediante una relazione del tipo:

$$Q^* = \frac{q}{\sqrt{g H_s^3}} \quad (2.10)$$

La portata media di overtopping, però, non descrive interamente il fenomeno perché non distingue, per esempio, il numero delle onde che provocano overtopping durante una mareggiata, o il volume che sormonta la struttura a causa dell'overtopping di una singola onda. La maggior parte delle onde che sormontano la struttura, infatti, in genere non sono eccessivamente alte, mentre succede che un piccolo numero di esse produce un significativo overtopping (Figura 2.25).



Figura 2.25 Wave overtopping in una cittadina sull'Atlantico

Può succedere, quindi, che un gran numero di onde non eccessivamente alte provochi la stessa portata media di overtopping di un numero molto limitato di onde aventi caratteristiche più estreme.

2.3.5 La stabilità idraulica delle strutture

Le azioni dinamiche delle onde che impattano contro le dighe a scogliera possono causare movimenti delle unità di armatura. Questo fenomeno, a cui si è già fatto cenno, prende il nome di "instabilità idraulica".

La rottura strutturale delle singole unità, invece, rappresenta un'altra tipologia di instabilità, anch'essa già citata, che in questa fase non viene analizzata e che viene indicata come "instabilità strutturale".

I movimenti delle unità di armatura possono essere rappresentati da oscillazioni, dislocamenti di singole unità che vengono portate al di fuori dello strato della mantellata, scivolamenti in blocco della mantellata, o da semplici assestamenti dei massi di mantellata per un effetto di compattamento.



Figura 2.26 Danneggiamenti sul molo di levante del porto di Portimão - Portogallo

La complessità dei flussi delle onde che impattano contro la mantellata delle dighe a scogliera rende difficile il calcolo delle forze che agiscono sulle unità di armatura dell'opera. Analogamente, la complessità delle forme delle unità, insieme con il loro posizionamento random, rende impossibile il calcolo delle forze di reazione che si sviluppano tra le unità adiacenti. Di conseguenza è altrettanto difficile un calcolo deterministico delle condizioni istantanee di stabilità delle unità di armatura. Le

formulazioni relative alla stabilità non possono, quindi, che essere basate su test effettuati su modelli fisici.

Il comportamento delle unità di armatura delle dighe a scogliera, in termini di movimentazioni, viene dunque messo in relazione direttamente con i parametri caratteristici delle onde incidenti (CEM, 2002).

3 LA MODELLISTICA FISICA

La modellistica fisica rappresenta ormai una tecnica consolidata nella ricerca nel campo dell'idraulica. Oggi essa va a coprire il gap che si crea tra quello che può essere simulato per mezzo della modellistica numerica, decisamente più economica, e il mondo reale, mentre alcuni decenni fa era l'unico mezzo per affrontare lo studio di fenomeni complessi.

Le conoscenze sulla applicazione della modellistica fisica, dunque, rendono l'uso di questi metodi di straordinaria efficacia.

Esistono numerosi vantaggi nell'utilizzo della modellistica fisica. I modelli fisici, infatti:

- permettono di analizzare quei fenomeni che restano inaccessibili alla modellistica numerica per la complessità che li caratterizza, anche grazie al fatto che il modello fisico permette di osservarli direttamente;
- riescono a simulare quei processi fisici per i quali molto spesso la modellistica numerica è costretta ad assumere ipotesi semplificative;
- possono essere utilizzati per ottenere misure che siano in grado di verificare o di smentire i risultati teorici;
- possono essere utilizzati per ottenere misure in condizioni estreme, non ottenibili con misure di campo;
- forniscono un elevato potere di predizione che permette di condurre simulazioni di svariate e, talvolta, rare condizioni ambientali.

D'altra parte la modellistica fisica è affetta da aspetti negativi quali:

- effetti scala che sono tanto più importanti, quanto più sono esasperate le scale di riduzione;
- effetti dovuti al confinamento del laboratorio, che possono influenzare anche pesantemente i processi che vengono simulati;
- necessitano di numerose attrezzature sofisticate, molto costose e spesso molto delicate;
- necessitano di grandi laboratori attrezzati;
- richiedono lunghi tempi di costruzione;
- hanno dei limiti sulle dimensioni del prototipo che è possibile riprodurre in modello senza imbattersi in effetti scala eccessivi;

- necessitano di personale tecnico altamente qualificato.

Nel complesso, va sottolineato che il costo dei modelli fisici è spesso più elevato rispetto al costo dei modelli numerici, ma sicuramente inferiore rispetto al costo delle sperimentazioni che possono essere condotte in campo.

I modelli idrodinamici in laboratorio possono riprodurre fenomeni reali, o particolari aspetti di essi; il moto ondoso può essere considerato, come nella realtà, tridimensionale oppure, sotto certe condizioni, bidimensionale.

Nel primo caso si possono utilizzare grandi bacini, in modo da riprodurre la tridimensionalità del moto (Figura 3.1).



Figura 3.1 Un modello fisico 3D realizzato nel Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Politecnico di Bari

Qualora si voglia evidenziare solo l'aspetto connesso alla propagazione lungo una direzione spaziale, si adottano canalette o vasche bidimensionali.

I modelli fisici sono particolarmente impiegati nello studio di fenomeni quali:

- cinematica e meccanica non lineare delle onde;
- shoaling e breaking;
- rifrazione e diffrazione;
- riflessione e trasmissione;
- runup e overtopping;
- impatto di onde su strutture;
- interazione onde-correnti;
- trasporto solido e formazione di forme di fondo;
- strato limite e turbolenza;
- etc.

L'utilità della modellazione fisica nel campo della dinamica costiera permette, per esempio, di condurre studi preliminari alla realizzazione di strutture costiere progettate per la difesa e protezione dei litorali, quali le strutture a gettata (*rubble mound breakwater*), per le quali è possibile:

- determinare i criteri di stabilità dei singoli elementi che costituiscono una struttura;
- determinare le azioni idrodinamiche esercitate dal moto ondoso;
- ottimizzare la tipologia di struttura da adottare;
- individuare gli effetti sulla struttura, quali il runup, l'overtopping, la riflessione, la trasmissione, etc.
- sviluppare dei criteri di intervento per rinforzare o riparare danni su strutture esistenti;
- valutare gli effetti di modifiche della struttura sulla stabilità e sul comportamento della struttura stessa.

I modelli di strutture costiere possono essere bidimensionali o tridimensionali. In genere, si effettuano studi iniziali di stabilità su modelli 2D, meno costosi, e in una seconda fase su modelli 3D.

3.1 I PRINCIPI DI SIMILITUDINE

Il primo passo nella progettazione di un modello, e nella pianificazione degli esperimenti che si intendono condurre, è rappresentato dalla fase nella quale bisogna fare considerazioni in merito a quali fenomeni investigare e come scalare le leggi che vi intervengono. Questa fase è fondamentale perché le misurazioni che si andranno ad effettuare sul

modello dovranno essere utilizzate per l'interpretazione quantitativa a scala prototipo e solo una corretta scelta sui principi con cui verranno scalati i parametri misurati porterà ad una interpretazione corretta dei fenomeni a scala prototipo.

Una scelta sbagliata sui criteri di scala può rendere i risultati del modello privi di significato e, dunque, fuorvianti.

Affinché i risultati forniti possano essere qualitativamente e quantitativamente affidabili, il modello fisico deve essere geometricamente, cinematicamente e dinamicamente simile al prototipo.

Similitudine geometrica

La similitudine geometrica tra un modello ed il suo prototipo è garantita quando tutte le lunghezze del modello sono in rapporto costante con le corrispondenti lunghezze del prototipo. Normalmente si realizzano modelli indistorti, per i quali $\lambda_x = \lambda_y = \lambda_z = \lambda_L$, con:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} \quad (3.1)$$

dove con gli indici m e p si indicano rispettivamente le grandezze relative al modello e al prototipo.

Definita la scala delle lunghezze λ_L , sono automaticamente definite la scala delle superfici λ_L^2 e la scala dei volumi λ_L^3 .

Similitudine cinematica

Due sistemi si definiscono cinematicamente simili quando particelle omologhe occupano posizioni omologhe in tempi omologhi.

Viene così definita la scala dei tempi:

$$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} \quad (3.2)$$

Avendo definito la scala delle lunghezze e la scala dei tempi, vengono automaticamente definite le scale delle velocità e delle accelerazioni.

Poiché infatti:

$$V = \frac{L}{T} \quad (3.3)$$

$$a = \frac{L}{T^2} \quad (3.4)$$

Ne consegue che:

$$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \frac{L_m}{T_m} \frac{T_p}{L_p} = \frac{\lambda_L}{\lambda_T} \quad (3.5)$$

$$\lambda_a = \frac{a_m}{a_p} = \frac{L_m}{T_m^2} \frac{T_p^2}{L_p} = \frac{\lambda_L}{\lambda_T^2} \quad (3.6)$$

Similitudine dinamica

Due fenomeni fisici si dicono dinamicamente simili quando tutte le grandezze dinamiche (forze e masse, momenti e momenti di inerzia) caratteristiche dell'uno, sono in rapporto costante con quelle dell'altro.

In condizioni di moto, la similitudine dinamica implica quella geometrica (similitudine delle condizioni al contorno) e quella cinematica.

Dunque la similitudine dinamica completa tra due sistemi risulta dalla seconda legge di Newton e impone l'uguaglianza dei rapporti tra tutte le forze corrispondenti nei due sistemi:

$$\frac{(F_i)_m}{(F_i)_p} = \frac{(F_g)_m}{(F_g)_p} = \frac{(F_\mu)_m}{(F_\mu)_p} = \frac{(F_e)_m}{(F_e)_p} = \frac{(F_p)_m}{(F_p)_p} = \frac{(F_s)_m}{(F_s)_p} \quad (3.7)$$

In cui:

- F_i = forze d'inerzia;
- F_g = forze di gravità;
- F_μ = forze viscosive;
- F_e = forze elastiche;
- F_p = forze di pressione;
- F_s = forze di tensione superficiale.

3.2 L'ANALISI DIMENSIONALE

Per la realizzazione del modello fisico, anche allo scopo di capire bene i suoi limiti, si può utilizzare l'analisi dimensionale (Teorema Π o di Buckingham).

Questo tipo di approccio è molto utilizzato per l'analisi dei fenomeni fisici. Esso si basa sulla individuazione di una funzione che esprime la grandezza in studio, in funzione di tutte le altre che intervengono nel fenomeno.

Il teorema di Buckingham afferma che:

“Se un'equazione è dimensionalmente omogenea, può venir ridotta nella forma di una relazione fra una serie completa di parametri adimensionali. Il numero di questi parametri è pari alla differenza tra il numero delle entità fisiche che caratterizzano il fenomeno e il numero delle grandezze fondamentali.”

Si consideri la relazione:

$$m_0 = f(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n) \quad (3.8)$$

fra le grandezze $(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n)$ da cui dipende un dato fenomeno e la grandezza m_0 che vogliamo studiare, caratteristica del fenomeno stesso.

Le grandezze $(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n)$ prendono il nome di “variabili indipendenti”, o “variabili di controllo”, mentre la grandezza m_0 prende il nome di “variabile dipendente”, o “variabile di stato”.

Tra le $(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n)$ si scelgono tre grandezze tra loro dimensionalmente indipendenti (per esempio m_1, m_2, m_3):

La terna m_1, m_2, m_3 sarà dunque la terna di grandezze base per un sistema di unità di misura

Sarà sempre possibile scrivere:

$$[m_i] = [m_1]^\alpha [m_2]^\beta [m_3]^\gamma \quad i = 0, 1, 2, \dots, n \quad (3.9)$$

cioè esprimere le dimensioni di ciascuna grandezza, come prodotto di potenze delle tre grandezze base del sistema di unità scelto.

Si definiscono poi le grandezze adimensionali:

$$\Pi_i = \frac{m_i}{m_1^\alpha m_2^\beta m_3^\gamma} \quad (3.10)$$

Si passa così dalla (3.8) alla:

$$\Pi_0 = f_1(1, 1, 1, \Pi_4, \Pi_5, \Pi_6, \dots \dots \dots, \Pi_n) \quad (3.11)$$

che può anche essere scritta come:

$$\Pi_0 = f_2(\Pi_4, \Pi_5, \Pi_6, \dots \dots \dots, \Pi_n) \quad (3.12)$$

Le formulazioni adimensionali presentano i seguenti vantaggi:

- si riduce il numero di variabili indipendenti che definiscono il sistema, e quindi la quantità di dati sperimentali necessari, e di conseguenza si semplifica la ricerca di formule analitiche;
- nella (3.12) compaiono solo variabili adimensionali, i cui valori sono indipendenti dal sistema di misura: la relazione diventa pertanto invariante rispetto al sistema di misura medesimo;
- la formulazione adimensionale permette facilmente di confrontare sistemi "simili" ma di dimensioni diverse.

Vediamo come applicare il Teorema di Buckingham ad un generico fenomeno idrodinamico da studiare in un modello di idraulica marittima. Supponiamo di voler studiare il fenomeno del runup e di voler trovare una relazione con cui esprimere il relativo parametro.

Potremo dunque scrivere una funzione dimensionale del tipo:

$$Ru = f(\text{grandezze, forma})$$

in cui le grandezze e le forme sono rappresentate dai seguenti parametri:

- **g** Campo gravitazionale
- **t** Fenomeno funzione del tempo

Fluido { ρ Densità
 μ Viscosità
 S Tensione superficiale

Moto ondoso { H_s Altezza significativa
 L Lunghezza d'onda
 V_{cw} una velocità caratteristica del moto ondoso
 α Angolo di incidenza del moto ondoso con la struttura

Struttura { Tipo (forma protezione al piede, mantellata, strato/i filtro, nucleo)
 Forma struttura { β pendenza scarpata
 h profondità al piede
 ε scabrezza
 Mantellata { D_{50} massi
 ρ_m densità dei massi
 forma dei massi
 grado di incastro dei massi
 numero strati dei massi
 Meati { D_m dimensione dei meati
 p pressione all'interno dei meati
 Filtro { D_{50f}
 k permeabilità del mezzo filtrante

Con lo schema assunto, il runup si può esprimere con la seguente funzione:

$$Ru = f(g, t, \rho, \mu, s, H_s, L, V_{cw}, \alpha, \beta, h, \varepsilon, D_{50m}, \rho_m, \text{forma massi}, \text{grado d'incastro}, \text{numero strati}, D_m, p, D_{50f}, k) \quad (3.13)$$

Applicando il teorema Π , la funzione dimensionale (3.13) può essere trasformata in una funzione nella quale compaiono grandezze adimensionali, ossia *numeri indice*.

Scegliendo le seguenti grandezze fondamentali (indipendenti):

$$\{\rho, V_{cw}, H_s\}$$

E applicando il teorema Π , la (3.13) si trasforma nel seguente modo:

$$\frac{Ru}{H_s} = f \left(Fr, St, Re_w, We, \frac{L}{H_s}, \alpha, \xi, \frac{h}{H_s}, \frac{\varepsilon}{H_s}, \frac{D_{50m}}{H_s}, \frac{\rho_m}{\rho}, \frac{D_m}{H_s}, Eu, \frac{D_{50f}}{H_s}, \frac{k}{V_{cw}}, \text{forma} \right) \quad (3.14)$$

In cui:

$$Fr = \frac{V_{cw}}{\sqrt{gH_s}} \quad \text{Numero di Froude} \quad (3.15)$$

$$St = \frac{H_s}{V_{cw}t} \quad \text{Numero di Strouhal} \quad (3.16)$$

$$We = \frac{\rho V_{cw}^2 H_s}{s} \quad \text{Numero di Weber} \quad (3.17)$$

$$Re_w = \frac{\rho V_{cw} H_s}{\mu} \quad \text{Numero di Reynolds} \quad (3.18)$$

$$\xi = \frac{tg(\beta)}{\sqrt{\frac{H_s}{L}}} \quad \text{Numero di Iribarren} \quad (3.19)$$

$$Eu = \frac{p}{\rho V_{cw}^2} \quad \text{Numero di Eulero} \quad (3.20)$$

ecc.

Per realizzare con il modello fisico l'*Analogia Completa* occorre che tutti i numeri indice presenti nella funzione siano uguali sia nel modello che nel prototipo, ossia:

$$\begin{aligned} Fr_m &= Fr_p \\ St_m &= St_p \\ We_m &= We_p \\ Re_m &= Re_p \\ \xi_m &= \xi_p \\ Eu_m &= Eu_p \\ \text{ecc...} \end{aligned}$$

Nella pratica, questa condizione non è mai verificata nei modelli in scala ridotta. Infatti, dal momento che gli esperimenti sono condotti sotto l'effetto del campo gravitazionale terrestre, che è lo stesso nel prototipo e nel modello, per conseguire l'analogia completa bisognerebbe poter variare, in funzione del fattore di scala geometrico, la viscosità e la densità del fluido utilizzato in modello, soluzione che appare impraticabile.

Per ragioni tecniche ed economiche, nei comuni modelli idraulici il fluido è acqua sia nel prototipo che nel modello, dal momento che un modello idraulico necessita di grandi quantità di fluido e l'unico fluido economicamente utilizzabile è proprio l'acqua; avviene, quindi, che parametri quali la densità e la viscosità cinematica risultano scalati con una scala unitaria:

$$\lambda_\rho = \lambda_\mu = 1$$

Di conseguenza, l'obiettivo principale di chi affronta un problema di modellistica fisica è fare in modo che sia rispettata la similitudine per le

grandezze più importanti, valutando l'effetto del mancato rispetto delle altre condizioni.

Si potrà realizzare quindi un modello fisico con *analogia parziale*. Di conseguenza, nel modello fisico si avranno *effetti scala* dovuti al fatto che alcune grandezze, e quindi numeri indice, non saranno riprodotti con fedeltà.

Ovviamente, più è piccolo il modello e più saranno grandi gli *effetti scala*.

3.3 I MODELLI DI DINAMICA COSTIERA

In ogni fenomeno sono sempre presenti le forze inerziali, che vengono bilanciate dalle altre forze di diversa natura; tra queste, quelle che si incontrano nella quasi totalità dei casi riguardanti l'ingegneria costiera sono le forze gravitazionali, le forze viscoso e le forze di tensione superficiale. Dunque nel caso specifico dell'idraulica marittima si prenderanno in considerazione esclusivamente i numeri di Froude, di Reynolds e di Weber.

La similitudine di Froude

Nei fenomeni in esame per il modello oggetto della presente sperimentazione, l'accelerazione di gravità "g", e quindi il numero di Froude, è la grandezza più importante.

Il criterio di similitudine di Froude consiste nel mantenere costante, nel passaggio dal prototipo al modello, il numero di Froude, e quindi si presta a descrivere tutti i processi in cui le forze gravitazionali risultano prevalenti. Questo è il caso della maggior parte dei moti a pelo libero, e quindi è il più utilizzato nella modellistica costiera.

Imponendo l'uguaglianza, dunque, possiamo scrivere:

$$Fr_m = Fr_p$$

Ossia:

$$\left(\frac{V}{\sqrt{gL}} \right)_m = \left(\frac{V}{\sqrt{gL}} \right)_p \quad (3.21)$$

Da cui, definita la scala delle lunghezze secondo la (3.1), si ricavano le scale delle altre grandezze:

$$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} = \sqrt{\lambda_L} \quad (3.22)$$

$$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} = \sqrt{\lambda_L} \quad (3.23)$$

La similitudine di Reynolds

Il numero di Reynolds è il parametro adimensionale che esprime il rapporto tra le forze inerziali e quelle viscosi.

La similitudine di Reynolds consiste nel conservare costante questo parametro, e pertanto è efficace nella descrizione di tutti i fenomeni in cui la viscosità gioca un ruolo dominante.

$$Re_m = Re_p$$

Ossia:

$$\left(\frac{\rho VL}{\mu}\right)_m = \left(\frac{\rho VL}{\mu}\right)_p \quad (3.24)$$

Da cui, definita la scala delle lunghezze secondo la (3.1), si ricavano le scale delle altre grandezze:

$$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \frac{L_p}{L_m} = \frac{1}{\lambda_L} \quad (3.25)$$

$$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} = \lambda_L^2 \quad (3.26)$$

Dal confronto tra la (3.22) e la (3.25) e tra la (3.23) e la (3.26) si evince l'impossibilità che i criteri di similitudine di Froude e di Reynolds siano soddisfatti contemporaneamente.

La similitudine di Reynolds è utilizzata molto raramente nella modellistica costiera, in quanto le forze gravitazionali sono di gran lunga prevalenti nei moti a superficie libera; inoltre, nei pochi casi in cui il moto non è a pelo libero (ad esempio il moto di filtrazione attraverso i meati di una diga a scogliera, come per il modello oggetto della presente sperimentazione) i numeri di Reynolds in gioco sono elevati, per cui l'effetto della turbolenza prevale comunque sulla viscosità.

La similitudine di Weber

La similitudine di Weber consiste nel conservare costante, nel passaggio dal prototipo al modello, il numero di Weber. Tale parametro è definito come il rapporto tra le forze d'inerzia del fluido e le forze di tensione superficiale:

$$\left(\frac{\rho V^2 L}{s}\right)_m = \left(\frac{\rho V^2 L}{s}\right)_p \quad (3.27)$$

La similitudine di Weber risulta di interesse laddove esistano interfacce tra fluidi diversi e curvature del pelo libero, nel qual caso la tensione superficiale può assumere un ruolo significativo.

In molti problemi pratici il numero di Weber è generalmente elevato, ad indicare che le azioni dovute alla tensione superficiale sono trascurabili rispetto alle altre forze, sicché il parametro s può essere considerato ininfluenza. Non è la stessa cosa per il moto ondoso, per cui per modelli a scala ridotta è necessario verificare che il numero di Weber non sia troppo basso al fine di contenere gli effetti scala.

4 IL MODELLO FISICO E I TEST SPERIMENTALI

Le attività inerenti la modellazione fisica per il presente studio sono state effettuate nel Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) del Politecnico di Bari.

4.1 IL LABORATORIO DI RICERCA E SPERIMENTAZIONE PER LA DIFESA DELLE COSTE (LIC)

Il Laboratorio è stato realizzato con fondi del Programma Operativo Plurifondo Puglia, per iniziativa di docenti e ricercatori di Ingegneria delle Acque del Politecnico di Bari (Damiani et al. 2002). La realizzazione del LIC fu avviata allo scopo di incentivare le ricerche sulla difesa e gestione delle coste, tematica di notevole interesse nazionale e, in particolare, per la Regione Puglia che è interessata da circa 900 km di costa.

Le attività del LIC sono iniziate l'1 febbraio 2001 quando l'opera fu consegnata direttamente all'Amministrazione del Politecnico di Bari. Successivamente, dal settembre 2003 il LIC è divenuto una Sezione del Dipartimento di Ingegneria delle Acque e di Chimica.

Il Laboratorio, unico in Italia e fra i pochi di questo genere in Europa, occupa una superficie coperta di circa 12,500 mq. Esso è dotato di due grandi vasche (Figura 4.1 e Figura 4.2): la prima, più grande, delle dimensioni di 50 m * 90 m e profondità 1.20 m è utilizzata per lo studio dei modelli di dinamica costiera (Figura 4.3), mentre la seconda, delle dimensioni di 50 m * 30 m e profondità 3.00 m è utilizzata per lo studio dei modelli off-shore (Figura 4.4).

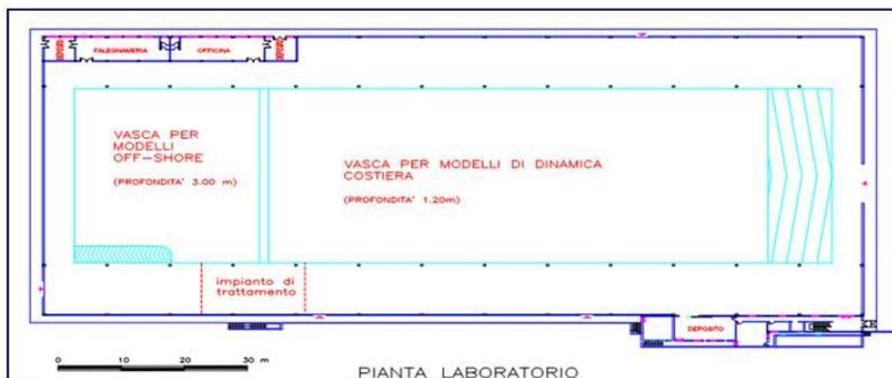


Figura 4.1 Pianta della zona vasche del LIC



Figura 4.2 Una vista della zona vasche del LIC



Figura 4.3 Vista parziale della vasca per modelli di dinamica costiera del LIC



Figura 4.4 Vista parziale della vasca per modelli off-shore del LIC

All'interno della prima vasca, è ricavato un canale delle dimensioni di 2.50 m * 50 m, avente la stessa profondità della vasca stessa, per lo studio dei modelli bidimensionali (Figura 4.5).



Figura 4.5 Vista parziale del canale per modelli bidimensionali del LIC

La riproduzione del moto ondoso per i modelli tridimensionali avviene mediante un generatore dell'HR Wallingford costituito da sei moduli, ognuno dei quali dotato di otto pale della larghezza di 0.60 m l'una, che si muovono con moto di pura traslazione in modo indipendente. L'apparecchiatura, con le sue 48 pale, è quindi in grado di generare un fronte d'onda della lunghezza totale di ca. 28.8 m.

Ciascuna pala viene spostata da un motore elettrico che trasmette il movimento alla stessa grazie ad una cremagliera, un pignone ed una scatola di cambio. La scatola di cambio ha un elemento eccentrico che permette alla cremagliera e al pignone di ingranare con un trascurabile passo morto.

Per il controllo di retroazione vi è un trasduttore di posizione. I segnali di comando ai motori sono inviati da una unità di controllo installata su ogni modulo. Il Software utilizzato è l'HR WaveMaker[®], un programma sintetizzatore d'onda creato e sviluppato dall'HR Wallingford Ltd.

Nella Figura 4.6 è riportata una foto del generatore del moto ondoso per lo studio dei modelli tridimensionali.



Figura 4.6 Il generatore di moto ondoso per i modelli tridimensionali

La massima altezza d'onda che può essere ottenuta per valori particolari della frequenza, è limitata sia dal frangimento e sia dai limiti tecnici dell'apparecchiatura.

La relazione che esiste tra la massima altezza d'onda non frangente e la frequenza, indipendentemente dalla macchina, è data dalle formule (4.1) e (4.2):

$$H = \frac{L}{10} \tanh\left(\frac{2\pi D}{L}\right) \quad (4.1)$$

$$H \leq \frac{D}{2} \quad (4.2)$$

In cui:

- H è l'altezza d'onda;
- L è la lunghezza d'onda;
- D è la profondità dell'acqua.

Il termine $L/10$ è usato al posto del valore teorico $L/7$ per la massima pendenza dell'onda non frangente, poiché si è dimostrato più realistico per le onde generate in una vasca.

I limiti dell'apparecchiatura sono rappresentati dalla massima corsa, velocità e forza che è possibile imprimere alle pale. Per le alte frequenze, corrispondenti alle onde corte, il limite è fissato dai criteri di frangimento dell'onda, innanzitutto a causa della frequenza, e poi anche a causa dell'altezza del battente d'acqua, mentre per le basse frequenze e lunghi periodi, corrispondenti alle onde lunghe, la massima altezza d'onda è limitata dalla corsa, velocità e forza della macchina.

Le potenzialità teoriche del generatore sono rappresentate in Figura 4.7.

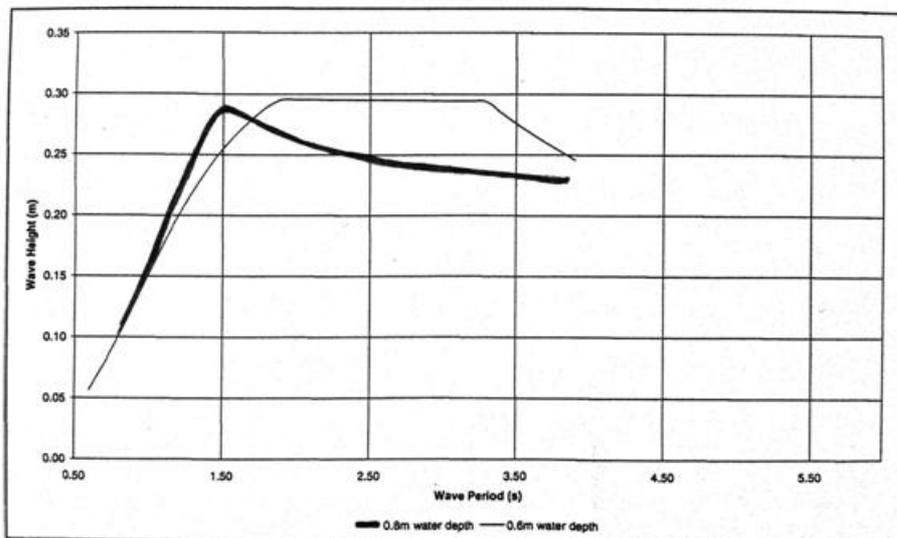


Figura 4.7 Potenzialità teoriche del generatore di moto ondoso del LIC

Il grafico mostra che con un battente d'acqua di 80 cm (quello adottato per le sperimentazioni oggetto del presente studio) e con determinati valori di frequenza, si riesce a generare un'altezza d'onda di quasi 30 cm (in realtà si vedrà che si tratta di valori teorici che possono essere superati).

L'apparecchiatura ha la possibilità di generare sia onde sinusoidali che onde random con diverse tipologie di spettro, impostando l'altezza e il periodo dell'onda.

Il generatore di moto ondoso per i modelli bidimensionali è quasi del tutto identico a quello per i modelli tridimensionali, tranne che per il numero di pale che, in questo caso, sono solo 4 e, di conseguenza, per la

lunghezza del fronte d'onda che è capace di generare, che per il bidimensionale è di circa 2.40 m (Figura 4.8).



Figura 4.8 Il generatore di moto ondoso per i modelli bidimensionali del LIC

Nella parte posteriore del generatore è stata realizzata una scogliera per l'assorbimento dell'energia delle onde trasmesse all'indietro dal movimento delle pale, onde evitare una possibile alterazione sulla generazione delle onde che si vogliono generare ma, soprattutto, per preservare l'integrità dell'apparecchiatura.

4.2 SCELTA DELLA SCALA DI RIDUZIONE

Considerando le massime potenzialità del generatore di moto ondoso (altezza significativa massima pari a 30 cm) e volendo generare un'onda con altezza significativa fino a 6 m, si è scelta una scala di riduzione delle lunghezze pari a 1:20.

Per il modello oggetto della presente sperimentazione si è adottato il criterio di similitudine di Froude descritto al par. 3.3 in base al quale,

scelta la scala delle lunghezze λ_L espressa come rapporto tra le lunghezze del modello e le lunghezze del prototipo secondo la (3.1), si ottiene:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{20} \quad (4.3)$$

Imponendo l'uguaglianza del numero di Froude nel modello e nel prototipo come indicato nella (3.21) si ottengono, mediante la (3.22) e la (3.23), le scale di riduzione rispettivamente delle velocità e dei tempi riportate nella (4.4) e nella (4.5):

$$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\lambda_L} = \sqrt{\frac{1}{20}} = \frac{1}{4.47} \quad (4.4)$$

$$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} = \sqrt{\lambda_L} = \sqrt{\frac{1}{20}} = \frac{1}{4.47} \quad (4.5)$$

Dovendo effettuare misure della portata di overtopping per la quale, come si vedrà in seguito, il parametro più rappresentativo è la portata media per metro lineare di cresta, note le scale di riduzione della lunghezza e dei tempi, si determina la relativa scala di riduzione:

$$\begin{aligned} \lambda_q &= \frac{q_m}{q_p} = \frac{\left(\frac{Vol}{T \cdot L}\right)_m}{\left(\frac{Vol}{T \cdot L}\right)_p} = \frac{\left(\frac{L^3}{T \cdot L}\right)_m}{\left(\frac{L^3}{T \cdot L}\right)_p} = \frac{\left(\frac{L^2}{T}\right)_m}{\left(\frac{L^2}{T}\right)_p} = \\ &= \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^2 \cdot \frac{T_p}{T_m} = \frac{\lambda_L^2}{\lambda_T} = \lambda_L^{2-\frac{1}{2}} = \lambda_L^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{89.44} \end{aligned} \quad (4.6)$$

4.3 IL MASSO MAYA

Come si è detto precedentemente, l'obiettivo della presente ricerca è stato lo studio sperimentale, mediante modellazione fisica, di un'opera marittima a gettata caratterizzata da un masso di mantellata non contemplato in letteratura. In particolare, la ricerca è stata finalizzata a valutare l'adattabilità al nuovo masso, delle formule normalmente utilizzate in ambito progettuale, con particolare riferimento ai fenomeni di interazione tra il moto ondoso e la struttura.

4.3.1 La geometria del masso

Il progetto del masso artificiale denominato "Maya", ideato presso il MEDUS (Maritime Engineering Division University of Salerno) dall'ing. Fabio Dentale ed attualmente sottoposto a procedura brevettuale dagli autori ing. Fabio Dentale, ing. Luigi Pratola, prof. Eugenio Pugliese Carratelli e prof. Antonio Felice Petrillo, rappresenta esso stesso un elemento di novità della ricerca ed è conseguente ad uno studio bibliografico particolareggiato, riguardante il comportamento di strutture analoghe, oggi diffusamente utilizzate nel campo dell'ingegneria marittima.

L'idea sulla forma del Maya nasce dall'analisi di un cubo, per il quale si è cercato di aumentare il rapporto tra la superficie esterna ed il suo volume, al fine di aumentarne la porosità (e quindi le capacità di dissipazione dell'energia ondosa) e l'interlocking.

In Figura 4.9 sono riportate alcune viste assometriche del masso.

