

**Ottimizzazione di dighe marittime a gettata per  
l'estrazione di energia dal moto ondoso**

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Claudio Iuppa





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI  
DI CATANIA

Dipartimento Ingegneria  
Civile e Architettura

Tesi per il conseguimento del titolo

OTTIMIZZAZIONE DI DIGHE MARITTIME A GETTATA PER  
L'ESTRAZIONE DI ENERGIA DAL MOTO ONDOSONO

**CLAUDIO IUPPA**

TUTOR:  
PROF. ING. ENRICO FOTI

CO-TUTOR  
PROF. ING. DIEGO VICINANZA

ING. LUCA CAVALLARO

COORDINATORE DEL DOTTORATO:  
PROF. ING. ANTONINO CANCELLIERE

**Catania, Dicembre 2015**



# Indice

<b>Sommario</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>1 Introduzione</b>	<b>1</b>
1.1 Posizione del problema . . . . .	1
1.2 Obiettivi . . . . .	3
1.3 Metodologia . . . . .	3
1.4 Articolazione dell'elaborato di tesi . . . . .	5
<b>2 Dispositivi per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso</b>	<b>7</b>
2.1 Generalità . . . . .	7
2.2 Il moto ondoso come fonte di energia rinnovabile . . . . .	7
2.3 Dispositivi per l'estrazione di energia dal moto ondoso . . . . .	10
2.4 Storia del dispositivo DIMEMO . . . . .	14
2.5 Campagna sperimentale sul DIMEMO del 2012 . . . . .	16
<b>I Metodi di previsione delle prestazioni idrauliche</b>	<b>21</b>
<b>3 Indagini sperimentali condotte</b>	<b>23</b>
3.1 Generalità . . . . .	23
3.2 Criteri di similitudine e scelta della scala geometrica di riduzione . . . . .	24
3.3 Campagna sperimentale presso l'Università di Aalborg . . . . .	26
3.3.1 Caratteristiche del canale 2D . . . . .	26
3.3.2 Configurazioni studiate . . . . .	27
3.3.3 Caratteristiche dei modelli . . . . .	30
3.3.4 Caratteristiche delle onde simulate . . . . .	32
3.3.5 Apparato strumentale . . . . .	34
3.3.6 Calibrazione degli strumenti di misura . . . . .	36
3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania . . . . .	39
3.4.1 Caratteristiche del canale 2D . . . . .	39
3.4.2 Configurazioni studiate . . . . .	40
3.4.3 Caratteristiche della struttura del modello . . . . .	41

3.4.4	Caratteristiche delle onde simulate . . . . .	44
3.4.5	Apparato strumentale . . . . .	45
3.4.6	Calibrazione degli strumenti di misura . . . . .	46
<b>4</b>	<b>Metodologie di stima delle grandezze studiate</b>	<b>49</b>
4.1	Generalità . . . . .	49
4.2	Stima delle caratteristiche del moto ondoso in prossimità della struttura . . . . .	49
4.2.1	Indagine sperimentale presso l'Università di Aalborg . . . . .	50
4.2.2	Indagine sperimentale presso l'Università di Catania . . . . .	54
4.3	Stima dei volumi tracimati . . . . .	55
4.3.1	Metodologia adottata . . . . .	55
4.3.2	Analisi preliminare sui volumi tracimati nella vasca di accumulo . . . . .	57
4.4	Analisi stocastica dei volumi tracimati <i>wave by wave</i> . . . . .	59
4.4.1	Stima dei volumi tracimati <i>wave by wave</i> . . . . .	59
4.4.2	Stima del numero di onde tracimate . . . . .	60
<b>5</b>	<b>Riflessione della struttura</b>	<b>61</b>
5.1	Generalità . . . . .	61
5.2	Stato dell'arte . . . . .	62
5.2.1	Confronto con i metodi di previsione di letteratura . . . . .	64
5.2.2	Confronto con i test di Vicinanza et al. (2014) . . . . .	65
5.3	Analisi dei dati osservati . . . . .	66
5.3.1	Variazione del profilo della rampa . . . . .	67
5.3.2	Variazioni del livello idrico medio . . . . .	68
5.3.3	Variazione della pendenza dell'onda . . . . .	70
5.4	Metodo di previsione . . . . .	71
<b>6</b>	<b>Tracimazione a tergo della struttura</b>	<b>75</b>
6.1	Generalità . . . . .	75
6.2	Stato dell'arte . . . . .	76
6.2.1	Modelli di previsione empirici . . . . .	77
6.2.2	Confronto con le formule di letteratura . . . . .	78
6.2.3	Confronto con i test di Vicinanza et al. (2014) . . . . .	80
6.3	Analisi dei dati osservati . . . . .	82
6.3.1	Variazione del profilo della rampa . . . . .	82
6.3.2	Variazioni del livello idrico . . . . .	83
6.3.3	Variazioni della larghezza della vasca di accumulo . . . . .	84
6.3.4	Variazione della pendenza dell'onda . . . . .	85
6.4	Metodo di previsione . . . . .	86

<b>7</b>	<b>Tracimazione nella vasca di accumulo</b>	<b>93</b>
7.1	Generalità . . . . .	93
7.2	Metodi di previsione per strutture a bassa cresta . . . . .	94
7.2.1	Confronto con le formule di letteratura . . . . .	98
7.2.2	Confronto con Vicinanza et al. (2014) . . . . .	99
7.3	Analisi dei dati osservati . . . . .	101
7.3.1	Variazioni della forma della rampa . . . . .	102
7.3.2	Variazioni del livello idrico . . . . .	102
7.3.3	Variazioni della larghezza della vasca di accumulo . . . . .	103
7.3.4	Variazione del periodo d'onda . . . . .	104
7.4	Metodo di previsione . . . . .	105
<b>8</b>	<b>Distribuzione di probabilità dei volumi tracimati</b>	<b>109</b>
8.1	Generalità . . . . .	109
8.2	Stato dell'arte . . . . .	110
8.3	Confronto con le formule di letteratura . . . . .	111
8.4	Analisi dei dati osservati . . . . .	112
8.4.1	Analisi del parametro di scala . . . . .	113
8.4.2	Variazione della distribuzione delle altezze d'onda . . . . .	113
8.4.3	Variazione dell'estensione del paramento liscio . . . . .	115
8.4.4	Variazione del periodo dell'onda . . . . .	116
8.5	Metodo di previsione . . . . .	117
<b>II</b>	<b>Metodologie di dimensionamento</b>	<b>123</b>
<b>9</b>	<b>Analisi delle potenzialità energetiche del moto ondoso lungo le coste della Sicilia</b>	<b>125</b>
9.1	Generalità . . . . .	125
9.2	Simulazioni numeriche e validazione . . . . .	126
9.2.1	Modello numerico . . . . .	126
9.2.2	Condizioni al contorno . . . . .	126
9.2.3	Dominio di calcolo . . . . .	128
9.2.4	Validazione dei dati di output . . . . .	130
9.3	Analisi dei risultati . . . . .	133
<b>10</b>	<b>Caso studio: porto di Mazara del Vallo</b>	<b>137</b>
10.1	Generalità . . . . .	137
10.2	Analisi del sito in esame . . . . .	138
10.2.1	Analisi energetica . . . . .	139
10.2.2	Analisi delle variazioni del livello del mare . . . . .	139
10.2.3	Stima del tempo di ritorno dell'opera e analisi degli eventi estremi . . . . .	143
10.3	Stima dell'energia elettrica prodotta dal dispositivo . . . . .	145
10.3.1	Metodologia adottata . . . . .	145
10.3.2	Configurazioni analizzate . . . . .	147

---

10.3.3	Caratteristiche delle turbina idraulica . . . . .	148
10.3.4	Limiti della simulazione numerica . . . . .	149
10.4	Analisi dei risultati . . . . .	150
10.4.1	Operatività e sicurezza del porto . . . . .	150
10.4.2	Ottimizzazione del layout del dispositivo . . . . .	152
10.4.3	Considerazioni sulla variazione del livello del mare . . . . .	156
10.5	Possibile configurazione del prototipo . . . . .	156
<b>11</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>159</b>
	<b>Ringraziamenti</b>	<b>165</b>
	<b>Elenco dei simboli</b>	<b>167</b>
	<b>Elenco delle figure</b>	<b>177</b>
	<b>Elenco delle Tabelle</b>	<b>180</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>187</b>

# Sommario

Il presente elaborato di tesi mira allo sviluppo di metodologie per la stima delle prestazioni idrauliche di un innovativo dispositivo per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso, detto DIga Marittima per la produzione di Energia dal Moto Ondoso (DIMEMO). Tale dispositivo prevede la sua realizzazione su dighe a gettata e sfrutta il fenomeno della tracimazione determinata dal moto ondoso.

L'elaborato di tesi è stato suddiviso in due parti: la prima è dedicata all'analisi dei risultati delle indagini sperimentali condotte mediante modellazione fisica; la seconda è dedicata alla individuazione e definizione di una possibile metodologia da adottare per il dimensionamento di massima del dispositivo.

Le prove mediante modellazione fisica sono state condotte sia presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg (Danimarca) sia presso quello dell'Università degli Studi di Catania. I risultati delle due indagini sperimentali hanno consentito di valutare l'efficacia dei metodi di previsione delle prestazioni idrauliche presenti in letteratura e di svilupparne dei nuovi.

Nella seconda parte dell'elaborato di tesi, preliminarmente è stato condotto uno studio dell'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia. Tale studio ha consentito di individuare un possibile sito in cui prevedere la realizzazione del dispositivo DIMEMO. Successivamente, per il sito selezionato, è stato sviluppato un modello analitico che ha consentito di valutare le prestazioni idrauliche di varie configurazioni del dispositivo e di scegliere quella che garantisce un minore tempo di ritorno dell'investimento.



# Abstract

The present work aims at developing new methodologies for estimating the hydraulic performances of an innovative device for the production of electric energy from sea waves called DIga Marittima per la produzione di Energia dal Moto Ondoso (DIMEMO). Such a device consists of a rubble mound breakwater with a front reservoir designed with the aim of capturing wave overtopping. The energy is extracted via low head turbines, using the difference in water levels between the reservoir and the mean sea water level.

The thesis is divided into two parts: the first one is focused on the experimental analysis conducted by means of physical modeling; the second one is aimed at formulating a methodology for the preliminary design of the DIMEMO.

The tests were conducted both at the Laboratory of Hydraulics of the University of Aalborg (Denmark) and at the University of Catania. The analysis of the results enabled to estimate the effectiveness of the prediction methods available in literature and developing of new methods.

In the second part of thesis a study of wave energy along the coast of Sicily has been conducted. Such study enable to identify a possible site where the DIMEMO may be conveniently installed. Then, for this site an analytical model was developed to evaluate the hydraulic performances of various configurations of the device and to choose the one that reduced the payback time as much as possible.



# Capitolo 1

## Introduzione

### 1.1 Posizione del problema

Il consumo energetico è uno dei modi più diretti per misurare il progresso e il benessere di una società. Sulla base delle condizioni attuali, si stima che il consumo globale a livello internazionale di energia nel 2040 sarà di circa il 30% in più rispetto a quello del 2010 (Vicinanza et al., 2014). Tale incremento comporterà necessariamente lo sviluppo di nuovi fonti di energia in quanto quelle esistenti non saranno sufficienti a fornire il quantitativo di energia richiesta. In tale contesto l'energia prodotta da fonti rinnovabili può rappresentare una valida alternativa a quella prodotta da fonti non rinnovabili. Infatti, attualmente si stima che le energie rinnovabili sono in grado di soddisfare circa il 20% della richiesta mondiale e tale percentuale è in costante crescita (IEA, 2014).

Tra le varie fonti rinnovabili, l'energia del mare ha attratto l'attenzione della comunità scientifica e industriale già da parecchi decenni. Tale energia può essere estratta sfruttando vari fenomeni tra cui: le correnti marine; le maree; i gradienti salini; i gradienti di temperatura; il moto ondoso. Per quanto attiene a quest'ultimo fenomeno, vi sono numerosi progetti di ricerca volti a valutarne le potenzialità energetiche e a progettare nuovi tipi di convertitori (detti Wave Energy Converters, WEC). L'interesse è motivato dai vari vantaggi che caratterizzano tale fonte, come ad esempio: l'elevata densità di energia, maggiore di quella solare e del vento; la facile previsione delle caratteristiche del moto ondoso, grazie allo sviluppo di modelli

numerici in grado di simulare con elevata precisione i fenomeni che intervengono nella propagazione dell'onda; la ridotta perdita di energia durante la propagazione dell'onda. Tuttavia, ad oggi tali vantaggi non possono essere del tutto sfruttati in quanto i dispositivi utilizzati per l'estrazione dell'energia sono caratterizzati da elevati costi di realizzazione. Una possibile soluzione è quella di prevedere la realizzazione di dispositivi integrati in opere di difesa costiera, come ad esempio dighe a gettata o dighe a parete verticale (Vicinanza et al., 2014). In particolare, nei Paesi Baschi e, più precisamente, nella città di Mutriku è stato realizzato il primo impianto integrato ad un diga a parete verticale. Per tale sistema è stata stimata una produzione di un'energia media annua pari a 600 MWh (Torre-Enciso et al., 2009), anche se durante il suo primo anno di attività l'impianto ha prodotto una quantità pari a soli circa 200 MWh (Wavestar e Buoy, 2014).

In tale contesto si inserisce la presenti tesi di dottorato, le cui ricerche sono state volte a studiare un innovativo dispositivo detto Diga Marittima per la produzione di Energia dal Moto Ondoso (DIMEMO), noto anche in letteratura con il nome *Overtopping Breakwater Energy Converter* (OBREC). Tale dispositivo prevede la sua realizzazione in dighe a gettata e si basa sul processo di tracimazione determinato dal moto ondoso. In particolare, le componenti principali del dispositivo sono: una vasca di accumulo realizzata nella parte sommitale della diga; un collettore che porta l'acqua dalla vasca al mare; una turbina idraulica. I volumi tracimati nella vasca tendono ad accumularsi grazie all'effetto di laminazione determinato dalla vasca stessa. La differenza di carico che si genera tra il livello del mare e il livello all'interno della vasca determina la generazione di un flusso che aziona una turbina idraulica che a sua volta trasforma l'energia del flusso in energia elettrica (Vicinanza et al., 2014).

In una fase propedeutica alla realizzazione del prototipo del dispositivo è necessario effettuare appositi studi che consentano di comprendere i fenomeni fisici che lo caratterizzano. Tale attività può essere condotta sia impiegando modelli numerici sia mediante modellazione fisica. In particolare, quest'ultima metodologia consiste nel riprodurre il dispositivo in scala ridotta all'interno di un canale dotato di un generatore di onde. La simulazione delle onde, riprodotte a scala in maniera opportuna, consente di osservare l'interazione onda-struttura e di valutare il comportamento del dispositivo sotto varie condizioni di moto ondoso. Inoltre, mediante l'impiego di opportuni strumenti di misura, è possibile rilevare varie grandezze che caratterizzano il dispositivo (ad esempio, volumi tracimati, riflessione e azioni del moto ondoso sulla struttura). L'analisi dimensionale di tali grandezze consente di sviluppare dei metodi di previsione empirici da impiegare per il dimensionamento del dispositivo. Inoltre, i risultati delle indagini sperimentali possono essere impiegati per la validazioni di modelli numerici.

Sul DIMEMO è stata effettuata un'indagine sperimentale già nel 2012. Tale indagine ha consentito di comprendere le differenze tra una diga a gettata tradizionale e una diga con il dispositivo integrato (Vicinanza et al., 2014) in termini di riflessione, di volumi tracimati e di pressioni indotte dalle onde. Inoltre, nell'ambito di tale analisi sperimentale, è stato possibile sviluppare alcuni metodi per la previsione delle portate tracimate e delle pressioni, anche se l'indagine era sta-

ta condotta su un numero limitato di configurazioni geometriche del dispositivo DIMEMO.

Prendendo le mosse da tale studio preliminare, nell'ambito della presente tesi di dottorato sono stati sviluppati diversi studi volti ad approfondire la conoscenza dei fenomeni idraulici posti alla base del funzionamento del DIMEMO e a individuare adeguati criteri di dimensionamento dello stesso dispositivo.

## 1.2 Obiettivi

L'attività dello scrivente è stata articolata in tre fasi ed ogni una è stata caratterizzata da obiettivi specifici.

La prima fase della ricerca è stata volta a studiare come le caratteristiche geometriche del dispositivo DIMEMO e del moto ondoso possano influire sulle prestazioni idrauliche del dispositivo stesso. Tale studio è stato condotto mediante modellazione fisica. In particolare, sono state condotte due distinte indagini sperimentali. La prima è stata svolta presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg (Danimarca) nel 2014, mentre la seconda è stata condotta presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università degli Studi di Catania nel 2015. L'indagine sperimentale del 2014 ha avuto come obiettivo l'estensione dei metodi di previsione già sviluppati sulla base delle prove condotte sul dispositivo nel 2012 (Vicinanza et al., 2014). Le prove condotte presso l'Università degli Studi di Catania sono state concentrate sullo studio delle prestazioni idrauliche del dispositivo. L'obiettivo principale di questa indagine sperimentale è stato quello di studiare la distribuzione di probabilità dei volumi trascinati all'interno della vasca di accumulo oltre che di validare i metodi di previsione sviluppati nelle indagini sperimentali precedenti.

La seconda fase della ricerca è stata volta allo studio dell'energia dal moto ondoso lungo le coste della Sicilia. In particolare, l'obiettivo di tale analisi è stato quello di individuare possibili porti in cui ipotizzare la realizzazione del dispositivo.

Infine, nella terza fase ci si è posto l'obiettivo di definire una metodologia per il dimensionamento e l'individuazione della configurazione del dispositivo in grado di ottimizzare la produzione di energia elettrica e nello stesso tempo di garantire adeguati livelli di sicurezza e di operatività del porto selezionato.

## 1.3 Metodologia

Le varie attività di ricerca sono state condotte adottando metodologie idonee per il raggiungimento dell'obiettivi prefissati. In particolare, nella prima parte della ricerca, come già accennato, sono state studiate le prestazioni idrauliche del dispositivo mediante modellazione fisica.

L'analisi di laboratorio su modello fisico, rappresenta uno strumento indispensabile per la caratterizzazione dei fenomeni fisici, specialmente per problematiche idrauliche in ambiente costiero, per cui bisogna analizzare situazioni idrodinamicamente molto complesse. I risultati delle prove sperimentali, sintetizzati a seguito

dall'analisi dimensionale, hanno consentito di stimare in maniera speditiva le grandezze di interesse. I risultati osservati durante le attività in laboratorio sono stati, inoltre, impiegati per la validazione di modelli numerici. Nel caso in esame i singoli test sono stati condotti assumendo uno spettro delle onde del tipo JONSWAP. Le onde, generate mediante un sistema meccanico, sono state misurate mediante l'impiego di sonde resistive. L'analisi dei dati registrati ha consentito di valutare le caratteristiche dell'onda incidente e di quella riflessa. Inoltre, sono state condotte misure per la valutazione delle portate tracimate e delle pressioni indotte dal moto ondoso sulle pareti del dispositivo.

La seconda parte delle attività di ricerca è stata volta a valutare l'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia. Tale studio è stato condotto realizzando un modello numerico di propagazione basato sul codice *Simulating WAve Nearshore* (SWAN), sviluppato presso la Delft University Tecnology. Lo SWAN consente di simulare la propagazione delle onde considerando i principali fenomeni fisici che intervengono durante la propagazione stessa (rifrazione, perdita di energia per whitemapping, diffrazione, attrito di fondo, ecc). Per quanto concerne le condizioni al contorno sono stati utilizzati i dati di moto ondoso e di vento forniti dal centro di previsione europeo *European Centre for Medium-Range Weather Forecasts* (ECM-WF). Le analisi dei risultati hanno consentito di valutare l'energia del moto ondoso e di individuare le aree portuali più interessanti per la potenziale realizzazione del dispositivo.

Nella terza parte della tesi si è cercato di definire una metodologia per il dimensionamento del dispositivo DIMEMO. In particolare, lo studio è stato condotto sulla base dei metodi empirici sviluppati nella prima parte della tesi, oltre che delle forzanti meteorologiche derivanti dallo studio condotto nella seconda parte.

Il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando varie geometrie. Il sistema è stato ricondotto numericamente a due serbatoi posti a quota differente collegati tramite una condotta a sezione costante su cui è alloggiata una turbina idraulica. La forzante del sistema è rappresentata dalla portata in ingresso alla vasca di accumulo che, come si dimostrerà in seguito, può essere stimata una volta note le caratteristiche dell'onda incidente e le caratteristiche geometriche del dispositivo. Sulla base di considerazioni energetiche, una volta note le perdite di carico presenti nel condotto e l'energia sottratta dalla turbina, è possibile stimare al generico istante la portata allo sbocco in funzione del carico che si ha nella vasca di accumulo.

Valutati la portata e il carico a monte e a valle della turbina, è pertanto possibile stimare sia l'energia che il flusso cede alla turbina sia la potenza elettrica prodotta dal dispositivo. Pertanto, le simulazioni condotte hanno consentito di valutare, per ogni configurazione analizzata, l'energia elettrica media annua prodotta. Sulla base di un'analisi comparativa è stato possibile definire una possibile configurazione del dispositivo.

## 1.4 Articolazione dell'elaborato di tesi

L'elaborato è articolato in due parti: nella prima si descrivono gli studi condotti mediante la modellazione fisica del dispositivo; nella seconda parte si riporta una dettagliata descrizione dello studio condotto a scala regionale sull'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia e delle metodologie impiegate per il dimensionamento del dispositivo stesso.

Nello specifico, nel secondo capitolo si riporta una descrizione dei principali convertitori di energia del moto ondoso presenti in letteratura e si rappresenta in particolare il dispositivo DIMEMO. Per quest'ultimo inoltre, si riportano i principali risultati osservati durante l'indagine sperimentale condotta nel 2012 ad Aalborg.

Nel terzo capitolo si descrivono le configurazioni studiate nelle indagini sperimentali del 2014 e del 2015. Per ognuna delle indagini sperimentali condotte si riporta una descrizione: del canale impiegato per la simulazione delle onde; delle caratteristiche delle onde simulate; dei modelli fisici testati; dell'apparato strumentale adottato e delle metodologie impiegate per la calibrazione dei vari strumenti.

Il quarto capitolo è dedicato alla descrizione delle metodologie adottate per la stima dei principali fenomeni fisici indagati. In particolare, in tale capitolo si riporta la descrizione della metodologia per: la stima della riflessione indotte dalla struttura; la stima dei volumi tracimati nella vasca di accumulo e a tergo della struttura *wave by wave*; la stima del numero di onde tracimate.

Dal quinto all'ottavo capitolo si riportano le analisi condotte sulle grandezze misurate durante le indagini sperimentali. In dettaglio, nel quinto capitolo si riporta l'analisi condotta sulla riflessione della struttura; nel sesto quella relativa alla portata a tergo della struttura; nel settimo quella condotta sui volumi tracimati nella vasca di accumulo; nell'ottavo quella relativo alla distribuzione di probabilità dei volumi tracimati. In generale, per ognuna delle grandezze esaminate è stato possibile sia validare i metodi di previsione presenti in letteratura sia estendere tali metodi alle configurazioni studiate.

Nel nono capitolo è descritta l'analisi condotta a scala regionale per la stima dell'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia. In particolare, si riporta una descrizione: del modello numerico adottato per la simulazione delle propagazione delle onde; dei dati di input utilizzati come condizione al contorno; del dominio di calcolo; della procedura di validazione dei dati sia di input sia di output.

Nel decimo capitolo si riporta il caso studio del porto di Mazara del Vallo in cui si ipotizza la realizzazione del dispositivo DIMEMO. Nel capitolo si riporta una descrizione della metodologia impiegata per il dimensionamento del dispositivo stesso e le analisi dei risultati ottenuti. Il capitolo si conclude con la definizione di una possibile geometrica del dispositivo da adottare nel sito in esame.

Infine, l'undicesimo capitolo riporta le considerazioni conclusive sul lavoro svolto insieme a possibili sviluppi futuri.



## Capitolo 2

# Dispositivi per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso

### 2.1 Generalità

L'energia del moto ondoso è una fonte rinnovabile oggetto, da qualche anno a questa parte, di numerose ricerche volte sia a valutare il potenziale energetico di determinati siti che a studiare i dispositivi che permettono l'estrazione di tale energia. Nel presente capitolo si riporta una descrizione sia di alcuni studi effettuati sul moto ondoso che dei principali dispositivi di conversione, con particolare riferimento al dispositivo DIMEMO. Infatti, per quest'ultimo si riporta anche una sintesi delle analisi relative ai test condotti da Vicinanza et al. (2014) ed effettuati nel 2012 presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg (Danimarca).

### 2.2 Il moto ondoso come fonte di energia rinnovabile

Ad oggi l'energia rinnovabile soddisfa circa il 20% della richiesta globale, percentuale che risulta in costante crescita (IEA, 2014). Tra le varie fonti rinnovabili (solare, eolico, geotermico, biomassa) l'energia dal moto ondoso è oggetto di inte-

resse da parte della comunità scientifica e delle industrie sin dagli anni settanta. Tale interesse è determinato dai vantaggi che tale fonte di energia può comportare, come ad esempio (Drew et al., 2009): elevata densità di energia pari a circa 2-3 kW/m<sup>2</sup>, maggiore rispetto a quella solare pari a solo 0.1-0.3 kW/m<sup>2</sup> e a quella del vento pari a 0.4-0.6 kW/m<sup>2</sup> (Villate, 2010); facile predizione delle caratteristiche del moto ondoso grazie allo sviluppo di modelli numerici sempre più accurati; basse perdite di energia durante la propagazione per lunghe distanze e in acque profonde; limitato impatto ambientale dei dispositivi per l'estrazione dell'energia.

Date le potenzialità di tale fonte di energia, è necessario che i governi nazionali e locali siano in grado di garantire sufficienti finanziamenti per lo sviluppo di adeguati dispositivi che ne permettano l'estrazione. Sia a livello globale che locale sono stati condotti diversi studi per la caratterizzazione energetica del moto ondoso. In particolare, è stato dimostrato che in Europa esistono varie zone con elevato contenuto energetico, soprattutto quelle che si affacciano sull'Oceano Atlantico. Per tali zone è stato stimato un contenuto energetico pari a 290 GW (Clément et al., 2002). Come indicano Clément et al. (2002), il flusso di energia medio annuo varia da 25 kW/m nel versante meridionale dell'Europa a 75 kW/m in prossimità dell'Irlanda e della Scozia. L'energia tende a diminuire nella zona compresa tra Scozia e Norvegia a valori prossimi a 30 kW/m.

Per quanto concerne il bacino del Mediterraneo, vari studi hanno dimostrato che le zone energeticamente interessanti sono localizzate nel versante Ovest. In particolare, Vicinanza et al. (2011) hanno effettuato una analisi dell'energia potenziale del moto ondoso sulla base dei dati ondometrici registrati dalle boe delle Rete Ondometrica Nazionale (ISPRA). Tale studio mostra che le boe più energetiche sono quelle localizzate a largo di Alghero e di Mazara del Vallo. Infatti, per questi due siti sono stati stimati dei valori pari rispettivamente a 9.1 kW/m e 4.5 kW/m. Tali stime sono state confermate da Liberti et al. (2013) che hanno condotto una analisi ad elevata risoluzione nello spazio estesa a tutto il Mediterraneo mediante modellazione numerica. In particolare, le simulazioni sono riferite ad un intervallo temporale compreso tra il 2001 e il 2010. Le analisi confermano quello che già era stato osservato da Vicinanza et al. (2011), e cioè che le zone più energetiche del Mar Mediterraneo sono localizzate in corrispondenza della zona compresa tra il Golfo del Leone e la Sardegna. Gli stessi Autori indicano inoltre valori relativamente interessanti anche a largo delle coste siciliane.

Un altro aspetto peculiare dell'energia del moto ondoso è la presenza di zone in cui, grazie al fenomeno della rifrazione, si può determinare un accumulo di energia. In queste zone, dette *hot-spot* nella letteratura anglosassone e localizzate in prossimità della costa, si osservano valori di energia significativamente maggiori di quelli misurati a largo che dunque rendono tali zone molto interessanti ai fini dell'installazione di dispositivi per l'estrazione di energia.

Per quanto concerne l'individuazione degli *hot-spot*, in Italia sono state condotte alcune analisi relative alle zone più energetiche della Sardegna. In particolare, Vicinanza et al. (2013a) hanno effettuato una analisi del versante occidentale della Sardegna volta a valutare il contenuto energetico del moto ondoso a largo e sottocosta. L'analisi è stata condotta sulla base di dati ondometrici ricostruiti

mediante modellazione numerica. Tale studio ha confermato la presenza di vari siti interessanti per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso classificabili dunque come *hot-spot*.

Infine, un ulteriore aspetto che rende interessante la ricerca sull'energia dal moto ondoso è legato agli incentivi previsti dai governi nazionali. In Italia, ad esempio, come è possibile vedere dalla Tabella 2.I, in cui si riportano le tariffe incentivanti previste dal Decreto Ministeriale del 6 luglio 2012, l'incentivo per l'energia dal moto ondoso è quello più alto rispetto ad altre fonti rinnovabili ed è pari a 300 € per ogni MWh prodotto.

Tabella 2.I: Tariffe incentivanti per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili previste dal Decreto Ministeriale del 6 luglio 2012. Le tariffe sono distinte per tipologia di fonte rinnovabile, per la potenza elettrica dell'impianto e per la vita utile dell'impianto stesso.

Fonte rinnovabile	Tipologia	Potenza kW	Vita utile impianto anni	tariffa incentivante base €/MWh
Eolica	on shore	1<P<20	20	291
		20<P<200	20	268
		200<P<1000	20	149
		1000<P<5000	20	135
		P>5000	20	127
	off-shore	1<P<5000	25	176
		P>5000	25	165
Idraulica	ad acqua fluente	1<P<20	20	257
		20<P<500	20	219
		500<P<1000	20	155
		1000<P<10000	25	129
		P>10000	30	119
	a bacino	1<P<10000	25	101
		P>10000	30	96
Oceanica		1<P<5000	15	300
		P>5000	20	194
Geotermica		1<P<1000	20	135
		1000<P<20000	25	99
		P>20000	25	85

Allo scopo di sfruttare al massimo l'energia dal moto ondoso e renderla interessante sul piano industriale, è necessario sviluppare dei dispositivi che garantiscano delle performance prossime o migliori di quelli già in uso per l'estrazione di altre forme di energia rinnovabile come, ad esempio, i pannelli fotovoltaici o le turbine eoliche. A tal fine è pertanto necessario conoscere lo stato dell'arte dei dispositivi esistenti per l'estrazione di energia del moto ondoso. Pertanto nel successivo para-

grafo si riporta una descrizione di alcuni dispositivi sia in fase precommerciale che ancora in fase di ricerca.

## 2.3 Dispositivi per l'estrazione di energia dal moto ondoso

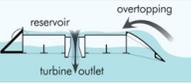
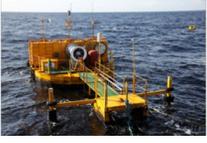
Ad oggi esistono oltre 1000 brevetti relativi ai dispositivi per l'estrazione dell'energia del moto ondoso (López et al., 2013; de O. Falcão, 2010). Tali dispositivi sono noti in letteratura con il nome di *Wave Energy Converter* (WEC).

Le varie tipologie di dispositivi possono essere distinte in funzione: i) del sito di realizzazione (definito in relazione della profondità); ii) dell'estensione spaziale del dispositivo rispetto alle caratteristiche del moto ondoso; iii) del fenomeno fisico che sfruttano. Uno schema riassuntivo delle tipologie di WEC è riportato in Figura 2.1.

Per quanto concerne la localizzazione, i dispositivi possono essere realizzati a largo (profondità maggiore di 40 m); in acque intermedie (profondità compresa tra 25 m e 15 m); in acque basse (profondità inferiore a 10 m). I dispositivi realizzati a largo godono di un maggiore contenuto energetico in quanto l'energia del moto ondoso non risente degli effetti di dissipazione. Tuttavia, tali dispositivi sono soggetti ad elevate forze determinate dal moto ondoso e ciò causa un incremento dei costi di realizzazione e manutenzione. Un ulteriore aspetto negativo sono gli elevati costi derivanti dalla connessione alla rete elettrica. Al contrario, i dispositivi realizzati in acque intermedie e basse comportano costi inferiori di realizzazione, di manutenzione e di connessione alla rete elettrica, ma in dette zone, come è noto, il moto ondoso possiede un contenuto energetico più basso di quello a largo. La Figura 2.2 riporta tre esempi di dispositivi realizzati a varie profondità.

In funzione delle dimensioni e della direzione del dispositivo rispetto alle onde si possono individuare tre classi: *attenuator*, *point absorber* e *terminator*. I dispositivi del tipo *attenuator* sono chiamati così proprio perché tendono ad attenuare l'ampiezza delle onde e sono caratterizzati da una struttura relativamente estesa se confrontata con la lunghezza d'onda (vedere Figura 2.3 a). I *point absorber* sono relativamente piccoli rispetto alla lunghezza d'onda (vedere Figura 2.3 b) e sono in grado di assorbire l'energia in tutte le direzioni. Pertanto, risulta conveniente realizzarli a largo dalla costa. I *terminator* sono caratterizzati da una lunga struttura e in genere vengono realizzati perpendicolarmente alla direzione dominante del moto ondoso (vedere Figura 2.3 c). L'estrazione dell'energia può avvenire sulla base di due processi principali: oscillazione del livello idrico e trascinamento.

L'oscillazione del livello idrico può essere sfruttata per: comprimere e decomprimere volumi di aria o per l'azionamento di corpi oscillanti. I dispositivi che appartengono alla prima tipologia sono detti *Oscillating Water Column* (OWC) e possono essere realizzati sia in acque profonde sia in acque intermedie nonché in acque basse. In generale, il dispositivo è costituito da una camera piena in parte di acqua e in parte di aria. Durante la fase di cresta dell'onda l'aria all'interno della camera viene compressa e tende a defluire all'interno di una condotta dotata di una

		Sito di realizzazione		
		Acque basse (profondità < 10 m)	Acque intermedie (profondità > 10-40 m)	Acque profonde (profondità > 40 m)
Principio sfruttato	Oscillating wave Surge/Impact	<b>LANGLEE</b> 	<b>OYSTER</b> 	
	Overtopping	<b>WAVE DRAGON</b> 	<b>WAVEPLANE</b> 	<b>OBREC</b> 
	Floating structure	<b>PELAMIS</b> 	<b>WAVESTAR</b> 	
	Pressure differential	<b>AWS</b> 	<b>CETO III</b> 	
	OWC	<b>OE Buoys</b> 	<b>Oceanlix Energetch</b> 	<b>LIMPET</b> 

Terminator
  Point absorber

Figura 2.1: Classificazione delle varie tipologie di WEC (López et al., 2013). I dispositivi sono classificati in funzione: del sito di realizzazione (definito in relazione della profondità); dell'estensione spaziale del dispositivo rispetto alle caratteristiche del moto ondoso; del fenomeno fisico che sfruttano

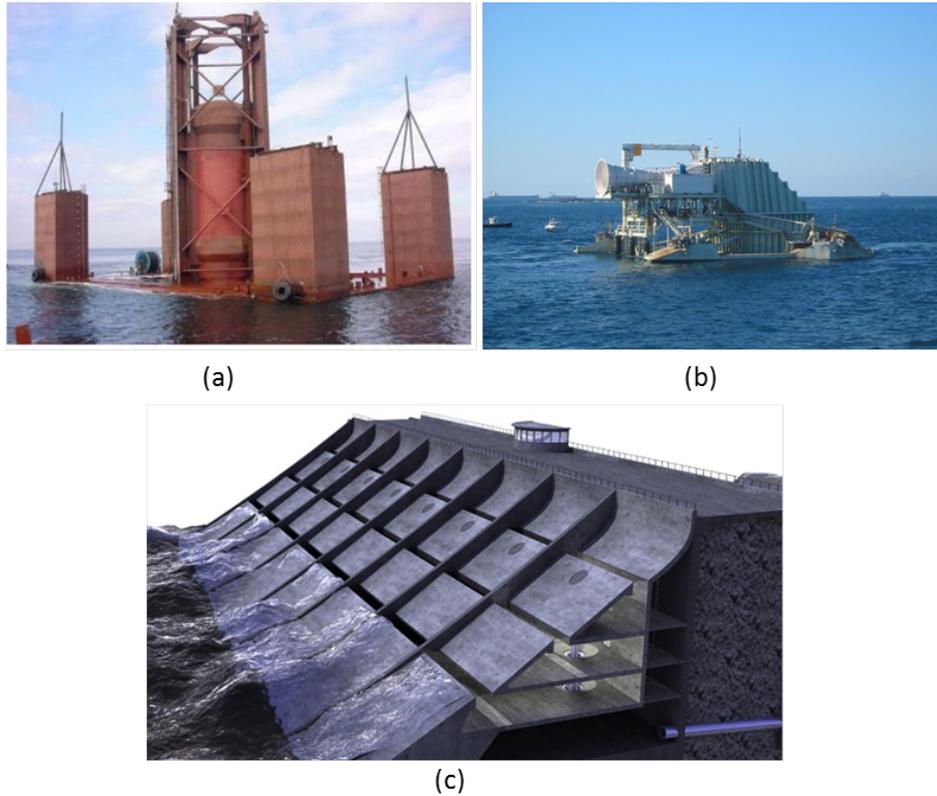


Figura 2.2: Classificazione dei WEC in funzione del sito di installazione: a) dispositivo in acque profonde: AWS (Polinder et al., 2004); b) dispositivo in acque intermedie: Oceanlix Energetch (Gomes et al., 2012); c) dispositivo in acque basse: SSG (Vicinanza e Frigaard, 2008).

turbina che viene azionata dal flusso di aria. Durante la fase di cava, l'aria defluisce verso la camera e anche in questo caso le turbine vengono attivate essendo del tipo *self-rectifying*. Un esempio di OWC è quello realizzato a Mutriku (Spagna), il quale può essere considerato il primo dispositivo di tipo commerciale (Torre-Enciso et al., 2009). I dispositivi che appartengono alla seconda tipologia possono essere azionati mediante gradienti di pressioni, se il dispositivo è posizionato al di sotto del livello medio del mare, oppure direttamente per il passaggio dalla fase di cresta a quella di cava, se il dispositivo è realizzato in corrispondenza della superficie del mare.

I dispositivi basati sul fenomeno della tracimazione sono detti *Overtopping Wave Energy Converter* (OWEC). Tali dispositivi sono in grado di trasformare l'energia potenziale dei volumi di acqua raccolti all'interno di vasche di accumulo in energia elettrica mediante delle turbine idrauliche. La raccolta dei volumi di acqua all'interno della vasca di accumulo avviene grazie al processo di tracimazione. Anche i

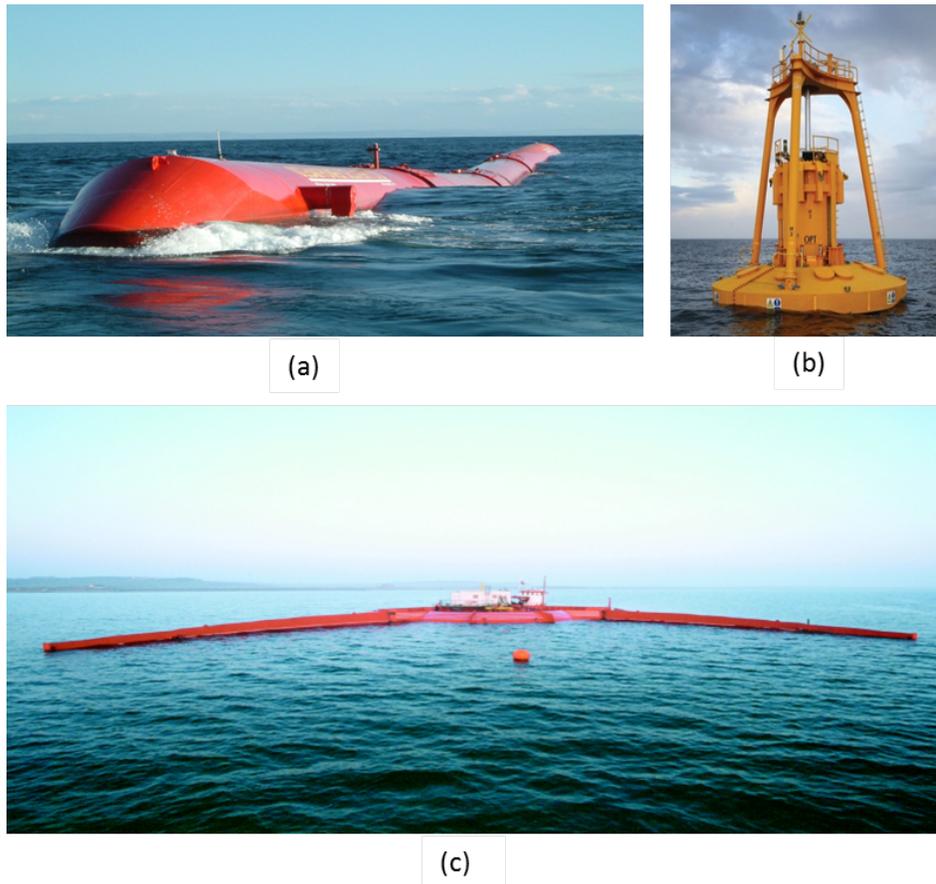


Figura 2.3: Classificazione dei WEC: a) dispositivo del tipo *attenuator*: Pelamis 750 kW (Henderson, 2006); b) dispositivo del tipo *textitpoint absorber*: PowerBuoy 150 kW (Drew et al., 2009); c) dispositivo del tipo *terminator*: Wave dragon (Kofloed et al., 2006).

dispositivi del tipo OWEC possono essere realizzati in acque profonde, intermedie e basse. Relativamente ai dispositivi che appartengono a quest'ultima classe, sono state condotte numerose indagini sperimentali. L'interesse sulle strutture di questo tipo dipende principalmente da fattori economici. Infatti, nonostante l'energia del moto ondoso in acque basse risulti generalmente inferiore rispetto a quella a largo, la realizzazione del dispositivo di estrazione in prossimità della costa comporterebbe una riduzione significativa dei costi di costruzione, di manutenzione e anche di quelli relativi alla connessione del dispositivo alla rete elettrica. Un ulteriore vantaggio è la possibile integrazione di tali dispositivi con opere per la protezione di aree costiere e portuali. In questo caso i dispositivi svolgono una duplice funzione:

protezione dal moto ondoso e produzione di energia elettrica.

A questa classe di dispositivi OWEC integrabili con opere costiere, fa parte l'innovativa diga marittima detta DIMEMO, acronimo di Diga Marittima per la produzione di Energie da Moto Ondoso, nota in letteratura anche come OBREC, *Overtopping Breakwater for Energy Conversion*. Tale dispositivo sfrutta il processo di tracimazione per la raccolta di volumi di acqua all'interno di una vasca di accumulo (vedere Figura 2.4). La differenza di carico tra la vasca e il livello medio del mare può essere sfruttata per la generazione di un flusso e l'azionamento di una turbina idraulica.

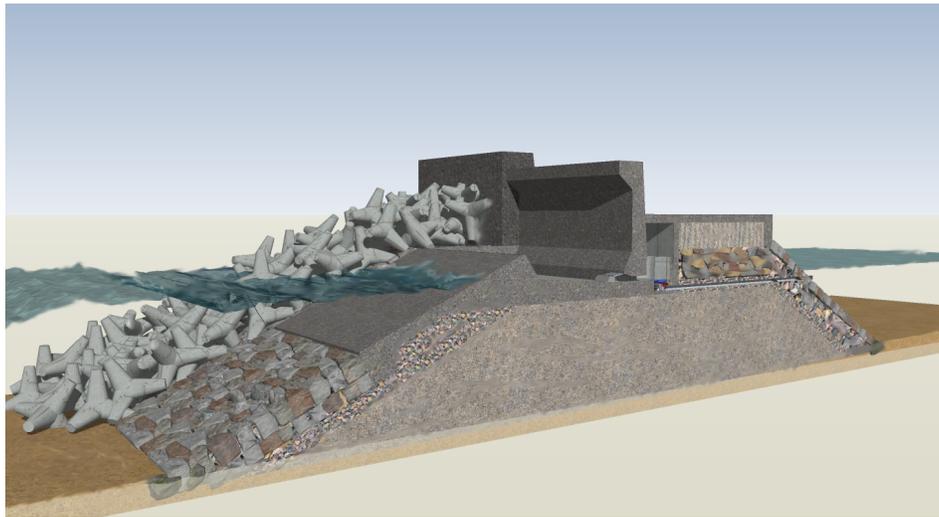


Figura 2.4: Esempio di integrazione della diga a gettata e il dispositivo DIMEMO Iuppa et al. (2015).

## 2.4 Storia del dispositivo DIMEMO

Il dispositivo DIMEMO è il risultato finale dell'evoluzione di una tipologia di dighe composite (Vicinanza et al., 2014).

Una prima tipologia di strutture simili al DIMEMO è stata ideata con l'intento di dissipare l'energia del moto ondoso; dispositivi di questo tipo sono stati realizzati nel porto di Mori, in Giappone (Mori et al., 2008). Mori et al. (2008) hanno stimato che la realizzazione di una struttura di questo tipo comporta una maggiore dissipazione di energia del moto ondoso e nel contempo una riduzione dei costi di costruzione. In particolare, è stata stimata una riduzione dei costi pari al 15% rispetto alle strutture tradizionali. L'effetto della dissipazione di energia e delle economicità della vasca di accumulo realizzata davanti alla diga fu confermata anche da Burcharth e Lykke Andersen (2006).

Un esempio è la struttura composita ideata da Stagonas (2010), che rappresenta una evoluzione rispetto alla precedente struttura perché la vasca è impiegata non soltanto per la dissipazione di energia ma anche per la trasformazione dell'energia del moto ondoso in energia elettrica. La differenza di carico tra la vasca di accumulo e il livello medio del mare può essere sfruttata per la generazione di un flusso di acqua in grado di attivare le turbine per la produzione di energia elettrica.

Per massimizzare l'estrazione dell'energia, è stato ideato il dispositivo chiamato *Seawave Slot-cone Generator* (o SSG) (Vicinanza et al., 2012a). Tale dispositivo è stato sviluppato presso la Wavenergy AS (Stavanger, Norvegia). Il SSG è costituito da varie vasche di accumulo realizzate a diverse quote. I volumi di acqua accumulati nelle vasche vengono fatte confluire verso le turbine idrauliche. La principale peculiarità del dispositivo è quella di sfruttare l'energia di onde con differenti altezze, non risentendo inoltre delle variazioni dei livelli di marea anche se tali strutture sono caratterizzate da elevati costi di costruzione e pertanto devono essere realizzate in zone con elevata energia dal moto ondoso in modo da garantire un rapido ammortamento dei costi.

Il dispositivo DIMEMO è una soluzione che permette di ridurre i costi di realizzazione e di manutenzione. Esso, infatti, presenta una struttura molto più semplice rispetto al dispositivo SSG e tende ad essere molto più economico dei dispositivi OWEC realizzati a largo come il *Wave Dragon* (Kofoed et al., 2006) e il *WaveCat* (Fernandez et al., 2012).

Esistono ulteriori motivi per i quali il dispositivo risulta essere particolarmente conveniente. Primo fra tutti la sua installazione non determina un incremento dei costi rispetto alle strutture tradizionali. Infatti, rispetto ad una diga tradizionale presenta una vasca di accumulo realizzata in calcestruzzo armato, una serie di camere dove alloggiare le turbine idrauliche e le valvole per la gestione del livello idrico all'interno della vasca di accumulo. Inoltre, il flusso di uscita delle turbine può essere immesso in bacini portuali per aumentare il ricircolo e favorire altresì la purificazione delle acque portuali. Uno degli svantaggi della diga composita è che i sedimenti sospesi potrebbero essere catturati dalla vasca di accumulo e pertanto potrebbero essere trasportati all'interno del bacino portuale. I vantaggi e le problematiche di tale dispositivo possono essere valutati grazie alla realizzazione di un prototipo. Naturalmente, tale realizzazione comporta necessariamente diverse analisi preliminari che consentano di capire la fisica dei fenomeni che caratterizza le performance del dispositivo e i suoi limiti. Una possibile metodologia di analisi preliminare è quella basata sulla modellazione fisica. Nel caso del DIMEMO sono state già eseguite indagini sperimentali presso l'Università di Aalborg (Danimarca) (Vicinanza et al., 2014). Tali indagini hanno consentito di studiare le performance strutturali e idrauliche del dispositivo, oltre allo sviluppo di nuovi metodi di previsione per la stima dei volumi trascinati a tergo della struttura, dei volumi trascinati nella vasca di accumulo e dei carichi indotti dal moto ondoso sulla struttura stessa. Di seguito si riporta una descrizione dei principali risultati dell'indagine sperimentale del 2012 e dei modelli di previsione sviluppati per il dispositivo.

## 2.5 Campagna sperimentale sul DIMEMO del 2012

I primi test di laboratorio sul dispositivo (da qui in avanti indicati come AAU12) sono stati condotti nel 2012 presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg (Danimarca). Gli esperimenti sono stati condotti da un gruppo di ricerca della Seconda Università di Napoli (Vicinanza et al., 2014, 2013b; Andersen, 2013; Vicinanza et al., 2012b). In particolare, la campagna sperimentale è stata volta all'analisi dei differenti comportamenti del dispositivo rispetto ad una diga a gettata tradizionale. I principali fenomeni studiati sono stati: i) la riflessione; ii) i volumi trascinati nella vasca di accumulo e a tergo della struttura; iii) le pressioni sulla struttura indotte dal moto ondoso.

La Figura 2.5 mostra il confronto dei due modelli testati, i cui principali parametri geometrici caratteristici sono: la lunghezza della rampa  $d_w$ ; la cresta della rampa rispetto al livello idrico medio  $R_r$ ; l'altezza del muro di coronamento rispetto il livello idrico medio  $R_c$ ; la larghezza della vasca  $B_r$ ; inclinazione della paramento lato mare  $\tan\alpha$ ; la profondità al piede della struttura  $h$ . Come è indicato in Figura

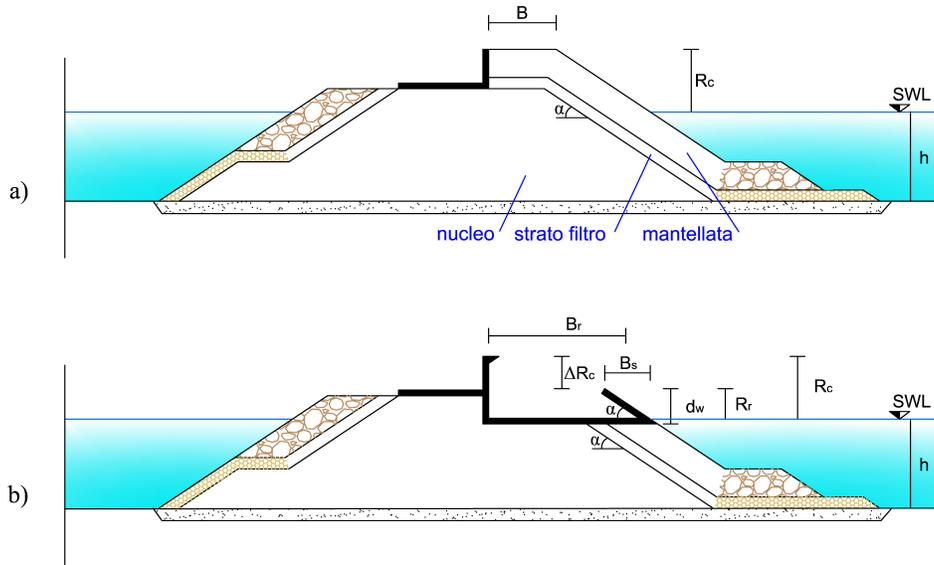


Figura 2.5: Sezioni trasversali dei due modelli fisici testati presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg: a) configurazione tradizionale di una diga a gettata; b) dispositivo DIMEMO.

2.5, per la mantellata sono stati utilizzati massi caratterizzati da un  $D_{n50}$  pari a 40 mm, per lo strato filtro massi con  $D_{n50}$  pari a 20 mm e infine, per il nucleo sono stati impiegati massi con  $D_{n50}$  pari a 5 mm. Durante la campagna sperimentale AAU12 sono stati effettuati 48 test. Le caratteristiche geometriche del modello e delle onde simulate durante gli esperimenti sono riportate in Tabella 2.II. In particolare, la

Tabella 2.II riporta il livello idrico al piede della struttura  $h$ , le caratteristiche del moto ondoso misurate al piede della struttura (altezza d'onda significativa  $H_{m0}$  e periodo medio  $T_{m-1,0}$ ), le caratteristiche geometriche del modello fisico.

Tabella 2.II: Test AAU12: Sintesi delle caratteristiche idrodinamiche e geometriche del modello fisico per le tre configurazioni testate: modello sottoposto ad onde estreme; modello con naso sottoposto ad onde estreme; modello sottoposto ad onde medie.

		$h$ [m]	$H_{m0}$ [m]	$T_{m-1,0}$ [s]	$R_c$ [m]	$d_w$ [m]	$R_r$ [m]	$B_r$ [m]
Onde estreme	min	0.3	0.141	1.68	0.2	0.075	0.075	0.415
	max	0.34	0.177	2.26	0.24	0.125	0.125	0.488
Onde estreme con naso	min	0.34	0.145	1.66	0.2	0.075	0.035	0.415
	max	0.34	0.161	2.28	0.2	0.125	0.085	0.488
Onde medie	min	0.27	0.037	1.05	0.27	0.075	0.105	0.415
	max	0.27	0.138	2.14	0.27	0.125	0.155	0.488

Nella Tabella 2.III si riportano i parametri adimensionali caratterizzanti il dispositivo. In particolare, il parametro  $\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}$  rappresenta la pendenza dell'onda; il parametro  $\frac{H_{m0}}{h}$  rappresenta l'altezza relativa dell'onda rispetto alla profondità di imbasamento;  $\frac{R_r}{H_{m0}}$  rappresenta l'altezza relativa della cresta della rampa rispetto all'altezza d'onda;  $\frac{B_r}{L_{m-1,0}}$  rappresenta la larghezza relativa della vasca di accumulo rispetto alla lunghezza d'onda;  $\frac{h}{L_{m-1,0}}$  rappresenta il rapporto tra la lunghezza d'onda e la profondità;  $\xi_{m-1,0}$  è detto parametro di Irribarren e rappresenta il rapporto tra la pendenza della struttura e la pendenza dell'onda:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}} \quad (2.1)$$

dove  $\alpha$  è l'inclinazione del paramento lato mare della struttura.

Le analisi dei risultati hanno consentito di definire nuove formulazioni empiriche per la stima dei volumi tracimati a tergo della struttura e nella vasca di accumulo nonché per la stima delle azioni del moto ondoso sulla struttura stessa.

Per quanto concerne la riflessione della struttura, le analisi dei risultati hanno mostrato che rispetto ad una struttura tradizionale non si ha un incremento del coefficiente di riflessione. Infatti, sono stati osservati valori di  $K_r$  compresi tra il 20% e il 40% e, dunque, valori del tutto paragonabili a quelli di una struttura a gettata. Inoltre, è stato rilevato che la configurazione che determinava maggiori valori di portata tracimata all'interno della vasca di accumulo anche una minore riflessione; sono stati osservati anche riduzioni del 22%.

Il confronto con le formule di letteratura ha mostrato che per la previsione dei valori di  $K_r$  può essere impiegato il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) valido per strutture impermeabili in massi.

Tabella 2.III: Test AAU12: Range dei parametri adimensionali distinti per le tre configurazioni testate: modello sottoposto ad onde estreme; modello con naso sottoposto ad onde estreme; modello sottoposto ad onde medie.

		$\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}$	$\frac{H_{m0}}{h}$	$\frac{R_r}{H_{m0}}$	$\frac{B_r}{L_{m-1,0}}$	$\frac{h}{L_{m-1,0}}$	$\xi_{m-1,0}$
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Onde estreme	min	0.02	0.41	0.42	0.05	0.04	3.5
	max	0.04	0.59	0.89	0.11	0.08	4.7
Onde estreme con naso	min	0.02	0.43	0.22	0.05	0.04	3.6
	max	0.04	0.47	0.59	0.11	0.08	5.8
Onde medie	min	0.01	0.14	0.76	0.06	0.04	3.6
	max	0.08	0.51	4.19	0.28	0.16	5.3

In riferimento alla portata a tergo della struttura, sono stati osservati valori maggiori rispetto a quelli di una struttura tradizionale. Al fine di ridurre tali valori, è stato posizionato un parapetto nella parte sommitale del muro paraonde, con il quale è stata rilevata una forte riduzione dei volumi tracimati a tergo della struttura con riduzioni delle portate medie anche dell'ordine dell' 90%.

Sulla base dei test AAU12 è stato sviluppato un nuovo metodo di previsione delle portate medie tracimate  $q_{rear}$ :

$$\frac{q_{rear}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 6.47 \cdot \exp \left[ -112 \cdot \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{\Delta R_c}{L_{m-1,0}} \right) \right] \quad (2.2)$$

dove  $g$  è l'accelerazione gravitazionale;  $H_{m0}$  e  $L_{m-1,0}$  sono rispettivamente l'altezza spettrale dell'onda incidente e la lunghezza d'onda in corrispondenza del piede della struttura; la grandezza  $\Delta R_c$  è data dalla differenza tra  $R_c$  e  $R_r$ . L'equazione 2.2 è stata ricavata per i seguenti range di valori:

- $0.014 < \frac{\Delta R_c}{L_{m-1,0}} < 0.038$  ;
- $0.035 < s_{m-1,0} < 0.058$  ;
- $1.24 < \frac{R_c}{H_{m0}} < 1.38$  ;

Per quanto riguarda la portata che tracima nella vasca di accumulo, il confronto del suo valore medio con i valori ottenuti mediante le principali formule presenti in letteratura (van der Meer et al. (1994); van der Meer (1998); Kofoed (2002); Victor e Troch (2012)) ha mostrato che il metodo che meglio interpreta tali valori è quello di van der Meer (1998).

Le analisi hanno consentito di formulare un nuovo metodo empirico per la stima dei volumi tracimati nella vasca di accumulo che si basa sulla seguente relazione:

$$\frac{q_{reservoir}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \left( 35.1 + 2.38 \cdot \frac{d_w}{\Delta R_c} \right) \exp \left[ \left( -58.99 + 17.7 \cdot \frac{d_w}{\Delta R_c} \right) \cdot s_{Rr} \right] \quad (2.3)$$

dove il parametro  $s_{Rr}$ , introdotto in Vicinanza et al. (2014), è detto *wave-structure steepness* ed è definito come:

$$s_{Rr} = \frac{R_r}{H_{m0}} \cdot \frac{R_r}{L_{m0}} \quad (2.4)$$

L'equazione 2.3 è stata ricavata per i seguenti range di valori:

- $0.45 < \frac{d_w}{\Delta R_c} < 1.08$ ;
- $0.0123 < s_{Rr} < 0.202$ .

La campagna sperimentale AAU12 ha consentito di effettuare un'interessante comparazione tra le prestazioni idrauliche di una diga tradizionale e quelle del dispositivo studiato e, conseguentemente, di sviluppare alcuni metodi di previsione. A seguito di tale indagine sperimentale sono emersi nuovi interrogativi relativi all'aumento della produzione di energia del dispositivo senza determinare un incremento degli sforzi a cui la struttura viene sottoposta e mantenendo i livelli di operatività e navigabilità confrontabili con quelli di una diga tradizionale. Allo scopo di fornire una risposta, sono state condotte due ulteriori campagne sperimentali: una nel 2014 presso l'Università di Aalborg e una nel 2015 presso l'Università degli Studi di Catania. Nei capitoli successivi vengono riportate le analisi effettuate durante le due indagini sperimentali sopra citate che hanno consentito di approfondire quanto rilevato nei test AAU12 e di sviluppare nuovi metodi di previsione.



## Parte I

# Metodi di previsione delle prestazioni idrauliche



## Capitolo 3

# Indagini sperimentali condotte

### 3.1 Generalità

Di seguito si descrivono le due indagini sperimentali condotte dallo scrivente presso l'Università di Aalborg (Danimarca) e presso l'Università degli Studi di Catania rispettivamente. Tali indagini sperimentali sono il frutto della collaborazione di tre università: l'Università Seconda di Napoli, l'Università degli Studi di Catania e l'Università di Aalborg. Le indagini sperimentali presso l'Università di Aalborg sono state effettuate nel 2014, mentre quelle presso l'Università degli Studi di Catania sono state condotte nel 2015.

