



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

**UN APPROCCIO NUMERICO ALLO STUDIO  
DEL MOTO ONDOSO ALL'INTERNO DI  
BARRIERE FRANGIFLUTTI VIRTUALI E  
DELLA STABILITA' DELLA MANTELLATA**

**A NUMERICAL APPROACH TO STUDY THE WAVE  
MOTION WITHIN VIRTUAL BREAKWATERS AND THE  
ARMOUR STABILITY**

**ING. GIOVANNA DONNARUMMA**

Relatore:  
PROF. ING. FABIO DENTALE

Coordinatore  
PROF. ING. VINCENZO  
BELGIORNO

Correlatori:  
PROF. ING. EUGENIO PUGLIESE  
CARRATELLI  
PROF. ING. FELICE ANTONIO  
PETRILLO



*In copertina: Esempio di output del modello 3D*

UN APPROCCIO NUMERICO ALLO STUDIO DEL MOTO ONDOSO  
ALL'INTERNO DI BARRIERE FRANGIFLUTTI VIRTUALI E DELLA  
STABILITA' DELLA MANTELLATA

---

Copyright © 2005 Università degli Studi di Salerno – via Giovanna Paolo II, 132 –  
84084 Fisciano (SA), Italy – web: [www.unisa.it](http://www.unisa.it)

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

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

Finito di stampare il 13/02/2014.



*A mio fratello*  
*A mio marito*  
*Ai miei genitori*



# INDICE GENERALE

INDICE GENERALE.....	v
INDICE DELLE FIGURE.....	ix
INDICE DELLE TABELLE.....	xxi
SOMMARIO .....	xxiii
ABSTRACT .....	xxvii
RINGRAZIAMENTI.....	xxix
ABOUT THE AUTHOR.....	xxxi
1 INTRODUZIONE.....	1
1.1 Contenuto e scopo della tesi.....	1
1.2 Organizzazione della tesi.....	2
1.3 La zona costiera e la sua protezione .....	3
1.3.1 Le strutture di difesa aderenti.....	6
1.3.2 I frangiflutti distanziati (emergenti e segmentati) .....	7
1.3.3 Le opere esterne di difesa dei porti.....	8
1.3.4 Dighe a scogliera o a gettata .....	9
2 LA MODELLAZIONE NUMERICA.....	15
2.1 Metodi numerici.....	15
2.2 La turbolenza.....	17
2.3 Le equazioni rans.....	19
2.4 Modelli di turbolenza .....	21
2.4.1 Il modello k-e.....	21
2.4.2 Il modello RNG.....	22
2.4.3 Funzione di parete.....	22
2.5 Spostamento della superficie libera.....	24
2.5.1 Metodo VOF (Volume of Fluid) .....	25
2.6 Condizioni al contorno.....	27
2.7 Implementazione numerica.....	29
2.7.1 Sistemi basati su griglia .....	29
2.7.2 Condizione di stabilità .....	30
2.8 Metodologie numeriche per la modellazione rans/vof.....	31
2.8.1 Descrizione generale dei modelli RANS/VOF .....	31
2.8.2 Procedura di simulazione .....	33
2.8.3 Generazione del moto ondoso.....	33

2.8.4	Generazione del moto ondoso usando la teoria descrittiva delle onde lineari.....	34
3	IL MODELLO NUMERICO 3D .....	37
3.1.1	Lo stato dell'arte nella modellazione numerica dell'interazione tra il moto ondoso e le strutture costiere .....	37
3.1.2	Il modello 3D: la ricostruzione delle strutture 3D in ambiente CAD.....	40
3.1.3	Definizione delle caratteristiche della griglia di calcolo all'interno del software FLOW 3D® .....	49
3.1.4	Definizione degli attacchi d'onda.....	52
4	LE FORMULE DI LETTERATURA E LE PROVE SPERIMENTALI UTILIZZATE PER LA VALIDAZIONE .....	55
4.1	Il fenomeno del run up e le formule di letteratura per determinarlo.....	55
4.1.1	Formule di letteratura per il calcolo Run-up. ....	56
4.2	Il problema della riflessione delle onde ed il metodo di goda e suzuki per separare l'altezza d'onda incidente da quella riflessa.....	60
4.2.1	La riflessione delle onde.....	61
4.2.2	Il metodo di Goda e Suzuki.....	63
4.2.3	Il coefficiente di riflessione.....	66
4.2.4	Determinazione del coefficiente di riflessione attraverso formule disponibili in letteratura.....	74
4.2.5	Le prove sperimentali raccolte da Zanuttigh e Van der Meer (2006).....	81
4.2.6	Lo studio di Muttray et al. (2006) su barriere frangiflutti con mantellata in Xbloc per la determinazione del coefficiente di riflessione.....	86
5	LA VALIDAZIONE DEL MODELLO 3D .....	91
5.1	Applicazione del metodo di goda e suzuki al canale numerico per determinare l'altezza d'onda incidente e riflessa.....	91
5.2	I risultati delle simulazioni numeriche implementate.....	97
5.2.1	Attacchi d'onda simulati per la struttura 1 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi™ senza strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	99
5.2.2	Attacchi d'onda simulati per la struttura 2 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	100



5.2.3	Attacchi d'onda simulati per la struttura 3 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Xbloc <sup>®</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	102
5.2.4	Attacchi d'onda simulati per la struttura 4 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Core-loc <sup>™</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	104
5.2.5	Attacchi d'onda simulati per la struttura 5 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Tetrapodi dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	106
5.2.6	Attacchi d'onda simulati per la struttura 6 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Seabees dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3.....	107
5.2.7	Attacchi d'onda simulati per la struttura 7 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/3.....	108
5.2.8	Attacchi d'onda simulati per la struttura 10 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi <sup>™</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/2.....	109
5.2.9	Attacchi d'onda simulati per la struttura 11 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi <sup>™</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/1.....	110
5.3	La validazione del modello 3d attraverso il confronto tra i valori di run up numerici e quelli derivanti dall'applicazione di formule di letteratura.....	111
5.3.1	Analisi numerica del run up.....	111
5.3.2	Validazione del modello 3D tramite confronto tra i risultati numerici relativi ai valori di run up statistici e le formule presenti in letteratura illustrate nel paragrafo 4.1.1 .....	124
5.4	La validazione del modello 3D attraverso il confronto tra i coefficienti di riflessione determinati numericamente mediante l'applicazione del metodo di goda e suzuki e quelli derivanti dall'utilizzo di formule di letteratura .....	161
5.4.1	Validazione del modello 3D tramite confronto tra i risultati numerici relativi ai valori del coefficiente di riflessione e le formule presenti in letteratura illustrate nel paragrafo 4.2.3 .....	161
5.5	Il confronto tra i risultati numerici relativi al coefficiente di riflessione e le prove sperimentali raccolte da Zanuttigh e Van der Meer (2006).....	196

5.5.1	Confronto dei risultati numerici con i tests raccolti da Zanuttigh e Van der Meer per attacchi d'onda di tipo regolare ....	197
5.5.2	Confronto dei risultati numerici con i tests raccolti da Zanuttigh e Van der Meer per attacchi d'onda di tipo irregolare..	204
5.6	Il confronto tra i risultati numerici relativi al coefficiente di riflessione e le prove sperimentali sviluppate da muttray et al. (2006)	217
5.6.1	Confronto dei risultati numerici con le prove sperimentali sviluppate da Muttray et al. (2006) per attacchi d'onda di tipo regolare .....	218
5.6.2	Confronto dei risultati numerici con le prove sperimentali sviluppate da Muttray et al. (2006) per attacchi d'onda di tipo irregolare.....	221
5.7	Una introduzione all'analisi numerica della portata di overtopping.....	225
5.7.1	Le strutture analizzate e le condizioni al contorno imposte per le prove .....	226
5.7.2	Confronto dei risultati ottenuti per la validazione.....	230
6	CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI .....	233
6.1	Conclusioni sulla validazione del modello 3d.....	233
6.2	Sviluppi futuri: il modello 3d per la valutazione della stabilita' dei massi della mantellata.....	234
6.2.1	Procedura utilizzata per una valutazione di massima della stabilita' del singolo masso della mantellata .....	235
	BIBLIOGRAFIA .....	239

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Schema tipo di una barriera emersa .....	11
Figura 2.1 Elevazione della superficie libera in funzione del tempo .....	25
Figura 2.2 Esempio di valori di F con algoritmo VOF.....	25
Figura 2.3 Valori tipici della funzione VOF vicino a superficie libera ....	26
Figura 2.4 Approssimazione della superficie libera e definizione delle normali con VOF .....	27
Figura 2.5 Sistemazione griglia e convenzioni etichettatura.....	30
Figura 2.6 Ubicazione delle variabili in una generica cella della griglia di calcolo .....	32
Figura 3.1 Approccio di mezzo poroso ad una barriera frangiflutti emersa .....	38
Figura 3.2 Hsu et al. 2002.....	39
Figura 3.3 Lara et al. 2006 .....	39
Figura 3.4 Alcuni esempi di schede tecniche relative a massi artificiali...	41
Figura 3.5 Alcuni esempi di ricostruzione in 3D di massi naturali ed artificiali.....	41
Figura 3.6 Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ senza strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	42
Figura 3.7 Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	43
Figura 3.8 Struttura 3D con mantellata in Xbloc® dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	43
Figura 3.9 Struttura 3D con mantellata in Core-loc™ con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	44
Figura 3.10 Struttura 3D con mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	44
Figura 3.11 Struttura 3D con mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	45
Figura 3.12 Struttura 3D con mantellata in Core-loc dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 .....	46
Figura 3.13 Struttura 3D con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/3 .....	47