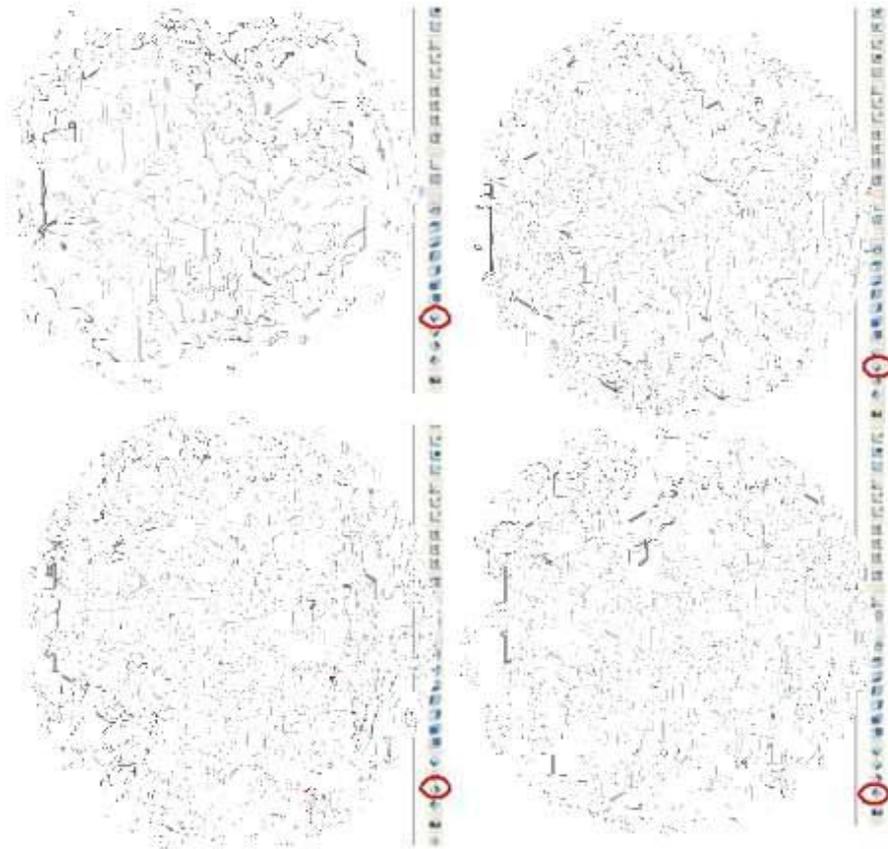


Figura 4.9 Alcune viste assometriche del masso Maya (brevettato progetto)

4.3.2 Il dimensionamento del masso da utilizzare nel modello

Stabilita la forma del masso con cui realizzare la mantellata della diga a scogliera, si è provveduto al suo dimensionamento.

Il criterio con cui è stato effettuato il dimensionamento si è basato sulla necessità di effettuare tutte le sperimentazioni, finalizzate a valutare i fenomeni di riflessione, runup e overtopping, cercando di evitare eccessivi e disagioli crolli della struttura durante le suddette sperimentazioni, pur lasciando i margini affinché si potesse provocarne l'instabilità idraulica con gli attacchi ondosi a più alto contenuto energetico, al fine di effettuare un approfondito studio sulle performance del masso nei confronti della stabilità.

Per arrivare a questo, però, si sono dovute necessariamente formulare delle ipotesi in merito alle potenzialità del masso.

In particolare si è scelto di utilizzare la formula di Hudson 1959, che lega il peso del masso, ad un coefficiente K_D chiamato "coefficiente di stabilità", caratteristico del tipo di masso:

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (4.7)$$

La formula, che verrà descritta più nel dettaglio al par. 5.5, tiene conto anche dell'altezza d'onda al piede della struttura H , della densità di massa apparente del materiale ρ_r , della pendenza del paramento lato mare della struttura e della densità relativa di galleggiamento Δ che verrà definita dalla (5.44).

La formula di Hudson è una formula ancora oggi largamente utilizzata in fase di progettazione per il dimensionamento del masso, in quanto ha alcuni vantaggi, tra cui la semplicità della formula stessa e il fatto che contempli una grande varietà di tipologie di massi. Per contro, ha alcune limitazioni dovute al fatto che fa riferimento alle sole onde regolari, non tiene conto del periodo dell'onda e della durata della mareggiata, non descrive il livello di danneggiamento e si riferisce alle sole strutture permeabili e non soggette ad overtopping.

Ciò nonostante, si è ritenuto che potesse essere sufficientemente valida in questa fase preventiva per il dimensionamento del masso.

Come si è detto, il coefficiente di stabilità K_D è un coefficiente adimensionale caratteristico del tipo di masso, dipendente anche dall'ubicazione della sezione di calcolo (testata o tronco della struttura), dal numero di strati di armatura della mantellata e dal tipo di onda incidente (se onda frangente o non frangente).

Nello *Shore Protection Manual* 1984 vengono riportati i valori di K_D per svariate tipologie di massi di mantellata (Figura 4.10).

Non essendo evidentemente citato il Maya, si è dovuto ipotizzarne il valore del coefficiente di stabilità sulla base di considerazioni di natura prettamente comparativa. In particolare, dovendo realizzare la mantellata a strato singolo, si sono presi in considerazione i massi presenti nello schema riportato in figura, per i quali è previsto l'utilizzo a singolo strato: i massi naturali ruvidi e spigolosi e i tribar. Con riferimento alla sola sezione del tronco, per i primi, in particolare, è indicato un valore del K_D

pari a 2.9 nella condizione di onde non frangenti (è specificato che se ne sconsiglia l'uso in condizioni di onde frangenti), mentre per i secondi, nella stessa condizione, è indicato un valore di 12.0.

Va specificato che, per la struttura della formula (4.7), alti valori del coefficiente di stabilità (indici di elevate capacità prestazionali) determinano, nel calcolo del dimensionamento del masso, bassi valori del peso (e quindi delle dimensioni). Viceversa bassi valori del coefficiente determinano dimensioni maggiori.

No-Damage Criteria and Minor Overtopping									
Armor Units	n ³	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Slope Cot θ		
			K _D ²		K _D				
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave			
Quarrystone Smooth rounded Smooth rounded Rough angular	2	Random Random Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0 ⁵		
	>3		1.6 ₄	3.2	1.4 ₄	2.3			
	1			2.9		2.3			
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0		
Rough angular Rough angular Parallelepiped ⁷	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	5 ⁵		
	2	Special Special	5.8 7.0 - 20.0	7.0 8.5 - 24.0	5.3 --	6.4 --			
Tetrapod and Quadripod	2	Random			5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0		
					7.0	8.0			
Tribar	2	Random			8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0		
					9.0	10.0			
Dolos	2	Random			15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ⁹ 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	----	5.0	5		
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5		
Toskane	2	Random	11.0	22.0	--	--	5		
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5		
Quarrystone (K _{RR}) Graded angular	-	Random	2.2	2.5	--	--			

Figura 4.10 Valori dei coefficienti di stabilità per alcune tra le più note tipologie di massi di armatura - Shore Protection Manual 1984

In questa prima fase comparativa si è ritenuto che il coefficiente di stabilità del Maya potesse essere molto più vicino a quello dei massi naturali, che non a quello dei tribar. Inoltre si è ritenuto di prendere in considerazione anche il valore del coefficiente relativo ai tetrapodi (l'unità di armatura in calcestruzzo più largamente utilizzata in Italia),

messi in opera a doppio strato, per i quali è indicato un valore pari a 7.0, sempre nelle condizioni di onda non frangente.

Dovendo allora ipotizzare un valore del coefficiente di stabilità, si è ritenuto che il masso Maya potesse dimostrarsi più stabile rispetto al masso naturale ruvido e angolato, ma meno stabile rispetto al tetrapodo, soprattutto considerando che, per quest'ultimo, è prevista la messa in opera a doppio strato. Si è così scelto di assumere un valore del K_D intermedio rispetto ai due, pari a 5.0.

Fissata allora la densità apparente del calcestruzzo ρ_r , pari a 2500 kg/m^3 , e nota la pendenza del paramento lato mare della struttura ($\cot \alpha = 4/3$), si è fissata l'altezza dell'onda di progetto al piede della struttura $H_s = 4 \text{ m}$ (in scala prototipo), in modo tale da assicurarsi una riserva di energia ondosa (ottenibile con le altezze d'onda superiori) mediante la quale aumentare le probabilità di cedimento della struttura.

Con questi parametri, mediante la formula (4.7) si è ricavato il peso del masso $W = 69,935 \text{ N}$, corrispondente ad un diametro nominale $D_n = 1.41 \text{ m}$ (in scala prototipo).

Purtroppo, come si avrà modo di osservare al par. 5.5, l'ipotesi sul valore del coefficiente di stabilità scelto per il masso Maya si è dimostrata sottostimante, avendo il masso mostrato capacità ben superiori nei confronti della stabilità idraulica.

4.3.3 La realizzazione del modello del masso

Effettuato il dimensionamento del masso in prototipo, si è provveduto a scalare le dimensioni e il peso, al fine di individuare il modello del masso da realizzare per le sperimentazioni sul modello fisico dell'opera a gettata.

Per il calcolo del peso del modello del masso, bisogna determinare il fattore di scala dei pesi che, nel caso di utilizzo di materiale avente lo stesso peso specifico del prototipo, risulta il seguente:

$$\lambda_p = \frac{P_m}{P_p} = \frac{\rho_m \cdot vol_m}{\rho_p \cdot vol_p} = \frac{Vol_m}{Vol_p} = \lambda_L^3 \quad (4.8)$$

I calcoli effettuati hanno permesso di individuare le caratteristiche del masso da usare nel modello:

$$W = 0.891 \text{ kg} \quad (4.9)$$

$$D_n = 0.0728 \text{ m}$$

Individuata la forma, è stata affrontata la problematica relativa alla possibile produzione del masso, sebbene non necessaria ai fini degli studi cui la presente sperimentazione era finalizzata.

A tal proposito è stato realizzato un modellino in legno (Figura 4.11), con l'obiettivo di individuare in modo più agevole la possibile, ed eventualmente la più idonea, cassaforma per il getto.

Individuata la migliore soluzione di cassaforma, si è operato un tentativo di realizzazione del modellino, dopo aver analizzato i possibili materiali da impiegare.

Scelto il materiale (una malta colabile a ritiro controllato, a presa e indurimento rapidi, generalmente utilizzata per la riparazione del calcestruzzo) e realizzata la cassaforma (Figura 4.12), si è provveduto a fare il getto (Figura 4.13).



Figura 4.11 Modellino del Maya in legno (brevettando progetto)



Figura 4.12 La realizzazione della cassaforma (brevettato progetto)



Figura 4.13 Una simulazione della realizzazione del masso: immediatamente dopo il getto (brevettato progetto)

La simulazione ha prodotto risultati non certo incoraggianti a causa della completa distruzione del modello, verificatasi con il disarmo della cassaforma (Figura 4.14).



Figura 4.14 Il risultato del disarmo: il modellino si distrugge (brevettando progetto)

Le operazioni hanno sicuramente fornito utili indicazioni in merito alle difficoltà che si potrebbero verificare con una eventuale produzione del masso in prototipo per un'applicazione a grande scala, ed hanno stabilito la necessità di operare una rastremazione delle superfici ed un raccordo circolare degli spigoli, necessari per favorire il disarmo.

Queste prescrizioni sono state fornite alla ditta specializzata che si è occupata della realizzazione materiale dei 500 modelli di masso necessari alla sperimentazione.

Per la rastremazione, in particolare, è stato richiesto un angolo di un grado per tutte le superfici ortogonali ad un piano di mezzeria individuato come piano di congiunzione dei due elementi di cassaforma, così come indicato in Figura 4.15.

Realizzati i controstampi, la migliore soluzione per la realizzazione dei modellini del masso è stata individuata, dopo innumerevoli prove su diversi materiali, in una miscela (Figura 4.16) costituita da resina e dalla stessa malta descritta in precedenza, con l'aggiunta di barre di acciaio opportunamente tarate per il raggiungimento del peso richiesto.

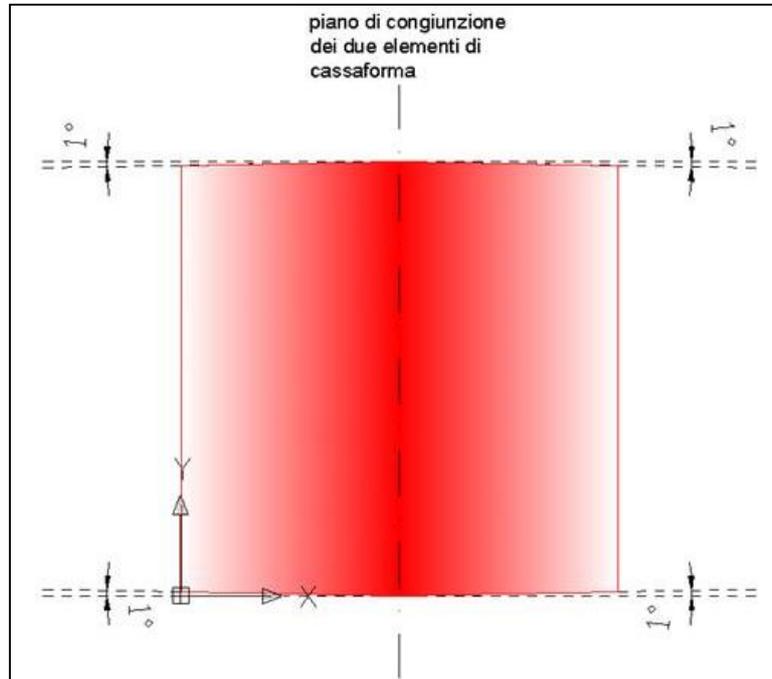


Figura 4.15 Rastremazione del modello del masso



Figura 4.16 La realizzazione finale degli stampi del masso Maya (brevettando progetto)



Figura 4.17 Il modellino finale del masso Maya (brevettato progetto)

Come si dirà in seguito, durante la sperimentazione si è presentata la necessità di approfondire i fondali al piede dell'opera e, di conseguenza, di aumentare le dimensioni dell'opera stessa. Questo ha reso insufficiente il numero di modellini precedentemente realizzati, per cui si è dovuto procedere con un'integrazione di ulteriori 230 unità.

4.4 IL MODELLO FISICO REALIZZATO

Come si è detto al par. 4.2, il modello è stato realizzato in scala 1:20 in analogia di Froude, all'interno del canale per lo studio dei modelli fisici bidimensionali del Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Politecnico di Bari – Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh).

Il canale è ubicato all'interno della vasca per lo studio dei modelli di dinamica costiera (Figura 4.18), per cui può succedere che le necessità sul tirante idrico per i modelli tridimensionali ne vincolino la scelta sul canale e viceversa.



Figura 4.18 Il canale per i modelli fisici bidimensionali del LIC

Per la sperimentazione oggetto del presente studio, dunque, si è stati costretti a operare con un tirante idrico di 80 cm, pur essendo sufficienti solo 40 cm, in quanto si era deciso di riprodurre i fondali di imbasamento della diga a scogliera con una profondità di 8 m. Questo ha richiesto una sopraelevazione del fondale dello spessore di 40 cm (Figura 4.19 e Figura 4.20), per una lunghezza sufficiente affinché il moto ondoso a più alto contenuto energetico, raggiunta la suddetta sopraelevazione, avesse lo spazio sufficiente ad esaurire la dissipazione per frangimento, prima di raggiungere il piede dell'opera.

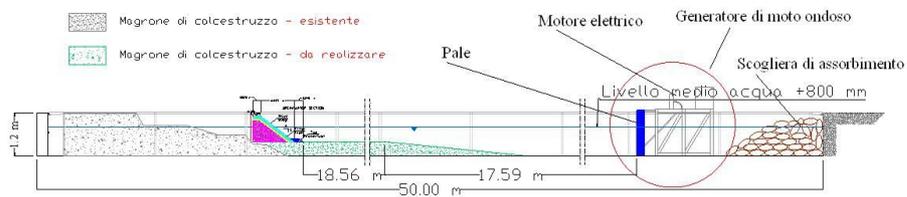


Figura 4.19 Sezione del canale, con l'indicazione del modello dell'opera realizzata e della sopraelevazione del fondale

Per il passaggio dal fondale della generazione (corrispondente a 16 m di profondità in scala prototipo), al fondale di imbasamento dell'opera, è stata realizzata, come da prassi, una rampa d'accosto a debole pendenza (Figura 4.21) posizionata ad una distanza dal generatore tale, da consentire il posizionamento di una sonda per la misura del moto ondoso che fosse sufficientemente distante dal generatore, da poter misurare un moto ondoso già completamente formato, ma al contempo sufficientemente distante dalla rampa, da evitare che il moto ondoso in corrispondenza della sonda ne fosse già influenzato dalla presenza. La suddetta sonda è servita a misurare le caratteristiche del moto ondoso generato.



Figura 4.20 Realizzazione della sopraelevazione del fondo



Figura 4.21 Particolare della rampa d'accosto

Una volta dimensionato il masso, seguendo le indicazioni riportate sullo *Shore Protection Manual* 1984 sono state stabilite le caratteristiche dello strato filtro, del nucleo e della protezione al piede.

Indicato con W_m il peso del masso di mantellata, il cui valore è riportato nella (4.9), si sono ricavati i W_{50} del materiale degli altri strati:

$$\frac{1}{15} W_m \leq W_f \leq \frac{1}{10} W_m \quad \text{strato filtro} \quad (4.10)$$

$$\frac{1}{6000} W_m \leq W_n \leq \frac{1}{200} W_m \quad \text{nucleo} \quad (4.11)$$

$$W_p = \frac{1}{10} W_m \quad \text{protezione al piede} \quad (4.12)$$

a cui corrispondono, avendo utilizzato materiale lapideo, le seguenti rispettive dimensioni:

$$D_{n50} = 2.9 \div 3.4 \text{ cm} \quad \text{strato filtro} \quad (4.13)$$

$$D_{n50} = 0.4 \div 1.3 \text{ cm} \quad \text{nucleo} \quad (4.14)$$

$$D_{n50} = 3.4 \text{ cm} \quad \text{protezione al piede} \quad (4.15)$$

ed uno spessore dello strato filtro:

$$s_f = 3 \left(\frac{W_f}{\rho_s} \right)^{\frac{1}{3}} = 9.5 \text{ cm} \quad (4.16)$$

essendo ρ_s la densità apparente del materiale utilizzato (nel nostro caso materiale lapideo).

La sezione della barriera realizzata è riportata in Figura 4.22.

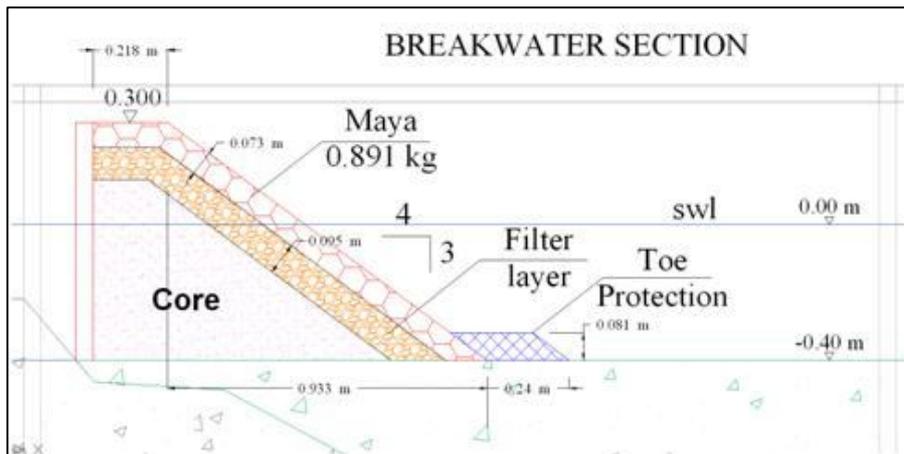


Figura 4.22 Sezione del modello della diga a gettata

Per la pendenza del paramento lato mare, si è scelto di adottare un valore pari a 4:3, con l'intento di studiare la struttura in condizioni decisamente sfavorevoli nei confronti della stabilità idraulica.

La larghezza della berma è stata scelta con una dimensione corrispondente a 3 massi (soluzione frequentemente adottata per questo genere di opere), mentre la quota è stata fissata a 3 m in scala prototipo. Nella parte posteriore dell'opera è stata operata una chiusura totale per

mezzo di un muro di contenimento (Figura 4.23), portato fino alla sommità della berma per simulare un muro paraonde alla stessa quota di berma. Nella Figura 4.24 e Figura 4.25 sono rappresentate le fasi della realizzazione del nucleo e dello strato filtro.



Figura 4.23 Realizzazione del muro di contenimento



Figura 4.24 Realizzazione del nucleo



Figura 4.25 Realizzazione dello strato filtro

Per quanto riguarda la sistemazione dei massi di mantellata, l'operazione è stata effettuata immaginando un posizionamento random, privo cioè di uno schema rigido, pur tuttavia cercando di ottenere un minimo di mutuo incastro. In particolare si è proceduto per file orizzontali, partendo dal basso e procedendo verso l'alto, cercando di posizionare i singoli massi sfalsati rispetto a quelli della fila inferiore, in modo da favorire un appoggio "a sella" sui due massi sottostanti (Figura 4.26).

Gli spazi che rimanevano vuoti tra il masso di chiusura di ogni singola fila e la parete verticale di confinamento del canale (alternativamente sul lato sinistro e sul lato destro) sono stati riempiti con massi naturali che potessero fornire un incastro comunque presente nella realtà.

Infine è stata realizzata la protezione al piede dell'opera (Figura 4.27).



Figura 4.26 Realizzazione della mantellata (brevettato progetto)



Figura 4.27 Realizzazione della protezione al piede (brevettato progetto)

Come si è detto precedentemente, dopo una prima fase della sperimentazione non sono stati osservati fenomeni di instabilità dell'opera.

Avendo già sfruttato le massime potenzialità del generatore di moto ondoso durante gli attacchi con l'altezza d'onda maggiore, e avendo la necessità di aumentare l'energia ondosa incidente al fine di studiare la stabilità idraulica dell'opera, si è deciso di aumentare la profondità dei fondali al piede, in maniera tale da ridurre le dissipazioni energetiche delle onde incidenti, nella speranza che l'energia incidente diventasse sufficiente a provocare il cedimento della mantellata.

Per far ciò, si è provveduto, al termine dei test di questa prima fase, a demolire la sopraelevazione precedentemente realizzata, portando così il tirante idrico al piede dell'opera a 80 cm, corrispondenti ad un fondale di 16 m di profondità in scala prototipo.

Avendo aumentato la profondità del fondale di imbasamento, è aumentata di conseguenza la dimensione dell'opera, che è stata così demolita e ricostruita per intero (Figura 4.28 e Figura 4.29). Questo ha comportato la necessità di disporre di un ulteriore numero di massi di mantellata (Figura 4.30).

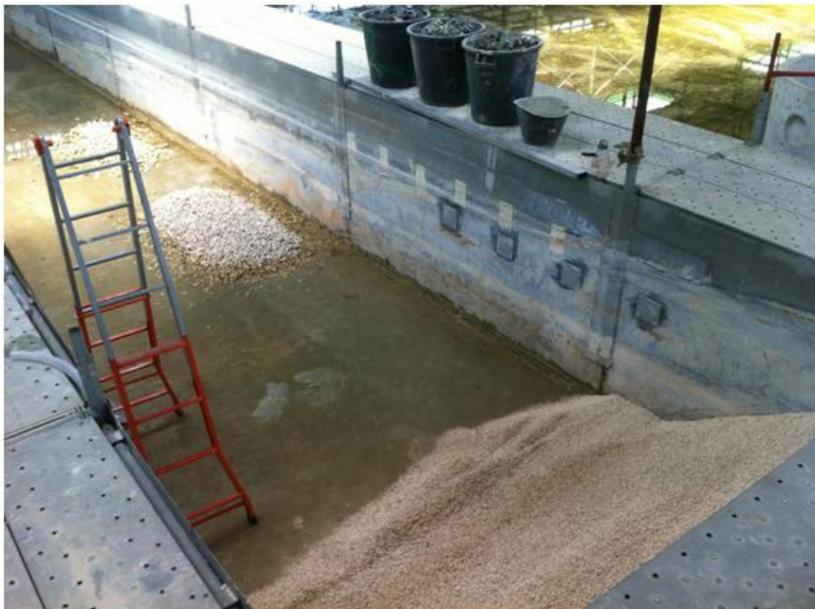


Figura 4.28 Lavori per la realizzazione della nuova barriera: il nucleo



Figura 4.29 Lavori per la realizzazione della nuova barriera: lo strato filtro



Figura 4.30 La nuova barriera realizzata: Fase 2 della sperimentazione (brevettato progetto)

4.5 DEFINIZIONE DEGLI ATTACCHI ONDOSI

Per la definizione degli attacchi ondosi da generare nel modello, si è fatto riferimento all'*Atlante delle onde nei mari italiani* (Franco et al. 2004), nel quale vengono riportati i dati caratteristici delle 14 boe ondometriche (divenute in seguito 15) appartenenti alla Rete Ondometrica Nazionale (RON) rappresentata nell'immagine in Figura 4.31.



Figura 4.31 Configurazione della RON riportata sull'*Atlante delle onde nei mari italiani* (Franco et al. 2004)

Per ognuna della 14 boe, l'Atlante riporta la legge di correlazione tra l'altezza significativa spettrale dell'onda e il periodo di picco:

$$T_p = b (H_{m0})^c \quad (4.17)$$

Si è scelto di fare riferimento alla boa di Ponza, ubicata nel medio Tirreno, per la quale risultano i seguenti coefficienti:

$$\begin{aligned} b &= 5.819 \\ c &= 0.349 \end{aligned}$$

che, sostituiti nella (4.17), forniscono la relativa legge di correlazione:

$$T_p = 5.819 (H_{m0})^{0.349} \quad (4.18)$$

Stabilito di generare degli attacchi ondosi caratterizzati da 6 diversi valori delle altezze significative dell'onda, pari a 1, 2, 3, 4, 5 e 6 metri in scala prototipo, dalla (4.18) si sono ricavati i corrispettivi valori del periodo di picco.

Al fine di valutare l'influenza del periodo dell'onda sui fenomeni da studiare nel modello, sono stati individuati ulteriori 6 + 6 attacchi ondosi caratterizzati dagli stessi valori delle altezze significative, ma con periodi inferiori e superiori rispetto a quelli ricavati dalla (4.18).

In particolare i suddetti periodi sono stati ricavati modificando la (4.18) nella (4.19):

$$T_p = (5.819 \pm 0.7) \cdot (H_{m0})^{0.349} \quad (4.19)$$

I punti rappresentativi dei 18 attacchi ondosi così determinati, insieme alle leggi di correlazione (4.18) e (4.19), sono riportati nei grafici in Figura 4.32 e Figura 4.33, rispettivamente in scala prototipo e in scala modello.

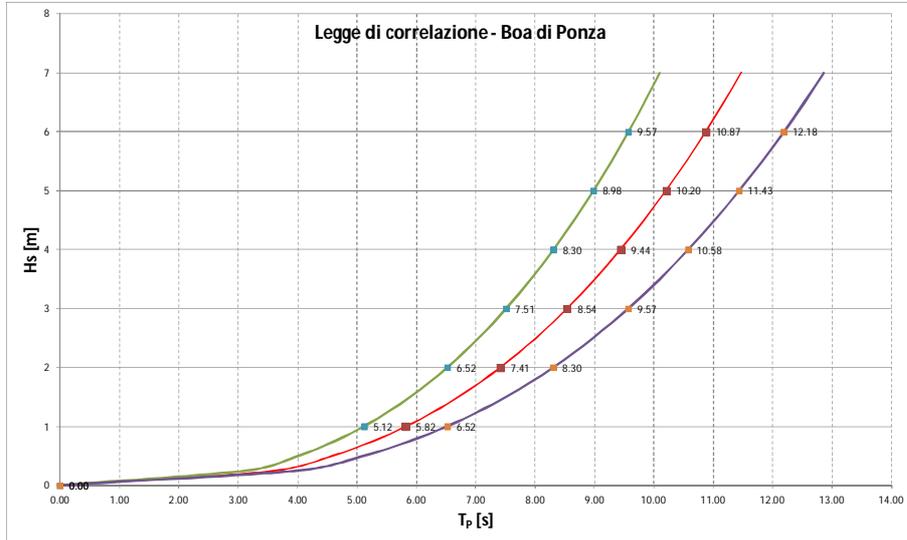


Figura 4.32 Definizione degli attacchi ondosi in scala prototipo

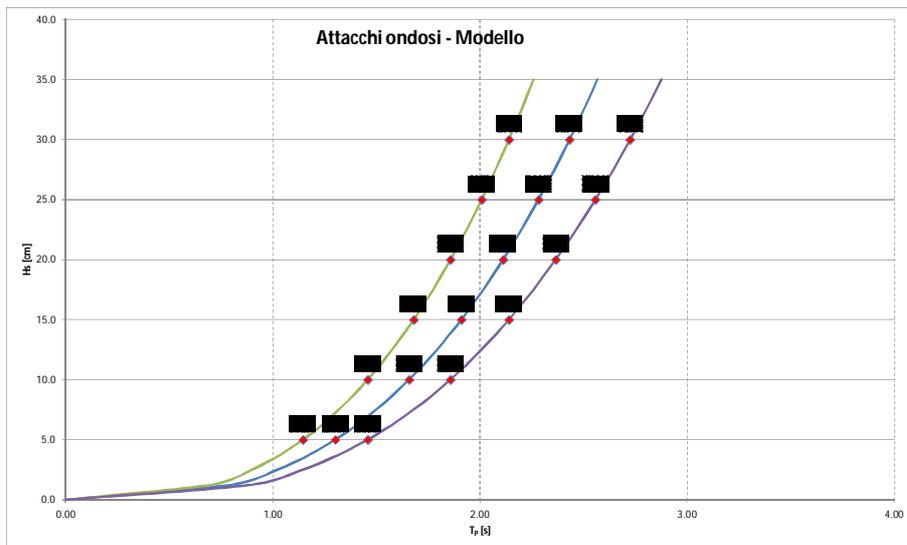


Figura 4.33 Definizione degli attacchi ondosi in scala modello

4.6 PROVE ESEGUITE SUL MODELLO

Gli attacchi ondosi sono stati generati impostando, per ognuno di essi, tutti i parametri necessari per riprodurre in canale spettri d'onda monodimensionali di tipo JONSWAP:

$$S(f) = \alpha H_{m0}^2 T_P^{-4} f^{-5} \exp \left[-1.25 \left(\frac{f}{f_P} \right)^{-4} \right] \gamma \exp \left[-\left(\frac{f}{f_P} - 1 \right)^2 / 2\sigma^2 \right] \quad (4.20)$$

In cui:

$$\alpha = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336 \gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}}$$

$$\gamma = 3.3 \text{ (mari chiusi)}$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07 = \sigma_a & \text{per } f < f_P \\ 0.09 = \sigma_b & \text{per } f > f_P \end{cases}$$

La funzione (4.20) contiene due parametri di scala (la frequenza del picco spettrale f_P e la costante di Phillips α) e tre parametri di forma (γ rappresenta il fattore di altezza del picco, ed è il rapporto tra il valore di picco dello spettro e il valore di picco del corrispondente spettro di Pierson-Moskowitz con gli stessi α ed f_P , mentre σ_a e σ_b sono rispettivamente la larghezza a sinistra e a destra del picco).

Il programma iniziale prevedeva che il lavoro venisse diviso in due set distinti, condotti nelle stesse condizioni e sulla stessa configurazione dell'opera, per i quali veniva modificata soltanto la durata dei singoli attacchi ondosi.

Per il primo set, in particolare, finalizzato a valutare runup, riflessione e overtopping, le durate degli attacchi ondosi sono state calcolate in maniera tale da generare almeno 1000 onde, condizione necessaria per la rappresentazione statistica di tutte le frequenze dello spettro. Inoltre 1000 onde sono considerate sufficienti ad assicurare una stima affidabile delle portate medie di overtopping (Pullen e Allsop 2003).

Per il secondo set, finalizzato a studiare la stabilità idraulica dell'opera, invece, le durate degli attacchi ondosi sono state calcolate in maniera tale da generare almeno 2000 onde, condizione ritrovata frequentemente in

letteratura per le sperimentazioni sulla stabilità idraulica delle dighe a gettata (es. Freitas et al.).

La suddivisione dei tempi è stata pensata per evitare di sottoporre la struttura ad eccessive sollecitazioni durante il primo set di prove, in modo da condurre più agevolmente lo studio su riflessione, runup e overtopping, limitando così i problemi dovuti ad un eventuale danneggiamento della struttura stessa.

Con gli attacchi a più alto contenuto energetico del primo set, però, è apparso chiaro che la struttura era estremamente stabile e che certamente il solo aumento del numero di onde incidenti non sarebbe stato sufficiente a provocarne l'instabilità. Da qui la necessità di aumentare la profondità dei fondali al piede, come descritto precedentemente.

Apportate le modifiche al fondale, si sono eseguiti, quindi, dei nuovi test (gli stessi del primo set, ma con durata doppia) finalizzati a studiare la stabilità idraulica dell'opera. Durante i suddetti test, essendo cambiati i contenuti energetici delle onde incidenti sulla struttura, sono stati comunque eseguiti nuovamente i rilievi di overtopping e di moto ondoso.

Nel complesso, dunque, il lavoro è stato distinto in due diverse fasi:

- **Fase 1:**

- ✓ profondità al piede dell'opera pari a 8 m in scala prototipo;
- ✓ durata dei singoli attacchi ondosi tale da generare almeno 1000 onde;
- ✓ rilievi finalizzati a studiare la riflessione, il runup e l'overtopping.

- **Fase 2:**

- ✓ profondità al piede dell'opera pari a 16 m in scala prototipo;
- ✓ durata dei singoli attacchi ondosi tale da generare almeno 2000 onde;
- ✓ rilievi finalizzati a studiare la stabilità idraulica, oltre a riflessione, runup e overtopping.

Nella Tabella 4.1 e Tabella 4.2 sono riportati i valori dei parametri caratteristici dei test eseguiti sul modello, rispettivamente in scala modello e in scala prototipo.