Le indagini sperimentali del 2014, da qui in poi indicate AAU14, hanno avuto come obiettivo principale lo studio degli effetti idrodinamici determinati dell'estensione della rampa al disotto del livello idrico di quiete sulle performance idrauliche e strutturali del dispositivo DIMEMO. Nella campagna sperimentale del 2015, da qui in poi indicata UC15, l'obiettivo principale è stato quello di approfondire gli aspetti legati alle performance idrauliche, con particolare riferimento allo studio della distribuzione di probabilità dei volumi tracimati nella vasca di accumulo del dispositivo. Inoltre, i risultati di tale campagna sperimentale hanno consentito di validare i metodi di previsione delle portate tracimate sviluppati sulla base dei test AAU14.

Il presente capitolo è suddiviso in tre parti: nella prima si introducono i criteri impiegati per un'adeguata riproduzione in scala delle opere marittime, con partico-

lare riferimento alle dighe a gettata; nella seconda e terza parte vengono descritte le indagini sperimentali svolte rispettivamente nel 2014 e nel 2015. In particolare, per ogni campagna sperimentale si descrivono: le caratteristiche del canale impiegato per la simulazione delle onde; le caratteristiche geometriche e dei materiali impiegati per la realizzazione dei modelli; le caratteristiche delle onde; l'apparato strumentale; il sistema di acquisizione dati; la calibrazione degli strumenti impiegati per la misura delle grandezze oggetto delle indagini sperimentali.

### 3.2 Criteri di similitudine e scelta della scala geometrica di riduzione

La simulazione del comportamento idraulico e strutturale di un'opera marittima in laboratorio rappresenta una valida alternativa all'analisi di campo dei fenomeni che possono interessare l'opera stessa. Infatti, la realizzazione di un modello a scala ridotta comporta diversi vantaggi, tra cui (Dalrymple, 1985; Le Mehaute, 1976):

- bassi costi per la riproduzione dei fenomeni fisici;
- controllo delle condizioni al contorno;
- possibilità di riprodurre elevate volte medesime condizioni al contorno;
- minori limiti rispetto ai modelli numerici;
- riproduzione di complesse condizioni al contorno.

A questi vantaggi si contrappongono, ovviamente, alcuni svantaggi, tra cui:

- effetti di scala, cioè le differenze tra il prototipo e il modello a causa di una non adeguata riproduzione di tutti gli effetti che intervengono nel fenomeno che si vuole simulare;
- effetti di laboratorio dovuti al fatto che non tutte le condizioni al contorno possono essere riprodotte in laboratorio in maniera appropriata.

Nonostante tali limiti, il modello fisico rimane uno dei migliori strumenti per l'analisi dei processi fisici costieri.

Alla luce di quanto detto, la riproduzione di un'opera marittima a scala ridotta richiede una attenta analisi dei fenomeni fisici che la caratterizzano. Infatti, solo conoscendo tali fenomeni si può effettuare una adeguata riproduzione in laboratorio del prototipo. In generale, la scelta della scala geometrica di riduzione più idonea dipende da vari fattori, fra cui: le passate esperienze; le caratteristiche delle onde da riprodurre nel canale; l'andamento della batimetria; la risoluzione dell'output.

La riproduzione in scala di un prototipo può avvenire considerando tre tipologie di similarità: geometrica, cinematica e dinamica.

La similarità geometrica impone che il rapporto  $N_L$  tra tutte le dimensioni lineari del prototipo  $L_p$  e le corrispondenti dimensioni del modello  $L_m$  debba essere uguale; analogamente, la similarità cinematica impone che il rapporto  $N_v$  tra i

### 3.2 Criteri di similitudine e scelta della scala geometrica di riduzione 25

processi dipendenti dal tempo osservati sul prototipo  $V_p$  e i corrispondenti processi osservati sul modello  $V_m$  debba essere uguale; infine, la similarità dinamica impone che, per i due sistemi (prototipo e modello), il rapporto  $N_F$  di tutte le forze del prototipo  $F_p$  e le corrispondenti del modello  $F_m$  devono essere uguali. In particolare, in funzione della tipologia di forze che si intende riprodurre, esistono vari criteri di scala da rispettare. I più importanti nel campo della modellazione marittima sono il criterio di Froude, il criterio di Reynolds e il criterio di Weber.

Il criterio di Froude impone che il rapporto tra le forze inerziali e la forza di gravità nel prototipo e nel modello sia uguale:

$$Fr_p = \left( \frac{u}{\sqrt{g \cdot L}} \right)_p = Fr_m = \left( \frac{u}{\sqrt{g \cdot L}} \right)_m \quad (3.1)$$

dove  $Fr$  è il numero di Froude,  $u$  la velocità,  $g$  l'accelerazione gravitazionale,  $L$  la lunghezza caratteristica; i pedici  $p$  e  $m$  indicano che le grandezze sono riferite rispettivamente al prototipo e al modello.

Il criterio di Reynolds impone che, tra prototipo e modello, il rapporto tra le forze d'inerzia e le forze viscosse sia inalterato:

$$Re_p = \left( \frac{L \cdot u}{\nu_k} \right)_p = Re_m = \left( \frac{L \cdot u}{\nu_k} \right)_m \quad (3.2)$$

dove  $Re$  è il numero di Reynolds e  $\nu_k$  indica la viscosità cinematica.

Infine, il criterio di Weber impone l'uguaglianza tra le forze di inerzia e le tensioni di superficie:

$$We_p = \left( \frac{\rho \cdot L \cdot u^2}{\sigma} \right)_p = We_m = \left( \frac{\rho \cdot L \cdot u^2}{\sigma} \right)_m \quad (3.3)$$

dove  $We$  indica il numero di Weber,  $\rho$  è la densità, e  $\sigma$  sono le tensioni superficiali.

Le forze che maggiormente condizionano l'interazione delle onde-strutture sono: la forza di gravità, le forze viscosse e le tensioni di superficie. Ciò comporterebbe che tutte e tre i criteri sopra descritti debbano essere validi contemporaneamente. In realtà, come è noto, ciò non è possibile. Infatti, la contemporanea applicazione del criterio di Froude e di Reynolds implica che il rapporto tra le viscosità cinematiche del prototipo e del modello sia funzione della scala geometrica (vedere equazione 3.4). Fissando quindi una scala geometrica e imponendo che l'accelerazione gravitazionale sia uguale tra prototipo e modello ( $N_g = 1$ ), la scelta del fluido deve essere tale che la sua viscosità sia in grado di garantire il rispetto del criterio di Reynolds. Per molte scale, oltre che economicamente dispendioso, risulta impossibile trovare un fluido con caratteristiche idonee.

$$\begin{cases} \text{Froude} \Rightarrow \frac{N_u}{\sqrt{N_g \cdot N_L}} = 1 \\ \text{Reynolds} \Rightarrow \frac{N_u \cdot N_L}{N_{\nu_k}} = 1 \end{cases} \Rightarrow N_u = \frac{N_{\nu_k}}{N_L} = \sqrt{N_g \cdot N_L} \quad (3.4)$$

Per le dighe a gettata, nel caso in cui il modello venga riprodotto ad una scala sufficientemente grande in modo da garantire che il moto attraverso lo strato primario

della mantellata rimanga turbolento, il criterio di Reynolds si può ragionevolmente ritenere soddisfatto e, dunque si può prescindere da esso. Per quanto concerne il criterio di Weber, sempre nel caso di modelli fisici di dighe a gettata e di scale abbastanza grandi, è possibile considerare trascurabili le tensioni di superficie. Al riguardo, Le Mehaute (1976) indica i seguenti limiti: lunghezza d'onda superiore a 2 cm, periodo superiore a 0.35 s e profondità maggiore di 2 cm.

In generale, i criteri devono essere applicati al fine di garantire un adeguato scaleggiamento della diga a gettata (Frostick et al., 2011): (i) le lunghezze devono essere scalate geometricamente; (ii) il criterio di Froude deve essere rispettato; (iii) nello strato esterno della diga deve essere garantita la condizione di turbolenza, cioè si deve garantire che

$$Re_D = \frac{\sqrt{g \cdot H_{m0} \cdot D_n}}{\nu_k} > 30000 \quad (3.5)$$

dove:  $Re_D$  è il numero di Reynolds nello strato della diga considerato.

Dall'applicazione del criterio di Froude si possono derivare le seguenti relazioni:

- lunghezza [m]  $\Rightarrow n_H = n_L$
- tempo [s]  $\Rightarrow n_T n_L^{0.5}$
- velocità [m/s]  $\Rightarrow n_u n_V^{0.5}$
- accelerazione [m/s<sup>2</sup>]  $\Rightarrow n_A = n_A$
- massa [kg]  $\Rightarrow n_M n_\rho \cdot n_L^{0.5}$
- pressione [kN/m<sup>2</sup>]  $\Rightarrow n_F = n_\rho \cdot n_L$
- forza [N]  $\Rightarrow n_\rho \cdot n_L^3$
- portata [m<sup>3</sup>/s/m]  $\Rightarrow n_L^{1.5}$

Pur non avendo un prototipo di riferimento, la scala di riduzione scelta per i modelli fisici analizzati nella campagna sperimentale oggetto della presente tesi di dottorato, si può ritenere pari a 1:30.

### 3.3 Campagna sperimentale presso l'Università di Aalborg

#### 3.3.1 Caratteristiche del canale 2D

Il canale impiegato per la simulazione del DIMEMO è caratterizzato da una lunghezza pari a 25 m, una larghezza pari a 1.50 m e un'altezza pari a 1.20 m. La Figura 3.1 mostra la planimetria e la sezione longitudinale della vasca. In particolare, procedendo in accordo con il verso di propagazione delle onde, il canale è costituito da: un generatore di onde, un tratto a fondo orizzontale per una lunghezza pari a 6.50 m, interrotto da uno salto di circa 3.5 cm; un tratto di circa 9

m a pendenza costante pari a 1:98; un tratto orizzontale di lunghezza pari a 3.30 m; una spiaggia a pendenza 1:5 realizzata per la dissipazione dell'energia del moto ondoso e per limitare i fenomeni di riflessione.

I modelli sono stati realizzati a circa 2.10 m dall'inizio del secondo tratto orizzontale. In particolare, il canale è stato opportunamente diviso affinché si potessero simulare contemporaneamente due differenti configurazioni del modello. La separazione è stata realizzata mediante un setto in legno fissato sul fondo del canale di lunghezza pari a 5.00 m, mentre ogni ripartizione ha una larghezza pari a 0.73 m.

Il generatore di onde di tipo a pistone idraulico è in grado di generare onde regolari e irregolari. Tra gli altri vantaggi, tale tipologia di generatore di onde consente: la generazione di onde solitarie e di assorbire le onde riflesse dai modelli fisici testati.

### 3.3.2 Configurazioni studiate

I modelli fisici del DIMEMO testati nella campagna sperimentale oggetto della presenti tesi di dottorato sono stati modificati rispetto al modello fisico precedentemente testato da Vicinanza et al. (2014). In particolare, ogni test è stato condotto contemporaneamente per due configurazioni disposte all'interno del canale e separate mediante una parete verticale posizionata a metà del canale. Le due configurazioni sono illustrate in Figura 3.2. La prima configurazione, da qui in poi chiamata *flat*, è costituita da una vasca che sostituisce lo strato sommitale della diga a gettata tradizionale (massiccio di coronamento) e da una rampa caratterizzata da una pendenza pari a circa  $34^\circ$  (pendenza 2:3). La seconda configurazione, da qui in poi chiamata *curve*, è caratterizzata da una geometria simile alla prima ma è dotata di una rampa convessa con pendenza gradualmente variata tra  $52^\circ$  nella parte inferiore e  $17^\circ$  in testa.

Di seguito è descritta la nomenclatura utilizzata in Figura 3.2:

- $B_r$  [m] = larghezza della vasca;
- $h_r$  [m] = altezza della vasca;
- $\Delta B_r$  [m] = distanza orizzontale tra il muro verticale e la rampa;
- $d_w$  [m] = altezza della rampa;
- $R_r$  [m] = altezza della cresta della rampa riferita al livello medio del mare;
- $d_d$  [m] = draft (dall'inglese, pescaggio): altezza della rampa al di sotto del livello medio del mare;
- $R_c$  [m] = altezza della cresta del muro di coronamento rispetto al livello medio del mare;
- $\Delta_{Rc}$  [m] = distanza verticale tra la cresta della rampa e la cresta del coronamento;

Entrambi i modelli sono stati testati impiegando diverse larghezze della vasca:

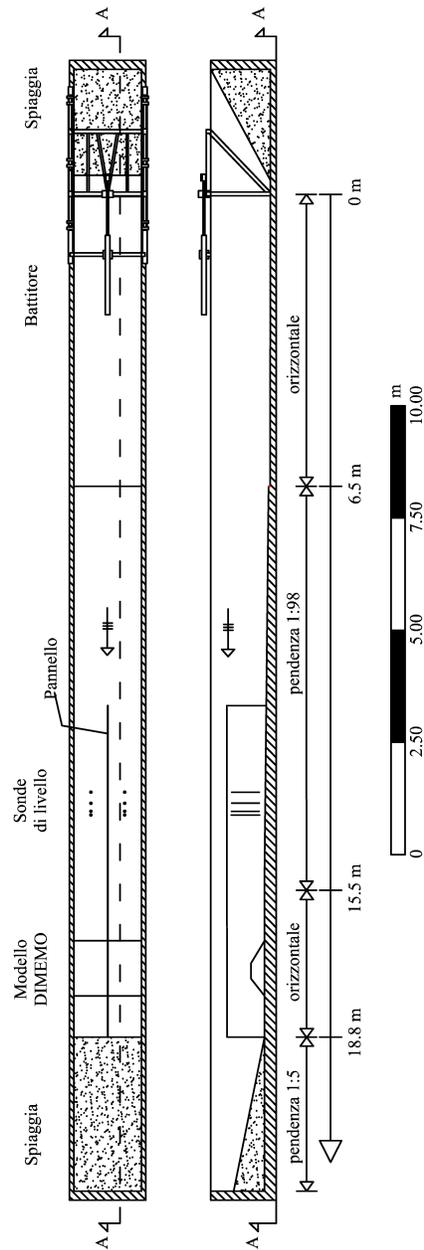


Figura 3.1: Canale 2D impiegato per la simulazione dei modelli fisici del dispositivo DIMEMO presso il Laboratorio di Idraulica Marittima dell'Università di Aalborg (Danimarca).

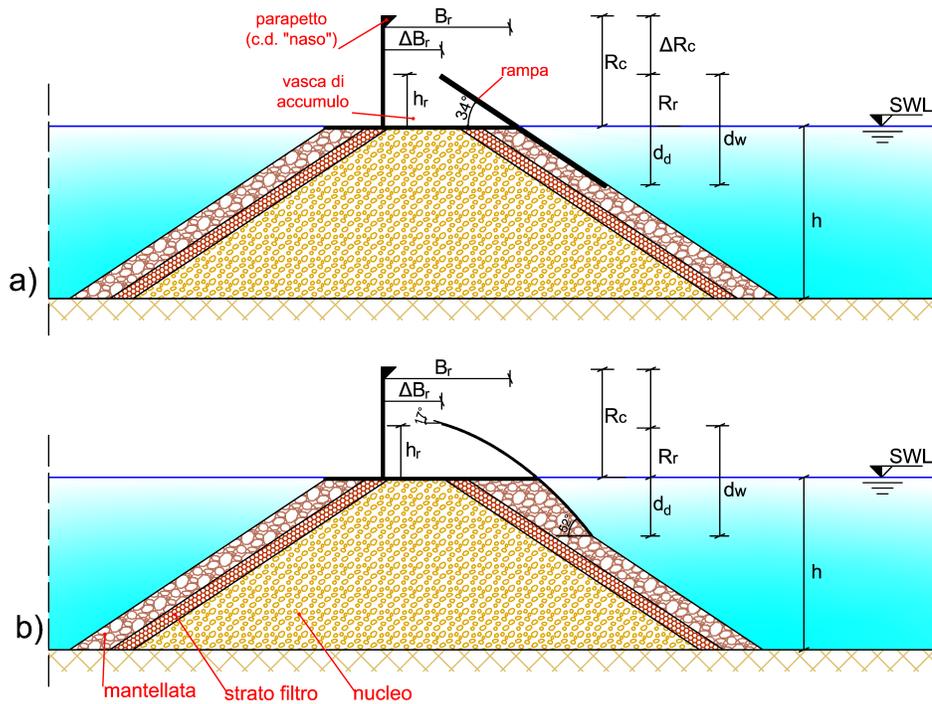


Figura 3.2: Sezione trasversale dei modelli testati: a) configurazione *flat*; b) configurazione *curve*.

- configurazione *Small* con  $\Delta B_r = 10$  cm;
- configurazione *Large* con  $\Delta B_r = 20$  cm;
- configurazione *Extra-large* con  $\Delta B_r = 30$  cm;

Il passaggio da una configurazione all'altra è avvenuto spostando orizzontalmente il muro di coronamento durante le prove e mantenendo inalterati gli altri parametri geometrici. La Tabella 3.I e la Tabella 3.II mostrano le dimensioni geometriche delle configurazioni studiate. In particolare, la Tabella 3.I mostra le caratteristiche geometriche della vasca, mentre la Tabella 3.II mostra i parametri geometrici riferiti al livello idrico medio.

L'analisi delle dimensioni geometriche riportate in Tabella 3.I mostra che la configurazione *curve* ha una larghezza maggiore di 4 cm rispetto alla configurazione *flat*. Per limitare le differenze di volume tra le due configurazioni, all'interno della vasca della configurazione *curve* sono stati posizionati dei piccoli blocchi in calcestruzzo. In particolare, sono stati posizionati 12 blocchi con dimensioni pari a  $0.05 \times 0.05 \times 0.05$  cm<sup>3</sup> e 38 di dimensioni  $0.03 \times 0.04 \times 0.05$  cm<sup>3</sup>, per un volume totale pari a 3.8 l. Tale volume è stato accuratamente misurato mediante la stima del volume di acqua necessario per saturare la vasca.

Tabella 3.I: Test AAU14: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate (*flat* e *curve*) al variare della larghezza della vasca di accumulo (*small*, *large* e *extra-large*).

	flat			curve		
	<i>small</i>	<i>large</i>	<i>extra-large</i>	<i>small</i>	<i>large</i>	<i>extra-large</i>
$h_r$ [m]	0.090	0.090	0.090	0.094	0.094	0.094
$B_r$ [m]	0.219	0.319	0.419	0.260	0.360	0.460
$\Delta B_r$ [m]	0.100	0.200	0.300	0.100	0.200	0.300
$d_w$ [m]	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192

Tabella 3.II: Test AAU14: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate (*flat* e *curve*) al variare del tirante idrico  $h$ . Le grandezze sono riferite al livello di quiete.

	Flat			Curve		
	h=0.27 m	h=0.30m	h=0.35m	h=0.27 m	h=0.30m	h=0.35m
$R_r$ [m]	0.125	0.095	0.045	0.129	0.099	0.049
$d_d$ [m]	0.067	0.097	0.147	0.066	0.096	0.146
$R_C$ [m]	0.227	0.197	0.147	0.227	0.197	0.147
$\Delta R_C$ [m]	0.102	0.102	0.102	0.098	0.098	0.098

Entrambe le configurazioni sono dotate di un parapetto, detto anche naso, a forma di triangolo isoscele con altezza e base pari a 2 cm (vedere Figura 3.2), un componente strutturale che generalmente viene realizzato sulle dighe a parete verticale per limitare i volumi tracimati a tergo della struttura stessa. Inoltre, le analisi di Vicinanza et al. (2014) hanno mostrato come la presenza del parapetto determini una riduzione dei volumi tracimati a tergo della struttura anche dell'ordine dell'80%.

### 3.3.3 Caratteristiche dei modelli

La struttura dei modelli è di tipo composita, costituita da una parte in massi e da una parte infinitamente rigida realizzata in acciaio (vasca di accumulo, muro paraonde e rampa).

La Figura 3.3 mostra alcune fasi della realizzazione dei modelli. In particolare, in una prima fase sono state posizionate le due vasche caratterizzate da un diverso profilo della rampa (*flat* e *curve*). Le vasche sono state posizionate ad una quota di 0.30 m rispetto al fondo della canale di simulazione ed entrambe sono state fissate alle pareti del canale e del setto di separazione. In una seconda fase, invece, è stata costruita la parte in massi della diga posizionando in successione il nucleo, lo strato filtro e la mantellata.

La vasca e il muro di coronamento sono stati realizzati in acciaio con uno spessore pari a circa 5 mm. Il dimensionamento dei massi è stato effettuato allo scopo

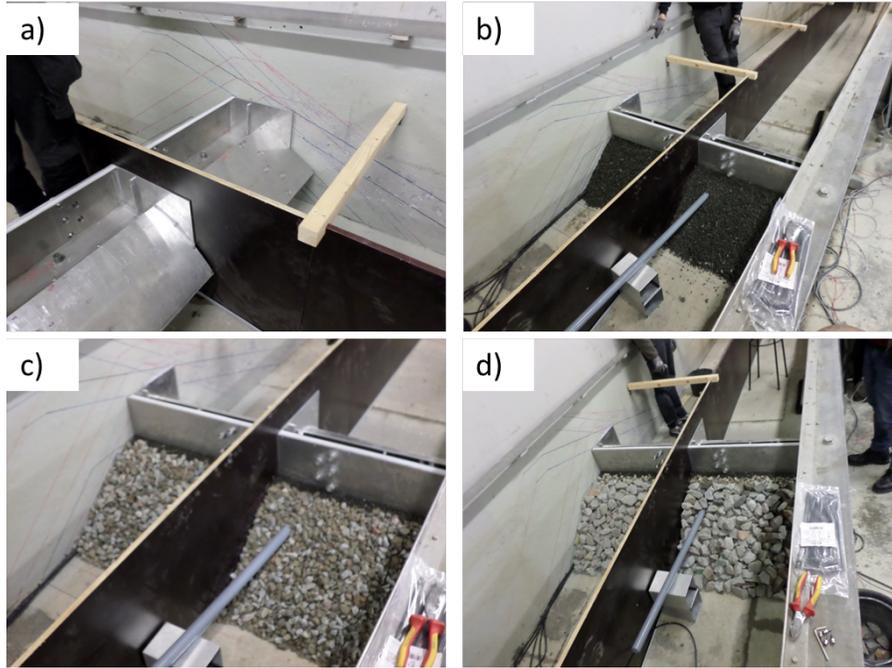


Figura 3.3: Realizzazione del modello fisico: a) posizionamento delle vasca (configurazione *flat* e configurazione *curve*); b) posizionamento del nucleo; c) posizionamento dello strato filtro; d) posizionamento della mantellata.

di garantire la stabilità della struttura durante le simulazioni e di mantenere nella mantellata le condizioni di turbolenza tale che  $Re_D$  sia superiore a 30000.

Per il dimensionamento dei massi, dal momento che i modelli dovevano essere testati con medesime condizioni di moto ondoso al variare del livello idrico, si è considerata un'altezza d'onda significativa pari a quella massima che può essere simulata nel canale senza che avvenga il frangimento dell'onda. In particolare, considerando la relazione di frangimento per onde irregolari (Research et al., 2007):

$$\frac{H_{m0}}{h} > 0.6 \quad (3.6)$$

per una profondità di 0.27 m (il minimo livello idrico utilizzato durante le prove) si ricava che l'altezza d'onda oltre la quale si ha frangimento è pari a 0.16 m (che corrisponde ad una altezza d'onda significativa pari a 4.65 m a scala di prototipo). La stima della massa media  $M_{n50}$  dei massi della mantellata è stata effettuata mediante l'equazione 3.7 (Hudson, 1959); mentre utilizzando l'equazione 3.8 è stato possibile stimare il diametro nominale medio dei massi  $D_{n50}$ :

$$M_{50} = \frac{\rho_m \cdot H_{m0}^3}{K_d \cdot \cot \alpha \cot \left( \frac{\rho_m}{\rho} - 1 \right)} \quad (3.7)$$

$$D_{n50} = \left( \frac{M_{50}}{\rho_m} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.8)$$

dove  $\rho_m$  è la densità dei massi,  $\rho$  è la densità dell'acqua,  $K_d$  è il coefficiente di stabilità adimensionale stimato da prove in laboratorio per differenti tipologie di massi ( $K_d$  è pari a circa 3 per massi naturali e pari a 10 per massi artificiali). La Tabella 3.III mostra i parametri utilizzati per valutare le dimensioni dei massi della mantellata. I massi della mantellata sono stati posizionati su due strati con uno spessore di 0.07 m. Il  $M_{50}$  dei massi dello strato filtro è pari a 1/10 del  $M_{50}$  della mantellata.

Tabella 3.III: Dimensioni dei massi impiegati per la realizzazione della mantellata.

	Prototipo	Modello	Unità
$H_{m0}$	4.75	0.16	[m]
$K_D$	4	4	[-]
$\rho_M$	2800	2800	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho$	1030	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\cot\alpha$	1.5	1.5	[-]
$M_{50}$	8575	0.32	[kg]
$D_{50}$	1.45	0.05	[m]
$Re_D$	822E+06	2.77E+05	[-]

In conclusione per la realizzazione del modello fisico sono stati impiegati i seguenti valori di  $D_{n50}$ :

- $D_{n50} = 50$  mm (mantellata) con spessore pari a 0.07 m;
- $D_{n50} = 20$  mm (filtro) con spessore pari a 0.04 m;
- $D_{n50} = 5$  mm (nucleo) caratterizzato da una forma trapezoidale con lunghezza della base maggiore pari a 1.01 m e lunghezza della base minore pari a 0.127 m.

### 3.3.4 Caratteristiche delle onde simulate

Le configurazioni descritte nei paragrafi precedenti sono state testate con differenti condizioni di moto ondoso e di livello idrico. Una sintesi delle prove effettuate è riportata nella Tabella 3.IV, in cui si mostra: il nome delle configurazione, il livello idrico in corrispondenza del battitore  $h_{battitore}$ , il livello idrico in corrispondenza del piede del modello fisico  $h_{modello}$  e le caratteristiche del moto ondoso (altezza d'onda significativa  $H_{m0}$  e periodo di picco  $T_p$ ).

In totale sono stati effettuati 200 test. Tutte le onde simulate erano irregolari e sono state generate ipotizzando uno spettro del tipo JONSWAP (Hasselmann et al., 1973). Tale spettro sintetico è stato definito nella campagna sperimentale dal nome Joint North Sea Wave Project avviata nel 1967 nata dalla collaborazione tra Germania, Olanda, Gran Bretagna e USA. Dall'analisi dei dati misurati

Tabella 3.IV: Test AAU14: Livello idrico sia al battitore  $h_{battitore}$  sia al piede del modello  $h_{modello}$  e caratteristiche del moto ondoso incidente ( $H_{m0}$  e  $T_p$ ).

Configurazione	$h_{battitore}$ [m]	$h_{modello}$ [m]	$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]
Small				
min	0.4	0.27	0.038	1.20
max	0.48	0.35	0.153	2.35
Large				
min	0.4	0.27	0.038	1.20
max	0.48	0.35	0.153	2.35
Extra-large				
min	0.4	0.27	0.038	1.20
max	0.48	0.35	0.153	2.35

durante tale campagna è stato possibile formulare uno spettro sintetico (spettro JONSWAP) che può essere stimato sulla base della seguente relazione:

$$S(f) = \alpha_J \cdot H_{m0} \cdot f_p \cdot f \cdot \exp\left(-\frac{5}{4} \frac{f_p^4}{f}\right) \cdot \gamma^{\beta_J} \quad (3.9)$$

dove

$$\alpha_J = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336 \cdot \gamma - \frac{0.185}{1.9+\gamma}} \quad (3.10)$$

$$\beta_J = \exp\left(-\frac{(f - f_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2}\right) \quad (3.11)$$

$$\sigma_J = \begin{cases} 0.07, & \text{for } f > f_p \\ 0.09, & \text{for } f < f_p \end{cases} \quad (3.12)$$

dove il parametro  $\gamma$ , detto parametro di picco, controlla la forma dello spettro e varia in un range compreso tra 1 e 7, con valore medio pari a 3.3. Tale valore medio è stato impiegato in tutti i test effettuati.

Per la definizione delle condizioni al contorno è stato utilizzato il software AwaSys3<sup>®</sup> (Aalborg University, 2010), sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Aalborg. Tale software consente la generazione di onde regolari e irregolari con la possibilità di impiegare vari spettri: JONSWAP, Pierson-Moskowitz, Bretschneider-Mitsuyasi e Texel Marsen Arsloe. In particolare, il software richiede come input le seguenti caratteristiche:

- tipo di onda (regolare o irregolare);
- altezza d'onda significativa [m];
- periodo di picco [s];

- profondità del piede della struttura simulata [m];
- tempo di simulazione [s];
- tipologia di spettro e, nel caso di spettro di JONSWAP, il parametro di forma ( $\gamma = 3.3$  per tutti i test).

Durante la simulazione, il software consente di monitorare:

- le oscillazioni del livello idrico in corrispondenza del battitore;
- la posizione del battitore;
- lo storico delle posizioni del battitore;
- le analisi in tempo reale tra lo spettro target e quello effettivamente misurato;

### 3.3.5 Apparato strumentale

Durante la campagna sperimentale sono state condotte le seguenti misure: (i) portate tracciate all'interno della vasca di accumulo; (ii) portate tracciate a tergo della struttura; (iii) pressioni sulla rampa, sul muro di coronamento, sul fondo della vasca di accumulo e sul parapetto; (iv) variazione del livello idrico indotta dal moto ondoso.

Per la misura di tutte le grandezze appena descritte sono stati impiegati i seguenti strumenti:

- 4 sonde resistive posizionate all'interno di 4 box e protette mediante una custodia in PVC di forma cilindrica necessarie al fine di limitare le fluttuazioni del livello idrico a causa dell'impatto dell'acqua in ingresso ai box;
- 28 sonde di pressione, posizionate lungo la rampa, sul fondo della vasca di accumulo, sul muro di coronamento e sul parapetto;
- 8 sonde resistive, 4 per ogni configurazione, posizionate a circa 2.80 m dal modello;
- 2 sonde resistive posizionate sul battitore.

Di seguito si illustrano nello specifico le modalità di impiego di tali strumenti.

In dettaglio, il battitore è dotato di due sonde resistive per la misura del moto ondoso generato dallo stesso battitore e del moto ondoso riflesso dai modelli. Il segnale acquisito dalle due sonde, opportunamente elaborato mediante il software AwaSys3<sup>®</sup>, consente di modificare il movimento del battitore affinché l'onda riflessa venga 'assorbita' dal battitore stesso evitando la presenza di riflessioni multiple che determinerebbero una agitazione all'interno del canale ben lontana dalle condizioni reali.

La Figura 3.4 mostra un particolare del battitore e delle sonde resistive posizionate su di esso.



Figura 3.4: Generatore di onde del canale 2D: sul battitore sono posizionate le sonde resistive utilizzate il controllo della riflessione.

A circa 2.80 m dai modelli sono state posizionate 8 sonde resistive, 4 per ogni sotto canale. Tali sonde consentono la registrazione in continuo della sopraelevazione del pelo libero. L'analisi del segnale acquisito delle sonde, di cui si conosce la posizione relativa, consente di stimare le caratteristiche dell'onda incidente e dell'onda riflessa. Le distanze delle sonde rispetto alla prima, in accordo con il verso di propagazione delle onde, sono 0.30 m, 0.55 e 0.70 m.

La Figura 3.5 mostra le 8 sonde resistive posizionate in prossimità del modello fisico. Dalla Figura 3.5 è possibile, inoltre, notare la struttura mobile in metallo utilizzata, come sarà spiegato in seguito, per la calibrazione delle sonde.

Per la misura delle azioni del moto ondoso sulla struttura sono state posizionate 28 sonde di pressione, 14 per ogni configurazione studiata. In particolare, per ogni configurazione le sonde sono state così distribuite: 5 sulla rampa; 2 sul fondo della vasca di accumulo; 5 sul muro di coronamento; 1 sul parapetto.

Nella parte di canale compresa tra il modello e la spiaggia di dissipazione sono stati posizionati 4 box, 2 per ogni configurazione. Tali box sono stati impiegati per la misura dei volumi trascinati sia all'interno della vasca di accumulo sia a tergo dei modelli. Per convogliare la portata trascinata a tergo della struttura è stata impiegata una guida realizzata in alluminio (vedere Figura 3.6). In particolare, un estremo della guida è stato collocato sul muro di coronamento, mentre l'altro su una delle pareti del box. La guida è caratterizzata da una larghezza di 0.202 m e una lunghezza pari a circa 0.70 m. Per convogliare la portata trascinata nella vasca

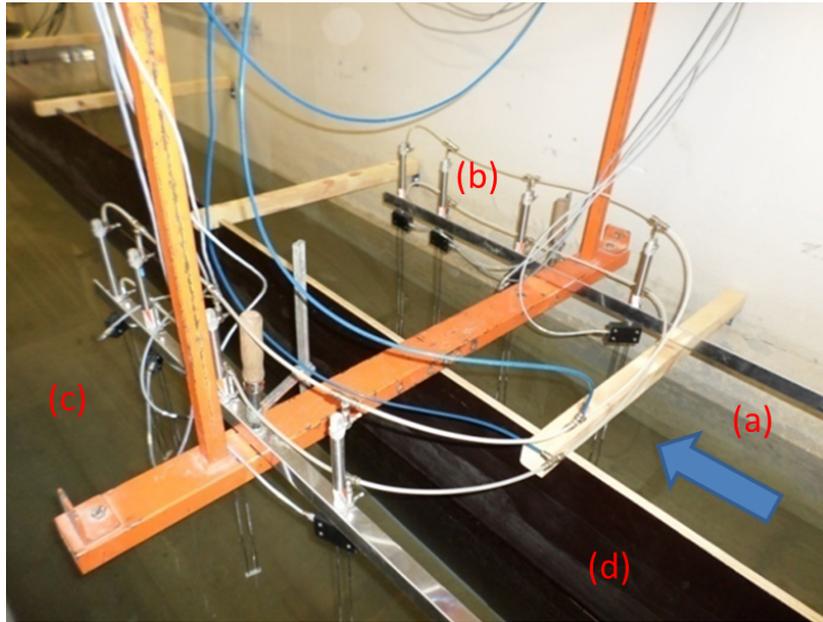


Figura 3.5: Sonde resistive posizionate a 2.80 m dai modelli fisici per la stima delle caratteristiche delle onde incidenti e riflesse: (a) la freccia in blu indica verso di propagazione delle onde generate dal battitore; (b) sonde della configurazione *flat*; (c) sonde della configurazione *curve*; (d) setto di separazione del canale.

di accumulo all'interno del box è stato utilizzato un tubo in PVC. Una estremità del tubo è stata posizionata sul fondo della vasca di accumulo mentre l'altra su una delle pareti del box. La lunghezza del tubo è pari a 1.60 m ed ha un diametro pari a 1 pollice (approssimativamente 2.134 cm).

La Figura 3.7 mostra la disposizione degli strumenti posti all'interno del box. In particolare, in alto a sinistra è posizionata una estremità del tubo in PVC che attraversa la parete del box e continua con una deviazione inclinata di  $90^\circ$ . In basso a sinistra è collocata la pompa per l'estrazione controllata dei volumi di acqua dal box. In basso a destra è posizionata la sonda resistiva per la misura delle variazioni del livello idrico. Come si nota, la sonda è opportunamente protetta da un cilindro in PVC. Tutti e quattro i box sono stati opportunamente ancorati affinché non si muovano a seguito: della spinta di galleggiamento, dell'azione del moto ondoso; dall'agitazione provocata dai volumi trascinati a tergo dei modelli.

### 3.3.6 Calibrazione degli strumenti di misura

La gestione della calibrazione delle varie sonde resistive è stata condotta in maniera differente a seconda della loro collocazione. In generale, la metodologia da adottare è la seguente: si misura il livello di quiete espresso in volt; si alzano le sonde rispetto

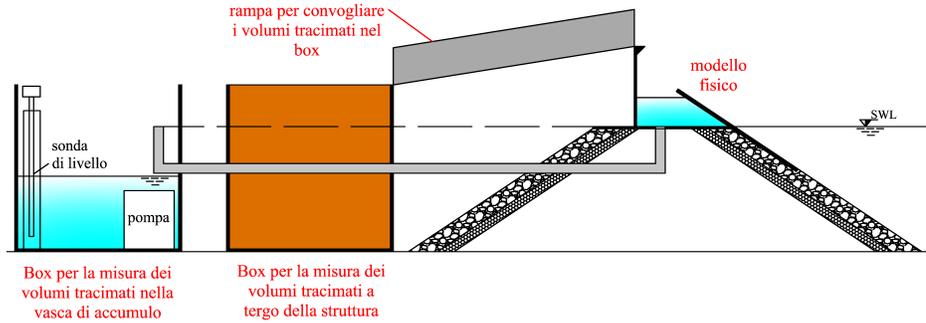


Figura 3.6: Disposizione dei vari strumenti impiegati per la misura dei volumi traccimati a tergo della struttura e all'interno della vasca di accumulo.

al livello di quiete di un valore noto e si ripete la misura in volt; si abbassa la sonda rispetto al livello di quiete di un valore noto e si esegue la misura sempre espressa in volt. Tale attività consente di valutare tre punti che legano la misura della tensione alla quota del pelo libero. Se si assume, che il legame tra volt e metri sia lineare, si possono ricavare i parametri di una curva di trasformazione del tipo  $y = ax + b$ .

Le sonde posizionate in prossimità della struttura sono state calibrate mediante il software Wavelab<sup>®</sup>, mentre per calibrare quelle posizionate sul battitore è stato utilizzato il software Awasys<sup>®</sup>. Tali sonde sono posizionate su una struttura metallica mobile che consente di variare la quota della sonda in remoto.

Al contrario, le sonde di livello posizionate nei box per la misura dei volumi traccimati sono posti su una struttura fissa, pertanto la calibrazione è stata condotta in maniera differente. In questo caso la taratura è stata eseguita variando il livello idrico all'interno dei box.

Le sonde di pressione sono state calibrate con una procedura analoga a quella delle sonde resistive. In particolare, la calibrazione è stata condotta mediante un cilindro graduato colmo di acqua. Le misure in volt sono state condotte a pressione zero, cioè la sonda è stata posizionata fuori dal cilindro ad una profondità pari a 1 m, ossia a pressione relativa pari a 9.810 kPa. Come per le sonde resistive, è possibile stimare la curva che interpola i punti rappresentativi delle misurazioni effettuate e ricavare quindi una funzione di trasformazione da volt a kPa.

Per la stima della portata traccimata *wave-by-wave* è necessario conoscere istantaneamente: i) il livello idrico all'interno del box; ii) la portata della pompa; iii) l'area della sezione trasversale del box.

Per la stima della portata delle pompe, è stato necessario ricostruire delle curve portate-livello idrico. Tale curve sono state costruite riempiendo i box fino ad un valore prefissato e svuotando la vasca mediante l'azionamento delle pompe. Sulla base della seguente relazione è stato possibile stimare il valore della portata della pompa:

$$Q_{pompa} = \frac{h_{box}(t + \Delta t) - h_{box}(t)}{\Delta t} \quad (3.13)$$

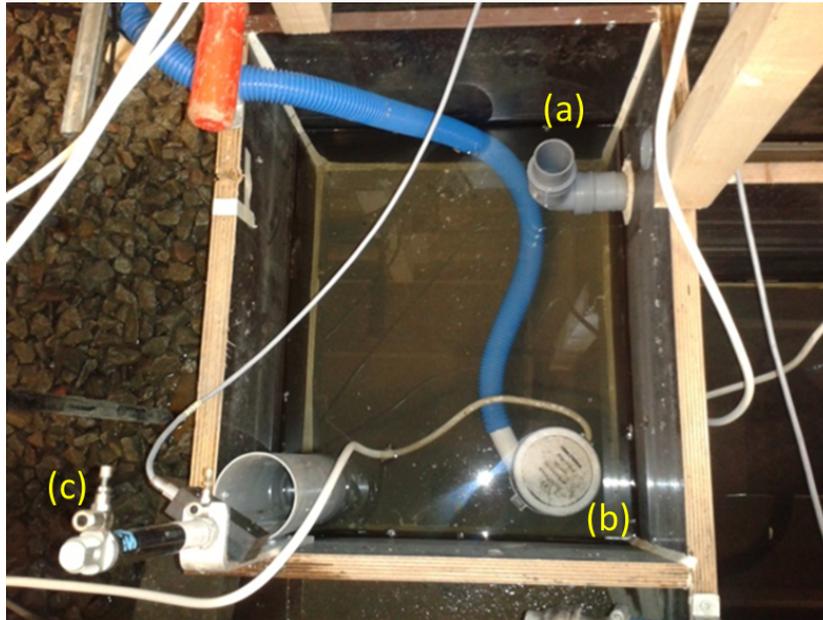


Figura 3.7: Strumenti posizionati all'interno del box: a) tubo di immissione dei volumi traccimati; b) pompa per l'estrazione dei volumi di acqua; c) sonda di livello.

dove  $h_{box}(t)$  è il livello idrico istantaneo all'interno del box e  $\Delta t$  è l'inverso della frequenza di campionamento.

L'area della sezione trasversale dei box non è costata al variare del livello idrico a causa della presenza dei tubi di collegamento tra la pompa e la parte esterna. Per questo motivo, sono state costruite delle curve che consentono di esprimere il volume di acqua in funzione del livello idrico. I punti di tale curve sono stati ricostruiti inserendo un valore noto di volume e misurando il corrispettivo livello idrico.

Durante le singole simulazioni tutti i dati registrati dai vari strumenti sono stati acquisiti contemporaneamente ad una frequenza di 1000 Hz mediante il software WaveLab<sup>®</sup>, sviluppato presso l'Università di Aalborg.

Tale software, oltre alla acquisizione, consente la gestione di strumenti ausiliari (ad esempio, le pompe e le sonde) e la post-analisi dei dati misurati durante i test. In particolare, Wavelab<sup>®</sup> richiede come input la frequenza di campionamento, la durata del test, il canale associato ad ogni sonda e la tipologia di scheda di acquisizione. Il software consente la gestione delle pompe mediante la definizione di criteri utili a regolare l'attività delle pompe stesse. In particolare, durante le prove si è deciso che ogni singola pompa dovesse attivarsi ad un livello idrico uguale o superiore a 25.5 cm e disattivarsi quando il livello idrico era pari o inferiore a 16.5 cm.

### 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania<sup>39</sup>

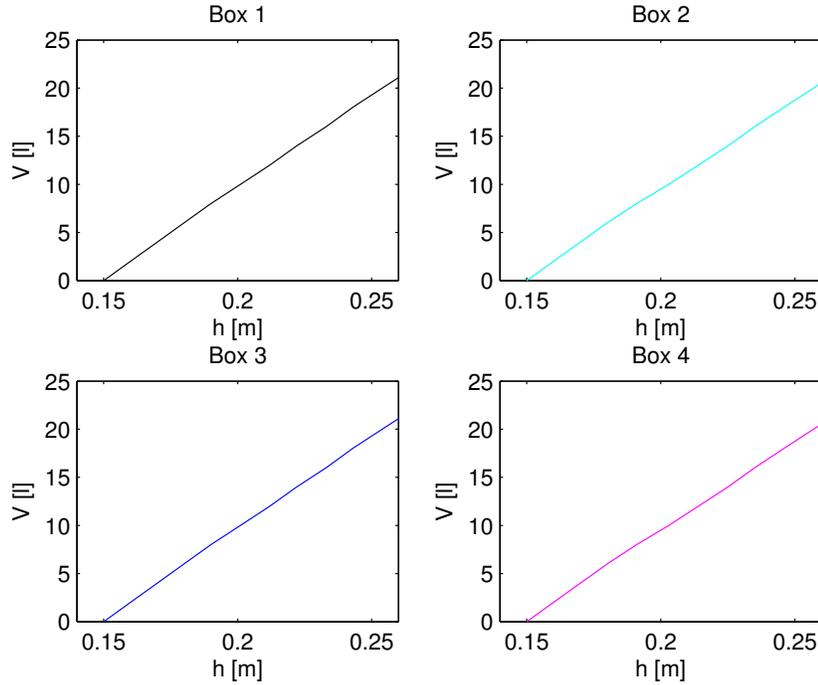


Figura 3.8: Andamento del volume dei singoli box in funzione del livello idrico.

## 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania

### 3.4.1 Caratteristiche del canale 2D

Il canale di sperimentazione ha una pianta rettangolare di lunghezza pari a 18 m, larghezza pari a 3.60 e altezza pari a 1.20 m. Presenta pareti in calcestruzzo nella parte iniziale e finale, mentre nella parte intermedia le pareti sono interamente in vetro dello spessore di 1 cm. Al fine di attenuare i fenomeni di riflessione la vasca è dotata, alle spalle del battitore, di adeguati elementi realizzati con materiale plastico gettato alla rinfusa.

Il moto ondoso è generato dal movimento oscillatorio di un battitore di tipo a ventola, incernierato in basso ad una quota inferiore del fondo effettivo della vasca. Il battitore è azionato da un servosistema oleodinamico con controllo elettronico, i cui componenti sono alloggiati esternamente alla vasca.

La Figura 3.9 mostra la planimetria e la sezione longitudinale del canale. In particolare, è possibile distinguere 9 zone: la zona 1 dove è alloggiato il battitore per la generazione del moto ondoso; la zona 2 caratterizzata da un fondo orizzontale; le zone 3, 4 e 5 sono tre ripartizioni del canale che consentono di studiare più

configurazioni contemporaneamente; nella zona 6 è presente la spiaggia in ciottoli; le zone 7 e 8 della vasca sono integrative e consentono la simulazione delle correnti litoranee non impiegate nel presente studio; nella zona 9 è collocato il sistema di controllo oleodinamico del battitore.

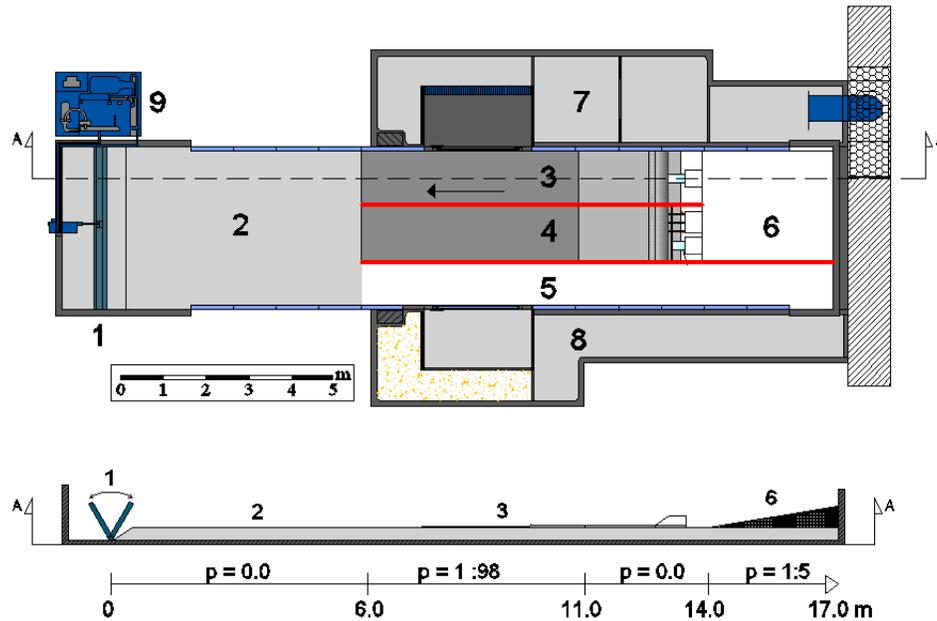


Figura 3.9: Canale 2D impiegato per la simulazione dei modelli fisici del dispositivo DIMEMO presso il Laboratorio di Idraulica Marittima dell'Università di Catania.

### 3.4.2 Configurazioni studiate

Obiettivi principali della campagna sperimentale dei test UC15 sono stati lo studio della distribuzione di probabilità dei volumi in ingresso alla vasca di accumulo e la validazione dei metodi di previsione sviluppati sulla base dei test AAU14. Sono state pertanto analizzate 4 differenti configurazioni (vedere la Figura 3.10 e la Figura 3.11). In particolare, come si può osservare dalla Figura 3.10 è stata considerata una configurazione sprovvista della vasca di accumulo e del muro paraonde, da qui in poi indicata come *no-wall*. Per tale configurazione è stata considerata sia la versione caratterizzata da un paramento impermeabile prossimo al livello idrico medio, detta *rough*, sia una versione in cui il paramento impermeabile è esteso fino al fondo del canale, detta *smooth*.

La Figura 3.11 mostra la configurazione che riproduce l'effettiva struttura del dispositivo, per tale motivo detta *normal*. Anche per questa configurazione sono state considerate le due versioni *rough* e *smooth*. La Tabella 3.V e la Tabella 3.VI mostra le caratteristiche geometriche delle configurazioni analizzate.

### 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania41

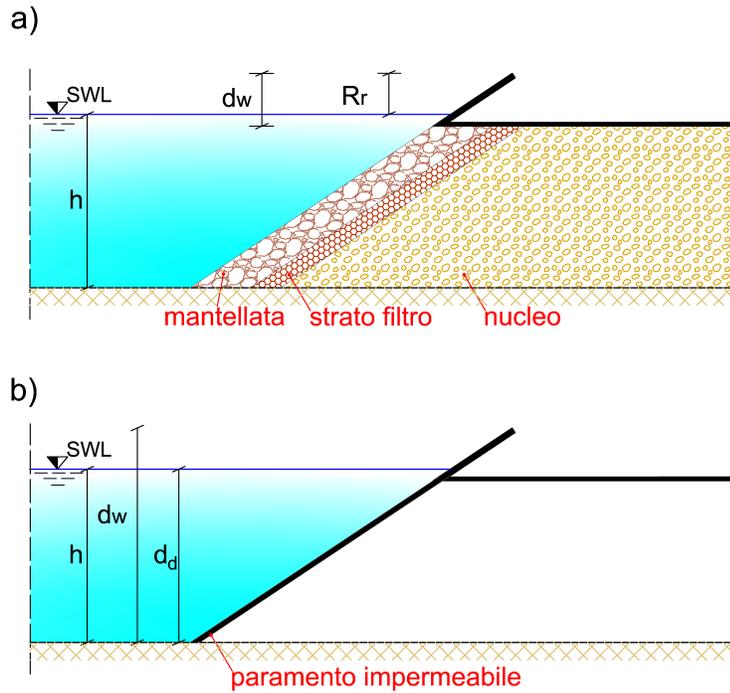


Figura 3.10: Configurazioni *no-wall* testate durante la campagna sperimentale UC15: a) versione caratterizzata da un paramento impermeabile prossimo al livello idrico medio *rough*; b) versione in cui il paramento impermeabile è esteso fino al fondo del canale, detta *smooth*.

Tabella 3.V: Test UC15: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate (*no-wall* e *normal*) al variare della lunghezza del paramento liscio lato mare (*rough* e *smooth*)

	<i>no-wall</i>		<i>normal</i>	
	<i>rough</i>	<i>smooth</i>	<i>rough</i>	<i>smooth</i>
$h_r$ [m]	-	-	0.065	0.065
$B_r$ [m]	-	-	0.22	0.22
$\Delta B_r$ [m]	-	-	0.134	0.134
$d_w$ [m]	0.64	0.284	0.64	0.284

#### 3.4.3 Caratteristiche della struttura del modello

La struttura del modello impiegato per i test UC15 è differente rispetto a quella dei test AAU14. In particolare, visto che nella campagna UC15 l'obiettivo principale era quello di studiare la distribuzione di probabilità di volumi tracimati, è stata analizzata una struttura priva della vasca di accumulo e del muro paraonde. Tale

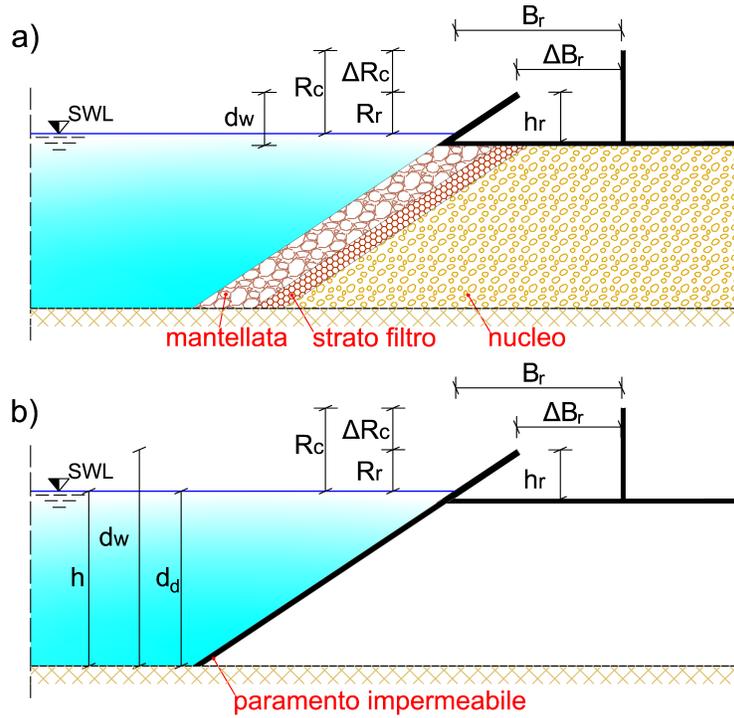


Figura 3.11: Configurazioni *normal* testate durante la campagna sperimentale UC15: a) versione caratterizzata da un paramento impermeabile prossimo al livello idrico medio *rough*; b) versione in cui il paramento impermeabile è esteso fino al fondo del canale, detta *smooth*.

Tabella 3.VI: Test UC15: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate (*no-wall* e *normal*) al variare del tirante idrico  $h$ . Le grandezze sono riferite al livello di quiete.

		<i>no-wall</i>		<i>normal</i>	
		<i>rough</i>	<i>smooth</i>	<i>rough</i>	<i>smooth</i>
$R_r$ [m]	min	0.46	0.046	0.056	0.056
	max	0.065	0.095	0.075	0.105
$d_d$ [m]	min	0	0.189	0	0.179
	max	0.018	0.238	0.01	0.228
$R_c$ [m]	min	-	-	0.112	0.112
	max	-	-	0.131	0.161
$\Delta R_c$ [m]		-	-	0.055	0.055

struttura ha consentito lo studio dei volumi tracimati *wave by wave* senza l'effetto di laminazione determinata dalla vasca di accumulo. La struttura si compone di

### 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania<sup>43</sup>

una parte in metallo (rampa) e una parte in massi. Il dimensionamento della parte in massi della struttura è stato effettuato impiegando gli stessi criteri applicati alle strutture analizzate nei test AAU14. In particolare, è stata garantita la stabilità della struttura durante le prove e per lo strato di massi più esterno è stato imposto un numero di Reynolds  $Re_D$  maggiore di 30000.

Di seguito si riportano le dimensioni caratteristiche dei massi utilizzati per la realizzazione del modello:

- $D_{n50} = 50$  mm (mantellata) con spessore pari a 0.08 m;
- $D_{n50} = 20$  mm (filtro) con spessore pari a 0.04 m;
- $D_{n50} = 5$  mm (nucleo).

La Figura 3.12 mostra alcuni delle fasi di realizzazione del modello.

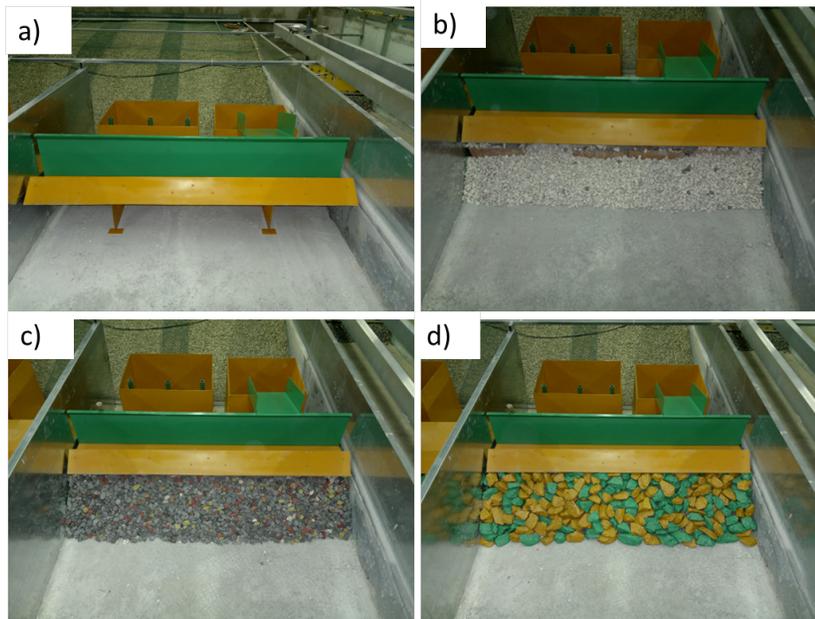


Figura 3.12: Realizzazione del modello fisico: a) posizionamento della struttura in metallo; b) realizzazione del nucleo; c) posizionamento dello strato filtro; d) messa in opera della mantellata.

La struttura finale delle due configurazioni è mostrata in Figura 3.13 e in Figura 3.14. Nella prima si riporta la configurazione *rough* e nella seconda la configurazione *smooth*.



Figura 3.13: Modelli fisici impiegati nella campagna sperimentale nella configurazione *rough*.

### 3.4.4 Caratteristiche delle onde simulate

Le configurazioni sono state testate contemporaneamente con differenti condizioni di moto ondoso e di livello idrico. La Tabella 3.VII mostra per la versione *rough* e per la versione *smooth*: il nome della configurazione, il livello idrico in corrispondenza del battitore  $h_{battitore}$ , il livello idrico in corrispondenza del piede del modello fisico  $h_{modello}$  e le caratteristiche del moto ondoso (altezza d'onda significativa  $H_{m0}$  e periodo di picco  $T_p$ ).

Tabella 3.VII: Test UC15: Livello idrico sia al battitore  $h_{battitore}$  sia al piede del modello  $h_{modello}$  e caratteristiche del moto ondoso ( $H_{m0}$  e  $T_p$ ).

Configurazione	$h_{battitore}$ [m]	$h_{modello}$ [m]	$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]
<i>rough</i>				
min	0.25	0.17	0.03	0.7
max	0.30	0.23	0.240	1.5
<i>smooth</i>				
min	0.25	0.17	0.03	0.7
max	0.30	0.23	0.220	1.5

### 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania<sup>45</sup>



Figura 3.14: Modelli fisici impiegati nella campagna sperimentale nella configurazione *smooth*.

In totale sono stati effettuati 118 test. Tutte le onde simulate sono irregolari assumendo uno spettro del tipo JONSWAP. In particolare, per la generazione delle onde è stato impiegato il software *JWG*, sviluppato presso l'Università degli Studi di Catania. Tale software consente di generare sia onde regolari che irregolari.

#### 3.4.5 Apparato strumentale

Le grandezze analizzate durante la campagna sperimentale UC15 sono state: riflessione, volumi tracimati e numero di onde che tracimano nella vasca di accumulo. In particolare, l'apparato strumentale era costituito da:

- 6 sonde resistive, 3 per ogni configurazione, posizionate a circa 1.20 m dai modelli, utilizzate per la stima delle caratteristiche dello spettro incidente e dello spettro riflesso.
- 2 sonde resistive, 1 per ogni configurazione, impiegate per il conteggio delle onde che tracimano la rampa;
- 3 sonde acustiche, 2 per la configurazione *normal* e 1 per la configurazione *no-wall*, impiegate per misurare le variazioni del livello idrico all'interno dei box impiegati per l'accumulo dei volumi tracimati.

Le tre sonde resistive di ogni singola configurazione sono state posizionate ad una distanza rispetto alla prima, in accordo con il verso di propagazione dell'onda, di



Figura 3.15: Disposizione delle sonde resistive all'interno del canale 2D ai fini della misura della riflessione della struttura.

0.275 m e di 0.444 m. La Figura 3.15 mostra le sonde impiegate per la misura delle caratteristiche dell'onda incidente e dell'onda riflessa.

La sonda resistiva posizionata sul modello consente di valutare il numero di onde che riescono a tracimare il modello fisico. La stima di tale grandezza è di notevole interesse per stimare la probabile distribuzione dei volumi.

Le sonde acustiche sono state impiegate per la misura del livello idrico all'interno dei box necessari per accumulare i volumi tracimati sulla struttura. Ogni sonda acustica è stata opportunamente protetta affinché non venisse a contatto con l'acqua. La Figura 3.16 mostra i box impiegati per l'accumulo dei volumi tracimati.