Figura 3.14 Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/2 .....	48
Figura 3.15 Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/1 .....	48
Figura 3.16 Esempio di canale numerico suddiviso in due maglie di calcolo .....	50
Figura 3.17 Istantanea dell'energia cinetica turbolenta all'interno della maglia di calcolo locale – Nodi di calcolo presenti negli interstizi tra i blocchi.....	50
Figura 3.18 Confronto tra l'energia cinetica turbolenta che si sviluppa nel modello di "mezzo poroso" (sopra) e quella che si sviluppa nel modello 3D (sotto) .....	51
Figura 4.1 Posizionamento delle sonde nel canale per l'applicazione del metodo di Goda e Suzuki.....	61
Figura 4.2 Posizionamento delle sonde nel canale .....	64
Figura 4.3 Involuppo per il calcolo di $A_{max}$ e $A_{min}$ .....	68
Figura 4.4 Schema adottato per lo studio della riflessione su parete impermeabile inclinata.....	68
Figura 4.5 Andamento dell'angolo limite per cui si realizza una riflessione totale.....	69
Figura 4.6 Esempio di ammasso poroso confinato da parete verticale...71	
Figura 4.7 Esempio di ammasso poroso confinato da parete inclinata...72	
Figura 4.8 Esempio di diga a scogliera.....	73
Figura 4.9 Schema di riferimento per la definizione dei parametri contenuti nella formula di Ahrens e Seelig.....	76
Figura 4.10 Valori del coefficiente di riflessione calcolati con la formula di Gimenez-Curto in funzione di $\xi$ .....	77
Figura 4.11 Valori del coefficiente riduttivo in funzione dei parametri diametro mediano e altezza d'onda incidente .....	80
Figura 4.12 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) – Coefficienti di riflessione per varie tipologia di struttura con tutte le condizioni d'onda .....	83
Figura 4.13 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - Coefficienti di riflessione determinati tramite prove di laboratorio su rocce permeabili (punti neri) e barriere emerse con mantellata in massi artificiali (punti grigi) e curva relativa alla formula di Seelig & Ahrens per il calcolo del coefficiente di riflessione con condizioni d'onda nell'ordine delle condizioni di progetto.....	84

Figura 4.14 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - Confronto della formula di Seelig e Ahrens con barriere rocciose impermeabili .....	85
Figura 4.15 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - La nuova formula di Zanuttigh e Van der Meer ricavata per roccia permeabile (punti neri) e barriere emerse con mantellata in massi artificiali (punti grigi).....	85
Figura 4.16 Studi di Muttray sull'influenza dell'altezza d'onda, della profondità dell'acqua e del periodo dell'onda sul coefficiente di riflessione.....	88
Figura 4.17 Coefficienti di riflessione per onde regolari ed irregolari determinati da Muttray et al. (2006).....	89
Figura 5.1 Schermata iniziale del programma Parametri Statistici – Flow3D.....	92
Figura 5.2 Esempio di file excel contenente le grandezze caratteristiche del moto ondoso.....	93
Figura 5.3 Esempio di andamento dell'altezza d'onda nella direzione x per la una simulazione .....	94
Figura 5.4 Esempio di set up numerico e posizionamento delle sonde (“Probes”) Pi nel canale numerico.....	95
Figura 5.5 Rappresentazione tipica di uno spettro relativo alle onde di vento.....	96
Figura 5.6 Esempio di un frame restituito dal software Flow-3D®.....	111
Figura 5.7 Esempio di misurazione del run up .....	112
Figura 5.8 Esempio: andamento del Run up nel tempo per la simulazione XFIS1 (cfr. Paragrafo 5.2.3) - Piccola altezza d'onda.....	113
Figura 5.9 Esempio: andamento del Run up nel tempo per la simulazione XFIS9 (cfr. Paragrafo 5.2.3) - Grande altezza d'onda.....	113
Figura 5.10 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Hunt.....	127
Figura 5.11 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Aces.....	127
Figura 5.12 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Losada e Curto .....	128
Figura 5.13 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Hunt.....	129
Figura 5.14 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Aces.....	129
Figura 5.15 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Losada e Curto .....	130

Figura 5.16 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Hunt.....	131
Figura 5.17 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Aces.....	131
Figura 5.18 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Losada e Curto .....	132
Figura 5.19 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Hunt.....	133
Figura 5.20 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Aces.....	133
Figura 5.21 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Losada e Curto .....	134
Figura 5.22 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	136
Figura 5.23 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2% .....	136
Figura 5.24 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	137
Figura 5.25 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3.....	137
Figura 5.26 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	138
Figura 5.27 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	139
Figura 5.28 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2% .....	139
Figura 5.29 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	140
Figura 5.30 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3.....	141
Figura 5.31 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	141
Figura 5.32 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	142
Figura 5.33 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2% .....	143
Figura 5.34 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	143

Figura 5.35 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up $1/3$ .....	144
Figura 5.36 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	144
Figura 5.37 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	145
Figura 5.38 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%.....	146
Figura 5.39 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	146
Figura 5.40 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a $1/3$ .....	147
Figura 5.41 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	147
Figura 5.42 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	148
Figura 5.43 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%.....	149
Figura 5.44 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	149
Figura 5.45 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a $1/3$ .....	150
Figura 5.46 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	150
Figura 5.47 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	151
Figura 5.48 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%.....	152
Figura 5.49 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	152
Figura 5.50 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a $1/3$ .....	153
Figura 5.51 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	153
Figura 5.52 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Burcharth e Van der Meer .....	154
Figura 5.53 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%.....	155

Figura 5.54	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	155
Figura 5.55	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3.....	156
Figura 5.56	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	156
Figura 5.57	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Burcharth e Van der Meer.....	157
Figura 5.58	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%.....	157
Figura 5.59	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10% .....	158
Figura 5.60	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3.....	158
Figura 5.61	Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio .....	159
Figura 5.62	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Seelig e Ahrens.....	163
Figura 5.63	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Buerger.....	164
Figura 5.64	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Postma.....	164
Figura 5.65	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Van der Meer .....	165
Figura 5.66	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Hughes e Fowler.....	165
Figura 5.67	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer.....	166
Figura 5.68	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Seelig e Ahrens .....	167
Figura 5.69	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Buerger .....	167
Figura 5.70	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Postma .....	168
Figura 5.71	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Van der Meer.....	168
Figura 5.72	Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Hughes e Fowler .....	169



Figura 5.73 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer .....	169
Figura 5.74 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Seelig e Ahrens .....	170
Figura 5.75 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Buerger .....	171
Figura 5.76 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Postma .....	171
Figura 5.77 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Van der Meer .....	172
Figura 5.78 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Hughes e Fowler .....	172
Figura 5.79 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer .....	173
Figura 5.80 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Seelig e Ahrens .....	174
Figura 5.81 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Buerger .....	175
Figura 5.82 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Postma .....	175
Figura 5.83 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer .....	176
Figura 5.84 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Hughes e Fowler .....	176
Figura 5.85 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer .....	177
Figura 5.86 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Seelig e Ahrens .....	178
Figura 5.87 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Buerger .....	178
Figura 5.88 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Postma .....	179
Figura 5.89 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer .....	179
Figura 5.90 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Hughes e Fowler .....	180
Figura 5.91 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer .....	180

Figura 5.92 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Seelig e Ahrens.....	181
Figura 5.93 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Buerger.....	182
Figura 5.94 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Postma .....	182
Figura 5.95 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer .....	183
Figura 5.96 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Hughes e Fowler .....	183
Figura 5.97 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer.....	184
Figura 5.98 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Seelig e Ahrens.....	185
Figura 5.99 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Buerger.....	185
Figura 5.100 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Postma.....	186
Figura 5.101 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer .....	186
Figura 5.102 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Hughes e Fowler.....	187
Figura 5.103 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer.....	187
Figura 5.104 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Seelig e Ahrens .....	188
Figura 5.105 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Buerger .....	189
Figura 5.106 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Postma .....	189
Figura 5.107 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer.....	190
Figura 5.108 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Hughes e Fowler .....	190
Figura 5.109 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer .....	191
Figura 5.110 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Seelig e Ahrens.....	192

Figura 5.111 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Buerger.....	193
Figura 5.112 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Postma.....	193
Figura 5.113 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer.....	194
Figura 5.114 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Hughes e Fowler.....	194
Figura 5.115 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer.....	195
Figura 5.116 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS .....	197
Figura 5.117 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS .....	198
Figura 5.118 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS .....	198
Figura 5.119 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS .....	199
Figura 5.120 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS.....	199
Figura 5.121 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS.....	200
Figura 5.122 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS.....	200
Figura 5.123 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS.....	201
Figura 5.124 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS.....	201
Figura 5.125 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS.....	202
Figura 5.126 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS.....	202
Figura 5.127 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS.....	203
Figura 5.128 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS.....	204
Figura 5.129 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS.....	205

Figura 5.130 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS .....	205
Figura 5.131 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS .....	206
Figura 5.132 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS .....	207
Figura 5.133 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS .....	207
Figura 5.134 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS .....	208
Figura 5.135 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS .....	208
Figura 5.136 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS .....	209
Figura 5.137 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS .....	209
Figura 5.138 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS .....	210
Figura 5.139 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS .....	210
Figura 5.140 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS .....	211
Figura 5.141 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS .....	211
Figura 5.142 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS .....	212
Figura 5.143 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS .....	212
Figura 5.144 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS .....	213
Figura 5.145 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS .....	213
Figura 5.146 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS .....	214
Figura 5.147 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS .....	214
Figura 5.148 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS .....	215