Tabella 4.1 Caratteristiche degli attacchi ondosi generati – Scala modello

ID Prova	Hs teor. generaz. [m]	T_p [s]	Durata attacco ondoso [min] – FASE 1	Durata attacco ondoso [min] – FASE 2
1A	0.05	1.14	18	--
1B	0.05	1.30	20	--
1C	0.05	1.46	23	--
2A	0.10	1.46	23	--
2B	0.10	1.66	26	--
2C	0.10	1.86	29	--
3A	0.15	1.68	26	52
3B	0.15	1.91	30	59
3C	0.15	2.14	33	66
4A	0.20	1.86	29	57
4B	0.20	2.11	33	65
4C	0.20	2.36	37	73
5A	0.25	2.01	31	62
5B	0.25	2.28	35	70
5C	0.25	2.56	40	79
6A	0.30	2.14	33	66
6B	0.30	2.43	38	75
6C	0.30	2.72	42	84

Tabella 4.2 Caratteristiche degli attacchi ondosi generati – Scala prototipo

ID Prova	Hs teor. generaz. [m]	T_p [s]	Durata attacco ondoso [min] – FASE 1	Durata attacco ondoso [min] – FASE 2
1A	1.00	5.12	80	--
1B	1.00	5.82	89	--
1C	1.00	6.52	103	--
2A	2.00	6.52	103	--
2B	2.00	7.41	116	--
2C	2.00	8.30	130	--
3A	3.00	7.51	116	233
3B	3.00	8.54	134	264
3C	3.00	9.57	148	295
4A	4.00	8.30	130	255
4B	4.00	9.44	148	291
4C	4.00	10.58	165	326
5A	5.00	8.98	139	277
5B	5.00	10.20	157	313
5C	5.00	11.43	179	353
6A	6.00	9.57	148	295
6B	6.00	10.87	170	335
6C	6.00	12.18	188	376

Come si può osservare dalle tabelle, per i test della Fase 2 si è ritenuto inutile ripetere gli attacchi ondosi con altezza significativa 1 e 2 m in scala prototipo (dal 1A al 2C), poiché il contenuto energetico delle onde incidenti sulla struttura non avrebbe potuto subire significative modifiche rispetto ai corrispondenti test della Fase 1, a causa del fatto che le onde generate erano sufficientemente piccole da non sentire l'influenza del fondale. Di conseguenza si era anche certi del fatto che, con i suddetti attacchi ondosi, non si sarebbero potuti manifestare fenomeni di instabilità della struttura.

4.7 STRUMENTI DI MISURA E METODOLOGIE DI RILIEVO

Nel seguito si descrivono gli strumenti di misura utilizzati per lo studio sperimentale e le metodologie adottate.

4.7.1 Il moto ondoso

I rilievi dell'elevazione del pelo libero per l'analisi dei parametri del moto ondoso sono stati effettuati mediante una serie di sonde resistive.

Si tratta di strumenti largamente utilizzati nella modellistica fisica di dinamica costiera in quanto, ancorché intrusivi, sono piuttosto semplici. In sostanza il sistema è costituito dalla sonda e da una centralina di controllo che ha il compito di alimentare una o più sonde e di ricevere un segnale di ritorno che, inviato al computer, viene acquisito da un software e successivamente elaborato.

La sonda (Figura 4.34) è costituita da due elettrodi separati, che mantengono il circuito aperto; una volta immersi nell'acqua, è l'acqua stessa a chiudere il circuito. La resistenza elettrica della sonda dipende dalle sue caratteristiche costruttive (note e costanti), dalle caratteristiche fisiche dell'acqua in cui sono immerse (che non possono essere ritenute costanti perché dipendenti, ad esempio, dalla temperatura dell'acqua) e dalla lunghezza di immersione degli elettrodi in acqua (che è la grandezza legata all'altezza che si intende misurare).

Pur essendo la risposta delle sonde e dei condizionatori utilizzati lineare, a causa della variabilità delle caratteristiche fisiche dell'acqua (ad esempio per la sua temperatura), prima delle misure occorre eseguire, per ogni

prova, la taratura, facendo variare la posizione verticale della sonda, di quantità note, e leggendo i rispettivi valori di uscita dal condizionatore.



Figura 4.34 Sonda resistiva per il rilievo del pelo libero e sistema di acquisizione

Acquisiti un minimo di tre punti diversi (con il punto centrale in corrispondenza del livello di quiete dell'acqua - Figura 4.35), si determina la legge di correlazione del tipo:

$$\eta = KV + V_0 \quad (4.21)$$

In cui:

- η è l'elevazione del pelo libero;
- V è il potenziale misurato;
- K è il coefficiente angolare della legge lineare di correlazione;
- V_0 è l'intercetta della legge lineare di correlazione, con l'asse del potenziale.

Per acquisire la sequenza temporale del potenziale V in uscita dal condizionatore, si è utilizzata una scheda di acquisizione della National Instrument, con un software dedicato, che permette la visualizzazione dei grafici delle variazioni dei potenziali in tempo reale.

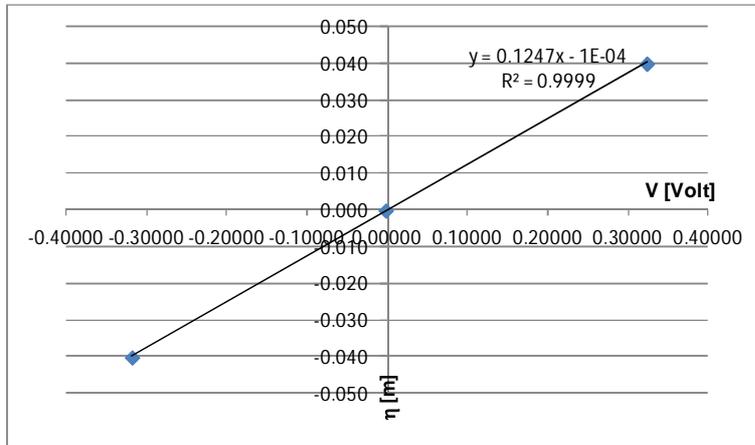


Figura 4.35 Esempio di grafico di taratura di una sonda resistiva per il rilievo del pelo libero dell'acqua

La frequenza di campionamento è stata fissata in 20 Hz, per la necessità di rispettare la condizione di Nyquist secondo cui:

$$f_{NY} = \frac{1}{2 \Delta t} > f_{max} \quad (4.22)$$

essendo f_{NY} la frequenza di Nyquist, Δt l'intervallo di campionamento (pari a 0.05 s), f_{max} la frequenza massima dello spettro.

Sono stati implementati dei codici in linguaggio MatLab® per l'elaborazione dei dati, sia nel dominio del tempo, mediante un'analisi di tipo up-crossing, sia nel dominio delle frequenze, mediante un'analisi di tipo spettrale.

Per quanto riguarda il numero delle sonde, in totale ne sono state utilizzate sei, dalla S01 alla S06 (la sonda per la misura del runup che verrà descritta in seguito), le cui posizioni sono rappresentate in Figura 4.36.

In particolare la sonda S01, quella ubicata più al largo, è servita a misurare le caratteristiche del moto ondoso generato. Essa è stata posizionata, come già accennato, in modo tale che fosse sufficientemente distante dal generatore, per poter misurare un moto ondoso già completamente sviluppato, ma al contempo sufficientemente distante dalla rampa d'accosto presente a valle nella configurazione del fondale

della Fase 1 dei test, in modo da evitare che il moto ondoso in corrispondenza della sonda ne fosse influenzato dalla presenza.

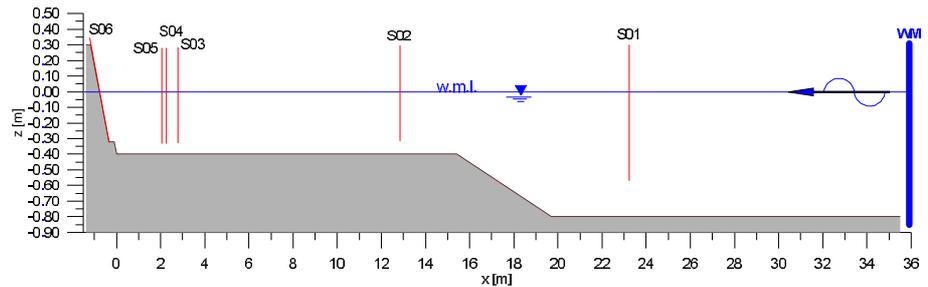


Figura 4.36 Schema di posizionamento delle sonde resistive, nella configurazione di fondale relativa alla Fase 1

La sonda S02 è stata posizionata immediatamente a valle rispetto alla rampa d'accosto, per valutare il moto ondoso in una posizione in cui potesse essere in piena evoluzione con gli attacchi ondosi a maggiore contenuto energetico.

La tripletta di sonde S03, S04 ed S05 è stata posizionata immediatamente a monte rispetto al piede dell'opera, per valutare le caratteristiche del moto ondoso incidente sull'opera stessa e per misurare la riflessione ondosa. Le indicazioni sul numero e sulla mutua distanza delle tre sonde saranno descritte al par 4.7.2.

La sonda S06 è stata ubicata sul piano esterno della mantellata dell'opera, al fine da misurare il runup, come verrà descritto al par. 4.7.3.

In Figura 4.37 è riportato un grafico dei dati registrati dalle sei sonde resistive, limitatamente a 1200 dati (per rendere leggibile il grafico). Il test è il 6B della Fase 1.

Come si può osservare dal grafico, le ampiezze più grandi sono ovviamente quelle della sonda S06 per la misura del runup sulla struttura. Si osserva anche che le ampiezze immediatamente inferiori sono quelle relative alla sonda S01 che misura le onde generate, prima cioè che incomincino le dissipazioni energetiche. I valori delle ampiezze delle tre sonde ubicate in prossimità del piede dell'opera appaiono estremamente piccole, nonostante l'attacco ondoso generato sia risultato quello a più alto contenuto energetico. Questo è dovuto, evidentemente, alla grande dissipazione provocata dal basso fondale, che ha determinato un taglio sui valori più alti dell'energia generata.

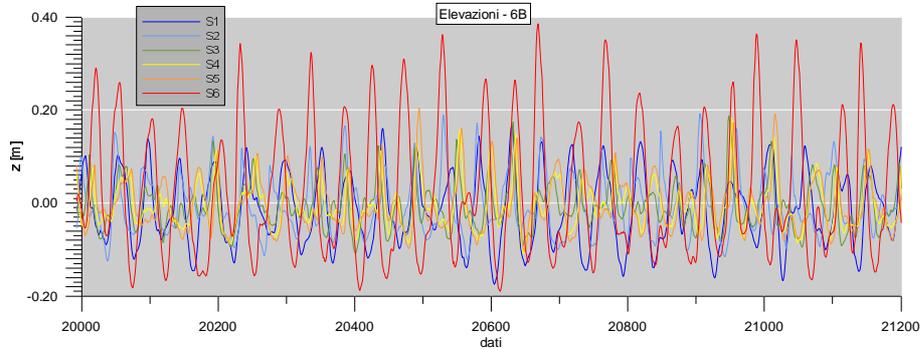


Figura 4.37 Un esempio di registrazione delle elevazioni delle sei sonde resistive per un limitato numero di dati – Test 6B – Fase 1

Come si è detto in precedenza, la necessità di aumentare l'energia del moto ondoso incidente sulla struttura (riducendo le dissipazioni) ha richiesto un approfondimento dei fondali per i quali, con i test della Fase 2, è stata demolita la sopraelevazione.

In questa nuova configurazione (Figura 4.38) si è scelto di lasciare inalterata la posizione delle sonde S01 ed S02 rispetto alla prima configurazione, in maniera tale da poter fare un confronto sull'evoluzione del moto ondoso tra le due configurazioni.

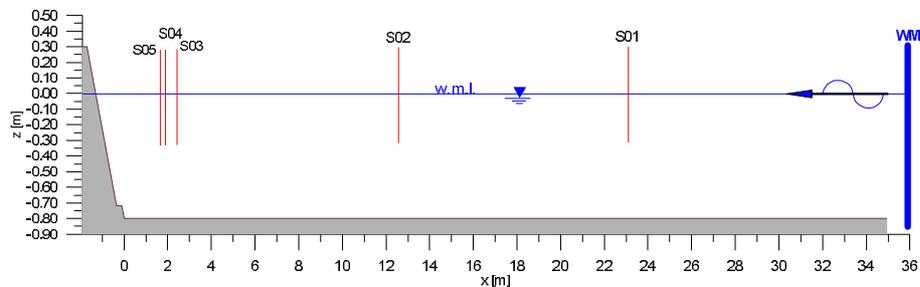


Figura 4.38 Schema di posizionamento delle sonde resistive, nella configurazione di fondale relativa alla Fase 2

Le sonde S03, S04 ed S05, invece, sono naturalmente dovute avanzare, avendo aumentato le dimensioni dell'opera, per lasciare inalterata la loro posizione rispetto al piede dell'opera stessa.

4.7.2 La riflessione

La riflessione dell'energia di un'onda incidente su un ostacolo comporta la generazione di un'onda che si propaga all'indietro e che, combinandosi con l'onda incidente, può determinare anche il raddoppio dell'altezza dell'onda risultante. La riflessione può essere totale, come nel caso di una parete verticale rigida e impermeabile, ovvero parziale, come nel caso di una diga a scogliera.

Il fenomeno va evidentemente valutato con attenzione quando ci si trova ad affrontare la progettazione di un'opera marittima.

Il parametro con cui viene rappresentato il fenomeno prende il nome di coefficiente di riflessione K_r e si calcola come rapporto tra l'altezza dell'onda riflessa e l'altezza dell'onda incidente:

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (4.23)$$

o, alternativamente, come radice quadrata del rapporto tra l'energia riflessa e l'energia incidente:

$$K_r = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (4.24)$$

essendo $E = \rho g H^2$.

Per il calcolo del coefficiente di riflessione K_r sono state introdotte, negli anni, varie metodologie numeriche che possono essere suddivise in due categorie: metodi operanti nel dominio delle frequenze e metodi operanti nel dominio del tempo.

Tutti i metodi per il calcolo del coefficiente di riflessione di un moto ondoso di tipo irregolare si basano sull'ipotesi che si possa considerare la superficie del mare come il risultato della sovrapposizione di infinite onde sinusoidali aventi ampiezza, periodo e lunghezza differenti (Figura 4.39).

Una semplice rappresentazione analitica di uno stato di mare ideale, definito come una successione di onde generate dal vento che si prolunga indefinitamente nel tempo in condizioni stazionarie, si basa

sulla decomposizione in serie di Fourier, per cui il segnale nel tempo, della elevazione del pelo libero, può essere espresso come segue:

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^N a_n \cos(k_n x - \omega_n t + \phi_n) \quad (4.25)$$

In cui:

- $k = 2\pi/L$ è il numero d'onda;
- $\omega = 2\pi/T$ è la frequenza angolare;
- ϕ è la fase all'istante iniziale.

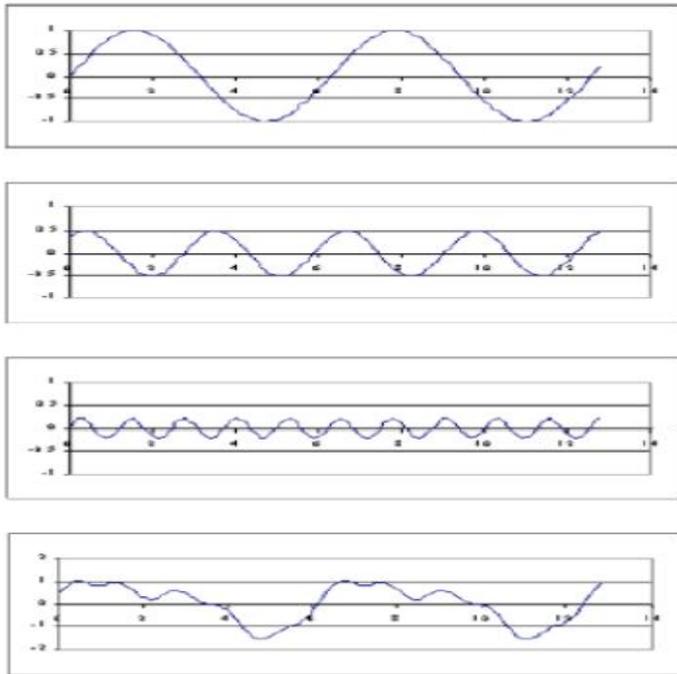


Figura 4.39 Esempio di segnale ottenuto come sovrapposizione di tre funzioni monocromatiche di ampiezza diverse, sfasate casualmente tra loro.

Goda e Suzuki (1976) hanno sviluppato un metodo che consente di calcolare le altezze d'onda e le fasi delle componenti incidenti e riflesse attraverso la registrazione simultanea del profilo d'onda in due punti di

misura adiacenti, posizionati all'interno di un canale. L'utilizzo della *Fast Fourier Transform* (FFT) permette di separare in modo semplice e versatile le componenti di moto in tutte le diverse frequenze.

Si consideri un canale all'interno del quale viene generato un moto ondoso che, incontrando un ostacolo, viene riflesso e inizia a viaggiare indietro verso il generatore. Sia Δl la distanza tra due sonde ubicate nelle posizioni x_1 e x_2 (Figura 4.40).

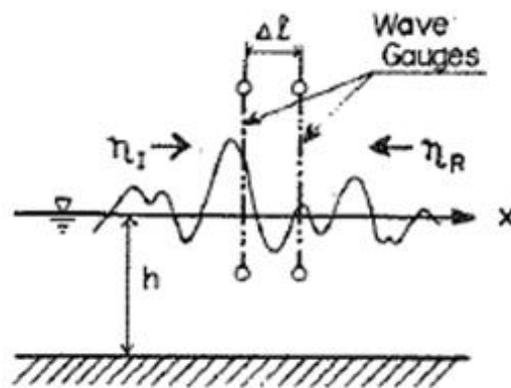


Figura 4.40 Elevazione del pelo libero nelle due componenti incidente e riflessa e sonde per il rilievo

Il profilo dell'onda, registrato nel medesimo istante in corrispondenza delle due sonde, si potrà scrivere come somma della componente incidente e della componente riflessa:

$$\begin{cases} \eta_1 = (\eta_i + \eta_r)_{x=x_1} = a_i \cos(kx_1 - \omega t + \phi_i) + a_r \cos(kx_1 - \omega t + \phi_r) \\ \eta_2 = (\eta_i + \eta_r)_{x=x_2} = a_i \cos(kx_2 - \omega t + \phi_i) + a_r \cos(kx_2 - \omega t + \phi_r) \end{cases} \quad (4.26)$$

Applicando la formula della sottrazione del coseno, e ricordando che $x_2 = x_1 + \Delta l$, la (4.26) si può scrivere:

$$\begin{cases} \eta_1 = A_1 \cos(\omega t) + B_1 \sin(\omega t) \\ \eta_2 = A_2 \cos(\omega t) + B_2 \sin(\omega t) \end{cases} \quad (4.27)$$

In cui:

$$\begin{cases} A_1 = a_i \cos(kx_1 + \phi_i) + a_r \cos(kx_1 + \phi_r) \\ B_1 = a_i \sin(kx_1 + \phi_i) + a_r \sin(kx_1 + \phi_r) \\ A_2 = a_i \cos(k\Delta l + kx_1 + \phi_i) + a_r \cos(k\Delta l + kx_1 + \phi_r) \\ B_2 = a_i \sin(k\Delta l + kx_1 + \phi_i) + a_r \sin(k\Delta l + kx_1 + \phi_r) \end{cases} \quad (4.28)$$

Utilizzando la relazione di dispersione, il sistema può essere risolto in funzione delle ampiezze della componente incidente e riflessa:

$$\begin{cases} a_i = \frac{1}{2|\sin(k\Delta l)|} [A_2 - A_1 \cos(k\Delta l) - B_1 \sin(k\Delta l)] + [B_2 + A_1 \sin(k\Delta l) - B_1 \cos(k\Delta l)] \\ a_r = \frac{1}{2|\sin(k\Delta l)|} [A_2 - A_1 \cos(k\Delta l) + B_1 \sin(k\Delta l)] + [B_2 - A_1 \sin(k\Delta l) - B_1 \cos(k\Delta l)] \end{cases} \quad (4.29)$$

L'analisi di Fourier permette di stimare i coefficienti A_1 , A_2 , B_1 e B_2 in tutte le frequenze in cui si può scomporre lo stato di mare. Calcolati tali valori è possibile calcolare l'ampiezza dell'onda riflessa e incidente su tutto il campo di frequenze e calcolare il coefficiente di riflessione.

Il metodo fallisce quando la distanza fra le due sonde Δl presenta valori prossimi a multipli interi di una semilunghezza d'onda:

$$\frac{\Delta l}{L/2} = n \quad \text{con } n = 0, 1, 2, \dots$$

In questo caso fornisce valori di K_r prossimi all'unità.

Goda e Suzuki, inoltre, raccomandano di restringere l'analisi delle componenti spettrali al seguente intervallo di lunghezze d'onda:

$$0.05 < \Delta l/L < 0.45 \quad (4.30)$$

Ciò vuol dire che la frequenza minima spettrale per la quale potranno ritenersi affidabili i valori di altezza d'onda incidente e riflessa desunti col metodo, deriverà dalla seguente uguaglianza:

$$L(f_{min}) = \Delta l / 0.05 \quad (4.31)$$

e la massima dalla seguente:

$$L(f_{max}) = \Delta l / 0.45 \quad (4.32)$$

Al fine di avere sempre a disposizione almeno una coppia di sonde che potesse soddisfare la condizione riportata nella (4.30), eseguiti i dovuti calcoli sulle lunghezze d'onda per gli attacchi ondosi stabiliti, si è scelto di utilizzare tre sonde posizionate ad opportune distanze l'una dalle altre, così come riportato nelle precedenti Figura 4.36 e Figura 4.38. Laddove tutte e tre le coppie rientravano nel range di validità suddetto, il coefficiente di riflessione è stato calcolato come media dei tre coefficienti calcolati singolarmente per le tre coppie.

In Figura 4.41 è riportata una foto del canale, con l'indicazione delle sei sonde resistive utilizzate complessivamente.



Figura 4.41 Immagine del canale con l'indicazione delle sonde resistive utilizzate (brevettato progetto)

Le tre sonde per l'analisi della riflessione sono la S03, S04 ed S05 che, come si può vedere dall'immagine, sono montate su pedana anziché su treppiede per ragioni di spazio e di disturbo.

4.7.3 Il runup

Per la misura del runup è stata utilizzata ancora una sonda resistiva, realizzata con due barre metalliche sistemate opportunamente lungo la mantellata mediante due coppie di picchetti in ABS infissi nella struttura. Dovendo eseguire le operazioni di taratura precedentemente descritte e avendo dunque la necessità di muovere la sonda per modificarne la lunghezza della parte immersa in acqua, sulle teste dei picchetti sono state posizionate delle guide che permettessero lo scorrimento delle barre metalliche (Figura 4.42).



Figura 4.42 Picchetti in ABS per il posizionamento della sonda resistiva per la misura del runup (brevettato progetto)

Sulla testa delle barre è stata realizzata una guida di ancoraggio che permettesse, mediante opportuni distanziatori appositamente realizzati, lo scorrimento delle barre stesse (Figura 4.43). Si è quindi provveduto, mediante il rilievo con una stazione totale, a determinare la quota delle teste dei distanziatori da associare alle letture del potenziale per la taratura.



Figura 4.43 Sistema di ancoraggio e di scorrimento della sonda resistiva per la misura del runup. Sono visibili i due distanziatori per la taratura

La sonda è stata posizionata lungo l'asse di mezzeria dell'opera, come si può osservare dalla Figura 4.44 in cui è chiaramente visibile la mantellata della diga a scogliera e il sistema di ancoraggio e di scorrimento della sonda.

Anche per il runup è stato implementato un codice in linguaggio MatLab[®], che permette di individuare la serie storica dei runup e fornisce i valori caratteristici $R_{u2\%}$ e $R_{u10\%}$ che verranno descritti al par. 5.3.



Figura 4.44 Il modello realizzato. E' visibile la sonda resistiva per la misura del runup posizionata lungo l'asse di mezzeria (brevettato progetto)

4.7.4 L'overtopping

Per lo studio del fenomeno dell'overtopping è stato realizzato uno scivolo metallico opportunamente posizionato sulla soglia del muro paraonde, avente una lunghezza di 1.18 m, naturalmente sistemato in posizione centrale. Lo scivolo, dotato di sponde laterali per il contenimento del flusso, è stato realizzato in modo tale da convogliare le acque di sormonto in una vasca di raccolta in plastica, ubicata posteriormente. La vasca, avente un'altezza di 44 cm e un volume di circa 130 litri, è stata dotata di un sistema di pesatura che consentisse la misura continua dei volumi in ingresso. Dovendo trovarsi per buona parte della sua altezza al di sotto del livello di quiete dell'acqua, si è resa necessaria la realizzazione di una ulteriore vasca in muratura all'interno della quale alloggiare la vasca di raccolta in plastica. Naturalmente la vasca in muratura (Figura 4.45) è stata opportunamente resa stagna per impedire l'ingresso dell'acqua esterna presente nel canale anche nella parte retrostante al modello.



Figura 4.45 Sistema per la misura dei volumi di overtopping. E' visibile lo scivolo metallico per convogliare le acque di sormonto in una vasca (non presente in foto) alloggiata in un'altra vasca in muratura, stagna, in fase di costruzione

Il sistema di pesatura è stato realizzato mediante un impalcato in tubi metallici, a cui è stata fissata una cella di carico, posizionata in asse con il baricentro della vasca di raccolta. La cella di carico è del tipo a trazione, con portata di circa 2000 N, prodotta dalla LAUMAS e fornita dalla Tecno Quality S.r.l.. E' uno strumento in acciaio inox 17-4 PH, avente un errore combinato $< +/- 0,02 \%$ e un grado di protezione ip 68 (ipx9k). Ad essa è stato associato un convertitore A/D a 24 bit, con frequenza di acquisizione 300 Hz, dotato di porta di comunicazione ethernet TCP/IP. I due ingressi possono eseguire le funzioni di peso netto/lordo, azzeramento, picco, oppure possono essere letti da remoto mediante protocollo. Il sistema è completato da un software di acquisizione dedicato, che permette l'impostazione della frequenza di acquisizione e l'azzeramento della tara.

In Figura 4.46 sono ben visibili la cella di carico e il convertitore A/D.



Figura 4.46 Sistema elettronico per la pesatura dei volumi di overtopping: sulla sinistra il convertitore A/D e sulla destra la cella di carico.

Alla cella di carico è connessa una testa a snodo, alla quale sono stati collegati, per mezzo di un moschettone, quattro tiranti connessi ad altrettanti cavi metallici che sostengono la vasca di raccolta. Lo scopo dei tiranti è quello di favorire la centratura ed il bilanciamento della vasca (Figura 4.47).



Figura 4.47 Particolare della cella di carico, della testa a snodo e dei tiranti

I cavi sostengono la vasca di raccolta per mezzo di un telaio metallico che, creando un fulcro, riduce le oscillazioni della vasca provocate dall'ingresso dei volumi di acqua tracimata e convogliata per mezzo dello scivolo soprastante (Figura 4.48).



Figura 4.48 Particolare del sistema di sospensione della vasca di raccolta delle acque di overtopping (brevettato progetto)

Purtroppo, le suddette oscillazioni sporcano notevolmente il segnale in uscita dallo strumento di pesatura, come si vedrà al par. 5.4, costringendo ad un filtraggio dei dati.

Per l'acquisizione si è scelto di adottare la stessa frequenza delle sonde resistive (20 Hz), in modo da poter collegare i dati misurati dagli strumenti opportunamente sincronizzati.

4.7.5 La stabilità idraulica

Lo studio della stabilità idraulica dell'opera è stato condotto mediante rilievi fotografici. E' stato realizzato un braccio con dei tubi metallici, che

ha consentito il posizionamento di una macchina fotografica in un punto fisso che offriva una buona visuale sulla struttura (Figura 4.49).

All'inizio di ogni test sono state scattate fotografie che, mediante confronto con le precedenti, hanno permesso di valutare gli eventuali spostamenti che subivano, con gli attacchi ondosì, i singoli massi di mantellata.



Figura 4.49 Rilievi fotografici per l'analisi della stabilità idraulica dell'opera (brevettato progetto)

Il confronto è stato effettuato per mezzo di un software freeware per la comparazione di immagini, che permette l'osservazione contemporanea delle stesse aree sulle due immagini da confrontare (Figura 4.50). Lo stesso software permette di evidenziare le eventuali differenze, sebbene risulti poco preciso in questa operazione. Sicuramente la possibilità di muoversi contemporaneamente sulle due immagini fornisce comunque un potentissimo strumento nella ricerca delle differenze.

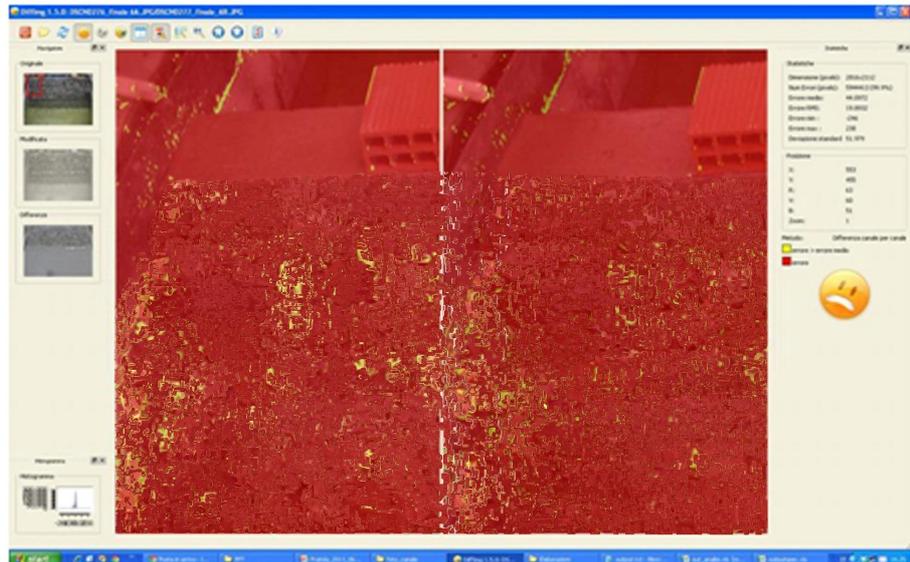


Figura 4.50 Confronto tra aree omologhe di due successive immagini (brevettato progetto)

E' stato possibile, così, accorgersi degli assestamenti iniziali della struttura e, ovviamente, dei dislocamenti verificatisi con l'attacco onduoso 6B della Fase 2, così come descritto al par. 5.5, sebbene il fatto che la mantellata sia stata realizzata a singolo strato di armatura ha permesso di accorgersi del fenomeno anche mediante una semplice analisi visiva.

5 I RISULTATI SPERIMENTALI E IL CONFRONTO CON LE FORMULE ESISTENTI

Nel presente capitolo sono riportati i risultati derivati dalle esperienze condotte in laboratorio in termini di evoluzione del moto ondoso lungo il canale sperimentale, di riflessione, runup ed overtopping sulla struttura, oltre che di stabilità idraulica della struttura stessa.

I risultati sono stati elaborati e confrontati con quelli reperibili in letteratura, riferiti a prove sperimentali effettuate in condizioni paragonabili a quelle delle prove in parola.

5.1 EVOLUZIONE DEL MOTO ONDOSO NEL CANALE

Uno spettro tipo JONSWAP, così come quello relativo ad un'onda monocromatica, procedendo dal largo verso riva subisce delle modificazioni a causa delle variazioni di profondità (*shoaling*), delle differenze fra la direzione della linea di riva e quella del fronte d'onda (rifrazione) e delle perdite di energia per attrito sul fondo e all'interfaccia acqua – aria.

Nella zona degli alti e medi fondali, le interazioni tra moto ondoso e fondali sono nulle, o poco rilevanti, per cui le modifiche del profilo della spiaggia sommersa, se costituita da sabbia, sono limitate. Procedendo verso i bassi fondali, si ritrova la zona dei frangenti nella quale le componenti dello spettro, man mano che raggiungono la condizione di saturazione, si rompono, causando notevoli dissipazioni di energia.

Al frangimento si accompagna un innalzamento del livello medio del mare nella parte verso riva (*wave setup*), unitamente alla risalita del moto ondoso sulla spiaggia (*wave runup*). Nella zona esterna ai frangenti, le modificazioni dello spettro, trascurando le dissipazioni e le rigenerazioni ed ipotizzando che il flusso di energia contenuto in un intervallo di frequenza si conservi, possono essere facilmente calcolate con le leggi valide per le onde monocromatiche (teoria di Airy o dell'onda lineare). Affinché non vi siano scambi di flussi di energia tra componenti a

diversa frequenza, occorre che le singole onde sinusoidali in cui si scompone lo spettro si propagano linearmente.

E' ben noto in letteratura che il comportamento di un'onda monocromatica di ampiezza H e lunghezza L , alla profondità h , può essere individuato dal numero di Ursell $U_R = H \cdot L^2 / h^3$ (Petrillo 1988). Finché la ripidità dell'onda è piccola ed i fondali sono alti (quindi $U_R < 1$), la propagazione è lineare ed il profilo dell'onda può essere descritto da una sinusoide; all'aumentare di U_R insorgono dispersioni sull'altezza e sulla frequenza per cui, per la rappresentazione del moto ondoso, occorre far ricorso a teorie non lineari quali quella di Stokes e delle onde cnoidali.

Per parametrizzare le trasformazioni che subisce lo spettro nella zona esterna ai frangenti, questo viene schematizzato come un'onda monocromatica di altezza H e frequenza f_p che, alla profondità h , ha una lunghezza d'onda L_p . I trasferimenti di energia nello spettro, provocati dalle non linearità, possono essere valutati considerando l'energia presente nell'intorno della frequenza di picco f_p , della prima armonica della frequenza di picco $2f_p$ e della seconda armonica della frequenza di picco $3f_p$. I contenuti energetici intorno a tali frequenze, indicati normalmente come E_1 , E_2 e E_3 , possono essere calcolati integrando lo spettro negli intervalli $[0.8 \cdot f_p, 1.2 \cdot f_p]$, $[0.8 \cdot 2f_p, 1.2 \cdot 2f_p]$ e $[0.8 \cdot 3f_p, 1.2 \cdot 3f_p]$. Analizzando i rapporti E_2/E_1 e E_3/E_1 in funzione del numero di Ursell come prima definito, si osserva che tali rapporti si mantengono costanti fino ad un certo valore di U_R , a testimonianza che l'evoluzione dello spettro si può ritenere lineare. Al crescere di U_R , i rapporti E_2/E_1 e E_3/E_1 tendono ad aumentare per via della insorgenza delle non linearità sia sulla prima armonica della frequenza di picco $2f_p$, sia sulla seconda armonica della frequenza di picco $3f_p$. Pertanto, il numero di Ursell è un parametro significativo per individuare l'insorgere delle non linearità nella propagazione (Petrillo 1988).