### 3.4.6 Calibrazione degli strumenti di misura

Analogamente alle prove effettuate presso l'Università di Aalborg, le sonde resistive utilizzate per la misura delle caratteristiche delle onde sono state calibrate più volte al giorno.

Le sonde impiegate per il conteggio del numero di onde che riescono a tracimare la rampa non hanno bisogno di un processo di calibrazione in quanto il passaggio dell'onda determina la chiusura del circuito che si traduce in un impulso del segnale acquisito e che, pertanto, può essere facilmente individuato durante l'analisi del segnale.

### 3.4 Campagna sperimentale presso l'Università degli Studi di Catania47

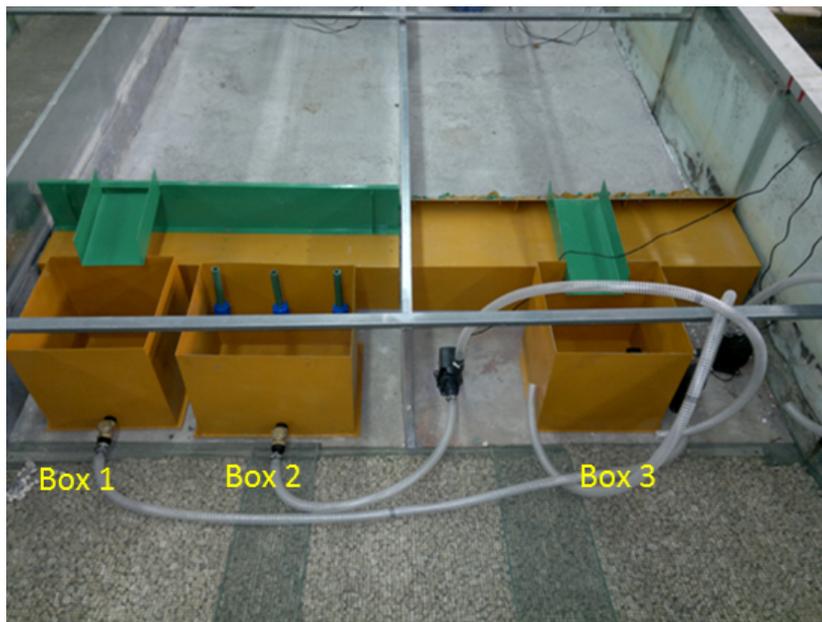


Figura 3.16: Box impiegati per l'accumulo e la misura dei volumi idrici traccimati.

Anche per i box impiegati nei test UC15 è stata costruita una curva di taratura in grado di legare il livello idrico nel box sia al volume (vedere Figura 3.17) sia alla portata in uscita dalla pompa (vedere Figura 3.18).

Il sistema di acquisizione è stato gestito mediante il software LabView. In particolare, è stato realizzato uno script in grado di acquisire contemporaneamente i segnali di tutte le sonde posizionate all'interno del canale. Tale script ha consentito, inoltre, la gestione integrata delle pompe impiegate per lo svuotamento dei box per l'accumulo dei volumi traccimati. Le pompe sono state gestite mediante i valori acquisiti dalle sonde acustiche e attivate per un livello idrico nei box prossimo a 24 cm e disattivate per un livello idrico prossimo a 11 cm.

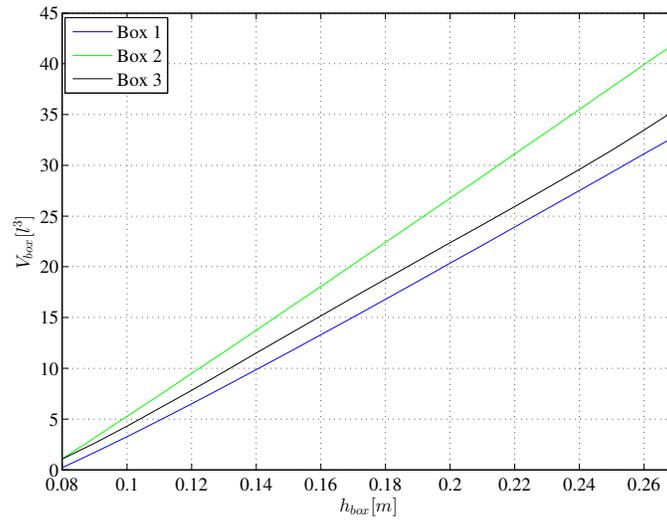


Figura 3.17: Andamento del volume di acqua accumulato nel box in funzione del livello idrico.

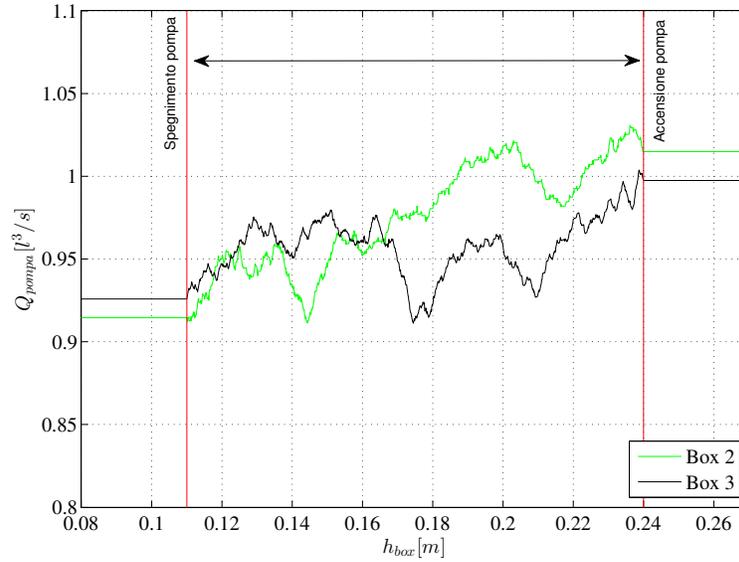


Figura 3.18: Andamento della portata delle pompe in funzione del livello idrico.

## Capitolo 4

# Metodologie di stima delle grandezze studiate

### 4.1 Generalità

Nel presente capitolo vengono descritte le metodologie adottate per la stima delle performance idrauliche dei modelli fisici testati presso l'Università di Aalborg (AAU14) e presso l'Università degli Studi di Catania (UC15). In particolare, l'analisi è stata focalizzata sulle seguenti grandezze: coefficiente di riflessione e volumi tracinati sia tergo della struttura sia nella vasca di accumulo.

### 4.2 Stima delle caratteristiche del moto ondoso in prossimità della struttura

Le caratteristiche del moto ondoso sono state stimate sulla base delle misure delle sonde resistive posizionate in prossimità delle strutture. In particolare, è possibile valutare le caratteristiche dello spettro incidente e di quello riflesso a partire dal segnale misurato dalle sonde. Una volta noto lo spettro incidente è possibile stimare le varie grandezze che consentono di caratterizzare le singole prove. Le metodologie

di stima di tali grandezze sono riportate di seguito.

$$H_{m0} = \int_0^{\infty} S_{\eta}(f)df \quad (4.1)$$

$$T_p = \frac{1}{f_p} \quad (4.2)$$

$$T_{m-1,0} = \frac{\int_0^{\infty} f^{-1} S_{\eta}(f)df}{\int_0^{\infty} S_{\eta}(f)df} \quad (4.3)$$

$$L_{m-1,0} = \frac{2\pi}{gT_{m-1,0}^2} \quad (4.4)$$

Inoltre, a partire dalle grandezze su dette e dalle caratteristiche geometriche della struttura è possibile definire i seguenti parametri adimensionali:

$$s_{m-1,0} = \frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}} \quad (4.5)$$

$$R_r^* = \frac{R_r}{H_{m0}} \quad (4.6)$$

$$R_c^* = \frac{R_c}{H_{m0}} \quad (4.7)$$

$$B_r^* = \frac{B_r}{L_{m-1,0}} \quad (4.8)$$

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}} \quad (4.9)$$

#### 4.2.1 Indagine sperimentale presso l'Università di Aalborg

Le caratteristiche delle onde (altezza d'onda significativa, periodo di picco e periodo energetico) in prossimità della struttura sono state stimate mediante il software WaveLab® (Aalborg University, 2010), sviluppato presso l'Università di Aalborg. Tale software consente di effettuare una analisi del segnale acquisito dalle sonde sia nel dominio del tempo sia nel dominio della frequenza. In particolare, nel dominio della frequenza, Wavelab consente di stimare le componenti dell'onda incidente e riflessa dello spettro 2D impiegando i seguenti tre metodi: Goda e Suzuki (1976), Mansard e Funke (1980) e Zelt e Skjelbreia (1992). In tutti e tre i metodi si assume che la sopraelevazione  $\eta$  possa essere considerata come la somma di onde regolari che viaggiano con differente ampiezza, frequenza e fase. I tre metodi si distinguono principalmente nel numero di sonde impiegate per l'analisi del segnale. Il metodo di Goda & Suzuki necessita di due sonde, il metodo di Mansard & Funke prevede l'utilizzo di tre sonde e, infine, il metodo di Zelt & Skjelbreia può essere impiegato con un numero arbitrario di sonde (naturalmente maggiori di uno). Nell'ambito

delle prove condotte sul dispositivo è stato impiegato il metodo di Zelt & Skjelbreia avendo acquisito il segnale tramite 4 sonde resistive.

Le caratteristiche delle onde in prossimità della struttura per tutte le configurazioni studiate sono riportate nella Tabella 4.I per la configurazione *flat* e nella Tabella 4.II per la configurazione *curve*. In particolare, nelle tabelle sono riportati i range delle seguenti grandezze: altezza d'onda  $H_{m0}$ , periodo di picco  $T_p$ , periodo energetico  $T_{m-1,0}$  e lunghezza d'onda  $L_{m-1,0}$ .

Tabella 4.I: Test AAU14: caratteristiche delle onde incidenti al piede delle struttura per la configurazione *flat*.

Livello idrico [m]	Configurazione		$H_{m,0}$ [m]	$T_{m-1,0}$ [s]	$L_{m-1,0}$ [m]
0.27	Small	min	0.054	1.119	1.955
		max	0.113	2.167	7.332
	Large	min	0.051	1.116	1.945
		max	0.130	2.099	6.879
	Extra-large	min	0.056	1.122	1.966
		max	0.108	2.150	7.217
0.3	Small	min	0.053	1.131	1.997
		max	0.114	2.146	7.190
	Large	min	0.050	1.135	2.011
		max	0.112	2.095	6.853
	Extra-large	min	0.054	1.128	1.987
		max	0.118	2.187	7.468
0.35	Small	min	0.022	0.766	0.916
		max	0.116	2.200	7.557
	Large	min	0.021	0.767	0.919
		max	0.117	2.175	7.386
	Extra-large	min	0.021	0.773	0.933
		max	0.109	2.108	6.938

In particolare, per la configurazione *flat* i parametri variano all'interno dei seguenti range:

- $0.014 < s_{m-1,0} < 0.029$
- $0.061 < \frac{H_{m0}}{h} < 0.480$
- $0.385 < R_r^* < 2.438$
- $1.258 < R_c^* < 7.006$
- $0.029 < B_r^* < 0.449$
- $0.037 < \frac{h}{L_{m-1,0}} < 0.382$
- $3.894 < \xi_{m-1,0} < 5.766$

Tabella 4.II: Test AAU14: caratteristiche delle onde incidenti al piede delle struttura per la configurazione *curve*.

Livello idrico [m]	Configurazione		$H_{m,0}$ [m]	$T_{m-1,0}$ [s]	$L_{m-1,0}$ [m]
0.27	Small	min	0.055	1.120	1.959
		max	0.135	2.176	7.393
	Large	min	0.051	1.118	1.952
		max	0.129	2.096	6.859
	Extra-large	min	0.057	1.121	1.962
		max	0.129	2.151	7.224
0.3	Small	min	0.055	1.115	1.941
		max	0.132	2.153	7.237
	Large	min	0.052	1.102	1.896
		max	0.126	2.104	6.912
	Extra-large	min	0.056	1.107	1.913
		max	0.134	2.136	7.124
0.35	Small	min	0.024	0.766	0.916
		max	0.131	2.197	7.536
	Large	min	0.021	0.771	0.928
		max	0.132	2.169	7.345
	Extra-large	min	0.024	0.770	0.926
		max	0.123	2.085	6.787

Tabella 4.III: Test AAU14: range dei parametri adimensionali per la configurazione *flat*.

Livello idrico [m]	Configurazione		$\frac{H_{m,0}}{L_{m-1,0}}$	$\frac{H_{m,0}}{h}$	$\frac{R_r}{H_{m,0}}$	$\frac{R_c}{H_{m,0}}$	$\frac{B_r}{L_{m-1,0}}$	$\frac{h}{L_{m-1,0}}$	$\xi_{m-1,0}$
0.27	Small	min	0.015	0.201	1.108	2.011	0.030	0.037	4.047
		max	0.028	0.418	2.301	4.179	0.112	0.138	5.489
	Large	min	0.017	0.190	0.964	1.751	0.046	0.039	3.894
		max	0.030	0.480	2.438	4.427	0.164	0.139	5.163
	Extra-large	min	0.015	0.206	1.158	2.104	0.058	0.037	3.955
		max	0.029	0.400	2.251	4.087	0.213	0.137	5.548
0.3	Small	min	0.014	0.177	0.837	1.736	0.031	0.042	3.912
		max	0.030	0.378	1.794	3.721	0.110	0.150	5.651
	Large	min	0.014	0.167	0.851	1.765	0.047	0.044	4.079
		max	0.027	0.372	1.895	3.929	0.159	0.149	5.641
	Extra-large	min	0.015	0.181	0.807	1.673	0.056	0.040	3.940
		max	0.029	0.392	1.750	3.630	0.211	0.151	5.534
0.35	Small	min	0.014	0.062	0.387	1.264	0.029	0.046	4.127
		max	0.027	0.332	2.090	6.826	0.239	0.382	5.752
	Large	min	0.014	0.061	0.385	1.258	0.043	0.047	4.090
		max	0.027	0.334	2.100	6.859	0.347	0.381	5.724
	Extra-large	min	0.014	0.060	0.414	1.353	0.060	0.050	4.160
		max	0.026	0.311	2.145	7.006	0.449	0.375	5.766

Tabella 4.IV: Test AAU14: range dei parametri adimensionali per la configurazione *curve*.

Livello idrico [m]	Configurazione		$\frac{H_{m,0}}{L_{m-1,0}}$	$\frac{H_{m,0}}{h}$	$\frac{R_r}{H_{m,0}}$	$\frac{R_c}{H_{m,0}}$	$\frac{B_r}{L_{m-1,0}}$	$\frac{h}{L_{m-1,0}}$	$\xi_{m-1,0}$
0.27	Small	min	0.016	0.204	0.955	1.680	0.035	0.037	4.047
		max	0.029	0.500	2.344	4.124	0.133	0.138	5.489
	Large	min	0.017	0.189	0.999	1.757	0.053	0.039	3.894
		max	0.029	0.479	2.528	4.449	0.185	0.138	5.163
	Extra-large	min	0.016	0.210	0.997	1.755	0.064	0.037	3.955
		max	0.030	0.479	2.276	4.005	0.235	0.138	5.548
0.3	Small	min	0.016	0.182	0.752	1.497	0.036	0.042	3.912
		max	0.031	0.439	1.814	3.610	0.134	0.155	5.651
	Large	min	0.016	0.173	0.787	1.566	0.052	0.043	4.079
		max	0.029	0.419	1.907	3.795	0.190	0.158	5.641
	Extra-large	min	0.017	0.188	0.738	1.468	0.065	0.042	3.940
		max	0.031	0.447	1.754	3.490	0.240	0.157	5.534
0.35	Small	min	0.016	0.070	0.374	1.122	0.035	0.046	4.127
		max	0.030	0.374	2.010	6.029	0.284	0.382	5.752
	Large	min	0.015	0.061	0.371	1.113	0.049	0.048	4.090
		max	0.033	0.377	2.298	6.894	0.388	0.377	5.724
	Extra-large	min	0.015	0.069	0.399	1.197	0.068	0.052	4.160
		max	0.028	0.351	2.045	6.135	0.497	0.378	5.766

mentre per la configurazione *curve*:

- $0.015 < s_{m-1,0} < 0.033$
- $0.061 < \frac{H_{m0}}{h} < 0.500$
- $0.371 < R_r^* < 2.528$
- $1.113 < R_c^* < 6.894$
- $0.035 < B_r^* < 0.497$
- $0.037 < \frac{h}{L_{m-1,0}} < 0.382$
- $3.894 < \xi_{m-1,0} < 5.766$

Il confronto tra i parametri della configurazione *flat* e della configurazione *curve* mostra delle piccole differenze legate probabilmente alle lievi differenze dei canali nei quali si propagava l'onda.

Dall'analisi dei valori del parametro di Iribarren e del rapporto  $\frac{h}{L_{m-1,0}}$  è facile intuire che le onde sono del tipo *surging*, cioè onde caratterizzate da valori di  $\xi_{m-1,0} > 2$  (EuroOp Manual, 2007). Tali onde sono caratterizzate da una rapida risalita lungo la rampa del dispositivo senza che avvenga il fenomeno del frangimento.

### 4.2.2 Indagine sperimentale presso l'Università di Catania

Per la stima delle caratteristiche dello spettro incidente e dello spettro riflesso è stato impiegato un metodo sviluppato presso l'Università degli Studi di Catania, applicato al segnale di sopraelevazione misurato mediante l'impiego di 6 sonde di livello, 3 per ogni configurazione analizzata.

Il metodo adottato per l'analisi del segnale rappresenta una estensione del metodo di Mansard e Funke (1980). Una dettagliata descrizione di tale metodo è riportata in Faraci et al. (2014).

La Tabella 4.V riporta, per le configurazioni analizzate, il livello idrico e le caratteristiche delle onde effettivamente stimate in prossimità della struttura. In particolare, si riportano le seguenti caratteristiche: l'altezza d'onda spettrale  $H_{m0}$ ; il periodo energetico  $T_{m-1,0}$ ; la lunghezza d'onda stimata a partire dal periodo energetico.

Tabella 4.V: Test UC15: sintesi delle caratteristiche delle onde incidenti valutate per le configurazioni *no-wall* e *normal* e distinte nella configurazione *rough* e *smooth*.

			$h_s[m]$	$H_{m0}[m]$	$T_{m-1,0}[s]$	$L_{m-1,0}[m]$
<i>no-wall</i>	<i>rough</i>	min	0.209	0.0275	0.684	0.7303
		max	0.228	0.117	1.3954	3.039
	<i>smooth</i>	min	0.179	0.035	0.7031	0.7715
		max	0.228	0.1123	1.3356	2.7838
<i>normal</i>	<i>rough</i>	min	0.209	0.0251	0.6752	0.7115
		max	0.228	0.1164	1.389	3.011
	<i>smooth</i>	min	0.179	0.0328	0.6732	0.7074
		max	0.228	0.12	1.3867	3.0012

Nella Tabella 4.VI si riportano i parametri adimensionali stimati per le configurazioni analizzate.

Tabella 4.VI: Test UC15: range dei parametri adimensionali valutati per le configurazioni *no-wall* e *normal* e distinte nella configurazione *rough* e *smooth*.

			$\frac{H_{m,0}}{L_{m-1,0}}$	$\frac{H_{m,0}}{h}$	$\frac{R_r}{H_{m,0}}$	$\frac{R_c}{H_{m,0}}$	$\frac{B_r}{L_{m-1,0}}$	$\frac{h}{L_{m-1,0}}$	$\xi_{m-1,0}$
<i>no-wall</i>	<i>rough</i>	min	0.02	0.1303	0.3931	-	-	0.075	2.4272
		max	0.0754	0.5132	2.3289	-	-	0.2876	4.7107
	<i>smooth</i>	min	0.0265	0.1958	0.4097	-	-	0.0819	2.5904
		max	0.0662	0.4925	2.711	-	-	0.2785	4.0967
<i>normal</i>	<i>rough</i>	min	0.0188	0.1196	0.4809	0.9618	1.1507	0.0757	2.4495
		max	0.0741	0.5107	2.947	0.9618	5.3365	0.2951	4.8643
	<i>smooth</i>	min	0.023	0.1706	0.4665	0.933	1.1162	0.076	2.5042
		max	0.0709	0.5265	3.0713	0.933	4.0908	0.2977	4.3974

## 4.3 Stima dei volumi tracimati

### 4.3.1 Metodologia adottata

Prima di procedere alla descrizione della metodologia impiegata per la stima dei volumi tracimati, è utile fare una breve descrizione delle grandezze utilizzate e di come queste entrano in gioco nelle analisi. La Figura 4.1 mostra schematicamente la sezione trasversale del dispositivo e del box impiegato per la raccolta dei volumi tracimati. Come si può osservare dalla Figura 4.1, la portata tracimata che passa

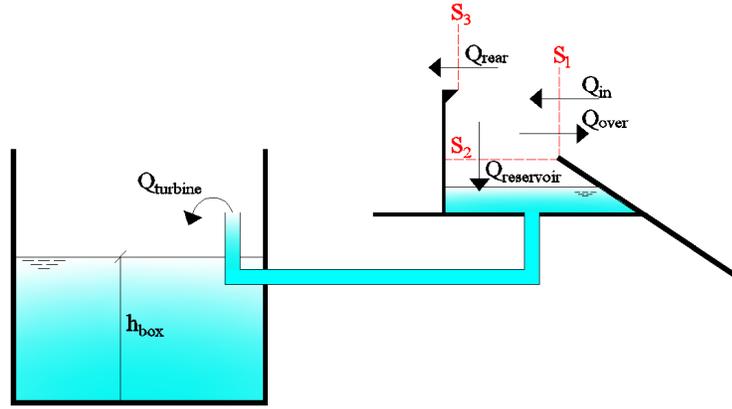


Figura 4.1: Schematizzazione delle componenti della portata  $Q_{in}$  che tracima sulla struttura:  $Q_{reservoir}$  è la portata che attraversa la sezione  $S2$ ;  $Q_{rear}$  è la portata che attraversa la sezione  $S3$  e va a tergo della struttura;  $Q_{over}$  è la portata che riattraversa la sezione  $S1$  con verso contrario a  $Q_{in}$ .

attraverso la sezione  $S1$  può essere suddivisa in tre componenti:

$$Q_{in} = Q_{reservoir} + Q_{rear} + Q_{over} \quad (4.10)$$

dove  $Q_{reservoir}$  è la portata che attraversa la sezione  $S2$  e raggiunge la vasca di accumulo;  $Q_{rear}$  è la portata che attraversa la sezione  $S3$  e va a tergo della struttura;  $Q_{over}$  è la portata che riattraversa la sezione  $S1$ . In particolare, quest'ultima componente si genera quando la vasca di accumulo è in condizioni di saturazione. I volumi tracimati all'interno della vasca di accumulo determinano un gradiente di carico, che genera un flusso  $Q_{turbine}$  diretto verso il box.

Nel caso in cui la vasca non operi in condizioni di saturazione e le portate tracimate siano modeste, valgono le seguenti uguaglianze:

$$\begin{cases} Q_{in}(t) = Q_{reservoir}(t) \\ Q_{over}(t) = 0 \\ Q_{rear}(t) = 0 \\ \bar{Q}_{in} = \bar{Q}_{reservoir} = \bar{Q}_{turbine} \end{cases} \quad (4.11)$$

L'equazione 4.11, è valida nel caso di onde caratterizzate da una bassa energia rispetto a quella richiesta per risalire la rampa. In questo caso, solo un numero limitato di onde riescono a tracimare all'interno della vasca di accumulo e pertanto la portata istantanea  $Q_{in}(t)$  è uguale a  $Q_{reservoir}(t)$ . Visto che solo un numero limitato di onde riesce a tracimare, la portata  $Q_{turbine}$  è sufficiente per svuotare la vasca e far sì che la vasca non si saturi. In queste condizioni, la portata  $Q_{over}$  è sempre uguale a zero e, visto che le onde sono caratterizzate da un basso contenuto energetico, anche la portata a tergo  $Q_{rear}$  è uguale a zero. Sotto queste condizioni si può assumere che la portata media  $\bar{Q}_{in}$  è uguale alla portata media che transita attraverso la superficie  $S_2$ , ossia  $\bar{Q}_{reservoir} = \bar{Q}_{turbine}$ .

Nel caso in cui l'energia dell'onda è sufficientemente alta da saturare la vasca, valgono le seguenti equazioni:

$$\begin{cases} Q_{in}(t) \neq Q_{reservoir}(t) \\ Q_{over}(t) \neq 0 \\ Q_{rear}(t) \neq 0 \\ Q_{turbine}(t) = Q_{reservoir}(t) \\ \bar{Q}_{in} \neq \bar{Q}_{reservoir} \\ \bar{Q}_{reservoir} = \bar{Q}_{turbine} \end{cases} \quad (4.12)$$

In questo caso l'onda è dotata di una energia elevata che determina la risalita di maggiori volumi di acqua che possono determinare la saturazione della vasca. Le onde successive determinano la nascita delle componenti  $Q_{over}$  e  $Q_{rear}$ . Quest'ultima si genera nel caso in cui l'onda è caratterizzata da una energia tale da tracimare al di là del muro paraonde. Sotto queste condizioni, il valore istantaneo  $Q_{in}(t)$  non è più uguale alla portata  $Q_{reservoir}(t)$ ; mentre la portata  $Q_{reservoir}(t)$  è uguale a  $Q_{turbine}(t)$  in quanto in condizioni di saturazione la variazione di volume nella vasca di accumulo è uguale a zero:

$$Q_{reservoir} - Q_{turbine} = \frac{\Delta V}{\Delta t} = 0 \quad (4.13)$$

Da quanto detto, ne segue che neanche la portata media  $\bar{Q}_{in}$  è uguale alla portata media  $\bar{Q}_{reservoir}$ .

Nelle indagini sperimentali AAU14 e UC15 sono state utilizzate le stesse metodologie per la stima delle portate tracimate. Nelle prove AAU14 è stata misurata la  $Q_{turbine}$  per tutte le configurazioni considerate, mentre nelle prove UC15 sono state misurate sia la  $Q_{in}$  (configurazione *no-wall*) che la  $Q_{turbine}$  (configurazione *normal*). In particolare, i volumi tracimati sono stati raccolti nei box in cui il livello è stato monitorato mediante delle sonde di livello (sonde resistive per AAU14, sonde acustiche per UC15). In particolare, la portata è stata stimata mediante la seguente relazione:

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} + Q_{pompa} \quad (4.14)$$

dove  $\Delta V$  indica la variazione del volume di acqua all'interno del box nel periodo di tempo  $\Delta t$  e  $Q_{pompa}$  è la portata in uscita dalla pompa.

### 4.3.2 Analisi preliminare sui volumi tracimati nella vasca di accumulo

Preliminarmente alle analisi riportate nei capitoli successivi, è utile descrivere il comportamento della vasca di accumulo e in particolare, come caratteristiche geometriche della vasca (ad esempio, altezza della vasca e diametro del foro) possano influenzare le portate tracimate. La Figura 4.2 mostra l'andamento della portata (espressa come  $m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$ )  $q_{reservoir}$  adimensionalizzata.

$$\frac{q_{reservoir}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} \quad (4.15)$$

rispetto al parametro adimensionale  $R_r^*$ :

$$\frac{R_r}{H_{m0}} \quad (4.16)$$

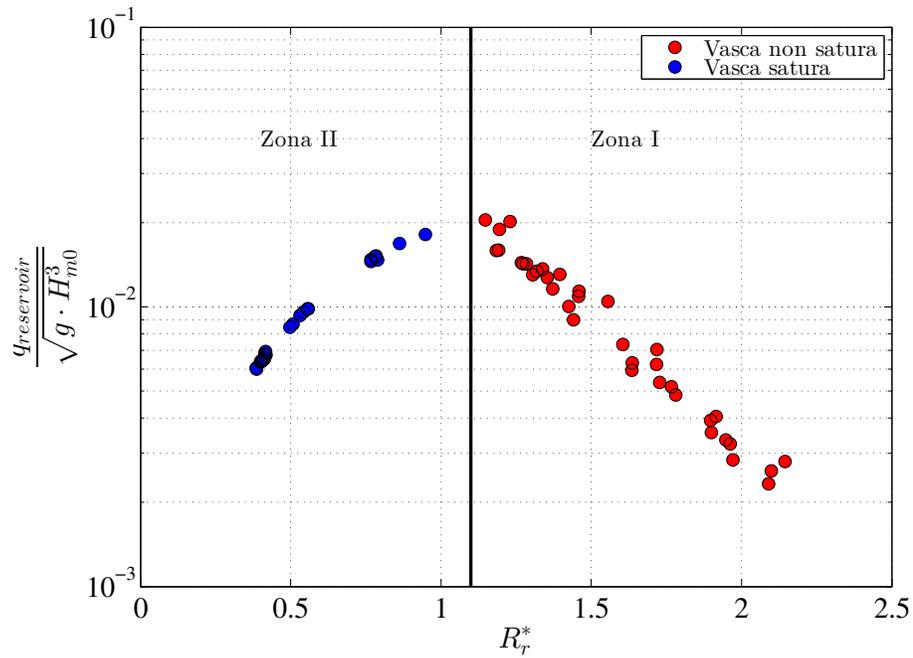


Figura 4.2: Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$  per i test AAU14.

Come si evince dalla Figura 4.2 si possono individuare due zone: la zona I caratterizzata da un andamento dei valori di portata crescente al decrescere di  $R_r^*$ ; la zona II caratterizzata da un andamento contrario, cioè decrescente al decrescere di  $R_r^*$ .

L'andamento dei punti della zona I è quello tipico di un processo di tracimazione, cioè al crescere dell'altezza d'onda o al diminuire di  $R_r$  si ha un incremento dei volumi tracimati. Per tale zona valgono le condizioni riportate nell'equazione 4.11.

L'andamento della zona II è influenzata dalle caratteristiche geometriche dalla vasca. Infatti, la vasca opera in condizioni di saturazione e, pertanto, la portata che può defluire è pressoché costante. Per la zona II valgono le condizioni riportate nell'equazione 4.12.

Naturalmente, per quanto concerne i test AAU14, i valori di portata osservati nella zona II non possono essere impiegati per la generalizzazione dei risultati in quanto tali valori dipendono dall'altezza della vasca, dal diametro del foro di uscita e dalle perdite di carico (localizzate e distribuite) che si hanno nel tubo di collegamento tra la vasca di accumulo stessa e il box di accumulo. Pertanto, le analisi riportate nei successivi capitoli sono state effettuate tenendo conto dei risultati ottenuti nella zona I.

Per confermare quanto detto, la Figura 4.3 mostra l'andamento della portata adimensionale misurata nei test UC15. In particolare, si mostra il confronto tra la configurazione *no-wall* e la configurazione *normal*. Come si può vedere nella zona I, i valori di portata delle due configurazioni sono pressoché simili, mentre divergono nella zona II.

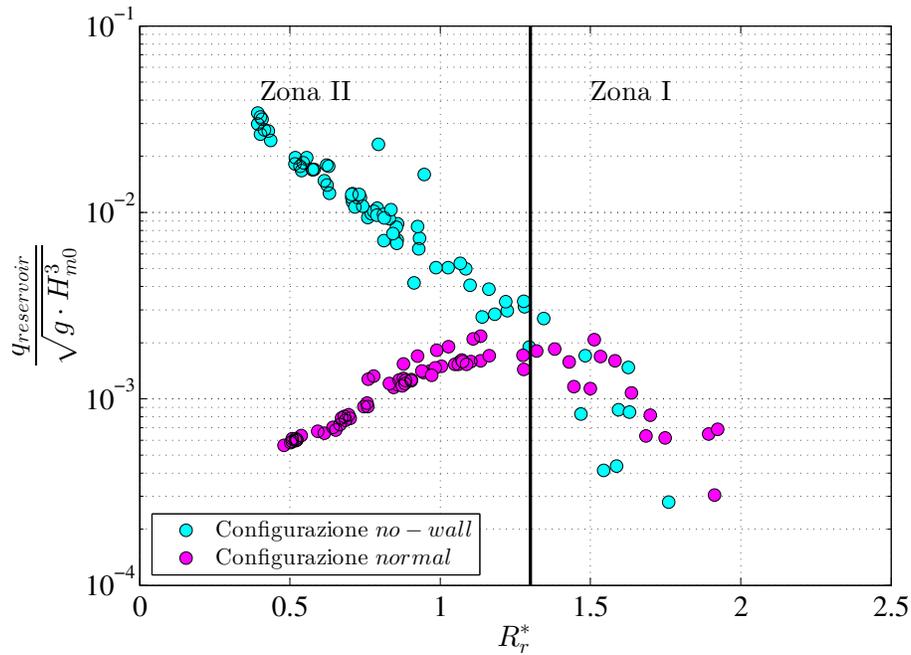


Figura 4.3: Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$  per i test UC15.

## 4.4 Analisi stocastica dei volumi tracimati *wave by wave*

Nell'ambito delle prove condotte presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università degli Studi di Catania è stata effettuata una analisi sulla distribuzione di probabilità dei volumi tracimati.

Per tale analisi è necessario stimare sia i volumi tracimati *wave by wave* sia la probabilità di tracimazione delle onde.

### 4.4.1 Stima dei volumi tracimati *wave by wave*

La stima dei volumi tracimati *wave by wave* è stata effettuata sulla base della seguente relazione:

$$V_{w,i} = \sum_{j=T \cdot (i-1)}^{T \cdot i} V_j \quad \text{per } i = 1, 2, 3 \dots N \quad (4.17)$$

dove  $V_{w,i}$  indica il volume relativo alla  $i$ -esima onda,  $V_j(t)$  è il volume istantaneo misurato,  $N$  è il numero di onde e  $T$  è la durata dell'onda. Quest'ultima grandezza è stata definita sulla base delle seguenti considerazioni (van der Meer et al., 1994). La portata media  $q_{in}$  è pari al rapporto tra il volume totale tracimato  $V_t$  e la durata della simulazione  $T_t$ .  $V_t$  può essere considerata come la sommatoria dei volumi tracimati delle singole onde  $V_i$ , mentre  $T_t$  la sommatoria dei singoli periodi. A sua volta la sommatoria di  $T_i$  è pari al numero di onde  $N_w$  moltiplicato per il periodo medio  $T_m$ .

$$q_{in} = \frac{V_t}{T_t} = \frac{\sum V_i}{\sum T_i} = \frac{\sum V_i}{N_w \cdot T_m} \quad (4.18)$$

L'equazione 4.18 ripartisce il volume totale su tutte le onde; per considerare l'effettivo numero di onde tracimate  $N_{ow}$  si può fare riferimento alla seguente relazione:

$$\frac{q_{in} \cdot N_w \cdot T_m}{N_{ow}} = \frac{\sum V_i}{N_{ow}} \quad (4.19)$$

In base a tali considerazioni, il periodo  $T$  è pari a:

$$T = \frac{N_w \cdot T_m}{N_{ow}} \quad (4.20)$$

Nell'ambito dei test AAU14, la misura si è focalizzata sulla  $Q_{turbine}$ . Il valore istantaneo di  $Q_{turbine}$  non può essere impiegato per le analisi *wave by wave* in quanto nel processo di tracimazione interviene l'effetto di laminazione della vasca. Inoltre, nel caso in cui la vasca opera in condizioni di saturazione non è più valida l'assunzione di indipendenza degli eventi. Pertanto è nata la necessita di effettuare le prove UC15 in cui sono state considerate delle configurazioni sprovviste della vasca di accumulo.

#### 4.4.2 Stima del numero di onde tracimate

Per l'analisi stocastica dei volumi tracimati *wave by wave* è necessario conoscere l'effettivo numero delle onde che riescono a tracimare  $N_{ow}$ . Infatti, nota tale grandezza e il numero di onde  $N_w$  che caratterizza lo stato di mare simulato, è possibile stimare la probabilità di tracimazione  $P_{ow}$  mediante la seguente relazione:

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} \quad (4.21)$$

La stima di  $N_{ow}$  è stata effettuata mediante l'analisi del segnale di sonde resistive posizionate in corrispondenza della sommità della rampa. La Figura 4.4 mostra il segnale registrato ( $S_s$ ) dalla sonda posizionata nella configurazione detta *no-wall*. In particolare, si osserva che ad ogni onda che tracima la rampa corrisponde un picco nel segnale. Pertanto, il conteggio di tali picchi consente di stimare il numero

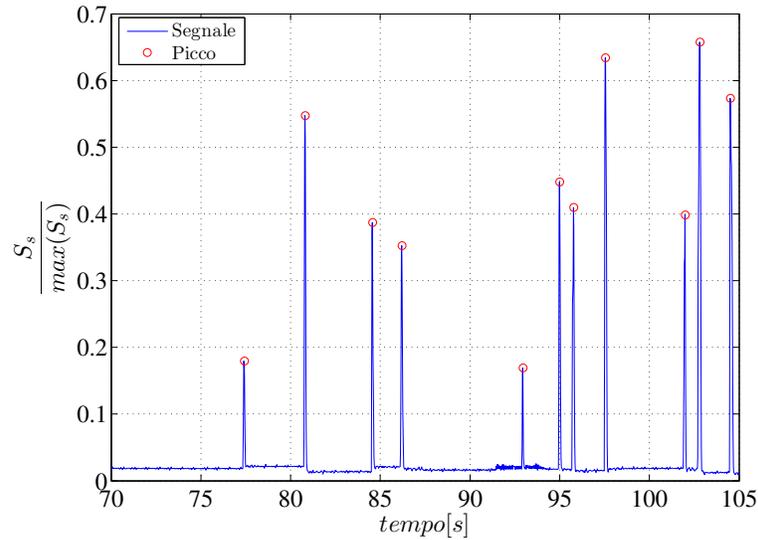


Figura 4.4: Esempio di segnale registrato dalla sonda: i cerchi in rosso indicano i picchi del segnale a cui corrisponde un'onda che tracima.

di onde che riesce effettivamente a tracimare.

## Capitolo 5

# Riflessione della struttura

### 5.1 Generalità

L'impatto dell'onda con le opere di difesa portuale o costiere determina l'insorgere di vari fenomeni tra cui quello della riflessione. Durante tale fenomeno una quota di energia incidente è riflessa verso largo e può determinare varie problematiche che si possono ripercuotere sulla sicurezza della navigazione e sulla stabilità dell'opera stessa.

Nelle varie campagne sperimentali effettuate sul dispositivo DIMEMO, sono state condotte delle analisi che hanno consentito di effettuare delle stime della riflessione per varie condizioni di moto ondoso e diverse caratteristiche geometriche del dispositivo. In particolare, nelle prove di Aalborg del 2014 sono state analizzate delle strutture simili a quelle analizzate da Vicinanza et al. (2014) con alcune variazioni nella geometria della vasca di accumulo. Durante le prove effettuate presso l'Università degli Studi di Catania del 2015 è stata considerata una struttura differente, ossia una struttura che riproduce, in scala, una diga a gettata aderente ad una struttura a cassoni. In questi termini la struttura si può ritenere composta sia verticalmente, per la presenza della vasca di accumulo, sia orizzontalmente, per la presenza della struttura a cassoni.

I valori del coefficiente di riflessione stimati nelle due campagne sperimentali sono stati confrontati con i metodi di previsione presenti in letteratura. Il confronto ha mostrato un buon adattamento del metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008),

anche se tale metodo richiede la conoscenza preventiva del parametro  $\gamma_f$  che misura la scabrezza della struttura. Le analisi delle varie configurazioni indagate nelle indagini sperimentali AAU12, AAU14 e UC15 hanno consentito di valutare i valori di  $\gamma_f$  che caratterizzano le strutture. In particolare, per le configurazioni analizzate nei test AAU14 è stato possibile definire una relazione che lega il parametro  $\gamma_f$  sia alle caratteristiche geometriche del dispositivo sia alle caratteristiche del moto ondoso.

Il presente capitolo è suddiviso in due parti: nella prima parte si mostra il confronto tra i dati osservati nelle campagne sperimentali e i metodi di previsione presenti in letteratura; nella seconda parte si riporta l'analisi adimensionale condotta sulla riflessione che ha consentito di definire il metodo di previsione.

## 5.2 Stato dell'arte

Il coefficiente di riflessione relativo ad opere di difesa portuale è ampiamente studiato da circa 60 anni. Una delle prime ricerche è stata condotta da Miche (1951), che analizza la riflessione di strutture portuali simulando onde regolari. L'analisi dei risultati ha permesso di individuare una relazione del coefficiente di riflessione  $K_r$  come funzione delle caratteristiche dell'onda incidente e della pendenza della spiaggia. In particolare, Miche introdusse un nuovo parametro  $M$ :

$$M = \frac{4g}{(2\pi)^{2.5}} \cdot \frac{\tan^2 .5\alpha}{H_i \cdot f^2} \quad (5.1)$$

dove  $\alpha$  indica la pendenza della struttura,  $H_i$  è l'altezza d'onda incidente e  $f$  è la frequenza dell'onda (cioè l'inverso del periodo dell'onda  $1/T$ ). Nel caso in cui  $M$  sia inferiore ad 1, il coefficiente di riflessione risulta proporzionale ad  $M$ , mentre per  $M$  superiore ad 1 il coefficiente di riflessione assume un valore pari ad 1. Successivi studi (Ursell et al., 1960; Seelig e Ahrens, 1981) dimostrarono che la formula di Miche (1951) tendeva a sovrastimare i valori di  $K_r$  sia nel caso di onde regolari che nel caso di onde irregolari (fu stimato un fattore di sicurezza pari a 2). Battjes (1974), sulla base del parametro di Miche, introdusse nell'analisi della riflessione un nuovo parametro detto *surf similarity number*, o anche detto numero di Iribarren (in onore dell'ingegnere spagnolo Ramón Iribarren Cavanillas che la prima volta lo introdusse per lo studio delle onde frangenti), definito dalla seguente relazione:

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}} \quad (5.2)$$

dove  $L$  è la lunghezza d'onda stimata dalla teoria lineare come  $\frac{gT^2}{2\cdot\pi}$ . In particolare, Battjes (1974) individuò la seguente relazione:

$$K_r = 0.1 \cdot \xi^2 \quad (5.3)$$

Ursell et al. (1960) confrontò la relazione di Miche (1951) e quella di Battjes (1974) con i dati sperimentali ottenuti dalla simulazione di paramenti impermeabili in

assenza di tracimazione a tergo della struttura. Tale confronto consentì di osservare che, per valori di  $\xi$  inferiori a 2.3, la formula di Miche sovrastimava i dati osservati, mentre il metodo di Battjes (1974) si adattava bene ai valori osservati. Nel caso di  $\xi$  maggiore di 3 (onde non frangenti), gli autori osservarono che entrambi i metodi sovrastimavano i valori osservati. Pertanto, sulla base dei dati sperimentali, Seelig e Ahrens (1981) definirono una nuova relazione per la stima di  $K_r$ :

$$K_r = \frac{\alpha \cdot \xi^2}{\beta + \xi^2} \quad (5.4)$$

dove i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  variano in funzione della tipologia della struttura. In particolare, gli autori indicano i seguenti valori:  $\alpha$  pari ad 1 e  $\beta$  pari a 5.5 per paramenti impermeabili;  $\alpha$  pari a 0.6 e  $\beta$  pari a 6.6 per strutture porose.

La formulazione di  $K_r$  introdotta con Seelig e Ahrens (1981) è stata opportunamente estesa da Allsop e Hettiarachchi (1988) anche al caso di dighe realizzate in massi artificiali (tetrapodi, sheld e diode) . Un'ulteriore estensione della formula di Seelig e Ahrens (1981) è data da Zanuttigh e van der Meer (2006). In particolare, la relazione è stata estesa sulla base della serie di dati raccolti nell'ambito dei progetti di ricerca DELOS (*Design of Low Crested Coastal Defence Structures*) e CLASH (*Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping*) (De Rouck et al., 2005), anche se Zanuttigh e van der Meer (2006) osservarono che tale estensione non consentiva una adeguata rappresentazione dei dati osservati. Per tale motivo Zanuttigh e van der Meer (2008) definirono una nuova relazione per la stima di  $K_r$  per varie tipologie di dighe a gettata. In particolare, gli autori definirono le seguente relazione:

$$K_r = \tanh(a \cdot \xi_{m-1,0}^b) \quad (5.5)$$

dove  $\xi_{m-1,0}$  è il parametro di Iribarren definito in funzione del periodo energetico  $T_{m-1,0}$ , mentre  $a$  e  $b$  sono parametri i cui valori sono funzione della tipologia della struttura. I valori di  $a$  e  $b$  possono essere stimati dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} a &= 0.167 \cdot [1 - \exp(3.2 \cdot \gamma_f)] \\ b &= 1.49 \cdot (\gamma_f - 0.38)^2 + 0.86 \end{aligned} \quad (5.6)$$

dove  $\gamma_f$ , introdotto da van der Meer et al. (1994), è un parametro che permette di valutare gli effetti della scabrezza della struttura sul fenomeno di tracimazione e di risalita dell'onda (ad esempio,  $\gamma_f = 1$  per paramento impermeabile liscio,  $\gamma_f = 0.47$  per massi artificiali del tipo Antifer). Le formule di previsioni descritte sinora si riferiscono a test che non considerano l'influenza della tracimazione. In generale, i vari autori che si sono occupati dello studio della riflessione in presenza di tracimazione sono partiti dalle relazioni definite in precedenza applicando dei coefficienti correttivi. Zanuttigh e van der Meer (2008) definirono un coefficiente correttivo da applicare all'equazione 5.5:

$$k_r = \begin{cases} K_{r,Eq.5.5} \cdot \left(0.67 + 0.37 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right) & \text{per } \frac{R_c}{H_{m0}} < 0.9 \\ K_{r,Eq.5.5} & \text{per } \frac{R_c}{H_{m0}} > 0.9 \end{cases} \quad (5.7)$$

Zanutigh (2009) applicò la relazione di Seelig e Ahrens (1981) e di Zanutigh e van der Meer (2008) per il dispositivo *Sea-wave Slot-cone Generator* (SSG). Il confronto mostrò un sovrastima di tali formule rispetto ai valori osservati. Per tale motivo gli autori svilupparono una formula da applicare unicamente al dispositivo SSG.

Victor et al. (2011) confrontarono la relazione di Seelig e Ahrens (1981) e di Zanutigh e van der Meer (2008) con i valori osservati per l'OWEC (acronimo di *Overtopping Wave Energy Converter*). In particolare, l'OWEC è costituito da una rampa liscia ( $\gamma_f = 1$ ) che si estende sino al fondo del canale. Il confronto con le formule di previsione evidenziò la sovrastima dei valori osservati. Gli autori proposero quindi la seguente relazione:

$$K_r = c \cdot \tanh(d \cdot \xi_{m-1,0}) \quad (5.8)$$

dove  $c$  e  $d$  sono parametri funzione dell'altezza relativa della rampa  $\frac{Rc}{H_{m0}}$  definiti come:

$$\begin{aligned} c &= 0.103 \cdot \ln\left(\frac{Rc}{H_{m0}}\right) + 0.903 \\ d &= 0.054 \cdot \ln\left(\frac{Rc}{H_{m0}}\right) + 0.313 \end{aligned} \quad (5.9)$$

Victor (2012) ha proposto una nuova formula per l'OWEC che si basa sulla relazione di Seelig e Ahrens (1981) e il coefficiente riduttivo introdotto da Zanutigh e van der Meer (2008). Infatti, gli autori osservarono un migliore adattamento di tale metodo ai valori osservati rispetto al metodo di Zanutigh e van der Meer (2008).

### 5.2.1 Confronto con i metodi di previsione di letteratura

Preliminarmente all'analisi parametrica dei valori osservati del  $K_r$ , sono stati effettuati dei confronti con la formula di Zanutigh e van der Meer (2008), poiché tra quelle disponibili in letteratura è quella in grado di interpretare meglio i dati osservati.

Nella Figura 5.1 e nella Figura 5.2 i risultati forniti dall'applicazione della formula di Zanutigh e van der Meer (2008) vengono confrontati con i dati osservati nei test AAU14 e con quelli osservati nei test UC15.

Nel caso dei test AAU14, i valori di  $K_r$  sono stati determinati ipotizzando tre differenti valori di  $\gamma_f$ : 0.55 per  $h = 0.27$  m; 0.75 per  $h = 0.30$  m; 0.90 per  $h = 0.35$  m. In funzione del livello idrico  $h$  si osservano tre differenti comportamenti: per  $h$  pari a 0.27 m, il metodo empirico dà una buona rappresentazione dei dati osservati con uno scarto quadratico medio pari al 2.0%; per  $h$  pari a 0.30 m e a 0.35 m, i valori stimati sono maggiori di quelli osservati e sono caratterizzati da uno scarto quadratico medio pari rispettivamente al 5% e al 6%. La necessità di impiegare tre differenti valori del parametro  $\gamma_f$  dipende dall'incremento della lunghezza della rampa sommersa  $d_d$ . Infatti, al crescere di  $d_d$  si ha una riduzione della parte scabra con cui l'onda è in contatto e pertanto si ha un incremento di  $K_r$ .

I valori osservati durante i test UC15 presentano una buona corrispondenza con i valori stimati con il metodo di Zanutigh e van der Meer (2008). Per la configurazione *rough* è stato considerato un valore di  $\gamma_f$  pari a 0.8, mentre per

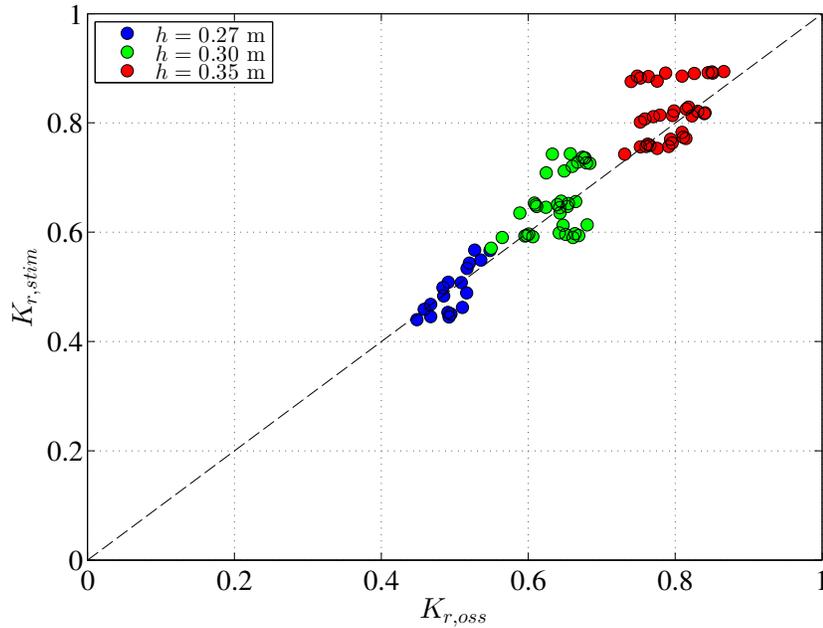


Figura 5.1: Test AAU14: confronto tra i valori del coefficiente di riflessione osservati  $K_{r,oss}$  e quelli stimati  $K_{r,stim}$  mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008).

la configurazione *smooth* è stato considerato un valore pari ad 1. In particolare, è stato stimato uno scarto quadratico medio rispettivamente pari a 2.3% per la configurazione *rough* e pari a 7.6% per la configurazione *smooth*.

### 5.2.2 Confronto con i test di Vicinanza et al. (2014)

La configurazione testata nella campagna sperimentale del 2012 ha consentito di verificare che il dispositivo non determina degli incrementi della riflessione rispetto ad una diga a gettata tradizionale. E' stato infatti osservato che l'incremento dei volumi trascinati all'interno della vasca di accumulo determina dei valori di  $K_r$  inferiori a quelli ottenuti nel caso di una diga tradizionale.

La Figura 5.3 mostra il confronto tra i dati osservati rispettivamente nei test AAU12, AAU14 e UC15. Nel grafico sono presenti tre curve stimate con il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) e ipotizzando tre differenti valori di  $\gamma_f$ .

Dal confronto tra i test AAU12 e AAU14 si può osservare come le configurazioni analizzate in quest'ultima campagna sperimentale sono caratterizzate da valori di  $K_r$  maggiori. Tali differenze sono principalmente determinate dall'estensione della rampa al di sotto del livello idrico.

Per quanto riguarda i test UC15, sono stati osservati valori di  $K_r$  maggiori rispetto alle due campagne sperimentali precedenti. Tale incremento è determi-

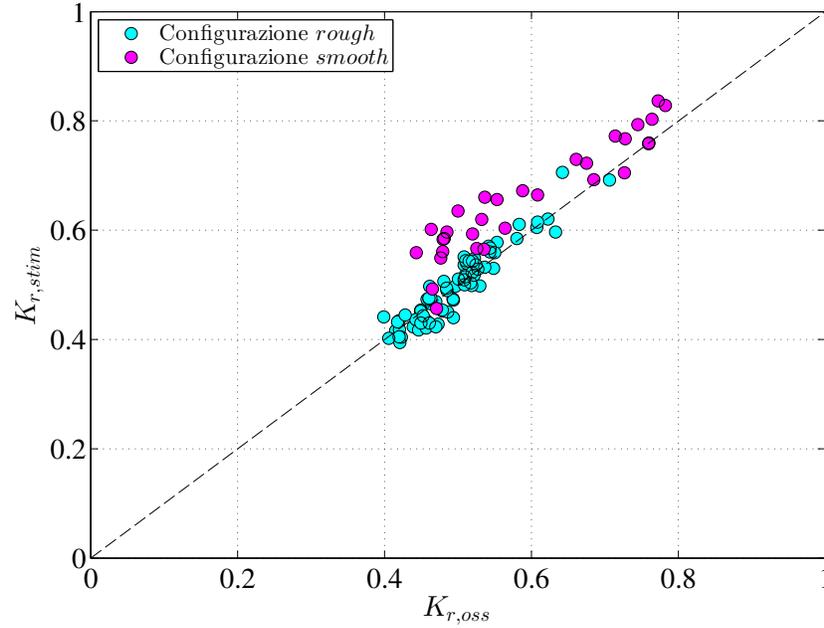


Figura 5.2: Test UC15: confronto tra i valori osservati del coefficiente di riflessione  $K_{r,oss}$  e quelli stimati  $K_{r,stim}$  mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008).

nato dalla presenza del paramento verticale posizionato a tergo della diga. Tale parete determina una forte riduzione dell'energia trasmessa attraverso la diga e conseguentemente un aumento della riflessione.

### 5.3 Analisi dei dati osservati

Sulla base dei risultati rilevabili in letteratura scientifica, il coefficiente di riflessione è principalmente funzione: dell'altezza d'onda significativa  $H_{m0}$ , della lunghezza d'onda  $L_{m-1,0}$  (cioè del periodo dell'onda), della pendenza della struttura  $\alpha$ , della scabrezza della struttura e, nel caso di tracimazione, dell'altezza delle cresta della struttura  $R_r$ :

$$K_r = f(H_{m0}, L_{m-1,0}, \gamma_f, R_r, \alpha) \quad (5.10)$$

Sfruttando il teorema di Buckingham, l'equazione 5.10 può essere espressa in funzione dei seguenti parametri adimensionali:

$$K_r = f\left(\frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{m-1,0}}}, \gamma_f, \frac{R_r}{H_{m0}}\right) \quad (5.11)$$

Un esempio della funzione indicata nell'equazione 5.11 è il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008). Come è stato dimostrato, tale metodo permette una buona

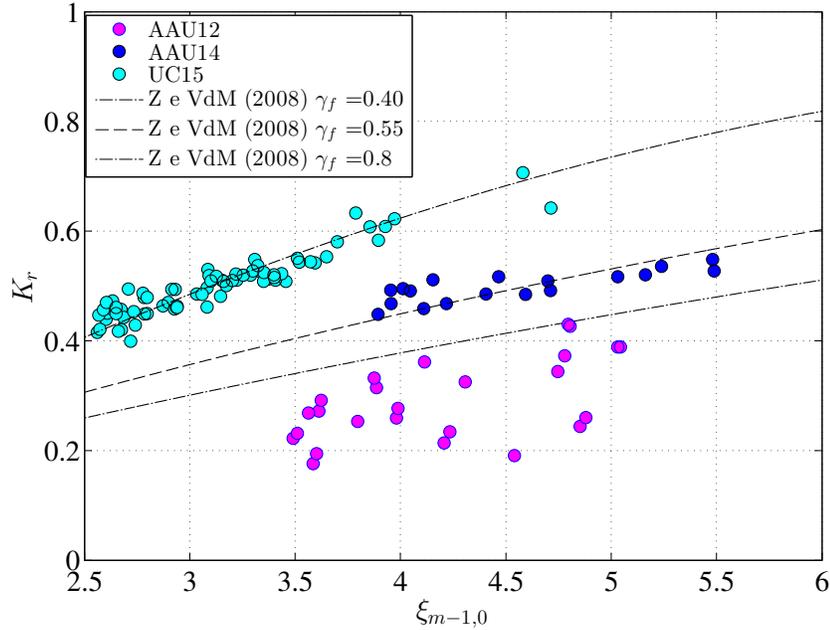


Figura 5.3: Confronto del  $K_r$  stimato nelle indagini sperimentali AAU12, AAU14 e UC15.

stima dei valori di riflessione osservati nelle varie campagne sperimentali, anche se per la sua applicazione si richiede che sia noto necessariamente il valore di  $\gamma_f$ , cioè di un parametro che consente di misurare la scabrezza della struttura. Le analisi dei dati di riflessioni osservati hanno mostrato che per le configurazioni analizzate nei test AAU12 e UC15 è possibile utilizzare un valore costante di  $\gamma_f$  mentre per le configurazioni dei test AAU14 è necessario definire il valore di  $\gamma_f$  in funzione della lunghezza della paramento liscio al di sotto del livello idrico  $d_d$ . Per questo motivo si è ritenuto necessario definire una nuova relazione che consenta di legare il valore di  $\gamma_f$  al grandezza  $d_d$  e alle caratteristiche dell'onda incidente. Nei paragrafi successivi si descrivono le analisi che hanno consentito le definizioni delle di tale relazione.

### 5.3.1 Variazione del profilo della rampa

In Figura 5.4 è riportato il confronto tra il coefficiente di riflessione stimato per la configurazione *flat* ( $K_{r,flat}$ ) e quello stimato per la configurazione *curve* ( $K_{r,curve}$ ). In particolare, la figura mostra i risultati di  $K_r$  per i tre valori dei livelli idrici testati ( $h = 0.27$  m,  $h = 0.30$  m e  $h = 0.35$  m).

L'analisi del grafico mostra che il coefficiente di riflessione per le due configurazioni risulta essere pressoché simile. Osservando i risultati per  $h = 0.30$  m si nota come questi si distribuiscano lungo la bisettrice del primo quadrante. Analogamente

risultato si può osservare per  $h = 0.27$  m. Per  $h = 0.35$  m si notano delle maggiori differenze che tendono a crescere al crescere di  $K_r$ . In particolare, sono state stimate delle differenze medie pari a 3.09% per  $h = 0.27$  m, 1.36% per  $h = 0.30$  m e 7.21% per  $h = 0.35$  m. Tale incremento è verosimilmente determinata dalla differente forma della rampa in prossimità della cresta.

Generalmente, a parità delle caratteristiche del moto ondoso, il coefficiente di riflessione tende ad aumentare al crescere delle pendenza della struttura. In prossimità della cresta della rampa, la configurazione *curve* ha una pendenza inferiore rispetto alla configurazione *flat* e ciò causa un'attenuazione di  $K_r$ .

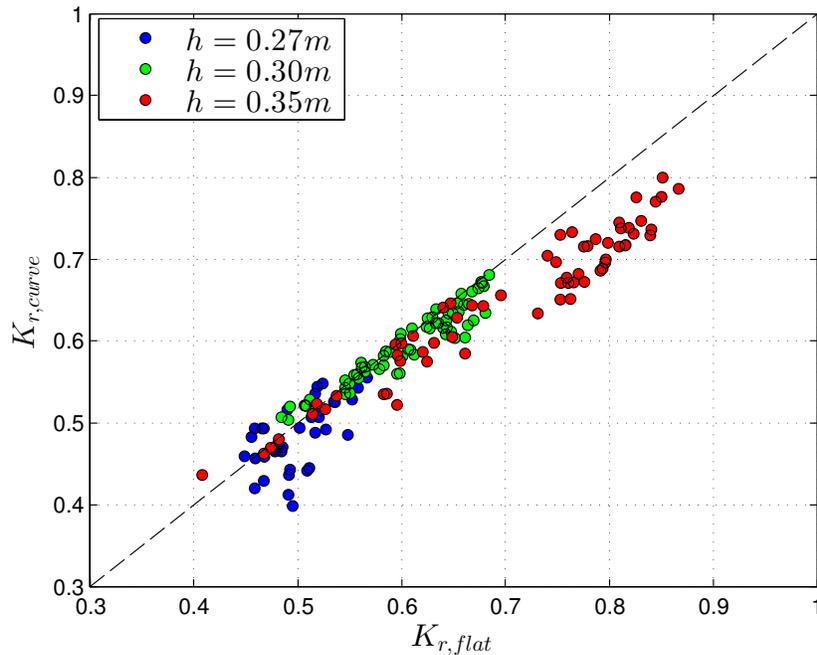


Figura 5.4: Confronto tra il  $K_r$  stimato per la configurazione *flat* e quello stimato per la configurazione *curve*.