Figura 5.149 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS.....	215
Figura 5.150 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS.....	216
Figura 5.151 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS.....	216
Figura 5.152 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni ARS.....	218
Figura 5.153 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni AFRS.....	219
Figura 5.154 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni XFRS ....	219
Figura 5.155 Grafico Muttray et al. (2006) - particolare delle sole tre prove sperimentali con profondità relativa maggiore di 0.8 .....	220
Figura 5.156 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni AFIS.....	221
Figura 5.157 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni XFIS.....	222
Figura 5.158 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni CFIS.....	222
Figura 5.159 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni TFIS.....	223
Figura 5.160 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni SFIS.....	223
Figura 5.161 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni LFIS .....	224
Figura 5.162 Grafico Muttray et al. (2006) - Evidenziazione errori numerici per 2 simulazioni di tipo CFIS .....	225
Figura 5.163 Sezione reale della struttura del porto di Gela .....	226
Figura 5.164 Sezione reale della struttura del porto di Sant'Erasmo .....	227
Figura 5.165 Struttura 3D con mantellata in Core-loc dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 - Diga di Gela .....	227
Figura 5.166 Struttura 3D con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/3 - porto di Sant'Erasmo .....	228
Figura 5.167 Evoluzione della superficie libera per il modello 3D della diga di Gela.....	228
Figura 5.168 Risultati numerici e sperimentali per Sant'Erasmo.....	230
Figura 5.169 Risultati numerici e sperimentali per Gela.....	231
Figura 6.1 Esempio di individuazione dei 3 massi pilota posti sotto il l.m.m.....	236
Figura 6.2 Esempio dell'andamento nel tempo della spinta idrodinamica sui 3 massi pilota posti sotto il l.m.m. ....	236



## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare .....	52
Tabella 3.2 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo irregolare .....	53
Tabella 5.1 Schema riassuntivo delle simulazioni implementate con relativi attacchi d'onda .....	91
Tabella 5.2 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare .....	98
Tabella 5.3 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare .....	98
Tabella 5.4 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare simulazioni ARS (Accropode Regular Simulation) .....	99
Tabella 5.5 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni AFRS (Accropode Filter Regular Simulation) .....	100
Tabella 5.6 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni AFIS (Accropode Filter Irregular Simulation) .....	101
Tabella 5.7 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni XFRS (Xbloc Filter Regular Simulation) .....	102
Tabella 5.8 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni XFIS (Xbloc Filter Irregular Simulation) .....	103
Tabella 5.9 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni CFRS (Core-loc Filter Regular Simulation) .....	104
Tabella 5.10 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni CFIS (Xbloc Filter Irregular Simulation) .....	105
Tabella 5.11 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni TFIS (Tetrapode Filter Irregular Simulation) .....	106
Tabella 5.12 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni SFIS (Seabees Filter Irregular Simulation) .....	107
Tabella 5.13 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni LFIS (Livorno Filter Irregular Simulation) .....	108
Tabella 5.14 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni Ac1-2FIS (Accropode 1-2 Filter Irregular Simulation) .....	109
Tabella 5.15 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni Ac1-1FIS (Accropode 1-1 Filter Irregular Simulation) .....	110
Tabella 5.16 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni ARS .....	114

Tabella 5.17 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni AFRS.....	115
Tabella 5.18 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni AFIS.....	116
Tabella 5.19 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni XFRS.....	117
Tabella 5.20 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni XFIS.....	118
Tabella 5.21 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni CFRS.....	118
Tabella 5.22 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni CFIS.....	119
Tabella 5.23 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni TFIS.....	120
Tabella 5.24 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni SFIS.....	121
Tabella 5.25 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni LFIS.....	122
Tabella 5.26 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni Ac1-2FIS.....	123
Tabella 5.27 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni Ac1-1FIS.....	124
Tabella 5.28 Errore medio relativo al run up associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo regolare sulle diverse strutture implementate.....	135
Tabella 5.29 Errore medio relativo al run up associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo irregolare sulle diverse strutture implementate.....	160
Tabella 5.30 Errore medio relativo al coefficiente di riflessione associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo regolare sulle diverse strutture implementate.....	173
Tabella 5.31 Errore medio relativo al coefficiente di riflessione associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo irregolare sulle diverse strutture implementate.....	196
Tabella 5.32 Caratteristiche geometriche del prototipo del porto di Sant'Erasmo.....	229
Tabella 5.33 Condizioni idrodinamiche e risultati delle prove per il porto di Sant'Erasmo.....	229



## SOMMARIO

La presente tesi di dottorato intende presentare i risultati della validazione di una procedura numerica innovativa per la simulazione dell'interazione tra il moto ondoso e le barriere frangiflutti emerse.

Prima di entrare nel merito di tale procedura si è ritenuto di introdurre il sistema costiero nel suo complesso e le problematiche ad esso correlate che rendono necessario, in talune circostanze, l'impiego di barriere frangiflutti di tipo sommerso o emerso al fine di preservare le fasce costiere stesse dall'attacco diretto del moto ondoso con conseguente erosione del litorale stesso.

In questo spirito la presente tesi sarà articolata come segue:

- In primo luogo sono presentate le definizioni fondamentali di litorale, di fascia costiera, di porto; vengono inoltre presentati i principali interventi messi in campo per la protezione della costa dall'erosione, nonché dei bacini portuali turistici e commerciali. Tra gli interventi di protezione di maggior impiego, vengono illustrate in modo approfondito alcune tipologie di opere, ovvero le barriere frangiflutti emerse, anche denominate "dighe marittime", poiché su queste ultime è incentrato il lavoro di ricerca svolto nei tre anni di dottorato.
- Viene poi illustrato lo stato dell'arte nella modellazione numerica per ciò che attiene l'interazione tra il moto ondoso e le barriere frangiflutti emerse.

In particolare è stato possibile osservare, attingendo alla letteratura scientifica di settore, che esistono due approcci numerici distinti rispetto a queste problematiche, il primo, più antico ed ormai quasi totalmente superato, in base al quale la barriera frangiflutti viene assimilata ad una struttura omogenea totalmente impermeabile. Il secondo, di più largo impiego e temporalmente più recente del primo, assimila la struttura ad un sistema multi-strato dotato di un nucleo totalmente impermeabile

sul quale poggia uno strato poroso all'interno del quale l'onda frangente sulla struttura può infiltrarsi. Quest'ultimo approccio è denominato in letteratura "Modello di mezzo poroso" ed ha fornito risultati abbastanza attendibili, benché non del tutto soddisfacenti, nel valutare l'interazione tra il moto ondoso e le barriere emerse. In particolare questo approccio necessita della calibrazione dei parametri legati alla porosità del sistema che non sono di semplice ed immediata determinazione.

Lo strato poroso che poggia sul nucleo impermeabile, infatti, dovrebbe simulare il comportamento della mantellata esterna della barriera ma, come si avrà modo di dimostrare all'interno del presente elaborato, tale approssimazione mal simula il comportamento reale del fluido all'interno della mantellata stessa, in quanto tutti i fenomeni turbolenti che all'interno di quest'ultima si generano, sono totalmente trascurati utilizzando tale approccio. Viene quindi presentato un modello numerico innovativo, oggetto della presente tesi di dottorato, che dovrebbe consentire di superare tali limitazioni dell'approccio numerico rispetto alle problematiche legate all'interazione tra il moto ondoso e le barriere frangiflutti emerse.

- Lo scopo principale della presente tesi di dottorato è stato quello di effettuare una validazione del modello numerico implementato attraverso la comparazione dei risultati numerici con le evidenze presenti in letteratura scientifica. A tale scopo si è scelto di utilizzare dei parametri idraulici di grande rilievo nella progettazione e verifica di questa tipologia di opera, ovvero il run up, il coefficiente di riflessione e l'overtopping, le cui definizioni verranno fornite all'interno dell'elaborato. Per effettuare una validazione quanto più esaustiva possibile del modello sviluppato sono state ricostruite in 3D varie tipologie di opere a gettata, costituite da mantellate dotate di diversi massi naturali ed artificiali, la cui interazione con il moto ondoso è stata valutata prima con onde di tipo regolare e poi con onde di tipo random.

- Infine vengono mostrati i risultati di una prima valutazione di massima della stabilità dei massi della mantellata esterna di barrire emerse attraverso la procedura numerica validata.
- Seguono le conclusioni sul lavoro svolto.



## ABSTRACT

This PhD thesis aims to present the results of the validation of an innovative numerical procedure for the simulation of the interaction between the waves and rubble mound breakwaters.

Before considering the merits of this procedure it was decided to introduce the coastal system and issues related to it that make it necessary, in certain circumstances, the use of emerged or submerged breakwater in order to preserve the coastline from attack directed wave resulting in shoreline erosion itself.