Nel caso in esame, disponendo delle serie storiche di altezza d'onda calcolate in cinque diversi punti, partendo dal largo fino a raggiungere i fondali antistanti la struttura di difesa ed implementando l'algoritmo F.F.T. (*Fast Fourier Transform*) con linguaggio di programmazione MATLAB®, si sono ricavati gli spettri di densità di energia che consentono un'analisi delle grandezze misurate nel dominio della frequenza. In particolare, il processo di calcolo restituisce in uscita i valori di densità di energia corrispondenti a 2048 frequenze distribuite, con intervallo costante, in un range di frequenze che va da 0 a 10 Hz,

essendo quest'ultimo pari alla metà del valore della frequenza di campionamento.

Successivamente, si è effettuato lo smoothing dello spettro, suddividendo l'intervallo di frequenze 0-10 Hz in 256 bande di 8 frequenze ciascuna ed associando, al valore intermedio delle frequenze di ciascuna banda, la somma delle densità di energia relative alle frequenze afferenti alla banda stessa. Valori di densità di energia inferiori al 10% rispetto al valore corrispondente alla frequenza di picco sono stati attribuiti a rumore di fondo.

Nella Figura 5.1 si riportano, per brevità, gli spettri di densità di energia per tutte le sonde investigate (eccetto quella di runup), con riferimento all'attacco ondoso caratterizzato da $H_s=30$ cm e $T_p=2.43$ s (in scala prototipo rispettivamente $H_s=6.00$ m – $T_p=10.87$ s) relativo alla Fase 1 (test 6B - Tabella 4.1).

Si può innanzitutto osservare come lo spettro rilevato dalla sonda S01 nella zona offshore riproduca, con buona fedeltà, lo spettro di densità di energia monodimensionale di tipo JONSWAP impostato col software di generazione.

Lo spettro d'onda, procedendo dal largo verso riva, già nella zona degli alti e medi fondali subisce modificazioni a causa delle variazioni di profondità (*shoaling*), per effetto delle perdite di energia per attrito sul fondo e all'interfaccia acqua-aria e, in questo caso, per effetto del frangimento che subiscono le onde. In particolare, si osserva che nel passaggio dalla zona offshore alla zona di risalita del fondale si sia verificato un notevole abbattimento di energia in corrispondenza della frequenza di picco $f_p=0.411$ Hz (sonda S02). Inoltre, è possibile notare come siano già insorte non linearità sulla prima armonica della frequenza di picco, di valore pari a $2f_p=0.822$ Hz.

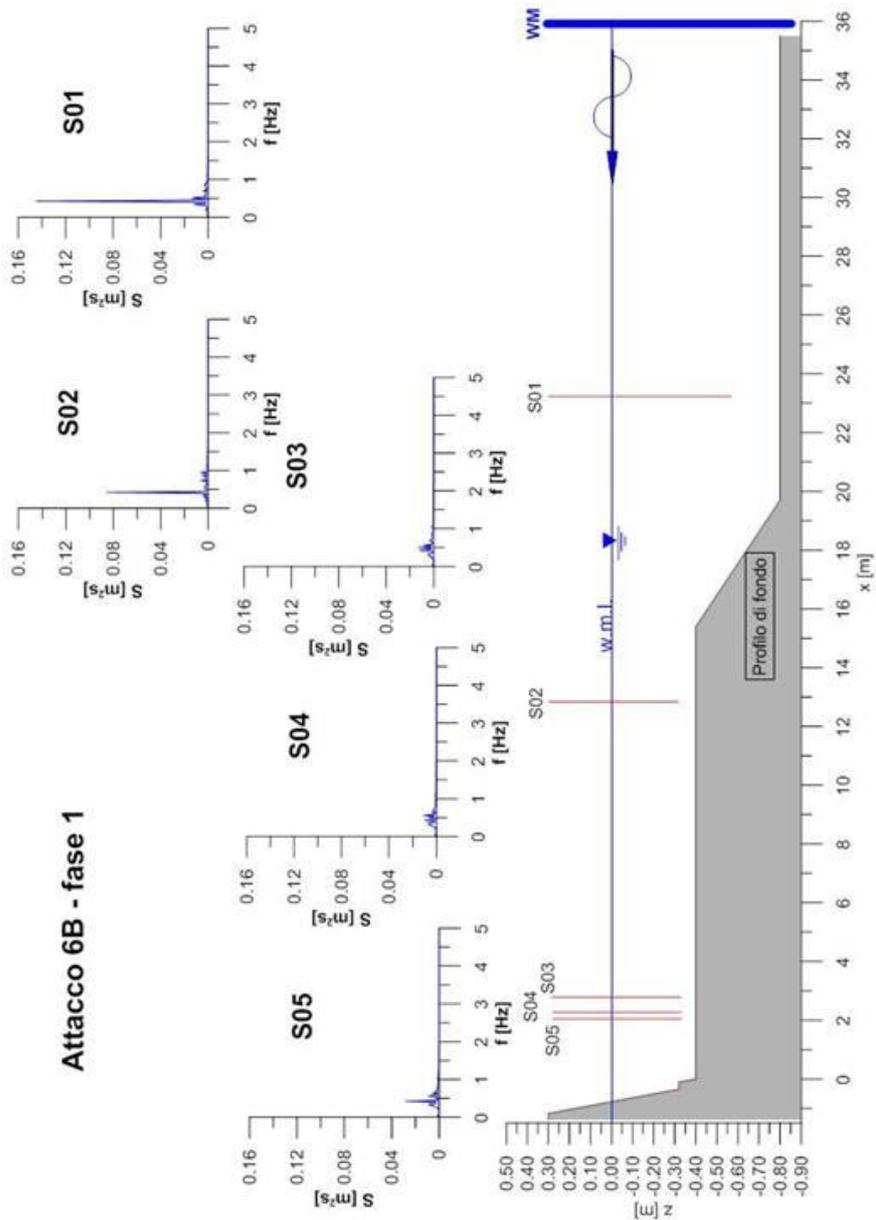


Figura 5.1 Evoluzione dello spettro nel passaggio dagli alti fondali ai fondali medio - bassi (test 6B - Fase 1)

Immediatamente a valle, in corrispondenza delle sonde S03 e S04, è possibile osservare come, contestualmente alla riduzione di energia in corrispondenza della frequenza di picco f_p , siano insorte non linearità anche sulla seconda armonica della frequenza di picco, di valore pari a $3f_p=1.233$ Hz. Inoltre, è possibile osservare la comparsa di una componente alle basse frequenze in corrispondenza del valore $f=0.029$ Hz. Infine, lo spettro relativo alla sonda S05, ossia quella posizionata più vicina alla struttura di difesa, continua a presentare le non linearità prima viste, ma con un leggero aumento del contenuto energetico in corrispondenza della frequenza di picco f_p rispetto agli spettri delle sonde S03 e S04 (congruente a quanto succede all'andamento delle altezze significative), imputabile all'effetto della riflessione prodotta dalla struttura di difesa, della quale non sono stati depurati gli spettri.

Nella Figura 5.2 si riportano gli stessi spettri, ma riferiti alla Fase 2. Anche in questo caso si può innanzitutto osservare come lo spettro rilevato dalla sonda resistiva S01 nella zona offshore riproduca, con buona fedeltà, lo spettro di densità di energia monodimensionale di tipo JONSWAP impostato col software di generazione.

Poiché ora il fondale è caratterizzato da una quota costante dalla zona di generazione fino al piede della struttura di difesa, nel passaggio dalla sonda S01 alla sonda S02 è possibile vedere come l'abbattimento di energia in corrispondenza della frequenza di picco $f_p=0.411$ Hz sia notevolmente inferiore rispetto al caso precedente. Anche in questo caso è possibile notare come siano insorte non linearità sulla prima armonica della frequenza di picco, di valore pari a $2f_p=0.822$ Hz. Inoltre è possibile osservare la comparsa di una componente alle basse frequenze in corrispondenza del valore $f=0.068$ Hz. Tale valore si ritrova anche in corrispondenza delle sonde S03, S04 e S05, caratterizzate da una riduzione più consistente dell'energia in corrispondenza della frequenza di picco f_p , oltre alle non linearità sulla prima ($2f_p$) e sulla seconda ($3f_p$) armonica della frequenza di picco. Infine, anche in questo caso lo spettro relativo alla sonda S05, ossia quella posizionata più vicina alla struttura di difesa, presenta un leggero aumento del contenuto energetico in corrispondenza della frequenza di picco f_p rispetto agli spettri delle sonde S03 e S04 (congruente a quanto succede all'andamento delle altezze significative) imputabile all'effetto della riflessione prodotta dalla struttura di difesa.

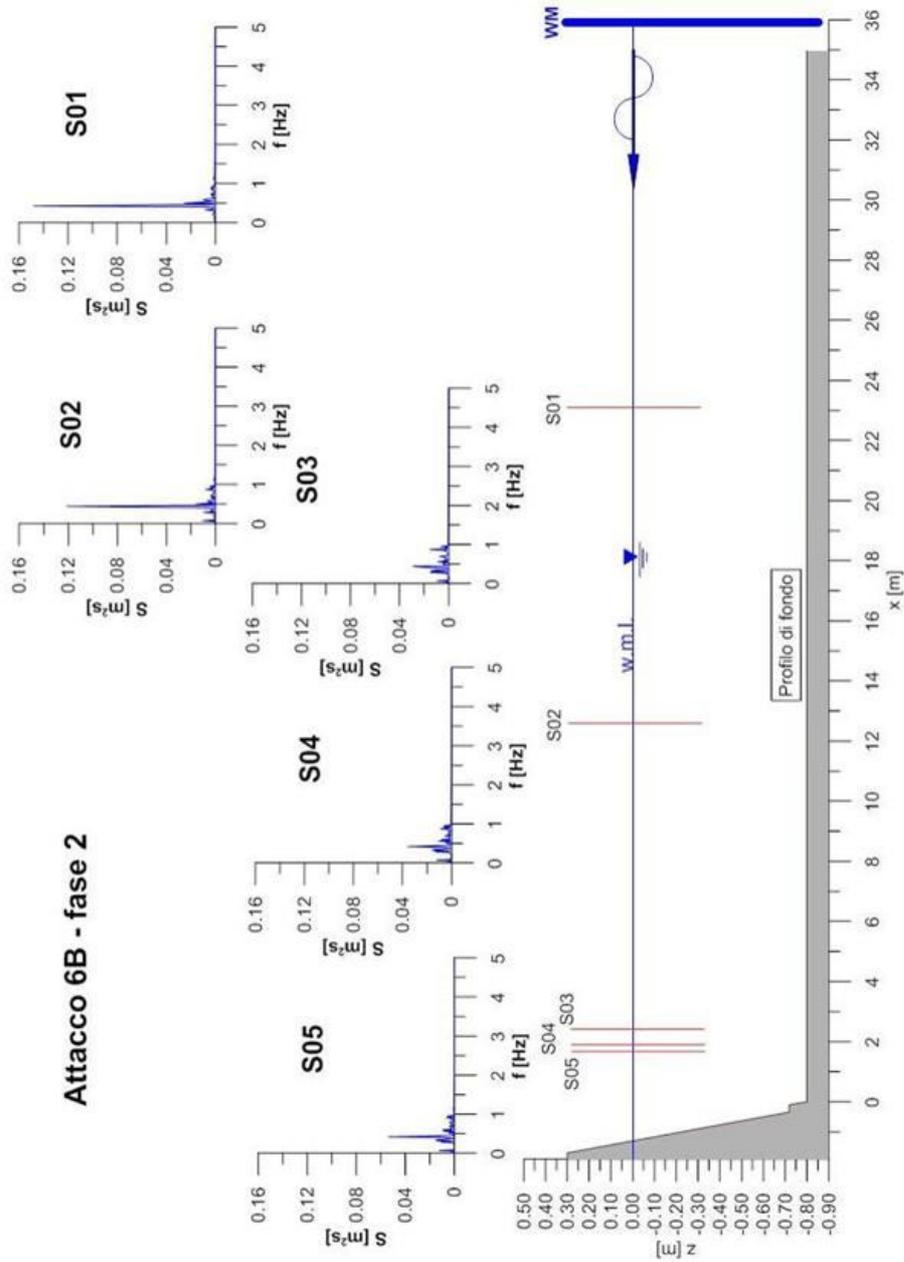


Figura 5.2 Evoluzione dello spettro nel passaggio dagli alti fondali ai fondali medio - bassi (test 6B - Fase 2)

5.2 I RISULTATI SULLA RIFLESSIONE

Come detto in precedenza, i coefficienti di riflessione K_r sono stati ricavati come rapporto tra l'altezza d'onda riflessa e l'altezza d'onda incidente:

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (5.1)$$

In Tabella 5.1 sono riportati i valori dei coefficienti di riflessione, espressi in termini percentuali, ricavati per i test della Fase 1 e della Fase 2.

I suddetti coefficienti sono stati analizzati in funzione dei momenti di ordine zero dello spettro di energia:

$$m_0 = \int S(f) df \quad (5.2)$$

Tabella 5.1 Valori dei coefficienti di riflessione ricavati per i test della Fase 1 e della Fase 2

ID Prova	Fase 1 Kr	Fase 2 Kr
1A	28.9%	-
1B	32.2%	-
1C	30.8%	-
2A	32.2%	-
2B	40.4%	-
2C	44.3%	-
3A	41.4%	33.6%
3B	46.4%	35.1%
3C	48.5%	37.3%
4A	44.7%	34.3%
4B	50.4%	37.7%
4C	54.2%	42.5%
5A	50.3%	41.8%
5B	53.9%	44.3%
5C	54.9%	49.5%
6A	50.7%	44.9%
6B	54.7%	51.3%
6C	55.1%	51.0%

La Figura 5.3 e Figura 5.4 mostrano l'andamento dei coefficienti di riflessione, rispettivamente per i test della Fase 1 e della Fase 2, i quali, in accordo con i dati di letteratura, aumentano all'aumentare di m_0 .

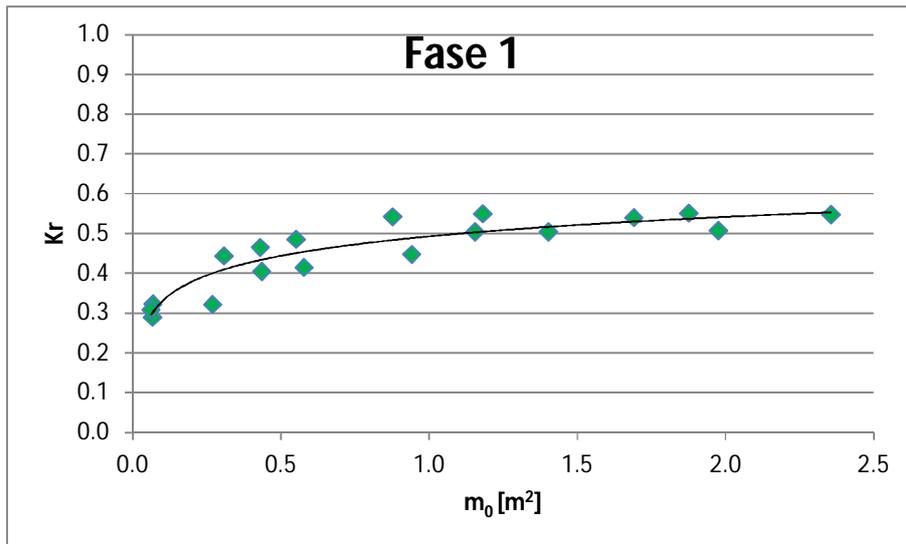


Figura 5.3 Andamento dei Kr in funzione di m_0 per i test relativi alla Fase 1

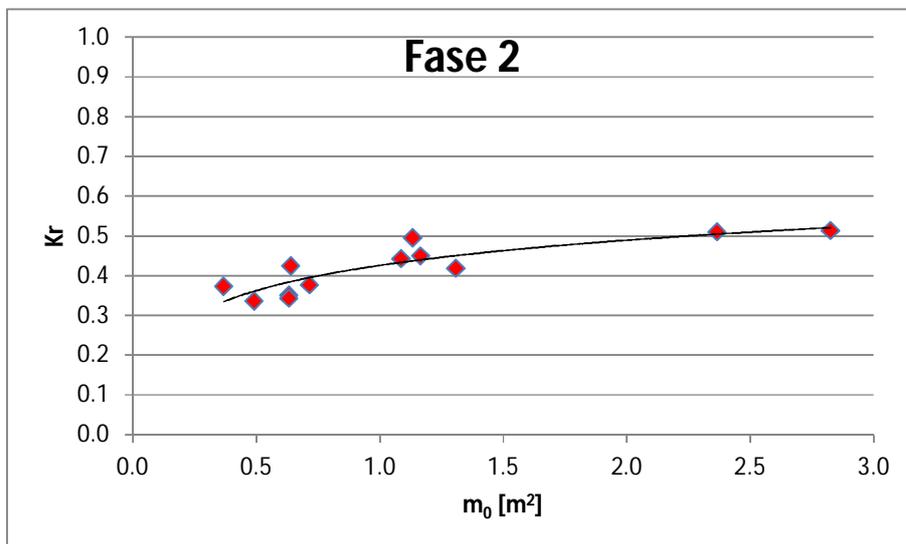


Figura 5.4 Andamento dei Kr in funzione di m_0 per i test relativi alla Fase 2

Le ricerche finalizzate allo studio del solo fenomeno della riflessione delle onde su strutture di difesa costiera sono abbastanza limitate. Molto spesso, infatti, esse derivano da ricerche condotte al fine di studiare fenomeni di stabilità delle strutture, overtopping e trasmissione ondosa. Ciò significa che sono disponibili una gran quantità di dati sulla riflessione, ma che i suddetti dati non sono stati analizzati in quanto sono stati ricavati esclusivamente per calcolare l'altezza d'onda incidente.

Zanuttigh e Van der Meer 2006 hanno analizzato un totale di circa 6000 dati ricavati da un database di un progetto europeo di ricerca denominato DELOS, finalizzato allo studio della trasmissione ondosa e da un progetto di ricerca denominato CLASH condotto sul lato esterno della barriera occidentale del porto di Zeebrugge, finalizzato allo studio dell'overtopping in scala prototipo.

E' noto che la riflessione è influenzata più dal periodo dell'onda, che dall'altezza (Postma, 1989). Pertanto il parametro più rappresentativo per la valutazione del fenomeno della riflessione è il *surf similarity parameter*, o *breaker parameter* ξ_0 , che permette di analizzare anche le diverse pendenze della struttura. Tuttavia l'utilizzazione di questo solo parametro introduce parecchio scatter dei dati.

La gran parte delle formule per il calcolo dei coefficienti di riflessione sono quindi del tipo:

$$K_r = funz(\xi_0) \quad (5.3)$$

Con ξ_0 espresso dalla relazione:

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_{m0}}{gT_{m-1,0}^2}}} \quad (5.4)$$

calcolato utilizzando il periodo d'onda spettrale $T_{m-1,0}$ ricavato dal rapporto tra il momento di ordine -1 ed il momento di ordine 0:

$$T_{m-1,0} = \frac{m_{-1}}{m_0} \quad (5.5)$$

Dopo aver ristretto l'analisi dei 6000 dati alle sole strutture con paramento rettilineo, caratterizzate da condizioni di progetto limitate entro i seguenti campi:

$$\frac{R_c}{H_{si}} \geq 0.5$$

$$\frac{H_{m0}}{D_{n50}} \geq 1.0$$

$$s_0 \geq 0.01$$

In cui:

- R_c è la quota della sommità della struttura;
- H_{si} è l'altezza significativa dell'onda incidente;
- H_{m0} è l'altezza significativa al largo;
- D_{n50} è il diametro nominale del masso di mantellata;
- s_0 è la ripidità dell'onda relativa al periodo $T_{m-1,0}$,

e sottoposte ai soli attacchi ondosi perpendicolari alla struttura, i dati rimanenti sono risultati circa 600, riferiti a quattro famiglie di strutture ben distinte (Figura 5.5):

- Strutture con *armour units*;
- Strutture con paramento liscio;
- Strutture con roccia e nucleo impermeabile;
- Strutture con roccia e nucleo permeabile.

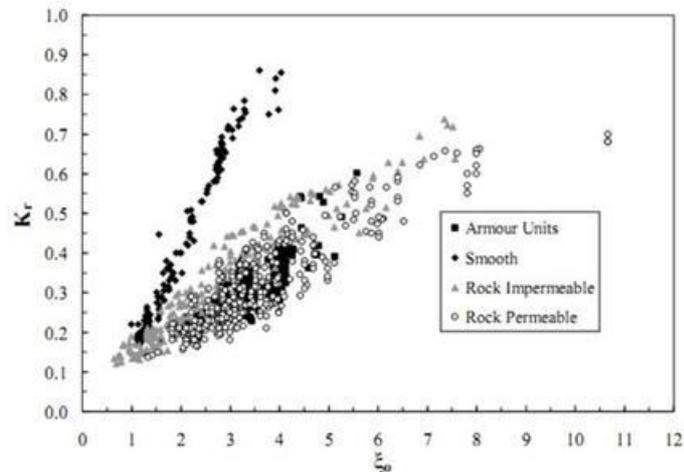


Figura 5.5 Analisi dei K_r per le quattro tipologie di strutture individuate

Per un confronto con la nostra struttura abbiamo considerato tutte le tipologie individuate, ad esclusione delle strutture con paramento liscio. L'analisi di Zanuttigh e Van der Meer 2006 ha messo in evidenza che le opere impermeabili in roccia sono ben rappresentate dalla curva di Postma 1989:

$$K_r = 0.15 \cdot \xi_0^{0.73} \quad (5.6)$$

Mentre le opere permeabili in roccia possono essere rappresentate dalla formula di Seeling e Ahrens 1981:

$$K_r = \frac{a_1 \cdot \xi_0^2}{\xi_0^2 + b_1} \quad (5.7)$$

con i valori dei coefficienti pari a:

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.49 \\ b_1 &= 5.456 \end{aligned} \quad (5.8)$$

limitatamente al campo definito da $\xi_0 = 2 \div 4$ (Figura 5.6).

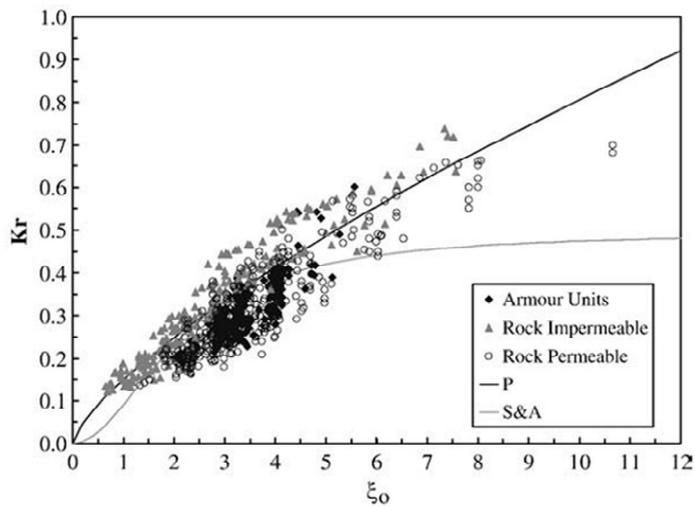


Figura 5.6 Confronto tra i dati relativi alle strutture con *armour units*, strutture impermeabili in roccia e strutture permeabili in roccia, con le formule di Postma 1989 e Selling e Ahrens 1981

Pertanto, sono stati inseriti i punti sperimentali relativi alle prove eseguite sul masso Maya all'interno dello stesso grafico (Figura 5.7).

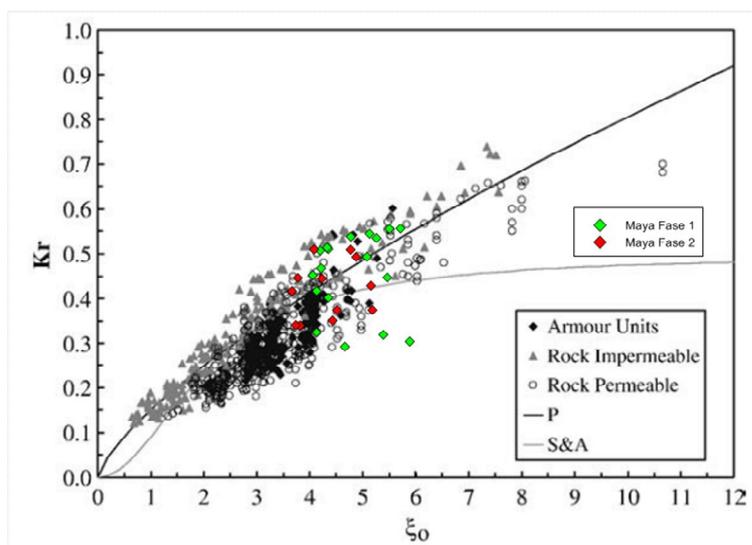


Figura 5.7 Confronto dei dati relativi alle strutture con *armour units*, strutture impermeabili in roccia, strutture permeabili in roccia e strutture con massi Maya, con le formule di Postma 1989 e Selling e Ahrens 1981

La figura mostra una buona sovrapposizione dei punti relativi alla struttura con massi Maya, con le altre tipologie di strutture analizzate, fatta eccezione per i tre punti più in basso relativi alle prove 1A, 1B e 1C della Fase 1, caratterizzati da un'altezza d'onda incidente eccessivamente bassa.

Si può comunque osservare che entrambe le formule analizzate non sono capaci di rappresentare sufficientemente bene il comportamento delle strutture in esame, anche a causa di un elevato scatter dei dati.

Zanuttigh e Van der Meer 2006 hanno così provveduto ad una ricalibrazione dei coefficienti della formula di Seelig e Ahrens 1981, per la quale hanno unificato le strutture permeabili in roccia con le strutture con *armour units*, assegnandone i seguenti coefficienti:

$$a_1 = 0.75 \quad (5.9)$$

$$b_1 = 15$$

La Figura 5.8 riporta il confronto tra le suddette strutture e la formula di Seelig e Ahrens 1981 calcolata con i nuovi coefficienti. Nella figura sono stati inseriti anche i punti sperimentali relativi alle prove eseguite sulla struttura con i massi Maya, ad eccezione dei tre punti più bassi relativi alle prove 1A, 1B e 1C della Fase 1, per i quali si è osservato che risultano poco significativi nella presente analisi, a causa del modestissimo contenuto energetico che li caratterizza.

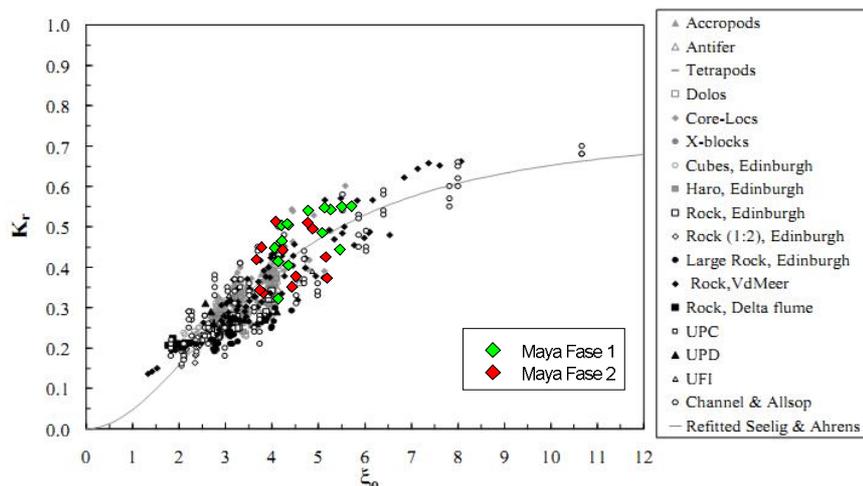


Figura 5.8 Confronto dei dati relativi alle strutture con *armour units*, strutture permeabili in roccia e strutture con massi Maya, con la formula di Seelig e Ahrens (1981) ricalibrata

Si può osservare che, con i nuovi coefficienti, la formula di Seeling e Ahrens 1981 riesce a rappresentare abbastanza bene le strutture analizzate, comprese la strutture con massi Maya, ad esclusione del campo caratterizzato da valori di ξ_0 inferiori a 2 per i quali, come osservato da Zanuttigh e Van der Meer, la formula sembra sottostimare il coefficiente di riflessione.

Con il lavoro del 2006, Zanuttigh e Van der Meer hanno messo a punto una nuova formula con l'obiettivo di poterla adattare a tutte le tipologie di strutture precedentemente individuate e, in particolare, a tutte le tipologie di *armor units* note:

$$K_r = \tanh(a \cdot \xi_0^b) \quad (5.10)$$

in cui i coefficienti a e b , riportati nella Tabella 5.2, dipendono dal tipo di *armor units* e dal coefficiente di scabrezza γ_f .

Tabella 5.2 Valori dei coefficienti a e b della formula di Zanuttigh e Van der Meer 2006 in funzione del tipo di struttura e del coefficiente di scabrezza

Tipologia di struttura	a	b	γ_f
Roccia con nucleo permeabile	0.12	0.87	0.40
Armour units	0.12	0.87	Vari
Roccia con nucleo impermeabile	0.14	0.90	0.55
Paramento liscio	0.16	1.43	1.00

La formula è valida solamente all'interno delle condizioni di progetto definite con precisione dagli stessi Zanuttigh e Van der Meer:

- modesta trasmissione ondosa: $R_c/H_{m0} \geq 0.5$;
- onde incidenti non troppo basse: $H_{m0}/D_{n50} \geq 1.0$;
- onde incidenti non troppo lunghe: $s_0 \geq 0.01$ (con s_0 ripidità dell'onda relativa al periodo $T_{m-1,0}$)

Sia la formula, che i valori dei coefficienti, sono stati ricavati dall'analisi dei dataset disponibili, per i quali sono stati ricavati i valori medi del K_r dividendo in gruppi di ξ_0 .

Sono stati così riportati in un grafico i punti caratteristici delle prove sperimentali eseguite sulle strutture in roccia e nucleo permeabile (punti

neri) e sulle strutture con armour units (punti grigi). Nello stesso grafico sono stati riportati i punti relativi alle prove sperimentali sulle strutture con massi Maya (Figura 5.9).

Secondo gli autori, la formula sovrastima leggermente i coefficienti di riflessione per le strutture in roccia con nucleo permeabile e per le strutture con *armour units*, come si può osservare dal grafico, mentre sembra descrivere abbastanza bene le strutture con massi Maya.

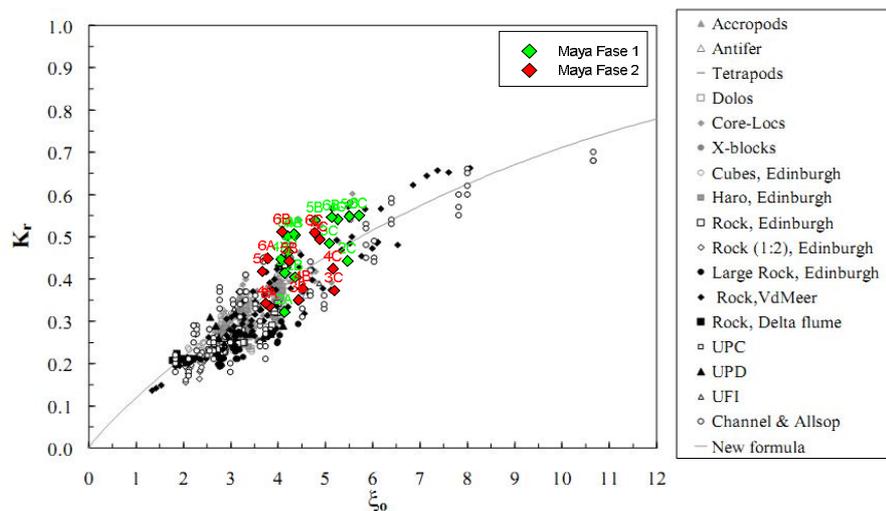


Figura 5.9 Confronto dei dati relativi alle strutture permeabili in roccia, strutture con *armour units* e strutture con massi Maya, con la formula di Zanuttigh e Van der Meer 2006

Infine è stata analizzata la formula di Muttray e Oumeraci 2006, ricavata in seguito ad una serie di test effettuati su una struttura con mantellata costituita da *accropodi* e con pendenza del paramento pari a 2:3. La formula pone il coefficiente di riflessione in funzione della profondità del fondale al piede dell'opera d e della lunghezza d'onda al largo, calcolata con il periodo di picco L_{0p} .

$$K_r = \frac{1}{1.3 + 6\pi \frac{d}{L_{0p}}} \quad (5.11)$$

I dati sperimentali relativi alle prove eseguite sulla struttura con massi Maya sono stati riportati nel grafico in Figura 5.10, in funzione del rapporto d/L_{0p} e confrontati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006.

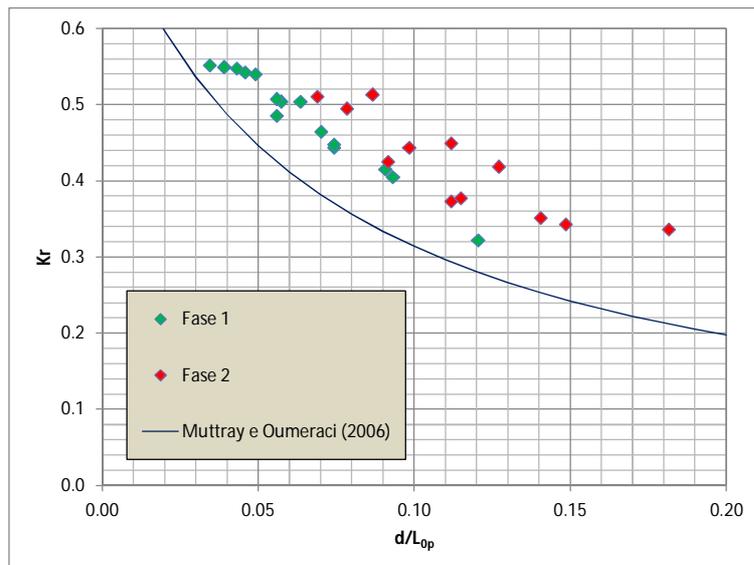


Figura 5.10 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006

Dalla figura si osserva sostanzialmente come la formula sottostimi i coefficienti di riflessione, soprattutto per le prove relative alla Fase 2. In particolare si possono riconoscere due comportamenti abbastanza distinti per le prove relative alle due fasi, per i quali è lecito ipotizzare che le non linearità che avvengono nell'evoluzione dello spettro di densità di energia, relativamente alle prove della Fase 1 per le quali il fondale è sensibilmente più basso, inducano una sostanziale riduzione del fenomeno della riflessione rispetto al rapporto d/L_{0p} .