Viste le ridotte differenze tra le due configurazioni le analisi di seguito riportate sono state effettuate sulla base dei risultati osservati per la configurazione *flat*.

### 5.3.2 Variazioni del livello idrico medio

La variazione del livello idrico durante le prove ha consentito di comprendere che il fenomeno della riflessione viene influenzato sia dalla rampa sommersa sia da quella emersa. In particolare, la riduzione della parte di rampa sommersa determina l'incremento della parte scabra del paramento inclinato causando una riduzione del coefficiente di riflessione. Tale aspetto è evidente se si analizza la Figura 5.1 dalla

quale emerge che al crescere della quota della rampa al di sotto del livello idrico si ha un incremento di  $K_r$ .

Recenti studi hanno, infatti, individuato che la riflessione è principalmente condizionata dalla parte della struttura che si trova al di sotto del livello medio del mare. In particolare, Lykke Andersen (2006) studiando strutture caratterizzate da pendenza composita, evidenziò la correlazione tra il fenomeno della riflessione e le caratteristiche della diga al di sotto del livello medio del mare.

La Figura 5.5 mostra l'andamento del coefficiente di riflessione al variare  $\xi_{m-1,0}$  per varie classi di  $R_r^*$  osservato per  $h = 0.35$  m. Come si può osservare dalla Figura

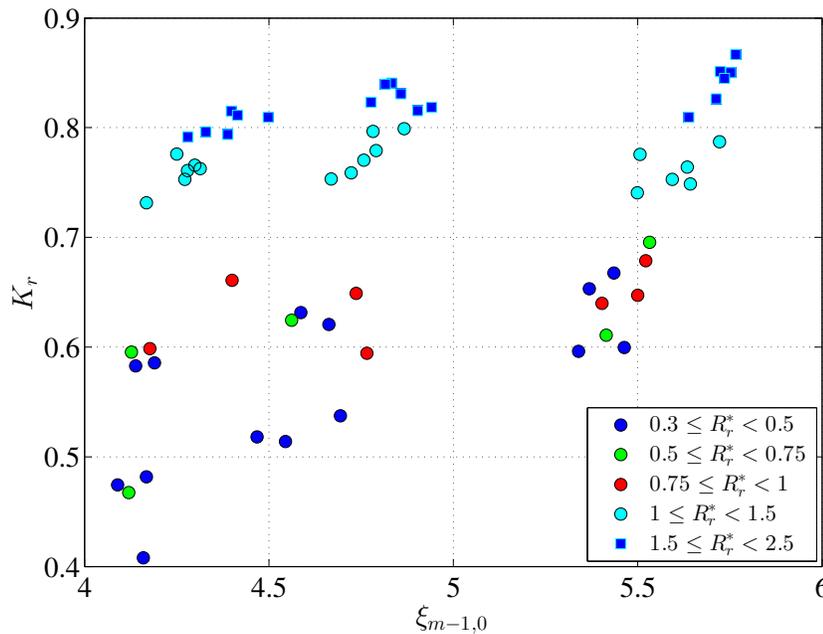


Figura 5.5: Andamento del coefficiente di riflessione al variare  $\xi_{m-1,0}$  per varie classi di  $R_r^*$  osservato per  $h = 0.35$  m.

5.5, al crescere del parametro  $R_r^*$  il coefficiente di riflessione tende a crescere. Tale comportamento è imputabile all'influenza del processo di tracimazione sulla riflessione della struttura. Come è stato osservato da vari autori (Zanuttigh e van der Meer, 2008; Victor et al., 2011; Vicinanza et al., 2014), nel caso di tracimazione il coefficiente di riflessione tende a ridursi. In particolare, Vicinanza et al. (2014) ha osservato che per l'OBREC la configurazione che determina maggiori volumi tracimati è caratterizzata anche da minori valori di  $K_r$ . A tale proposito, la Figura 5.6 mostra l'andamento di  $K_r$  rispetto alla portata adimensionale relativa alla configurazione *flat* e ad una profondità pari a 0.30 m. In accordo con quanto detto in precedenza, l'analisi del grafico mostra che ad un incremento della porta-

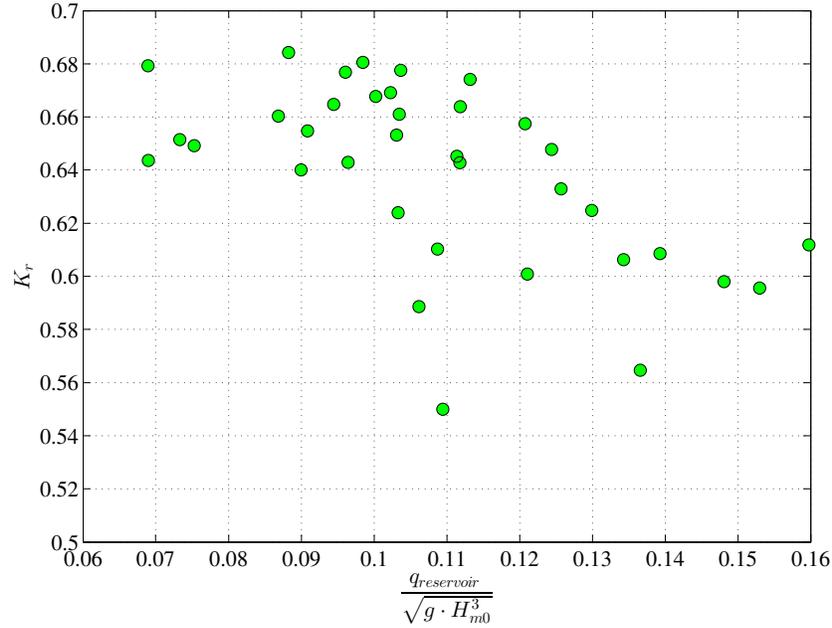


Figura 5.6: Andamento di  $K_r$  rispetto alla portata adimensionale relativa alla configurazione *flat* e ad una profondità pari a 0.30 m.

ta adimensionale corrisponde una riduzione del coefficiente di riflessione. Analogο comportamento è stato osservato anche per le profondità 0.27 m e 0.35 m.

### 5.3.3 Variazione della pendenza dell'onda

La Figura 5.7 la variazione del coefficiente di riflessione in funzione della pendenza dell'onda  $s_{m-1,0}$ . In dettaglio si può rilevare che, per onde ricadenti all'interno della stessa classe di  $R_r^*$ , al decrescere di  $s_{m-1,0}$  la riflessione tende ad aumentare. Come osservato nell'ambito di varie prove sperimentali presenti in letteratura, la dipendenza di  $K_r$  rispetto a  $s_{m-1,0}$  è rilevante per valori di  $\xi_{m-1,0}$  inferiori a 8, superata tale soglia la dipendenza di  $K_r$  rispetto a  $\xi_{m-1,0}$  tende ad attenuarsi.

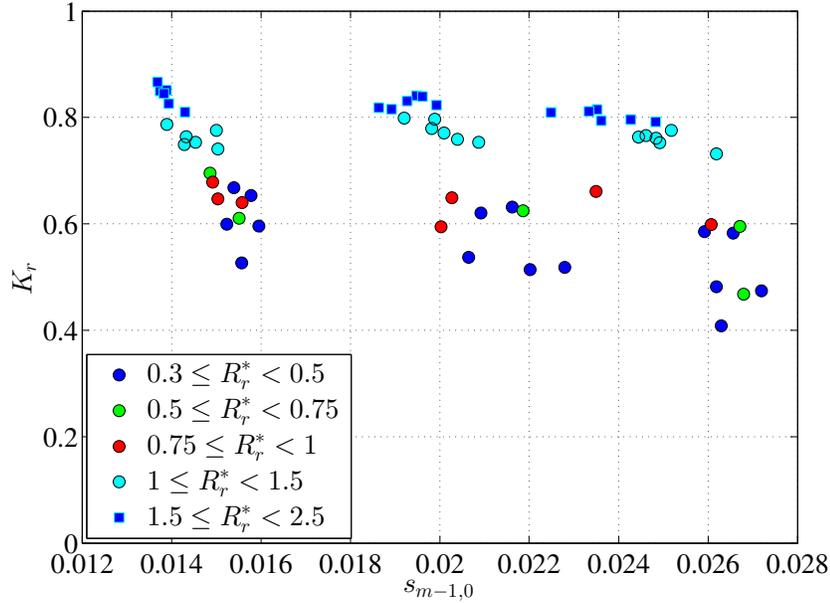


Figura 5.7: Andamento del coefficiente di riflessione al variare  $s_{m-1,0}$  per varie classi di  $R_r^*$  osservato per  $h = 0.35$  m

## 5.4 Metodo di previsione

Le analisi descritte in precedenza hanno consentito di fare le seguenti osservazioni.

- L'applicazione del metodo di previsione di Zanuttigh e van der Meer (2008) si adatta bene ai valori di  $K_r$  osservati nelle varie campagne sperimentali, sebbene la sua applicazione richiede di conoscere preliminarmente il valore caratteristico della scabrezza delle struttura.
- Nei test AAU12 è stato osservato che la configurazione caratterizzata da maggiori volumi tracimati determinava una riduzione del coefficiente di riflessione, questo aspetto è stato confermato anche dall'analisi delle indagini sperimentali successive.

$$R_r^* \uparrow \Rightarrow K_r \uparrow \quad (5.12)$$

- Il confronto tra le campagne sperimentali AAU12 e AAU14 ha evidenziato come l'incremento della lunghezza della rampa al di sotto del livello idrico determini un incremento del coefficiente di riflessione.
- Le configurazioni analizzate nei test UC15 determinano un incremento del coefficiente di riflessione rispetto alle configurazioni analizzate nelle indagini precedenti. Tale incremento è determinato: per la configurazione *rough* dalla

presenza dal paramento verticale a tergo della struttura; per la configurazione *smooth*, a causa della ridotta scabrezza della struttura.

- Tra la configurazione *flat* e *curve* vi sono delle piccole differenze nei valori di  $K_r$  osservati e nel range di parametri analizzati. Le maggiori differenze si riscontrano per la configurazione con  $h = 0.35$  m, determinate verosimilmente dalla forma della rampa in prossimità della cresta. In particolare, nella configurazione *curve* si hanno delle pendenze inferiori rispetto a quelle della configurazione *flat*. Tali differenze determinano nella configurazione *curve* un incremento della risalita dell'onda causando una riduzione della quota di energia riflessa. Infatti, come è noto ad un incremento della capacità di risalita dell'onda corrisponde una minore riflessione.
- Variando il livello idrico è stato possibile comprendere che la porzione in massi del paramento ha un ruolo fondamentale nel fenomeno della riflessione. In particolare, si è osservato che al crescere della distanza del livello idrico medio rispetto alla parte del paramento in massi si ha un incremento della riflessione.

$$d_d \uparrow \Rightarrow K_r \uparrow \quad (5.13)$$

- Per fissati valori del livello idrico (cioè  $d_d$  costante), al diminuire dell'altezza d'onda si osservano degli incrementi del coefficiente di riflessione. Tale condizione è legata alla sottrazione di energia determinata dalla tracimazione dell'onda.
- L'analisi rispetto al parametro  $s_{m-1,0}$  ha consentito di valutare la dipendenza di  $K_r$  rispetto a tale parametro. In particolare, come già osservato da altri autori, si è visto che un incremento della pendenza dell'onda determina minori valori del coefficiente di riflessione.

$$s_{m-1,0} \uparrow \Rightarrow K_r \downarrow \quad (5.14)$$

Sulla base delle precedenti osservazioni si ritiene che il metodo di previsione più idoneo per la stima della riflessione sia quello di Zanuttigh e van der Meer (2008). Nella applicazione di tale metodo, si possono adottare i valori dei parametri  $a$  e  $b$  corrispondenti a un  $\gamma_f$  riportata nella tabella 5.I.

Tabella 5.I: Coefficienti  $a$  e  $b$  relativi al metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) per la previsione della riflessione per il dispositivo DIMEMO.

Tipo di struttura	$\gamma_f$	$a$	$b$
Conf. 2012	0.4	0.12	0.87
Conf. 2015 <i>smooth</i>	1	0.16	1.43
Conf. 2015 <i>rough</i>	0.8	0.15	1.12

Per le configurazioni analizzate nelle prove AAU14 è stato constatato la necessità di impiegare valori differenti di  $\gamma_f$  al variare di  $d_d$ . In particolare, è stato

possibile definire una relazione che lega i valori con  $\gamma_f$  al parametro adimensionale  $d_d/L_{m-1,0}$ :

$$\gamma_f = \tanh \left( s_1 \left( \frac{d_d}{L_{m-1,0}} \right)^{s_2} \right) \quad (5.15)$$

dove  $s_1$  è pari a 3.89 e  $s_2$  è pari a 0.44. Per la definizione di tale equazione, sono stati stimati, per ogni onda simulata, i valori di  $\gamma_f$  che minimizzano la differenza tra i valori osservati nei test AAU14 e quelli stimati con il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008). La Figura 5.8 mostra il confronto tra i valori di  $\gamma_f$  e l'equazione 5.15.

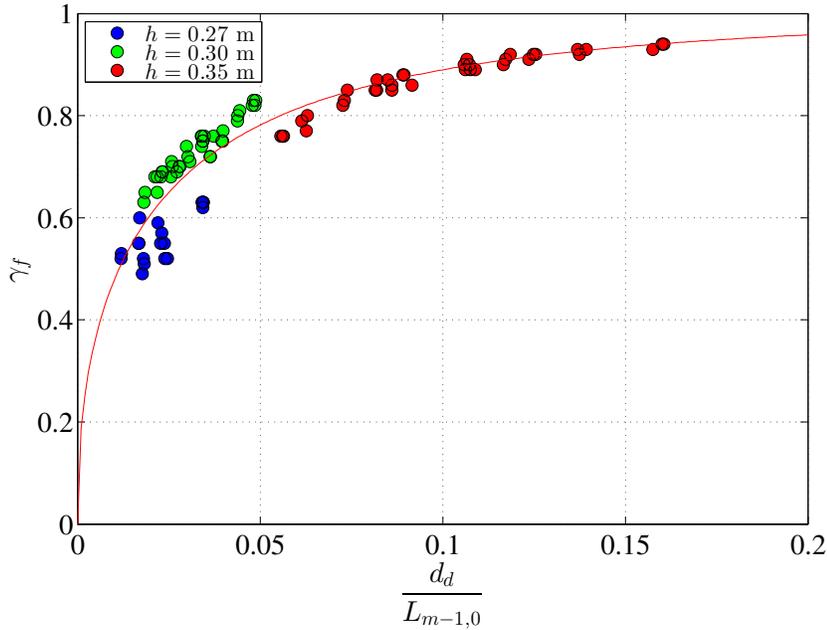


Figura 5.8: Confronto tra i valori di  $\gamma_f$  stimati per ogni onda simulata e l'equazione 5.15.

La Figura 5.9 mostra il confronto tra i valori della riflessione osservati e quelli stimati mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) adottando l'equazione 5.15 per la stima di  $\gamma_f$ . Come si può notare dal confronto tra la Figura 5.9 e la Figura, l'impiego di un  $\gamma_f$  adattato per ogni singola onda comporta una maggiore corrispondenza tra i valori osservati e i valori stimati. Inoltre, viste le ridotte differenze tra la configurazione *flat* e la configurazione *curve*, l'equazione 5.15 può essere adottata anche per quest'ultima configurazione.

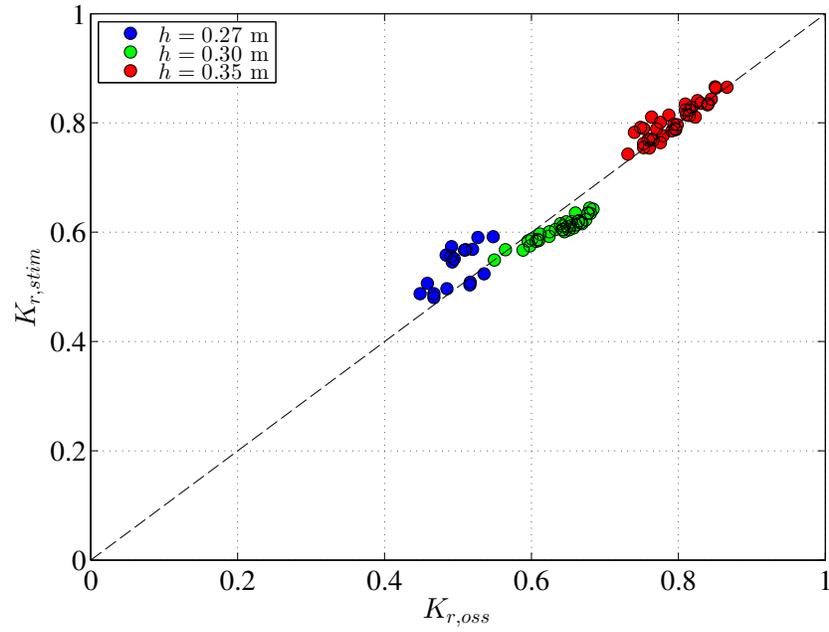


Figura 5.9: Confronto tra i valori di riflessione osservati nei test AAU14 e quelli stimati mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) adottando l'equazione 5.15 per la stima di  $\gamma_f$ .

## Capitolo 6

# Tracimazione a tergo della struttura

### 6.1 Generalità

Nella progettazione di un'opera di difesa portuale o costiera, la stima dei volumi tracimati a tergo dell'opera stessa riveste un ruolo primario al fine di assicurare l'operatività e la sicurezza degli specchi acquei protetti dalla stessa opera. Gli accorgimenti per la riduzione dei volumi tracimati (come, ad esempio, l'innalzamento della quota di coronamento, realizzazione della berma, ecc...) scaturiscono dal compromesso tra il costo delle possibili soluzioni strutturali e l'impatto ambientale che tali soluzioni possono comportare.

Nella realizzazione del dispositivo DIMEMO si deve garantire lo stesso livello di sicurezza di una struttura tradizionale. E' pertanto necessario sviluppare degli strumenti che siano di ausilio nella fase di progettazione del sistema e che consentano di stimare i volumi tracimati a tergo della struttura. A tale fine, le prove del 2012 hanno permesso di valutare che a causa della presenza della rampa, il dispositivo determina maggiori volumi tracimati a tergo della struttura rispetto ad una opera tradizionale. Tuttavia, è stato anche osservato che con opportuni accorgimenti strutturali, come ad esempio la realizzazione di un parapetto nella parte sommitale del muro di coronamento, è possibile ridurre i volumi tracimati a valori

pressoché simili a quelli di una diga tradizionale. Partendo da tale esperienza nelle prove del 2014 (AAU14) sono state testate nuove configurazioni che hanno consentito di comprendere che ulteriori soluzioni strutturali possono essere adottate per la riduzione dei volumi tracimati (come, ad esempio, l'aumento della larghezza della vasca di accumulo). Inoltre, l'analisi dei dati osservati ha consentito di sviluppare una nuova metodologia per la previsione della portata media tracimata. La formula proposta è stata, ulteriormente, validata con i dati osservati nelle prove condotte nel 2015 (UC15).

## 6.2 Stato dell'arte

La valutazione dei volumi tracimati a tergo di una struttura può essere effettuata mediante l'impiego di modelli numerici fisicamente basati o di metodi empirici.

Esistono diverse tipologie di modelli numerici che si distinguono in base al metodo di risoluzione impiegato. Alcuni esempi di modelli numerici fisicamente basati sono: AMAZON (Reis et al., 2008), che risolve l'equazione non lineare in acque basse; COBRAS-UC (Losada et al., 2008), un modello euleroiano che impiega il metodo VOF (*Volume of Fluid*) per la simulazione dell'interazione acqua-aria; SPPhysics (Crespo et al., 2008), un modello lagrangiano basato su *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH). Tali modelli permettono di simulare varie condizioni al contorno, sebbene in fase di implementazione richiedano un'elevata conoscenza ed esperienza del fenomeno che si vuole riprodurre oltre ad elevati tempi computazionali.

I modelli di tipo empirici sono sviluppati a seguito di campagne sperimentali condotte su modelli fisici. In genere, si analizza il fenomeno fisico al fine di comprendere quali sono le grandezze geometriche e idrauliche che lo influenzano. Tale analisi consente la definizione di una formula di regressione che lega la variabile studiata alle caratteristiche geometriche e idrauliche del modello analizzato. Il vantaggio è quello di essere di facile implementazione ma l'applicazione è possibile solo in un range limitato di casi che dipende dalle prove effettuate sul modello fisico.

Un'ulteriore metodologia di stima delle portate che non può essere classificata né come modello numerico fisicamente basato né come metodo empirico, è stata sviluppata sulla base delle reti neurali. In particolare, i principali modelli di previsione basati tali reti sono stati sviluppati nell'ambito del progetto internazionale CLASH (*Crest Level Assessment of Coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping*) (Rouck et al., 2009). CLASH è un progetto europeo con la finalità di analizzare i volumi tracimati a tergo di strutture di difesa portuale. In particolare, gli obiettivi di tale progetto erano due (van der Meer et al., 2009): i) individuare gli effetti di scala presenti nei modelli fisici; ii) produrre dei metodi di previsione per la stima dei volumi tracimati. Durante tale progetto sono stati raccolti i risultati di più di 10000 test. In particolare, sono stati sviluppate due tipologie di reti neurali: una a singola fase (Verhaeghe et al., 2008) e una a doppia fase (van Gent et al., 2007). Quest'ultimo si compone di due reti neurali: una di tipo qualitativa e una di tipo quantitativa. La prima consente di valutare se volumi tracimati sono significativi,

mentre la seconda consente di stimare l'effettivo valore della portata media tracimata. Il limite più rilevante reti neurali a singola fase è quella che il modello fornisce valori di portata tracimata anche in condizioni di non avviene (EurOtop Manual, 2007). Entrambi i metodi richiedono come input 15 variabili, di cui 3 caratteristiche del moto ondoso (altezza d'onda significativa, periodo e direzione di attacco dell'onda) e le restanti della geometria della struttura (inclinazione del paramento, larghezza della berma, inclinazione della berma, altezza del muro di coronamento, scabrezza, ecc...).

Per l'analisi dei volumi tracimati della struttura in studio, si è fatto riferimento solo ai modelli empirici in quanto la geometria del DIMEMO risulta essere diversa da quelle impiegate per l'allenamento della rete e, pertanto, i risultati sono profondamente diversi dai valori misurati.

### 6.2.1 Modelli di previsione empirici

Gli studi sul fenomeno della tracimazione a tergo delle opere portuali hanno avuto inizio già nel 1980. Una delle prime metodologie sviluppate è stata quella di Owen (1980) nel caso di dighe impermeabili, scabre e in presenza o assenza di berma. In particolare, il metodo di previsione si basava sulla seguente relazione:

$$q^* = a \cdot \exp(-b \cdot R^*) \quad (6.1)$$

dove  $q^*$  è la portata media adimensionalizzata espressa mediante la relazione:

$$q^* = \frac{q}{g \cdot H_{m0} \cdot T_m} \quad (6.2)$$

$a$  e  $b$  sono dei coefficienti i cui valori dipendono dalla pendenza del paramento lato mare della diga, dalla scabrezza del materiale impiegato per la realizzazione della diga e dalle caratteristiche geometriche della berma, e il parametro  $R^*$  è definito come:

$$R^* = \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \left(\frac{s_m}{2\pi}\right)^{0.5} \cdot \frac{1}{\gamma_r} \quad (6.3)$$

dove  $s_m$  è la pendenza dell'onda e  $\gamma_r$  è il parametro che tiene conto della scabrezza dei massi impiegati.

Successivamente la formula di Owen (1980) fu modificata da Bradbury e Allsop (1988). considerando delle dighe in massi a nucleo impermeabile con la presenza di un muro di coronamento. Nella metodologia di Bradbury e Allsop (1988) la portata media adimensionalizzata è definita secondo l'equazione 6.1 e il parametro  $R^*$  è definito in maniera analoga a Owen (1980) a meno del termine  $\gamma_r$ :

$$R^* = \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \left(\frac{s_m}{2\pi}\right)^{0.5} \quad (6.4)$$

Nella metodologia di Bradbury e Allsop (1988) i parametri  $a$  e  $b$  dipendono dalle caratteristiche geometriche della berma realizzata davanti al muro di coronamento e dalla quota di sommità della struttura.

Aminti e Franco (1988) estesero la metodologia di Bradbury e Allsop (1988) ad altre tipologie di massi. In particolare, i test furono condotti per massi naturali e massi artificiali (forma cubica e tetrapodi).

Pedersen e Burcharth (1992) analizzarono una particolare tipologia di diga a gettata caratterizzata dalla presenza del muro di coronamento e di una berma in massi naturali a protezione del muro stesso. Furono analizzate varie configurazioni variando: le pendenze della mantellata (1:1.5, 1:2.5 e 1:3.5); la larghezza della berma  $B_{berma}$  (da 0.18 m a 0.36 m); l'altezza della cresta della berma rispetto il livello idrico  $A_c$  (da 0.11 m a 0.19 m); l'altezza della cresta del muro di coronamento rispetto al livello idrico  $R_c$  (da 0.11 m a 0.37 m); la distanza tra la cresta della berma e la cresta del muro di coronamento (da 0 a 0.18 m). Gli autori osservarono una dipendenza lineare tra la portata tracimata e il periodo dell'onda definendo la seguente relazione:

$$\frac{q \cdot T_{0m}}{L_{0m}^2} = 3.2 \cdot 10^{-5} \left( \frac{H_{m0}}{R_c} \right)^3 \cdot \frac{H_{m0}^2}{A_c \cdot B \cdot \cot \alpha} \quad (6.5)$$

Il vantaggio di tale relazione rispetto a quelle sinora viste, è l'assenza di parametri riduttivi da applicare.

Franco e Franco (1999) utilizzarono l'equazione di van der Meer e Janssen (1994) estendendola al caso di dighe a parete verticale. In particolare, gli autori analizzarono una serie di dati stimati sia su modelli bidimensionali che tridimensionali, definendo la seguente relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.082 \cdot \exp \left( -3.0 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_b \gamma_s} \right) \quad (6.6)$$

dove  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  sono i termini che tengono conto rispettivamente degli effetti determinati dalla presenza di aperture nel muro della diga e dalla scabrezza.

Per quanto riguarda i metodi di previsione per le dighe composite orizzontalmente, cioè con la diga a gettata adiacente ad una struttura a cassoni, lo studio di Franco et al. (1994) ha permesso di definire la seguente relazione empirica:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp \left( 4.26 \frac{R_c}{H_{m0}} \right) \quad (6.7)$$

## 6.2.2 Confronto con le formule di letteratura

I dati rilevati durante le prove sperimentali sono stati confrontati con i metodi di previsione di Pedersen e Burcharth (1992) e di Franco et al. (1994). Il primo metodo è stato scelto poiché tiene conto di tutti i parametri che, come si vedrà nei paragrafi successivi, influenzano la portata tracimata a tergo della struttura; il secondo è stato selezionato perché ricavato per una struttura riconducibile a quella analizzata nei test UC15.

La Figura 6.1 mostra il confronto tra la portata media adimensionale stimata nelle prove AAU14 e il metodo di Pedersen e Burcharth (1992). In particolare, si è ipotizzato che la vasca di accumulo rappresenti una berma, considerando quindi

$B$  pari a  $B_r$  (larghezza della vasca) e  $A_c$  pari a  $R_r$  (altezza della rampa rispetto al livello medio).

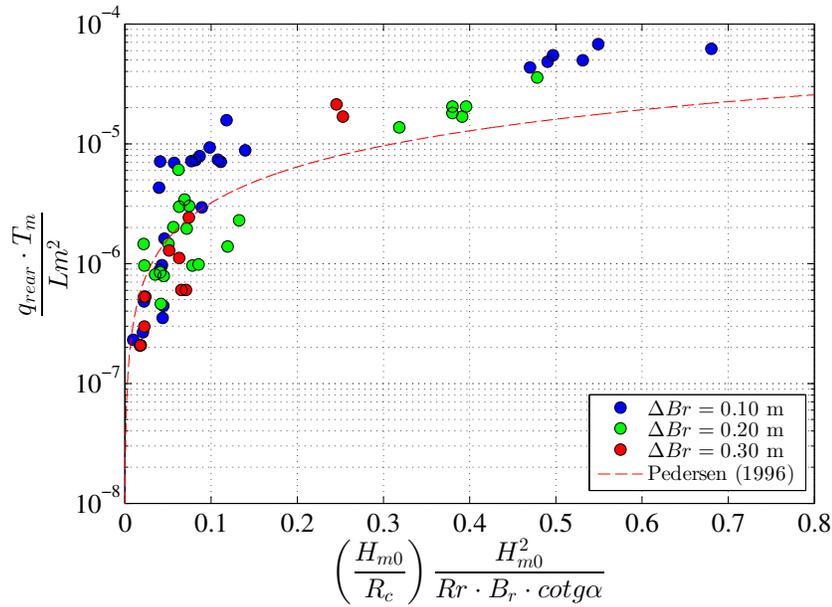


Figura 6.1: AAU14: confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e il metodo di Pedersen e Burcharth (1992).

Come si osserva dalla Figura 6.1, al crescere del parametro in ascissa si ha un incremento della portata. Tale andamento è evidente anche nel caso dei dati osservati nelle indagini sperimentali pur notando una sovrastima dei valori di portata di maggiore intensità. Tale comportamento è dovuto sia alla maggiore dissipazione di una berma in massi rispetto a quella che può determinare la vasca di accumulo sia alla presenza della rampa che tende ad agevolare la tracimazione a tergo della struttura.

La Figura 6.2 mostra il confronto tra i dati osservati nella campagna sperimentale UC15 e il metodo di Franco et al. (1994). In particolare, sono state distinte le due configurazioni studiate.

L'analisi della Figura 6.2 mostra che il metodo di previsione tende a sovrastimare i valori di portata corrispondenti a valori di  $R_c^*$  maggiori di 2, mentre tende a sottostimare quelli corrispondenti a valori di  $R_c^*$  minori di 2. In particolare, per valori  $R_c^* > 2$  il metodo sottostima le portate tracimate della configurazione *smooth* e sovrastima quelle della configurazione *rough*. Tale comportamento è verosimilmente dovuto nel caso di paramento completamente liscio ad una bassa dissipazione di energia rispetto a quella dissipata nel caso di una diga realizzata in massi. Al diminuire di  $R_c^*$  l'effetto di dissipazione della vasca di accumulo e del muro paraonde tendono a prevalere e pertanto il metodo tende a sovrastimare i valori osservati.

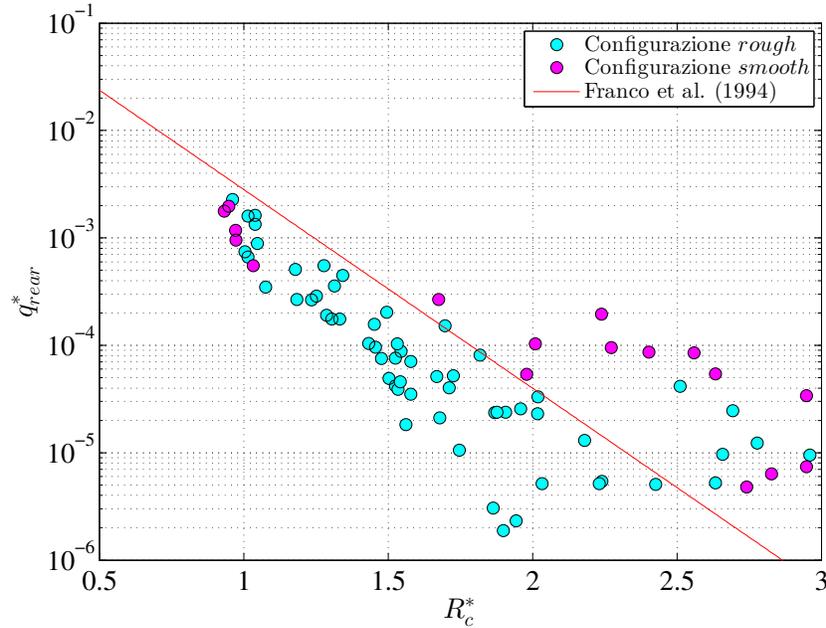


Figura 6.2: UC15: confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e il metodo di Franco et al. (1994).

### 6.2.3 Confronto con i test di Vicinanza et al. (2014)

La Figura 6.3 mostra il confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e il metodo di previsione sviluppato sulla base dei valori di portata osservati nei test AAU12:

$$\frac{q_{rear}}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 6.47 \cdot \exp \left[ -112 \cdot \left( \frac{Rc}{H_{m0}} \cdot \frac{\Delta R_c}{L_{m-1,0}} \right) \right] \quad (6.8)$$

Dall'analisi della Figura 6.3 si evince che l'equazione 6.8 stima abbastanza bene i valori osservati per la configurazione *extra-large* ( $\Delta B_r = 0.30$  m). Si può inoltre notare come, invece, sottostimi i valori osservati per le configurazioni *small* ( $\Delta B_r = 0.10$  m) e *large* ( $\Delta B_r = 0.20$  m). In effetti, l'equazione 6.8 è stata sviluppata non considerando gli effetti della larghezza della vasca di accumulo e questo potrebbe essere un motivo di tali differenze. Inoltre, si evidenziano altre differenze:

- (i) la scabrezza della diga, nei test AAU12 sono stati condotti studi su un modello caratterizzato da una lunghezza della rampa inferiore rispetto ai test AAU14, ciò può comportare una maggiore dissipazione di energia durante la risalita dell'onda sulla parte in massi della diga;
- (ii) la lunghezza della rampa, le configurazioni analizzate nei test AAU12 erano caratterizzate da una lunghezza della rampa inferiore rispetto a quelle testate

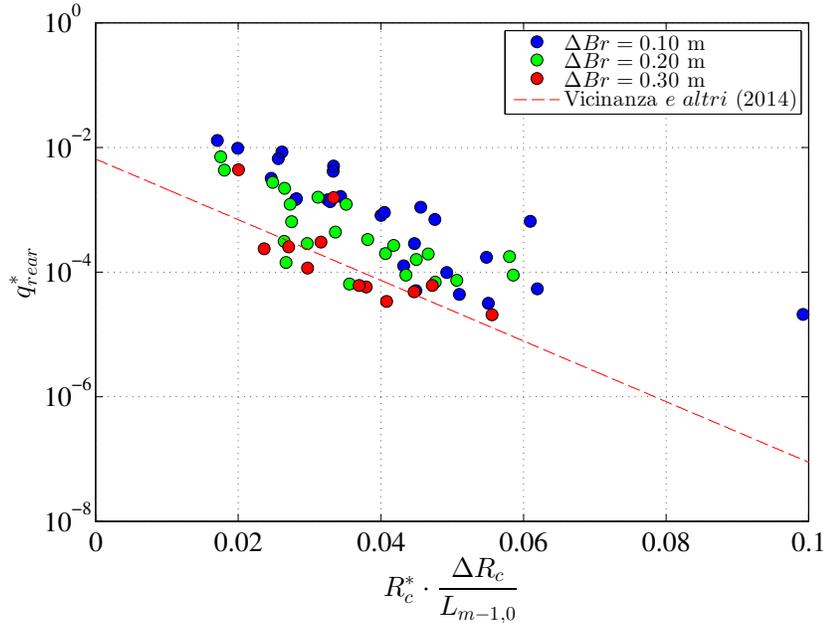


Figura 6.3: Confronto tra la portata trascinata a tergo della struttura e i valori di portata osservati nei test AAU12.

in AAU14, ciò comporta una maggiore dissipazione di energia determinata dalla parte in massi della diga;

- (iii) le dimensioni del parapetto, nei test AAU12 è stato testato un parapetto con dimensioni pari a 3.1 cm mentre nelle prove AAU14 le dimensioni del naso sono state ridotte a 2 cm.

La Figura 6.4 mostra il confronto tra il metodo di previsione e i dati relativi ai test UC15. In particolare, si rileva che il metodo di previsione di Vicinanza et al. (2014) sottostima le portate traccinate osservati nei test UC15. Tali differenze sono verosimilmente determinate dall'assenza del parapetto nelle configurazioni UC15 e dalla larghezza della vasca di accumulo.

L'assenza del parapetto può determinare forti incrementi della portata trascinata. Nell'analisi condotta da Vicinanza et al. (2014) sono state osservate delle variazioni di portata dell'ordine dell' 80% tra la configurazione con parapetto e quella senza.

Per quanto riguarda la larghezza della vasca di accumulo, in entrambe le campagne sperimentali sono state impiegate delle dimensioni costanti su tutte le prove; prossima a 0.48 m nei test AAU12, pari a 0.22 m nelle prove UC15.

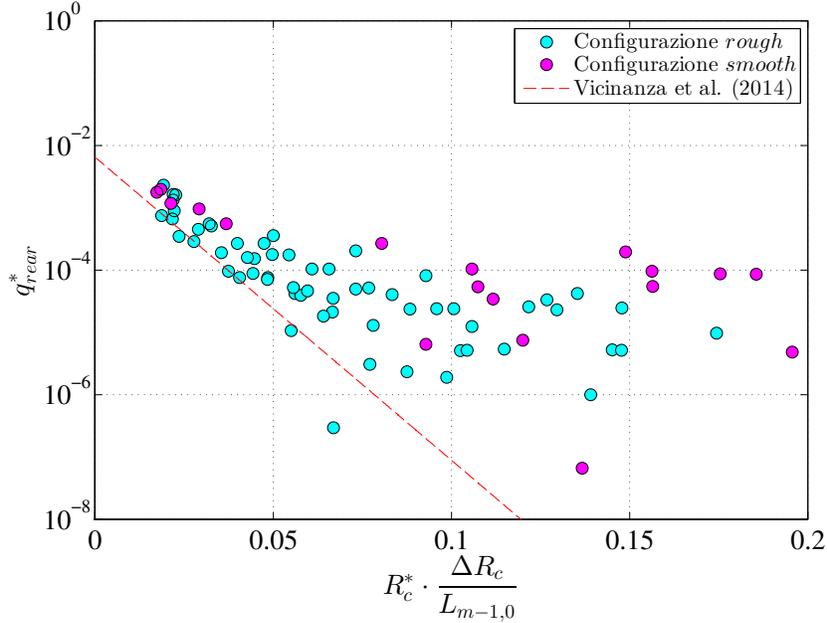


Figura 6.4: Confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e i valori di portata osservati nei test AAU12

### 6.3 Analisi dei dati osservati

Le formule di letteratura analizzate precedentemente hanno mostrato che la portata tracimata è funzione: delle caratteristiche del moto ondoso (altezza d'onda e periodo); delle caratteristiche geometriche del muro di coronamento e di quelle della berma; della tipologia di massi che costituisce lo strato esterno della diga. Si può quindi definire la seguente relazione funzionale:

$$q_{rear} = f(H_{m0}, T_{m-1,0}, R_c, B_b, \gamma) \quad (6.9)$$

Sulla base dell'analisi dei dati osservati nei test AAU14 è stato possibile definire una nuova relazione funzionale adimensionale:

$$q_{rear} = \left( \frac{R_c}{H_{m0}}, \frac{T_{m-1,0}}{L_{m-1,0}^2}, \frac{\Delta B_r}{Br}, \frac{\Delta R_c}{d_w} \right) \quad (6.10)$$

L'equazione 6.10 a differenza dell'equazione 6.8 considera gli effetti della larghezza della vasca di accumulo e della lunghezza della rampa.

#### 6.3.1 Variazione del profilo della rampa

Nei test effettuati è stato osservato che la variazione del profilo della rampa posizionata davanti alla struttura influenza l'entità della portata tracimata a tergo

della stessa. In Figura 6.5 si riporta il confronto dei valori misurati della portata tracimata tra la configurazione *flat* e *curve*. In particolare, il confronto è stato effettuato considerando il valore della portata adimensionale:

$$q_{rear}^* = \frac{q_{rear} \cdot T_{m-1,0}}{L_{m-1,0}^2} \quad (6.11)$$

Dal confronto tra le due configurazioni si evidenzia una riduzione della portata

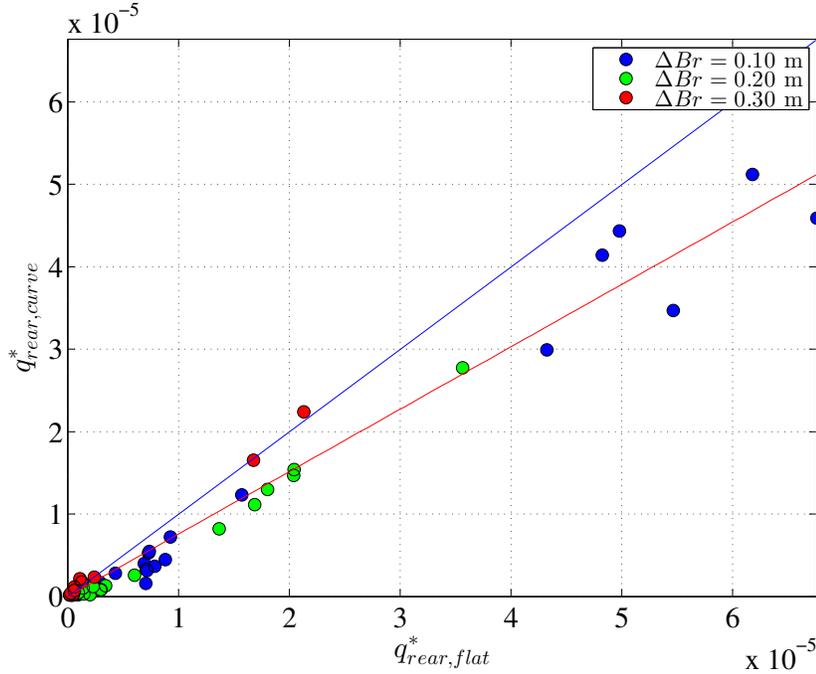


Figura 6.5: Confronto tra la portata misurata per la configurazione *flat* e quella misurata per la configurazione *curve*.

tracimata a tergo della struttura nella configurazione *curve* rispetto a quella misurata nel caso della della configurazione *flat*. Tale riduzione è dovuta principalmente alle caratteristiche geometriche del tratto in prossimità della cresta della rampa. La configurazione *flat*, a causa di una maggiore pendenza della rampa, tende ad agevolare la tracimazione a tergo del muro di coronamento. Le differenze tra le due configurazioni crescono linearmente al crescere della portata tracimata. In particolare, si è osservato che la configurazione *curve* determina una riduzione della portata tracimata di circa il 24% rispetto a quella *flat*.

### 6.3.2 Variazioni del livello idrico

Nelle formule di letteratura analizzate in precedenza si è evidenziato come la portata tracimata non risulta essere influenzata dalle variazioni del livello idrico. In

particolare, è stato osservato che il principale parametro che condiziona tale fenomeno è  $\frac{R_c}{H_{m0}}$ . Questo è vero soprattutto per strutture omogenee. Per una struttura composita come il DIMEMO le variazioni del livello idrico possono causare differenti interazioni tra la struttura e l'onda. Come è stato osservato nell'analisi sulla riflessione e sulla portata tracimata nella vasca di accumulo, un aumento del livello idrico può comportare un incremento della riflessione o della portata tracimata anche se, come si può osservare dalla Figura 6.6, nel caso della portata a tergo della struttura tale dipendenza non è evidente come nel caso della riflessione e della portata tracimata nella vasca di accumulo. La Figura 6.6 mostra l'andamento della portata adimensionale misurata nel caso della configurazione *small* rispetto al parametro  $R_c^*$ ; i valori di portata sono stati classificati in funzione del livello idrico. Come si evince dalla Figura 6.6 la variazione del livello idrico comporta un'influenza trascurabile sulla portata, infatti i valori possono essere involuppati da un'unica curva.

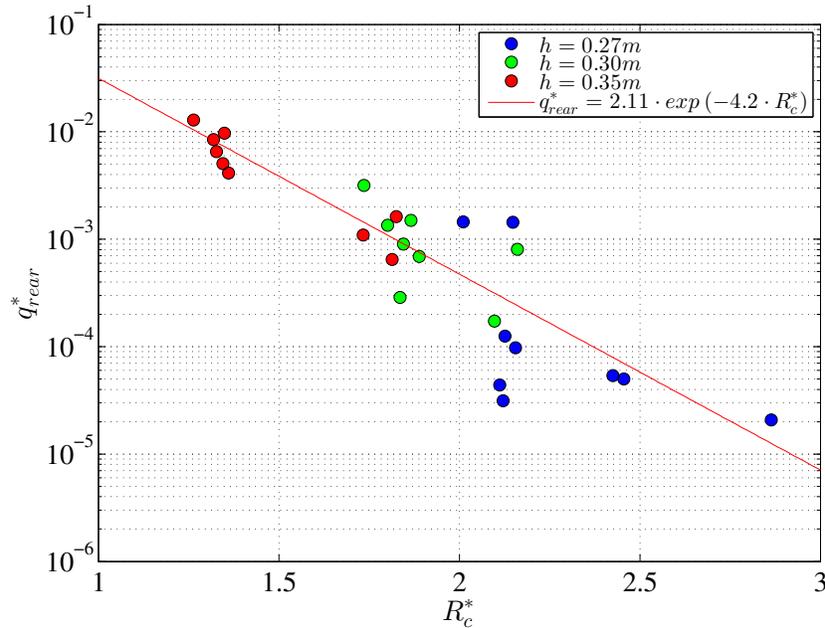


Figura 6.6: Portata tracimata a tergo della struttura adimensionale  $q_{rear}^*$  rispetto il parametro  $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione del livello idrico.

### 6.3.3 Variazioni della larghezza della vasca di accumulo

La Figura 6.7 mostra l'andamento della portata adimensionalizzata rispetto al parametro  $R_c$  i cui i valori sono classificati in funzione della larghezza della vasca di accumulo. In effetti, la vasca di accumulo può essere vista come una berma

realizzata a protezione del muro di coronamento. Come si è visto in altri studi relativi a strutture con berma, la presenza della vasca di accumulo determina una sottrazione di energia del flusso di acqua; ciò si traduce in una riduzione della portata che tracima a tergo della struttura. Inoltre, come è visibile dalla Figura 6.7, la riduzione della portata risulta proporzionale alla larghezza della vasca. Infatti, si può osservare come al crescere di  $B_r$ , si ha una riduzione della portata.

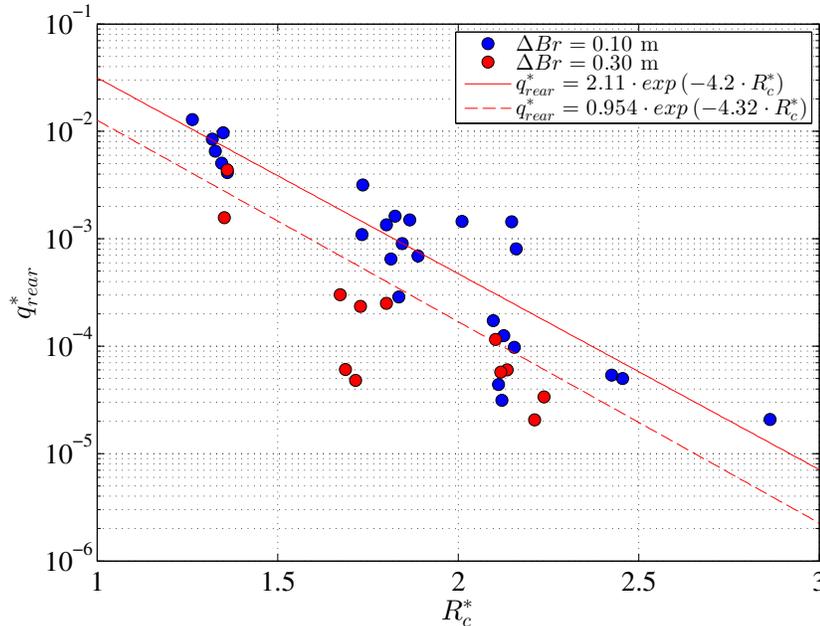


Figura 6.7: Portata tracimata a tergo della struttura adimensionale  $q_{rear}^*$  rispetto al parametro  $R_c^*$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione della larghezza della vasca di accumulo.

### 6.3.4 Variazione della pendenza dell'onda

Le analisi sui test AAU12, oltre a valutare una dipendenza delle caratteristiche geometriche del muro di coronamento e dell'altezza d'onda, hanno evidenziato una dipendenza della portata tracimata rispetto al periodo dell'onda. Un'analoga dipendenza è stata osservata nei test AAU14. In particolare, la Figura 6.8 mostra l'andamento della portata adimensionalizzata rispetto al parametro  $R_c^*$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione della pendenza dell'onda  $s_{m-1,0}$ . In particolare, sono state considerate due classi di  $s_{m-1,0}$ . Come si può osservare ad un incremento della pendenza dell'onda corrisponde una riduzione della portata tracimata. Tale andamento oltre a dipendere dall'altezza dell'onda è legata anche al periodo dell'onda. Infatti, come si può osservare dalla Figura 6.9 un incremento della pendenza dell'onda determina un incremento pressoché lineare della portata

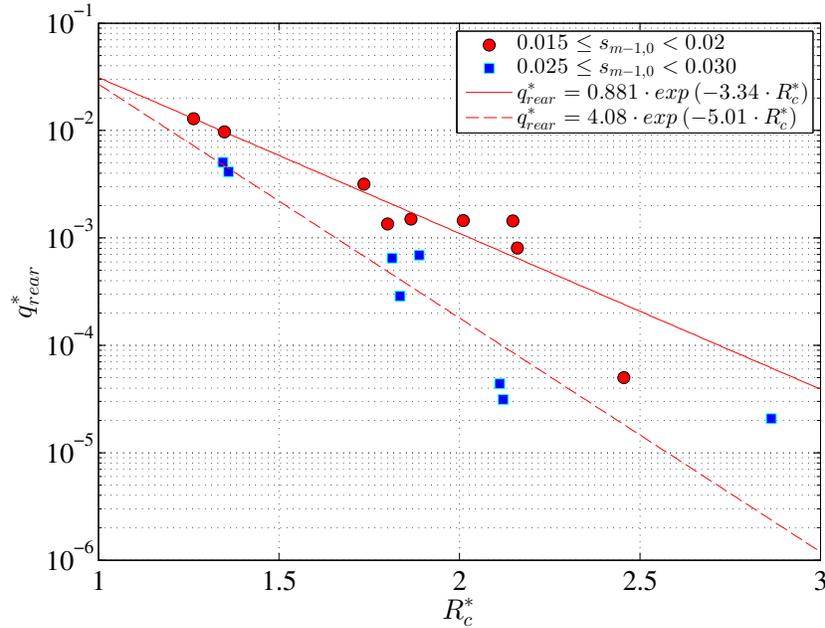


Figura 6.8: Andamento della portata tracimata a tergo della struttura adimensionale  $q_{rear}^*$  rispetto il parametro  $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione della pendenza dell'onda  $s_{m-1,0}$ .

$q_{rear}$ . I valori in Figura 6.9 sono riferiti a prove con altezza d'onda  $H_{m0}$  pari a circa 0.11 m.

Tale comportamento è principalmente imputabile all'interazione tra il muro di coronamento e l'onda. Infatti, come si può osservare dalla Figura 6.10 la tracimazione è determinata dall'impatto dell'onda con il muro di coronamento. In particolare, l'onda che risale sulla rampa impatta contro il muro di coronamento determinando la formazione di un flusso d'acqua che viene spinto verso l'alto. Una parte di tale flusso viene deviato dal parapetto verso lato mare, mentre un'altra parte viene deviata a tergo della struttura. Come osservato da Pedersen (1996), l'impatto tra l'onda e il muro è più forte al crescere del periodo dell'onda e conseguentemente cresce anche il flusso diretto a tergo della struttura.

## 6.4 Metodo di previsione

Le analisi sulla stima della portata tracimata hanno consentito di individuare i parametri che influenzano il comportamento della portata  $q_{rear}$ . In particolare, si è rilevato che:

- la portata tracimata non è influenzata in modo rilevante dalle variazioni del livello idrico in quanto le onde che determinano la tracimazione a tergo della

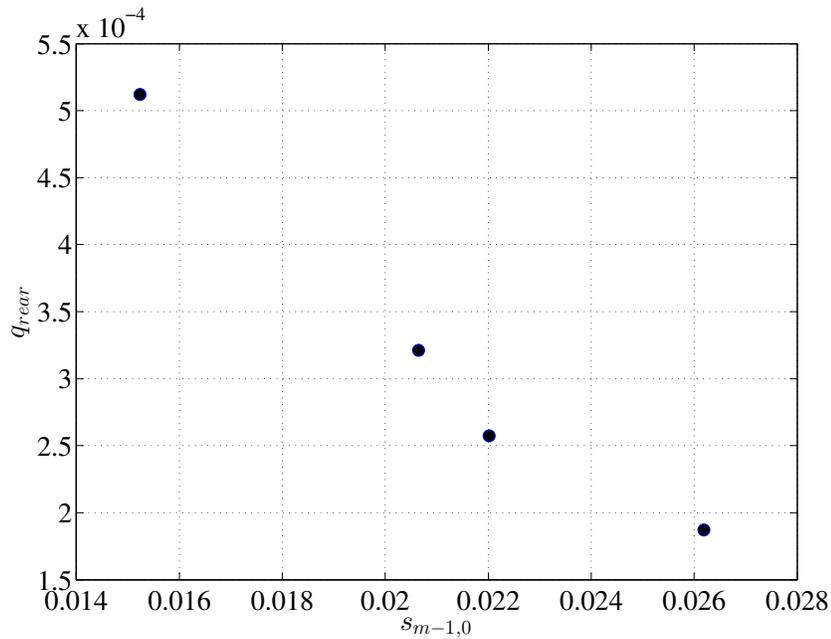


Figura 6.9: Andamento della portata tracimata a tergo della struttura  $q_{rear}$  rispetto la pendenza dell'onda. I valori sono riferiti a prove con altezza d'onda  $H_{m0}$  pari a circa 0.11 m.



Figura 6.10: Andamento della portata tracimata a tergo della struttura adimensionale  $q_{rear}^*$  rispetto il parametro  $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione del livello idrico  $h$ .

struttura sono dotate di un'elevata energia e pertanto ciò fa sì che le variazioni di livello idrico hanno un basso impatto sulla portata stessa;

- la portata risente delle variazioni della larghezza della vasca di accumulo e in particolare è stato osservato che un incremento della larghezza della vasca determina una riduzione di energia e conseguentemente una riduzione della portata tracimata.

$$\uparrow \frac{\Delta B_r}{B_r} \Rightarrow \downarrow q_{rear} \quad (6.12)$$

- la portata a tergo della struttura è originata dall’impatto tra l’onda e la superficie verticale del muro di coronamento. Tale fenomeno, totalmente di tipo impulsivo, cresce all’aumentare del periodo.

$$\uparrow T_{m-1,0} \Rightarrow \uparrow q_{rear} \quad (6.13)$$

Sulla base delle osservazioni precedenti, al fine di stimare la portata tracimata a tergo della struttura è stata definita la seguente equazione:

$$\frac{q_{rear} \cdot T_{m-1,0}}{L_{m-1,0}^2} = a_{rear} \cdot \exp(b_{rear} \cdot X_{rear}) \quad (6.14)$$

dove i coefficienti  $a_{rear}$  e  $b_{rear}$  sono definiti nella Tabella 6.I. e il parametro  $X_{rear}$

Tabella 6.I: Coefficienti relativi all’equazione 6.14.

	Coefficienti	Intervallo di previsione (95%)	
		min	max
a	0.0121	0.006146	0.01806
b	-7.08	-7.7	-6.46
a	0.009299	0.003227	0.01537
b	-8.484	-9.479	-7.49

vale:

$$X_{rear} = \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \left(\frac{\Delta B_r}{B_r}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{\Delta R_c}{d_w}\right)^{0.25} \quad (6.15)$$

La Figura 6.11 e la Figura 6.12 mostrano il confronto tra i valori di  $q_{rear}$  osservati e il nuovo metodo di previsione rispettivamente per la configurazione *flat* e la configurazione *curve*.

Per l’equazione 6.14 sono stati stimati i parametri di performance riportati in Tabella 6.II.

Tabella 6.II: Parametri di performance dell’equazione 6.14.

	slope	d	bias	rmse1	mse	sse	si	NS
flat	0.970	0.989	2.05E-07	3.32E-06	1.08E-11	6.60E-10	0.330	0.959
curve	0.936	0.977	1.70E-07	3.83E-06	1.44E-11	8.51E-10	0.504	0.913

La Figura 6.13 mostra il confronto tra il metodo di previsione e i dati di portata adimensionali osservati nei test UC15. Come si può osservare i valori ricadono all’interno dell’intervallo di previsione dell’equazione 6.14. In realtà, visto che le configurazioni analizzate nei test UC15 erano sprovviste del parapetto sul muro paraonde, si prevedevano dei valori osservati maggiori di quelli stimati con il metodo di previsione. Tale comportamento è imputabile al fatto che al ridursi dell’altezza  $\Delta R_c$ , anche l’effetto del parapetto tende a diminuire. Analogo comportamento

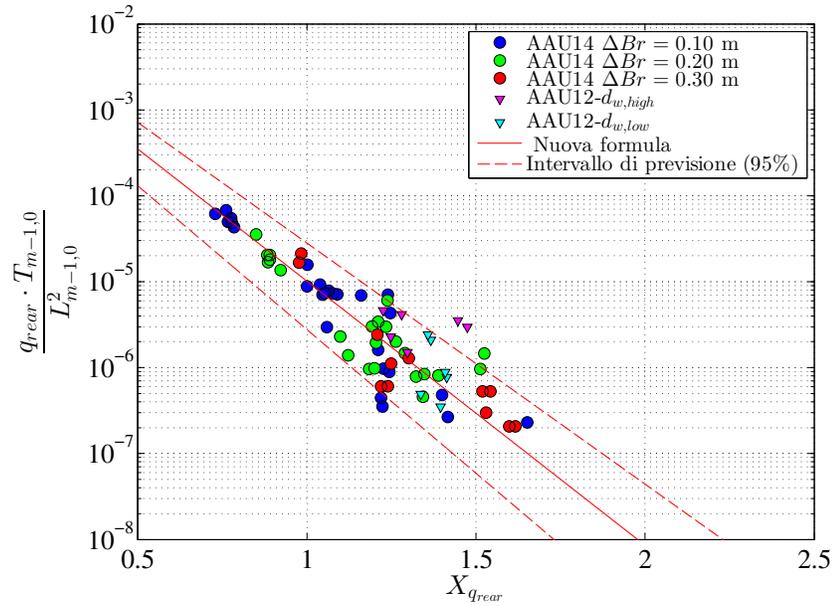


Figura 6.11: Configurazione *flat*: confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata trascinata a tergo della struttura.

è stato osservato nei test AAU12. In particolare, in tale indagine sperimentale sono stati confrontati le configurazioni sprovviste del parapetto e quelli dotati di parapetto. E' stato osservato che la presenza del parapetto causa una riduzione dei volumi tracinati, anche se tale beneficio si riduceva al ridursi di  $\Delta R_c$ .

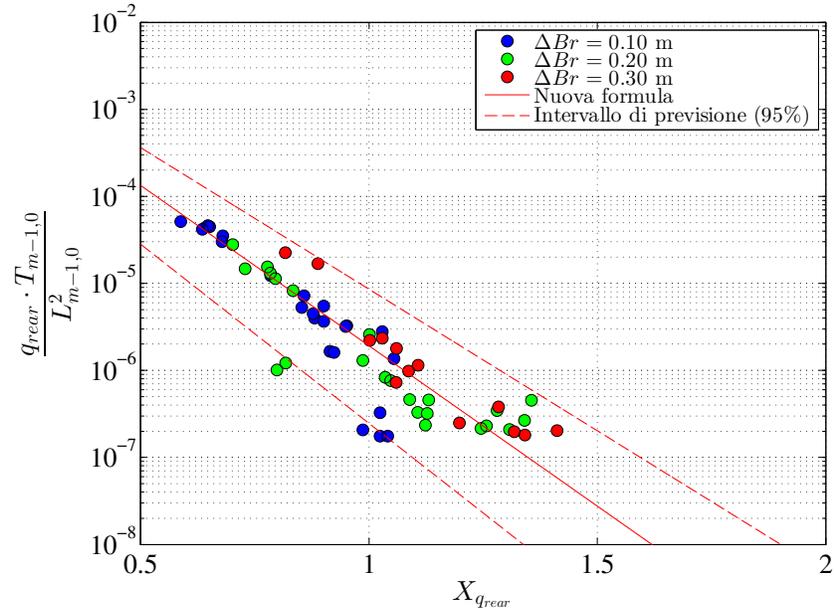


Figura 6.12: Configurazione *curve*: confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata tracimata a tergo della struttura.