In this spirit, the present thesis will be divided as follows:

- First are presented the basic definitions of shoreline, coastline, harbour; are also submitted to the main actions put in place to protect the coastline from erosion, as well as tourist and commercial port basins. Among the measures of protection of most use, are described in detail certain types of works, i.e. emerged breakwaters, also called "seawalls", since the latter is focused on the research work done in the three years of doctoral studies.
- It is then illustrated the state of the art in numerical modeling for what concerns the interaction between the waves and emerged breakwaters. In particular, it was possible to observe, drawing on the literature of the field, that there are two distinct numerical approaches with respect to these issues, the first, oldest, and now almost completely passed, according to which the breakwater is treated as a homogeneous structure totally waterproof. The second, more widespread use and temporally more recent than the first, assimilates the structure to a multi-layer system with a core totally waterproof on which rests a porous layer within which the surf wave on the structure can infiltrate. The latter approach is called in the literature "Model of the porous media" and gave results fairly reliable, although not entirely satisfactory, in assessing the interaction between the waves and the emerged breakwaters. In particular this approach requires the calibration of the parameters related to the porosity of the system that are not of simple and immediate determination.

The porous layer which sits on core waterproof, in fact, should simulate the behaviour of the armour layer but, as we will demonstrate in the present study, this approximation poorly simulates the real behaviour of the fluid inside the armour layer, since all the turbulent phenomena that are generated within the latter, are totally neglected using this approach. Is then presented an innovative numerical model, the subject of the PhD thesis, which should allow to overcome these limitations of the numerical approach with respect to issues related to the interaction between the waves and emerged breakwaters.

- The main aim of this PhD thesis was to perform a validation of the numerical model implemented by comparing the numerical results with the evidence found in the scientific literature. For this purpose we have chosen to use the hydraulic parameters of great importance in the design and verification of this type of work, i.e. the run up, the reflection coefficient and the overtopping, the definition of which will be provided within the elaborate. To make a validation as comprehensive as possible of the developed model were reconstructed in 3D various types of works, made from armour layers equipped with various natural and artificial rocks, whose interaction with the wave motion was evaluated before with waves of regular type and then with waves of random type.
- Finally, some results are shown relative to the stability of the rocks of the armour layer, and the conclusions on the work.

## RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento particolare al relatore di questo elaborato Prof. Fabio Dentale, per me un amico fraterno, oltre che guida per la mia attività di ricerca, che mi ha dato fiducia ed in questi anni mi ha dato l'opportunità di lavorare in un ambiente dinamico e stimolante.

Mi sento di dedicare un ringraziamento particolare anche al Prof. Pugliese Carratelli, correlatore di questo elaborato e figura di riferimento per chi, come me, ha avuto l'ambizione di dedicarsi al mondo della ricerca.

Altrettanto doverosi i ringraziamenti al Prof. Petrillo che, seppur fisicamente distante, ha dato un contributo determinante alla riuscita del lavoro.

Ringrazio ancora i miei genitori che mi hanno appoggiata e moralmente sostenuta nei momenti più duri.

Ringrazio infine mio marito, uomo speciale e generoso che il destino mi ha fatto incontrare anche grazie all'attività di ricerca che ho svolto in questi anni e che, tra pochi mesi, mi renderà mamma.





## ABOUT THE AUTHOR

**Giovanna Donnarumma** nasce a Salerno l'8 febbraio 1981;  
nel febbraio 2011 consegue la Laurea Specialistica in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio - con voti 110/110 e lode - Tesi di laurea in Idraulica marittima dal titolo "Analisi numerica del moto ondoso su frangiflutti emerso";  
il 24 febbraio 2011 risulta vincitrice di una borsa di studio per il Dottorato di ricerca in Ingegneria Civile per l'Ambiente e il Territorio presso l'Università degli studi di Salerno, XII ciclo Nuova Serie;  
nel marzo 2011 viene nominata cultrice della materia dei seguenti corsi attivi presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli studi di Salerno: Idraulica I, Fluidodinamica ambientale, Idraulica marittima;  
dal marzo 2011 al febbraio 2014 è correlatrice di tesi di laurea specialistica e triennale in Idraulica Marittima presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Salerno;  
dal marzo 2011 al febbraio 2014 svolge l'attività di esercitatore per il corso di "Idraulica marittima - 6 cfu" attivato presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Salerno;  
dal marzo 2011 al febbraio 2014 partecipa a diversi corsi, seminari e convegni nazionali ed internazionali sulla difesa costiera, sull'Idraulica marittima e sulle costruzioni marittime.  
E' coautrice di diverse pubblicazioni su atti di convegno internazionali e riviste scientifiche internazionali.

**Giovanna Donnarumma** was born in Salerno on 8 February 1981.  
in February 2011 obtained a Master's Degree in Environmental Engineering and Land - with 110/110 cum laude - Thesis in Maritime Hydraulics entitled "Numerical analysis of wave motion on the breakwater emerged";  
February 24, 2011 she won a scholarship to study for a PhD in Civil Engineering for the Environment and Territory at the University of Salerno, New Series XII cycle;

In March 2011 she was appointed honorary fellow of the active material of the following courses at the Faculty of Engineering of the University of Salerno: The Hydraulics, Environmental Fluid Mechanics, Hydraulics sea;

from March 2011 to February 2014, co-rapporteur of the thesis Graduate Degree in Maritime Hydraulics, Faculty of Engineering, University of Salerno;

from March 2011 to February 2014 has been working as a teaching assistant for the course " Maritime Hydraulics - 6 credits" at the Faculty of Engineering of the University of Salerno;

from March 2011 until February 2014 took part in several courses, seminars and national and international conferences on coastal defense, maritime hydraulics and maritime construction .

She is co-author of several publications in international conference proceedings and international journals .

# 1 INTRODUZIONE

## 1.1 CONTENUTO E SCOPO DELLA TESI

Nel presente elaborato di tesi si è voluto verificare l'applicabilità di un modello tridimensionale innovativo di fluidodinamica computazionale (CFD), basato sulle equazioni di Navier-Stokes mediate alla Reynolds (RANS) accoppiate a modelli di turbolenza, allo studio dell'interazione moto ondoso – strutture frangiflutti emerse.

Uno dei vantaggi di utilizzare modelli numerici basati sulle equazioni RANS rispetto a modelli più semplici è il fatto di non dover specificare criteri di rottura per le onde in quanto la rottura è conseguenza diretta della dinamica descritta dalle equazioni generali implementate.

L'interpretazione della dinamica del fluido viene fatta direttamente dalle grandezze simulate (velocità, pressioni, turbolenza) oppure dall'evoluzione temporale della superficie libera, così come nei test di laboratorio.

I modelli di CFD risolvono le equazioni fondamentali della dinamica dei fluidi, insieme a delle metodologie per il tracciamento della superficie libera, mediante l'introduzione di un modello di chiusura per la turbolenza, ciò rende necessario tenere conto dell'effetto della discretizzazione del dominio di calcolo sulla soluzione finale che si ottiene.

Lin e Liu (1998) e Bradford (2000) hanno riprodotto con buona approssimazione gli esperimenti di Ting e Kirby (1995, 1996), utilizzando un approccio bidimensionale di CFD simile a quello utilizzato per lo studio qui descritto. Ting e Kirby studiarono la rottura di tipo spilling e plunging in un canale sperimentale di 40m di lunghezza, 60cm di larghezza ed 1m di profondità, con un profilo di spiaggia lineare di pendenza 1:35.

Lin e Liu (1998) hanno confrontato puntualmente per un singolo evento di rottura i risultati del loro modello di CFD ottenendo buoni riscontri.

Bradford (2000) oltre a verifiche puntuali del suo modello numerico ha anche guardato i risultati mediati ritrovando ugualmente un buon accordo con quelli sperimentali.

Garcia et al. (2004) hanno condotto importanti esperimenti numerici sulla base di sperimentazioni fisiche eseguite nell'ambito del progetto DELOS (Vidal et al. 2001) sulle barriere sommerse grazie alle quali hanno dimostrato come la CFD (con il codice di calcolo COBRAS), applicata ai problemi di idraulica marittima, possa fornire valide indicazioni sulla risposta di un sistema complesso come quello onda-struttura.

L'obiettivo principale del presente lavoro è stato quello di validare il modello numerico innovativo implementato per simulare l'interazione tra le onde e le barriere frangiflutti emerse a scala reale e verificare quindi che lo stesso possa essere utilizzato per migliorare la comprensione dei processi che si mettono in atto nell'interazione tra il moto ondoso e le strutture di protezione litoranee, fornendo un valido supporto alla progettazione e gestione degli interventi di protezione dei litorali.

In particolare si è deciso di utilizzare un software commerciale (FLOW-3D<sup>®</sup> prodotto dalla Flow Science, USA) basato sull'integrazione su griglia fissa delle equazioni RANS accoppiate a modelli di chiusura della turbolenza, con un algoritmo VOF per il tracciamento della superficie libera (Hirt e Nichols, 1981).

Le capacità di tale software sono state testate ed ampiamente usate per gli scopi prima descritti dall'unità di ricerca del MEDUS (Maritime Engineering Division - University of Salerno) i cui risultati sono riportati in diversi lavori (Dentale et al. 2008, 2009, 2010; Monaco 2010, Russo 2012).

I risultati ottenuti dall'applicazione del codice numerico sono stati testati attraverso il confronto di parametri idraulici di riferimento (run up, coefficiente di riflessione ed overtopping) con i risultati sperimentali presenti in letteratura, nonché con formule di letteratura (di tipo sperimentale) utilizzate nella pratica.