I due grafici relativi alle prove della Fase 1 e alle prove della Fase 2, riportati rispettivamente nella Figura 5.11 e Figura 5.12, mostrano come i punti sperimentali, ancorché posizionati tutti al di sopra della curva caratteristica della formula di Muttray e Oumeraci 2006, sembrano seguire abbastanza bene l'andamento della formula (5.11), con un buon fitting soprattutto per le prove della Fase 1.

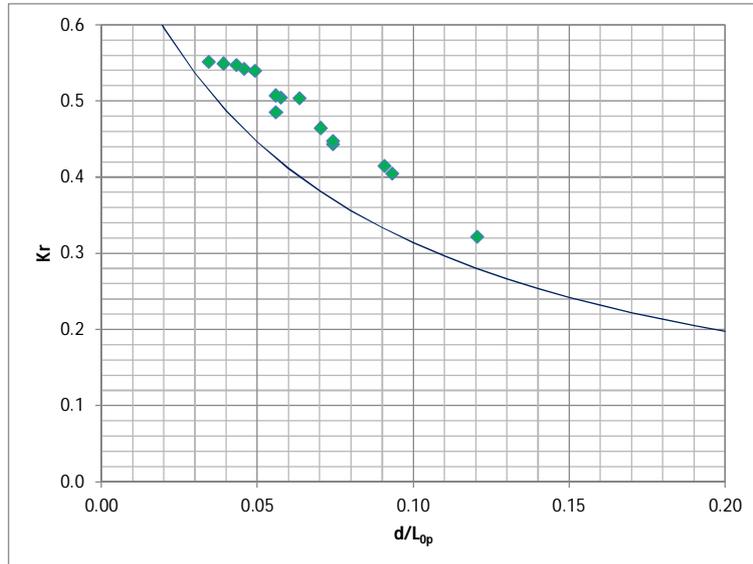


Figura 5.11 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 1

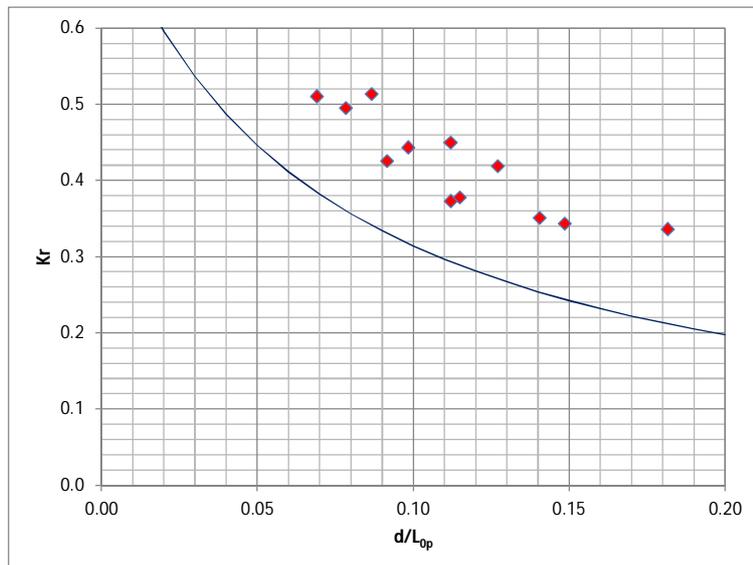


Figura 5.12 Confronto dei dati relativi alle strutture con massi Maya, con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 2

Il confronto ha permesso inoltre di verificare che la formula fornisce una stima del 19% inferiore rispetto ai dati sperimentali della Fase 1 e del 40% per la Fase 2, così come riportato nelle Figura 5.13 e Figura 5.14.

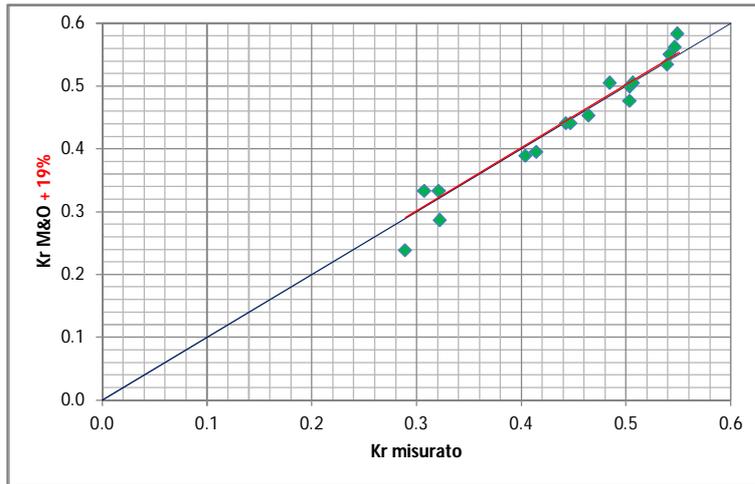


Figura 5.13 Confronto tra i Kr misurati e quelli calcolati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 1

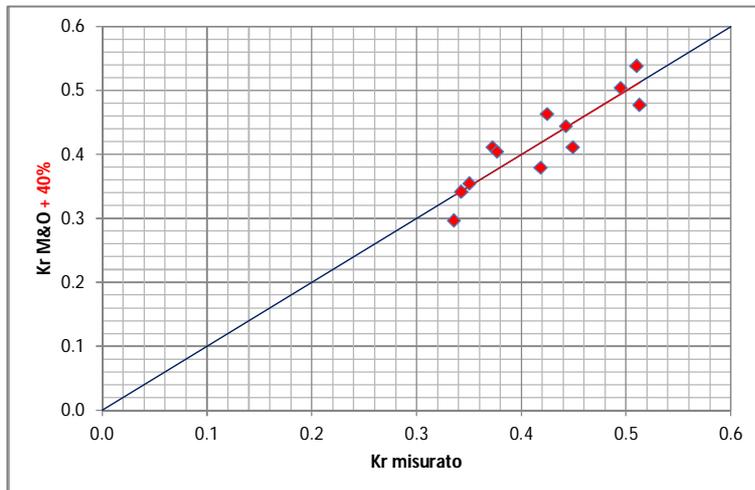


Figura 5.14 Confronto tra i Kr misurati e quelli calcolati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, per le prove della Fase 2

Lo stesso risultato è stato ritrovato da Calabrese et al. 2010, i quali hanno condotto un doppio studio: il primo su una struttura con mantellata costituita da *accropodi*, con pendenza del paramento pari a 2:3, ossia la stessa pendenza con la quale Muttray e Oumeraci 2006 hanno eseguito le prove sperimentali che hanno portato alla definizione della loro formula, il secondo studio eseguito su una struttura con mantellata costituita da *ecopodi*, con pendenza del paramento pari a 3:4.

Le prime prove eseguite sulla struttura con pendenza analoga a quella utilizzata da Muttray e Oumeraci hanno mostrato una buona corrispondenza dei dati, mentre le seconde, condotte sulla struttura con pendenza 3:4 analoga alla pendenza della struttura oggetto del presente studio, hanno mostrato una sostanziale sottostima della formula.

Le Figura 5.15 e Figura 5.16 mostrano il confronto tra i coefficienti di riflessione misurati con i test eseguiti da Calabrese et al. 2010 sulla struttura con pendenza 3:4 e i corrispettivi calcolati con la formula di Muttray e Oumeraci 2006, come detto misurati con struttura avente pendenza 2:3; nei grafici sono stati inseriti anche i punti sperimentali relativi ai test oggetto del presente studio, condotti su struttura con pendenza analoga a quella dei test di Calabrese et al. 2010, rispettivamente per le prove della Fase 1 e per le prove della Fase 2.

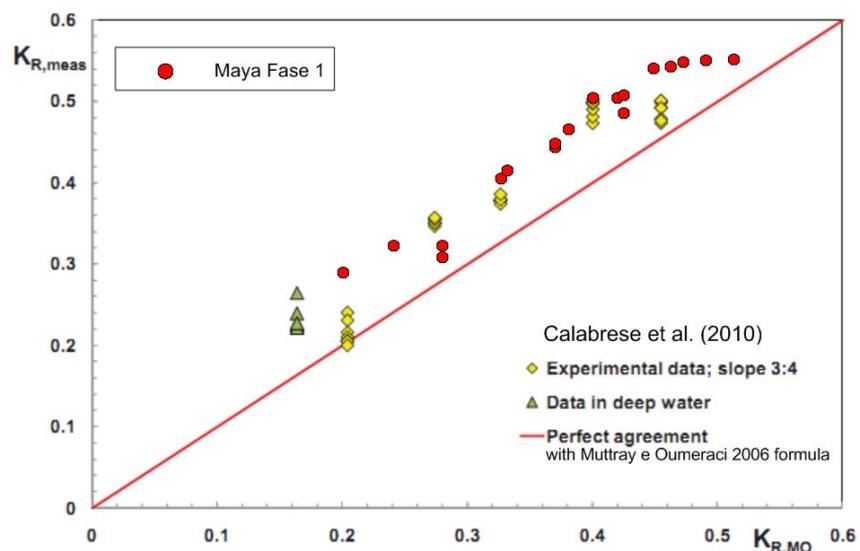


Figura 5.15 Confronto tra i K_r misurati da Calabrese et al. 2010 e quelli misurati dai test sperimentali sulla struttura con massi Maya per le prove della Fase 1

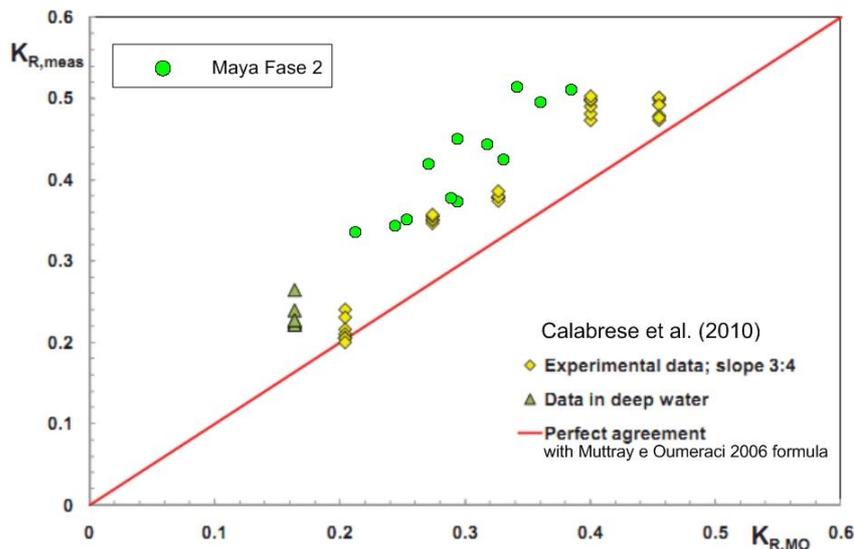


Figura 5.16 Confronto tra i K_r misurati da Calabrese et al. 2010 e quelli misurati dai test sperimentali sulla struttura con massi Maya per le prove della Fase 2

Dai confronti si osserva una buona corrispondenza dei test eseguiti da Calabrese et al con i test eseguiti sulla struttura con massi Maya relativamente alle prove della Fase 1, mentre per quelle della Fase 2 i valori sperimentali del coefficiente di riflessione con i massi Maya risultano leggermente superiori.

Secondo gli stessi Calabrese et al. il motivo della sottostima della formula di Muttray e Oumeraci risiede nella mancanza della pendenza della struttura all'interno della formula, parametro ancora fondamentale quando si è in condizioni di valori piuttosto bassi (<6) del *surf similarity parameter* ξ_0 .

5.3 I RISULTATI SUL RUNUP

Quando vengono generati attacchi ondosi di tipo sinusoidale, il runup si manifesta con un valore costante che si ripete per ogni singola onda. Nel caso di attacchi ondosi di tipo random, invece, come nel caso del presente lavoro sperimentale, ogni singola onda produce un valore di runup diverso proprio a causa della natura stocastica delle onde incidenti.

Nasce così la necessità di definire un valore rappresentativo del fenomeno.

I runup caratteristici che vengono utilizzati più di frequente nelle formulazioni presenti in letteratura sono il runup al 2% ($R_{u2\%}$) ed il runup al 10% ($R_{u10\%}$), definiti rispettivamente come il runup che viene superato dal 2% e dal 10% delle onde incidenti al piede della struttura.

In genere le formule che vengono definite per la previsione del runup sono empiriche, ricavate da studi sperimentali condotti su modelli fisici.

Normalmente, per la rappresentazione, il runup viene adimensionalizzato con l'altezza d'onda incidente sulla struttura. Essendo il fenomeno strettamente legato alla pendenza della struttura e alle caratteristiche dell'onda incidente, il parametro più rappresentativo cui viene messo in relazione è il *surf similarity parameter* ξ , per cui, in genere, il runup viene espresso mediante una relazione del tipo:

$$\frac{R_{u n\%}}{H_{si}} = funz(\xi)$$

Oltre alle caratteristiche del moto ondoso incidente e alla pendenza della struttura, il fenomeno è fortemente influenzato da altre caratteristiche morfologiche della struttura quali la forma del paramento (eventuali presenze di berme lungo il paramento) e caratteristiche legate alla composizione della struttura, quali la scabrezza e la permeabilità. E' evidente, infatti, che una struttura permeabile sia soggetta a valori di runup inferiori rispetto ad una struttura impermeabile, così come una struttura con mantellata scabra sia soggetta a valori decisamente inferiori rispetto ad una struttura con paramento liscio, a causa delle dissipazioni di energia che vi si generano proprio per la scabrezza della mantellata.

In genere, dunque, le formule per il calcolo del runup sono caratterizzate dalla presenza di parametri che tengono conto dei suddetti fattori, in modo che si possa espandere lo spettro di applicabilità ad ogni tipo di struttura e di condizioni ondose.

Come per la riflessione, i risultati ottenuti sul modello fisico oggetto del presente studio sono stati confrontati con alcune tra le principali formule di letteratura, normalmente utilizzate in fase di progettazione dell'opera.

Van der Meer e Stam nel 1992 hanno condotto dei test su modello fisico, su due tipi di strutture con mantellata in massi naturali: una con nucleo

impermeabile, caratterizzata da una permeabilità $P=0.1$ (fattore di permeabilità nominale – Van der Meer 1988a), ed una con una elevata permeabilità ($P>0.4$).

Nella loro analisi, gli autori hanno preso in considerazione il ξ_m , calcolato con il periodo medio T_m dell'onda.

Inoltre hanno definito due zone distinte per l'andamento del runup, in funzione di ξ_m :

$$R_{un\%}/H_s = a \xi_m \quad \text{per} \quad \xi_m \leq 1.5 \quad (5.12)$$

$$R_{un\%}/H_s = b \xi_m^c \quad \text{per} \quad \xi_m > 1.5$$

Con un massimo per le strutture permeabili definito da:

$$R_{un\%}/H_s = d \quad (5.13)$$

A secondo del valore caratteristico di runup che si vuole calcolare, sono definiti i coefficienti a , b , c e d , riportati in Tabella 5.3:

Tabella 5.3 Valori dei coefficienti delle formule di Van der Meer e Stam 1992

Valore caratteristico del runup n%	a	b	c	d
2	0.96	1.17	0.46	1.97
10	0.77	0.94	0.42	1.45

Le curve di previsione basate sulle equazioni (5.12) e (5.13) sono rappresentative sia di strutture con nucleo impermeabile, che di strutture con nucleo permeabile, per cui sono ricavate da una serie di punti sperimentali caratterizzati da un notevole scatter.

Nella Figura 5.17 e Figura 5.18 sono riportate le curve di previsione del runup basate sulle formule di Ven der Meer e Stam 1992, rispettivamente relative al calcolo del runup al 2% e del runup al 10%. All'interno dei grafici sono stati inseriti i punti sperimentali dei valori di runup misurati sul modello oggetto del presente studio, relativamente ai test delle Fase 1.

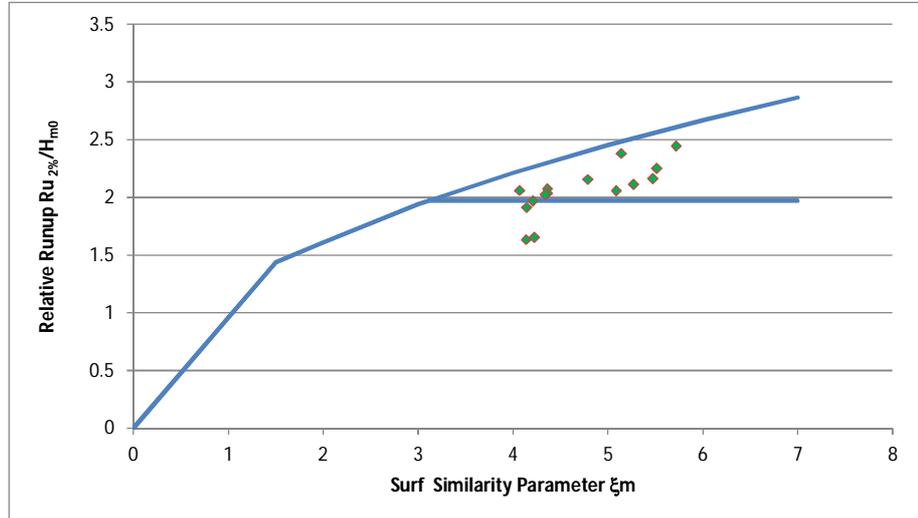


Figura 5.17 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 1

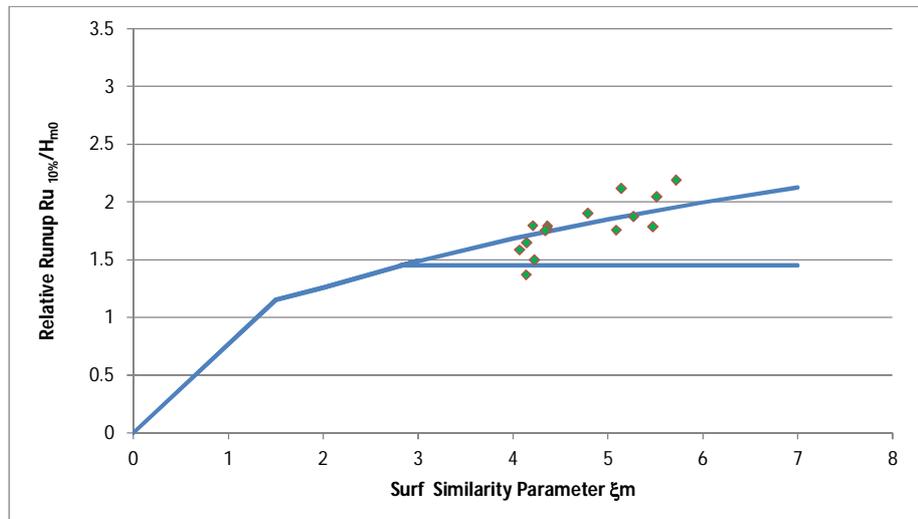


Figura 5.18 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 10% misurati nei test della Fase 1

Va specificato che dalla presente analisi sono stati esclusi i punti rappresentativi dei test 1A, 1B e 1C, caratterizzati da attacchi ondosi aventi un contenuto energetico estremamente basso, per i quali già dalla

precedente analisi sulla riflessione si erano notati comportamenti poco significativi.

Dalla Figura 5.17 si osserva una buona rappresentazione delle formule rispetto ai punti sperimentali della Fase 1, per quanto riguarda i runup al 2% per i quali i punti rappresentativi si posizionano intorno alla retta orizzontale di ordinata 1.97 (coefficiente d), caratteristica delle strutture permeabili e comunque tutti al di sotto della curva superiore, caratteristica delle strutture impermeabili.

Leggermente diverso è il comportamento dei runup al 10% i cui punti rappresentativi si posizionano lungo la curva caratteristica delle strutture impermeabili, in alcuni casi arrivando anche a superarla, soprattutto per i più alti valori di ξ_m (Figura 5.18).

Analogo confronto è stato fatto per i test della Fase 2, i cui grafici sono riportati nella Figura 5.19 e Figura 5.20.

Dalle figure è possibile osservare che i punti relativi al runup al 2%, come per i test della Fase 1, si posizionano intorno alla retta orizzontale, caratteristica delle strutture permeabili, per alti valori del *surf similarity parameter*, sebbene sia abbastanza evidente un certo scatter dei dati.

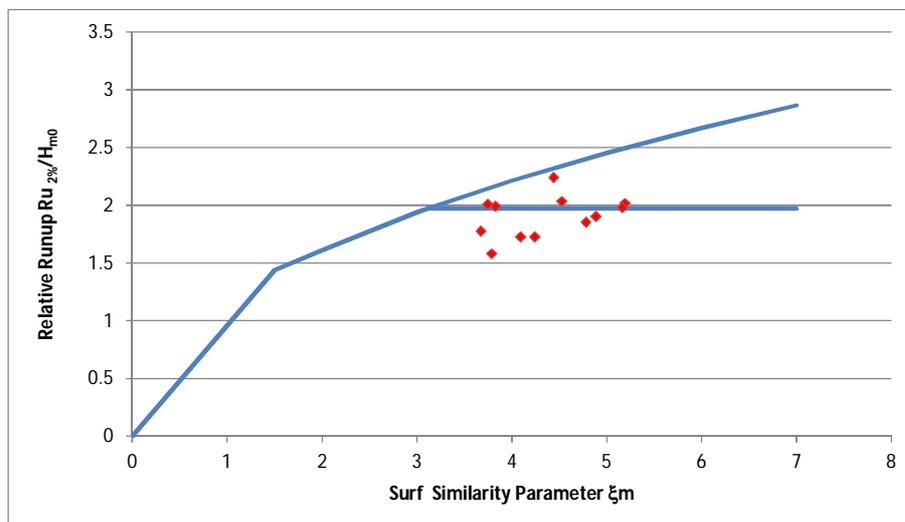


Figura 5.19 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 2

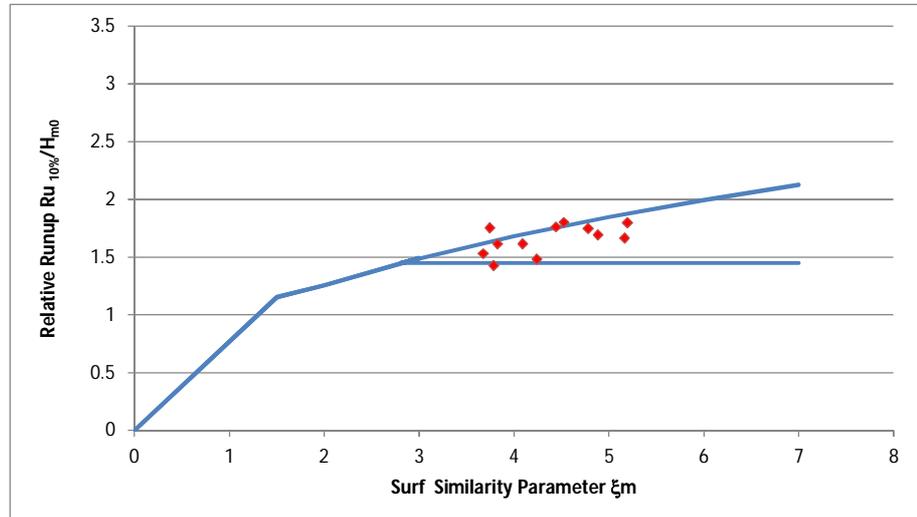


Figura 5.20 Confronto tra le formule di Van der Meer e Stam 1992 e i runup al 10% misurati nei test della Fase 2

Anche in questo caso i valori dei runup al 10% mostrano un comportamento leggermente diverso rispetto ai runup al 2%, in quanto i punti rappresentativi tendono a disporsi lungo la curva caratteristica delle strutture permeabili.

C'è però da mettere in evidenza che, in generale, i valori di runup misurati durante i test relativi alla Fase 2 sono leggermente più bassi di quelli misurati con i test della Fase 1. La motivazione è evidentemente da ricercare nella diversa configurazione del fondale che provoca modifiche diverse nell'evoluzione dello spettro di energia durante il percorso dal generatore di moto ondoso verso la struttura di protezione. Nella configurazione della Fase 2, infatti, la quasi totalità delle onde generate non subisce frangimento grazie agli alti fondali presenti, salvo alcuni sporadici casi in cui si osservano frangimenti di piccola entità, che avvengono immediatamente dopo la generazione per alcune delle onde più alte generate nei test 6 (altezza significativa alla generazione pari a 6 metri in scala prototipo).

Evidentemente anche in questo caso, le non linearità che si generano nello spettro per i test della Fase 1, a causa dei bassi fondali che provocano il frangimento di una gran parte delle onde generate, risultano influenti nei runup che si generano sulla struttura di protezione.

Non molto dissimile è il risultato del confronto con le formule di Van der Meer 1998, ottenute anch'esse mediante prove eseguite su mantellata costituita da massi naturali, prendendo a riferimento questa volta il periodo di picco anziché il periodo medio nella definizione della *surf similarity parameter* (ξ_p) e calcolando il solo valore del runup al 2%:

$$R_{u2\%}/H_s = 0.88 \xi_p \quad \text{per } \xi_p < 1.5 \quad (5.14)$$

$$R_{u2\%}/H_s = 1.1 \xi_p^{0.46} \quad \text{per } \xi_p > 1.5$$

Con un massimo per le strutture permeabili definito ancora da:

$$R_{u2\%}/H_s = 1.97 \quad (5.15)$$

Il confronto dei test sperimentali eseguiti sulla mantellata costituita dai massi Maya, con la formula di Van der Meer 1998 relativamente al runup al 2%, è riportato nella Figura 5.21 e Figura 5.22:

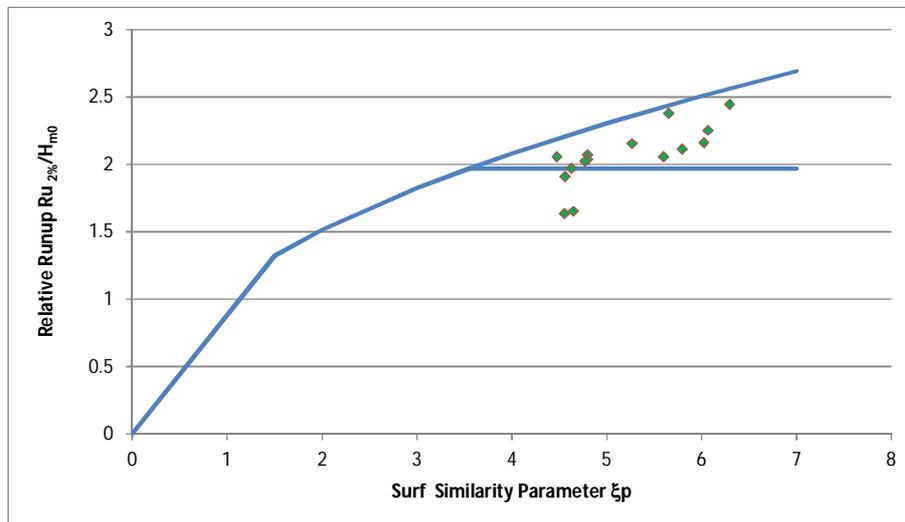


Figura 5.21 Confronto tra le formule di Van der Meer 1998 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 1

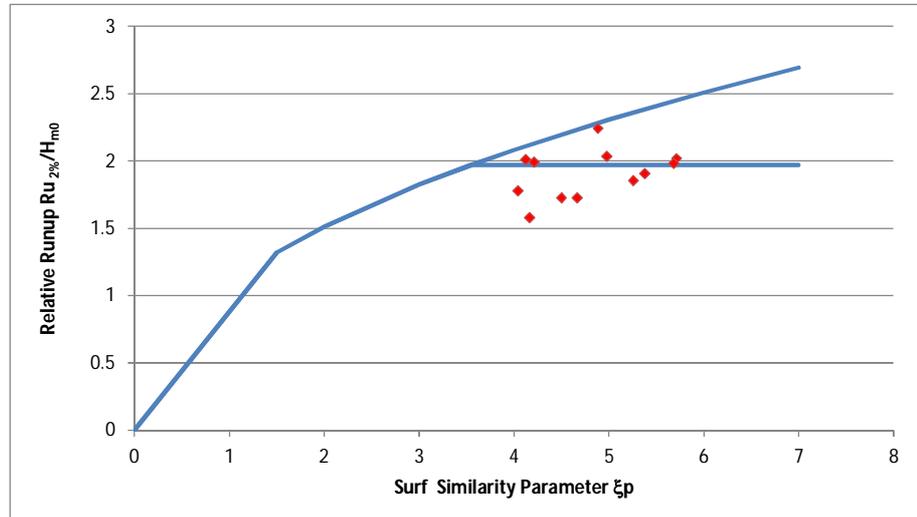


Figura 5.22 Confronto tra le formule di Van der Meer 1998 e i runup al 2% misurati nei test della Fase 2

Anche con questa formula la gran parte dei punti sperimentali dei test della Fase 1 si posiziona tra la curva caratteristica delle strutture impermeabili e quella delle strutture permeabili, mentre per i test della Fase 2 i relativi punti sono posizionati quasi tutti lungo la curva caratteristica delle strutture permeabili e al di sotto di essa.

E' stato condotto anche un confronto con un'altra tipologia di formulazione, riportata nel *Technical Report on Wave Runup and Wave Overtopping at Dikes* (TAW) scritto da Van der Meer nel 2002.

L'autore, prendendo a riferimento il periodo d'onda spettrale $T_{m-1,0}$ nel calcolo del *surf similarity parameter*, qui definito $\xi_{m-1,0}$ (in precedenza definito ξ_0), introduce dei fattori di correzione che possano tener conto dell'influenza della forma della struttura per la presenza di una eventuale berma lungo il pendio della struttura γ_b , dell'influenza di un diverso angolo di direzione di provenienza del moto ondoso γ_β e dell'influenza di diversi gradi di scabrezza della mantellata γ_f . Questo consente di estendere l'applicabilità della formula a mantellate realizzate con massi di calcestruzzo, con l'accortezza di scegliere il giusto valore di γ_f .

La formula consente di calcolare il valore del runup al 2%:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = A \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \quad (5.16)$$

con una curva limite superiore per alti valori di $\xi_{m-1,0}$ data dalla:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = \gamma_b \cdot \gamma_{f \text{ surging}} \cdot \gamma_\beta \left(B - \frac{C}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \quad (5.17)$$

A partire da $\xi_{m-1,0}=1.8$ il fattore di scabrezza $\gamma_{f \text{ surging}}$ aumenta linearmente fino ad arrivare ad 1 secondo la seguente relazione:

$$\gamma_{f \text{ surging}} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) \cdot (1 - \gamma_f) / 8.2 \quad (5.18)$$

Per valori di $\xi_{m-1,0}$ superiori ad 10, $\gamma_{f \text{ surging}}$ rimane uguale ad 1.

Per strutture con nucleo permeabile, è definito ancora un massimo pari a:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = 1.97 \quad (5.19)$$

La formula è valida nel range $0.5 < \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} < 10$.

Ovviamente nel caso di strutture con paramento liscio e dritto (senza la presenza di berme lungo il pendio) e con attacchi ondosi perpendicolari, i fattori di correzione γ_b , γ_f e γ_β sono tutti uguali a 1.

I valori dei coefficienti A, B e C delle formule di Van der Meer 2002 sono stati determinati sulla scorta di un consistente dataset ottenuto sia da test eseguiti su modelli fisici, che da test condotti in scala prototipo.

A secondo dell'utilizzo che si vuole fare delle suddette formule, l'autore suggerisce due set di valori per i relativi coefficienti: il primo per un calcolo di tipo deterministico, il secondo per un calcolo di tipo probabilistico.

L'approccio di tipo deterministico viene utilizzato per la progettazione dell'opera, a cui va assegnata una quota di sommità che fornisca determinati margini di sicurezza. Per far ciò, i coefficienti devono essere

tali da tener conto delle incertezze delle formule e non già tali da seguire il trend medio dei dati.

Per il calcolo di tipo deterministico, le (5.16) e (5.17) divengono:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = 1.75 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \quad (5.20)$$

Con un massimo:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \left(4.3 - \frac{1.6}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \quad (5.21)$$

Nel caso in cui si volesse, invece, effettuare una previsione del valore del runup, o si volesse validare le misure di laboratorio o di campo, allora bisognerebbe utilizzare una metodologia di calcolo di tipo probabilistico, basato sull'andamento medio dei valori di runup.

In questo secondo approccio, le (5.16) e (5.17) cambiano nelle (5.22) e (5.23):

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \quad (5.22)$$

Con un massimo:

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \left(4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \quad (5.23)$$

Nel 1988 lo stesso Van der Meer, durante dei test finalizzati a studiare la stabilità di strutture con mantellata in massi naturali, ha effettuato anche misure di runup. In particolare ha studiato due diverse tipologie di strutture: una costituita da mantellata in massi naturali a doppio strato, con nucleo impermeabile ed una con mantellata in massi naturali a doppio strato, con nucleo permeabile. Inoltre ha studiato quattro diverse configurazioni di pendenza: $\cot\alpha=1.5, 2, 3$ e 4 .

Avendo effettuato test su strutture aventi diverse inclinazioni del paramento ed avendo generato numerose tipologie di onde, tra cui onde di lungo periodo, Van der Meer ha potuto effettuare misure del runup al 2% in un largo range di valori del $\xi_{m-1,0}$.

I risultati dei suddetti test sono stati raccolti in un grafico riportato in Figura 5.23.

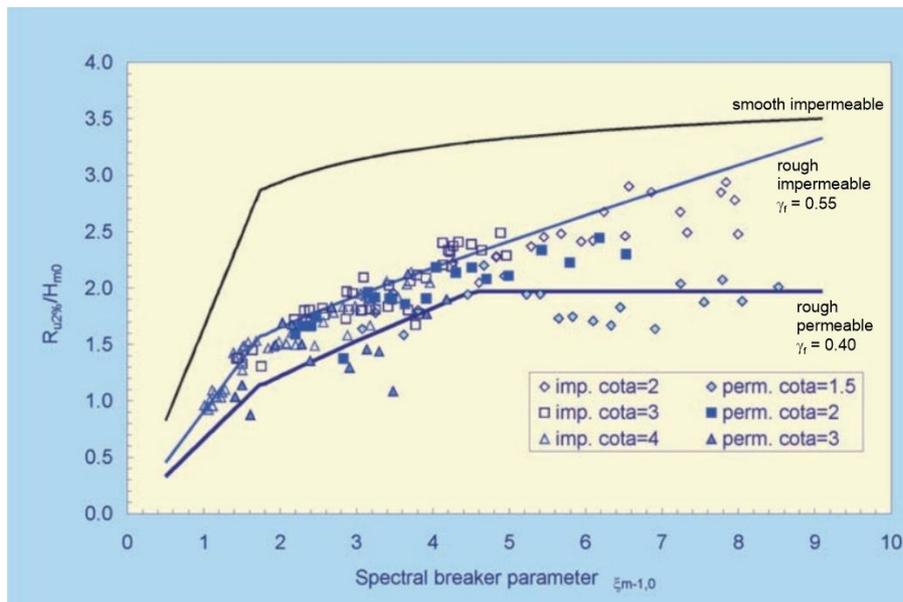


Figura 5.23 Runup al 2% misurati su strutture in massi naturali con nucleo permeabile ed impermeabile e con diverse pendenze del paramento - Van der Meer 1988

Nel grafico sono riportati i punti relativi ai test effettuati da Van der Meer, e le curve caratteristiche delle formule di Van der Meer 2002 per le strutture con nucleo permeabile ed impermeabile (rispettivamente quella in basso e quella in alto delle due curve blu).