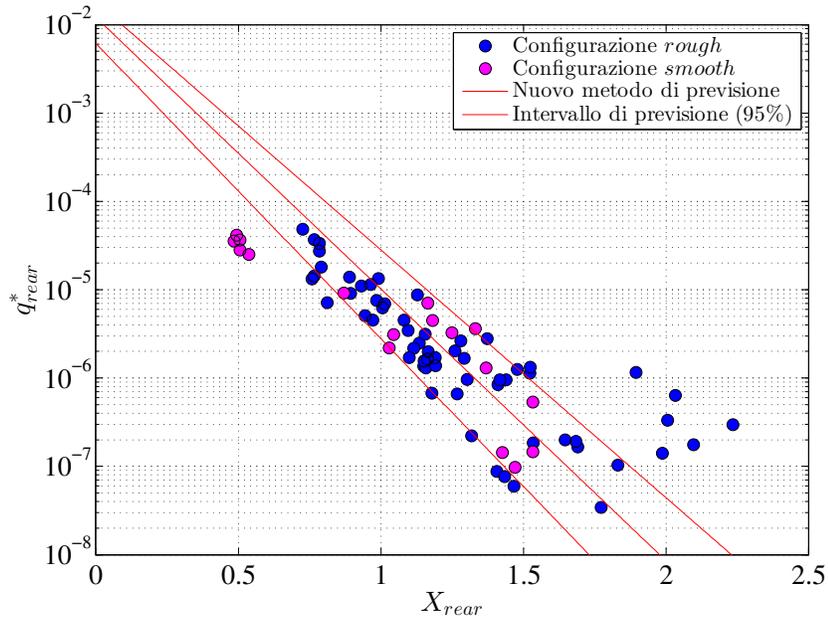


Figura 6.13: Prove UC15: confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata trascinata a tergo della struttura.



## Capitolo 7

# Tracimazione nella vasca di accumulo

### 7.1 Generalità

Nel presente capitolo si descrive l'analisi condotta sulle portate tracimate all'interno della vasca di accumulo del dispositivo DIMEMO. La valutazione dei volumi tracimati all'interno della vasca di accumulo rappresentano uno degli aspetti più interessanti per la stima delle prestazioni del dispositivo.

Le analisi sono state condotte sulla base delle prove condotte presso l'Università di Aalborg e l'Università degli Studi di Catania. In particolare, durante la campagna sperimentale svolta a Catania, sono stati condotti alcuni test su modelli privi della vasca di accumulo, ciò ha consentito di effettuare analisi wave-by-wave senza l'effetto di laminazione della stessa vasca di accumulo.

Lo studio ha mostrato che tra i metodi di previsione presenti in letteratura, il metodo di Victor e Troch (2012) è quello che meglio si adatta ai dati di portata sperimentali. Inoltre, si è cercato di proporre una relazione per la misura della scabrezza della struttura al fine di stimare adeguatamente la portata media tracimata.

## 7.2 Metodi di previsione per strutture a bassa cresta

Lo studio della tracimazione nella vasca di accumulo può essere ricondotto a quelli effettuati per strutture caratterizzati da una bassa cresta, cioè caratterizzati da un valore del parametro  $\frac{R_c}{H_{m0}^3}$  inferiore a 2. Per tali tipologie di strutture sono stati sviluppati vari metodi di previsione. In particolare, come descritto nel capitolo precedente tali metodi possono essere basati su modelli numerici, su modelli empirici e sulle reti neurali. Quest'ultima tipologia di modelli è stata sviluppata nell'ambito del progetto internazionale CLASH (Rouck et al., 2009), ampiamente discusso nel capitolo precedente.

I metodi di tipo empirici possono essere suddivisi in due classi principali: quelli sviluppati per strutture tradizionali e quelli sviluppati per i dispositivi per l'estrazione dell'energia del moto ondoso. In particolare, alla prima classe appartengono i metodi descritti dell'EuroTop Manual (2007) e il metodo di Goda. Alla seconda classe appartengono i metodi sviluppati da Kofoed (2002) e da Victor e Troch (2012).

Nell'EuroTop Manual sono riportate due differenti tipologie di stima della portata: una di tipo probabilistico (van der Meer et al., 1994) e una di tipo deterministico (van der Meer, 1998). Assumendo una distribuzione normale dei dati di portata osservati, il metodo probabilistico è stato sviluppato affinché il valore stimato rappresenti il valore mediano della distribuzione stessa; il metodo deterministico è stato sviluppato incrementando il valore dei dati osservati di una quantità pari alla deviazione standard dei dati osservati. Quest'ultima metodologia consente di trascurare le incertezze presenti nel campione osservato e pertanto, l'*EuroTop Manual* consiglia di impiegare tale metodo in fase di progettazione.

Il metodo probabilistico sviluppa una metodologia di stima della portata tracimata in grado di tenere conto della scabrezza del paramento, della presenza della berma, degli effetti di fondo e della direzione dell'onda incidente (van der Meer e Janssen, 1994). In particolare, sono definite due relazioni: una per onde caratterizzate dal parametro di Iribarren  $\xi_{0,p} < 2$

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} \cdot \sqrt{\frac{s_{0p}}{\tan \alpha}} = 0.06 \cdot \exp \left( -c_{1,vdM} \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{\sqrt{s_{0p}}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right) \quad (7.1)$$

e una per onde con  $\xi_{0,p} > 2$ :

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp \left( -c_{2,vdM} \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right) \quad (7.2)$$

dove  $s_{0p}$  è la pendenza dell'onda,  $\gamma_f$ , è il termine che permette di valutare gli effetti della scabrezza del paramento,  $\gamma_b$  è il termine che tiene conto degli effetti della berma sulla portata tracimata,  $\gamma_h$  consente di estendere la relazione nel caso di bassi fondali e  $\gamma_\beta$  è il termine che tiene in conto degli effetti della direzione di provenienza dell'onda incidente. Per quando concerne il coefficiente  $c_{1,vdM}$  e il coefficiente  $c_{2,vdM}$  gli autori definiscono in entrambi i casi un intervallo di confidenza stimato

ipotizzando che tali coefficienti abbiano una distribuzione normale. In particolare, l'intervallo di confidenza può essere stimato come:

$$c_{vdM} \pm x \cdot \sigma \quad (7.3)$$

dove  $x$  e  $\sigma$  sono rispettivamente il quantile e la deviazione standard della distribuzione. Per stimare, ad esempio, l'intervallo di confidenza del 95% il valore di  $x$  è pari a 1.96. Per l'equazione 7.1,  $c_{1,vdM}$  è pari a 5.2 e  $\sigma$  è pari a 0.55; per l'equazione 7.2,  $c_{2,vdM}$  è pari a 2.6 e  $\sigma$  è pari a 0.35.

Si precisa che l'equazione 7.1 è valida per il seguente range di applicazione:  $0.3 < \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{\sqrt{s_{0p}}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right) < 2$ .

Nel metodo deterministico i valori dei coefficienti  $c_{1,vdM}$  e  $c_{2,vdM}$  sono pari rispettivamente a 4.3 e 2.3 (van der Meer, 1998).

Il metodo di Goda (2009) è stato sviluppato sulla base del database ricostruito nell'ambito del progetto internazionale CLASH. In particolare, il metodo di Goda (2009), a differenza dei metodi dell'*EurOtop Manual*, tiene in considerazione gli effetti della pendenza del fondo sulla portata. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \exp \left[ - \left( -A + B \cdot \frac{h}{H_{m0}} \right) \right] \quad (7.4)$$

dove i parametri  $A$  e  $B$  sono definiti dalle seguenti relazioni:

$$A = A_0 \cdot \tanh \left[ (0.956 + 4.44 \cdot \tan \theta) \cdot \left( \frac{h}{H_{m0}} + 1.24 - 2.032 \cdot \tan^{0.25} \theta \right) \right] \quad (7.5)$$

$$B = B_0 \cdot \tanh \left[ (0.822 + 2.22 \cdot \tan \theta) \cdot \left( \frac{h}{H_{m0}} + 0.578 - 2.22 \cdot \tan^{0.25} \theta \right) \right] \quad (7.6)$$

dove  $\theta$  è l'inclinazione del fondo e i parametri  $A_0$  e  $B_0$  sono pari a:

$$A_0 = 3.4 - 0.734 \cdot \cot \alpha + 0.239 \cdot \cot^2 \alpha - 0.0162 \cdot \cot^3 \alpha; \quad (7.7)$$

$$B_0 = 2.3 - 0.5 \cdot \cot \alpha + 0.15 \cdot \cot^2 \alpha - 0.012 \cdot \cot^3 \alpha; \quad (7.8)$$

dove  $\tan \alpha$  è la pendenza del paramento lato mare. Nel caso di acque profonde, l'equazione 7.4 può essere riscritta come:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \exp \left[ - \left( -A_0 + B_0 \cdot \frac{R_r}{H_{m0}} \right) \right] \quad (7.9)$$

Infatti, come si nota dalla Figura 7.1, per  $\frac{h}{H_{m0}}$  è maggiore di 2 (acque profonde) i valori di  $A$  e  $B$  tendono rispettivamente a  $A_0$  e  $B_0$ .

Il range di applicazione della formula 7.4 è il seguente:  $0.0 < \cot \alpha < 7.0$  e  $0 < \frac{h}{H_{m0}} < 23$ ; mentre per l'equazione 7.9 è:  $0.0 < \cot \alpha < 7.0$  e  $0.0 < \frac{R_r}{H_{m0}} < 5.7$ .

Nell'ambito dei studi sui dispositivi del tipo OWEC (*Overtopping Wave Energy Converter*) sono state sviluppate nuove metodologie di stima delle portate tracciate. In particolare, una delle prime metodologie è stata sviluppata da Kofoed

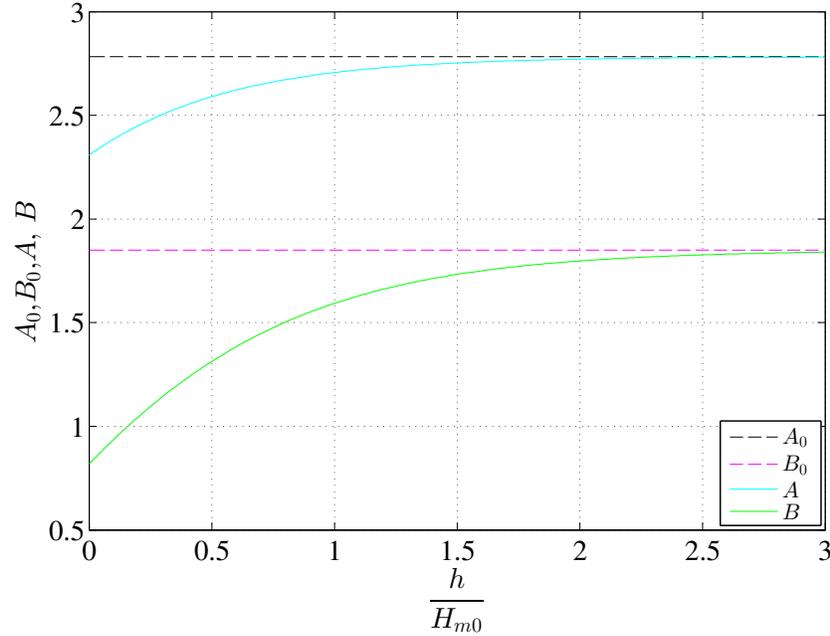


Figura 7.1: Analisi dei coefficienti impiegati nel metodo di previsione di Goda (2009).

(2002) che ha studiato il fenomeno della tracimazione per strutture dotate di un paramento obliquo e impermeabile. Il modello fisico su cui Kofoed (2002) ha eseguito le simulazioni consentiva il passaggio di acqua al di sotto della struttura, al fine di studiare il comportamento del dispositivo *Wave Dragon* che, a differenza del DIMEMO, viene realizzato in acque intermedie. In base alle prove su modello fisico, Kofoed (2002) sviluppò la seguente espressione per la stima della portata tracimata  $q$ :

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}}} = \lambda_{dr} \cdot \lambda_{\alpha} \cdot \lambda_s \cdot 0.20 \cdot \exp \left[ (-2.60) \frac{Rr}{H_{m0}} \right] \quad (7.10)$$

dove:  $\lambda_{dr}$  consente di tenere conto dell'effetto della lunghezza della rampa sulla portata:

$$\lambda_{dr} = 1 - k \frac{\sinh(2 \cdot k_p \cdot d \cdot (1 - \frac{d_r}{d})) + 2 \cdot k_p \cdot d \cdot (1 - \frac{d_r}{d})}{\sinh(2 \cdot k_p \cdot d) + 2 \cdot k_p \cdot d} \quad (7.11)$$

$\lambda_{\alpha}$  consente di valutare gli effetti della pendenza  $\alpha$  del paramento stimata come:

$$\lambda_{\alpha} = [\cos(\alpha - 30^\circ)]^3 \quad (7.12)$$

e  $\lambda_s$  è un fattore correttivo proporzionale al rapporto tra l'altezza della cresta  $R_c$  e l'altezza d'onda  $H_{m0}$  definito dalla seguente relazione:

$$\lambda_s = \begin{cases} 0.4 \sin\left(\frac{2\pi}{3} \cdot \frac{R}{H_{m0}}\right) + 0.6, & \text{per } \frac{R}{H_{m0}} < 0.75 \\ 1, & \text{per } \frac{R}{H_{m0}} \geq 0.75 \end{cases} \quad (7.13)$$

Il metodo di Kofoed (2002) vale per il seguente range di grandezze:  $0.58 < \cot\alpha < 2.75$ ,  $0.15 < \frac{R}{H_{m0}} < 2.0$ .

Un'ulteriore analisi sugli OWEC è stata condotta da Victor e Troch (2012). Gli autori hanno studiato una struttura simile al DIMEMO, caratterizzato da un paramento inclinato impermeabile ed esteso fino al fondo del canale. In particolare, gli autori hanno proposto la seguente relazione per la valutazione della portata tracimata:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}}} = a_V \cdot \exp\left(-b_V \cdot \frac{R}{H_{m0}}\right) \quad (7.14)$$

dove:

- zona A: per  $\cot\alpha < 1.5$  e  $\frac{R}{H_{m0}} < 0.8$

$$a_V = 0.033 \cdot \cot\alpha + 0.062 \quad (7.15)$$

$$b_V = (1.08 \cdot \cot\alpha - 3.45)$$

- zona B: per  $\cot\alpha < 1.5$  e  $\frac{R}{H_{m0}} \geq 0.8$

$$a_V = 0.2 \quad (7.16)$$

$$b_V = (1.57 \cdot \cot\alpha - 4.88)$$

- zona C: per  $\cot\alpha > 1.5$  e  $\frac{R}{H_{m0}} < 0.8$

$$a_V = 0.11 \quad (7.17)$$

$$b_V = -1.85$$

- zona D: per  $\cot\alpha > 1.5$  e  $\frac{R}{H_{m0}} > 0.8$

$$a_V = 0.2 \quad (7.18)$$

$$b_V = -2.6$$

Il metodo di Victor e Troch (2012) vale per i seguenti range di valori:  $0.36 < \cot\alpha < 2.75$ ,  $0.0 < \frac{R}{H_{m0}} < 2.0$ .

Di seguito si riporta il confronto dei dati osservati con le formule di letteratura sopra descritte.

### 7.2.1 Confronto con le formule di letteratura

Dall'analisi dei vari modelli di previsione sviluppati per dispositivi del tipo OWEC, si può notare che i metodi di Kofoed (2002) e Victor e Troch (2012) si basano sul metodo empirico introdotto da van der Meer et al. (1994). Tuttavia tali autori applicano alcuni coefficienti correttivi che tengono conto delle variazioni delle caratteristiche geometriche tra i modelli studiati.

Tra i vari metodi analizzati è stato rilevato che quello di Victor e Troch (2012) riesce meglio ad interpretare i valori di portata osservati nelle campagne sperimentali AAU14 e UC15. Dal confronto è stato escluso il metodo di Goda (2009) in quanto le simulazioni sono state condotte per onde caratterizzate da un rapporto  $\frac{h}{H_{m0}}$  maggiore 2 (acque intermedie e profonde).

La Figura 7.2 mostra il confronto tra i valori di portata misurati nell'indagine sperimentale AAU14 e i valori di portata stimati con il metodo di Victor e Troch (2012). In particolare, la Figura 7.2 riporta i valori della portata osservata distinti in funzione del livello idrico in prossimità della struttura. Dall'analisi delle Figura

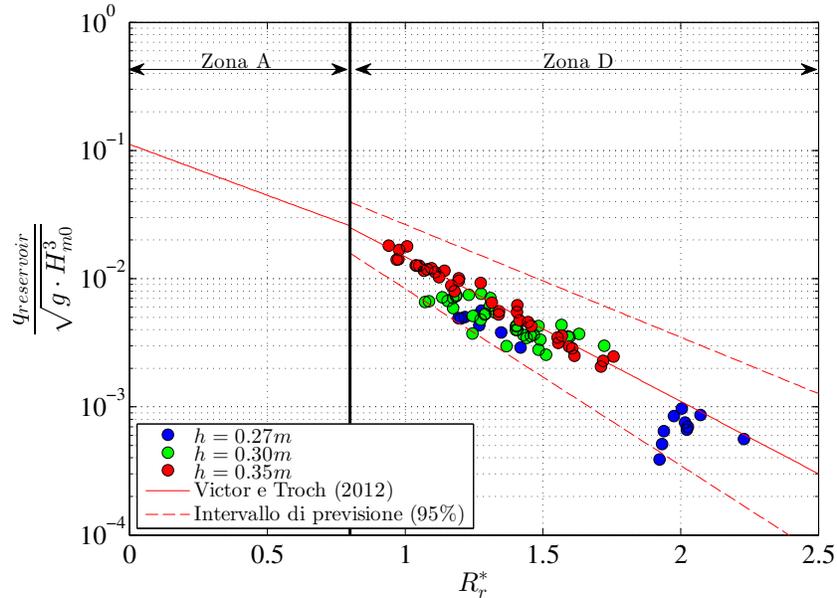


Figura 7.2: Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test AAU14 con il metodo empirico di Victor e Troch (2012).

7.2 si evince che: i) i valori di portata ricadono all'interno della zona D; ii) i valori di portata ricadono all'interno dell'intervallo di predizione del 95%; iii) al variare del livello idrico varia anche la portata. Quest'ultima osservazione è coerente con quanto osservato nel caso della riflessione. In particolare, si osserva che ad un incremento del livello idrico corrisponde un incremento della portata. Tale aspetto sarà discusso nel paragrafo dedicato all'analisi dei risultati delle indagini sperimentali.

La Figura 7.3 mostra il confronto tra i valori di portata misurati nell'indagine sperimentale UC15 e i valori di portata stimati con il metodo di Victor e Troch (2012). In particolare, si nota come le misure condotte nell'ambito di tale indagine sperimentale abbiano consentito di aumentare il range di analisi del parametro  $\frac{R_r}{H_{m0}}$  rispetto ai test AAU14. Si precisa che nel caso della configurazione *rough* i valori del parametro  $\frac{R_r}{H_{m0}}$  sono stati divisi per un coefficiente  $\gamma_f$  pari a 0.7.

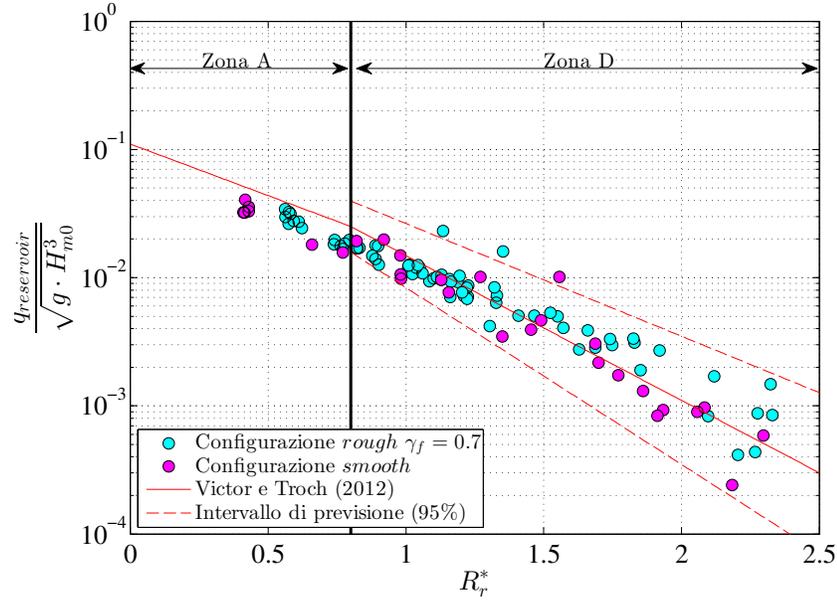


Figura 7.3: Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test UC15 e il metodo empirico di Victor e Troch (2012).

L'analisi della Figura 7.3 mostra che: i) i valori di portata ricadono nella zona A e nella zona D; ii) nella zona D si osserva un buon adattamento tra i valori stimati e quelli osservati; iii) nella zona A, cioè per  $\frac{R_r}{H_{m0}}$  inferiore a 0.8, si nota che il metodo di previsione segue bene la variazione dell'andamento tra la zona D e la zona A, anche se tende a sovrastimare i valori osservati.

### 7.2.2 Confronto con Vicinanza et al. (2014)

La Figura 7.4 mostra il confronto tra i valori di portata e il metodo di previsione sviluppato sulla base dei risultati osservati nell'ambito della campagna sperimentale AAU12. In particolare, tale metodo si basa sulla seguente relazione empirica:

$$\frac{q_{reservoir}}{\sqrt{g} \cdot H_{m0}^3} = \left( 35.1 + 2.38 \cdot \frac{d_w}{\Delta R_c} \right) \exp \left[ \left( -58.99 + 17.7 \cdot \frac{d_w}{\Delta R_c} \right) \cdot s_{Rr} \right] \quad (7.19)$$

dove il parametro  $s_{Rr}$ , introdotto in Vicinanza et al. (2014), è detto *wave-structure steepness* ed è definito come:

$$s_{Rr} = \frac{R_r}{H_{m0}} \cdot \frac{R_r}{L_{m0}} \quad (7.20)$$

Il metodo è valido per il seguente range di applicazione:  $0.45 < \frac{d_w}{\Delta R_c} < 1.08$ ;  $0.0123 < s_{Rr} < 0.202$ . Dall'analisi della Figura 7.4 emerge che: i) il metodo di previsio-

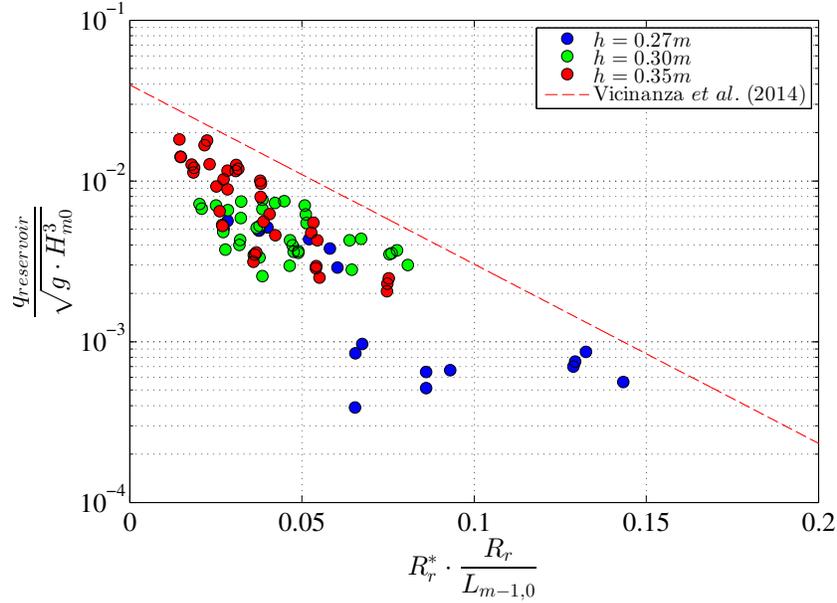


Figura 7.4: Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test AAU14 con la formula empirica di Vicinanza et al. (2014).

ne tende a sovrastimare i valori di portata misurati nella campagna sperimentale AAU14; ii) la differenza tra i risultati del metodo di previsione e i valori osservati aumenta al diminuire del livello idrico al piede della struttura. Tale differenza sono imputabili alle differenti caratteristiche geometriche tra i modelli dei test AAU12 e i test AAU14. Infatti il metodo di Vicinanza et al. (2014) è stato sviluppato per una struttura caratterizzata da un paramento impermeabile posizionato al di sopra del livello idrico. Nei test AAU14 il paramento liscio si estende al di sotto del livello idrico determinando dei valori del parametro adimensionale  $\frac{d_w}{\Delta R_c}$  fuori dal range di applicazione del metodo. Per i test AAU14 è stato impiegato un valore costante di  $\frac{d_w}{\Delta R_c}$  per tutte le prove pari a circa 1.86.

La Figura 7.5 mostra il confronto tra i valori di portata adimensionale osservati nei test UC15. In tale confronto sono stati esclusi i valori osservati per la configurazione *smooth* in quanto il metodo non può essere applicato nel caso in cui il paramento impermeabile si estende sino al fondo del canale. Si evidenzia che nell'applicazione del metodo è stato considerato un valore di  $\frac{d_w}{\Delta R_c}$  pari a 1.14.

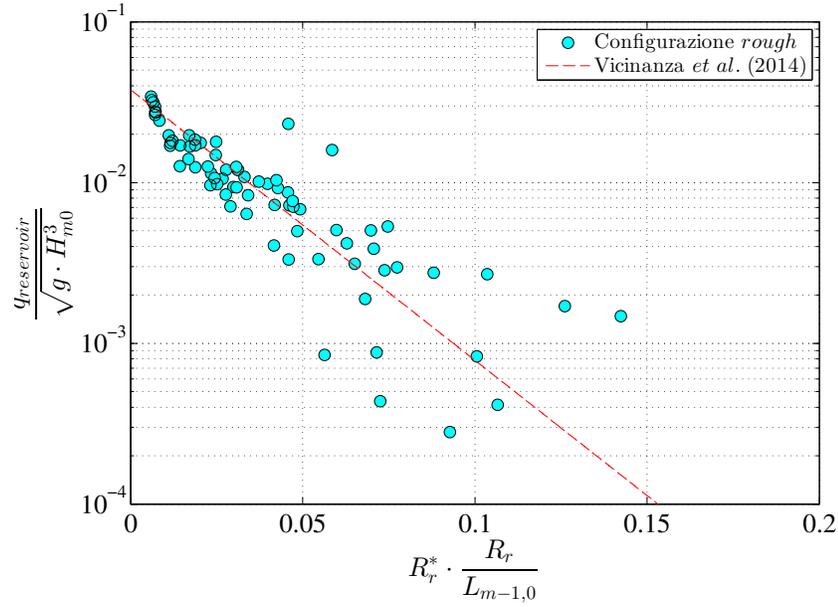


Figura 7.5: Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test UC15 con la formula empirica di Vicinanza et al. (2014).

Come si osserva dalla Figura 7.5, il metodo di Vicinanza et al. (2014) si adatta bene ai valori osservati. In particolare, si nota un migliore adattamento per valori di portata corrispondente a  $R_r^* \cdot \frac{R_r}{L_{m-1,0}}$  inferiore a 0.05, mentre si nota una maggiore dispersione per valori di  $R_r^* \cdot \frac{R_r}{L_{m-1,0}}$  maggiori di 0.05.

### 7.3 Analisi dei dati osservati

Le formule di letteratura analizzate precedentemente hanno mostrato che la portata tracimata è funzione: delle caratteristiche del moto ondoso; delle caratteristiche geometriche della rampa e della tipologia di materiale con cui è realizzata. In particolare, per la portata si può definire una relazione funzionale del tipo:

$$q_{reservoir} = f(H_{m0}, T_{m-1,0}, R_r, \tan\alpha, \gamma_f) \quad (7.21)$$

Dalle analisi condotte sia dai precedenti autori sia dallo scrivente, è possibile confermare che gli effetti del periodo possono essere trascurati. Pertanto l'equazione può essere riscritta in forma adimensionale come segue:

$$\frac{q_{reservoir}}{\sqrt{g} \cdot H_{m0}^3} = \left( \frac{R_c}{H_{m0}}, \gamma_f \right) \quad (7.22)$$

L'equazione 7.22 può essere ricondotta al metodo di previsione di Victor e Troch (2012) che, come evidenziato, si adatta bene ai valori osservati. Per la stima del

coefficiente di scabrezza  $\gamma_f$  si è cercato di proporre una relazione empirica che ne consenta una facile valutazione in funzione delle caratteristiche geometriche della rampa e delle caratteristiche del moto ondoso. A tale fine di seguito si riporta una analisi parametrica dei valori di portata osservati nella campagna sperimentale AAU14 in modo da valutare se altri parametri influenzano il comportamento della portata. In particolare, l'analisi si è concentrata sull'analisi: della forma della rampa (configurazione *flat* e configurazione *curve*); delle variazioni del livello idrico  $h$ ; della larghezza della vasca  $Br$ ; del periodo dell'onda  $T_{m-1,0}$ .

### 7.3.1 Variazioni della forma della rampa

La Figura 7.6 mostra il confronto tra i valori di portata misurati nella configurazione *flat* e quelli misurati nella configurazione *curve*. Dall'analisi della Figura 7.6 si può osservare che, generalmente, la configurazione *flat* determina dei valori di portata maggiori. Tali differenze si attenuano per le onde che determinano la saturazione della vasca di accumulo. In condizioni di saturazione le due vasche hanno un comportamento pressoché simile. A parità di altezza d'onda, tale da non saturare la vasca di accumulo, la configurazione *curve* determina meno volumi tracimati rispetto alla configurazione *flat* a causa della maggiore pendenza del tratto iniziale della rampa emersa. Questo fa sì che la rampa *curve* si comporti come un filtro passa alto, cioè rimuove il contributo delle onde di minore intensità che non posseggono un'energia sufficiente per risalire tale pendenza. La Figura 7.7 mostra l'andamento dell'altezza idrica all'interno della vasca di accumulo e la sopraelevazione sia per la configurazione *flat* che per la configurazione *curve*. Come si può osservare, per onde relativamente di bassa energia (vedere Figura 7.7 a e Figura 7.7 b) la configurazione *curve* determina minori volumi tracimati. Nel caso di onde con maggiore energia (vedere Figura 7.7c e Figura 7.7d) i due dispositivi hanno un comportamento simile. Viste le ridotte differenze dei valori di portata tracimati all'interno della vasca di accumulo tra le due configurazioni, le successive analisi sono riferite alla configurazione *flat*.

### 7.3.2 Variazioni del livello idrico

Come già sottolineato precedentemente, l'aumento del livello idrico comporta un incremento della portata adimensionale. La Figura 7.8 mostra l'andamento della portata al variare di  $R_r^*$  classificando i dati in funzione del livello idrico. I valori di portata adimensionale sono riferiti alla configurazione con larghezza della vasca  $B_r$  pari a 0.219 m. Come si può osservare, i valori della portata adimensionale possono essere involuppati da due curve ben distinte al variare del livello idrico. Questo comportamento non dipende direttamente dall'incremento del livello idrico, ma dall'incremento della lunghezza della rampa  $d_d$  al di sotto del livello medio. L'aumento di  $d_d$  comporta una riduzione della scabrezza della parte del paramento con cui le onde interagiscono, determinando una minore dissipazione di energia. Tale comportamento è simile a quello osservato nei test di Kofoed (2002) anche se nel caso del DIMEMO non vi è una perdita di energia perché l'acqua passa al

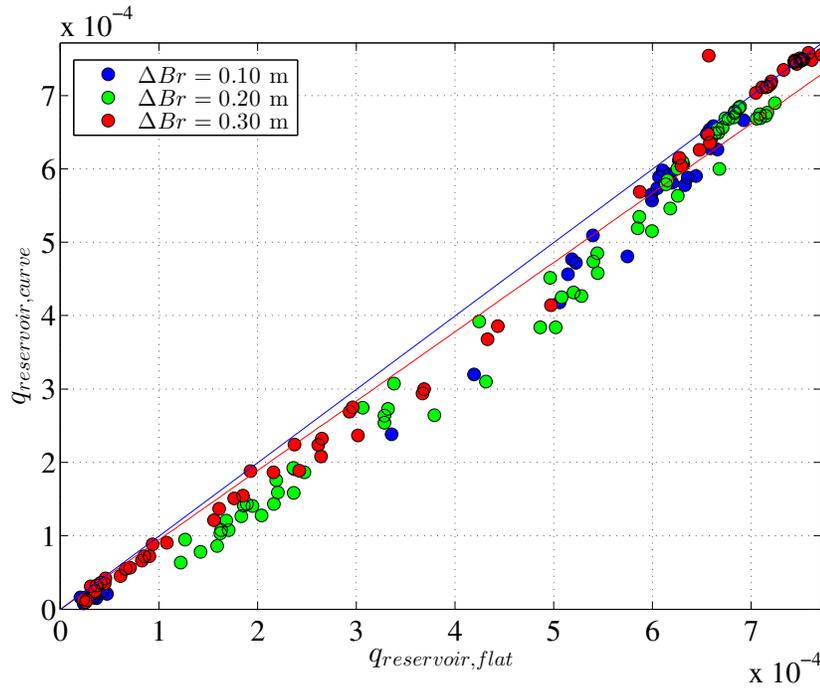


Figura 7.6: Confronto tra i valori di portata misurati nella configurazione *flat* e quelli misurati nella configurazione *curve*. I valori sono stati classificati in funzione della livello idrico medio.

di sotto della rampa, bensì a causa della dissipazione di energia determinata dalla parte porosa del paramento.

### 7.3.3 Variazioni della larghezza della vasca di accumulo

La Figura 7.9 mostra l'andamento della portata adimensionalizzata in funzione di  $R_r^*$  e classificata in funzione della larghezza della vasca  $B_r$ . Al variare di  $B_r$  non si notano rilevanti variazioni della portata, cioè la larghezza della vasca non influenza la portata media che confluisce nella vasca. In particolare, si può osservare come i valori possono essere involuppati da un'unica curva. Per stimare l'incidenza della larghezza della vasca è stato impiegato il coefficiente di variazione (COV) definito come il rapporto tra la deviazione standard dei valori di portata osservati nel tempo e il loro valore medio: I risultati di tale analisi sono riassunti graficamente nella Figura 7.10. In particolare, si riporta l'andamento del COV per le due configurazioni studiate e per varie classi di altezza d'onda  $H_{m0}$ . L'analisi della Figura 7.10 mostra che al crescere dell'altezza significativa  $H_{m0}$  si ha una riduzione della variazione della portata attorno al suo valore medio. Questo comportamento è determinato dal fatto che quando si simulano stati di mare caratterizzati da bassa energia solo una

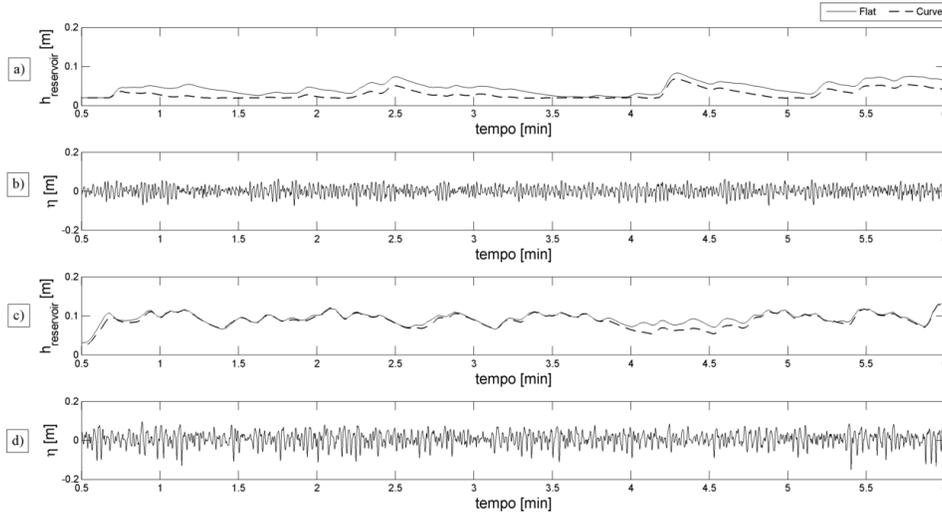


Figura 7.7: Confronto tra la configurazione *flat* e la configurazione *curve*: a) Altezza idrica all'interno della vasca e b) sopraelevazione per un'onda che non determina la saturazione della vasca (caratteristiche delle onde al piede della struttura  $H_{m0} = 0.067$  m e  $T_{m-1,0} = 1.44$  s); c) Altezza idrica all'interno della vasca e d) sopraelevazione per un'onda che determina la saturazione della vasca (caratteristiche delle onde al piede della struttura  $H_{m0} = 0.110$  m e  $T_{m-1,0} = 1.89$  s)

parte delle onde riesce a tracimare, determinando delle forti oscillazioni del livello idrico all'interno della vasca di accumulo e condizionando la portata turbinata. Al contrario, per uno stato di mare di elevata energia si ha la saturazione della vasca per quasi tutta la durata dello stato di mare determinando piccole oscillazioni del livello idrico all'interno della vasca di accumulo e di conseguenza basse oscillazioni della portata turbinata.

### 7.3.4 Variazione del periodo d'onda

L'analisi delle formule presenti in letteratura ha mostrato che il periodo entra in gioco solo per onde di tipo *plunging*, cioè caratterizzate da un valore di  $\xi_{m-1,0}$  minore di 2. Nel caso di onde di tipo *surging* ( $\xi_{m-1,0} > 2$ ), il processo di tracimazione è maggiormente influenzato dall'altezza d'onda e dalla quota sommitale della diga. Infatti, le formule tradizionali degli studi condotti da Kofoed (2002) e da Victor e Troch (2012) dimostrano che il periodo dell'onda ha una bassa influenza sulla portata media. Analogo comportamento è stato riscontrato anche nei test AAU14. In particolare, la Figura 7.11 mostra l'andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$  e classificata in funzione della pendenza dell'onda  $s_{m-1,0}$ . Quest'ultimo parametro consente di valutare gli effetti dell'altezza d'onda e del periodo ( $T_{m-1,0}$ ). Come si osserva dalla Figura 7.11 un incremento della pendenza dell'onda non determina variazioni rilevanti nella portata adimensionalizzata. Ana-

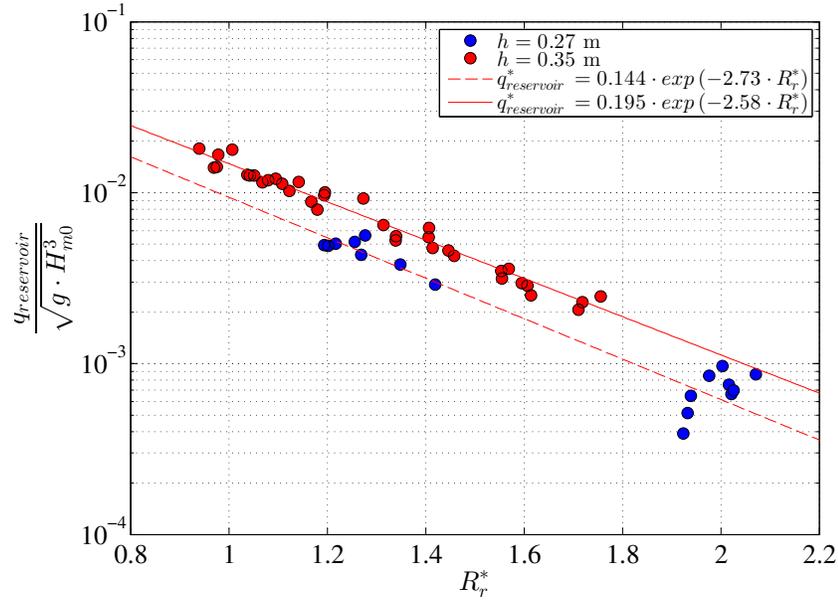


Figura 7.8: Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione *flat* con larghezza della vasca pari a 0.219 m e per valori del livello idrico pari a 0.27 m e 0.30 m.

logamente a quanto osservato nella Figura 7.11, al variare della pendenza i valori di portata possono essere involuppati da un'unica curva.

## 7.4 Metodo di previsione

Le analisi sulla portata tracimata all'interno della vasca di accumulo ha consentito di fare le seguenti osservazioni:

- la portata tracimata è influenzata prevalentemente dell'altezza relativa della rampa rispetto all'altezza d'onda;

$$\uparrow \frac{R_r}{H_{m0}} \Rightarrow \downarrow q_{reservoir} \quad (7.23)$$

- il metodo di Victor e Troch (2012) si adatta bene ai dati di portata adimensionali osservati nelle indagini sperimentali;
- dal confronto con i test AAU12 si nota che la portata tracimata è influenzata dalle variazioni della lunghezza della rampa  $d_d$ . In particolare, si è osservato che un aumento di  $d_d$  determina un incremento della portata;

$$\uparrow d_d \Rightarrow \uparrow q_{reservoir} \quad (7.24)$$

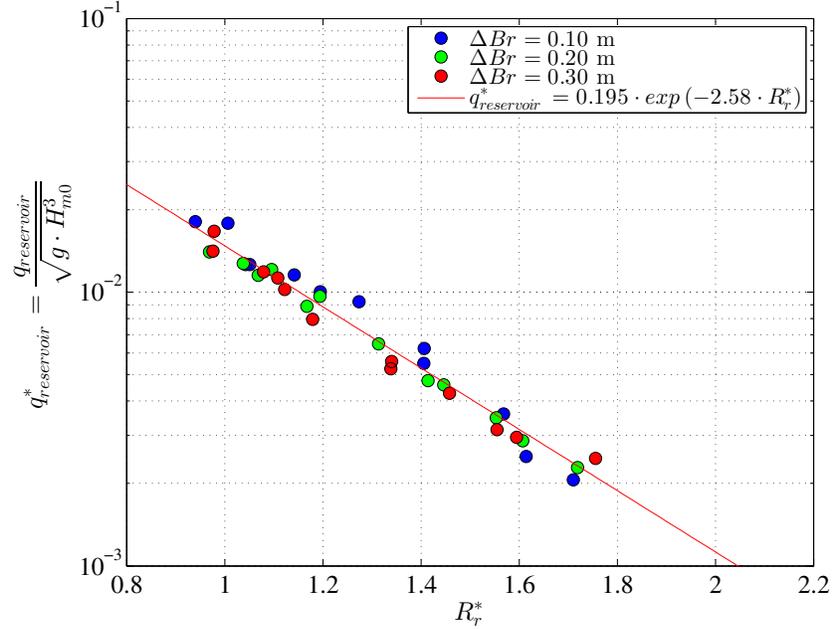


Figura 7.9: Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione *flat* con livello idrico medio nel canale pari a 0.35 m.

- la portata media è poco influenzata dalle variazioni della larghezza della vasca di accumulo  $B_r$ ;
- la portata media non è influenzata dal periodo dell'onda in accordo con Kofoed (2002) e Victor e Troch (2012).

Sulla base di tali osservazioni si può ritenere che l'applicazione della relazione di Victor e Troch (2012) sia un valido metodo per la stima della portata tracimata nella vasca di accumulo. Inoltre, nell'applicazione di tale metodo si consiglia di utilizzare i seguenti valori del coefficiente  $\gamma_f$ : 0.8 per strutture caratterizzate da una rampa al di sopra del livello idrico medio e 1 nel caso in cui la rampa si estende per tutta la lunghezza del paramento inclinato. Nel caso in cui una parte della rampa è sommersa, come le configurazioni analizzate nei test AAU14, si consiglia di utilizzare la seguente espressione:

$$\gamma_f = \tanh \left( s_1 \left( \frac{d_d}{L_{m-1,0}} \right)^{s_2} \right) \quad (7.25)$$

dove  $s_1$  è pari a 7.78 e  $s_2$  è pari a 0.42. Per la definizione di tale equazione, sono stati stimati, per ogni onda simulata, i valori di  $\gamma_f$  che minimizzano la differenza tra i valori osservati nei test AAU14 e quelli stimati con il metodo di Victor e Troch (2012). La Figura 7.12 mostra il confronto tra i valori di  $\gamma_f$  e l'equazione 7.25.

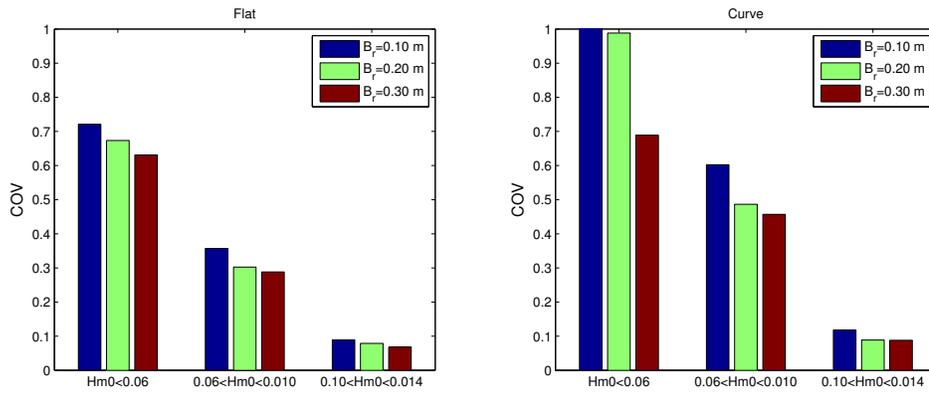


Figura 7.10: Coefficiente di variazione relativo alla portata turbinata per varie classi di altezza d'onda  $H_{m0}$ .

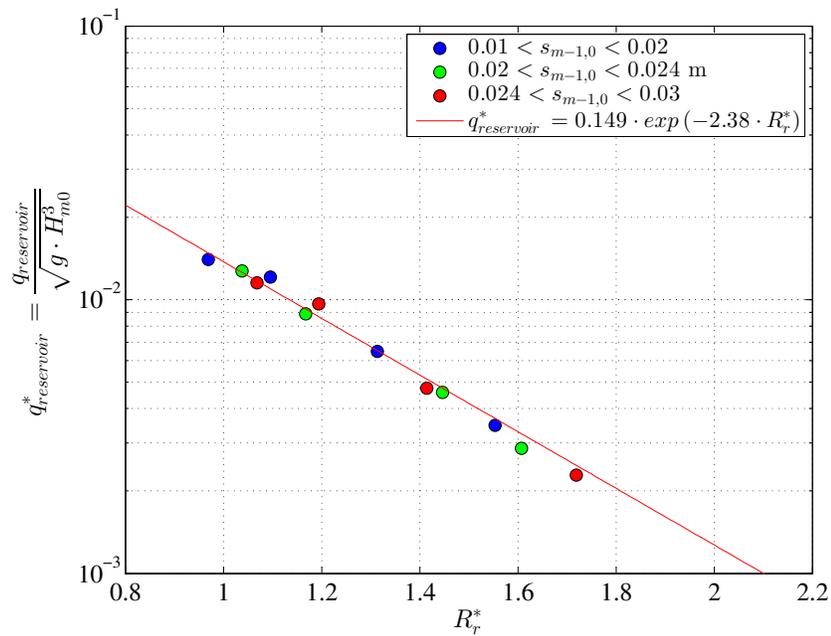


Figura 7.11: Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro  $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione *flat* con livello idrico medio nel canale pari a 0.35 m e larghezza della vasca pari a 0.21 m.

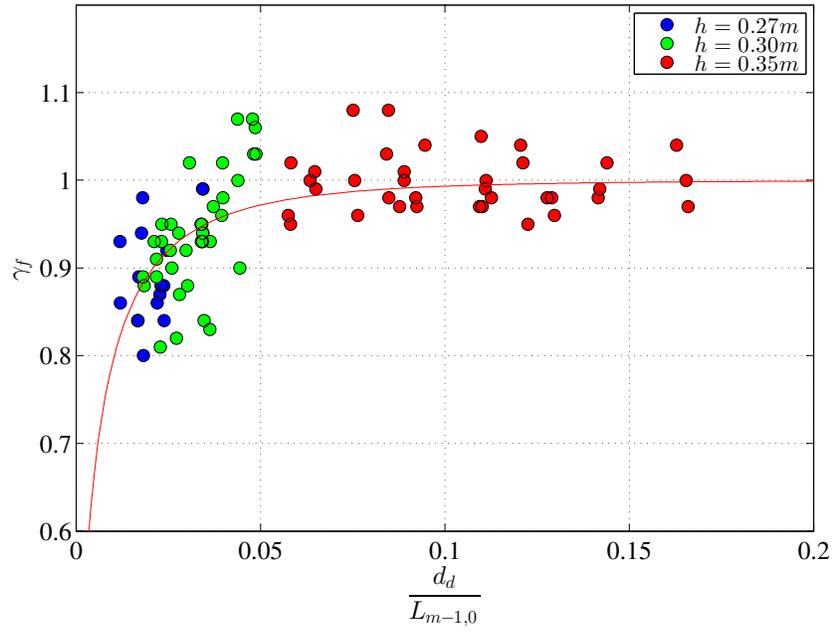


Figura 7.12: Confronto tra i valori di  $\gamma_f$  stimati per ogni onda simulata e l'equazione 7.25

## Capitolo 8

# Distribuzione di probabilità dei volumi tracimati

### 8.1 Generalità

L'analisi stocastica dei volumi tracimati può essere un importante strumento per il dimensionamento sia di opere tradizionali (ad esempio, dighe a gettata e dighe a parate verticale) sia di dispositivi per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso mediante il processo di tracimazione. Infatti, le strutture tradizionali sono generalmente dimensionate utilizzando il valore medio dei volumi tracimati, anche se la conoscenza della distribuzione di probabilità dei volumi tracimati consente di stimare il volume massimo che può tracimare e pertanto consente di effettuare un dimensionamento più cautelativo. Per quanto riguarda i dispositivi per l'estrazione dell'energia dal moto ondoso è necessario conoscere la distribuzione dei volumi affinché si effettui un adeguato dimensionamento della vasca di accumulo, delle tubazioni di presa e delle turbine idrauliche. Infatti, nota la distribuzione dei volumi, è possibile ottimizzare le caratteristiche strutturali del dispositivo mediante simulazioni numeriche, affinché siano garantite degli adeguati livelli di performance.

Nel presente capitolo si descrive l'analisi condotta sui test effettuati durante la campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Catania (UC15). Durante tale indagine, sono state effettuate alcune misure che

hanno consentito di stimare i volumi tracimati *wave by wave*.

L'analisi dei dati sperimentali ha permesso di comprendere che i metodi di previsione presenti in letteratura sono adeguati per la stima della distribuzione di probabilità anche per strutture composite come il DIMEMO. In particolare, nel presente capitolo si riporta: la descrizione dei principali metodi di previsione, il confronto di tali metodi con i dati sperimentali e la definizione delle metodologie più idonee per la caratterizzazione stocastica dei volumi tracimati. Il capitolo si conclude con alcune considerazioni sulle simulazione numeriche *wave by wave*.

## 8.2 Stato dell'arte

I primi studi rivolti all'analisi della distribuzione di probabilità dei volumi tracimati a tergo di difese portuali sono stati condotti da van der Meer et al. (1994) e da Franco et al. (1994).

van der Meer et al. (1994) hanno studiato il comportamento di paramenti inclinati, mentre Franco et al. (1994) hanno effettuato delle analisi su dighe a parete verticale. Entrambi gli studi hanno dimostrato che la distribuzione dei volumi *wave by wave* sono adeguatamente involuppati dalla distribuzione di Weibull. In particolare, tale distribuzione è definita sulla base della seguente relazione:

$$P_V = P(V_i < \underline{V}) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{V}{a}\right)^b\right) \quad (8.1)$$

dove:  $P_V$  è la probabilità che il volume per singola onda  $V_i$  sia minore o uguale ad un valore prefissato  $\underline{V}$ ;  $V$  è il volume per singola onda espresso in  $m^3/m$ ;  $a$  e  $b$  sono i parametri della distribuzione e sono detti rispettivamente parametro di scala e parametro di forma. Tali parametri possono essere stimati a partire dalle seguenti relazioni:

$$E[V] = a \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right) \quad (8.2)$$

$$Var[V] = a^2 \cdot \left(\Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right) - \Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right)^2\right) \quad (8.3)$$

dove  $E[V]$  è il valore atteso della distribuzione cioè il valore medio;  $Var[V]$  è la varianza della distribuzione e  $\Gamma(\cdot)$  è la funzione gamma. Sulla base di tali espressioni è possibile ricavare l'equazione seguente:

$$a = \frac{E[V]}{\Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right)} \quad (8.4)$$

Per stimare il valore medio valgono le seguenti relazioni:

$$E[V] = \frac{\sum V_i}{N_{ow}} = \frac{q \cdot N_w \cdot T_m}{N_{ow}} \quad (8.5)$$

dove  $N_{ow}$  è il numero di onde che riescono a tracimare;  $q$  è la portata media espressa in  $m^3 \cdot s^{-1}$ ;  $N_w$  è il numero totale di onde;  $T_m$  è il periodo medio dell'onda.

Il rapporto tra i termini  $N_{ow}$  e  $N_w$  è pari alla probabilità di tracimazione delle onde:

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} \quad (8.6)$$

Nelle analisi condotte da van der Meer et al. (1994) i parametri della distribuzione di Weibull sono definiti sulla base delle seguenti relazioni:

$$a = 0.84 \cdot \frac{q \cdot T_m}{P_{ow}} \quad (8.7)$$

$$b = 0.75 \quad (8.8)$$

I parametri  $a$  e  $b$  sono stati, inoltre, validati anche per dighe a parete verticale nello studio condotto da Franco et al. (1994).

Per la distribuzione  $P_{ow}$  van der Meer et al. (1994) definisce la seguente relazione:

$$P_{ow} = \exp\left(-\left(\frac{1}{c} \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)^2\right) \quad (8.9)$$

dove  $c$  è pari a:

$$c = 1.62 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \quad (8.10)$$

Victor et al. (2012) eseguono una approfondita analisi sul parametro  $b$  e sulla probabilità di tracimazione  $P_{ow}$ . In particolare, le analisi sono state condotte sulla base degli esperimenti effettuati su una struttura dotata di un paramento impermeabile inclinato. Sono stati studiati i seguenti range di parametri:  $\frac{R_c}{H_{m0}}$  compreso tra 0.1 e 1.69;  $\cot\alpha$  (dove  $\alpha$  è l'inclinazione del paramento) compresa tra 0.36 e 2.75;  $s_{m-1,0}$  (pendenza dell'onda) compreso tra 0.02 e 0.05. Per stimare il parametro  $b$  è stata definita la seguente relazione:

$$b = \exp\left(-2.0 \frac{R_c}{H_{m0}}\right) + (0.56 + 0.15 \cdot \cot\alpha) \quad (8.11)$$

Per la probabilità di tracimazione  $P_{ow}$  è stata definita la seguente relazione:

$$P_{ow} = \exp\left[-(1.4 - 0.30 \cdot \cot\alpha) \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right] \quad (8.12)$$

Le analisi condotte da Victor et al. (2012) hanno dimostrato che sia  $b$  che  $P_{ow}$  sono principalmente influenzati dall'altezza relativa della rampa emersa e dall'inclinazione del paramento, mentre possono essere trascurati gli effetti dovuti alla variazione del periodo dell'onda.

### 8.3 Confronto con le formule di letteratura

La Figura 8.1 mostra il confronto tra i valori del parametro  $b$  osservati nei test UC15 e quelli stimati mediante il metodo di previsione di Victor et al. (2012); nel grafico è inoltre indicato il valore di  $b$  pari a 0.75 nel caso di strutture tradizionali.

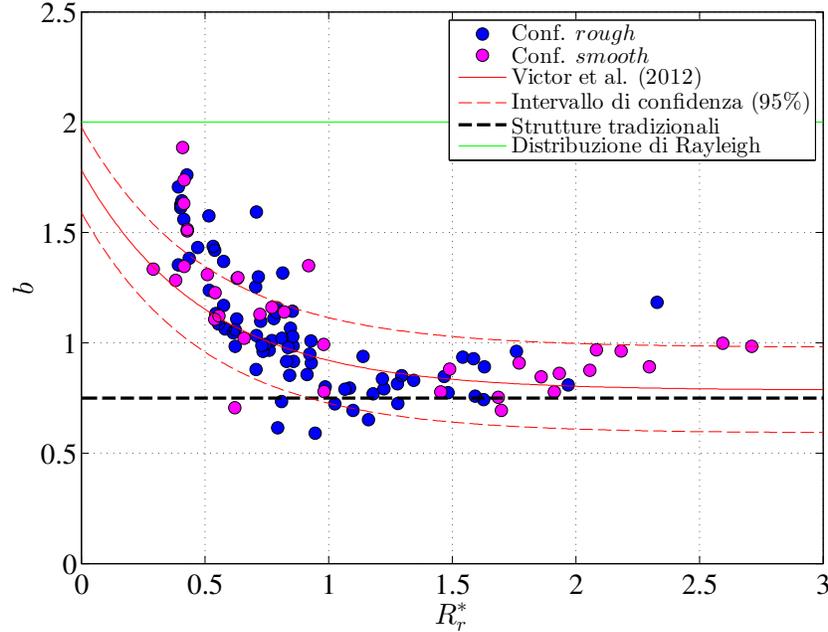


Figura 8.1: Confronto tra i valori del parametro  $b$  relativo ai test UC15 con la formula empirica di Victor et al. (2012).

Il confronto mostra che per valori di  $R_r^*$  superiori a 0.6 i valori osservati si distribuiscono all'interno dell'intervallo di confidenza (95%) del metodo di previsione. Per  $R_r^*$  inferiori a 0.6 i valori osservati di  $b$  tendono a crescere con una rapidità maggiore rispetto a quella del metodo di previsione.

La Figura 8.2 mostra il confronto tra i valori di  $P_{ow}$  osservati e quelli stimati con il metodo di previsione di Victor et al. (2012). L'analisi del grafico mostra che i valori tendono a disporsi all'interno dell'intervallo di confidenza (95%). Si nota, inoltre, come le differenze tra la configurazione *smooth* e la configurazione *rough* siano abbastanza ridotte.

## 8.4 Analisi dei dati osservati

Le analisi condotte da Victor et al. (2012) hanno dimostrato che sia  $b$  che  $P_{ow}$  sono principalmente funzione: dell'altezza d'onda, dell'altezza della rampa emersa e dell'inclinazione del paramento. Poiché gli effetti del periodo possono essere trascurati, valgono le seguenti relazioni:

$$b = f(H_{m0}, R_r, \alpha) \quad (8.13)$$

$$P_{ow} = f(H_{m0}, R_r, \alpha) \quad (8.14)$$

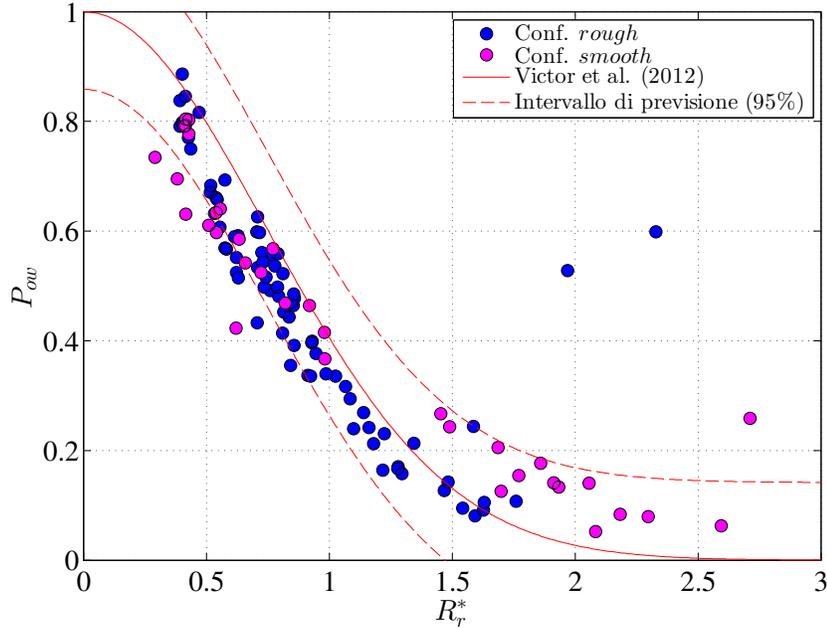


Figura 8.2: Confronto tra i valori di  $P_{ow}$  osservati nei test UC15 e la formula empirica di Victor et al. (2012).