## **1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA TESI**

La tesi è organizzata come segue: nel paragrafo seguente vengono brevemente illustrate le opere di difesa della costa e dei porti ed il problema dell'erosione dei litorali, nel capitolo 2 sono brevemente

descritti i metodi numerici usati in CFD, unitamente alla metodologia RANS/VOF come implementata nel software FLOW-3D<sup>®</sup>.

Il capitolo 3 riporta lo schema di modellazione numerica utilizzato, le griglie (mesh) di calcolo implementate, le tipologie di struttura riprodotte, gli attacchi d'onda simulati.

Il capitolo 4 riporta le formule di letteratura e gli esperimenti di laboratorio utilizzati per la validazione della procedura numerica implementata.

Nel capitolo 5 è descritta la validazione del modello numerico attraverso il confronto con le evidenze sperimentali e le formule di letteratura presentate nel capitolo 4 ed una breve analisi numerica del fenomeno dell'overtopping su due tipologie di struttura.

Nel capitolo 6 viene brevemente presentata una procedura numerica per la valutazione della stabilità dei massi della mantellata con l'ausilio del modello numerico implementato e vengono discusse le conclusioni.

### **1.3 LA ZONA COSTIERA E LA SUA PROTEZIONE**

La zona costiera è l'interfaccia tra l'atmosfera, l'idrosfera e la litosfera. Il concetto di zona costiera è, in realtà, definito piuttosto vagamente. Esso infatti varia non solo secondo l'area geografica, ma anche secondo il punto di vista dei diversi specialisti.

La dinamica della zona costiera è determinata da un delicato equilibrio sotto l'azione di processi naturali o indotti dall'uomo. Pertanto, i problemi che attengono all'uso del territorio costiero richiedono, più che in altri casi, un'attenta pianificazione.

La gestione della zona costiera deve guardare a tutti gli aspetti economici, compresi quelli ambientali, dei possibili utilizzi, confrontarli e verificare la compatibilità di alcuni, scegliendo in funzione dell'ottimizzazione dei risultati. Infatti, alcune possibili utilizzazioni della zona costiera risultano spesso fra loro conflittuali. Per esempio un'area di possibile sviluppo turistico può risultare ideale per la costruzione di un porto, un terminale petrolifero o addirittura per la creazione di un'isola artificiale per un deposito di rifiuti: tutte attività non compatibili fra loro.

I materiali che costituiscono le coste possono essere classificati in due categorie:

- i materiali mobili, cioè che possono essere movimentati dall'azione del mare (ciottoli, sabbie e limi);
- i materiali fissi, sui quali l'azione del mare si riduce ad un'erosione (rocce e falesie) (Tomasicchio, 2001).

Il litorale, essendo il punto d'incontro tra la terra e l'acqua, è un ambiente nel quale continuamente avvengono processi di erosione (allontanamento di materiale, dovuto alle onde e alle maree, alle correnti costiere e al vento) e sedimentazione (apporto di materiale da fiumi o da vicini tratti di litorale). La somma di questi processi è il bilancio sedimentario del litorale. Il bilancio sedimentario influisce pesantemente sulla forma della costa:

se il bilancio è negativo, cioè sono prevalenti i fenomeni di erosione, la costa sarà alta, caratterizzata da scogliere;

se il bilancio è positivo, cioè sono prevalenti i fenomeni deposizionali, la costa sarà bassa.

La maggior parte della popolazione mondiale vive vicino alle coste, questo per poter usufruire delle risorse marine, ma soprattutto per avere uno sbocco su una via di comunicazione molto importante come quella del commercio per mare. Molte città importanti si sono sviluppate intorno ai porti avvantaggiandosi di questa posizione strategica. Gli stati senza sbocchi sul mare hanno sempre avuto maggiori difficoltà nel commercio internazionale. Soprattutto nel passato le coste hanno garantito anche un maggior sviluppo culturale e tecnologico. Poter raggiungere agevolmente altri paesi non voleva soltanto dire poter commerciare con essi, ma anche poter interagire culturalmente e, di conseguenza, favorire lo sviluppo economico, sociale e culturale della nazione.

Più estese erano le fasce costiere, maggiori erano questi vantaggi; infatti l'Europa, pur essendo il più piccolo tra i continenti antichi, è dotata di una linea costiera molto superiore agli altri e soprattutto con mari e coste adatti alla navigazione. La morfologia dell'antico continente ha permesso un più rapido sviluppo che ha consentito anche la supremazia coloniale. Al giorno d'oggi il prezzo da pagare per i vantaggi ottenuti in passato è il massiccio fenomeno erosivo che si verifica in corrispondenza di luoghi fortemente antropizzati, infatti anche se i fenomeni naturali, di natura tanto eccezionale che stagionale, hanno rilievo sui processi di erosione, gli effetti più gravi a medio termine sono di origine antropica.

Riuscire a prevenire e mitigare il fenomeno dell'erosione costiera è un'impresa assai ardua, in quanto il sistema dei litorali racchiude un

elevatissimo numero di variabili da prendere in considerazione e la sinergia di meccanismi molto complessi. Quindi, qualsiasi tipologia di intervento di protezione della costa, risulta difficile sin dalle fasi iniziali della progettazione, ma anche nell'esecuzione dei lavori e nelle operazioni di manutenzione, data la complessità del fenomeno con cui ci si deve confrontare.

Il territorio italiano, specie quello costiero pianeggiante, è ormai interamente e intensamente occupato da insediamenti edilizi ed infrastrutturali, talché spesso, una sia pur minima variazione della linea di riva, anche se conseguenza naturale delle variazioni stagionali o annuali del clima d'onda, richiede pronti interventi di difesa del territorio costiero minacciato e di beni di alto valore su di esso presenti.

Tale situazione è in parte dovuta al fatto che molte delle recenti costruzioni sul territorio costiero testimoniano della scarsa conoscenza, nei tecnici e nei proprietari responsabili, delle basilari nozioni di dinamica costiera. Infatti, non poche costruzioni che oggi denunciano i danni conseguenti l'erosione costiera sono, in realtà, delle vere e proprie sfide al mare, essendo state realizzate sul territorio demaniale, cioè sulla fascia di spiaggia attiva destinata alla naturale oscillazione della linea di riva, secondo i ritmi dettati dall'equilibrio dinamico naturale di spiaggia. Si tratta di soluzioni improvvide ed illegali, dalle quali l'ingegnere attento si saprà ben guardare.

Prima di introdurre le varie strutture di difesa della costa, si ritiene opportuno sottolineare che, tutte le volte che ne esistano le condizioni, il migliore e più economico sistema di difesa consiste nell'arretramento delle costruzioni vicine alla riva, in modo da ripristinare l'azione naturale di difesa della spiaggia.

La realizzazione di un intervento di difesa della costa deve essere il risultato di un'azione oculata, studiata nei particolari più minuziosi ma, al contempo, basata su una visione generale del problema a cui comunque non si potrà fornire una soluzione definitiva.

Possiamo distinguere le opere di difesa della costa dall'erosione causata dalle onde in naturali ed artificiali; tra le prime ricordiamo le spiagge e le dune. Possiamo poi classificare le seconde in opere protettive, la cui principale funzione è quella di impedire l'azione erosiva dell'onda e di sostenere il terreno a tergo mediante il rivestimento, ed opere di rifornimento artificiale di sabbia alla spiaggia per controbilanciare le perdite causate dai processi naturali o da interventi dell'uomo.

Le opere o strutture difensive del primo tipo vengono spesso classificate fra le cosiddette strutture dure o pesanti (hard), quelle del secondo tipo sono dette morbide o leggere (soft). L'aggettivo va riferito appunto al tipo di impatto dell'una o dell'altra struttura difensiva sull'ambiente costiero.

Le diverse strutture di difesa della costa dall'erosione del mare vengono utilizzate sia singolarmente, sia inserite in un sistema articolato di difesa. Esse possono anche essere distinte in:

- strutture di difesa aderenti;
- strutture di difesa distanziate (continue o a segmenti);
- strutture di difesa disposte normalmente alla linea di riva;
- opere di ripascimento artificiale (spiagge artificiali).

In base alla distinzione prima fatta, quest'ultimo tipo di intervento di difesa rientra fra quelli detti "soft".

Proprio ai fini della valutazione dell'impatto ambientale di un qualsiasi intervento difensivo, va posta attenzione non solo all'effetto sul tratto di costa che si intende proteggere, ma anche a quello conseguente sui tratti limitrofi.

Tra le opere di difesa di tipo "hard" vanno annoverate le opere esterne di difesa dei porti, ovvero le cosiddette dighe marittime, che costituiscono l'oggetto della presente tesi di dottorato.

Si illustra brevemente una panoramica delle tipologie di opere di difesa della costa dall'erosione, per poi entrare, in modo approfondito, nel merito delle opere a gettata a difesa dei porti turistici e commerciali.

### **1.3.1 Le strutture di difesa aderenti**

Le strutture di difesa aderenti rappresentano, in genere, interventi economici e limitati ai tratti in erosione. Una protezione simile, preferibilmente realizzata con pietrame di non grossa pezzature può anche essere utilmente eseguita, in casi di emergenza, mediante versamento da terra con camions o altro mezzo.

Una struttura aderente non costituisce in genere un provvedimento di lunga durata, richiedendo frequenti interventi manutentori, ed è soggetta al pericolo di sfiancamento dei lati se non adeguatamente protetti. Essa tuttavia non determina svantaggi alle spiagge limitrofe, se si esclude il mancato arrivo sottoflutto del materiale che prima veniva eroso.