Nello stesso grafico è riportata, inoltre, la curva nera più in alto, caratteristica delle strutture con paramento liscio.

La figura mostra che una struttura del tipo *rubble mound* dissipa molta più energia ondosa rispetto ad una equivalente struttura impermeabile e con paramento liscio. Inoltre si vede chiaramente l'effetto dissipativo sia della scabrezza della mantellata, che della permeabilità della struttura.

Si osserva, infatti, che una struttura con nucleo permeabile limita il runup rispetto ad una con nucleo impermeabile, e questo effetto aumenta notevolmente per valori elevati del *surf similarity parameter*.

Per confrontare il risultato dei test di Ven der Meer riportati nel grafico in Figura 5.21, con i test effettuati sulla struttura con mantellata in massi Maya, sono stati inseriti i punti caratteristici di questi ultimi, sia per i test della Fase 1, che per i test della Fase 2.

Il relativo grafico è riportato nella Figura 5.24.

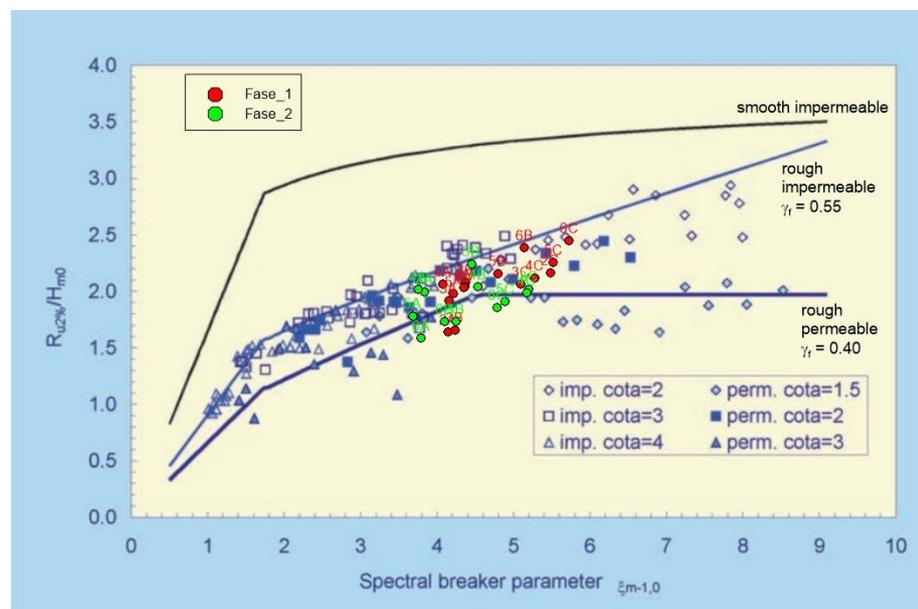


Figura 5.24 Confronto tra i runup al 2% misurati nei test di Van der Meer 1988 e quelli misurati nei test sui massi Maya, sia per la Fase 1 che per la Fase 2

Dal confronto è possibile osservare che i punti relativi ai test sperimentali sulla mantellata con massi Maya (a singolo strato) si inseriscono abbastanza bene all'interno della nuvola di punti dei test eseguiti da Van der Meer sulla struttura in massi naturali a doppio strato. E' stato allora eseguito un confronto tra i runup misurati e quelli calcolati con le formule di Van der Meer 2002.

Nelle Figura 5.25 e Figura 5.26 sono riportati rispettivamente i confronti per i test della Fase 1 e per quelli della Fase 2.

Il confronto è stato effettuato attribuendo un coefficiente di scabrezza γ_f tale, da far coincidere la linea di interpolazione dei punti sperimentali,

con la retta a 45° caratteristica della massima corrispondenza tra i valori di runup misurati sul modello ed i valori calcolati con la formula. I grafici mostrano un buon fitting dei dati, soprattutto per i test della Fase 1.

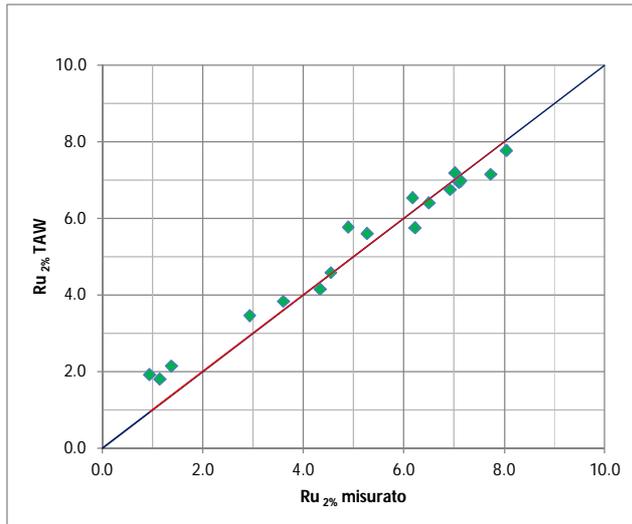


Figura 5.25 Confronto tra i valori di runup al 2% misurati nei test sui massi Maya e quelli calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fase 1

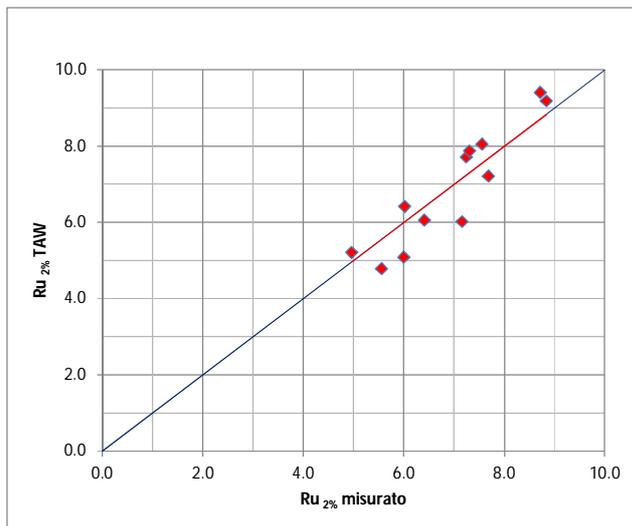


Figura 5.26 Confronto tra i valori di runup al 2% misurati nei test sui massi Maya e quelli calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fase 2

Così facendo si sono ottenuti i seguenti valori del γ_f :

$$\text{Fase 1: } \gamma_f = 0.43 \quad (5.24)$$

$$\text{Fase 2: } \gamma_f = 0.38$$

Da un confronto dei suddetti valori, con quelli riportati nella Tabella 5.4, riferiti a strutture aventi una scarpa di 1:1.5 e relativi massi di mantellata oggi diffusamente utilizzati nel campo dell'ingegneria marittima, si evince come il Maya presenti un valore del γ_f tra i più bassi, soprattutto se si prende in considerazione il valore risultato dalle prove della Fase 2, tenendo conto oltretutto che la struttura oggetto di studio era costituita da mantellata con massi a singolo strato.

Tabella 5.4 Valori dei coefficienti di scabrezza ricavati dalle formule di Van der Meer 2002 per le principali tipologie di massi di armatura

Armour type or structure	No of layers	γ_f for TAW method
Rock	2	0.40
Cube	2	0.47
Cube	1	0.50
Antifer cube	2	0.47
Haro	2	0.47
Tetrapod	2	0.38
Dolosse	2	0.43
Accropode	1	0.46
Core-loc	1	0.44
Xbloc	1	0.45
Berm breakwater	2	0.40
Icelandic berm breakwater	2	0.35
Seabee	1	0.5
Shed	1	0.5

5.4 I RISULTATI SULL'OVERTOPPING

Il fenomeno dell'overtopping sotto l'azione di attacchi ondosi di tipo random è un fenomeno estremamente variabile, sia nel tempo che nei volumi.

In genere esso viene rappresentato mediante il calcolo delle portate media per metro di lunghezza della cresta.

E' proprio in base alla portata di overtopping che vengono stabilite, in fase progettuale, le quote di cresta della maggior parte delle strutture marittime di protezione.

La Figura 5.27 e la Figura 5.28 riportano le portate specifiche di overtopping misurate rispettivamente nei test della Fase 1 e delle Fase 2, espresse in scala prototipo.

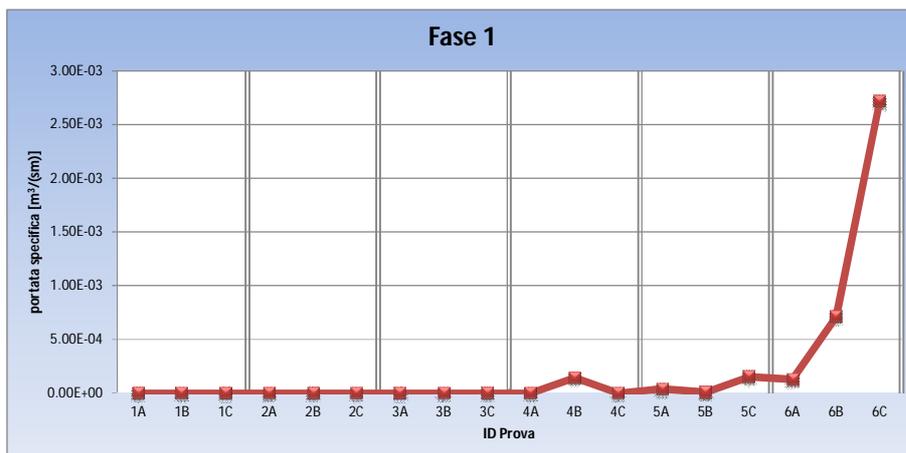


Figura 5.27 Portate specifiche di overtopping misurate con i test della Fase 1 – scala prototipo

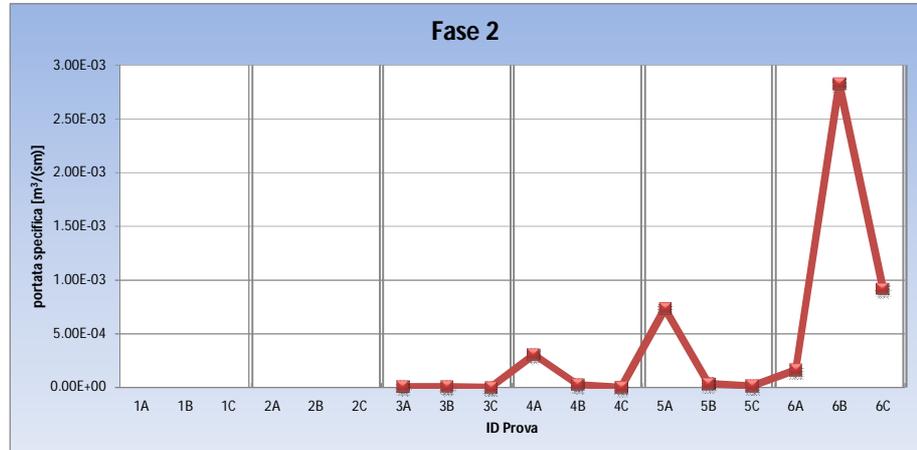


Figura 5.28 Portate specifiche di overtopping misurate con i test della Fase 2 – scala prototipo

Generalmente, i metodi per calcolare l'overtopping sono basati su formule espresse in forma esponenziale, che legano la portata media di overtopping q (in genere espressa in m^3/s per metro di lunghezza della cresta), adimensionalizzata con la radice quadrata del prodotto tra l'accelerazione di gravità e il cubo dell'altezza d'onda H_{m0} al piede della struttura, con il freebord relativo della cresta, anch'esso un parametro adimensionale dato dal rapporto tra la quota della cresta R_c e H_{m0} :

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = a \exp\left(-b \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad (5.25)$$

I risultati ottenuti dalla sperimentazione sul modello fisico della struttura oggetto di studio sono stati confrontati con alcune tra le principali formule di letteratura.

In Van der Meer 2002, l'autore fornisce delle formule per il calcolo della portata media di overtopping per metro di cresta: una valida per le onde frangenti, con $\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} < \cong 2$ (γ_b è lo stesso coefficiente definito al par. 5.3 per il calcolo del runup), in cui il wave overtopping aumenta con l'aumentare del *surf similarity parameter*, e una valida per le onde non frangenti, con $\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} > \cong 2$, in cui viene raggiunto il valore massimo.

Per onde frangenti ($\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} < \cong 2$):

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(-B \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.26)$$

Con un massimo per onde non frangenti ($\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} > \cong 2$):

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = C \exp\left(-D \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.27)$$

in cui α è la pendenza del paramento e γ_b , γ_f e γ_β sono fattori di riduzione che tengono conto rispettivamente degli effetti della berma, della scabrezza del paramento e della diversa direzione di provenienza del moto ondoso, già definiti al par. 5.3 per il calcolo del runup.

Questo metodo adotta l'altezza d'onda significativa spettrale H_{m0} e il periodo spettrale $T_{m-1,0}$.

Come per il calcolo del runup, i valori dei coefficienti A, B, C e D, riportati in Tabella 5.5, sono stati ricavati dalla rappresentazione del trend medio di un dataset. Viene fatta ancora una distinzione tra un calcolo di tipo deterministico, che tiene conto di un margine di sicurezza necessario in fase di progettazione, ed un calcolo di tipo probabilistico, utilizzato per la previsione del fenomeno e per il confronto con dati ricavati da prove sperimentali.

Tabella 5.5 Valori dei coefficienti delle formule di Van der Meer 2002

Coefficienti	Valori per il calcolo deterministico	Valori per il calcolo probabilistico
A	0.067	0.067
B	4.30	4.75
C	0.20	0.20
D	2.30	2.60

Con riferimento al calcolo di tipo probabilistico, in cui non si tiene conto di un margine di sicurezza, utile come si è detto in precedenza per il confronto con i risultati sperimentali, le formule di Van der Meer 2002 diventano:

Per onde frangenti ($\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} < \cong 2$):

$$\frac{q}{\sqrt{g} H_{m0}^3} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(-4.75 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.28)$$

Con un massimo per onde non frangenti ($\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} > \cong 2$):

$$\frac{q}{\sqrt{g} H_{m0}^3} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.29)$$

Le suddette formule sono valide per valori del *surf similarity parameter* fino a $\xi_{m-1,0} = 5$.

Per valori di $\xi_{m-1,0} > 7$ la formula, proposta per acque basse, cambia per evitare che l'overlapping venga eccessivamente sottostimato e diventa:

$$\frac{q}{\sqrt{g} H_{m0}^3} = 0.12 \exp\left(-\frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{(0.33 + 0.022 \xi_{m-1,0}) \gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.30)$$

Per valori di $5 < \xi_{m-1,0} < 7$ l'autore raccomanda di interpolare linearmente la portata di overtopping relativa (il termine al primo membro) rispetto allo stesso $\xi_{m-1,0}$.

In "*Eurotop - Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*" (Pullen 2007) vengono presentati dei grafici in cui è riportata una serie di punti di misura di diversi test eseguiti su modelli bidimensionali e tridimensionali, a larga e piccola scala.

In particolare, sono presentati due grafici: uno per i test con *breaking waves* (onde frangenti) e l'altro per i test con *non-breaking waves* (onde non frangenti). Nei grafici, accanto ai punti dei test raccolti, sono riportate la curva rappresentativa delle formule in esame e le due curve, una superiore ed una inferiore, caratteristiche del limite di confidenza del 5%.

Si è provato ad inserire i punti rappresentativi dei test sperimentali effettuati sul modello oggetto di studio, all'interno dei suddetti grafici. Per il calcolo della grandezze in ascissa e in ordinata dei suddetti grafici, in cui compare il coefficiente di scabrezza al denominatore, si è scelto di

impostare il valore di $\gamma_f = 0.4$ in quanto valore medio del coefficiente ricavato dalle formule di Van der Meer 2002 per il calcolo del runup per i test della Fase 1 e della Fase 2.

Per quanto riguarda i test della Fase 2, condotti su una configurazione di fondale tale da non consentire fenomeni di frangimento neanche con l'onda più alta generata, i relativi punti sperimentali sono stati inseriti all'interno del grafico, riportato in Figura 5.29, per test condotti con onde non frangenti.

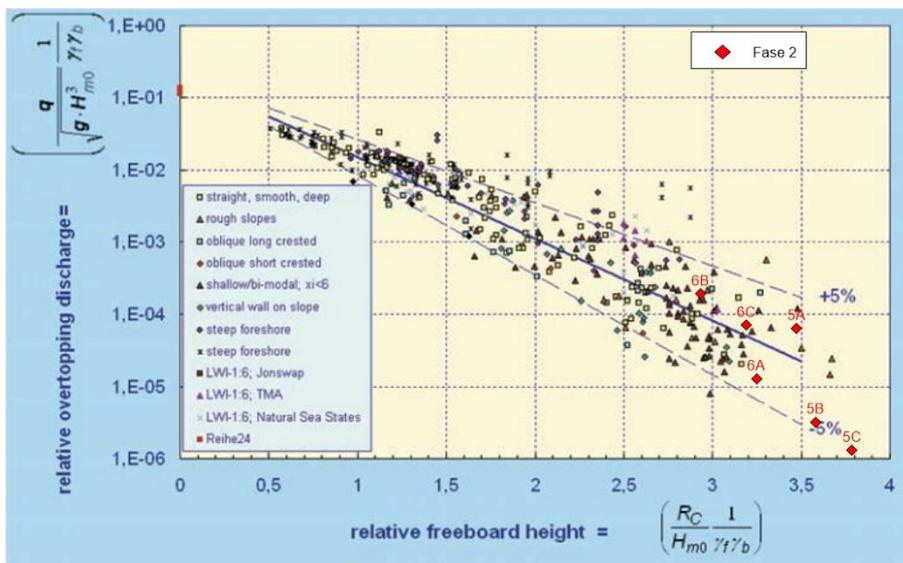


Figura 5.29 Confronto tra l'overtopping misurato nei test della Fase 2 e quello misurato in altri test su diverse strutture, con onde non frangenti

Il grafico mostra che i punti sperimentali indicati si inseriscono bene all'interno della fascia fiduciaria intorno alla curva caratteristica delle formule di Van der Meer 2002, a conferma del fatto che le stesse formule riescono a rappresentare bene il fenomeno anche per la struttura realizzata con i massi Maya.

In Bruce et al. 2009 sono stati condotti alcuni test mirati a ricavare il fattore di scabrezza per strutture inclinate permeabili, realizzate sia con massi naturali, che con diverse unità di mantellata, in condizioni di onda non frangente. E' stato misurato l'overtopping per strutture aventi una pendenza del paramento pari a 1:1.5 ed una larghezza di cresta pari a

3Dn, con un muro paraonde alla stessa quota di berma. I suddetti risultati sono stati sintetizzati in un grafico riportato in Figura 5.30 in cui, accanto ai punti caratteristici delle diverse strutture, sono state tracciate due linee: una, quella superiore relativa a paramenti lisci, ricavata dall'equazione di Van der Meer 2002 per onde non frangenti, con $\gamma_f = 1.0$, e l'altra, quella inferiore, relativa a paramenti costituiti da massi naturali, ricavata dalla stessa equazione in cui si è posto un $\gamma_f = 0.45$.

Questa seconda linea è rappresentativa di un valore medio tra quelli caratteristici delle diverse unità di mantellata analizzate, ma mostra chiaramente l'effetto della scabrezza sul fenomeno dell'overtopping. Si può infatti osservare che a parità di overtopping, per le strutture costituite da massi naturali è sufficiente la metà della quota di coronamento rispetto alle strutture costituite da paramento liscio.

Nello stesso grafico sono state distinte le opere costituite da singolo strato quali *Accropode*, *Core-loc*, *Xbloc* e cubi, mediante simboli pieni, mentre quelle costituite da doppio strato sono state rappresentate con simboli vuoti. Si può inoltre osservare una leggera tendenza delle opere costituite da singolo strato di armatura, a favorire valori leggermente più alti di overtopping rispetto a quelli costituiti da doppio strato.

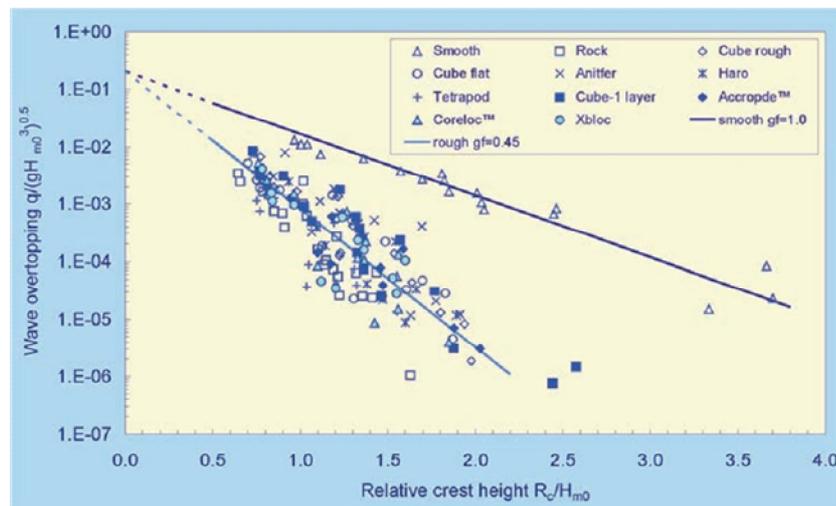


Figura 5.30 Portata specifica relativa di overtopping, misurata in una serie di test su strutture impermeabili e permeabili, costituite da diverse unità di mantellata

I valori di overtopping misurati nei nostri test sono stati inseriti all'interno del grafico e riportati in Figura 5.31.

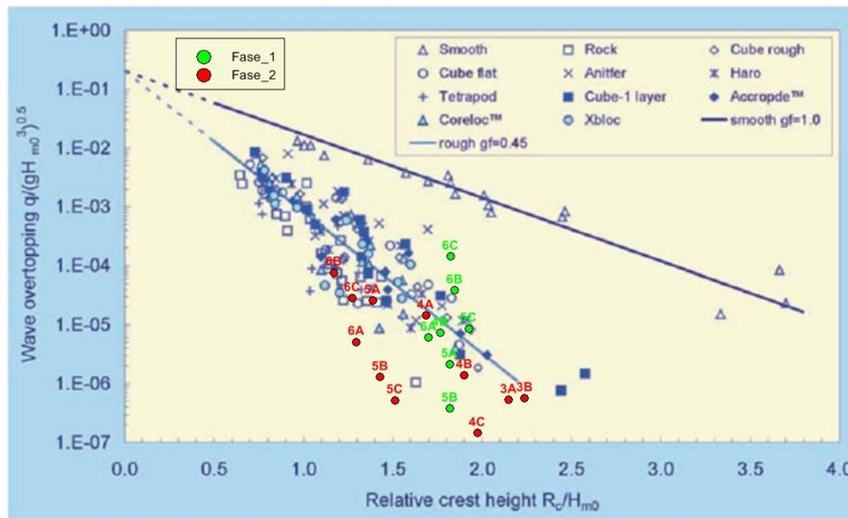


Figura 5.31 Confronto tra la portata specifica relativa di overtopping, misurata in una serie di test su strutture impermeabili e permeabili, costituite da diverse unità di mantellata e quella misurata nei test sperimentali su struttura realizzata con massi Maya

Come si può osservare, i punti caratteristici della Fase 1 (di colore verde) vengono a trovarsi piuttosto allineati lungo un certo valore del rapporto R_c/H_{m0} , a causa del fatto che il basso fondale limita l'altezza d'onda incidente sulla struttura. In queste condizioni, in cui la gran parte delle onde ha subito frangimento, il parametro R_c/H_{m0} riportato in ascissa non riesce più a rappresentare i diversi attacchi ondosi, che vengono così a trovarsi piuttosto allineati lungo un certo valore del parametro stesso. Decisamente diversa è la situazione relativa alla Fase 2, per la quale i relativi punti sperimentali mostrano un valore di portata generalmente inferiore rispetto ai punti caratteristici relativi ai test condotti con le altre tipologie di elementi di mantellata.

Eseguendo un confronto tra i risultati della portata di overtopping relativa, misurata dalle prove eseguite sui massi Maya per i test della Fase 2 e i corrispettivi valori calcolati mediante la formula di Van der Meer 2002 riportata in TAW, si ottiene il grafico in Figura 5.32.

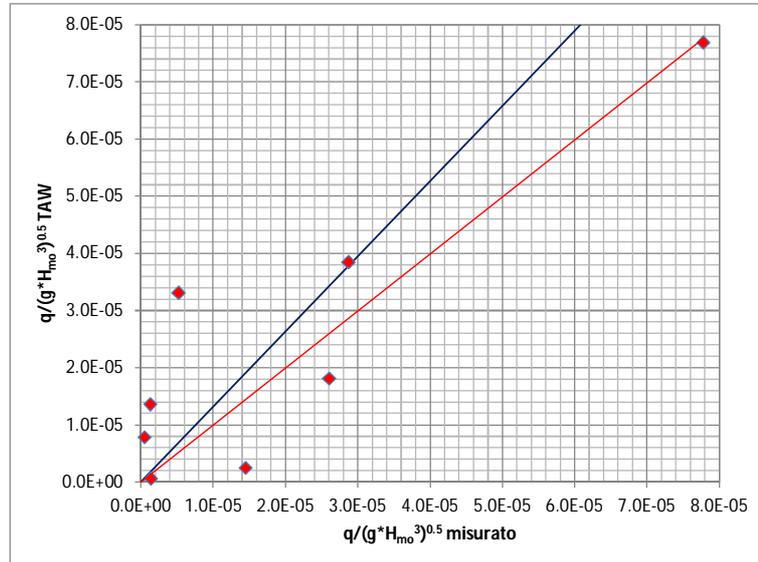


Figura 5.32 Confronto tra i valori di portata specifica relativa, misurati nei test della Fase 2 e i corrispettivi valori calcolati con la formula di Van der Meer 2002

Il confronto è stato eseguito assegnando, nel calcolo con la formula di Van der Meer 2002 riportata in TAW, un valore del coefficiente di scabrezza tale, da ottenere la sovrapposizione della retta di interpolazione dei punti sperimentali, con la retta di massima corrispondenza con la formula. Nonostante una certa dispersione dei punti, il confronto ha fornito un valore del coefficiente pari a $\gamma_f = 0.38$, che conferma il valore ricavato dal calcolo del runup (5.24), eseguito ancora con le formule di Van der Meer 2002.

Ben diversa è la tipologia di formula proposta da Owen nel 1980, basata su un sostanzioso dataset di test effettuati su modelli fisici su strutture impermeabili con paramento inclinato e liscio. Applicando un fattore di riduzione per la scabrezza del paramento, la formula è applicabile anche alle strutture a gettata.

L'autore definisce due parametri, il freebord R^* e la portata specifica Q^* , entrambi adimensionalizzati, utilizzando il periodo medio e l'altezza significativa dell'onda al piede della struttura:

$$R^* = \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} \quad (5.31)$$

$$Q^* = \frac{q}{T_m g H_s} \quad (5.32)$$

In cui R_c è la quota della cresta della struttura sul livello del mare, espressa in metri e q è la portata specifica di overtopping espressa in $m^3/(sm)$.

La formula per il calcolo della portata specifica è definita dalla seguente relazione:

$$Q^* = a \exp\left(\frac{-b R^*}{\gamma_f}\right) \quad (5.33)$$

In cui a e b sono coefficienti determinati empiricamente, funzione del profilo e dell'eventuale presenza di una berma lungo il paramento. L'equazione (5.33) è valida per $0.05 < R^* < 0.30$ e per onde aventi pendenza $0.035 < s_m < 0.055$ (calcolata ancora con il periodo medio mediante la relazione $s_m = 2\pi H_s / (g T_m^2)$). I risultati di test recenti hanno dimostrato che il range di validità della formula di Owen può essere esteso a $0.05 < R^* < 0.60$ (CIRIA 2007).

Per il caso di paramento liscio e rettilineo, i valori dei coefficienti a e b sono riportati nella Tabella 5.6.

Tabella 5.6 Valori dei coefficienti a e b della formula di Owen 1980 nel caso di paramenti lisci e rettilinei

Pendenza paramento	a	b
1:1	$7.94 \cdot 10^{-3}$	20.1
1:1.5	$8.84 \cdot 10^{-3}$	19.9
1:2	$9.39 \cdot 10^{-3}$	21.6
1:2.5	$1.03 \cdot 10^{-3}$	24.5
1:3	$1.09 \cdot 10^{-3}$	28.7
1:3.5	$1.12 \cdot 10^{-3}$	34.1
1:4	$1.16 \cdot 10^{-3}$	41.0
1:4.5	$1.20 \cdot 10^{-3}$	47.7
1:5	$1.31 \cdot 10^{-3}$	55.6

Essendo la pendenza del paramento del modello oggetto di studio pari a 3:4 (1:1.33), è stata fatta un'interpolazione con i coefficienti relativi alle pendenze 1:1 e 1:1.5, ottenendo così i valori:

$$\begin{aligned} a &= 8.64 \cdot 10^{-3} \\ b &= 19.95 \end{aligned} \quad (5.34)$$

Per un confronto tra i dati misurati e quelli calcolati con la formula di Owen, si sono riportati in un grafico semilogaritmico la retta relativa alla formula e i punti caratteristici dei soli test effettuati, per i quali sono soddisfatti i range di validità indicati. E' stato così assegnato il valore del coefficiente di scabrezza γ_f tale da sovrapporre la retta della funzione di Owen, con la linea di interpolazione dei punti sperimentali.

I confronti relativi ai test della Fase 1 e della Fase 2 sono riportati rispettivamente nella Figura 5.33 e nella Figura 5.34 e i coefficienti di scabrezza che ne derivano assumono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} \text{Fase 1: } \gamma_f &= 0.26 \\ \text{Fase 2: } \gamma_f &= 0.27 \end{aligned} \quad (5.35)$$

ben più bassi rispetto a quelli ricavati dal calcolo con la formula di Van der Meer 2002 ($\gamma_f = 0.38$ per la Fase 2), sebbene molto simili tra loro.

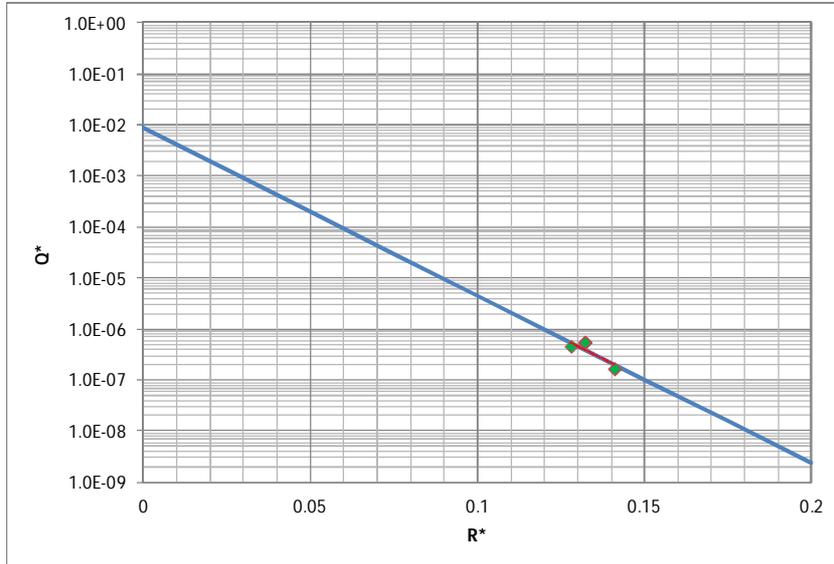


Figura 5.33 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1 che soddisfano i range di validità della formula

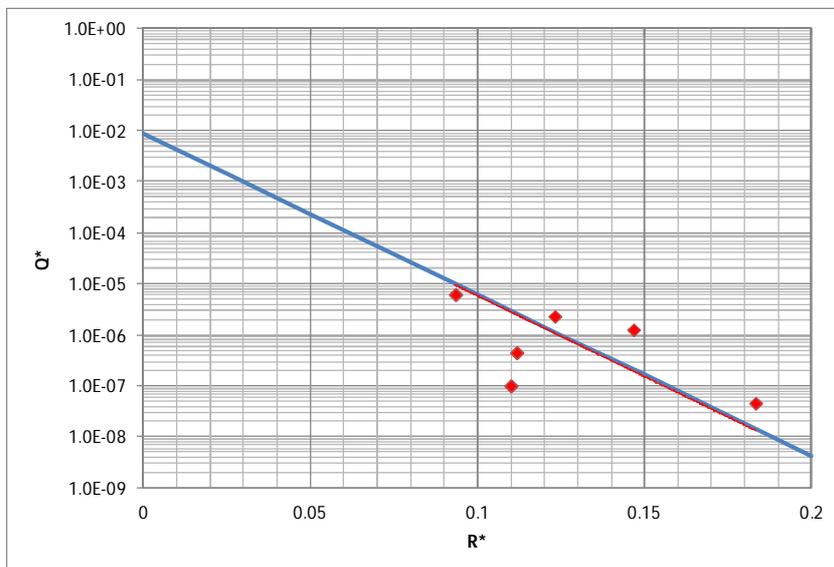


Figura 5.34 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 2 che soddisfano i range di validità della formula

Come si può osservare dalle figure, il fitting dei dati intorno alla retta rappresentativa della formula di Owen è abbastanza buono, soprattutto per i test della Fase 1.

Va osservato che le motivazioni per cui alcuni test non soddisfano le condizioni di validità della formula, sia per la Fase 1 che per la Fase 2, sono tutte da ascrivere alla pendenza dell'onda incidente e , in particolare, al valore minimo della pendenza indicato come $s_m=0.035$ che non viene raggiunto per i test esclusi dall'analisi, evidentemente caratterizzati da onde lunghe.