Le analisi condotte nell'ambito della campagna sperimentale UC15 hanno consentito di confermare che i metodi di previsioni introdotti da Victor et al. (2012) possono essere impiegati anche per strutture come il DIMEMO. Di seguito si riporta l'analisi condotta sui parametri  $b$  e  $P_{ow}$ .

#### 8.4.1 Analisi del parametro di scala

Preliminarmente alle analisi di dipendenza riportate di seguito, si descrive l'analisi condotta sul parametro di scala  $a$  della distribuzione di Weibull. In particolare, affinché la stima dei parametri della distribuzione sia valida, il valore stimato di  $a$  mediante il metodo dei momenti deve essere uguale a quello stimato con l'equazione 8.4 ( $a_{eq.8.4}$ ).

La Figura 8.3 mostra il confronto tra i valori del parametro  $a$  e i valori di  $a_{eq.8.4}$ . Come si evince dalla Figura 8.3 si ha una buona corrispondenza tra i valori stimati  $a$  con il metodo dei momenti e quelli stimati mediante l'equazione 8.4.

#### 8.4.2 Variazione della distribuzione delle altezze d'onda

Per comprendere perché i volumi *wave by wave* si distribuiscono secondo una determinata legge, è necessario conoscere la probabile distribuzione delle forzanti del sistema analizzato, cioè la distribuzione delle onde. Nel caso di acque profonde, la

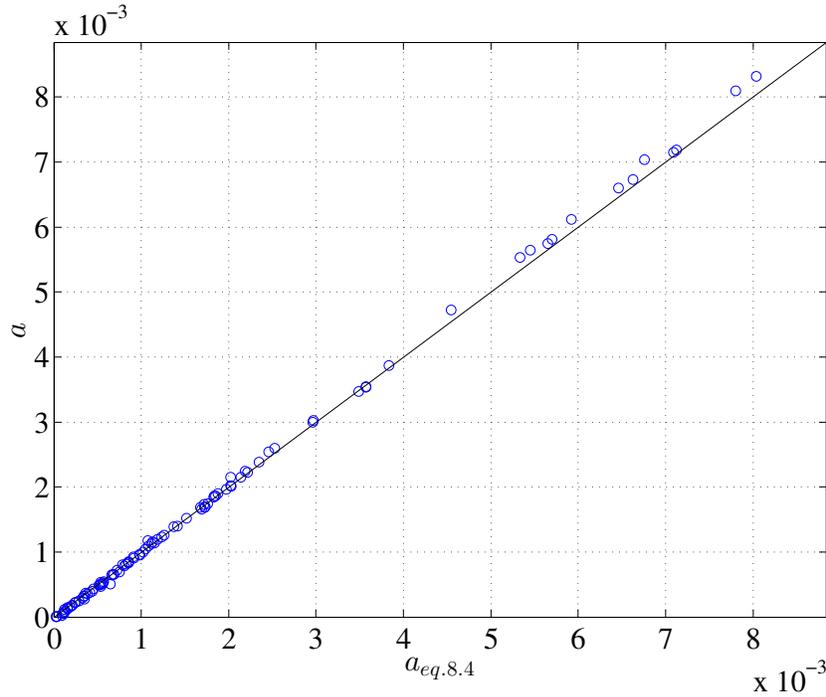


Figura 8.3: Confronto tra i valori del parametro di scala stimati mediante il metodo dei momenti e quelle stimati mediante l'equazione 8.4.

distribuzione di Rayleigh si adatta bene alla distribuzione delle altezze d'onda:

$$P_H = P(H_i < \underline{H}) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right) \quad (8.15)$$

dove  $H_{rms}$  corrisponde all'altezza d'onda spettrale pari a  $\sqrt{8 \cdot m_0}$ , essendo  $m_0$  il momento di ordine zero dello spettro. Nel caso di acque basse, possono intervenire fenomeni di frangimento che determinano la divergenza dalla distribuzione dell'altezza d'onda. Come dimostrato da Battjes e Groenendijk (2000), nel caso di acque basse la distribuzione delle altezze d'onda può essere riprodotta impiegando una distribuzione di Weibull composta. In particolare, il metodo di Battjes e Groenendijk (2000) si basa sulla seguente espressione:

$$P_H = P(H_i < \underline{H}) = \begin{cases} 1 - \exp\left(-\left(\frac{H}{H_1}\right)^{k_1}\right), & \text{per } H < H_{tr} \\ 1 - \exp\left(-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{k_2}\right), & \text{per } H > H_{tr} \end{cases} \quad (8.16)$$

dove  $k_1$  e  $k_2$  sono i parametri di forma della distribuzione,  $H_1$  e  $H_2$  sono i parametri di scala e  $H_{tr}$  è l'altezza d'onda di transizione dalla prima alla seconda distribuzione. In particolare, Battjes e Groenendijk (2000) hanno stimato che  $k_1$  è pari a 2 mentre  $k_2$  è pari a 3.6. Per l'altezza di transizione Battjes e Groenendijk (2000) hanno individuato la seguente relazione empirica:

$$H_{tr} = (0.35 + 5.8 \cdot \tan\theta) \cdot h \quad (8.17)$$

dove  $\tan\theta$  è la pendenza della spiaggia e  $h$  è la profondità. Affinché l'equazione 8.16 sia valida devono essere rispettate le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\bar{H}_{tr}}{H_1}\right)^{k_1} = \left(\frac{\bar{H}_{tr}}{H_2}\right)^{k_2} \quad (8.18)$$

$$\bar{H}_{rms} = \sqrt{\bar{H}_1 \cdot \gamma \left(\frac{2}{k_1} + 1, \frac{\bar{H}_{tr}}{H_1}\right)^{k_1} + \bar{H}_2 \cdot \gamma \left(\frac{2}{k_2} + 1, \frac{\bar{H}_{tr}}{H_2}\right)^{k_2}} = 1 \quad (8.19)$$

dove  $\bar{H}$  indica l'altezza d'onda normalizzata rispetto  $H_{rms}$

La Figura 8.4 mostra un esempio di uno stato di mare simulato. In particolare si nota come la distribuzione di Rayleigh si adatta bene ai valori di altezza d'onda. La Figura 8.5 mostra il caso di uno stato di mare i cui valori di altezza d'onda non si distribuiscono secondo una distribuzione di Rayleigh.

L'influenza della distribuzione delle altezze d'onda è stata ampiamente studiata da Victor et al. (2012). In particolare, Victor et al. (2012) mostra come nel caso di onde non distribuite secondo una Rayleiana, i volumi corrispondenti possono essere inviluppati da una distribuzione di Weibull composta. Inoltre, per tali onde i valori del parametro  $b$  risultano essere maggiori di quelli osservati nel caso di onde con altezza d'onda distribuite secondo una Rayleiana. Per quanto concerne  $P_{ow}$ , Victor et al. (2012) hanno osservato che le differenze tra onde rayleiane e non-rayleiane possono essere trascurati. Analogo comportamento è stato osservato nelle indagini sperimentali UC15 (vedere Figura 8.6 e Figura 8.7). Nello specifico, dall'analisi della Figura 8.6 emerge che vi è una buona corrispondenza tra i valori di  $b$  relativi alle prove UC15 con quelli stimati mediante il metodo di Victor et al. (2012), anche se si osserva una sottostima dei valori di  $b$  corrispondenti ad onde non-rayleiane. Inoltre, la discrepanza tra valori di  $b$  osservati e quelli stimati possono essere determinati dal sistema di misura adottato per la misura dei volumi traccimati. In particolare, è stato osservato che tale metodo, nel caso di onde che determinano elevate portate traccimate, può determinare una sottostima dei volumi di maggiore entità a cui corrisponde una sovrastima di  $b$ .

Come è possibile osservare dalla Figura 8.7, nel caso di  $P_{ow}$ , sia nel caso di onde rayleiane che non-rayleiane, si osserva una buona corrispondenza, infatti i valori osservati ricadono all'interno dell'intervallo di previsione della formula di Victor et al. (2012).

### 8.4.3 Variazione dell'estensione del paramento liscio

Dalle analisi precedenti è emerso che la variazione della lunghezza del paramento liscio comporta delle piccole variazioni sulle variabili studiate. In particolare,

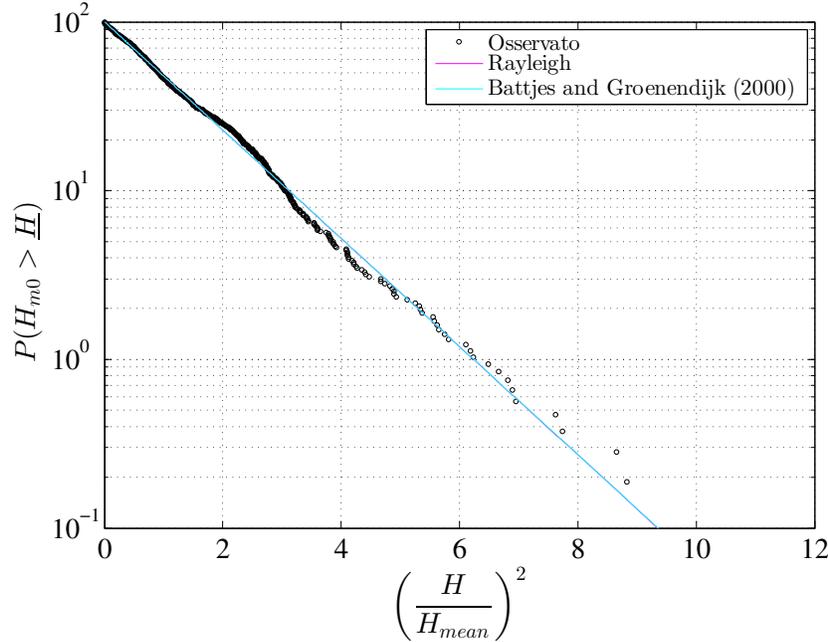


Figura 8.4: Altezze d'onda distribuite secondo la distribuzione di Rayleigh. Confronto tra i valori della distribuzione delle altezze d'onda, la distribuzione di Rayleigh e di Battjes e Groenendijk (2000).

per quando riguarda il parametro  $b$  non si rilevano variazioni tra le configurazioni studiate (vedere Figura 8.1). Per la distribuzione  $P_{ow}$  si notano delle maggiori differenze per  $R_r^*$  maggiori di 1.5, mentre tendono ad annullarsi per  $R_r^*$  inferiore di 1.5 (vedere Figura 8.2). Per quanto concerne il parametro  $b$  si può analizzare la Figura 8.8. In particolare, la Figura 8.8 mostra il confronto tra la distribuzione dei volumi *wave by wave* per le due configurazioni studiate. Come si nota le due curve che rappresentano le distribuzioni di Weibull sono pressoché parallele tra di loro, le variazioni sono limitate all'intercetta, cioè al valore medio dei volumi tracimati.

#### 8.4.4 Variazione del periodo dell'onda

Vari studi hanno dimostrato che l'influenza del periodo dell'onda sul processo di tracimazione che caratterizza un paramento inclinato può essere trascurato. Nello specifico, Victor et al. (2012) hanno dimostrato che l'influenza del periodo dell'onda su  $b$  e  $P_{ow}$  si può ritenere trascurabile. Tale comportamento è stato osservato anche nel caso dei test UC15.

La Figura 8.9 e la Figura 8.10 mostrano rispettivamente l'andamento del parametro  $b$  e di  $P_{ow}$  in funzione della pendenza dell'onda  $s_{m-1,0}$ . In particolare si riportano i valori relativi a onde caratterizzate da altezze pari a 0.05 m e a 0.09 m.

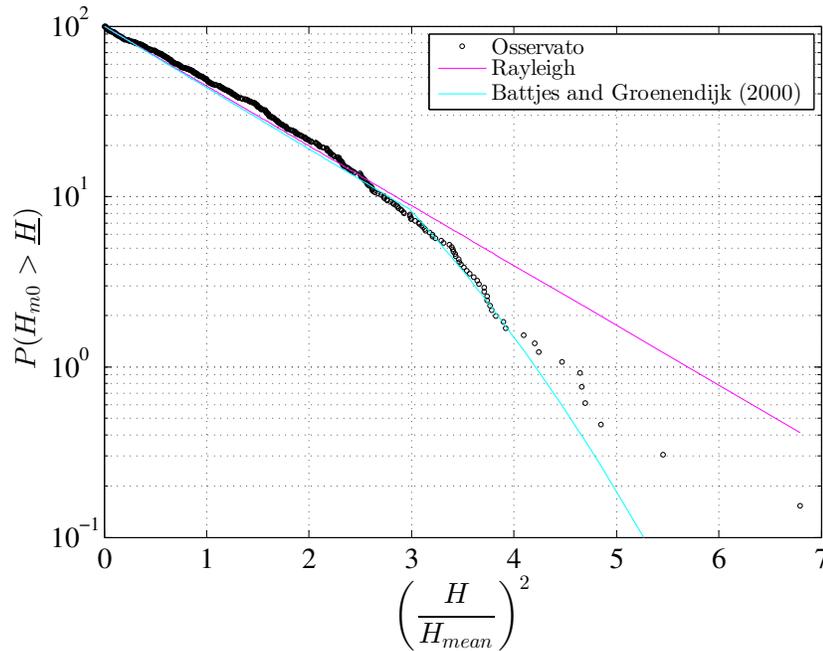


Figura 8.5: Altezze d'onda non distribuite secondo la distribuzione di Rayleigh. Confronto tra i valori della distribuzione delle altezze d'onda, la distribuzione di Rayleigh e di Battjes e Groenendijk (2000).

Come si può osservare, per un fissato valore di  $H_{m0}$ , un incremento di  $s_{m-1,0}$  non comporta delle sostanziali variazioni del parametro di forma. Ciò conferma quanto osservato in ricerche precedenti, e cioè che il periodo ha una bassa influenza su  $b$  e  $P_{ow}$ .

## 8.5 Metodo di previsione

Le analisi sulle distribuzioni dei volumi *wave by wave* e sulla probabilità di tracciazione hanno permesso di fare le seguenti osservazioni:

- sia per il parametro di forma  $b$  che per  $P_{ow}$  possono essere applicati i metodi di previsione sviluppati da Victor et al. (2012);
- tra la configurazione *smooth* e la configurazione *rough* ci sono delle ridotte differenze sia per il parametro  $b$  che per  $P_{ow}$ ;
- nel caso in cui le altezze d'onda non sono distribuite secondo una Rayleiana si osservano dei valori di  $b$  maggiori rispetto al caso di distribuzione Rayleiana, mentre  $P_{ow}$  è poco influenzato dal passaggio tra un caso e l'altro;

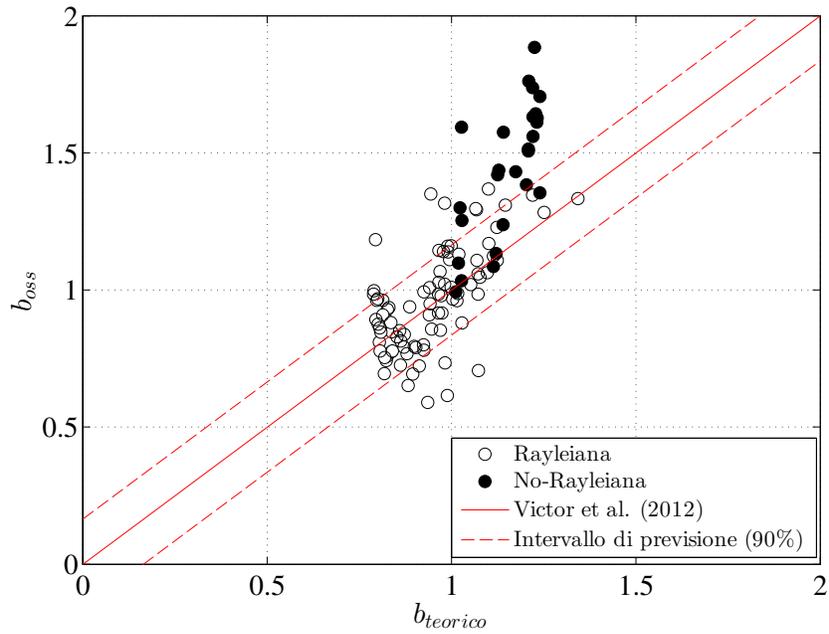


Figura 8.6: Confronto tra i valori del parametro  $b$  caratterizzati da altezze d'onda distribuite secondo una rayleiana con quelli caratterizzati da un distribuzione non rayleiana.

- in accordo con Victor et al. (2012), gli effetti del periodo dell'onda possono essere trascurati sia per  $b$  che per  $P_{ow}$ .

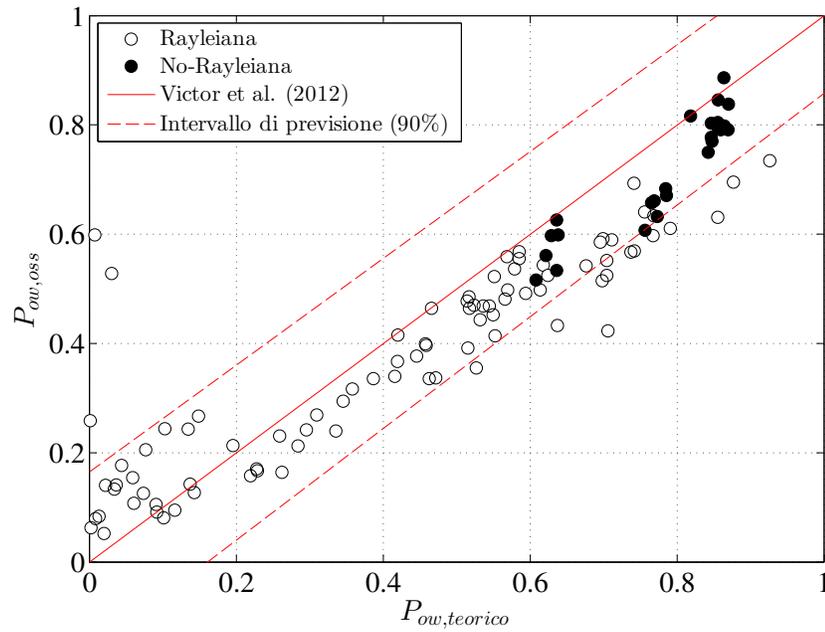


Figura 8.7: Confronto tra i valori del parametro  $P_{ow}$  caratterizzati da altezze d'onda distribuite secondo una rayleiana con quelli caratterizzati da un distribuzione non rayleiana.

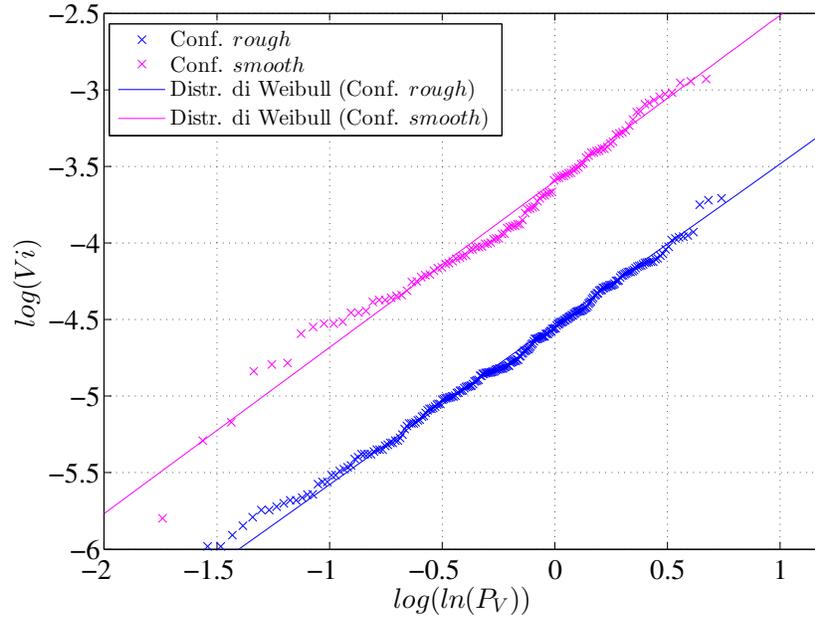
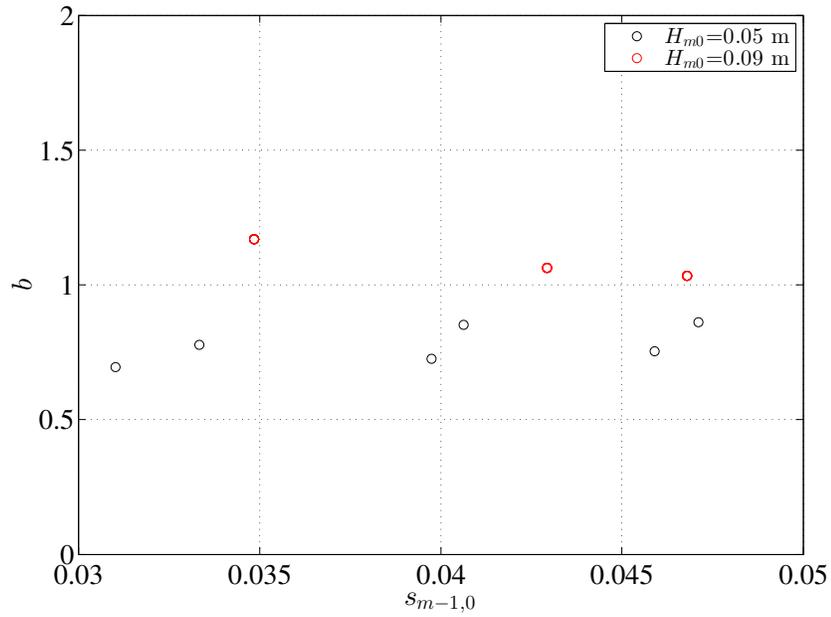
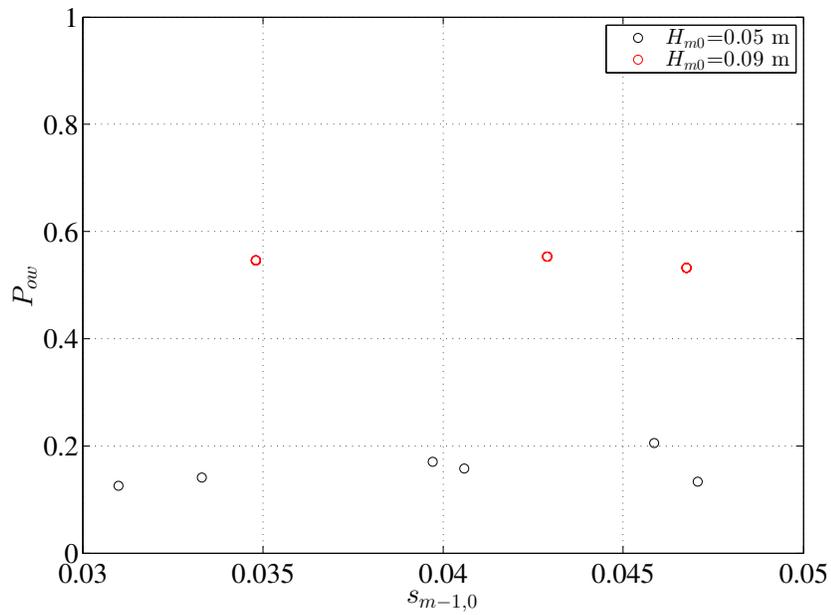


Figura 8.8: Confronto della distribuzione di probabilità dei volumi tracimati nel caso della configurazione *smooth* e nel caso della configurazione *rough*. Nel caso della configurazione *rough* le caratteristiche dell'onda incidente sono:  $H_{m0}$  pari a 0.032 m e  $R_r$  pari a 0.064 m ( $R_r^* = 1.97$ ); nella configurazione *smooth* le caratteristiche dell'onda incidente sono:  $H_{m0}$  pari a 0.051 m e  $R_r$  pari a 0.095 m ( $R_r^* = 1.86$ ).

Figura 8.9: Analisi della dipendenza dal periodo dell'onda per il parametro  $b$ .Figura 8.10: Analisi della dipendenza dal periodo dell'onda per il parametro  $P_{ow}$ .



## Parte II

# Metodologie di dimensionamento



## Capitolo 9

# Analisi delle potenzialità energetiche del moto ondoso lungo le coste della Sicilia

### 9.1 Generalità

L'individuazione del sito in cui ipotizzare la realizzazione del dispositivo DIMEMO necessita di un'analisi preliminare che consenta di stimare il contenuto energetico del moto ondoso. A tale proposito, nell'ambito del Dottorato di Ricerca, lo scrivente ha condotto un'analisi delle potenzialità energetiche del moto ondoso a scala regionale lungo le coste della Sicilia. Tale analisi è stata effettuata sulla base dei dati meteomarini forniti dall'istituto *European Centre for Medium-Range Weather Forecast* (ECMWF) i quali sono noti a largo e pertanto sono stati propagati sottocosta mediante il modello numerico *Simulating WAves Nearshore* (SWAN). Lo studio ha consentito di individuare che le zone più energetiche sono localizzate nel versante Ovest dell'isola e nel Canale di Sicilia. In particolare, nella zona a largo a Ovest dell'isola è stato stimato un flusso energia medio annuo pari a 8 kW/m, mentre tende a ridursi a valori tra 4 e 6 kW/m nel versante Sud. All'interno di queste aree sono presenti vari porti in cui si può ipotizzare la realizzazione del dispositivo. In particolare, la scelta è ricaduta sul porto di Mazara del Vallo. E' stato

scelto tale porto in quanto è caratterizzato da un molo di sopraffutto realizzato in massi artificiali e pertanto è stato possibile ipotizzare l'integrazione del dispositivo alla struttura esistente. Inoltre, in tale sito il moto ondoso presenta un contenuto energetico interessante pari a circa 2.55 kW/m.

## 9.2 Simulazioni numeriche e validazione

### 9.2.1 Modello numerico

La propagazione delle onde è stata simulata numericamente mediante il modello SWAN (Booij et al., 1999) sviluppato presso *Delft University of Technology*. Tale modello consente di stimare la variazione della grandezza  $N$  (detta *action density* è definita come il rapporto tra l'energia dello spettro e la frequenza) nel tempo in accordo con la seguente espressione:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial c_x N}{\partial x} + \frac{\partial c_y N}{\partial y} + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S_{ss}}{\sigma} \quad (9.1)$$

Nello specifico, l'equazione 9.1 consente di stimare il valore di  $N$  in cinque dimensioni (nello spazio, cioè in  $x$  e in  $y$ ; nel dominio delle frequenze  $\sigma$ ; nel dominio delle direzioni  $\theta$ ). In particolare, con  $c_x$  e  $c_y$  si indicano le componenti della velocità di gruppo nello spazio, mentre con  $c_\theta$  e  $c_\sigma$  si indicano le componenti nello dominio dello spettro. Il primo termine dell'equazione 9.1 indica la variazione di  $N$  nel tempo, il secondo e il terzo termine indicano la propagazione dell'energia nello spazio, il quarto termine indica le variazioni nel dominio delle frequenze a causa degli effetti di fondo e delle correnti, il quinto termine indica le variazioni determinate dal processo di rifrazione. Il secondo membro  $S_{ss}$  rappresenta tutti i processi che generano, dissipano e ridistribuiscono l'energia dell'onda. Tale grandezza è stimata mediante la seguente relazione:

$$S_{ss} = S_{in} + S_{nl} + S_{ds} + S_{bot} + S_{surf} \quad (9.2)$$

dove:  $S_{in}$  rappresenta il contributo energetico del vento;  $S_{nl}$  rappresenta l'energia che si trasferisce a causa dell'interazione non lineare delle onde;  $S_{ds}$  rappresenta l'energia dissipata a causa del fenomeno di *white-capping*;  $S_{bot}$  rappresenta l'energia dissipata a causa degli attriti di fondo;  $S_{surf}$  rappresenta l'energia dissipata a causa del fenomeno di frangimento. Nel presente studio sono stati trascurati gli effetti di attrito, in quanto le analisi si sono focalizzate per profondità maggiori di 10 m.

Le simulazioni sono state condotte utilizzando come dati di input la batimetria, i dati di vento e del moto ondoso. In particolare, i dati di vento sono stati definiti in funzione della velocità e la direzione di propagazione; i dati di moto ondoso sono stati definiti in funzione dell'altezza d'onda significativa, del periodo di picco e della direzione media di propagazione.

### 9.2.2 Condizioni al contorno

La batimetria dell'area di studio è stata ricostruita utilizzando sia i dati dell'Istituto Geografico Militare (IGM) sia i dati del *General Bathymetric Chart of Oceans*

(GEBCO). In particolare, i dati dell'IGM sono forniti mediante delle mappe in scala 1: 1 000 000, mentre quelli di GEBCO sono forniti in formato digitale a livello globale con una risoluzione prossima ad 1 km (GEBCO, 1999). L'impiego di quest'ultimo data set è stato necessario in quanto le batimetriche dell'IGM coprono una zona limitata rispetto all'area che si è voluto studiare. In particolare, le batimetrie inferiori di 100 m sono stati estratti dalle mappe dell'IGM, mentre quelle superiori a 100 m sono stati estratti dall'archivio di GEBCO.

I dati di vento e i dati di moto ondoso sono stati estratti dall'archivio operativo dell'istituto internazionale *European Centre for Medium-Range Weather Forecast* (ECMWF). Tale organizzazione si occupa della previsione e della ricostruzione dei dati meteorologici. In particolare, tali analisi avvengono mediante diversi modelli numerici e sono validati mediante i dati misurati dalle boe, delle navi, dai satelliti, ecc... La ricostruzione dei dati ondamentrici avviene mediante il modello numerico *Wave Modeling* (WAM) (Hasselmann et al., 1988) e come condizioni al contorno sono impiegati i dati di vento stimati dai modelli atmosferici. In particolare, la griglia di calcolo impiegato in WAM ha una risoluzione di  $0.25^\circ$  sia in latitudine sia in longitudine e con una risoluzione nel tempo pari a 6 ore.

Nel caso in esame i dati di moto ondoso sono stati validati utilizzando i dati ondamentrici misurate delle boe appartenente Rete Ondamentrica Nazionale (RON) gestita dell'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA). In particolare, la rete RON si compone di 15 boe di cui 8 sono state installate nel 1989, mentre le altre boe sono state installate nel periodo 1999-2004. Durante il periodo compreso tra il 1989 e 2002, i dati sono stati acquisiti per 30 minuti ogni 3 ore, anche se nel caso di eventi caratterizzati da elevate altezze d'onda, la registrazione avveniva in continuo. Dal 2002 le boe registrano in continuo e i dati sono disseminati ogni 30 minuti. Visto che lo studio è relativo alle coste della Sicilia, per la validazione dei dati dell'ECMWF sono stati impiegati i dati delle boe di Mazara del Vallo, Catania e Capo Gallo (la localizzazione delle boe è mostrata in Figura 9.4). Come indicato nella Tabella 9.I, le boe sono caratterizzati dai seguenti periodo di registrazione: dal luglio 1989 a ottobre 2006 per la boe di Catania, con un'efficienza totale del 84%; dal gennaio 2004 a marzo 2008 per la boe di Capo Gallo, con un'efficienza del 73%; dal luglio 1989 ad aprile 2008 per la boe di Mazara del Vallo, con un'efficienza del 79%.

Tabella 9.I: Caratteristiche delle boe impiegate per la validazione dei dati ECMWF.

Boa	Latitudine Longitudine [°]	Periodo di misura	Efficienza totale [%]	Massimo fetch [km]	Massima $H_s$ [m]
Catania	37.42	luglio 1989	84	344	6.3
	15.15	ottobre 2006			
Capo Gallo	38.25	gennaio 2004	73	332	5.5
	13.32	marzo 2008			
Mazara del Vallo	37.53	luglio 1989	79	188	7.1
	12.53	aprile 2008			

La stima dell'affidabilità dei dati ECMWF è stata espressa mediante l'impiego dei seguenti indici: l'errore medio tra dati osservati e i dati del modello numerico (*bias*); lo scarto quadratico medio (*rsme*); lo scarto quadratico medio normalizzato (*si*); la pendenza della retta che passa per l'origine e involupa le due serie di dati (*slope*); il parametro di Willmott (*d*) (Willmott, 1982), il quale varia tra 0 e 1 e vale 1 nel caso di perfetta corrispondenza tra i dati osservati. I valori di tali parametri sono riassunti nella Tabella 9.II. Per quanto riguarda il *bias* e l'*rsme*, si nota che le

Tabella 9.II: Indici di performance dei dati ondometrici dell'ECMWF: confronto tra i dati ECMWF e i dati registrati dalle boe.

Caratteristica onda	Boa	N dati	<i>bias</i>	<i>rsme</i>	<i>si</i>	<i>slope</i>	<i>d</i>
Altezza significativa	Catania	8711	0.19 m	0.33 m	0.85	0.652	0.813
	Capo Gallo	4451	0.10 m	0.32 m	0.49	0.8	0.922
	Mazara del vallo	9813	0.09 m	0.28 m	0.3	0.888	0.957
Periodo medio	Catania	7715	0.35 s	1.73 s	0.34	0.867	0.643
	Capo Gallo	4370	0.92 s	1.87 s	0.40	0.757	0.725
	Mazara del vallo	9651	1.22 s	1.67 s	0.32	0.817	0.657

differenze tra le due serie sono relativamente piccole. Come si può osservare dalla Tabella 9.II, il valore della *si* è più alto nel caso della boa di Catania (pari a 0.85). Tale comportamento è imputabile al fatto che il modello numerico non è in grado di ricostruire gli eventi determinati da venti locali, nel caso specifico quelli provenienti da Nord-Est. Inoltre, si può osservare per le tre boe che il valore del parametro *slope* è minore di 1, ciò indica che i dati ECMWF tendono a sottostimare i valori registrati presso le boe. Tale aspetto è evidente anche dall'analisi della Figura 9.1, della Figura 9.2 e della Figura 9.3 dove per ogni boa si riportano il confronto dell'altezza d'onda significativa con quella stimata dai modelli dell'ECMWF.

Generalmente, è stato osservato che i modelli numerici tendono a sottostimare gli eventi di picco, soprattutto nel caso di bacini chiusi come il Mediterraneo. In particolare, i modelli tendono a sottostimare la velocità del vento determinando anche una sottostima dei valori di altezza d'onda. La causa di tale errore non è nota, ma come visto nello studio condotto nell'ambito del progetto WW-MEDATLAS (Cavaleri e Bertotti, 2004), tale sottostima potrebbe essere determinata dalla modellazione dell'orografia e dal contorno del dominio di calcolo. La stima accurata delle caratteristiche delle onde di picco è importante nel caso in cui, ad esempio, si devono effettuare delle analisi degli eventi estremi. Nell'analisi dell'energia media del moto ondoso, gli effetti legati ad una non perfetta corrispondenza degli eventi di picco tra i dati osservati e quelli derivati da modelli numerici possono essere trascurati in quanto l'analisi risulta essere cautelativa.

### 9.2.3 Dominio di calcolo

Il dominio di calcolo è stato discretizzato utilizzando una griglia di calcolo di tipo non-struttura. In particolare, la griglia di calcolo è composta di 4700 nodi e 89666 elementi triangolari.

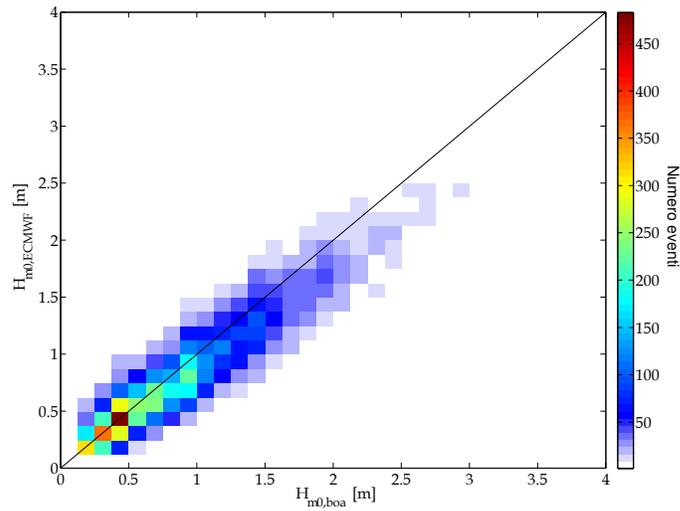


Figura 9.1: Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Mazara del Vallo e quella stimata del modello dell'ECMWF.

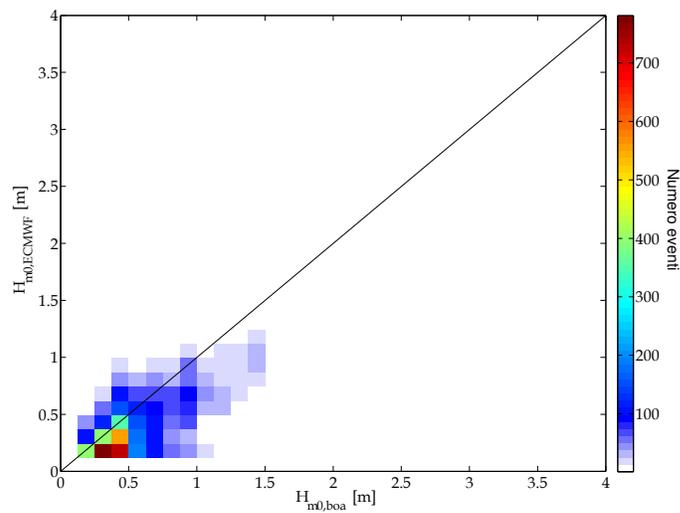


Figura 9.2: Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Catania e quella stimata del modello dell'ECMWF.

Per quanto riguarda la risoluzione della griglia si è assunto un valore costante per le profondità inferiori a 50 m e maggiori di 100 m, mentre variabile linearmente per le profondità comprese tra 50 m e 100 m. In particolare, per le profondità inferiori a 50 m è stata imposta una dimensione pari a 400 m, mentre pari a 1000 m per le

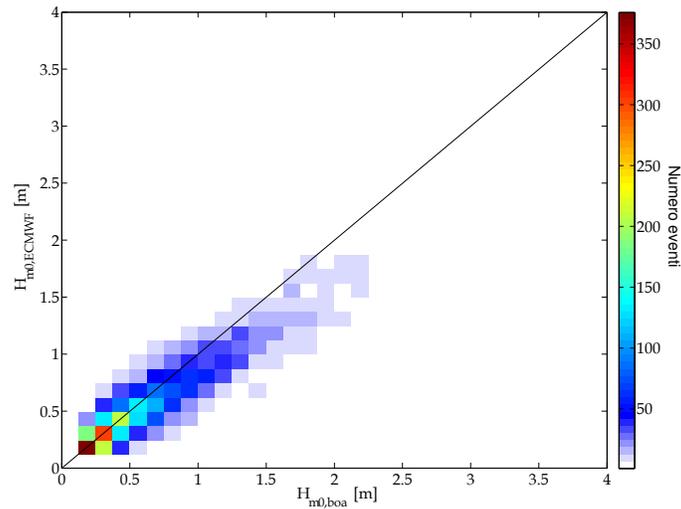


Figura 9.3: Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Capo Gallo (Palermo) e quella stimata del modello dell'ECMWF.

profondità superiori a 100 m. Nel range di profondità tra 50 e 100 m, la dimensione della griglia è stata stimata come interpolazione lineare tra 400 m e 1000 m.

I contorni del dominio di calcolo sono stati scelti in funzione dei punti dell'ECMWF. In particolare, come si può osservare dalla Figura 9.4, i contorni passano attraverso 34 punti dell'ECMWF. Tali punti sono stati selezionati a una distanza sufficientemente lontana dalla costa e a una profondità prossima a 100 m. Per la definizione delle condizioni al contorno sono stati utilizzati i dati ondometrici di tali punti. Inoltre, sono stati selezionati ulteriori 32 punti dall'archivio dell'ECMWF per la definizione del campo di vento all'interno del dominio di calcolo. In particolare, per ogni nodo del dominio di calcolo, i dati di vento sono stati stimati mediante un'interpolazione dei dati dei punti ECMWF più vicini. Per la definizione delle condizioni al contorno si è assunto uno spettro del tipo JONSWAP. In particolare, lo spettro è stato discretizzato in 36 direzioni e 40 frequenze comprese nel range tra 0.04 e 0.5 Hz.

#### 9.2.4 Validazione dei dati di output

I dati di output del modello numerico SWAN sono stati validati impiegando i dati di altezza d'onda significativa stimati dalle osservazioni dei satelliti. In particolare, sono stati utilizzati i dati validati dall'istituto francese *French Research Institute for Exploitation of the Sea* (IFREMER). L'archivio dell'IFREMER copre l'intero globo ed è relativo al periodo tra 1991 al 2013. In particolare, i dati sono relativi a sette satelliti appartenenti a diverse missioni. I satelliti sono: ERS2, Envisat, Topex-Poseidon, Jason 1 e 2, GeoSat FO e CryoSat 2. Tali dati sono stati calibrati impiegando il metodo di Queffeuou (2004). Una parte dei dati ondamentrici dei

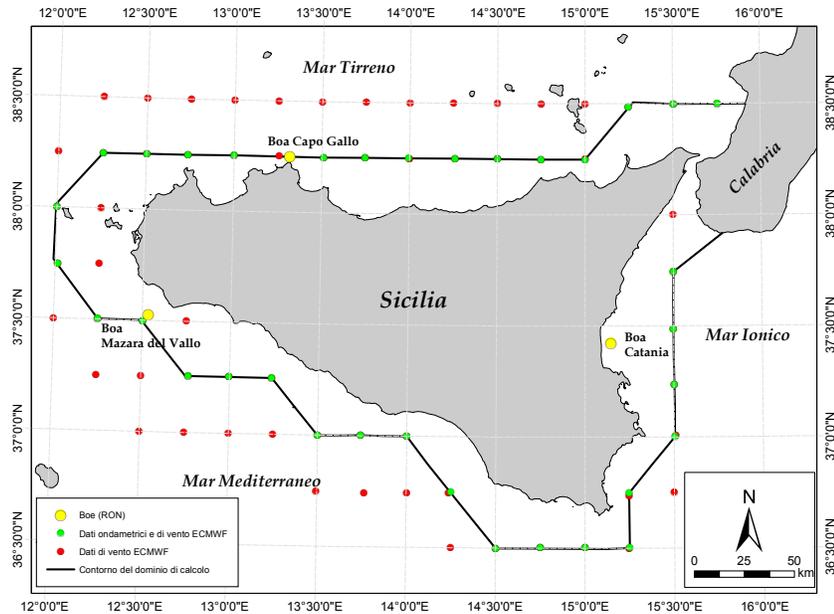


Figura 9.4: Localizzazione delle boe e dei punti ECMWF utilizzati per l'estrazione dei dati ondamentrici e i dati di vento.

satelliti ERS2, Envisat, Jason 1 e 2 sono stati utilizzati nel processo di assimilazione dei dati ondamenti dell'ECMWF e pertanto sono stati esclusi dal processo di validazione. In particolare, sono stati impiegati i seguenti periodi:

- 1995-2003 per il satellite ERS2;
- dal 2003 per il satellite Envisat;
- dal 2006 per il satellite Jason 1;
- dal 2009 per il satellite Jason 2.

I dati di altezza d'onda relativi a tali periodi sono stati esclusi dal processo di validazione. La validità delle simulazioni condotte con SWAN è stata descritta mediante gli indici riportati nella Tabella 9.III.

Il confronto tra i dati dei satelliti e quelli stimati mostra una buona corrispondenza. Infatti, come si può osservare il valore dello scarto quadratico medio è inferiore a 0.5 m. Il valore della pendenza inferiore a 1 indica che il modello tende a sottostimare i valori dell'altezza d'onda. Tale risultato è dovuto ai dati utilizzati come condizioni al contorno, che come già visto tendono a sottostimare gli eventi di picco.

La Figura 9.6 mostra il confronto tra i dati di altezza d'onda significativa stimati dal modello SWAN e quelli del satellite Jason 1.

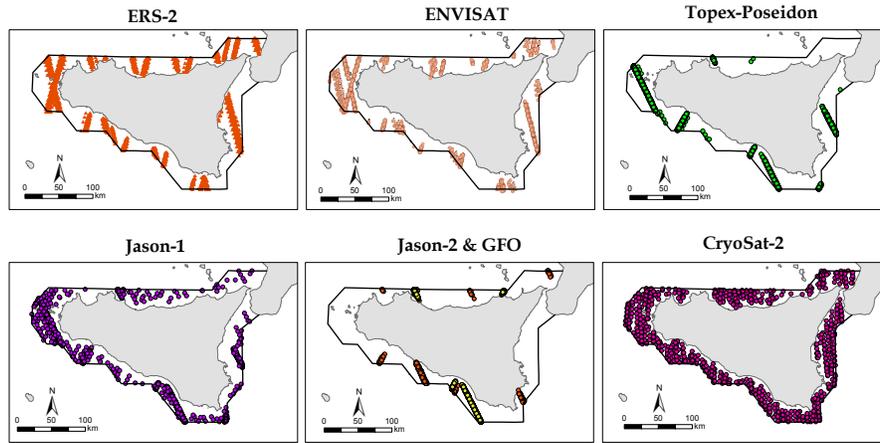


Figura 9.5: Punti di osservazione dei vari satelliti utilizzati per la validazione dei dati di output di SWAN.

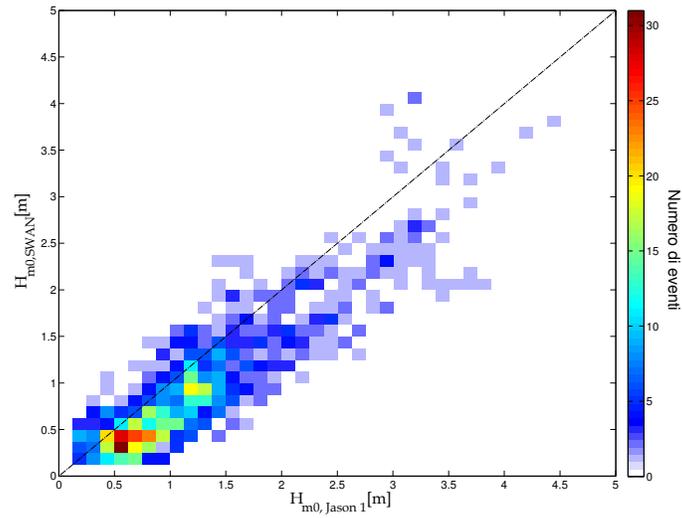


Figura 9.6: Confronto tra i dati osservati dai satelliti Jason 1 e i dati ricostruiti mediante il modello SWAN.

Tabella 9.III: Indici di performance dei dati ondametrici del modello SWAN: confronto tra i dati di SWAN e i dati dei satelliti.

Satellite	Perido di misura	N° dati	<i>bias</i> [m]	<i>rmse</i> [m]	<i>si</i>	<i>slope</i>	<i>d</i>
ERS-2	15/05/1995 04/07/2011	2255	0.1	0.49	0.503	0.86	0.887
ENVISAT	14/05/2002 08/04/2012	141	0.21	0.39	0.368	0.855	0.9213
Topex Poseidon	25/09/1992 08/10/2005	3345	0.2	0.39	0.48	0.814	0.913
Jason-1	15/01/2002 15/02/2013	1017	0.28	0.45	0.48	0.77	0.9
Geosat Follow-On	07—01-2000 07/09/2008	731	0.28	0.43	0.454	0.766	0.857
Jason-2	04/07/2008 01/02/2013	155	0.21	0.4	0.457	0.8	0.9
<i>CryoSat-2</i>	28/01/2011 08/04/2013	701	0.17	0.38	0.474	0.861	0.914

### 9.3 Analisi dei risultati

Il flusso di energia del moto ondoso può essere stimata mediante la seguente relazione:

$$\begin{aligned}
 P_x &= \int_0^{2\pi} \int_0^\infty c_x E(\sigma, \theta) d\sigma d\theta \\
 P_y &= \int_0^{2\pi} \int_0^\infty c_y E(\sigma, \theta) d\sigma d\theta
 \end{aligned}
 \tag{9.3}$$

dove  $E$  è la densità di energia dello spettro. Il flusso di energia è stato stimato per ogni stato di mare propagato e su tutto il dominio di calcolo. In particolare, la Figura 9.7 mostra la distribuzione spaziale del flusso di energia medio annuo del moto ondoso su tutto il dominio di calcolo.

L'analisi dei risultati mostra che i valori osservati in prossimità del contorno del dominio di calcolo sono consistenti con quelli stimati da Liberti et al. (2013). In particolare, il flusso di energia è pari a circa 8 kW/m nella parte occidentale dell'isola e compreso nel range tra 4 e 6 kW/m nel Canale di Sicilia. La potenza tende a ridursi nel versante Nord e Est a valori compresi tra 2 e 3 kW/m.

La Figura 9.8 mostra la distribuzione stagionale dell'energia del moto ondoso. In particolare, i dati sono stati raggruppati secondo il seguente ordine: a) dicembre, gennaio e febbraio (DGF); b) marzo, aprile e maggio (MAM); c) giugno, luglio e agosto (GLA); d) settembre, ottobre e novembre (SON). Come si può osservare il periodo DGF è quello più energetico, mentre l'energia tende a ridursi fortemente nel periodo GLA. In particolare, si stima una riduzione dell'energia dell'ordine del 60%-80% in funzione del sito considerato.

La Figura 9.9 mostra la distribuzione del flusso di energia del moto ondoso stimato lungo le batimetriche attorno la Sicilia con profondità pari a 10, 20 e 50

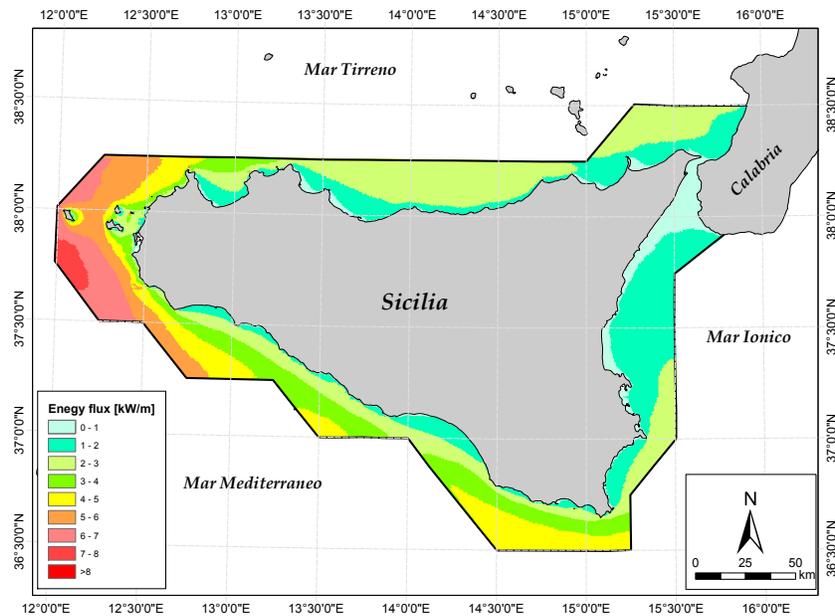


Figura 9.7: Distribuzione del flusso di energia medio annuo per unità di lunghezza del fronte d'onda.

m. In particolare, si possono individuare 4 zone caratterizzate da valori di energia pressoché omogenei: zona I, compresa tra Capo San Vito e Capo Granitola; zona II, compresa tra Capo Granitola e Capo Isola delle Correnti; zona III, compresa tra Capo Isola delle Correnti e Capo Peloro; zona IV, compresa tra Capo Peloro e Capo San Vito.

Nella zona I il flusso di energia non subisce delle sostanziali variazioni tra la batimetrica a 50 m e quella a 10 m. In particolare, si osserva una variazione dell'ordine di 1-2 kW/m. Questa zona è caratterizzata prevalentemente da onde provenienti dal settore 260-290 °N. Tali onde sono pressoché perpendicolari alla costa e quando viaggiano da largo verso la costa essi soffrono di una bassa perdita di energia, anche se a causa della presenza di piccole isole si ha una riduzione dell'energia dal moto ondoso.

Nella zona II l'energia è dispersa prevalentemente a causa del fenomeno di frangimento e rispetto la zona I l'energia tende a ridursi. Tuttavia, dalla batimetrica a 50 m a quella a 10 si osserva una bassa perdita di energia, all'incirca inferiore a 1 kW/m.

Nella zona III l'energia è relativamente bassa in quanto per la maggiore parte dell'anno le onde sono caratterizzate da un'altezza inferiore a 0.5 m. Tuttavia, vi sono alcuni siti dove il flusso di energia media è pari a 3.5 kW/m. Nella zona IV, si ha una analoga situazione a quella della zona III e anche in questo caso vi sono

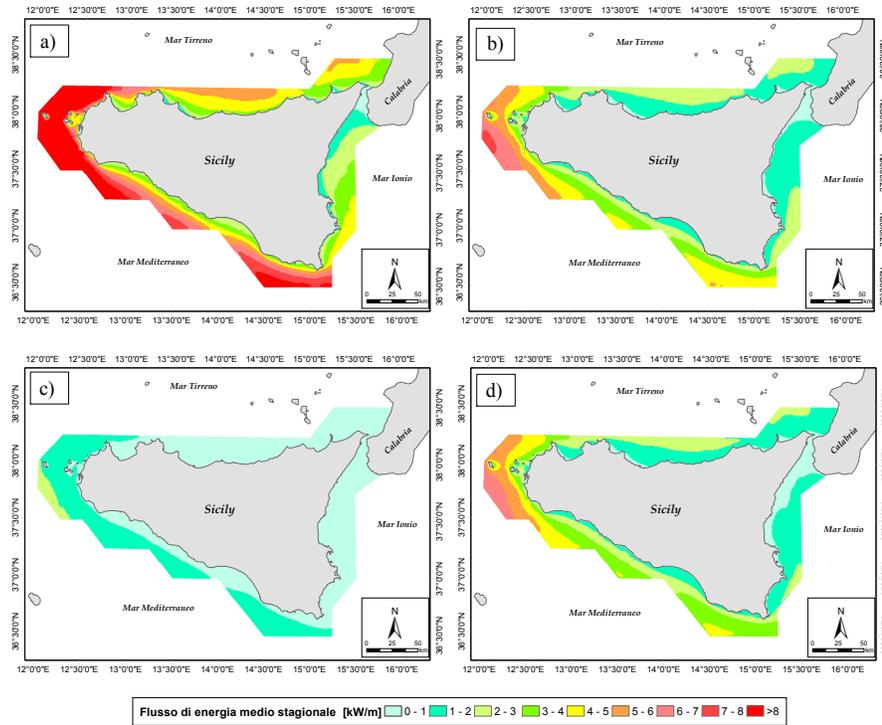


Figura 9.8: Distribuzione del flusso di energia medio stagionale per unità di lunghezza del fronte d'onda: a) dicembre, gennaio e febbraio (DGF); b) marzo, aprile e maggio (MAM); c) giugno, luglio e agosto (GLA); d) settembre, ottobre e novembre (SON).

alcuni siti in cui l'energia è superiore a 2.0 kW/m.

Le analisi sul contenuto energetico hanno mostrato che le zone più energetiche sono localizzate nel versante Ovest dell'isola e nel Canale di Sicilia. All'interno di questa zona vi sono vari porti in cui si può ipotizzare la realizzazione del dispositivo DIMEMO. Tra questi è stato scelto il porto di Mazara del Vallo in quanto presenta dei valori dell'energia del moto ondoso interessanti. In particolare, è stato stimato un flusso di energia medio annuo pari a 2.55 kW/m. Tale porto è localizzato all'interno del Canale di Sicilia ed è protetto da una diga a gettata realizzata in massi artificiali. Pertanto, si potrebbe ipotizzare ad una integrazione del dispositivo sull'opera di difesa esistente. Nel capitolo successivo riporta la descrizione delle metodologie che hanno consentito la scelta della configurazione che meglio si adatta alle condizioni di moto ondoso presenti nel sito selezionato e che ottimizza la produzione di energia elettrica garantendo dei livelli di sicurezza e operatività comparabili a quelli di una diga tradizionale.

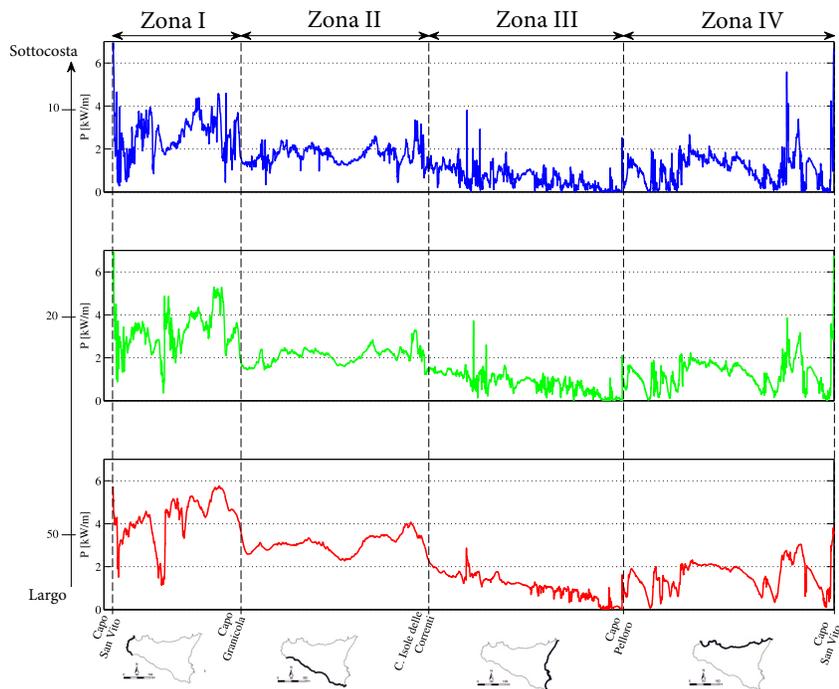


Figura 9.9: Distribuzione stagionale del flusso di energia medio annuo per unità di lunghezza del fronte d'onda lungo le batimetriche a 50 m, 20 m e 10 m.

## Capitolo 10

# Caso studio: porto di Mazara del Vallo

### 10.1 Generalità

Nel presente capitolo si descrive la procedura adottata per il dimensionamento del dispositivo DIMEMO. In particolare, è sulla base delle indagini condotte al Capitolo 9, è stato ipotizzato la realizzazione del sistema nella diga foranea del porto di Mazara del Vallo.

Il dimensionamento è stato condotto mediante delle simulazioni numeriche del dispositivo considerando vari valori delle caratteristiche geometriche. Le analisi dei risultati hanno consentito di individuare la configurazione che ottimizza la produzione di energia. In particolare, la scelta della configurazione è stata effettuata affinché siano garantite le seguenti condizioni: operatività e sicurezza del porto; adeguati tempi di operatività, cioè garantire che la portata turbinata e il livello idrico all'interno della vasca di accumulo siano al di sopra di valori soglia per elevati tempi; minimizzare i costi di realizzazione e massimizzare la produzione di energia; bassi impatti determinati dalle variazioni del livello del mare. Sulla base di tali criteri è stata individuata una configurazione in grado di produrre una quantità di energia pari a 190 MWh e caratterizzata da un fattore di capacità pari al 18%.

## 10.2 Analisi del sito in esame

Il porto di Mazara del Vallo è localizzato nel versante Sud-Ovest della Sicilia (latitudine  $37^{\circ}38',56$  N; longitudine  $12^{\circ}35',22$  E). In particolare, secondo la classificazione del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (Regione Siciliana, 2004), tale porto appartiene all'unità fisiografica compresa tra il Capo di San Marco e Capo Feto (vedere Figura 10.1).

Il porto si compone di un molo di sopraflutto (molo di ponente) realizzato in massi artificiali ed è caratterizzato da una lunghezza complessiva di circa 1.5 km. I primi 500 m di tale molo presentano un banchinamento interno di larghezza pari a 45 m da cui si sviluppano ortogonalmente altri due moli secondari impiegati per l'attracco di pescherecci. Il bacino portuale è inoltre delimitato da un molo di sottoflutto (molo di levante) realizzato anch'esso in massi artificiali e caratterizzato da una lunghezza pari a circa 600 m.