Ma anche l'erosione della spiaggia protetta non viene completamente bloccata da questo tipo di intervento, anzi vi è il rischio che essa possa



risultare incrementata, sia pure limitatamente alla parte di spiaggia sommersa antistante l'opera di difesa. Infatti, la presenza della struttura, impedendo all'onda di propagarsi oltre verso terra, la costringe a frangere, dissipando quasi l'intera energia residua e riflettendone una parte. L'onda dissipa la sua energia aggredendo specialmente la base della struttura con un'azione di zappamento che può provocare lo scalzamento al piede dei massi su di esso poggiati determinando l'instabilizzazione complessiva dell'opera stessa. Ne deriva allora l'utilità di curare e rinforzare adeguatamente il fondo alla base di siffatte strutture.

Il limite superiore, cui va proseguito il rivestimento, deve risultare necessariamente più alto di quello di possibile risalita dell'onda, al fine di evitare scalzamenti del terreno erodibile retrostante per il superamento della struttura.

Le strutture a gradoni vengono utilizzate quando è richiesto un accesso agevole alla spiaggia, ad esempio per i bagnanti. La faccia a curva concava è utile per strutture delimitanti passeggiate a mare, poiché esse riducono la tracimazione dell'onda e/o, comunque, l'eventualità che spruzzi possano raggiungere i fruitori della zona di passeggio.

Va ricordato che le strutture aderenti non risultano sufficientemente efficaci per la protezione di coste basse: la loro sommità, che in genere non si vuole tale da impedire la visione del mare, spesso non risulta infatti sufficiente ad impedire la tracimazione da parte delle onde più alte.

### **1.3.2 I frangiflutti distanziati (emergenti e segmentati)**

Facendo riferimento al problema dell'erosione della costa e della difesa della stessa dall'azione erosiva dell'onda frangente, una delle soluzioni impiegate quella di è quella di "costringere" l'onda a frangere al largo su di una struttura appositamente realizzata. Una barriera frangiflutti, realizzata generalmente con scogli di cava o massi artificiali gettati in cumulo su fondali mediamente bassi parallelamente alla battigia e ad una certa distanza da questa, risulta senza dubbio una soluzione efficace. Ovviamente questa soluzione è valida per ciò che attiene la difesa della costa dall'azione erosiva del moto ondoso, problema ben diverso e, di conseguenza, di diversa soluzione è quello della protezione di un bacino portuale all'interno del quale è richiesta un'altezza d'onda molto limitata, come verrà illustrato più avanti.

Tornando al problema della difesa della costa dall'azione erosiva, poiché l'interesse difensivo è limitato alle onde più alte e ripide, cioè erosive, la tendenza costruttiva è di realizzare strutture poco alte sul livello del mare o addirittura anche al di sotto di esso (barriere sommerse), in modo da permettere ad un certo numero di onde di scavalcare la barriera e giungere, ormai svuotate nella loro forza, alla battigia. In tal modo si ottengono due importanti risultati, oltre quello del minor costo della struttura: il primo è quello di un certo apporto di sedimenti in sospensione nella massa d'acqua trascinante, che va ad arricchire la spiaggia che si vuole protetta, infatti bisogna tenere conto che le sabbie intrappolate dalla struttura di difesa vengono di fatto sottratte alla riva sottoflutto, dove si potrà trasferire il processo erosivo; il secondo, non certo secondario, è quello di vivacizzare lo specchio d'acqua protetto.

### **1.3.3 Le opere esterne di difesa dei porti**

Le operazioni portuali avvengono all'interno di specchi di mare, protetti per lo più artificialmente da dighe, che si usa distinguere in:

- dighe foranee (difese costruite in mare aperto senza alcun collegamento a terra);
- moli (difese radicate a riva).

Le dighe marittime hanno pertanto come funzione principale la protezione dall'agitazione del mare dei bacini portuali e delle aree di manovra delle navi (porto e avamposto) per creare ivi condizioni tali da permettere, in sicurezza, le normali attività di ingresso, attacco, carico e scarico.

Le dimensioni di tali opere possono variare notevolmente a seconda delle esigenze: la mole è condizionata principalmente dalla esposizione del paraggio e dalla profondità dei fondali, mentre lo sviluppo in lunghezza è influenzato dalle caratteristiche del porto e dalla morfologia della costa. In ogni caso la costruzione di una difesa portuale risulta impegnativa sia sotto l'aspetto tecnico, sia sotto il profilo economico.

Dal punto di vista funzionale, possiamo distinguere due differenti tipologie costruttive: le dighe a gettata e le dighe a parete verticale; le prime provocano il frangimento dell'onda incidente, realizzando la dissipazione di gran parte dell'energia ondosa, le seconde, invece, sono opere destinate a riflettere l'onda incidente, creando lato mare un processo di moto stazionario.

Salvo casi particolari, le circostanze che possono fare preferire l'una o l'altra soluzione derivano dalle condizioni ambientali, come:

- reperibilità dei materiali da costruzione;
- fattori climatici locali (moto ondoso e venti);
- morfologia e stratigrafia dei fondali;
- caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione;
- "flessibilità" propria della struttura a gettata, contrapposta alla rigidità della struttura a parete.

Quest'ultima circostanza è forse la più importante e consiste nella capacità della diga a gettata di sopportare, con deformazione progressiva e senza rottura totale, azioni del mare superiori, entro certi limiti, a quelle di progetto, con la possibilità di un intervento di riparazione del danno relativamente agevole e rapido. Al contrario, per una struttura di tipo rigido come una diga a parete verticale, il danno coincide spesso con l'intera rovina dell'opera.

I frangiflutti a gettata vengono regolarmente adottati quando l'opera è ubicata su profondità per le quali si possono prevedere onde frangenti, che eserciterebbero su pareti verticali azioni dinamiche molto intense.

I frangiflutti a parete verticale vengono in genere adottati, nelle coste del Mediterraneo o comunque in zone costiere a debole escursione di marea, per fondali relativamente profondi, dove cioè la costruzione di un frangiflutti a gettata richiede normalmente una grande quantità di materiale lapideo.

Ciò premesso, si intuisce che la scelta del tipo di difesa più idoneo dipende da un accurato confronto tecnico-economico, nel quale andranno esaminati e valutati gli elementi sopra esposti.

### **1.3.4 Dighe a scogliera o a gettata**

Le dighe a scogliera sono le più antiche opere marittime realizzate dall'uomo per difendere le coste dalle mareggiate.

Queste opere, ancora oggi largamente usate, sono costruite immergendo blocchi di roccia o di calcestruzzo fino ad un livello prefissato e coronando eventualmente il manufatto con una sovrastruttura, quasi sempre al di fuori dell'acqua, con la sommità a quota più o meno elevata. L'opera a scogliera presenta un fronte inclinato verso il largo, realizzato con massi naturali, o artificiali, disposti a strati, su cui può avere luogo il frangimento dell'onda incidente, accompagnato quest'ultimo da una graduale dissipazione di energia. Tale parte esterna della diga, che ha una

funzione stabilizzante su tutto il complesso costituente il manufatto a scogliera, prende il nome di "mantellata". Per contenere la permeabilità al moto ondoso nonché i cedimenti dovuti all'assestamento dei massi, le dighe a scogliera sono costituite da blocchi di pezzatura diversa, in particolare decrescente dall'esterno verso l'interno.

Nel caso in cui le cave di roccia naturale, poste a distanza economica dal cantiere, siano sprovviste di massi di grossa pezzatura idonei alla costruzione degli strati della mantellata, si possono adoperare per quest'ultima blocchi artificiali in calcestruzzo parallelepipedi o di forma speciale, che consentono di raggiungere il peso richiesto per la stabilità della scarpata.

Una classifica può essere fatta tra le opere di difesa emergenti ed opere sommerse o soffolte, come già accennato nei paragrafi precedenti, le prime aventi la funzione di evitare, per quanto possibile, la trasmissione del moto ondoso a ridosso del manufatto, le seconde destinate a ridurre tale trasmissione entro prefissati limiti. Le opere emergenti, dunque, come già illustrato, sono essenzialmente adottate come opere di difesa portuali, quelle sommerse o soffolte trovano applicazione come manufatto di protezione litoraneo, lì dove particolari vincoli paesaggistici sconsigliano l'adozione di strutture emergenti. Le dighe a scogliera possono essere completate da una sovrastruttura di coronamento, alla quale si affida il compito di proteggere la sommità dell'opera dagli effetti del frangimento e dell'eventuale tracimazione, nonché di offrire un piano praticabile per le ispezioni e per le manutenzioni. Nei rari casi in cui non esiste sovrastruttura, la diga presenta una sommità estremamente larga a blocchi di grossa pezzatura su entrambi i paramenti.

Per le dighe a difesa dei bacini portuali, diventa indispensabile la presenza di una struttura di coronamento adeguata a minimizzare il rischio di una tracimazione, che renderebbe inagibile lo specchio acqueo alle spalle dell'opera di difesa. Sovente il coronamento può estendersi verso l'interno in una vera e propria banchina accostabile.

Il proporzionamento delle opere di difesa a scogliera consta essenzialmente nel dimensionamento della mantellata e degli strati interni al di sotto di quest'ultima, nella previsione della quota raggiungibile dall'onda frangente, nella valutazione dei fenomeni di riflessione che si instaurano conseguentemente all'impatto dell'onda frangente sulla struttura e nel dimensionamento della struttura di coronamento.