Provando però ad inserire ugualmente i suddetti punti all'interno dei grafici, si osserva che buona parte di essi viene comunque a posizionarsi nelle immediate vicinanze della linea rappresentativa della formula di Owen e, in particolare, la quasi totalità dei punti esclusi per i test della Fase 1 (i punti più piccoli riportati in Figura 5.35) e la metà di quelli esclusi per i test della Fase 2 (i punti più piccoli riportati in Figura 5.36).

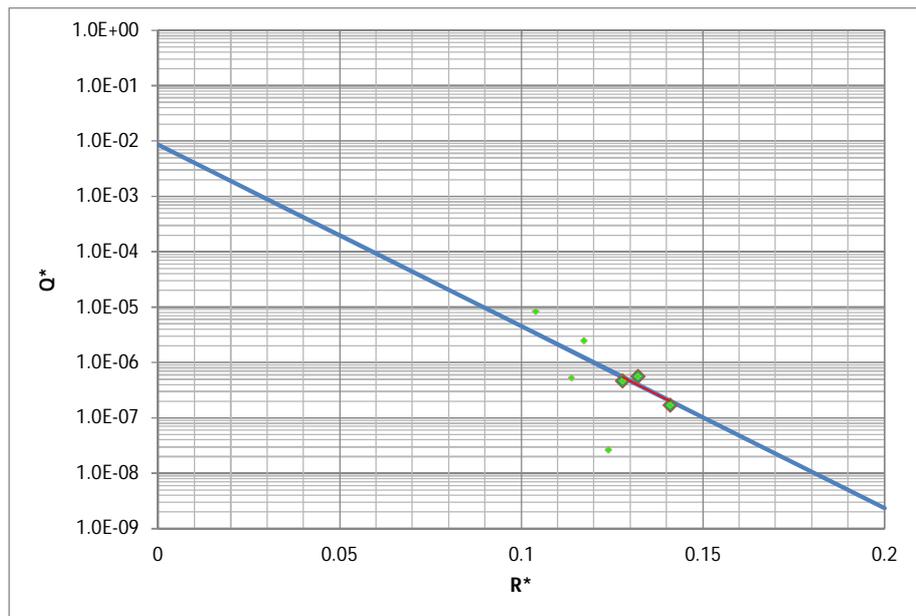


Figura 5.35 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula (più piccoli)

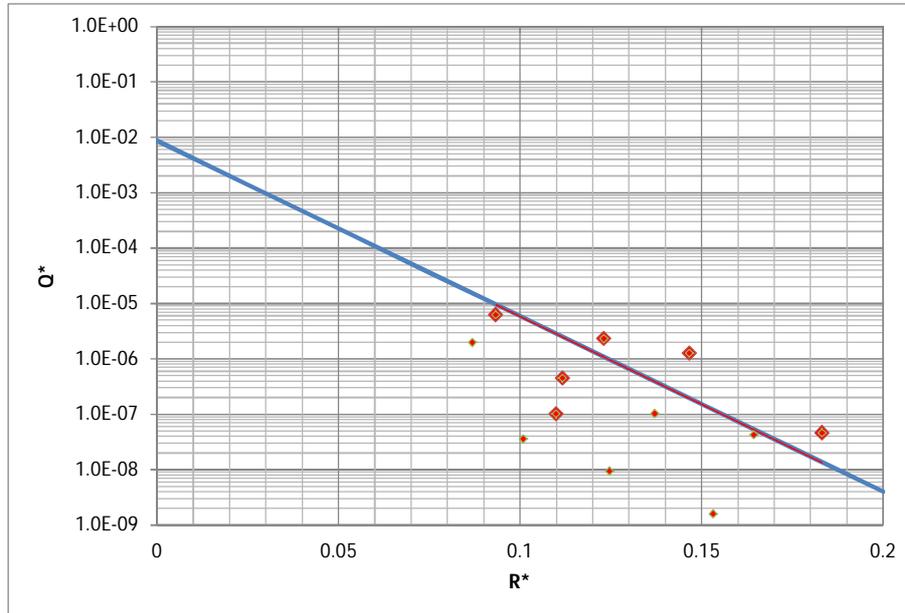


Figura 5.36 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 2, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula (più piccoli)

Essendo la pendenza dell'onda incidente, evidentemente, un parametro considerato fondamentale nella valutazione dell'overtopping con il metodo di Owen, si è provato a ricercare la dipendenza dal suddetto parametro, nel posizionamento dei punti sperimentali all'interno dei grafici innanzi riportati.

In Figura 5.37 sono riportati tutti i punti sperimentali, sia della Fase 1 che della Fase 2, con l'indicazione del valore della pendenza dell'onda incidente per ognuno di essi. La figura mostra che il posizionamento dei punti risulta abbastanza casuale rispetto ai valori indicati per i quali, evidentemente, non sembra possibile riconoscere alcuna dipendenza.

Il fatto che il fitting della gran parte dei punti rispetto alla linea rappresentativa della formula sia abbastanza buono, suggerisce che la formula riesca a rappresentare abbastanza bene il fenomeno anche per la struttura oggetto della presente sperimentazione, ma la casualità con cui si posizionano i punti nel grafico riportato in Figura 5.37 sembra indicare che, probabilmente, almeno per la struttura in esame la pendenza dell'onda incidente non possa essere indicata come un parametro discriminante, se si osserva che, in particolare, i punti più alti relativi ai

test della Fase 1, pur trovandosi molto vicini alla retta rappresentativa della formula, sono caratterizzati da un valore di pendenza dell'onda incidente molto basso, ben al di sotto rispetto al valore minimo pari a 0.035 indicato dall'autore e quindi esclusi dalla possibilità di essere rappresentati dalla formula.

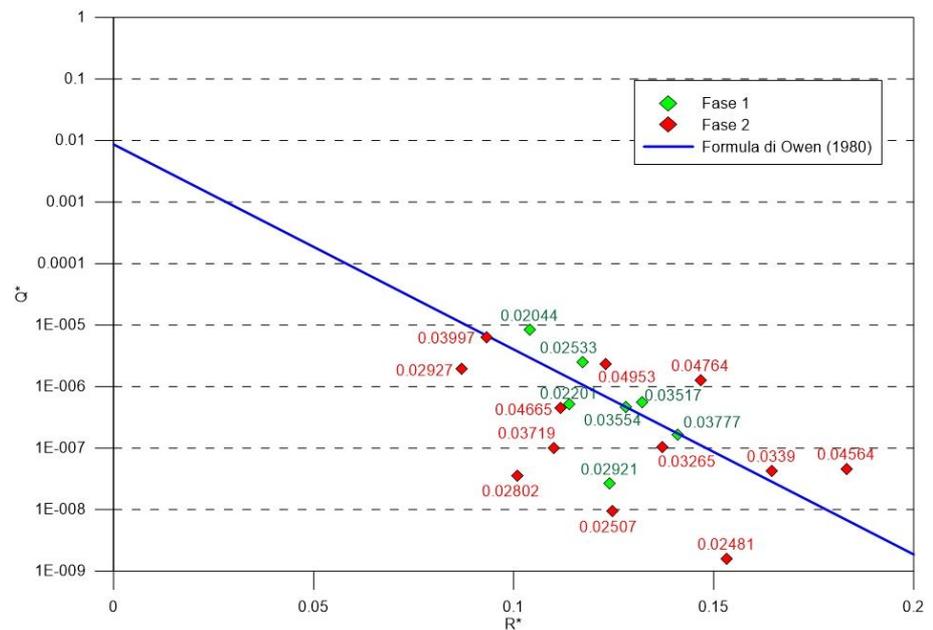


Figura 5.37 Confronto tra la formula di Owen 1980 e i punti sperimentali relativi ai test della Fase 1 e 2, compresi quelli che non soddisfano i range di validità della formula, con l'indicazione della pendenza dell'onda incidente

Inoltre resta la grossa differenza dei valori del coefficiente di scabrezza ricavati con la formulazione in esame, rispetto a quelli ricavati dalla formula di Van der Meer 2002 per il calcolo dell'overtopping, confermati dalla formula di Van der Meer 2002 per il calcolo del runup.

Come si è detto in precedenza, il fenomeno dell'overtopping sotto l'azione di attacchi ondosi di tipo random è un fenomeno estremamente variabile, sia nel tempo che nei volumi.

La portata media di overtopping, dunque, non è un parametro sufficiente a descrivere completamente il fenomeno poiché, come è facile immaginare, non descrive né il numero di onde che producono

overtopping, né i volumi di overtopping prodotti dalle singole onde. Infatti può succedere che durante una mareggiata, proprio a causa della variabilità delle onde che la compongono, la maggior parte delle onde che sormontano la struttura producano volumi di overtopping piuttosto piccoli, ma un numero ben più piccolo di onde produce invece volumi decisamente più importanti.

Il fenomeno dunque può essere caratterizzato in maniera più completa calcolando, oltre alla portata media per metro di lunghezza della cresta, anche la percentuale di onde che generano overtopping e il volume massimo prodotto dalla singola onda.

Quanto detto, appare subito chiaro se si va ad osservare il grafico di una registrazione della cella di carico che controlla i volumi raccolti dalla vasca dell'overtopping (Figura 5.38), dal quale è possibile osservare come il fenomeno sia caratterizzato da una serie di incrementi dei volumi di sormonto, concentrati nel tempo, intervallati da incrementi continui e di piccola entità dovuti all'afflusso di acqua sotto forma di gocce, che può essere classificata come "nebulized water".

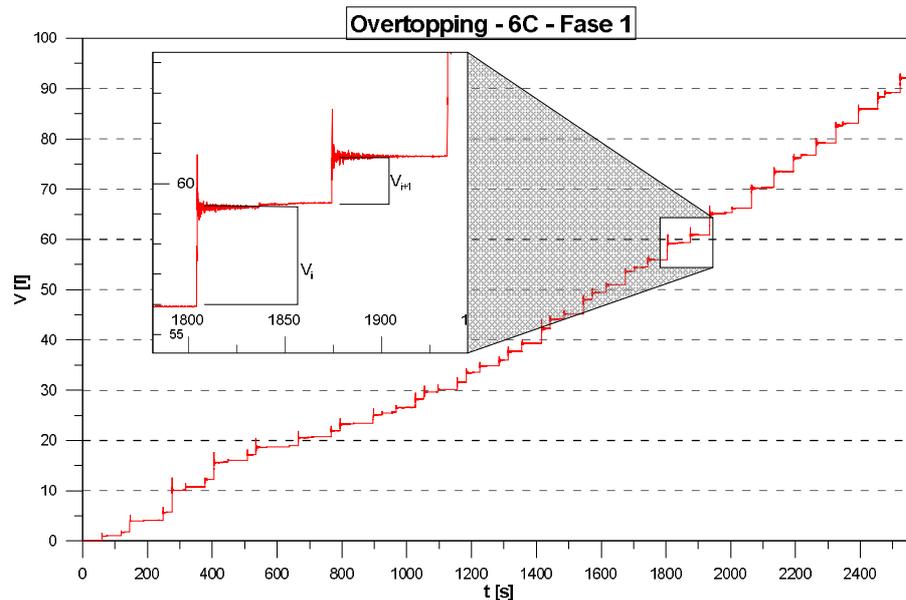


Figura 5.38 Un esempio di registrazione della cella di carico della vasca di raccolta dell'acqua di overtopping. Test 6C – Fase 1

Il volume di acqua di overtopping raccolta alla fine di ogni test è dovuto, quindi, alla somma dei contributi dei volumi forniti dalle singole onde che sormontano la struttura, più quelli dovuti alla *nebulized water*. È evidente che il contributo dei primi è decisamente superiore.

Poiché i volumi dei singoli eventi sono molto variabili a causa della varietà delle caratteristiche delle onde negli attacchi ondosi di tipo random, viene determinato un volume netto V_{net} calcolato come somma dei volumi dei singoli eventi:

$$V_{net} = V_1 + V_2 + \dots + V_n \quad (5.36)$$

mediante il quale, calcolato il numero degli eventi, è possibile determinare il volume medio di overtopping per onda, espresso in metri cubi per metro di lunghezza della cresta.

Ne consegue che il volume totale V_{tot} sarà somma del volume netto V_{net} più il volume dovuto alla *nebulized water* V_{neb} (Di Risio et al. 2006):

$$V_{tot} = V_{net} + V_{neb} \quad (5.37)$$

Come si può osservare dal grafico della Figura 5.38, la registrazione della cella di carico risulta particolarmente influenzata dalle oscillazioni della vaschetta di raccolta che avvengono in seguito all'ingresso di acqua che sormonta la struttura. Questo ha reso necessario operare una pulizia del segnale, a monte di qualunque elaborazione, per la quale è stata fissata una soglia minima di volume percepibile dovuto al singolo evento, pari a 0.06 l, corrispondenti a 0.02 m³/m in prototipo.

Inoltre si è scelto di analizzare soltanto i test per i quali si è registrato un volume totale superiore a 1 litro (6 per la fase 1 e 6 per la fase 2), fatta eccezione per il test 4B della fase 2, per il quale non è stato possibile individuare nessun evento con un volume superiore a quello di soglia.

Andando a discriminare i due diversi contributi è stato possibile osservare come all'aumentare del volume di overtopping totale, aumenti linearmente il contributo del volume di overtopping netto (Figura 5.39).

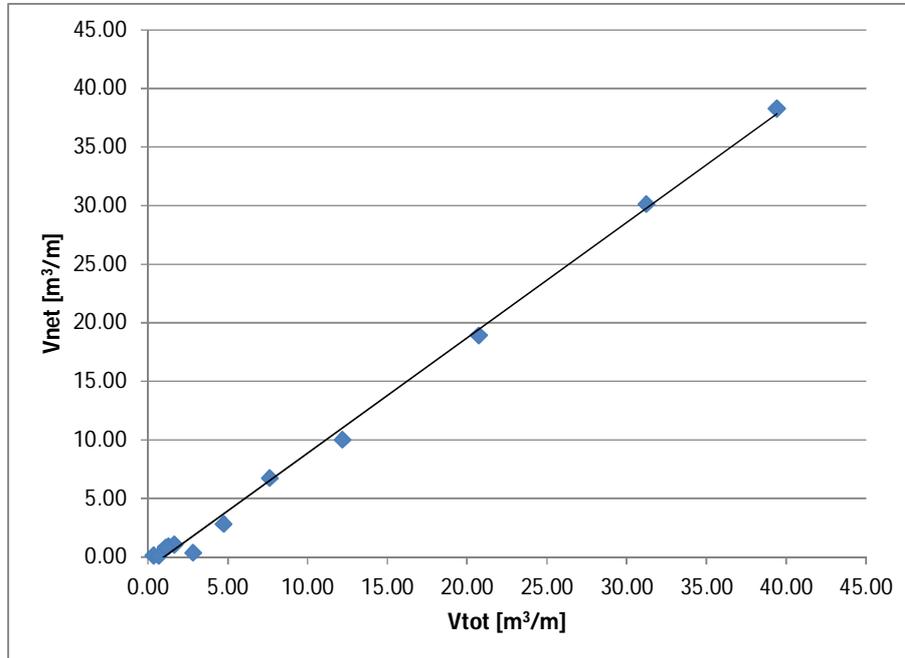


Figura 5.39 Relazione tra il volume di overtopping totale e il volume netto

Precedenti studi di ricerca eseguiti in campo (Pullen 2007) hanno mostrato che i pericoli dovuti ai fenomeni di overtopping su persone e veicoli possono essere relazionati al singolo volume massimo di overtopping, espresso in m^3/m , in una sequenza di N onde incidenti sulla struttura.

Il suddetto volume si può esprimere mediante una relazione del tipo:

$$V_{max} = a (\ln N_{ov})^{1/b} \quad (5.38)$$

In cui N_{ov} rappresenta il numero di onde che hanno provocato overtopping.

Besley 1999 fornisce i valori dei coefficienti a e b in funzione della ripidità dell'onda al largo, definita come s_{op} e calcolata come rapporto tra l'altezza significativa dell'onda al largo H_{s0} e la lunghezza d'onda L_{op} calcolata mediante il periodo di picco T_p :

$$a = 0.85 T_m q N/N_{ov} \quad b = 0.76 \quad \text{per } s_{op} = 0.02 \quad (5.39)$$

$$a = 0.96 T_m q N/N_{ov} \quad b = 0.92 \quad \text{per } s_{op} = 0.04$$

Besley suggerisce di interpolare i valori di a e b tra 0.02 e 0.04 a seconda del valore di s_{op} .

Da un confronto tra i volumi massimi misurati e quelli calcolati con la formula di Besley emerge sostanzialmente che le linee di tendenza relative ai test della Fase 1 (Figura 5.41) e della Fase 2 (Figura 5.42) si discostano in ugual modo dalla linea di massima corrispondenza con i valori calcolati con la formula.

Pertanto è possibile analizzare contemporaneamente i test di entrambe le fasi (Figura 5.42), dai quali risulta che i valori misurati con le prove sperimentali sono sensibilmente ridotti rispetto ai corrispondenti volumi calcolati con la formula in esame.

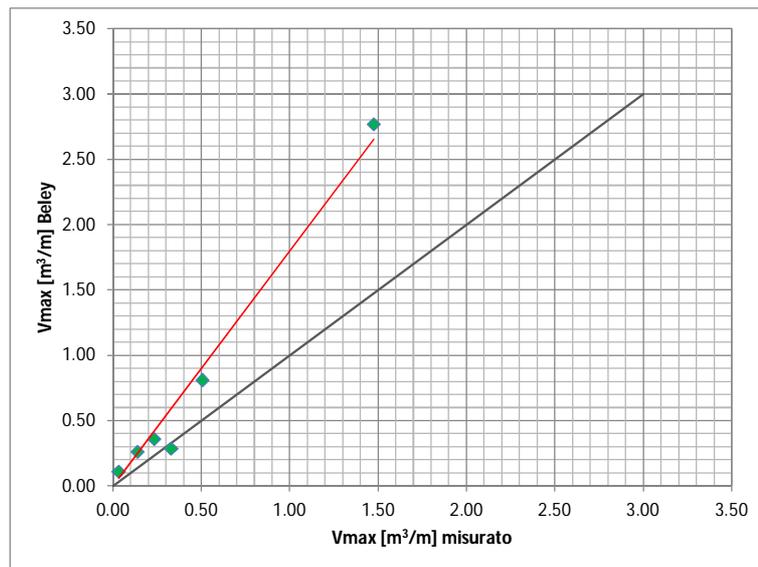


Figura 5.40 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test della Fase 1

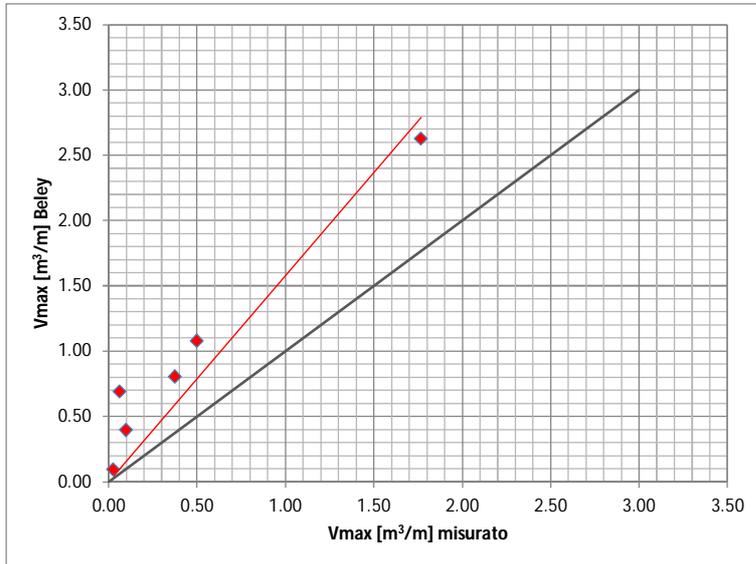


Figura 5.41 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test della Fase 2

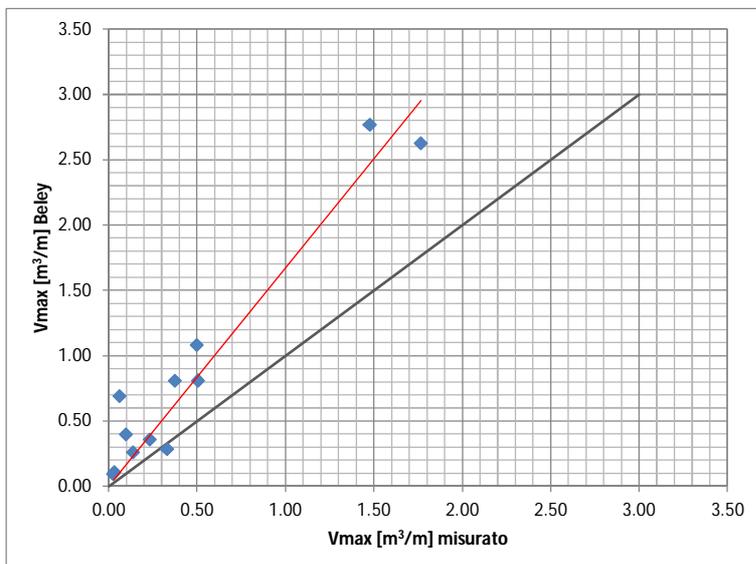


Figura 5.42 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2

In particolare si è calcolato che i valori misurati con le prove sperimentali sono ridotti del 40% rispetto ai corrispondenti volumi calcolati con la formula in esame (Figura 5.43).

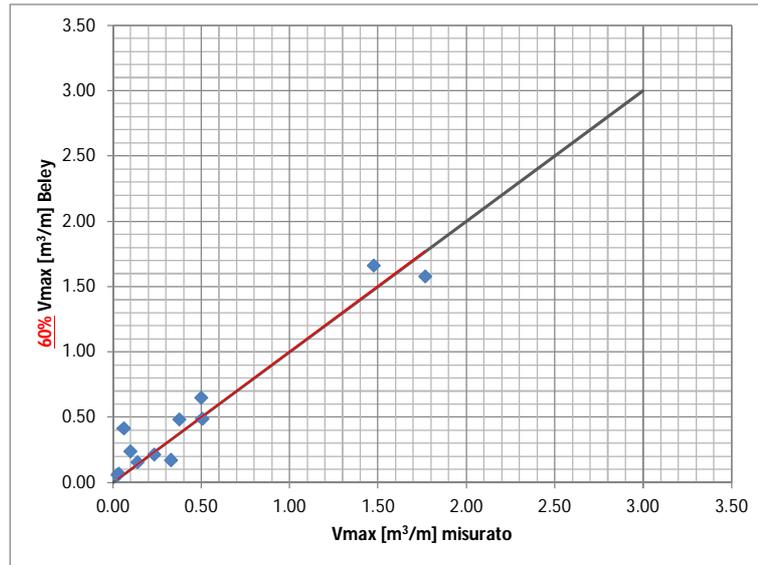


Figura 5.43 Massima corrispondenza ottenuta tra il 60% dei volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Besley 1999 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2

Besley fornisce inoltre una formula per il calcolo del numero di onde che forniscono overtopping N_{ov} , parametro presente nella formula per il calcolo del V_{max} :

$$\frac{N_{ov}}{N} = \exp\left(-C\left(\frac{R^*}{\gamma_f}\right)^2\right) \quad (5.40)$$

In cui:

N = numero di onde incidenti;

R^* = freebord adimensionalizzato utilizzato nella formula di Owen 1980 per il calcolo della portata di overtopping;

γ_f = coefficiente di scabrezza (lo stesso analizzato nelle precedenti trattazioni)

C = parametro dipendente dalla pendenza della struttura ($C=38$ per pendenza 1:2 e $C=110$ per pendenza 1:4)

L'autore indica un range di validità della formula $0.05 < R^* < 0.3$, con R^* definito dalla (5.31).

Verificato che i valori di R^* relativi a tutti i test eseguiti ricadevano nel suddetto range di validità, e calcolato per interpolazione il valore di C relativo alla pendenza della nostra struttura (3:4), il confronto tra gli N_{ov} calcolati e quelli misurati nei test della Fase 1 (Figura 5.45) e della Fase 2 (Figura 5.45) ha permesso di calcolare i valori dei coefficienti di scabrezza per le due singole fasi:

Fase 1: $\gamma_f = 0.35$ (5.41)

Fase 2: $\gamma_f = 0.32$

risultati intermedi rispetto a quelli ricavati dalla formula di Owen 1980 per il calcolo della portata di overtopping (Fase 1: $\gamma_f = 0.26$ - Fase 2: $\gamma_f = 0.27$) e a quello calcolato per la Fase 2 con la formula di Van der Meer, sempre per il calcolo della portata di overtopping ($\gamma_f = 0.38$).

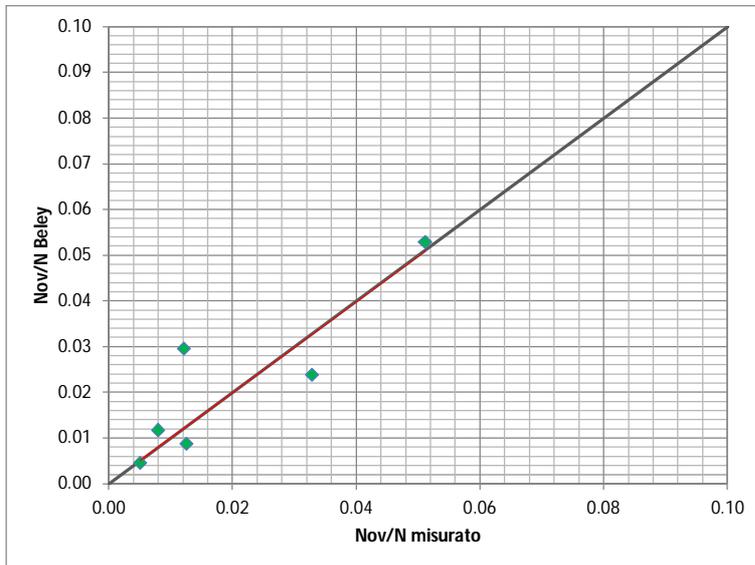


Figura 5.44 Confronto tra il numero delle onde di overtopping N_{ov} calcolato con la formula di Besley 1999 e quello misurato con i test della Fase 1

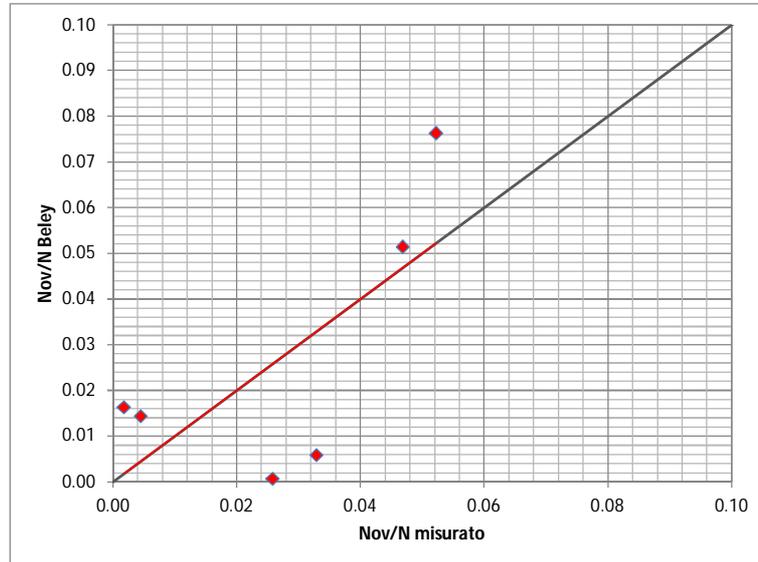


Figura 5.45 Confronto tra il numero delle onde di overtopping N_{ov} calcolato con la formula di Besley 1999 e quello misurato con i test della Fase 2

Sicuramente poco significativo è il risultato del confronto relativo ai test della Fase 2, per il quale si osserva un eccessivo scatter dei dati, a differenza del confronto relativo ai test della Fase 1 per il quale i punti presentano un buon fitting.

Per il calcolo dei volumi massimi di overtopping eseguito mediante la formula vista in precedenza (5.38), in Van der Meer 2002 vengono proposti i seguenti coefficienti:

$$a = 0.84 T_m q N/N_{ov} \quad b = 0.75 \quad (5.42)$$

indicando che per il calcolo di q è possibile usare le formule (5.26) e (5.27) già viste in precedenza, proposte dallo stesso Van der Meer 2002. Per effettuare il confronto tra i V_{max} misurati nei nostri test sperimentali e quelli calcolati utilizzando i coefficienti in esame, sono stati utilizzati, nel calcolo del coefficiente a , i valori di q effettivamente misurati nei nostri test.

Il confronto ha mostrato lo stesso trend sia per i test della Fase 1 che per quelli della Fase 2, che sono stati così riuniti nello stesso grafico riportato in Figura 5.46.

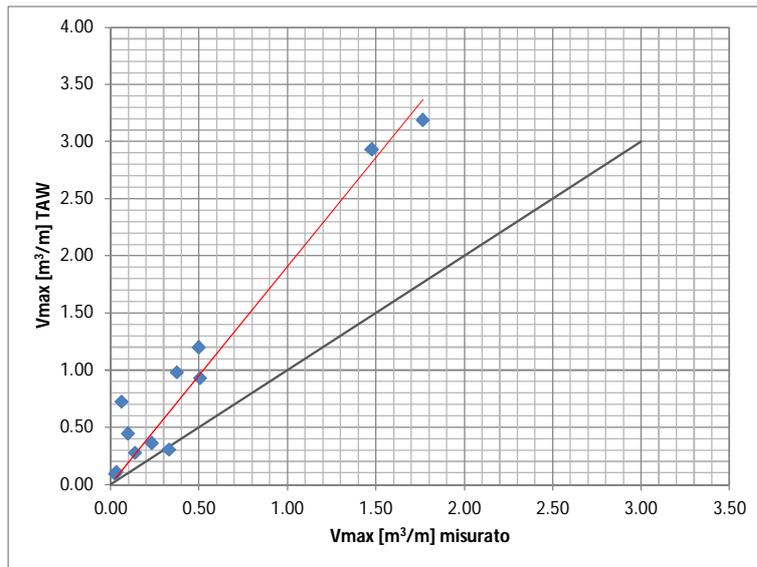


Figura 5.46 Confronto tra i volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Van der Meer 2002 e quelli misurati con i test delle Fasi 1 e 2

Il confronto ha mostrato che i valori dei V_{\max} misurati sono risultati inferiori del 48% rispetto a quelli calcolati con i coefficienti proposti in Van der Meer 2002 (Figura 5.47).

Questi ultimi, in particolare, sono risultati superiori anche rispetto a quelli calcolati con le formule di Besley, sebbene sembra che le formule di Van der Meer riescano a rappresentare meglio i valori più alti dei V_{\max} rispetto alle formule di Besley.

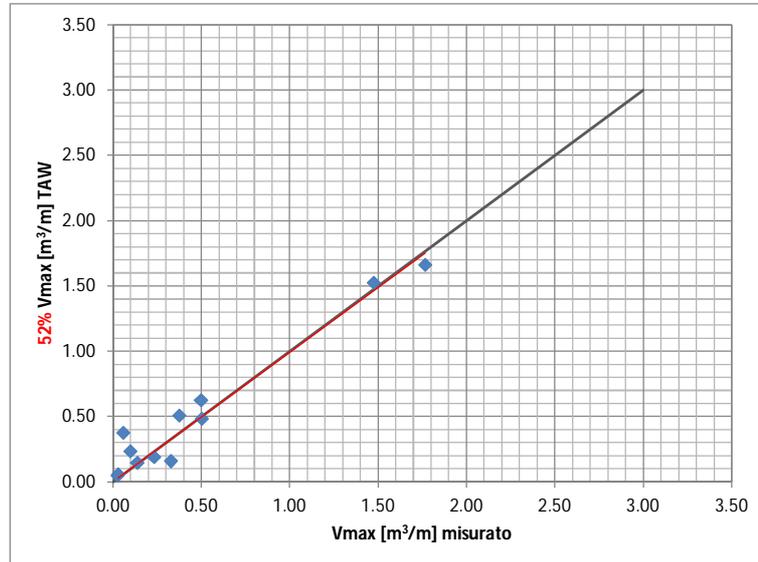


Figura 5.47 Massima corrispondenza ottenuta con il 52% dei volumi di overtopping massimi calcolati con la formula di Van der Meer 2002 - Fasi 1 e 2

5.5 I RISULTATI SULLA STABILITÀ

Lo studio della stabilità di una *rubble mound breakwater* va fatto tenendo conto di una combinazione di parametri: quelli idraulici, responsabili delle sollecitazioni sulla struttura, che ne determinano dunque gli effetti destabilizzanti, e quelli legati alla geometria e ai materiali della struttura e delle unità di mantellata, cui dipende la resistenza della struttura stessa. I parametri idraulici sono rappresentati dalle onde e dalle correnti che determinano le spinte sui massi, che possono provocare il cedimento della struttura.

Per quanto riguarda l'azione delle onde su una struttura a scarpata, il parametro più importante, che mette in relazione la struttura con le caratteristiche del moto ondoso è il numero di stabilità N_s , parametro adimensionale, definito come:

$$N_s = \frac{H}{\Delta D} \quad (5.43)$$

In cui:

- H è l'altezza significativa dell'onda incidente sulla struttura;
- D è il diametro caratteristico del masso di armatura, espresso diversamente a seconda del tipo di masso. Nel caso di massi naturali viene espresso come D_{n50} , definito come mediana del lato del cubo equivalente, ossia avente lo stesso volume, mentre nel caso di massi di armatura in calcestruzzo viene espresso come diametro nominale D_n (essendo i massi tutti uguali), calcolato come lunghezza del lato del cubo equivalente;
- Δ è la densità relativa di galleggiamento, così definita:

$$\Delta = \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 \quad (5.44)$$

In cui:

- ρ_r è la densità di massa apparente del materiale, espressa in kg/m^3 ;
- ρ_w è la densità di massa dell'acqua, espressa anch'essa in kg/m^3

Per la struttura oggetto del presente studio sperimentale, la (5.43) può essere scritta come:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} \quad (5.45)$$

Il numero di stabilità analizza sostanzialmente il differente grado di deformazione che una diga a gettata può avere a causa del fatto che si tratta di una struttura formata da elementi individuali, che non sono legati tra di loro e che, di conseguenza, sono suscettibili di movimenti e deformazioni che possono essere anche particolarmente evidenti.