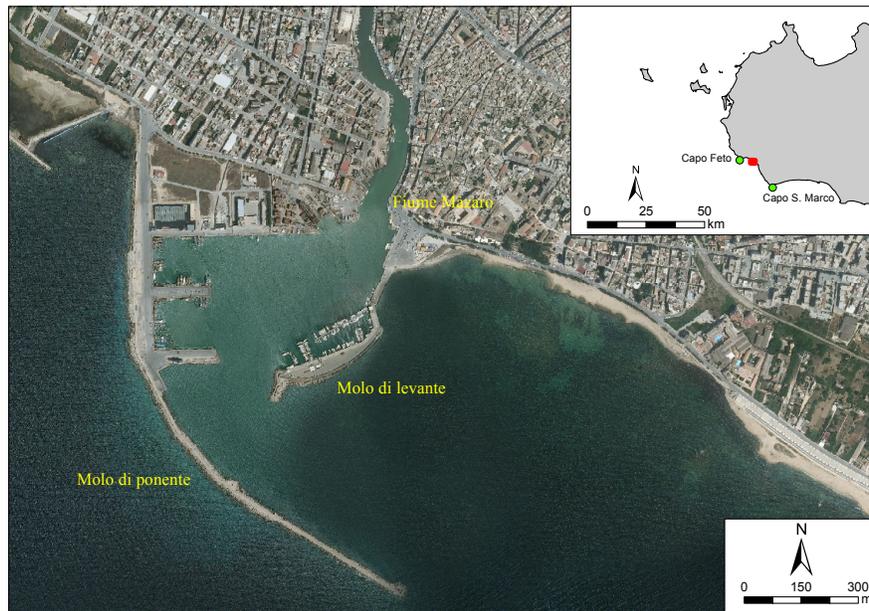


Figura 10.1: Localizzazione del porto di Mazara del Vallo.

La Figura 10.2 mostra la sezione tipo della diga foranea del porto di Mazara del Vallo. Procedendo dall'interno verso l'esterno, la diga è costituita dai seguenti strati: nucleo interno in scogli naturali di I e II categoria, uno strato filtro in scogli di II categoria; un secondo strato filtro realizzato in scogli di III e IV categoria; una mantellata lato terra realizzata in massi artificiali cubici di dimensione  $2.00 \times 2.00 \times 2.70$  m; un mantello foraneo realizzato in massi cubici da 50 t.

Per la stima delle caratteristiche geometriche del dispositivo è stata condotta un'analisi relativa all'energia del moto ondoso in prossimità del molo di ponente.

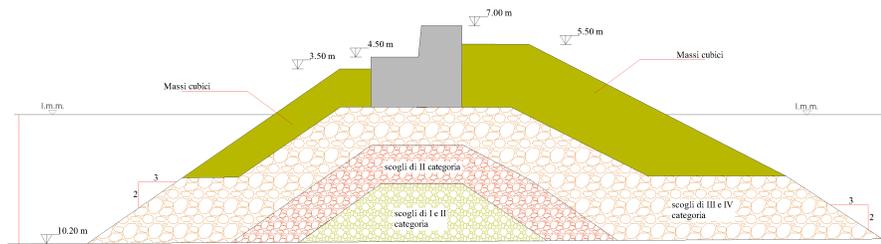


Figura 10.2: Sezione tipo della diga foranea del porto di Mazara del Vallo.

Inoltre, è stata condotta un'analisi sulle variazioni del livello del mare per stimarne l'incidenza sulle prestazioni del dispositivo.

Al fine di fornire un quadro delle condizioni al contorno che influiscono sulla definizione delle caratteristiche del dispositivo DIMEMO nei successivi sottoparagrafi verranno descritti: *i*) l'energia del moto ondoso disponibile in prossimità del molo di ponente; *ii*) la variazione del livello del mare; *iii*) lo studio degli eventi estremi del moto ondoso per la determinazione della tracimazione del moto ondoso nella struttura foranea.

### 10.2.1 Analisi energetica

Sulla base dei risultati del modello descritta nel Capitolo 9, in prossimità del porto di Mazara del Vallo è stato stimato un flusso di energia medio annuo pari a circa 2.55 kW/m a cui corrisponde un'energia media annua pari a 14.89 MWh/m.

Inoltre, come riportato nella Figura 10.3 la quota maggiore del flusso di energia proviene dal settore compreso tra 270 e 250°N, anche se l'energia associata al moto ondoso proveniente dal settore compreso tra 160 e 180°N non è trascurabile. In particolare, si osserva che la frequenza di apparizione di eventi nel primo settore è pari al 49%, mentre nel secondo è pari al 21%.

Come illustrato in Figura 10.4 il maggiore contenuto di energia è relativo al moto ondoso caratterizzato da un'altezza d'onda significativa compresa tra 1 e 3 m e un periodo medio compreso tra 4 e 9 s. La frequenza di apparizione all'interno di queste classi è pari a circa al 40%. Per quanto attiene alla variabilità stagionale (vedere Figura 10.4) il contenuto energetico si concentra prevalentemente nei mesi compresi tra gennaio a aprile e da ottobre a dicembre. Durante il periodo estivo il flusso di energia tende a ridursi a valori prossimi a 0.5 kW/m.

### 10.2.2 Analisi delle variazioni del livello del mare

L'analisi delle variazioni del livello medio del mare è di fondamentale importanza ai fini della realizzazione di un dispositivo basato sul processo di tracimazione come il DIMEMO. Infatti, le variazioni del livello del mare può determinare un'elevata influenza sulle prestazioni idrauliche del dispositivo. La Figura 10.6 mostra l'andamento del livello del mare per il periodo compreso tra aprile 2005 e aprile 2009

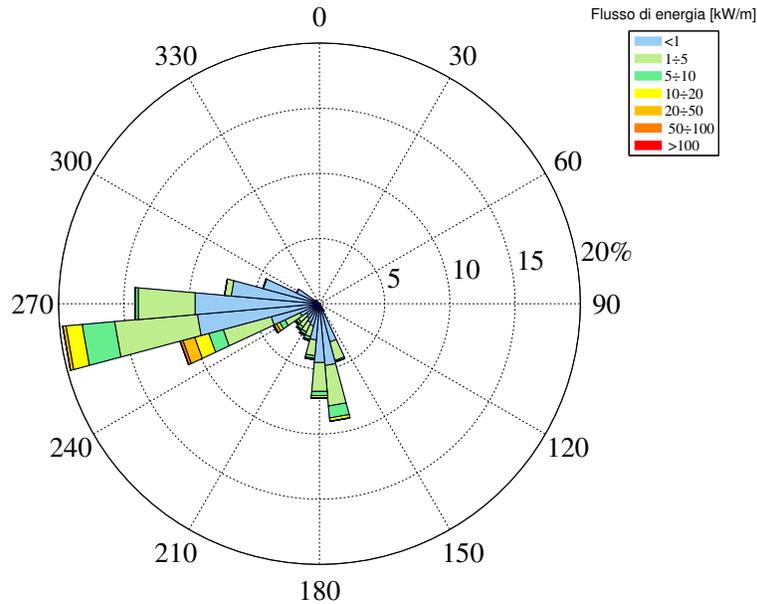


Figura 10.3: Distribuzione direzionale del flusso di energia.

in corrispondenza della stazione mareografica di Porto Empedocle. Tale stazione, appartenente alla Rete Mareografica Nazionale e gestita dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA), è la più vicina al porto di Mazara del Vallo tra quelle dotate di una serie storica significativa.

In dettaglio, nel seguito si sono condotte anche analisi: la prima volta a valutare la frequenza di apparizione di livelli di mare indipendente dalla causa che ha generato detti livelli, la seconda volta a valutare separatamente il contributo della marea astronomica e di quella meteorologica. Infatti, per il sito in esame prescindendo dai modesti dislivelli imputabili a variazioni stagionali della densità del mare e a fenomeni di eustatismo, le escursioni di livello della superficie marina possono essere principalmente imputate alla marea astronomica e alla marea meteorologica. La marea astronomica, dovuta principalmente all'azione esercitata dal campo gravitazionale del sole e della luna sulle masse oceaniche, ha nel Canale di Sicilia un andamento caratterizzato da due massimi e due minimi durante la giornata, di cui un massimo ed un minimo in genere più accentuati rispetto all'altro. Le variazioni del livello medio del mare indotte da cause meteorologiche vengono indicate con il termine di marea meteorologica. Le due cause principali che possono dar luogo alle accennate variazioni di livello sono costituite dalle variazioni di pressione atmosferica rispetto alla pressione normale al suolo e dall'azione dei venti persistenti sulla superficie del mare al di sopra della piattaforma continentale.

I risultati della prima analisi sono riportati in Figura 10.7. La figura mostra la frequenza di apparizione cumulata sia dei valori del livello maggiori di zero sia

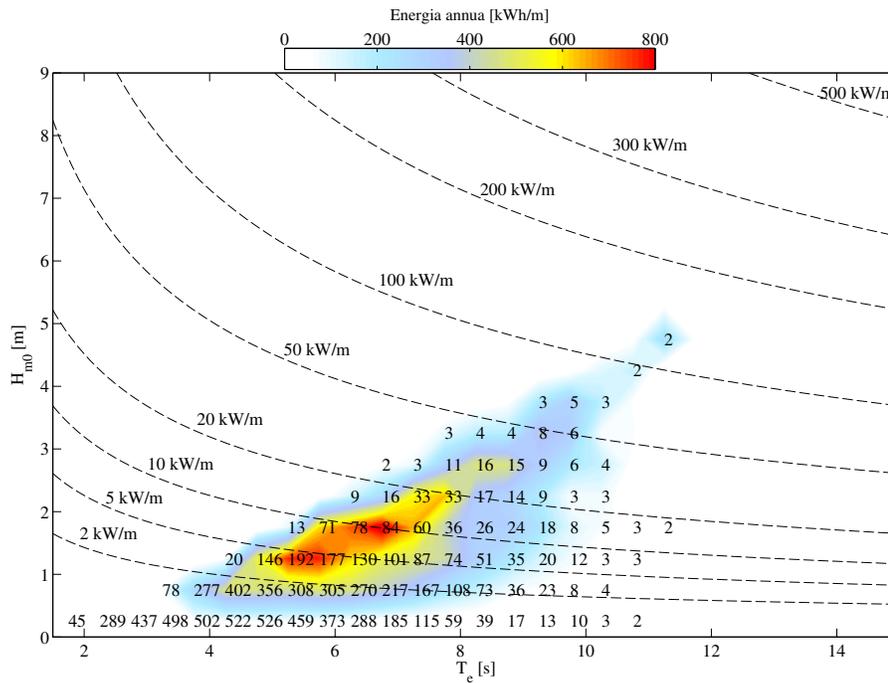


Figura 10.4: Distribuzione dell'energia media annua rispetto all'altezza d'onda significativa e al periodo medio. Il numero riportato sul grafico indica il numero di ore in un anno di apparizione della classe.

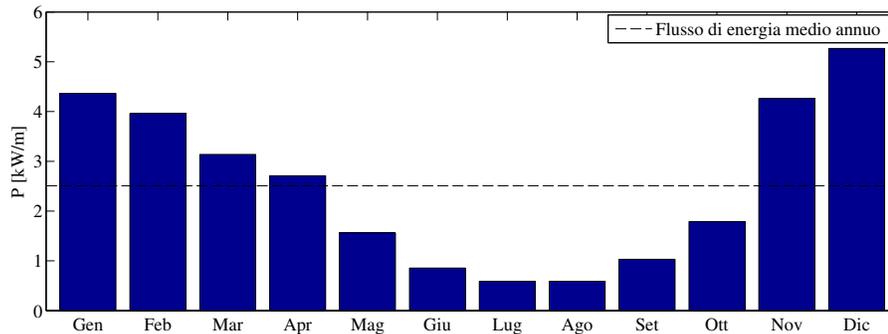


Figura 10.5: Distribuzione del flusso di energia medio mensile.

quelli inferiori a zero. Come si può osservare dal grafico, gli eventi caratterizzati da una frequenza di apparizione del 70% sono caratterizzati da un livello del mare rispettivamente di 0.08 m e di -0.12 m.

Nella seconda analisi è stato studiato il contributo combinato della marea astro-

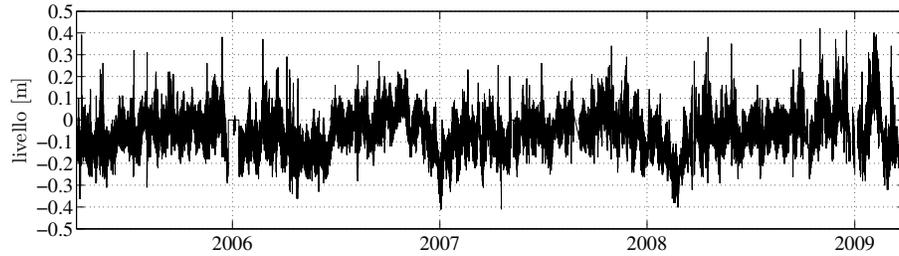


Figura 10.6: Andamento del livello del mare registrato presso la stazione mareografica di Porto Empedocle tra aprile 2005 e aprile 2009.

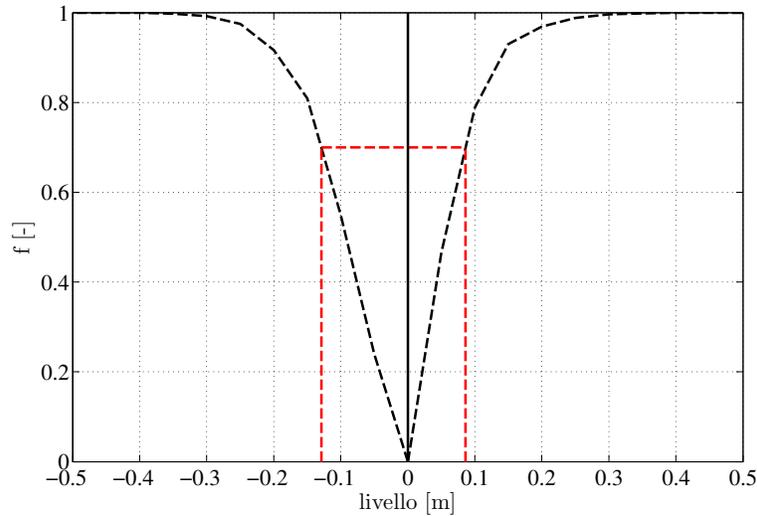


Figura 10.7: Frequenza cumulata relativi ai dati di livello registrati presso la stazione mareografica di Porto Empedocle.

nomica e di quella meteorologica. Per quanto riguarda la marea astronomica sono stati impiegati i dati elaborati dal OSU Tidal Data Inversion (Egbert et al., 1994; Egbert e Erofeeva, 2002). Tali dati sono forniti sulla base delle otto componenti caratterizzate da un'ampiezza significativa (M2, S2, N2, K2, K1, O1, P1, Q1). La Figura 10.8 mostra l'andamento del livello del mare determinato dalla marea astronomica.

Per quanto attiene la marea meteorologica, è noto che alla variazione di 1mb della pressione atmosferica al suolo (il cui valore medio è 1013 mb) corrisponde una variazione di segno opposto di circa 1 cm del livello marino. Per valutare i valori massimi di variazione del livello medio marino si sono, dunque, ricercati i minimi e i massimi valori barometrici registrati nella zona. In particolare si sono utiliz-

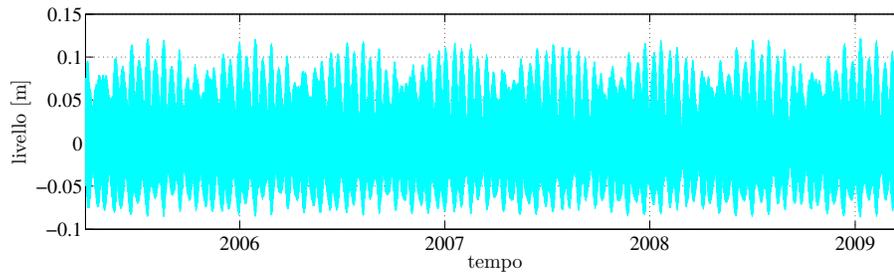


Figura 10.8: Andamento del livello del mare determinato dalla marea astronomica stimato mediante il modello dell'OSU Tidal Data Inversion.

zati i valori forniti dalla stazione meteorologica della Rete Mareografica Nazionale dell'ISPRA sita nel porto di Porto Empedocle, di cui in Figura 10.9 se ne riporta la registrazione nel periodo tra aprile 2005 e aprile 2009. Nell'analisi sono stati trascurati le azione dei venti persistenti sulla superficie del mare al di sopra della piattaforma continentale in quanto, nel caso in esame, hanno una bassa influenza sulle variazioni del livello del mare. In definitiva sommando i vari contributi posi-

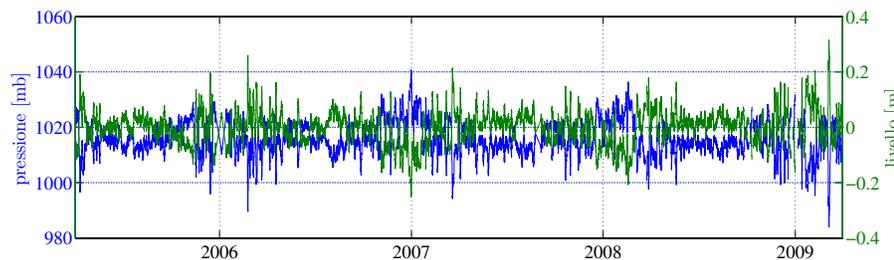


Figura 10.9: Andamento del livello del mare stimato a partire dei dati di pressione registrati presso la stazione mareografica di Porto Empedocle.

tivi e negativi si ricavano i seguenti dislivelli massimi rispetto al livello medio del mare: massimo innalzamento: 0.40 m; massimo abbassamento 0.40 m. Tali valori, come si evince dalla Figura 10.7, hanno una bassa frequenza di apparizione, ma la loro conoscenza è necessaria per comprendere come il dispositivo risente di tali fluttuazioni di livello.

### 10.2.3 Stima del tempo di ritorno dell'opera e analisi degli eventi estremi

Al fine di caratterizzare da un punto di vista statistico le prestazioni idrauliche della nuova sezione della diga, è stata condotta un'analisi degli eventi estremi relativa all'altezza d'onda delle mareggiate. In particolare, per l'analisi dei dati ondametrici visto il ridotto arco temporale coperto dai dati disponibili, si è ritenuto opportuno

utilizzare la serie degli eventi estremi al di sopra di fissate soglie di altezza d'onda (Peak Over Threshold). In particolare, i singoli eventi sono stati individuati sulla base della seguente definizione (Boccotti, 2004): una mareggiata è definita come una successione di stati di mare durante la quale l'altezza d'onda significativa supera una soglia critica  $h_{cri}$  e non scende al di sotto di tale soglia per durate di tempo superiori ad un valore  $t_{cri}$ . In particolare, è stato considerato un valore di  $h_{cri}$  pari a 1.5 m e un valore di  $t_{cri}$  pari a 12 ore.

Per la serie delle massime altezza d'onda sono state adattate le seguenti distribuzioni di probabilità: Gumbel, Lognormale, Weibull e GEV (Generalized Extreme Value Distribution).

Individuata la distribuzione che meglio si adatta al campione osservato, il tempo di ritorno  $T_r$  di un determinato evento caratterizzato da una determinata probabilità di accadimento  $P$  può essere stimata mediante la seguente relazione:

$$T_r = \frac{1}{\lambda \cdot (1 - P)} \quad (10.1)$$

dove  $\lambda$  è l'intensità di campionamento ed è definita come il rapporto tra il numero di dati estremi e il numero di anni di osservazione.

Come si rileva dal confronto riportato nella Figura 10.10, tra le varie distribuzioni considerate quella che meglio si adatta ai dati di altezza d'onda osservati è la distribuzione di Weibull.

Nella Tabella 10.I, per le distribuzioni considerate, si riportano i valori di altezza d'onda stimati in funzione del tempo di ritorno.

Tabella 10.I: Valutazione dell'altezza d'onda significativa [m] per prefissati tempi di ritorno [anni].

Tr	$H_{m0}$			
	Gumbel	Weibull	Log-normale	GEV
1	3.7	3.8	3.4	3.7
2	4.0	4.2	3.7	4.1
5	4.5	4.7	4.1	4.7
10	4.9	5.1	4.3	5.2
20	5.2	5.5	4.6	5.7
30	5.4	5.7	4.8	6.0
40	5.6	5.9	4.9	6.2
50	5.7	6.0	5.0	6.4
100	6.1	6.4	5.2	6.9

Per la definizione dell'onda di progetto si è fatto riferimento alle indicazioni sia del Ministero dei Lavori Pubblici riportate nel manuale dal titolo "Istruzioni tecniche per la progettazione di dighe marittime" (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 1994) sia dell'EuroOp Manual (2007). In particolare, è stata considerata un'onda caratterizzata da un'altezza significativa corrispondente ad un tempo di ritorno di 100 anni, è cioè pari a 6.40 m.

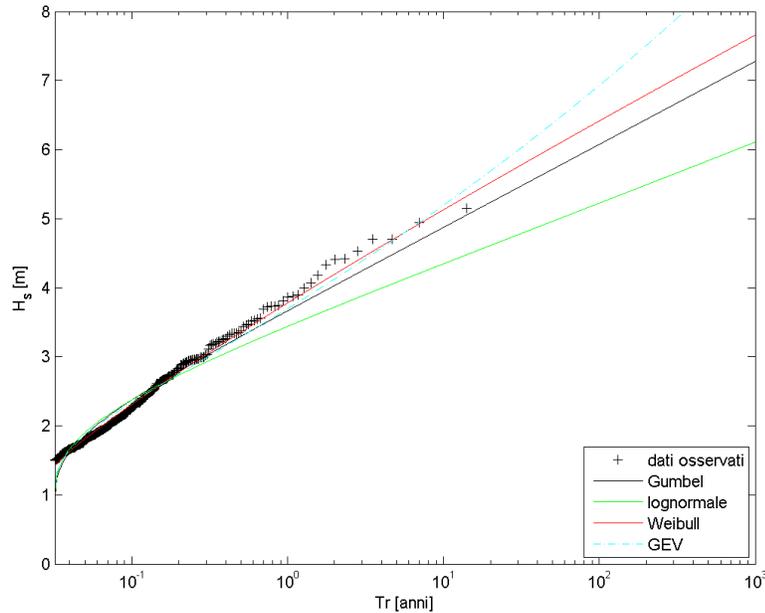


Figura 10.10: Confronto grafico della serie delle frequenze osservate presso il sito oggetto dello studio con tutte le distribuzioni di probabilità adottate.

## 10.3 Stima dell'energia elettrica prodotta dal dispositivo

### 10.3.1 Metodologia adottata

L'individuazione della configurazione che ottimizza la produzione di energia elettrica è stata condotta mediante simulazione analitica del dispositivo. La Figura 10.11 mostra la schematizzazione del dispositivo adottata per le simulazioni analitiche.

La dinamica del sistema considerato può essere così schematizzata: la generica onda tracima all'interno della vasca immettendo un determinato volume di acqua, in funzione del volume in ingresso all'interno della vasca si genera un livello idrico  $h$ ; la differenza di carico che si genera tra la vasca e il mare determina un flusso  $Q_{out}$  diretto verso la turbina; una parte dell'energia  $\Delta H$  è ceduta alla turbina ed è trasformata in energia elettrica; allo sbocco del canale di drenaggio il flusso genera una perdita di carico  $h_2$ . La forzante del sistema considerato è rappresentato della portata in ingresso. Per la stima di tale portata si può fare riferimento a quanto visto nel capitolo 8. In particolare, una volta note le caratteristiche dell'onda incidente (altezza significativa e periodo medio) e le caratteristiche geometriche della rampa (altezza relativa della rampa rispetto al livello medio del mare) è

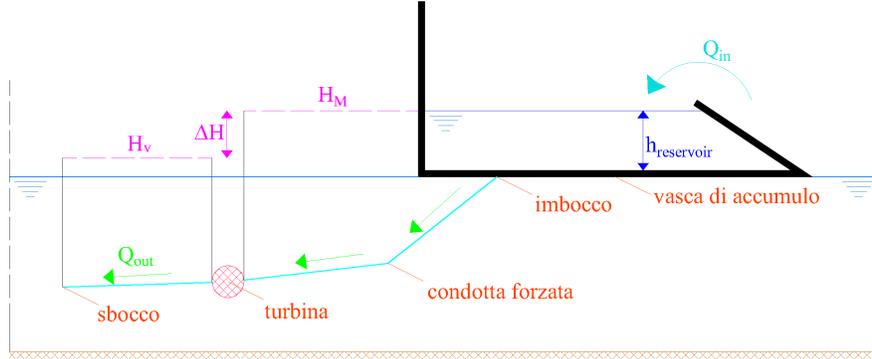


Figura 10.11: Schema di calcolo adottato per la simulazione del dispositivo.

possibile risalire alla distribuzione di probabilità dei volumi in ingresso. Infatti, le analisi riportate nel Capitolo 8 hanno mostrato che la distribuzione di probabilità dei volumi in ingresso è bene approssimata dalla distribuzione di Weibull i cui parametri possono essere stimati adottando il metodo di Victor et al. (2012). Nota la distribuzione di probabilità dei volumi in ingresso è possibile generare una serie casuale:

$$V_{in} = a \cdot (-\log(x))^{\frac{1}{b}} \quad (10.2)$$

dove  $a$  e  $b$  rappresentano i parametri della distribuzione di Weibull e  $x$  è la variabile casuale che varia tra 0 e 1. Il volume di acqua in ingresso determina l'incremento del tirante all'interno della vasca di accumulo. A sua volta l'incremento del tirante determina la generazione di un flusso diretto verso il canale di drenaggio collegato ad una turbina idraulica. Al generico istante  $t$ , il tirante idrico può essere stimato mediante la seguente relazione:

$$h_{reservoir}(t) = \frac{B_r - \sqrt{B_r^2 - \frac{2 * V_{reservoir}(t)}{L}}}{cot\alpha} \quad (10.3)$$

dove  $V_{reservoir}$  è il volume di acqua all'interno della vasca di accumulo. La variazione nel tempo di tale volume è definita dalla seguente relazione:

$$\frac{\Delta V_{reservoir}}{\Delta t} = Q_{in} - Q_{out} \quad (10.4)$$

dove  $Q_{in}$  è la portata in ingresso e  $Q_{out}$  è la portata in uscita. La portata in uscita  $Q_{out}$  può essere stimata mediante l'applicazione del teorema di Bernoulli. In particolare, in riferimento allo schema riportato in Figura, la portata è pari a

$$Q_{out} = n_f \cdot A_f \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (h_{reservoir} - \Delta H)}{1 + \alpha_p}} \quad (10.5)$$

dove  $n_f$  indica il numero di fori presenti nel fondo della vasca di accumulo e  $A_f$  rappresenta l'area del foro. Il termine  $1 + \alpha_p$  consente di tenere in considerazioni

le perdite di carico che si hanno all'imbocco del canale di drenaggio e allo sbocco. Nelle simulazioni si sono assunte trascurabili le perdite di carico distribuite lungo il canale di drenaggio. La differenza di carico a monte e a valle della turbina  $\Delta H$  dipende dalle caratteristiche della turbina, dalla portata e dal carico. Vista la complessità del problema si è ipotizzato un rapporto costante tra  $\Delta H$  e  $h$ . In particolare, è stato scelto il valore tale che la potenza elettrica fosse massima. Infatti, se si considera la potenza elettrica prodotta, questa è definita dalla seguente relazione:

$$P_e = \eta \cdot \rho \cdot g \cdot \Delta H \cdot Q_{out} \quad (10.6)$$

dove  $\eta$  è l'efficienza della turbina e  $\rho$  è la densità dell'acqua salata pari a  $1025 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ . L'equazione 10.6 può essere riscritta come segue:

$$P_e(t) = \eta \cdot \rho \cdot g \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g}{1 + \alpha_p}} \cdot \sqrt{(h_{reservoir} - \Delta H) \cdot \Delta H^2} \quad (10.7)$$

Ipotizzando un valore costante del rendimento, l'equazione 10.7 è massima quando il rapporto tra  $\Delta H$  e  $h_{reservoir}$  è pari a 0.67 (vedere Figura 10.12).

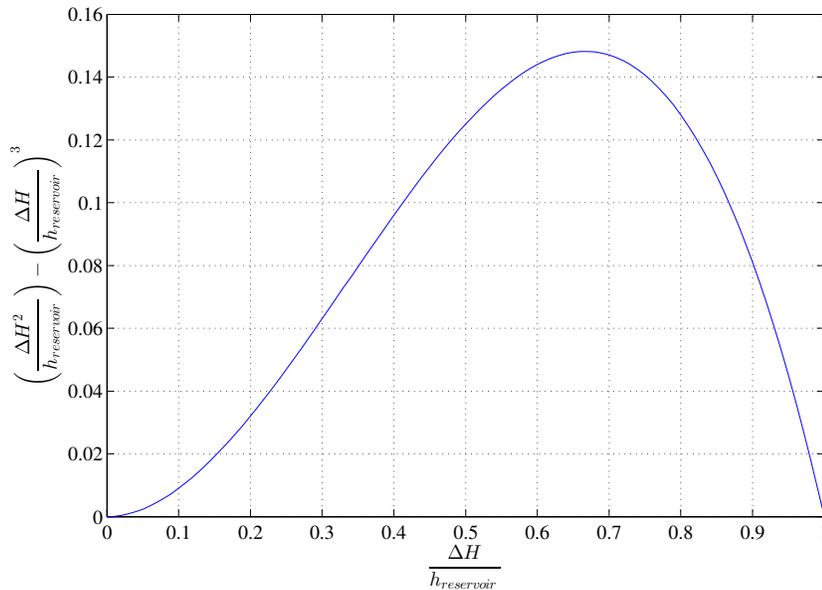


Figura 10.12: Valutazione del rapporto tra  $\Delta H$  e  $h_{reservoir}$  affinché la potenza elettrica sia massima.

### 10.3.2 Configurazioni analizzate

Per individuare la configurazione che meglio si adatta alle condizioni di moto ondoso presenti nel sito selezionato, sono state simulate varie geometrie del dispositivo. In

particolare, le simulazioni sono state condotte utilizzando le seguenti grandezze, la cui rappresentazione grafica è riportata in Figura :

- Altezza della rampa rispetto al livello medio del mare  $R_r$  [m s.l.m.m.]: 0.5, 1, 1.5 e 2.
- Altezza dalla rampa sommersa  $d_d$  [m]: 0, 2, 3.5, 5 e 8.
- Larghezza della vasca di accumulo  $B_s$  [m]: 2, 4 e 6.
- Numero delle turbine  $n_t$ : 2, 4, 6, 10, 15 e 20.
- Diametro foro  $D_f$  [m]: 1, 2, 3, 4 e 5.

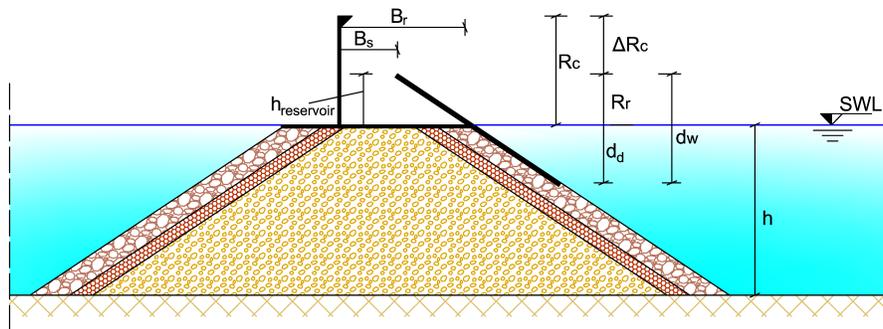


Figura 10.13: Simboli adottati per indicare le varie componenti del dispositivo DIMEMO.

Per quanto concerne l'altezza del muro di coronamento  $R_c$  si è ipotizzato di mantenere la quota del muro presente nel molo di ponente pari a 7 m s.l.m.m. Inoltre, si è ipotizzato uno sviluppo totale del dispositivo pari a 400 m.

Per quanto riguarda le condizioni operative è stata ipotizzata una gestione dei fori di drenaggio mediante delle valvole, le quali rimangono chiuse finché non si raggiunge un'altezza all'interno della vasca di accumulo pari a 90% dell'altezza massima e rimangono aperte finché non si raggiunge un'altezza pari al 25% dell'altezza massima.

Per valutare valori di portata tracimata a tergo della struttura limiti si è fatto riferimento alle linee guida riportate nell'EuroOp Manual (2007) e Engineers (2002). In particolare, nel presente studio è stato considerato come valore limite  $50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , valida per frangiflutti che non proteggono direttamente aree destinate ad attività che richiedono la presenza di persone.

### 10.3.3 Caratteristiche delle turbina idraulica

Le caratteristiche delle turbine idrauliche devono essere tali da potere sfruttare al meglio l'energia estratta dal moto ondoso. Per quanto riguarda le possibili turbine da

installare sul dispositivo, si deve partire dal presupposto che le tecnologie tradizionali impiegati nelle comuni applicazioni non possono essere direttamente utilizzate per il DIMEMO, in quanto il dispositivo lavora sotto bassi carichi (inferiori a 1.5 m), piuttosto possono essere impiegate nuove tecnologie in grado di operare in condizioni di basso carico. Tra le varie turbine a basso carico presenti in commercio troviamo (Bozhinova et al., 2013): la *Very Low Head* (VLH), la *Micro Kaplan* e la vite di Archimede (detta anche coclea).

La turbina VLH (Leclerc, 2010) è in grado di lavorare con carichi compresi tra 1.5 e 3 m e con portate che variano da 10 a 30 m<sup>3</sup>/s. Indagini condotte sulla turbina hanno mostrato che l'efficienza corrispondente alla portata massima  $Q_{max}$  è pari all'80%. In particolare, è stato osservato che il maggiore rendimento si ha nel range tra  $0.4 < \frac{Q}{Q_{max}} < 0.8$ , mentre per valori di  $\frac{Q}{Q_{max}}$  inferiori a 0.4 si ha una forte riduzione delle prestazioni.

Le *Micro Kaplan Turbine* operano sotto carichi compresi tra 1.5 m a 15 m e con portate comprese tra 0.5 m<sup>3</sup>/s to 10 m<sup>3</sup>/s. L'efficienza di tali tipologie di turbine ha un andamento simile a quello delle VLH, in particolare in corrispondenza di  $Q_{max}$  si può raggiungere un'efficienza del 90%, che tende a ridursi a valori inferiori al 60% per portate inferiori al 20% della portata massima.

La vite di Archimede ha una struttura molto semplice ed è in grado di operare con carichi compresi nel intervallo tra 1 e 10 m e con portate comprese tra 0.4 a 9 m<sup>3</sup>/s. L'efficienza della turbina è comparabile agli altri due sistemi descritti, anche se la bassa velocità della coclea necessita della presenza di un moltiplicatore di giri o di un convertitore elettronico a valle del generatore. La presenza di tali sistemi determina una riduzione dell'efficienza in corrispondenza della portata massima a circa 80%.

Nel presente studio non è stata considerata una specifica turbina ma è stato ipotizzato l'utilizzo di una turbina ideale caratterizzata da un rendimento costante pari a 0.8.

### 10.3.4 Limiti della simulazione numerica

La complessità dello studio condotto richiede necessariamente effettuare delle assunzioni che comportano una più facile interpretazione dei risultati ottenuti.

Nello specifico nell'analisi delle portate tracimate, come già detto, non si è fatto riferimento ad un modello fisicamente basato ma sono state impiegate le relazioni introdotte nei capitoli precedenti. L'applicazione di tali metodi naturalmente comporta delle soluzioni meno precise rispetto ad un modello fisicamente basato, anche se la loro applicazione, visto anche il numero di casi simulati, comporta una forte riduzione dei tempi computazionali. Tale ragionamento è valido anche per le altre variabili che in questo studio sono stati stimati mediante metodi empirici.

Per le onde è stato ipotizzato che le altezze sono distribuite seconda una distribuzione di Rayleigh. Tale assunzione può essere considerata valida in quanto, la profondità in corrispondenza del piede è pari a circa 10 m e inoltre le onde, generalmente, la maggiore parte delle onde che caratterizzano il sito in esame hanno un'altezza inferiore ai 4 m.

## 10.4 Analisi dei risultati

La configurazione del dispositivo da integrare al molo del porto di Mazara del Vallo deve garantire le seguenti condizioni:

- i)* operatività e sicurezza del porto;
- ii)* adeguati tempi di operatività, cioè garantire che la portata turbinata e il livello idrico all'interno della vasca di accumulo siano al di sopra di valori soglia per elevati tempi;
- iii)* minimizzare i costi di realizzazione e massimizzare la produzione di energia;
- iv)* bassi impatti determinati dalle variazioni del livello del mare.

Per quanto concerne la prima condizione, si deve garantire che la portata trascinata a tergo della struttura sia tale da non determinare problemi alla sicurezza delle persone o danni infrastrutture presenti sul molo. Inoltre, devono essere limitati i fenomeni di riflessione affinché sia garantita la navigabilità in prossimità del porto e siano limitati i fenomeni di erosione al piede della diga.

La seconda condizione e la terza sono collegati tra di loro. Infatti, la configurazione da adottare deve garantire opportuni valori di portata e del livello idrico all'interno della vasca di accumulo affinché la turbina sia in grado di produrre energia. Nel contempo la configurazione deve essere tale da minimizzare i costi di produzione e massimizzare l'energia prodotta.

Infine, devono essere valutati gli effetti della marea. Infatti, queste possono incidere fortemente sulla produzione della turbina. Tuttavia, come si dimostrerà in seguito tale aspetto è di secondaria importanza, in quanto nel Mediterraneo, e in particolare nel sito considerato, le oscillazioni determinate della marea sono abbastanza limitate.

### 10.4.1 Operatività e sicurezza del porto

Le prestazioni del dispositivo relative alla sicurezza sono espresse mediante il coefficiente di riflessione e la portata a tergo della struttura. In particolare, l'analisi di seguito riportate sono relative all'altezza d'onda significativa caratterizzata da un tempo di ritorno di 100 anni pari a 6.4 m.

La Figura 10.14 mostra l'andamento della portata trascinata a tergo della struttura al variare di  $d_d$  e di  $B_s$ , in cui si fissa un valore di  $R_r$  pari a 1 m, che come si dimostrerà in seguito è il valore che ottimizza l'estrazione di energia dal moto ondoso, e  $R_c$  pari a 7 m. Come si evince dal grafico, le configurazioni che determinano dei valori al di sotto della soglia di  $50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  sono quelle caratterizzate da un valore di  $d_d$  pari a 3.5 m e quelle con  $B_s$  superiore a 2 m.

La Figura 10.15 mostra l'andamento del coefficiente di riflessione al variare di  $d_d$ . In particolare, si nota che per valori di  $d_d$  inferiori a 2 m si osservano valori di  $K_r$  simili a quella di una diga a gettata tradizionale.

Nel caso in esame si è considerato un valore di  $B_s$  pari a 6 m e un valore di  $d_d$  pari a 3.5 m. Tali valori, come visto, garantiscono la sicurezza del porto e inoltre come

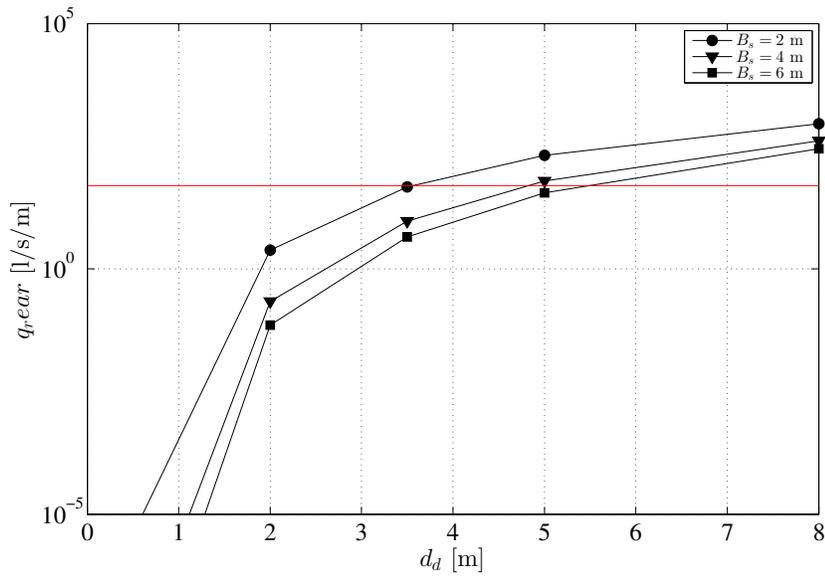


Figura 10.14: Andamento della portata trascinata al variare della larghezza della vasca di accumulo e dell'altezza della rampa sommersa.

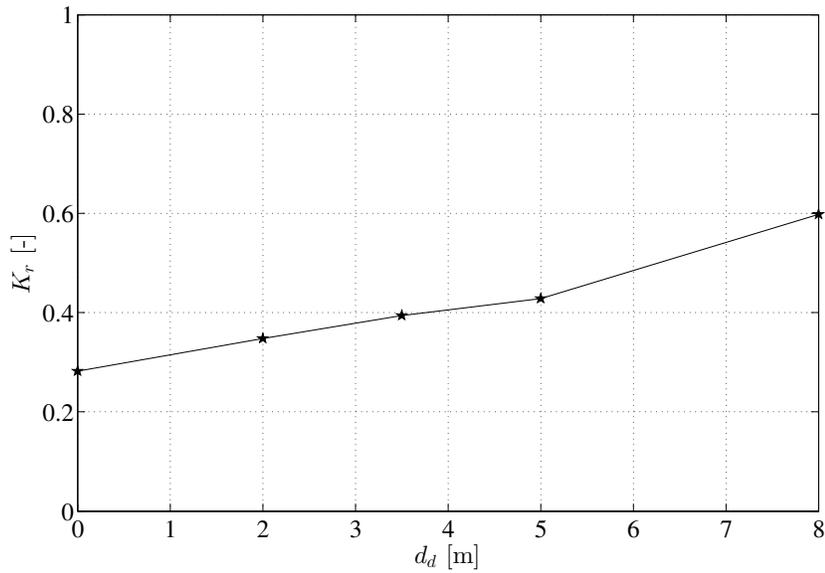


Figura 10.15: Andamento del coefficiente di riflessione al variare dell'altezza della rampa sommersa.

è possibile osservare dalla Figura 10.16 garantiscono una produzione di energia maggiore o pressoché uguale rispetto alle altre configurazioni analizzate.

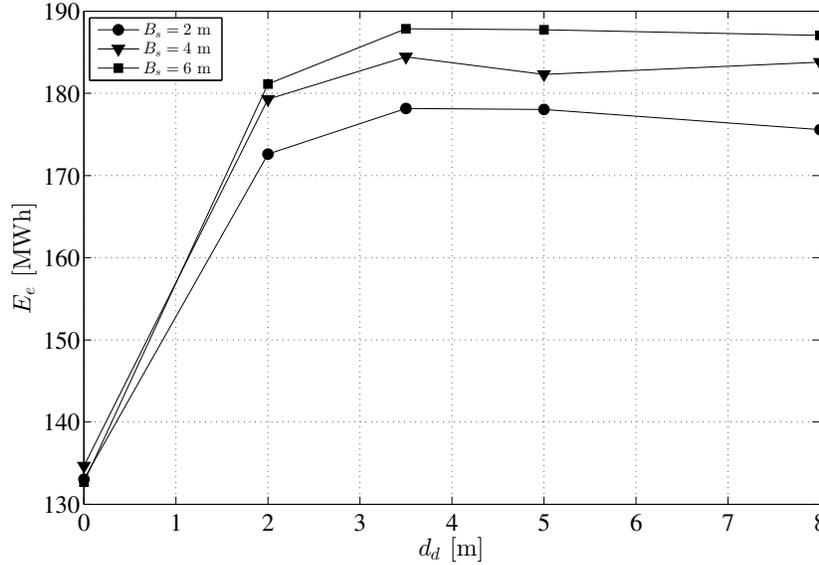


Figura 10.16: Andamento dell'energia media annua  $E_e$  al variare della larghezza della vasca di accumulo e dell'altezza della rampa sommersa.

#### 10.4.2 Ottimizzazione del layout del dispositivo

Per ogni una delle configurazioni analizzate sono state stimate le seguenti grandezze: la potenza elettrica prodotta annualmente dal dispositivo  $P_e$  e l'energia elettrica totale annua  $E_e$ , la potenza nominale del dispositivo  $P_n$ , il numero di giorni in cui la vasca opera con livello al di sopra di un valore soglia fissato a 0.5 m, il tempo di ritorno dall'investimento  $P_b$ .

In particolare,  $P_e$  è definita dalla seguente relazione:

$$P_e = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M P_{ij} \cdot f_{ij} \quad (10.8)$$

dove  $N$  e  $M$  sono il numero di classi rispettivamente dell'altezza d'onda  $H_{m0}$  e del periodo medio  $T_{m-1,0}$  con cui sono raggruppati i dati ondametrici osservati,  $f_{ij}$  è la frequenza di accadimento relativo a una generica classe.

$E_e$  è definita dalla seguente relazione:

$$E_e = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M P_{ij} \cdot n_h \cdot f_{ij} \quad (10.9)$$

dove  $n_h$  è il numeri di ore in un anno.

Il tempo di ritorno dall'investimento  $P_b$  indica il numero di anni necessari affinché il costo dell'investimento sia compensato dalle entrate che ne derivano. Tale tempo è pari al rapporto tra il costo sostenuto e il guadagno annuo determinato dal dispositivo. In particolare, nel caso in esame è stato considerato solo il costo necessario per l'acquisto delle turbine trascurando i costi necessari per la modifica della struttura preesistente in quanto si può ritenere che sia pressoché costante al variare delle configurazioni analizzate.

Nello specifico, sulla base dei costi presenti in letteratura (Buccino et al., 2015; ESHA, 2007), è stato ipotizzato un costo della turbine pari a:

$$Costo_{turbina} = (7429.8 - 38.298 \cdot P_n) \cdot P_n \quad (10.10)$$

Inoltre, sulla base del decreto legislativo per l'incentivazione della produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili (D.M. 6 luglio 2012), si è considerato una tariffa, garantita per 15 anni, pari a 300 € per ogni MWh prodotto. Pertanto  $P_b$  può essere stimato mediante la seguente relazione:

$$P_b = \frac{P_n \cdot 6000}{E_e \cdot 300} \quad (10.11)$$

La Figura 10.17 mostra l'andamento di  $P_b$ , di  $n_{day}$ , cioè il numero di giorni in cui il tirante idrico all'interno della vasca di accumulo si mantiene superiore a 0.5 m, e  $E_e$ . In particolare, dalla Figura 10.17 (a) alla Figura 10.17 (c) si riporta il caso in cui sono utilizzate 2 turbine idrauliche, mentre dalla Figura 10.17 (d) alla Figura 10.17 (e) si riporta il caso in cui sono utilizzate 10 turbine idrauliche.

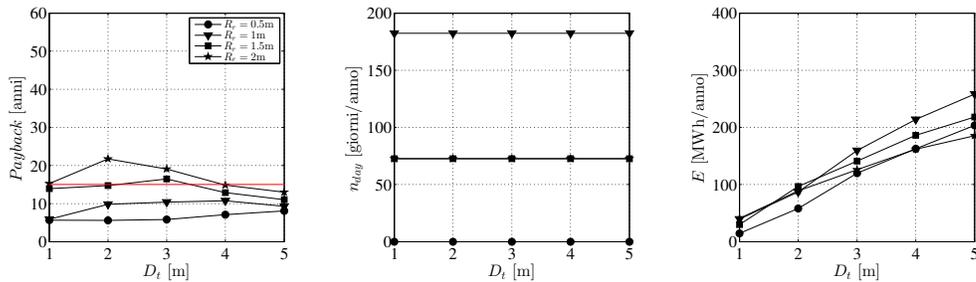


Figura 10.17: Andamento di  $P_b$ , di  $n_{day}$  e  $E_e$  al variare dell'altezza relativa della rampa  $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 2.

Dall'analisi della Figura 10.17 si evince che l'incremento del diametro e del numero di turbine comporta un incremento di  $P_b$ . Infatti, un aumento del diametro determina un incremento della portata e pertanto sarà necessario installare delle turbine di potenza nominale maggiore. L'incremento del numero di turbine si traduce in maggiori costi e pertanto il numero di anni per recuperare l'investimento saranno maggiori. Per quanto riguarda  $n_{day}$ , come si evince dalla figura, è massimizzata

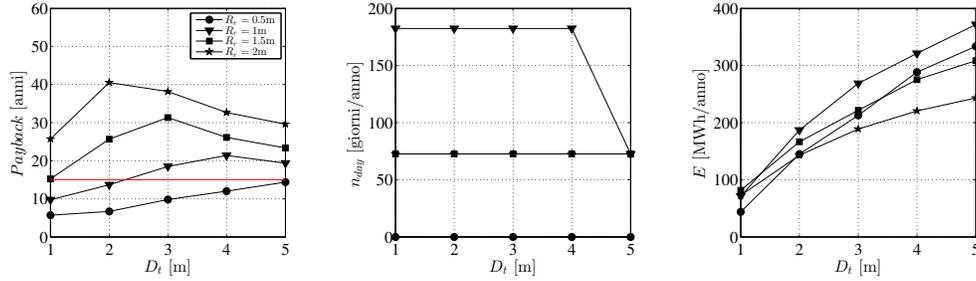


Figura 10.18: Andamento di  $P_b$ , di  $n_{day}$  e  $E_e$  al variare dell'altezza relativa della rampa  $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 6.

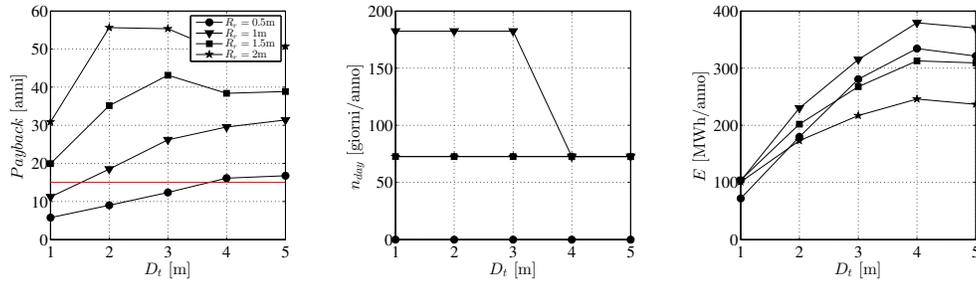


Figura 10.19: Andamento di  $P_b$ , di  $n_{day}$  e  $E_e$  al variare dell'altezza relativa della rampa  $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 10.

quando si adotta un'altezza della rampa pari a 1 m. L'energia prodotta  $E_e$  aumenta sia al crescere del numero di turbine sia al crescere del diametro; inoltre, tale produzione è massimizzata per  $R_r$  pari a 1 m.

Sulla base dei risultati riportati in Figura 10.17 è possibile comprendere che per il sito considerato, affinché le turbine siano in grado di operare e i costi di investimento siano recuperati entro il periodo in cui si ricevono gli incentivi è necessario:

- impiegare un  $R_r$  pari a 1 m in modo da massimizzare la produzione di energia e mantenere dei tiranti idrici nella vasca di accumulo maggiori di 0.5 m;
- utilizzare un numero di turbine minore di 10 e un diametro inferiore a 3 m, in modo che i costi di investimento siano recuperati in tempi inferiori a quelli in cui sono previsti gli incentivi e, inoltre, all'interno della vasca sia garantito un tirante idrico superiore a 0.5 m per un numero rilevante di giorni.

Tra le configurazioni che rispettano tali criteri è stata selezionata quella che determina una produzione di energia maggiore. In particolare, la configurazione presenta

le seguenti caratteristiche:  $R_r$  pari a 1 m, numero turbine pari a 6 e diametro dei fori pari a 2 m.

Per meglio comprendere il comportamento della configurazione scelta, è stato condotto un confronto con altre due configurazioni. In particolare, per le tre configurazioni in Figura 10.20 e in Figura 10.21 si riporta rispettivamente l'andamento della portata media per singola turbine e del tirante idrico all'interno della vasca di accumulo. La Tabella 10.II riassume le caratteristiche delle configurazioni ana-

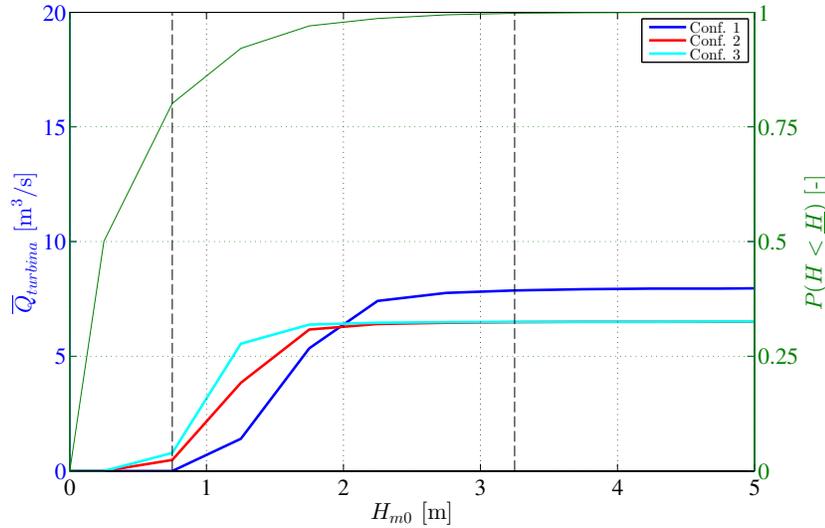


Figura 10.20: Distribuzione della portata media per singola turbina al variare dell'altezza d'onda per quattro configurazioni del dispositivo. Il grafico mostra anche la frequenza di apparizione delle varie classi di altezza d'onda.

lizzate. Come si evince dalla Tabella 10.II, la configurazione 1 e 2 si differenziano

Tabella 10.II: Caratteristiche geometriche ed energetiche delle configurazioni considerate.

Configurazione	$R_r$ [m]	$D_t$ [m]	$n_t$ [-]	$d_d$ [m]	$B_s$ [m]	$E_e$ [ $\frac{MWh}{anno}$ ]	$P_b$ [anni]	$n_{day}$ [ $\frac{n_{giorni}}{anno}$ ]
1	1.5	2	10	3.5	6	198	35	73
2	1	2	10	3.5	6	229	17	183
3	1	2	6	3.5	6	188	12	183

nella lunghezza della rampa. Come si può osservare una riduzione della rampa da 1.5 m a 1 m comporta un incremento dell'energia prodotta e una sostanziale riduzione di  $P_b$ . La riduzione del numero di turbine da 10 a 6 comporta una riduzione dei costi di investimento e quindi una riduzione dei tempi necessari per il recupero dell'investimento, anche se si ha una riduzione dell'energia prodotta.

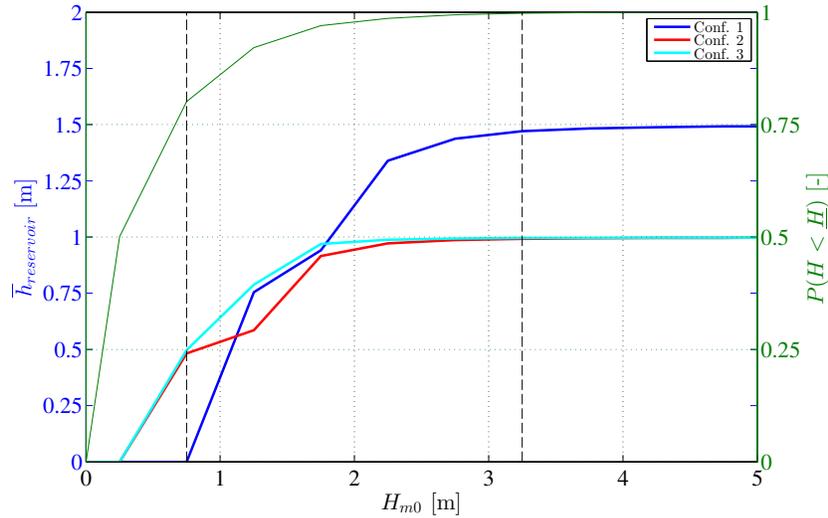


Figura 10.21: Distribuzione del carico medio al variare dell'altezza d'onda per quattro configurazioni del dispositivo. Il grafico mostra anche la frequenza di apparizione delle varie classi di altezza d'onda.

### 10.4.3 Considerazioni sulla variazione del livello del mare

Infine si è proceduto a valutare le prestazioni della configurazione 3 in varie condizioni del livello del mare. In particolare, sono stati considerati quattro livelli di mare: 2 determinati dalle combinazioni estreme della marea astronomica e meteorologica (+0.40 m e -0.40 m) e 2 caratterizzati da un probabilità di superamento del 30% (0.08 m e -0.12 m).

La Figura 10.22 e la Figura 10.23 mostrano rispettivamente l'andamento delle portate medie e del carico per i vari di livelli di mare considerati. Come si osserva dalla due figure l'incidenza dei livelli pari a 0.08 m e -0.12 m determinano delle basse variazioni delle prestazioni del dispositivo. In particolare, per entrambi i casi si osserva una variazione rispetto alla configurazione con livello del mare pari a zero del 14%. Le variazioni sono maggiori in caso dell'effetto combinato della marea astronomica e di quella meteorologica. In particolare, per livello del mare pari a 0.40 m si osserva una variazione del 55%, mentre nel caso di livello del mare pari a -0.40 m si ha una variazione del 45%. Naturalmente, tali eventi come osservato dalle analisi precedenti hanno una bassissima frequenza di accadimento.

## 10.5 Possibile configurazione del prototipo

Le analisi hanno consentito di individuare le caratteristiche geometriche del dispositivo affinché sia ottimizzata la produzione di energia e siano garantiti opportuni livelli di sicurezza e di operatività del porto. Le analisi dell'energia media annua

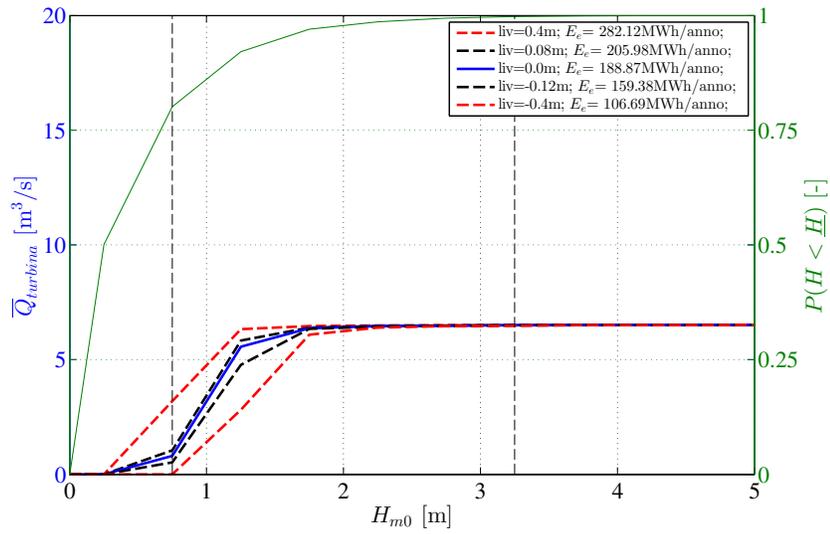


Figura 10.22: Effetti delle variazioni del livello del mare sulla portata media che defluisce per singola turbina.