Condizione necessaria ma non sufficiente per la stabilità dell'opera è che i terreni di appoggio dell'ammasso lapideo siano in grado di sopportare i

carichi che vengono su di esso scaricati. Quando la portanza di detti terreni è scadente dal punto di vista geotecnico occorre provvedere alla bonifica degli stessi.

Una tipica opera a gettata comprende (Figura 1.1):

- un nucleo o corpo;
- un rivestimento o mantellata, eventualmente interrotto da berme orizzontali, dimensionato in modo da resistere alle azioni del moto ondoso;
- uno o più strati filtro disposti tra nucleo e rivestimento;
- un coronamento che può essere costituito da un massiccio in calcestruzzo ed un muro paraonde.

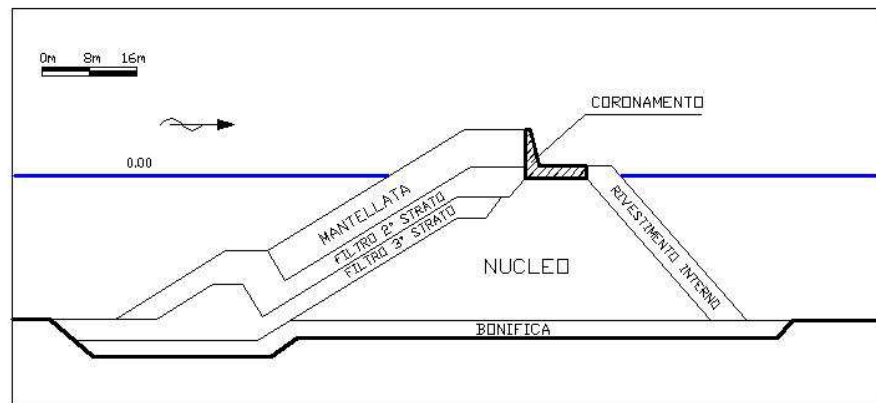


Figura 1.1 Schema tipo di una barriera emersa

Il nucleo o corpo è la parte più interna delle opere a gettata, sottratta quasi integralmente alle azioni del moto ondoso, tranne che nelle fasi di esecuzione. Normalmente il nucleo è costituito da tout-venant di cava, termine che indica una miscela di materiale lapideo di dimensioni limitate proveniente da rocce demolite con l'uso di esplosivo. La granulometria del tout-venant può variare entro limiti abbastanza diversi: si va dal materiale sottile fino ai blocchi isolati di peso fino a 500 kg.

In generale si tende a escludere le frazioni fini in percentuale superiore ad un massimo prefissato. Ciò per evitare che esse siano asportate dal moto ondoso durante le fasi di costruzione determinando così una perdita di materiale immediata e prevedibile.

L'asportazione o la "migrazione" delle frazioni più sottili, a causa dell'azione di trasporto esercitata dai flussi di filtrazione, a costruzione

ultimata, può dare luogo ad assestamenti incompatibili con un buon comportamento della struttura e quindi deve essere impedita.

Da un punto di vista teorico, se la percentuale di fino è mantenuta entro limiti tali da riempire esattamente i vuoti dello scheletro costituito dalle frazioni più grandi, non esistono controindicazioni al suo impiego. Durante la posa in opera, anche per effetto di segregazione, le percentuali possono variare da zona a zona, con conseguenti fenomeni successivi di assestamento differenziale. Poiché è difficile il controllo costante in sede esecutiva dell'esatta percentuale di fino è buona norma ridurre, rispetto al minimo teorico, la percentuale di fino accettabile, limitando a controlli saltuari la verifica del rispetto di tale limite. Quando le cave sfruttabili a distanza non eccessiva del luogo di impiego non siano in grado di fornire materiale di idonea pezzatura, occorre procedere ad un'operazione di vagliatura dell'intero quantitativo di materiale costituente il nucleo con un onere economico non indifferente, di cui occorre tenere conto.

In ogni caso occorre evitare l'asportazione da parte del moto ondoso del materiale del nucleo attraverso i rivestimenti. Questa condizione anche se di soluzione più difficile è fondamentale ai fini della durata dell'opera.

I rivestimenti del nucleo sono costituiti da materiali disposti in configurazioni diverse a seconda della zona in cui ricadono e dell'entità della sollecitazione ondosa cui sono sottoposti. In corrispondenza del paramento verso il largo delle opere in esame esiste una "zona di sollecitazione critica" compresa tra il massimo livello raggiunto dal moto ondoso al di sopra dell'alta marea ed una quota minima, posta al di sotto del livello di bassa marea di una quantità pari ad almeno 1,5 volte l'altezza di progetto assunta a base del dimensionamento.

Nella zona in cui le sollecitazioni collegate con il moto ondoso si manifestano con la massima intensità è necessario disporre gli elementi (naturali o artificiali) di maggiore pezzatura e quindi di maggior peso. Le pendenze del paramento sono ivi generalmente più lievi che nelle rimanenti parti dell'opera.

Un valido ausilio per il dimensionamento di questa parte dell'opera denominata mantellata è fornito da studi teorico - sperimentali. Per ricavare il tipo di rivestimento più rispondente dal punto di vista della stabilità e sotto l'aspetto economico sono opportuni confronti tra diverse soluzioni, con massi naturali e artificiali della forma più collaudata e considerando diverse pendenze del paramento. Al piede del rivestimento, al limite inferiore della zona critica è ormai sempre prevista una berma

sufficientemente estesa, destinata a fornire un "piede" d'appoggio alla mantellata e ad impedire scoscendimenti d'insieme del rivestimento per azioni superiori a quelle massime sopportabili. Nelle parti di rivestimenti che non ricadono nella zona "critica" le pezzature degli elementi e le pendenze delle scarpate possono essere ridotte. Normalmente per tali rivestimenti si adottano pendenze dell'ordine  $2/3$ ,  $3/4$  (altezza su base), corrispondenti all'incirca all'angolo naturale del materiale scaricato da mezzi terrestri o marittimi. Nella zona immediatamente sottostante alla critica si impiegano generalmente elementi naturali, analogamente si fa per le zone di rivestimento della parte ridossata più superficiale, che può essere investita dalle onde sormontanti l'opera ed essere sottoposta a sottopressioni da parte del flusso idrico permeante la scogliera. Sempre al di sotto della zona critica la pezzatura degli elementi può ridursi notevolmente. Fra nucleo e rivestimento sono interposti uno o più strati filtro di materiale di idonea pezzatura. L'importanza della presenza e della buona fattura di tali strati è notevolissima, può dirsi che essi siano essenziali per la riuscita dell'opera. Il loro scopo è quello di impedire l'asportazione del materiale del nucleo attraverso quello del rivestimento per azione del moto di filtrazione. Il coronamento delle opere a gettata, come già enunciato, può essere realizzato con gli stessi elementi della mantellata di protezione oppure con un massiccio di calcestruzzo, generalmente gettato in opera, comprendente una platea orizzontale ed un muro paraonde, con sommità a quota tale da evitare eccessivi sormonti. Il muro stesso ha anche la funzione di contenimento degli elementi di mantellata. La soluzione senza coronamento di calcestruzzo, di solito preferita nelle nazioni extraeuropee, risulta più economica e rende ovviamente non percorribile con mezzi gommati ordinari la sommità dell'opera, con conseguenze negative per la gestione dell'opera di protezione.

In Italia ed in altre nazioni non si rinuncia invece quasi mai, se non per opere di modesta importanza, all'impiego del massiccio di coronamento, destinato a fornire un efficace collegamento tra la terraferma e la testata della struttura ed una via di corsa per lavori di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Spesso poi il massiccio di coronamento viene ampliato fino a trasformarsi in una vera e propria banchina, con muro di sponda nella parte interna dell'opera. L'eventuale attracco di navi a immediato ridosso delle opere di difesa va in genere riservato solo a navi - cisterna, ma con l'ausilio di strutture completamente separate dalle opere di difesa stesse.

Il massiccio di coronamento è suddiviso in direzione trasversale da giunti abbastanza fitti (anche ogni  $5 \div 10\text{m}$ ) per evitare lesioni dovute a ritiro e a cedimenti differenziali.

E' buona norma attendere l'assestamento della costruzione della scogliera prima di procedere ai getti della sovrastruttura. La quota di base del massiccio è variabile: dipende fundamentalmente dalle condizioni meteo-marine e dalle modalità di costruzione prescelte per l'opera. Attualmente l'orientamento è per quote dell'ordine di  $2.00 \div 3.00$  m.s.m., aumentabili ulteriormente in presenza di mari che presentano notevoli agitazioni e di forti escursioni di marea. D'altra parte occorre considerare che le quote di sommità da raggiungere con il muro paraonde sono abbastanza elevate (anche oltre  $10$  m.s.m.), si da sconsigliare l'incastro in una struttura posta a quote molto inferiori.

Anche la larghezza del massiccio di coronamento è variabile. Essa è vincolata in generale a precise ragioni di carattere statico (stabilità allo scorrimento) che peraltro possono essere soddisfatte non solo allargando il massiccio stesso, ma anche con accorgimenti diversi, quali l'aggiunta di un taglione d'ammorsamento nella scogliera. Evidentemente la larghezza minima deve essere tale da consentire il transito di automezzi di servizio o dell'eventuale autogru destinata ad effettuare i rifiorimenti della mantellata.



## 2 LA MODELLAZIONE NUMERICA

### 2.1 METODI NUMERICI

Le equazioni per il moto dei fluidi (le equazioni di Navier-Stokes) furono derivate per la prima volta nel 1822 da Navier (e da Stokes autonomamente di nuovo nel 1845).