Le dighe a gettata, sottoposte all'azione degli attacchi ondosì, possono dunque essere classificate in base al numero di stabilità. I valori che questo parametro può assumere oscillano da $H_s/\Delta D_n < 2$, per il caso di dighe di forma stabile, a $H_s/\Delta D_n > 500$ per il caso estremo di ammassi sabbiosi (Benassai 2008).

Una classificazione di queste strutture basata sul valore del numero di stabilità è quella proposta dal *The Rock Manual - The use of rock in hydraulic engineering* (CIRIA 2007) riportata in Figura 5.48:

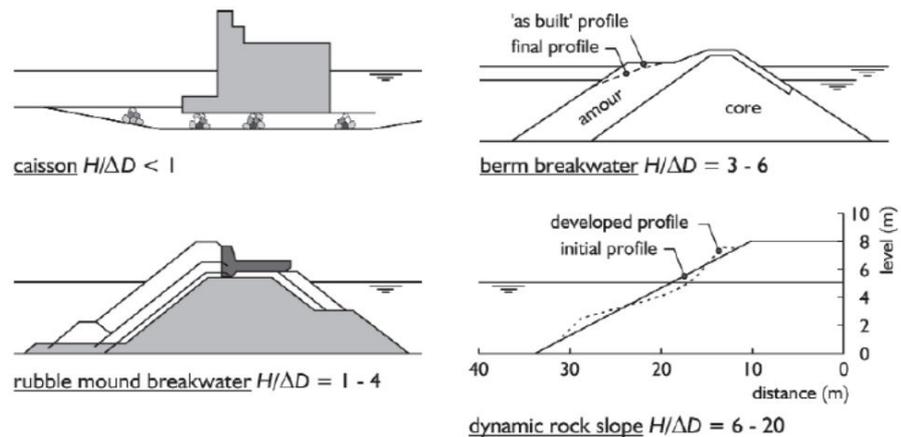


Figura 5.48 Classificazione delle strutture in funzione del numero di stabilità

- $N_s < 1$: Cassoni e pareti verticali;
- $N_s = 1 \div 4$: Barriere staticamente stabili, caratterizzate da pendenza del paramento generalmente uniforme e massi di mantellata di grandi dimensioni, naturali o in calcestruzzo;
- $N_s = 3 \div 6$: Dighe a berma dinamicamente stabili, caratterizzate da due tratti a forte pendenza del paramento esterno, al di sopra e al di sotto del livello medio mare, intervallati da un tratto intermedio a debole pendenza;
- $N_s = 6 \div 20$: Gettate di massi.

Le strutture staticamente stabili possono essere descritte dal numero di unità di massi dislocati, ovvero dallo sviluppo del danneggiamento come evoluzione della sezione trasversale della struttura prima e dopo gli attacchi ondosi.

In questo secondo caso si tratta di esprimere il danneggiamento in funzione dell'area erosa intorno al livello medio mare della sezione trasversale. Mettendo quest'area in relazione con la dimensione del masso, si può determinare un grado di danneggiamento adimensionale indipendente dalla pendenza del paramento e dalla lunghezza e altezza della struttura.

Questo parametro rappresentativo del danneggiamento, S_d , può essere dunque espresso secondo una relazione del tipo:

$$S_d = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (5.46)$$

In cui A_e è l'area erosa in corrispondenza del livello medio mare, come riportato in Figura 5.49.

Fisicamente esso si traduce nel numero di quadrati aventi lato pari a D_{n50} che possono rientrare all'interno dell'area erosa.

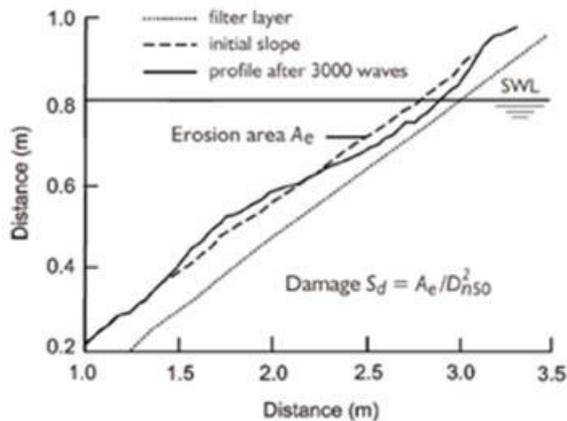


Figura 5.49 Parametro di livello di danneggiamento S_d basato sull'area erosa A_e

Questo tipo di definizione del danneggiamento è meno adatto nel caso di tipologie complesse delle unità di armatura in calcestruzzo, a causa della difficoltà nella definizione del profilo trasversale.

In questi casi il danneggiamento può essere espresso come numero di unità dislocate N_{od} all'interno di una fascia trasversale di larghezza D_n lungo il paramento (5.47) o come danneggiamento percentuale D :

$$N_{od} = \frac{N_{disl}}{\text{larghezza sezione}/D_n} \quad (5.47)$$

In particolare, il danneggiamento percentuale D viene calcolato come percentuale di massi dislocati rispetto ad una certa area di riferimento,

che può definita come l'intera superficie del paramento esterno, o come una limitata superficie del paramento esterno compresa tra il piano di coronamento e una profondità pari all'altezza dell'onda di progetto sotto il livello medio mare:

$$D = \frac{N_{disl}}{N_{tot}} \cdot 100 \quad (5.48)$$

Una delle ragioni dei grandi scatter che si ritrovano nei risultati dei test sulla stabilità riportati in letteratura è proprio dovuta alla differenza nella definizione delle aree di riferimento. Naturalmente più grande è l'area di riferimento e più grande è il numero di stabilità (Burcharth 1993).

Come detto in precedenza, nelle prove eseguite, al termine dei test condotti nella Fase 1 non si sono verificati fenomeni di instabilità della mantellata oggetto della sperimentazione. Evidentemente l'ipotesi sul coefficiente di stabilità del masso, effettuata in fase di progettazione, è risultata decisamente sottostimante rispetto a quanto dimostrato dall'opera durante i test effettuati.

Volendo però valutare il limite di stabilità della struttura, si è evidenziata comunque la necessità di provocare cedimenti della stessa. Per il raggiungimento dell'obiettivo le possibilità che si presentavano erano due: progettare nuovamente il masso con un coefficiente di stabilità più alto e, dunque, realizzare una nuova batteria di massi con peso decisamente più basso, evidentemente tale da essere resi instabili con gli stessi attacchi ondosi generati nei test della Fase 1, oppure generare attacchi ondosi con un contenuto energetico più alto, tale da provocare fenomeni di instabilità sui massi già testati nella Fase 1.

La prima soluzione risultava evidentemente troppo onerosa dal punto di vista economico, mentre la seconda risultava incompatibile con le potenzialità del generatore di moto ondoso utilizzato, considerando il fatto che erano già state generate le massime altezze d'onda di cui l'apparecchiatura era capace.

Si è così deciso di aumentare l'energia del moto ondoso incidente, con gli stessi attacchi ondosi testati nella Fase 1. La cosa evidentemente era possibile solo riducendo le dissipazioni energetiche del moto ondoso lungo il percorso dalla generazione fino alla struttura. Per far ciò, è stato demolito il sottofondo che portava i fondali alla profondità di 8 metri in scala prototipo e si è potuto arrivare ad una profondità doppia. Questo

ha permesso di ottenere altezze d'onda incidenti sulla struttura decisamente più alte, così come descritto in precedenza.

La struttura, però, si è dimostrata particolarmente stabile anche in questa seconda configurazione. Soltanto con gli attacchi ondosi della prova 6B si sono verificati dei piccoli cedimenti. In particolare si è avuto il dislocamento di due sole unità, come mostrato in Figura 5.50, che hanno messo a nudo lo strato filtro e si sono andate ad adagiare sul piede della struttura, come mostrato nelle immagini delle zoomate riportate in Figura 5.51 e in Figura 5.52.

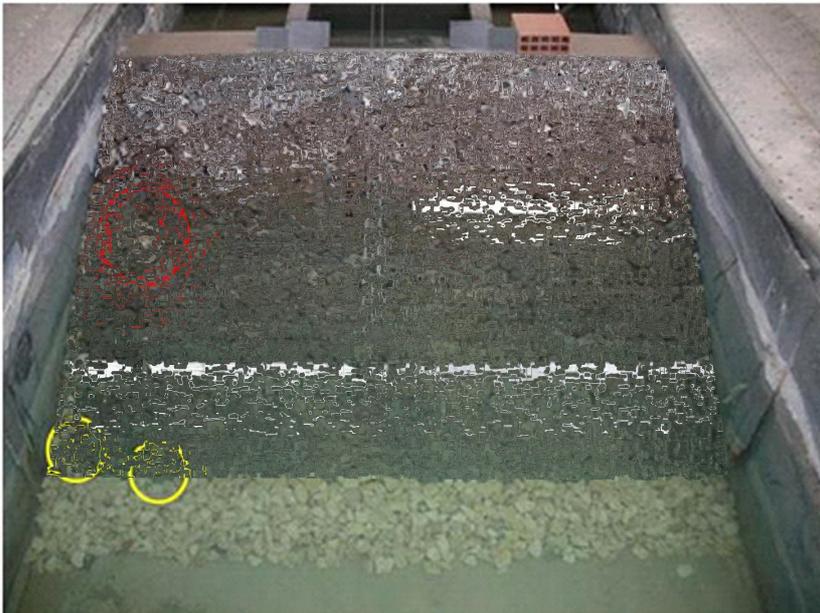


Figura 5.50 Fenomeni di instabilità - prova 6B Fase 2. Nel cerchio rosso il vuoto lasciato dal dislocamento delle due unità di mantellata. Nei cerchi gialli le due unità crollate al piede della struttura (brevettato progetto)



Figura 5.51 Zoomata dell'area dello stato filtro rimasta esposta con il dislocamento delle due unità di mantellata (brevettato progetto)



Figura 5.52 Zoomata delle due unità dislocate ed andatesi ad adagiare al piede della struttura (brevettato progetto)

Dopo la comparsa del fenomeno di instabilità, si è continuato con la generazione dell'attacco ondoso per altre 9 ore, corrispondenti a circa 40 ore in scala prototipo, ma non sono stati osservati ulteriori cedimenti. L'unico effetto dei suddetti attacchi è stata una progressiva erosione dello stato filtro messo a nudo dal dislocamento avvenuto, i cui massi si sono distribuiti sulla mantellata sottostante, così come mostrato nell'immagine riportata in Figura 5.53.



Figura 5.53 Erosione dello strato filtro messo a nudo dal dislocamento dei due massi di mantellata (brevettato progetto)

L'opera realizzata è costituita da un paramento con 607 massi così disposti:

- 22 massi lungo la direzione trasversale alla struttura;
- circa 28 massi lungo la direzione longitudinale dell'opera, per uno sviluppo di circa 2,4 m.

Il numero di unità dislocate N_{od} secondo la (5.47) risulta pertanto pari a:

$$N_{od} = \frac{2}{22} = 0.09 \quad (5.49)$$

Mentre il dislocamento percentuale secondo la (5.48) risulta:

$$D = (2/607) * 100 = 0.33\% \quad (5.50)$$

In cui si è considerata la superficie di riferimento pari all'intera superficie del paramento della struttura.

Come si è detto al par. 4.3.2, il dimensionamento del masso Maya da utilizzare nel modello è stato eseguito utilizzando la formula di Hudson 1959, basata su test effettuati su modelli fisici in diverse scale, con l'impiego di onde regolari, la quale fornisce una relazione tra il peso del masso W_{50} (N) e l'altezza d'onda al piede della struttura H (m):

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (5.51)$$

In cui K_D è il coefficiente di stabilità, ρ_r è la densità di massa apparente del materiale, espressa in kg/m^3 e Δ è la densità relativa di galleggiamento definita dalla (5.44).

Il coefficiente di stabilità K_D è una grandezza adimensionale caratteristica del tipo di masso, dipendente anche dall'ubicazione della sezione di calcolo (se testata o tronco della struttura), dal numero di strati di armatura della mantellata e dalle caratteristiche dell'onda incidente. In merito a quest'ultimo aspetto si fa cioè distinzione tra due situazioni: quella in cui il frangimento avviene sulla mantellata (*non breaking waves*) e quella in cui il frangimento viene provocato dal fondale prima che le onde raggiungano l'opera (*breaking waves*)

Nello *Shore Protection Manual* 1984 vengono riportati i valori di K_D per svariate tipologie di massi di mantellata.

La formula di Hudson è una formula ancora oggi largamente utilizzata in fase di progettazione per il dimensionamento del masso, in quanto ha alcuni vantaggi tra cui la semplicità della formula stessa e il fatto che contempli una grande varietà di tipologie di massi. Per contro ha alcune limitazioni dovute al fatto che fa riferimento alle sole onde regolari, non tiene conto del periodo dell'onda e della durata della mareggiata, non descrive il livello di danneggiamento e si riferisce alle sole strutture permeabili e non soggette ad overtopping.

I valori del coefficiente di stabilità K_D forniti per la progettazione fanno riferimento ad una condizione di "danneggiamento nullo" (*no damage*) definita dal valore massimo pari al 5% di unità di mantellata dislocate da una regione compresa tra la cresta dell'opera e la quota corrispondente ad un'altezza d'onda sotto il livello medio mare.

Secondo lo stesso autore, questa condizione corrisponderebbe ad una situazione di perdita molto limitata e facilmente riparabile.

Per quanto riguarda il danneggiamento, però, mentre nei sistemi a doppio strato la condizione di *failure* avviene quando i massi di entrambi gli strati vengono dislocati, mettendo a nudo lo strato filtro che subisce così erosione, nei sistemi a strato singolo, come per la struttura oggetto della presente sperimentazione, la mantellata non deve presentare nessun danneggiamento, visto che il dislocamento anche di un solo masso sottopone all'attacco diretto lo strato filtro. Pertanto nei sistemi a singolo strato, in fase di progetto, bisogna prevedere un margine di sicurezza in termini di aumento del 20% dell'altezza d'onda, con un danneggiamento pari a zero.

Considerando dunque che, nelle prove, il danneggiamento è avvenuto durante il test 6B della Fase 2, la cui altezza d'onda incidente è risultata pari a $H_s = 5.13$ m in scala prototipo, andando a calcolare il numero di stabilità con l'altezza d'onda immediatamente più bassa della prova per la quale non si sono verificati dislocamenti, ossia la 6C della Fase 2, la cui altezza d'onda incidente è risultata pari a $H_s = 4.71$ m in scala prototipo, il relativo coefficiente di stabilità K_D , calcolato mediante la (5.51) in cui si è posto il peso del masso $W_{50} = 69,935$ N, è risultato pari a:

$$K_D = 8.3$$

mentre il numero di stabilità, calcolato mediante la (5.45), è risultato pari a:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.22 \quad (5.52)$$

Nella realizzazione delle opere di difesa, per molti anni sono stati utilizzati esclusivamente sistemi costituiti da mantellate a doppio strato, per i quali le singole unità hanno più o meno *interlocking* in funzione della forma, ma di fatto la stabilità dei singoli strati dipende principalmente dalla stabilità delle singole unità. Quando il danneggiamento ha inizio, esso incrementa con l'aumento dell'altezza d'onda incidente.

Le migliori unità di armatura utilizzate a strato singolo sono gli *accropodi* e i *core-loc*, i quali hanno un comportamento abbastanza simile.

Gli *accropodi* vengono posizionati secondo uno schema di posizionamento molto rigido, mentre i *core-loc* richiedono uno schema di

posizionamento meno rigido e spesso vengono utilizzati per riparare gli strati danneggiati delle mantellate realizzate con i *dolosse*.

Il comportamento di queste tipologie di unità, quando sottoposte ad attacchi ondosi, è diverso dal comportamento dei sistemi convenzionali a doppio strato. Il primo attacco successivo alla costruzione dell'opera provoca assestamenti alla mantellata. Questo fa in modo che lo strato si addensi il più possibile, in quanto ogni unità arriva al contatto con le unità contigue. In sostanza il sistema a singolo strato reagisce con l'intero strato, mentre il sistema a doppio strato reagisce con l'instabilità delle singole unità.

I test sulla stabilità delle unità a singolo strato mostrano che essi sono stabili fino a valori molto alti di altezza d'onda, ma appena il danneggiamento ha inizio, si verifica in maniera improvvisa la condizione di *failure* per l'intera struttura.

Quanto osservato dai test effettuati sulla struttura oggetto della presente sperimentazione lascia invece pensare che il comportamento del masso Maya, rispetto alla stabilità, sia diverso poiché, come si è detto, dopo il dislocamento delle due unità di mantellata, pur avendo prolungato per circa 9 ore (corrispondenti a circa 40 ore in prototipo) lo stesso attacco ondoso, l'unico effetto che si è osservato è stata una scontata erosione dello strato filtro e non già ulteriori dislocamenti di unità di mantellata. Purtroppo non è stato possibile osservare l'evoluzione del fenomeno con altezze d'onda superiori, per le motivazioni già descritte in precedenza.

Van der Meer (Van der Meer 1988c) ha condotto dei test sugli *accropodi*, validi per pendenza del paramento pari a 1:1.33 e ha verificato che la durata della mareggiata ed il periodo dell'onda non sembrano influenzare la stabilità dell'*accropodo*.

Egli inoltre ha proposto due formule molto semplici per descrivere la stabilità mediante due valori del numero di stabilità:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.7 \quad \text{inizio del danneggiamento } N_{od} = 0 \quad (5.53)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 4.1 \quad \text{failure } N_{od} > 0.5 \quad (5.54)$$

Le due relazioni confermano il fatto che le condizioni di inizio del danneggiamento e di *failure* per l'*accropodo* sono molto vicine e che dopo l'inizio del danneggiamento avviene rapidamente il fallimento della struttura. Per questo motivo, Van der Meer raccomanda di usare un fattore di sicurezza pari a 1.5 da applicare al numero di stabilità in fase di progettazione, per cui i valori delle (5.53) e (5.54) diventano rispettivamente pari a 2.5 e 2.7.

In Figura 5.54 sono riportati i numeri di stabilità idraulica delle principali unità di armatura da utilizzare per la progettazione delle dighe a scogliera, così come pubblicato in *The Rock Manual* (CIRIA 2007).

Nella figura sono anche indicati, per i soli e *xbloc*, i coefficienti di stabilità K_D relativi alla formula di Hudson, riportati fra parentesi. In particolare viene specificato che per queste tre tipologie di massi, la stabilità non aumenta per paramenti con pendenze inferiori a 1:2, mentre si raccomanda una ulteriore riduzione dei numeri di stabilità per la situazione con altezze d'onda limitate dalla profondità, in combinazione con la forte pendenza dei fondali.

Da un confronto con i numeri di stabilità riportati è possibile osservare che il Maya presenta valori inferiori rispetto agli *accropodi* e ai *core-loc* per i quali, al pari dei Maya, è prevista la configurazione a singolo strato, ma superiori rispetto ai tetrapodi che rappresentano la tipologia più largamente utilizzata in Italia, per la quale è prevista la sola configurazione a doppio strato.

5. I risultati sperimentali e il confronto con le formule esistenti

Armour type	Damage level	Stability number $H_D/(\Delta D_n)$				References/remarks	
		Trunk		Head			
		Non-breaking waves	Breaking waves	Non-breaking waves	Breaking waves		
Cube (2 layers)	0%	1.8-2.0		-		Brorsen et al (1975) slope: 1:1.5 and 1:2	
	4%	2.3-2.6		-			
	0% ($N_{od} = 0$)	1.5-1.7		-		Van der Meer (1988a) ¹ slope 1:1.5	
	5% ($N_{od} = 0.5$)	2.0-2.4		-			
	< 5%	2.2	2.1	1.95	-	SPM (CERC, 1984) slope 1:1.5 slope 1:2 slope 1:3	
		2.45	2.35	2.15	-		
2.8		2.7	2.5	-			
Cube ^{2,3} (1 layer)	0% ($N_{od} = 0$)	2.2-2.3		-		Van Gent et al (2000)	
Tetrapod	0% ($N_{od} = 0$)	1.7-2.0		-		Van der Meer (1988a) ¹ slope 1:1.5	
	5% ($N_{od} = 0.5$)	2.3-2.9		-			
	< 5%	2.3	2.2	2.1	1.95	SPM (CERC, 1984) slope 1:1.5 slope 1:2 slope 1:3	
		2.5	2.4	2.2	2.1		
		2.9	2.75	2.3	2.2		
Dolos	2% ($N_{od} = 0.3$)	2.7 ($r = 0.32$) ⁴		-		Burcharth and Liu (1993) ⁵ slope 1:1.5	
		2.5 ($r = 0.34$) ⁴		-			
		2.3 ($r = 0.36$) ⁴		-			
	<5% ($N_{od} = 0.4$)	3.2 ($r = 0.32$) ⁴		-		Holtzhausen (1996) ⁶	
Accropode	0% ($N_{od} = 0$)	2.7 (15)	2.5 (12)	2.5 (11.5)	2.3 (9.5)	Sogreah (2000) ^{7,8}	
Core-loc	0% ($N_{od} = 0$)	2.8 (16.0)		2.6 (13.0)		Melby and Turk (1997) ^{7,8}	
Xbloc	0% ($N_{od} = 0$)	2.8 (16.0)		2.6 (13.0)		DMC (2003) ^{7,8}	

Figura 5.54 Stabilità idraulica delle principali unità di armatura (CIRIA 2007).

In Figura 5.55 si riporta il confronto tra i test effettuati sugli *accropodi* da Van der Meer 1988c, con i due soli test effettuati sui massi Maya nella sperimentazione oggetto del presente studio. Il grafico riporta le unità dislocate N_{od} definite con la (5.47) in funzione del numero di stabilità.

Nello stesso grafico vengono riportate anche le condizioni di inizio del danneggiamento relativo ai *core-loc* e alcuni risultati di test sui tetrapodi. I due test sui Maya riportati nel grafico sono quelli relativi alle prove 6C e 6B della Fase 2, che rappresentano rispettivamente il test con l'altezza d'onda più grande per la quale non si sono verificati dislocamenti e quell'unico test per il quale si sono invece verificati dislocamenti dei massi di mantellata.

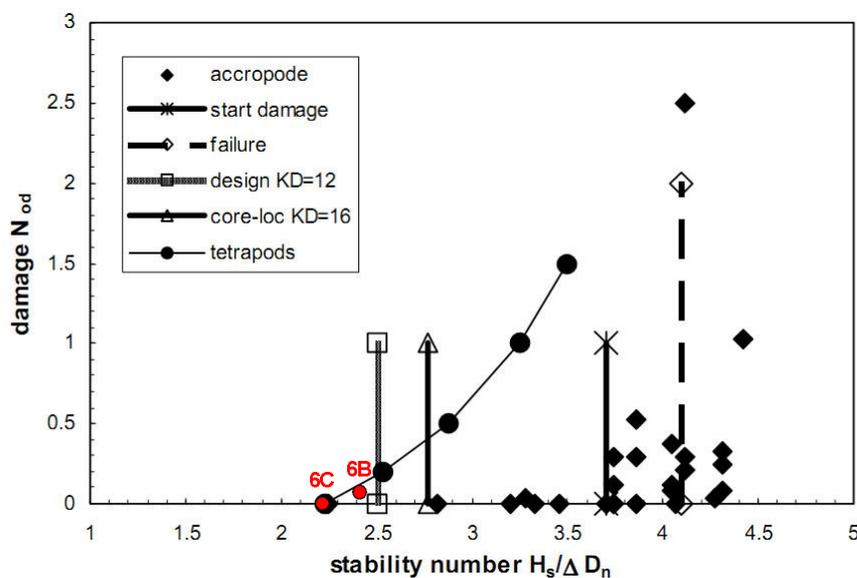


Figura 5.55 Confronto con i test effettuati da Van der Meer 1988c sugli *accropode*

Dal confronto è possibile osservare che l'inizio del danneggiamento per i massi Maya sembra che avvenga prima, rispetto agli *accropodi* e ai *core-loc*, sebbene il numero di test utili disponibile, relativo alle prove sui Maya, appaia eccessivamente esiguo affinché si possa considerare significativo il suddetto confronto.

Infine, va fatto un cenno ai criteri con cui un masso artificiale sviluppa la stabilità idraulica della mantellata, i quali possono basarsi su tre diversi approcci: il peso proprio del masso, l'interlocking e l'attrito tra i massi contigui.

La Figura 5.56 mostra le modalità con cui sviluppano la stabilità idraulica le principali unità di mantellata conosciute, così come pubblicato in *The Rock Manual* (CIRIA 2007). Nella stessa figura è stato riportato il posizionamento del masso Maya rispetto alle stesse modalità.

Placement pattern	Number of layers	Shape	Stability factor (main contribution)		
			Own weight	Interlocking	Friction
Random	Double layer	Simple	Cube, Antifer Cube, Modified Cube		
			Tetrapod, Akmon, Tripod		
	Single layer	Complex		Stabit, Dolos	
		Simple	Cube		Cube
Uniform	Single layer	Complex	Maya		
		Simple	Haro		Seabee, Haro
		Complex			Cob, Shed, Tribar, Diode

Figura 5.56 Classificazione delle principali unità di mantellata in funzione della forma, del numero di strati, del posizionamento e del tipo di contributo sulla stabilità idraulica (CIRIA 2007)

6 CONCLUSIONI

La presente ricerca, condotta con prove sperimentali effettuate su un modello fisico bidimensionale realizzato presso il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste (LIC) del Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) del Politecnico di Bari, ha consentito di valutare il comportamento di un nuovo masso artificiale denominato "Maya", da utilizzare come unità di mantellata nelle opere marittime a gettata, rispetto ai fenomeni idraulici derivanti dalle interazioni tra il moto ondoso incidente e le strutture, con particolare riferimento a:

- riflessione;
- runup;
- overtopping;
- stabilità idraulica.

E' stata analizzata l'adattabilità, al nuovo masso, delle principali formule presenti in letteratura e normalmente utilizzate per la progettazione di opere di difesa costiera del tipo a gettata.

Le analisi condotte sui dati acquisiti hanno, inoltre, consentito di valutare il valore del coefficiente di scabrezza relativo al nuovo masso, parametro questo, caratteristico di ogni singola tipologia di masso di armatura e presente nelle relazioni utilizzate per il calcolo del runup e dell'overtopping.

Per quanto riguarda lo studio sulla stabilità idraulica della struttura, le ipotesi effettuate in fase di progettazione del modello, sul coefficiente di stabilità del masso, necessario per il suo dimensionamento, si sono rivelate fin troppo cautelative rispetto alle potenzialità che lo stesso masso ha mostrato durante i test. Questo ha portato ad un sovradimensionamento del masso a causa del quale, insieme ai limiti dei mezzi tecnici di laboratorio (massima altezza d'onda riproducibile dal generatore di moto ondoso), si è stati costretti a ricercare in soluzioni diverse, quel surplus dell'energia ondosa incidente sulla struttura, necessario a provocare l'instabilità idraulica della struttura stessa.

Le modifiche strutturali effettuate sul modello nella fase intermedia della sperimentazione, consistite nella demolizione del sottofondo finalizzata

ad aumentare la profondità dei fondali, con l'obiettivo di ridurre le dissipazioni dell'energia ondosa causate dai bassi fondali, hanno risolto solo in parte il problema, consentendo di determinare solo un limite di stabilità indicativo e non già di arrivare ad un'analisi completa del fenomeno.

Nel prosieguo della ricerca, grazie ai risultati raggiunti con il presente studio si effettueranno, con lo stesso apparato sperimentale, nuove prove su modello fisico utilizzando massi di minori dimensioni, al fine di raggiungere le condizioni di instabilità della struttura e di valutarne anche il danneggiamento in funzione dell'altezza d'onda incidente.

BIBLIOGRAFIA

- Bakker, P., van den Berge, A., Hakenberg, R., Klabbers, M., Muttray, M., Reedijk, B., & Rovers, I. (2003). *Development of concrete breakwater Armour Units*. In Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference. Moncton, Nouveau-Brunswick, Canada: Canadian Society for Civil Engineering.
- Benassai, E. (2008). *Le dighe marittime: progettazione, realizzazione, dissesti, manutenzione*. Liguori Editore.
- Besley, P. (1999). *Overtopping of seawalls: design and assessment manual* (p. 37). Environment Agency.
- Bruce, T., Van der Meer, J. W., Franco, L., & Pearson, J. M. (2009). *Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters*. Coastal Engineering, 56(2), 166-179.
- Burcharth, H. F. (1993). *Structural integrity and hydraulic stability of dolos armour layers*. Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University.
- Calabrese, M., Buccino, M., Ciardulli, F., Di Pace, P., Tomasicchio, R., & Vicinanza, D. (2011). *Wave run-up and reflection at rubble mound breakwaters with ecopode armor layer*. Coastal Engineering Proceedings, 1(32), structures-45.
- CEM (2002). *Coastal Engineering Manual*, U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual 1110-2-1100, Washington D.C.
- CIRIA, CUR, CETMEF. (2007). *The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition), CIRIA, London.
- Damiani L., Petrillo A. F., Ranieri G. (2002). *Il Laboratorio Di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa Delle Coste - Politecnico di Bari*. Studi Costieri, Vol. 5: 107-134.
- Damiani L., Martinelli L., Cappietti L., Pratola L., Lorenzoni C. (2005). *Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture trascinabili e confronto con i modelli*. Studi Costieri n.9.
- Dean R.G., Dalrymple R.A. (2001). *COASTAL PROCESSES with Engineering Applications*. Cambridge University Press. ISBN 0-521-49535-0 hardback - ISBN 0-511-03791-0 eBook (Adobe Reader).

- Di Risio, M., Beltrami, G., De-Girolamo, P. (2006). Laboratory Investigation on Wave Overtopping of Composite Breakwaters: The Port of Civitavecchia Case. In Coastal Engineering Conference (Vol. 30, No. 5, p. 4616). Asce American Society of Civil Engineers.
- Franco, L., Piscopia, R., Corsini, S., Inghilesi, R. (2004). *L'Atlante delle onde nei mari italiani - Italian Wave Atlas*. Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e per i Servizi Tecnici.
- Freitas, P., Trigo-Teixeira, A., Araújo, M. A. V. C. *Hydraulic stability of antifer block armour layers*.
- Hudson, R.Y. (1959). *Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters*, J. Waterways, Harbors Div., 85 ASCE, pp93-121.
- Franzetti S., Ballio F., Guadagnini A. *Similitudine e Modelli*. Dispensa del corso di Idraulica II del Politecnico di Milano.
- Kamphuis J. W. (2010). *Introduction to coastal engineering and management*. Advanced Series on Ocean Engineering - Vol. 16. Published by World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Molfetta M.G., Pratola L., Petrillo A.F., Rinaldi A. (2007). *Experimental study on the efficiency of submerged breakwaters made of boulders and geotubes*. FLUCOME; 2; 903-914 – Ninth International Symposium on Fluid Control, Measurement and Visualization – Tallahassee, Florida (U.S.A.).
- Muttray, M., Reedijk, B., Klabbers, M. (2003). *Development of an innovative breakwater armour unit*. In Coasts & Ports 2003 Australasian Conference: Proceedings of the 16th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference, the 9th Australasian Port and Harbour Conference and the Annual New Zealand Coastal Society Conference (p. 469). Institution of Engineers, Australia.
- Muttray, M., Oumeraci, H., ten Over, E. (2006). *Wave reflection and wave run-up at rubble mound breakwaters*, ASCE, Proc. of 30th International Conference on Coastal Engineering, San Diego, California, USA
- Owen, M. W. (1980). *Design of seawalls allowing for wave overtopping*. HR Wallingford , EX924.
- Petrillo A. F. (1988). *Evoluzione delle onde di mare su bassi fondali sabbiosi con pendenza variabile*. IX Congresso Nazionale dell'AIMETA. Bari, 4-7 Ottobre 1988.
- Postma, G. M. (1989). *Wave reflection from rock slopes under random wave attack*. Delft University of Technology, Faculty of Engineering, Delft. M. Sc. thesis.

- Pullen, T., Allsop, N. W. H. (2003). *Use of numerical models of wave overtopping: A summary of current understanding*. HR Wallingford Project.
- Pullen T. (2007). *Eurotop: wave overtopping of sea defences and related structures: assessment manual*. Heide i. Holstein: Boyens Medien GmbH & Co. [<http://www.overtopping-manual.com>].
- Seelig, W. N., Ahrens, J. P. (1981). *Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters*(No. Cerc-tp-81-1). Coastal engineering research center fort belvoir va.
- Shore Protection Manual* (1984). Coastal Engineering Research Center. Department of the Army. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers PO Box 631 Vicksburg, Mississippi 39180
- Sogreah (2000): *Comparative cost analysis of four breakwater artificial blocks armour. Single Layer Concrete Blocks for Breakwater Armouring*, Brochure, 2000
- Van der Meer, J.W. (1988a). *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Doctoral thesis, Delft University of Technology. Also DELFT HYDRAULICS Publication no. 396.
- Van der Meer, J.W. (1988b). *Deterministic and probabilistic design of breakwater armour layers*, Proc. ASCE, Journal of WPC and OE, Vol. 114, No. 1.
- Van der Meer, J.W., (1988c) *Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode*, ICE, Design of Breakwaters, Proc. Conf. Breakwater '88, Thomas Telford, London, Ch. 6, 59-68,.
- Van der Meer, J. W. (1993). *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Delft, Netherlands: Delft Hydraulics.
- Van der Meer, J.W. (1998). *Wave run-up and overtopping*. Chapter 8 in: "Seawalls, dikes and revetments". Edited by K.W. Pilarczyk. Balkema, Rotterdam.
- Van der Meer, J.W., (1999) *Design of Concrete Armour Layers*. Proceeding of the International Conference Coastal Structures, Santander, Spain, 1, 213-221
- Van der Meer, J. W., Stam, C. J. M. (1992). *Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 118(5), 534-550.
- Van der Meer, J. W. (2002). TAW - *Technical Report: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes*. Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, The Netherlands, 43.
- Van Schijndel, S., Frostick, L. E., McLelland, S. J., Mercer, T. G. (Eds.). (2011). *Users Guide to Physical Modelling and Experimentation: Experience of the HYDRALAB Network*. CRC Press.

Zanuttigh, B., Van der Meer, J. W. (2006). *Wave reflection from coastal structures*. In Coastal Engineering Conference (Vol. 30, No. 5, p. 4337). ASCE American Society of Civil Engineers.