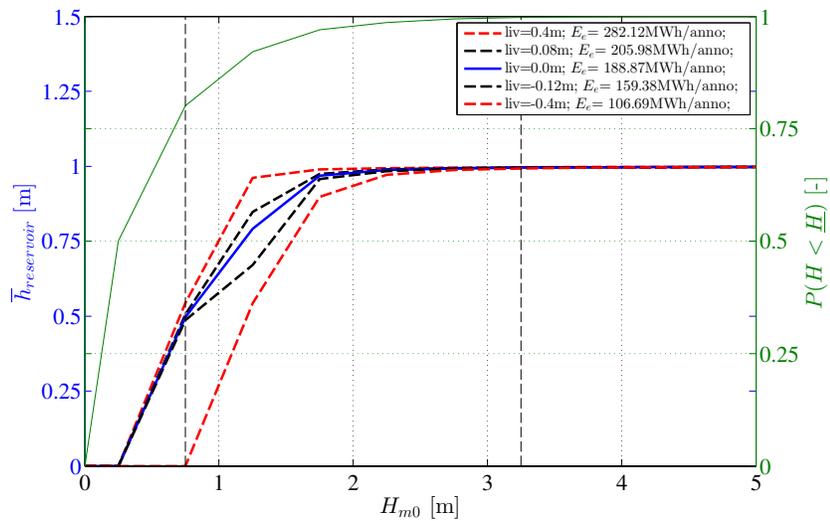


Figura 10.23: Effetti delle variazioni del livello del mare sull'altezza idrica media all'interno della vasca.

consentito di comprendere che il valore dell'altezza della rampa rispetto al livello medio del mare che ottimizza la produzione di energia è pari a 1 m. Inoltre, l'analisi di  $P_b$ , il tempo di ritorno dell'investimento, e di  $n_{day}$ , il numero di giorni in cui il tirante idrico nella vasca di accumulo di mantiene al di sopra di un valore soglia, hanno permesso di comprendere che il numero di turbine da adottare è pari a 6 con un diametro dei fori pari a 2 m. Al fine di limitare la tracimazione a tergo della struttura e la riflessione i valori della larghezza dalla vasca e della rampa sommersa più idonei sono pari rispettivamente a 6 m e 2 m.

Per tale configurazione del dispositivo corrisponde una produzione media pari a 182 MWh per anno, che corrisponde a una produzione di circa 0.47 MWh per metro lineare del molo. Il quantitativo di energia potenzialmente producibile sarebbe in grado di soddisfare un numero di unità abitative pari a 61, che corrisponde a 0.15 unità abitative per metro lineare del dispositivo. Inoltre, per il dispositivo è stato stimato un fattore di capacità, cioè il rapporto tra la potenza elettrica effettiva ( $P_e = 3.50$  kW per turbina) e quella nominale ( $P_n = 19$  kW per turbina), pari a 0.18, che risulta essere comparabile con altre fonti di energia rinnovabile.

## Capitolo 11

# Conclusioni

Nella presente tesi sono state illustrate le principali attività di ricerca volte allo studio e al miglioramento delle prestazioni idrauliche di un innovativo dispositivo di conversione dell'energia del moto ondoso in energia elettrica. Tale dispositivo, detto DIga Marittima per la produzione di Energia dal Moto Ondoso (DIMEMO), noto in letteratura anglosassone anche con il nome di *Overtopping BReakwater Energy Converter* (OBREC), prevede, per l'appunto, la sua realizzazione su dighe a gettata. Queste ultime, pertanto, grazie all'integrazione con il dispositivo, svolgono la funzione sia di protezione di aree portuali e/o costiere che di convertitori di energia.

L'elaborato di tesi è stato suddiviso in due parti: nella prima sono riportati i risultati delle indagini sperimentali condotte sul dispositivo; nella seconda parte è riportata sia la descrizione delle metodologie che hanno consentito di valutare l'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia sia la procedura impiegata per il dimensionamento del dispositivo DIMEMO nel porto di Mazara del Vallo.

Per quanto concerne la parte sulle attività relative alle indagini sperimentali, sono state condotte numerose indagini sperimentali mediante modellazione fisica. In particolare, la prima indagine sperimentale è stata effettuata nel 2012 presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg (Danimarca). Tali esperimenti hanno consentito di comprendere le principali differenze di comportamento idraulico tra una diga a gettata tradizionale e il dispositivo DIMEMO. Inoltre, nell'ambito di tale indagine è stato possibile definire alcuni metodi empirici per la previsione di grandezze come i volumi tracimati e le pressioni indotte dal moto ondoso sulle varie componenti della struttura.

Successivamente, sono state condotte da chi scrive due ulteriori indagini sperimentali: una effettuata nel 2014 presso l'Università di Aalborg (Danimarca), indicata come AAU14, e una effettuata nel 2015 presso l'Università degli Studi di Catania, indicata come UC15.

I test AAU14 hanno avuto come obiettivo principale l'estensione dello studio condotto nel 2012. In particolare, sono state indagate nuove geometrie della rampa (le configurazioni sono state denominate come *flat* e *curve*) e sono stati fatti variare

i valori del livello idrico (0.20 m, 0.30 m e 0.35 m) e della larghezza della vasca (le configurazioni sono state indicate come *small*, *large* e *extra-large*). Le analisi delle misure effettuate durante le prove AAU14 hanno consentito di definire nuove formule di previsione e di validare quelle preesistenti.

Per quanto riguarda i test UC15, sono state considerate geometrie differenti rispetto alle due campagne sperimentali danesi precedenti. Tuttavia, la peculiarità di tali prove è stata quella di indagare il comportamento sia di una configurazione tradizionale del dispositivo (detta *normal*) sia di una configurazione sprovvista della vasca di accumulo (detta *no-wall*). Le analisi condotte su quest'ultima configurazione hanno consentito di valutare i volumi tracimati in dettaglio (analisi *wave-by-wave*). Inoltre, per le due configurazioni testate è stata considerata sia la versione con paramento liscio esteso sino al fondo del canale (detta *smooth*) sia la versione costituita da una parte liscia e una parte in scogli in cui il paramento liscio è stato esteso sino al livello di quiete (detta *rough*).

In Figura 11.1 si riporta una sintesi degli obiettivi e delle configurazioni analizzate nelle due indagini sperimentali.

Test	Obiettivi	Configurazioni	Note
Indagine sperimentale del 2014 (AAU14)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Studiare le prestazioni idrauliche e strutturali del dispositivo variando le caratteristiche geometriche della vasca di accumulo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Rampa a pendenza costante (<i>flat</i>)</li> <li>➤ Rampa a pendenza variabile (<i>curve</i>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Tre differenti valori della larghezza della vasca di accumulo</li> <li>➤ Tre differenti valori del livello idrico</li> </ul>
Indagine sperimentale del 2015 (UC15)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Studiare la distribuzione di probabilità dei volumi tracimati all'interno della vasca di accumulo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Configurazione sprovvista della vasca di accumulo (<i>no-wall</i>)</li> <li>➤ Configurazione tradizionale del dispositivo DIMEMO (<i>normal</i>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Variazione della lunghezza della rampa: estesa sino al fondo del canale (<i>smooth</i>); estesa sino al livello di quiete (<i>rough</i>).</li> </ul>

Figura 11.1: Indagini sperimentali condotte da chi scrive sul dispositivo DIMEMO presso l'Università di Aalborg e presso l'Università degli Studi di Catania: sintesi degli obiettivi e delle configurazioni dei modelli fisici testati.

Nelle indagini sperimentali AAU14 e UC15, le analisi sono state rivolte alla valutazione delle prestazioni idrauliche del dispositivo con particolare riferimento alla: riflessione della struttura; portata tracimata a tergo della struttura; portata che tracima nella vasca di accumulo; distribuzione *wave-by-wave* dei volumi tracimati. In particolare, tali analisi possono essere suddivise in due parti: nella parte I, sono state valutate le variazioni delle prestazioni idrauliche del dispositivo al variare delle caratteristiche geometriche; nella parte II, sulla base delle osservazioni effettuate nella parte I, è stato possibile validare i metodi di previsione presenti in letteratura e svilupparne dei nuovi.

Nello specifico, per quanto riguarda la riflessione della struttura, è stato osservato che l'applicazione del metodo di previsione di Zanuttigh e van der Meer (2008) si adatta bene ai valori di  $K_r$  osservati nelle varie campagne sperimentali, sebbene la sua applicazione richiede di conoscere preliminarmente il valore caratteristico della scabrezza delle struttura. Nel metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) il valore della scabrezza è definito mediante il coefficiente  $\gamma_f$ , il quale varia tra 0 e 1, e assume il valore 1 nel caso di paramento completamente liscio. Le analisi dei risultati hanno consentito di stimare il valore di  $\gamma_f$  per le varie configurazioni indagate. Tuttavia, sulla base delle prove AAU14, in cui una parte del paramento liscio era sommerso, è stato osservato che al variare del livello idrico variava l'andamento della riflessione. Più precisamente, al crescere della livello corrispondevano valori maggiori della riflessione. Pertanto, è stata proposta una relazione empirica che consente di stimare la scabrezza della struttura al variare dell'altezza della rampa sommersa ( $d_d$ ) e delle caratteristiche dell'onda incidente (lunghezza d'onda incidente  $L_{m-1,0}$ ):

$$\gamma_f = \tanh \left( s_1 \left( \frac{d_d}{L_{m-1,0}} \right)^{s_2} \right) \quad (11.1)$$

dove  $s_1$  è pari a 3.89 e  $s_2$  è pari a 0.44.

Per quanto concerne la portata media che tracima a tergo della struttura è stato osservato già dalle prove del 2012 che la presenza della rampa ne determina un incremento rispetto ad una diga tradizionale. Tuttavia, nell'ambito delle suddette prove è stato anche osservato che la realizzazione di un parapetto nella parte sommitale del muro di coronamento può determinare una sostanziale riduzione dei volumi tracimati, anche dell'ordine del 90%. Partendo da questa esperienza, nei test AAU14 le varie configurazioni testate erano tutte dotate del parapetto. L'analisi dei risultati ha mostrato che tale fenomeno è influenzato principalmente: dall'altezza della rampa, dall'altezza del muro di coronamento, dalla larghezza della vasca e dalla caratteristiche dell'onda incidente, come l'altezza significativa e il periodo. Per quanto riguarda quest'ultima grandezza è stato infatti osservato che mantenendo costante l'altezza d'onda, al crescere del periodo corrisponde un incrementato dei volumi tracimati. L'analisi dei risultati dei test AAU14 ha consentito di definire una nuovo metodo empirico che è stato validato mediante le prove UC15:

$$\frac{q_{rear} \cdot T_{m-1,0}}{L_{m-1,0}^2} = a_{rear} \cdot \exp(b_{rear} \cdot X_{rear}) \quad (11.2)$$

dove i coefficienti  $a_{rear}$  e  $b_{rear}$  sono definiti nella Tabella 6.I e  $X_{rear}$  è definito dalla seguente relazione:

$$X_{rear} = \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \left( \frac{\Delta B_r}{B_r} \right)^{0.5} \cdot \left( \frac{\Delta R_c}{d_w} \right)^{0.25} \quad (11.3)$$

Per quanto riguarda la portata tracimata nella vasca di accumulo del dispositivo DIMEMO la formula di Victor e Troch (2012) può essere applicata con ragionevole affidabilità per la sua stima. Inoltre, in analogia a quanto fatto per il coefficiente di riflessione, è stato definito un metodo di previsione per la definizione del coefficiente

$\gamma_f$  al variare dell'altezza della rampa sommersa e delle caratteristiche dell'onda incidente. Il metodo di previsione si basa su un'equazione simile all'equazione 11.1, anche se in questo caso i coefficienti  $s_1$  e  $s_2$  sono pari rispettivamente a 7.78 e a 0.42.

Le analisi *wave-by-wave* condotte sulla base dei test UC15 hanno consentito di studiare la distribuzione di probabilità dei volumi tracimati nella vasca di accumulo. In particolare, è stato osservato che tale distribuzione è bene approssimata dalla distribuzione di Weibull definita in funzione di due parametri: il parametro di forma e il parametro di scala. Pertanto, la distribuzione dei volumi tracimati può essere definita una volta noti i valori dei due parametri e la probabilità di tracimazione  $Pow$ , quest'ultima definita come il numero di onde che riescono a tracimare rispetto al numero totale. Per la definizione dei parametri della distribuzione e della probabilità di tracimazione, Victor et al. (2012) hanno definito alcuni metodi empirici. Il confronto di tali metodi di previsione con i valori osservati nell'indagine sperimentale UC15 ha mostrato un buono adattamento.

La Figura 11.2 mostra una sintesi dei principali risultati osservati nelle indagini sperimentali AAU14 e UC15.

Per quanto riguarda la seconda parte della tesi di dottorato, è stata condotta un'indagine sull'energia del moto ondoso lungo le coste della Sicilia al fine di selezionare un possibile sito per l'installazione del prototipo del dispositivo. In particolare, lo studio è stato condotto utilizzando il modello numerico di propagazione SWAN e come condizioni al contorno i dati di moto ondoso e di vento forniti dall'*European Center Medium Weather Forecast*. Le analisi dei risultati hanno mostrato che le zone più energetiche sono quelle nel versante Ovest dell'isola e nel Canale di Sicilia. All'interno di tale area è stato selezionato il porto di Mazara del Vallo in quanto presentava delle caratteristiche potenzialmente interessanti per la realizzazione del dispositivo. In particolare, in prossimità della diga foranea di ponente del porto è stato stimato un flusso medio annuo pari a 2.55 kW/m a cui corrisponde un'energia media annua pari a 14.5 MWh/m.

Per individuare la configurazione che ottimizzi la produzione di energia elettrica e nello stesso tempo garantisca un opportuno livello di sicurezza e operatività del porto, sono state condotte simulazioni numeriche del dispositivo sotto varie condizioni di moto ondoso, di livello del mare e di caratteristiche geometriche del dispositivo stesso. L'indagine condotta ha permesso di individuare una possibile configurazione del dispositivo che determina una discreta produzione di energia (circa 190 MWh/anno) e nel contempo limita i fenomeni di tracimazione a tergo della struttura e di riflessione.

Le attività condotte sul dispositivo DIMEMO nell'ambito del dottorato di ricerca e quelle effettuate precedentemente hanno permesso lo sviluppo di metodologie di supporto al dimensionamento preliminare del dispositivo.

Le future attività di ricerca sul dispositivo potrebbero essere volte allo studio su modelli a grande scala (1:1), affinché si possano valutare i vari fenomeni fisici in assenza degli effetti di scala e di laboratorio. Un ulteriore aspetto su cui la ricerca si potrà concentrare sono le turbine idrauliche che possono essere installate sul dispositivo; infatti è opportuno che vengano sviluppate nuove turbine per bassi

carichi e per portate variabili.

Fenomeno idraulico osservato	Risultati
Riflessione	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Il confronto tra i test AAU12 e AAU14 ha evidenziato che l'incremento della lunghezza della rampa sommersa comporta un incremento della riflessione</li> <li>✓ Al crescere delle portate tracimate si ha una riduzione della riflessione</li> <li>✓ Tra la configurazione <i>flat</i> e quella <i>curve</i> non si osservano significative differenze</li> <li>✓ Gli effetti del periodo dell'onda possono essere trascurati</li> </ul>
Portata tracimata a tergo della struttura	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Al crescere della larghezza della vasca di accumulo si osserva una riduzione della portata tracimata</li> <li>✓ Al crescere del periodo dell'onda si osserva un incremento della portata tracimata</li> <li>✓ La configurazione <i>curve</i> rispetto a quella <i>flat</i> determina una riduzione di circa il 24% della portata tracimata</li> <li>✓ L'incremento della lunghezza della rampa sommersa non comporta significativi incrementi della portata tracimata</li> </ul>
Portata tracimata nella vasca di accumulo	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ La portata è prevalentemente influenzata dall'altezza dall'onda incidente e dalla quota di coronamento della rampa</li> <li>✓ L'incremento della lunghezza della rampa sommersa comporta un incremento della portata tracimata</li> <li>✓ Tra la configurazione <i>flat</i> e <i>curve</i> non si osservano significative differenze</li> <li>✓ Gli effetti del periodo dell'onda possono essere trascurati.</li> </ul>
Distribuzione di probabilità dei volumi tracimati	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Per quanto concerne la probabilità di tracimazione <math>P_{ow}</math> e il parametro di forma <math>b</math> della distribuzione di <i>Weibull</i> non si osservano significative differenze tra la configurazione <i>smooth</i> e la configurazione <i>rough</i></li> <li>✓ Nel caso di onde non-Rayleiane si osservano dei valori del parametro di forma maggiori rispetto al caso di onde Rayleiane, mentre <math>P_{ow}</math> è poco influenzato dal passaggio tra un caso e l'altro</li> <li>✓ Gli effetti del periodo dell'onda possono essere trascurati</li> </ul>

Figura 11.2: Sintesi dei principali risultati osservati sulla base della comparazione dei numerosi test condotti sul dispositivo DIMEMO.



# Ringraziamenti

Parte delle attività svolte durante il dottorato di ricerca sono state finanziate dal progetto di ricerca Sviluppo di Tecnologie Innovative per la Sostenibilità Energetica ed Ambientale di Cantieri Nautici ed Aree Portuali - SEAPORT (PON02-000153-2939551).

Questa tesi nasce da tre anni di intenso lavoro dedicato alla ricerca e alla sperimentazione ed è il risultato della collaborazione tra l'Università degli Studi di Catania e la Seconda Università di Napoli.

Durante questo periodo ho avuto la possibilità di lavorare con professionisti che mi hanno accompagnato e mi hanno sostenuto durante le mie ricerche. Per questo voglio ringraziare il relatore del mio lavoro di tesi il Prof. Enrico Foti e i due correlatori l'ing. Diego Vicinanza e l'ing. Luca Cavallaro.

Ringrazio il Prof. Foti che, oltre ad essere stato un perfetto relatore, mi ha permesso di lavorare autonomamente trasmettendomi la passione e la dedizione per la ricerca. Utili sono stati i suoi consigli e la sua ironia soprattutto nei momenti di sconforto.

Sono grato all'ing. Diego Vicinanza che, insieme all'ing. Pasquale Contestabile, mi ha dato la possibilità di svolgere parte degli esperimenti presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg; ricorderò questa esperienza come una tra le più interessanti del dottorato di ricerca.

Un ringraziamento particolare va all'ing. Luca Cavallaro per la sua presenza quotidiana e perché alcune delle deduzioni presenti nel lavoro di tesi sono frutto delle nostre lunghe discussioni. Proseguo ringraziando l'ing. Rosaria Musumeci per i suoi saggi consigli e per il suo contributo alla realizzazione delle prove presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università degli Studi di Catania.

Un ringraziamento va anche ai miei colleghi David Peres, Laura Stancanelli, Antonino Viviani per il loro supporto morale.

Infine ringrazio mia moglie Ilaria e la mia famiglia per avermi supportato e incoraggiato durante questi anni.



## Elenco dei simboli

$A_f$	Area della condotta forzata [m <sup>2</sup> ]
$a$	Parametro di scala della distribuzione di Weibull [m <sup>3</sup> · m <sup>-1</sup> ]
$a_V$	Parametro del metodo di previsione di Victor e Troch (2012) [-]
$B_r$	Larghezza della vasca di accumulo [m]
$B_r^*$	Larghezza della vasca di accumulo relativa alla lunghezza d'onda [-]
$B_s$	Larghezza della parte sommitale della vasca di accumulo [m]
$b$	Parametro di forma della distribuzione di Weibull [-]
$b_V$	Parametro del metodo di previsione di Victor e Troch (2012) [-]
$D_f$	Diametro della condotta forzata [m]
$D_n$	Diametro caratteristico dei massi [m]
$D_{n50}$	Diametro nominale mediano dei massi [m]
$d_d$	Lunghezza della rampa immersa [m]
$d_w$	Lunghezza della rampa [m]
$E_e$	Energia elettrica [MWh]
$F_r$	Numero di Froude [-]
$f_p$	Frequenza di picco dello spettro [Hz]
$g$	Accelerazione gravitazionale [m <sup>2</sup> · s <sup>-1</sup> ]
$H_{m0}$	Altezza d'onda spettrale relativa all'onda incidente stimata al piede della struttura [m]
$H_{tr}$	Altezza di transizione nella distribuzione composta di Battjes e Groenendijk (2000) [-]
$h$	Livello idrico [m]
$h_{battitore}$	Livello idrico al battitore [m]
$h_{reservoir}$	Livello idrico all'interno della vasca di accumulo [m]
$K_r$	Coefficiente di riflessione della struttura [-]
$K_D$	Coefficiente di stabilità adimensionale [-]
$k_1, k_2$	Parametri della distribuzione composta di Battjes e Groenendijk (2000) [-]
$L$	Lunghezza caratteristica [m]
$L_{m-1,0}$	Lunghezza d'onda relativa all'onda incidente stimata al piede della struttura [m]
$M$	Parametro di Miche [-]
$M_{50}$	Massa nominale dei massi [kg]
$N_w$	Numero di onde [-]

$N_{ow}$	Numero di onde che riescono a tracimare nella vasca di accumulo [-]
$N_g$	Rapporto tra l'accelerazione di gravità rilevata nel prototipo e quella rilevata nel modello [-]
$N_L$	Rapporto tra la lunghezza caratteristica rilevata nel prototipo e quella rilevata nel modello [-]
$N_u$	Rapporto tra la velocità rilevata nel prototipo e quella rilevata nel modello [-]
$N_{\nu k}$	Rapporto tra la viscosità cinematica rilevata nel prototipo e quella rilevata nel modello [-]
$n_L$	Parametro di scala [-]
$n_t$	Numero di turbine [-]
$P$	Probabilità di accadimento [-]
$P_b$	Tempo di ritorno dell'investimento [-]
$P_e$	Potenza elettrica [W]
$P_H$	Probabilità di superamento di una prefissata altezza d'onda [-]
$P_{ow}$	Probabilità di tracimazione [-]
$P_v$	Probabilità di superamento di un prefissato volume [-]
$P_x, P_y$	Componenti del flusso di energia del moto ondoso [ $W \cdot m^{-1}$ ]
$Q_{in}$	Portata media tracimata [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]
$Q_{rear}$	Portata media tracimata a tergo della struttura [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]
$Q_{reservoir}$	Portata media tracimata nella vasca di accumulo [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]
$Q_{turbine}$	Portata media di uscita della vasca di accumulo [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]
$Q_{over}$	Portata media riflessa dalla struttura e diretta verso mare [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]
$q_{rear}$	Portata media tracimata a tergo della struttura [ $m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$ ]
$q_{reservoir}$	Portata media tracimata nella vasca di accumulo [ $m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$ ]
$Q_{rear}^*$	Portata media adimensionale tracimata a tergo della struttura [-]
$Q_{reservoir}^*$	Portata media tracimata nella vasca di accumulo [-]
$R_e$	Numero di Reynolds [-]
$R_{e,D}$	Numero di Reynolds relativo al diametro caratteristico $D$ [-]
$R_r$	Altezza della rampa rispetto al livello idrico medio [m]
$R_c$	Altezza del muro di coronamento rispetto al livello idrico medio [m]
$R_r^*$	Rapporto tra l'altezza relativa della rampa e l'altezza d'onda incidente [-]
$R_c^*$	Rapporto tra l'altezza relativa del muro di coronamento e l'altezza d'onda incidente [-]
$s_{m-1,0}$	Pendenza dell'onda relativa all'onda incidente stimata al piede della struttura [m]
$s_{R_r}$	wave-structure steepness [-]
$T_e$	Periodo energetico [s]
$T_{m-1,0}$	Periodo spettrale [s]
$T_p$	Periodo di picco dello spettro [s]
$T_r$	Tempo di ritorno dell'opera [anni]
$u$	Velocità caratteristica [-]

$V_i$	Volume trascinato per singola onda [ $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1}$ ]
$V_{reservoir}$	Volume accumulato nella vasca di accumulo [ $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1}$ ]
$We$	Numero di Weber [-]
$\alpha$	Inclinazione del paramento della diga lato mare [°]
$\alpha_P$	Coefficiente per la valutazione delle perdite di carico all'imbocco del canale [-]
$\alpha_J$	Parametro dello spettro di JONSWAP
$\beta_J$	Parametro dello spettro di JONSWAP
$\gamma$	Parametro di picco dello spettro di JONSWAP
$\gamma_b$	Coefficiente che tiene in conto degli effetti della berma sulla portata trascinata [-]
$\gamma_s, \gamma_f$	Coefficiente che tiene in conto degli effetti della scabrezza della struttura sulla portata trascinata [-]
$\gamma_h$	Coefficiente che tiene in conto degli effetti della berma sulla portata trascinata [-]
$\gamma_\beta$	Coefficiente che tiene in conto degli effetti della direzione di provenienza dell'onda incidente [-]
$\Delta B_r$	Larghezza dell'ingresso della vasca di accumulo [m]
$\Delta H$	Differenza di carico a monte e a valle della turbina [m]
$\eta$	Efficienza della turbina [-]
$\lambda_{dr}$	Coefficiente che consente di valutare gli effetti della lunghezza della rampa sulla portata nella formula di Kofoed (2002) [-]
$\lambda_s$	Coefficiente correttivo della portata nella formula di Kofoed (2002) [-]
$\lambda_\alpha$	Coefficiente che consente di valutare gli effetti della pendenza sulla portata nella formula di Kofoed (2002) [-]
$\nu_k$	Viscosità cinematica [ $\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-2}$ ]
$\xi_{m-1,0}$	Parametro di Iribarren relativo all'onda incidente stimata al piede della struttura in funzione del periodo medio dell'onda $T_{m-1,0}$ [-]
$\xi_p$	Parametro di Iribarren relativo all'onda incidente stimata al piede della struttura in funzione del periodo di picco dell'onda $T_p$ [-]
$\rho$	Densità dell'acqua [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ]
$\sigma$	Tensione superficiali [ $\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$ ]
$\sigma_J$	Parametro dello spettro di JONSWAP



## Elenco delle figure

2.1	Classificazione delle varie tipologie di WEC (López et al., 2013). I dispositivi sono classificati in funzione: del sito di realizzazione (definito in relazione della profondità); dell'estensione spaziale del dispositivo rispetto alle caratteristiche del moto ondoso; del fenomeno fisico che sfruttano . . . . .	11
2.2	Classificazione dei WEC in funzione del sito di installazione: a) dispositivo in acque profonde: AWS (Polinder et al., 2004); b) dispositivo in acque intermedie: Oceanlix Energetch (Gomes et al., 2012); c) dispositivo in acque basse: SSG (Vicinanza e Frigaard, 2008). . . . .	12
2.3	Classificazione dei WEC: a) dispositivo del tipo <i>attenuator</i> : Pelamis 750 kW (Henderson, 2006); b) dispositivo del tipo <i>textitpoint absorber</i> : PowerBuoy 150 kW (Drew et al., 2009); c) dispositivo del tipo <i>terminator</i> : Wave dragon (Kofoed et al., 2006). . . . .	13
2.4	Esempio di integrazione della diga a gettata e il dispositivo DIMEMO Iuppa et al. (2015). . . . .	14
2.5	Sezioni trasversali dei due modelli fisici testati presso il Laboratorio di Idraulica dell'Università di Aalborg: a) configurazione tradizionale di una diga a gettata; b) dispositivo DIMEMO. . . . .	16
3.1	Canale 2D impiegato per la simulazione dei modelli fisici del dispositivo DIMEMO presso il Laboratorio di Idraulica Marittima dell'Università di Aalborg (Danimarca). . . . .	28
3.2	Sezione trasversale dei modelli testati: a) configurazione <i>flat</i> ; b) configurazione <i>curve</i> . . . . .	29
3.3	Realizzazione del modello fisico: a) posizionamento delle vasche (configurazione <i>flat</i> e configurazione <i>curve</i> ); b) posizionamento del nucleo; c) posizionamento dello strato filtro; d) posizionamento della mantellata. . . . .	31
3.4	Generatore di onde del canale 2D: sul battitore sono posizionate le sonde resistive utilizzate il controllo della riflessione. . . . .	35

3.5	Sonde resistive posizionate a 2.80 m dai modelli fisici per la stima delle caratteristiche delle onde incidenti e riflesse: (a) la freccia in blu indica verso di propagazione delle onde generate dal battitore; (b) sonde della configurazione <i>flat</i> ; (c) sonde della configurazione <i>curve</i> ; (d) setto di separazione del canale. . . . .	36
3.6	Disposizione dei vari strumenti impiegati per la misura dei volumi tracinati a tergo della struttura e all'interno della vasca di accumulo. . . . .	37
3.7	Strumenti posizionati all'interno del box: a) tubo di immissione dei volumi tracinati; b) pompa per l'estrazione dei volumi di acqua; c) sonda di livello. . . . .	38
3.8	Andamento del volume dei singoli box in funzione del livello idrico. . . . .	39
3.9	Canale 2D impiegato per la simulazione dei modelli fisici del dispositivo DIMEMO presso il Laboratorio di Idraulica Marittima dell'Università di Catania. . . . .	40
3.10	Configurazioni <i>no-wall</i> testate durante la campagna sperimentale UC15: a) versione caratterizzata da un paramento impermeabile prossimo al livello idrico medio <i>rough</i> ; b) versione in cui il paramento impermeabile è esteso fino al fondo del canale, detta <i>smooth</i> . . . . .	41
3.11	Configurazioni <i>normal</i> testate durante la campagna sperimentale UC15: a) versione caratterizzata da un paramento impermeabile prossimo al livello idrico medio <i>rough</i> ; b) versione in cui il paramento impermeabile è esteso fino al fondo del canale, detta <i>smooth</i> . . . . .	42
3.12	Realizzazione del modello fisico: a) posizionamento della struttura in metallo; b) realizzazione del nucleo; c) posizionamento dello strato filtro; d) messa in opera della mantellata. . . . .	43
3.13	Modelli fisici impiegati nella campagna sperimentale nella configurazione <i>rough</i> . . . . .	44
3.14	Modelli fisici impiegati nella campagna sperimentale nella configurazione <i>smooth</i> . . . . .	45
3.15	Disposizione delle sonde resistive all'interno del canale 2D ai fini della misura della riflessione della struttura. . . . .	46
3.16	Box impiegati per l'accumulo e la misura dei volumi idrici tracinati. . . . .	47
3.17	Andamento del volume di acqua accumulato nel box in funzione del livello idrico. . . . .	48
3.18	Andamento della portata delle pompe in funzione del livello idrico. . . . .	48
4.1	Schematizzazione delle componenti della portata $Q_{in}$ che tracina sulla struttura: $Q_{reservoir}$ è la portata che attraversa la sezione S2; $Q_{rear}$ è la portata che attraversa la sezione S3 e va a tergo della struttura; $Q_{over}$ è la portata che riattraversa la sezione S1 con verso contrario a $Q_{in}$ . . . . .	55
4.2	Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro $R_r^*$ per i test AAU14. . . . .	57
4.3	Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro $R_r^*$ per i test UC15. . . . .	58

4.4	Esempio di segnale registrato dalla sonda: i cerchi in rosso indicano i picchi del segnale a cui corrisponde un'onda che tracima. . . . .	60
5.1	Test AAU14: confronto tra i valori del coefficiente di riflessione osservati $K_{r,oss}$ e quelli stimati $K_{r,stim}$ mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008). . . . .	65
5.2	Test UC15: confronto tra i valori osservati del coefficiente di riflessione $K_{r,oss}$ e quelli stimati $K_{r,stim}$ mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008). . . . .	66
5.3	Confronto del $K_r$ stimato nelle indagini sperimentali AAU12, AAU14 e UC15. . . . .	67
5.4	Confronto tra il $K_r$ stimato per la configurazione <i>flat</i> e quello stimato per la configurazione <i>curve</i> . . . . .	68
5.5	Andamento del coefficiente di riflessione al variare $\xi_{m-1,0}$ per varie classi di $R_r^*$ osservato per $h = 0.35$ m. . . . .	69
5.6	Andamento di $K_r$ rispetto alla portata adimensionale relativa alla configurazione <i>flat</i> e ad una profondità pari a 0.30 m. . . . .	70
5.7	Andamento del coefficiente di riflessione al variare $s_{m-1,0}$ per varie classi di $R_r^*$ osservato per $h = 0.35$ m. . . . .	71
5.8	Confronto tra i valori di $\gamma_f$ stimati per ogni onda simulata e l'equazione 5.15. . . . .	73
5.9	Confronto tra i valori di riflessione osservati nei test AAU14 e quelli stimati mediante il metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) adottando l'equazione 5.15 per la stima di $\gamma_f$ . . . . .	74
6.1	AAU14: confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e il metodo di Pedersen e Burcharth (1992). . . . .	79
6.2	UC15: confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e il metodo di Franco et al. (1994). . . . .	80
6.3	Confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e i valori di portata osservati nei test AAU12. . . . .	81
6.4	Confronto tra la portata tracimata a tergo della struttura e i valori di portata osservati nei test AAU12. . . . .	82
6.5	Confronto tra la portata misurata per la configurazione <i>flat</i> e quella misurata per la configurazione <i>curve</i> . . . . .	83
6.6	Portata tracimata a tergo della struttura adimensionale $q_{rear}^*$ rispetto il parametro $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione del livello idrico. . . . .	84
6.7	Portata tracimata a tergo della struttura adimensionale $q_{rear}^*$ rispetto il parametro $R_c^*$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione della larghezza della vasca di accumulo. . . . .	85
6.8	Andamento della portata tracimata a tergo della struttura adimensionale $q_{rear}^*$ rispetto il parametro $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione della pendenza dell'onda $s_{m-1,0}$ . . . . .	86

6.9	Andamento della portata tracimata a tergo della struttura $q_{rear}$ rispetto la pendenza dell'onda. I valori sono riferiti a prove con altezza d'onda $H_{m0}$ pari a circa 0.11 m. . . . .	87
6.10	Andamento della portata tracimata a tergo della struttura adimensionale $q_{rear}^*$ rispetto il parametro $R_c$ . I valori di portata sono stati classificati in funzione del livello idrico $h$ . . . . .	87
6.11	Configurazione <i>flat</i> : confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata tracimata a tergo della struttura. . . . .	89
6.12	Configurazione <i>curve</i> : confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata tracimata a tergo della struttura. . . . .	90
6.13	Prove UC15: confronto tra l'equazione 6.14 e i valori di portata tracimata a tergo della struttura. . . . .	91
7.1	Analisi dei coefficienti impiegati nel metodo di previsione di Goda (2009). . . . .	96
7.2	Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test AAU14 con il metodo empirico di Victor e Troch (2012). . . . .	98
7.3	Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test UC15 e il metodo empirico di Victor e Troch (2012). . . . .	99
7.4	Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test AAU14 con la formula empirica di Vicinanza et al. (2014). . . . .	100
7.5	Confronto tra i valori della portata media adimensionalizzata osservati nei test UC15 con la formula empirica di Vicinanza et al. (2014). . . . .	101
7.6	Confronto tra i valori di portata misurati nella configurazione <i>flat</i> e quelli misurati nella configurazione <i>curve</i> . I valori sono stati classificati in funzione della livello idrico medio. . . . .	103
7.7	Confronto tra la configurazione <i>flat</i> e la configurazione <i>curve</i> : a) Altezza idrica all'interno della vasca e b) sopraelevazione per un'onda che non determina la saturazione della vasca (caratteristiche delle onde al piede della struttura $H_{m0} = 0.067$ m e $T_{m-1,0} = 1.44$ s); c) Altezza idrica all'interno della vasca e d) sopraelevazione per un'onda che determina la saturazione della vasca (caratteristiche delle onde al piede della struttura $H_{m0} = 0.110$ m e $T_{m-1,0} = 1.89$ s) . . . . .	104
7.8	Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione <i>flat</i> con larghezza della vasca pari a 0.219 m e per valori del livello idrico pari a 0.27 m e 0.30 m . . . . .	105
7.9	Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione <i>flat</i> con livello idrico medio nel canale pari a 0.35 m. . . . .	106
7.10	Coefficiente di variazione relativo alla portata turbinata per varie classi di altezza d'onda $H_{m0}$ . . . . .	107

7.11	Andamento della portata adimensionale rispetto al parametro $R_r^*$ . I dati di portata si riferiscono alla configurazione <i>flat</i> con livello idrico medio nel canale pari a 0.35 m e larghezza della vasca pari a 0.21 m.	107
7.12	Confronto tra i valori di $\gamma_f$ stimati per ogni onda simulata e l'equazione 7.25	108
8.1	Confronto tra i valori del parametro $b$ relativo ai test UC15 con la formula empirica di Victor et al. (2012).	112
8.2	Confronto tra i valori di $P_{ow}$ osservati nei test UC15 e la formula empirica di Victor et al. (2012).	113
8.3	Confronto tra i valori del parametro di scala stimati mediante il metodo dei momenti e quelle stimati mediante l'equazione 8.4.	114
8.4	Altezze d'onda distribuite secondo la distribuzione di Rayleigh. Confronto tra i valori della distribuzione delle altezze d'onda, la distribuzione di Rayleigh e di Battjes e Groenendijk (2000).	116
8.5	Altezze d'onda non distribuite secondo la distribuzione di Rayleigh. Confronto tra i valori della distribuzione delle altezze d'onda, la distribuzione di Rayleigh e di Battjes e Groenendijk (2000).	117
8.6	Confronto tra i valori del parametro $b$ caratterizzati da altezze d'onda distribuite secondo una rayleiana con quelli caratterizzati da un distribuzione non rayleiana.	118
8.7	Confronto tra i valori del parametro $P_{ow}$ caratterizzati da altezze d'onda distribuite secondo una rayleiana con quelli caratterizzati da un distribuzione non rayleiana.	119
8.8	Confronto della distribuzione di probabilità dei volumi traccimati nel caso della configurazione <i>smooth</i> e nel caso della configurazione <i>rough</i> . Nel caso della configurazione <i>rough</i> le caratteristiche dell'onda incidente sono: $H_{m0}$ pari a 0.032 m e $R_r$ pari a 0.064 m ( $R_r^* = 1.97$ ); nella configurazione <i>smooth</i> le caratteristiche dell'onda incidente sono: $H_{m0}$ pari a 0.051 m e $R_r$ pari a 0.095 m ( $R_r^* = 1.86$ )	120
8.9	Analisi della dipendenza dal periodo dell'onda per il parametro $b$ .	121
8.10	Analisi della dipendenza dal periodo dell'onda per il parametro $P_{ow}$ .	121
9.1	Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Mazara del Vallo e quella stimata del modello dell'ECMWF.	129
9.2	Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Catania e quella stimata del modello dell'ECMWF.	129
9.3	Confronto dell'altezza d'onda significativa registrata presso la boa di Capo Gallo (Palermo) e quella stimata del modello dell'ECMWF.	130
9.4	Localizzazione delle boe e dei punti ECMWF utilizzati per l'estrazione dei dati ondamentrici e i dati di vento.	131
9.5	Punti di osservazione dei vari satelliti utilizzati per la validazione dei dati di output di SWAN.	132
9.6	Confronto tra i dati osservati dai satelliti Jason 1 e i dati ricostruiti mediante il modello SWAN.	132

9.7	Distribuzione del flusso di energia medio annuo per unità di lunghezza del fronte d'onda. . . . .	134
9.8	Distribuzione del flusso di energia medio stagionale per unità di lunghezza del fronte d'onda: a) dicembre, gennaio e febbraio (DGF); b) marzo, aprile e maggio (MAM); c) giugno, luglio e agosto (GLA); d) settembre, ottobre e novembre (SON). . . . .	135
9.9	Distribuzione stagionale del flusso di energia medio annuo per unità di lunghezza del fronte d'onda lungo le batimetriche a 50 m, 20 m e 10 m. . . . .	136
10.1	Localizzazione del porto di Mazara del Vallo. . . . .	138
10.2	Sezione tipo della diga foranea del porto di Mazara del Vallo. . . . .	139
10.3	Distribuzione direzionale del flusso di energia. . . . .	140
10.4	Distribuzione dell'energia media annua rispetto all'altezza d'onda significativa e al periodo medio. Il numero riportato sul grafico indica il numero di ore in un anno di apparizione della classe. . . . .	141
10.5	Distribuzione del flusso di energia medio mensile. . . . .	141
10.6	Andamento del livello del mare registrato presso la stazione mareografica di Porto Empedocle tra aprile 2005 e aprile 2009. . . . .	142
10.7	Frequenza cumulata relativi ai dati di livello registrati presso la stazione mareografica di Porto Empedocle. . . . .	142
10.8	Andamento del livello del mare determinato dalla marea astronomica stimato mediante il modello dell'OSU Tidal Data Inversion. . . . .	143
10.9	Andamento del livello del mare stimato a partire dei dati di pressione registrati presso la stazione mareografica di Porto Empedocle. . . . .	143
10.10	Confronto grafico della serie delle frequenze osservate presso il sito oggetto dello studio con tutte le distribuzioni di probabilità adottate. . . . .	145
10.11	Schema di calcolo adottato per la simulazione del dispositivo. . . . .	146
10.12	Valutazione del rapporto tra $\Delta H$ e $h_{reservoir}$ affinché la potenza elettrica sia massima. . . . .	147
10.13	Simboli adottati per indicare le varie componenti del dispositivo DIMEMO. . . . .	148
10.14	Andamento della portata trascinata al variare della larghezza della vasca di accumulo e dell'altezza della rampa sommersa. . . . .	151
10.15	Andamento del coefficiente di riflessione al variare dell'altezza della rampa sommersa. . . . .	151
10.16	Andamento dell'energia media annua $E_e$ al variare della larghezza della vasca di accumulo e dell'altezza della rampa sommersa. . . . .	152
10.17	Andamento di $P_b$ , di $n_{day}$ e $E_e$ al variare dell'altezza relativa della rampa $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 2. . . . .	153
10.18	Andamento di $P_b$ , di $n_{day}$ e $E_e$ al variare dell'altezza relativa della rampa $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 6. . . . .	154

---

10.19	Andamento di $P_b$ , di $n_{day}$ e $E_e$ al variare dell'altezza relativa della rampa $R_r$ , del diametro della condotta forzata e considerando un numero di turbine pari a 10. . . . .	154
10.20	Distribuzione della portata media per singola turbina al variare dell'altezza d'onda per quattro configurazioni del dispositivo. Il grafico mostra anche la frequenza di apparizione delle varie classi di altezza d'onda. . . . .	155
10.21	Distribuzione del carico medio al variare dell'altezza d'onda per quattro configurazioni del dispositivo. Il grafico mostra anche la frequenza di apparizione delle varie classi di altezza d'onda. . . . .	156
10.22	Effetti delle variazioni del livello del mare sulla portata media che defluisce per singola turbina. . . . .	157
10.23	Effetti delle variazioni del livello del mare sull'altezza idrica media all'interno della vasca. . . . .	157
11.1	Indagini sperimentali condotte da chi scrive sul dispositivo DIMEMO presso l'Università di Aalborg e presso l'Università degli Studi di Catania: sintesi degli obiettivi e delle configurazioni dei modelli fisici testati. . . . .	160
11.2	Sintesi dei principali risultati osservati sulla base della comparazione dei numerosi test condotti sul dispositivo DIMEMO. . . . .	163



## Elenco delle tabelle

2.I	Tariffe incentivanti per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili previste dal Decreto Ministeriale del 6 luglio 2012. Le tariffe sono distinte per tipologia di fonte rinnovabile, per la potenza elettrica dell'impianto e per la vita utile dell'impianto stesso. . . . .	9
2.II	Test AAU12: Sintesi delle caratteristiche idrodinamiche e geometriche del modello fisico per le tre configurazioni testate: modello sottoposto ad onde estreme; modello con naso sottoposto ad onde estreme; modello sottoposto ad onde medie. . . . .	17
2.III	Test AAU12: Range dei parametri adimensionali distinti per le tre configurazioni testate: modello sottoposto ad onde estreme; modello con naso sottoposto ad onde estreme; modello sottoposto ad onde medie. . . . .	18
3.I	Test AAU14: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate ( <i>flat</i> e <i>curve</i> ) al variare della larghezza della vasca di accumulo ( <i>small</i> , <i>large</i> e <i>extra-large</i> ). . . . .	30
3.II	Test AAU14: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate ( <i>flat</i> e <i>curve</i> ) al variare del tirante idrico $h$ . Le grandezze sono riferite al livello di quiete. . . . .	30
3.III	Dimensioni dei massi impiegati per la realizzazione della mantellata. . . . .	32
3.IV	Test AAU14: Livello idrico sia al battitore $h_{battitore}$ sia al piede del modello $h_{modello}$ e caratteristiche del moto ondoso incidente ( $H_{m0}$ e $T_p$ ). . . . .	33
3.V	Test UC15: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate ( <i>no-wall</i> e <i>normal</i> ) al variare della lunghezza del paramento liscio lato mare ( <i>rough</i> e <i>smooth</i> ) . . . . .	41
3.VI	Test UC15: Caratteristiche geometriche delle due configurazioni testate ( <i>no-wall</i> e <i>normal</i> ) al variare del tirante idrico $h$ . Le grandezze sono riferite al livello di quiete. . . . .	42
3.VII	Test UC15: Livello idrico sia al battitore $h_{battitore}$ sia al piede del modello $h_{modello}$ e caratteristiche del moto ondoso ( $H_{m0}$ e $T_p$ ). . . . .	44
4.I	Test AAU14: caratteristiche delle onde incidenti al piede delle strutture per la configurazione <i>flat</i> . . . . .	51

4.II	Test AAU14: caratteristiche delle onde incidenti al piede delle strutture per la configurazione <i>curve</i> .	52
4.III	Test AAU14: range dei parametri adimensionali per la configurazione <i>flat</i> .	52
4.IV	Test AAU14: range dei parametri adimensionali per la configurazione <i>curve</i> .	53
4.V	Test UC15: sintesi delle caratteristiche delle onde incidenti valutate per le configurazioni <i>no-wall</i> e <i>normal</i> e distinte nella configurazione <i>rough</i> e <i>smooth</i> .	54
4.VI	Test UC15: range dei parametri adimensionali valutati per le configurazioni <i>no-wall</i> e <i>normal</i> e distinte nella configurazione <i>rough</i> e <i>smooth</i> .	54
5.I	Coefficienti <i>a</i> e <i>b</i> relativi al metodo di Zanuttigh e van der Meer (2008) per la previsione della riflessione per il dispositivo DIMEMO.	72
6.I	Coefficienti relativi all'equazione 6.14.	88
6.II	Parametri di performance dell'equazione 6.14.	88
9.I	Caratteristiche delle boe impiegate per la validazione dei dati ECMWF.	127
9.II	Indici di performance dei dati ondametrici dell'ECMWF: confronto tra i dati ECMWF e i dati registrati dalle boe.	128
9.III	Indici di performance dei dati ondametrici del modello SWAN: confronto tra i dati di SWAN e i dati dei satelliti.	133
10.I	Valutazione dell'altezza d'onda significativa [m] per prefissati tempi di ritorno [anni].	144
10.II	Caratteristiche geometriche ed energetiche delle configurazioni considerate.	155

# Bibliografia

- Aalborg University (2010). <http://www.hydrosoft.civil.auc.dk/wavelab>. Technical report, AAU.
- Allsop, N. e Hettiarachchi, S. (1988). Reflections from coastal structures. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(21).
- Aminti, P. e Franco, L. (1988). Wave overtopping on rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(21).
- Andersen, T. (2013). Wave loadings acting on overtopping breakwater for energy conversion. *Journal of Coastal Research*, (Spec. Issue).
- Battjes, J. (1974). Surf similarity. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(14).
- Battjes, J. A. e Groenendijk, H. W. (2000). Wave height distributions on shallow foreshores. *Coastal engineering*, 40(3):161–182.
- Boccotti, P. (2004). *Idraulica marittima*. Utet.
- Booij, N., Ris, R., e Holthuijsen, L. (1999). A third-generation wave model for coastal regions 1. model description and validation. *Journal of Geophysical Research C: Oceans*, 104(C4):7649–7666. cited By (since 1996)1109.
- Bozhinova, S., Kisliakov, D., Müller, G., Hecht, V., e Schneider, S. (2013). Hydropower converters with head differences below 2· 5 m. *Proceedings of the ICE-Energy*, 166(3):107–119.
- Bradbury, A. e Allsop, N. (1988). Hydraulic effects of breakwater crown walls. In *Proc. Conference on Design of Breakwaters. Institution of Civil Engineering Thomas Telford, London*, pages 385–396.
- Buccino, M., Stagonas, D., Vicinanza, D., e Müller, G. (2015). Development of a composite sea wall wave energy converter system. *Renewable Energy*, 81:509–522.
- Burcharth, H. f. e Lykke Andersen, T. (2006). Overtopping of rubble mound breakwaters with front reservoir. *Asce American Society of Civil Engineers*, 30:4605.

- Cavaleri, L. e Bertotti, L. (2004). Accuracy of the modelled wind and wave fields in enclosed seas. *Tellus A*, 56(2):167–175.
- Clément, A., McCullen, P., Falcão, A., Fiorentino, A., Gardner, F., Hammarlund, K., Lemonis, G., Lewis, T., Nielsen, K., Petroncini, S., Pontes, M.-T., Schild, P., Sjöström, B.-O., Sørensen, H. C., e Thorpe, T. (2002). Wave energy in europe: current status and perspectives. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 6(5):405 – 431.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1994). Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime.
- Crespo, A., Gómez-Gesteira, M., e Dalrymple, R. A. (2008). Modeling dam break behavior over a wet bed by a sph technique. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, 134(6):313–320.
- Dalrymple, R. (1985). Introduction to physical models in coastal engineering. *Physical Modeling in Coastal Engineering*. Rotterdam, Netherlands, pages 3–9.
- de O. Falcão, A. F. (2010). Wave energy utilization: A review of the technologies. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14(3):899 – 918.
- De Rouck, J., Geeraerts, J., Troch, P., Kortenhuis, A., Pullen, T., Franco, L., et al. (2005). New results on scale effects for wave overtopping at coastal structures. In *Proceedings of the ICE Conference on Coastlines, Structures and Breakwaters*. London, United Kingdom, pages 29–43.
- Drew, B., Plummer, A., e Sahinkaya, M. N. (2009). A review of wave energy converter technology. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part A: Journal of Power and Energy*, 223(8):887–902.
- Egbert, G. D., Bennett, A. F., e Foreman, M. G. (1994). Topex/poseidon tides estimated using a global inverse model. *Journal of Geophysical Research: Oceans (1978–2012)*, 99(C12):24821–24852.
- Egbert, G. D. e Erofeeva, S. Y. (2002). Efficient inverse modeling of barotropic ocean tides. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 19(2):183–204.
- Engineers, U. A. C. O. (2002). Coastal engineering manual. *Engineer Manual*, 1110:2–1100.
- ESHA (2007). *Guida alla realizzazione di un piccolo impianto idroelettrico*. EC.
- EurOtop Manual (2007). *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures–Assessment Manual*. EurOtop Manual.
- Faraci, C., Scandura, P., e Foti, E. (2014). Reflection of sea waves by combined caissons. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*.

- Fernandez, H., Iglesias, G., Carballo, R., Castro, A., Fraguera, J., Taveira-Pinto, F., e Sanchez, M. (2012). The new wave energy converter wavecat: Concept and laboratory tests. *Marine structures*, 29(1):58–70.
- Franco, C. e Franco, L. (1999). Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3d waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 125(2):98–108.
- Franco, L., De Gerloni, M., e van der Meer, J. (1994). Wave overtopping on vertical and composite breakwaters. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(24).
- Frostick, L. E., McLelland, S. J., e Mercer, T. G. (2011). *Users Guide to Physical Modelling and Experimentation: Experience of the HYDRALAB Network*. CRC Press.
- GEBCO (1999). General bathymetric chart of the oceans (gebco). the gebco08 grid. Technical report, General Bathymetric Chart of the Oceans.
- Goda, Y. (2009). Derivation of unified wave overtopping formulas for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected {CLASH} datasets. *Coastal Engineering*, 56(4):385 – 399.
- Goda, Y. e Suzuki, T. (1976). Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments. *Coastal engineering proceedings*, 1(15).
- Gomes, R., Henriques, J., Gato, L., e Falcão, A. (2012). Hydrodynamic optimization of an axisymmetric floating oscillating water column for wave energy conversion. *Renewable Energy*, 44:328–339.
- Hasselmann, K., Barnett, T., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D., Enke, K., Ewing, J., Gienapp, H., Hasselmann, D., Kruseman, P., et al. (1973). Measurements of wind-wave growth and swell decay during the joint north sea wave project (jonswap). Technical report, Deutsches Hydrographisches Institut.
- Hasselmann, K., Hasselmann, S., Bauer, E., Janssen, P., Komen, G., Bertotti, L., Lionello, P., Guillaume, A., Cardone, V., Greenwood, J., Reistad, M., Zambresky, L., e Ewing, J. (1988). The wam model - a third generation ocean wave prediction model. *J. PHYS. OCEANOGR.*, 18(12 , Dec. 1988):1775–1810. cited By (since 1996)831.
- Henderson, R. (2006). Design, simulation, and testing of a novel hydraulic power take-off system for the pelamis wave energy converter. *Renewable energy*, 31(2):271–283.
- Hudson, R. Y. (1959). Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters. Technical report, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- IEA (2014). Renewable energy, market analysis and forecasts to 2020 medium-term market report executive summary. Technical report, International Energy Agency.

- Iuppa, C., Contestabile, P., Cavallaro, L., Foti, E., Lykke Andersen, T., e Vicinanza, D. (2015). Experimental investigation of rubble mound breakwaters for wave energy conversion. In *Proceedings of the 11th European Wave and Tidal Energy Conference Series*, pages 319–329.
- Kofoed, J. P. (2002). *Wave Overtopping of Marine Structures: utilization of wave energy*. PhD thesis, Videnbasen for Aalborg UniversitetVBN, Aalborg UniversitetAalborg University, Det Teknisk-Naturvidenskabelige FakultetThe Faculty of Engineering and Science, Institut for Vand, Jord og MiljøteknikDepartment of Civil Engineering.
- Kofoed, J. P., Frigaard, P., Friis-Madsen, E., e Sørensen, H. C. (2006). Prototype testing of the wave energy converter wave dragon. *Renewable energy*, 31(2):181–189.
- Le Mehaute, B. (1976). Similitude in coastal engineering. *Journal of the Waterways Harbors and Coastal Engineering Division*, 102(3):317–335.
- Leclerc, M. (2010). The very low head turbine confirms its extremely low environmental impact and enters into industrial phase. *Proceedings of Hidroenergia 2010*.
- Liberti, L., Carillo, A., e Sannino, G. (2013). Wave energy resource assessment in the mediterranean, the italian perspective. *Renewable Energy*, 50(0):938 – 949.
- Losada, I. J., Lara, J. L., Guanche, R., e Gonzalez-Ondina, J. M. (2008). Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters. *Coastal engineering*, 55(1):47–62.
- López, I., Andreu, J., Ceballos, S., de Alegría, I. M., e Kortabarria, I. (2013). Review of wave energy technologies and the necessary power-equipment. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 27:413 – 434.
- Lykke Andersen, T. (2006). Hydraulic response of rubble mound breakwaters: scale effects-berm breakwaters. Technical report, Aalborg University.
- Mansard, E. P. e Funke, E. (1980). The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(17).
- Miche, A. (1951). Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle. *Annales des Ponts et Chaussées*, 121:285–319.
- Mori, M., Yamamoto, Y., e Kimura, K. (2008). Wave force and stability of upright section of high mound composite seawall. *ICCE*.
- Owen, M. (1980). Design of seawalls allowing for wave overtopping. *Report Ex*, 924:39.

- Pedersen, J. (1996). *Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters: an Experimental Study*. PhD thesis, Videnbasen for Aalborg Universitet VBN, Aalborg Universitet Aalborg University, Det Teknisk-Naturvidenskabelige Fakultet The Faculty of Engineering and Science, Institut for Byggeri og Anlæg Department of Civil Engineering.
- Pedersen, J. e Burcharth, H. F. (1992). Wave forces on crown walls. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(23).
- Polinder, H., Damen, M. E., e Gardner, F. (2004). Linear pm generator system for wave energy conversion in the aws. *Energy Conversion, IEEE Transactions on*, 19(3):583–589.
- Queffeuou, P. (2004). Long-term validation of wave height measurements from altimeters. *Marine Geodesy*, 27(3-4):495–510.
- Regione Siciliana (2004). Piano stralcio di bacino per l’assetto idrogeologico (pai).
- Reis, M., Hu, K., Neves, M., e Hedges, T. (2008). Numerical modelling of breakwater overtopping using a nlsw equation model with a porous layer. In *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE)*, pages 3097–3109. World Scientific.
- Research, C. I., Association, I., en Regelgeving (Netherlands), C. C. U. R., e d’études maritimes et fluviales (France), C. (2007). *The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering*, volume 683. Ciria.
- Rouck, J. D., Verhaeghe, H., e Geeraerts, J. (2009). Crest level assessment of coastal structures — general overview. *Coastal Engineering*, 56(2):99 – 107. The {CLASH} Project Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full-scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping (CLASH).
- Seelig, W. N. e Ahrens, J. P. (1981). Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters. Technical report, DTIC Document.
- Stagonas, D., M. G. M. N. M. D. . W. D. (2010). Composite seawalls for wave energy conversion: 2d experimental results. *3rd International Conference on Ocean Energy*.
- Torre-Enciso, Y., Ortubia, I., López de Aguilera, L., e Marqués, J. (2009). Mutriku wave power plant: from the thinking out to the reality. In *Proceedings of the 8th European Wave and Tidal Energy Conference*, pages 319–329.
- Ursell, F., Dean, R. G., e Yu, Y. (1960). Forced small-amplitude water waves: a comparison of theory and experiment. *Journal of Fluid Mechanics*, 7(01):33–52.
- van der Meer, J. e Janssen, J. (1994). delft hydraulics.

- van der Meer, J. W. (1998). Wave run-up and overtopping. *Dikes and Revetments: Design, Maintenance and Safety Assessment*, ed. KW Pilarczyk (AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands), pages 145–159.
- van der Meer, J. W., Janssen, J. P., e Hydraulics, D. (1994). *Wave run-up and wave overtopping at dikes and revetments*. Delft Hydraulics.
- van der Meer, J. W., Verhaeghe, H., e Steendam, G. J. (2009). The new wave overtopping database for coastal structures. *Coastal Engineering*, 56(2):108 – 120. The {CLASH} Project Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full-scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping (CLASH).
- van Gent, M. R., van den Boogaard, H. F., Pozueta, B., e Medina, J. R. (2007). Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. *Coastal Engineering*, 54(8):586 – 593.
- Verhaeghe, H., Rouck, J. D., e van der Meer, J. (2008). Combined classifier–quantifier model: A 2-phases neural model for prediction of wave overtopping at coastal structures. *Coastal Engineering*, 55(5):357 – 374.
- Vicinanza, D., Cappiotti, L., Ferrante, V., e Contestabile, P. (2011). Estimation of the wave energy in the italian offshore. *Journal of Coastal Research*, 64(SPEC. ISSUE 64):613–617.
- Vicinanza, D., Contestabile, P., e Ferrante, V. (2013a). Wave energy potential in the north-west of sardinia (italy). *Renewable Energy*, 50:506–521. cited By (since 1996)28.
- Vicinanza, D., Contestabile, P., Nørgaard, J. Q. H., e Andersen, T. L. (2014). Innovative rubble mound breakwaters for overtopping wave energy conversion. *Coastal Engineering*, 88(0):154 – 170.
- Vicinanza, D. e Frigaard, P. (2008). Wave pressure acting on a seawave slot-cone generator. *Coastal Engineering*, 55(6):553 – 568.
- Vicinanza, D., Margheritini, L., Kofoed, J. P., e Buccino, M. (2012a). The ssg wave energy converter: Performance, status and recent developments. *Energies*, 5(2):193–226.
- Vicinanza, D., Nørgaard, J. H., Contestabile, P., Andersen, T. L., et al. (2013b). Wave loadings acting on overtopping breakwater for energy conversion. *Journal Coastal Research, SI*, 65:111–1674.
- Vicinanza, D., Stagonas, D., Müller, G., Nørgaard, J. H., e Andersen, T. L. (2012b). Innovative breakwaters design for wave energy conversion. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(33):1.

- Victor, L. (2012). *Optimization of the hydrodynamic performance of overtopping wave energy converters: experimental study of optimal geometry and probability distribution of overtopping volumes*. PhD thesis, Ghent University.
- Victor, L. e Troch, P. (2012). Wave overtopping at smooth impermeable steep slopes with low crest freeboards. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 138(5):372–385.
- Victor, L., Troch, P., e Kofoed, J. (2011). Optimization of overtopping wave energy converters by geometry control. pages 606–613. cited By 0.
- Victor, L., van der Meer, J., e Troch, P. (2012). Probability distribution of individual wave overtopping volumes for smooth impermeable steep slopes with low crest freeboards. *Coastal Engineering*, 64:87–101.
- Villate, J. (2010). Situación actual de las energías marinas y perspectivas de futuro. *Seminario anual de Automática, Electrónica e Instrumentación (SAAEI)*.
- Wavestar, P. P. e Buoy, O. (2014). Wave energy.
- Willmott, C. (1982). Some comments on the evaluation of model performance. *Bulletin - American Meteorological Society*, 63(11):1309–1313. cited By (since 1996)1121.
- Zanuttigh, B. e van der Meer, J. W. (2006). Wave reflection from coastal structures. In *Coastal Engineering Conference*, volume 30, page 4337. ASCE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- Zanuttigh, B. e van der Meer, J. W. (2008). Wave reflection from coastal structures in design conditions. *Coastal Engineering*, 55(10):771 – 779.
- Zelt, J. e Skjelbreia, J. E. (1992). Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(23).