Queste equazioni, sostanzialmente, esprimono la conservazione della massa e della quantità di moto per unità di massa del fluido:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} &= 0 \\ \rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left( \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \\ \rho \left( \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= -\frac{\partial p}{\partial z} - \rho g + \mu \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right)\end{aligned}$$

Con z asse verticale, per cui la forza a di massa dovuta all'attrazione gravitazionale appare solo nella equazione proiettata lungo l'asse z.

La risoluzione di queste equazioni, che descrivono completamente ogni fenomeno fluidodinamico, viene fatta per via discreta generalmente con un metodo che può essere:

- agli elementi finiti,
- alle differenze finite,
- ai volumi finiti.

Il metodo degli elementi finiti è più comunemente usato in combinazione con le griglie non strutturate, ovvero quelle in cui il dominio di calcolo è suddiviso in celle di piccole dimensioni che possono avere forma diversa, ognuna delle quali è un elemento che viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee. Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è assunta essere espressa dalla combinazione lineare di funzioni dette funzioni di base o funzioni di forma (shape functions).

La mancanza di una struttura rende necessario, anche per calcoli semplici, più tempo di calcolo rispetto ad una griglia strutturata con lo stesso numero di celle. Però la griglia non strutturata è estremamente flessibile ed adattabile a geometrie complesse.

Il metodo delle differenze finite discretizza un'equazione differenziale in un'equazione alle differenze rendendolo particolarmente adatto per le griglie strutturate.

Il metodo dei volumi finiti, che è il metodo utilizzato in questa tesi, consiste nel suddividere l'intero dominio in tanti volumi elementari, e scrivere quindi le relazioni che intercorrono tra i vari volumetti confinanti impiegando la forma integrale delle equazioni di Navier-Stokes. L'approssimazione risiede nel fatto che tali volumetti hanno dimensione finita e non infinitesima.

Le equazioni di Navier-Stokes e di continuità sono leggi di conservazione fisica, che forniscono il bilancio della quantità di moto (e di massa) valido per ogni volume.

Se le leggi di conservazione si applicano ad un volume arbitrariamente piccolo intorno ad un punto nel dominio, le equazioni discretizzate forniscono una soluzione sufficientemente approssimata di quella reale.

Quando si applica questo metodo, il dominio di calcolo deve essere discretizzato in celle, come per il metodo degli elementi finiti, mediante una griglia che può essere o meno strutturata. Senza entrare nei dettagli, discretizzare ai volumi finiti significa che per ogni cella, localmente, la legge di conservazione si applica, per tutte le variabili così come per la quantità di moto, l'energia termica, l'energia cinetica turbolenta, ecc. Per ogni passo temporale, il flusso sul confine delle celle è calcolato con il contributo di convezione, diffusione e differenze di pressione. Quando il flusso netto è positivo, la quantità di moto nella cella aumenta e quindi aumenta la velocità. Il confine di una cella è sempre parte del confine tra due celle adiacenti, così che quando il flusso calcolato attraverso il confine è uguale per le due celle, vuol dire che la quantità di moto è numericamente conservata.

## 2.2 LA TURBOLENZA

La principale difficoltà nello studio della turbolenza è la presenza simultanea nel liquido di un gran numero di strutture vorticosi con differente dimensione caratteristica che interagiscono reciprocamente tra loro.

Queste sono causa di effetti non lineari (e quindi di termini non lineari nelle equazioni di Navier-Stokes) che ne rendono difficile la risoluzione analitica.

Nel 1941, Kolmogorov ha formulato la sua teoria della turbolenza, sulla base di un approccio statistico, che ha descritto mediante lo spettro di energia.

L'idea di base di questa teoria è che la turbolenza consiste nel trasferimento di energia cinetica turbolenta da strutture vorticosi più grandi verso quelle più piccole, dove viene poi dissipata in calore.

Le dimensioni definiscono una scala di lunghezza caratteristica per i vortici, che sono caratterizzati anche da scale di velocità e tempi che dipendono da quella della lunghezza. I vortici di grandi dimensioni sono instabili e possono rompersi generando i piccoli vortici, e l'energia cinetica del vortice iniziale di grandi dimensioni è divisa tra quelli piccoli che ne derivano. Questi vortici più piccoli subiscono lo stesso processo, dando luogo a loro volta a vortici più piccoli che ereditano l'energia del loro predecessore, e così via.

In questo modo, l'energia viene trasmessa dalle grandi scale del moto alle scale più piccole fino a raggiungere una lunghezza sufficientemente piccola in modo tale che la viscosità del fluido può dissipare efficacemente l'energia cinetica in energia interna.

Questo processo è detto "cascata dell'energia".

Per numeri di Reynolds molto alti, i movimenti alla piccola scala della turbolenza sono statisticamente isotropi (cioè non si riconosce una direzione spaziale preferenziale). In generale, i moti alla grande scala del flusso non sono isotropi, poiché sono determinati dalla particolare geometria caratteristica del problema in esame (la dimensione caratteristica alla grande scala è denominata  $L^*$ ); nel processo del trasferimento di energia a cascata questa direzione preferenziale a grande scala si perde, alla scala ridotta le caratteristiche statistiche del moto hanno un carattere generale, ovvero sono le stesse per tutti i flussi caratterizzati da un numero di Reynolds sufficientemente elevato.

Così, Kolmogorov ha introdotto una seconda ipotesi: per numeri di Reynolds molto elevati la statistica del moto alla piccola scala è univocamente determinata dalla viscosità ( $\nu$ ) e dal tasso di dissipazione di energia ( $\epsilon$ ).

Con solo questi due parametri, la lunghezza che può essere derivata da un'analisi dimensionale è:

$$\eta^* = \left( \frac{\nu^3}{\epsilon} \right)^{1/4}$$

ovvero la scala di lunghezza di Kolmogorov.

Un flusso turbolento è caratterizzato da una gerarchia di scale attraverso la quale avviene la cascata dell'energia.

La dissipazione di energia cinetica avviene a scale dell'ordine della lunghezza di Kolmogorov  $\eta^*$ , mentre l'input di energia in cascata viene dal decadimento delle scale maggiori dell'ordine di  $L^*$ . Queste due scale di lunghezza, estremi della cascata di energia, possono differire di diversi ordini di grandezza ad alti numeri di Reynolds. In mezzo c'è una gamma di scale (ognuna con la propria lunghezza caratteristica  $r^*$ ), che si è formata a spese dell'energia di quelle di grandi dimensioni. Queste scale sono molto grandi rispetto alla lunghezza di Kolmogorov, ma ancora molto piccole rispetto alla grande scala del flusso (cioè  $\eta^* \ll r^* \ll L^*$ ).

Dato che i vortici di questa gamma sono molto più grandi dei vortici dissipativi che esistono alla scala della lunghezza di Kolmogorov, l'energia cinetica è essenzialmente

non dissipata in questa gamma di vortici, ed è semplicemente trasferita alle scale più piccole fino a quando gli effetti viscosi diventano importanti man mano che si approccia alla lunghezza di scala di Kolmogorov. Sempre all'interno di questa gamma gli effetti inerziali sono ancora molto più grandi degli effetti viscosi, ed è possibile supporre che la viscosità non gioca un ruolo nelle loro dinamiche interne (per questo motivo è detto "range inerziale").

Quindi, è introdotta una terza ipotesi da Kolmogorov, ovvero che ad altissimi valori del numero di Reynolds le statistiche nella gamma  $\eta^* \ll r^* \ll L^*$  sono universalmente e univocamente determinate dalla lunghezza di scala  $r^*$  e dal tasso di dissipazione di energia  $\epsilon$ .

Da un punto di vista matematico, il concetto di turbolenza è identico al comportamento caotico delle soluzioni delle equazioni di Navier-Stokes. La caratteristica che rende i movimenti turbolenti caotici è una forte

sensibilità alle condizioni iniziali presentata dalle Navier-Stokes, in dipendenza tanto maggiore quanto maggiore è il numero di Reynolds. Infatti, dalla analisi dimensionale, il gruppo adimensionale che governa la transizione da un flusso laminare a turbolento è il numero di Reynolds, che esprime il rapporto tra forze inerziali e forze viscosi. Sembra naturale pensare che per basso numero di Reynolds ci sono situazioni di flusso laminare, mentre alti valori di Reynolds siano propri di flussi turbolenti. Le equazioni di Navier-Stokes sono quindi in grado di rappresentare qualsiasi campo di flusso turbolento, ma la loro risoluzione diretta (Direct Numerical Simulation, DNS), richiede una griglia con una risoluzione spaziale di dimensioni tali da rappresentare le più piccole strutture turbolente descritte in precedenza, e quindi un elevato costo computazionale.

E' necessario avvalersi di un metodo alternativo basato sulla soluzione numerica del moto medio e l'introduzione dei modelli di turbolenza.

In generale, esistono tre approcci computazionali per il calcolo del flusso turbolento: Direct Numerical Simulation (DNS), Large Eddy Simulation (LES) e Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS).

In caso di DNS, la turbolenza non è modellata esplicitamente e tutto è risolto dalla simulazione delle Navier-Stokes; nel secondo caso, viene applicato un filtro spaziale localizzato che rimuove i dettagli alla piccola scala, e nell'ultimo caso, è invece applicato un filtro temporale a lungo tempo con conseguente calcolo del flusso medio, che è costante nel tempo.

Lo sforzo computazionale per il LES è una via di mezzo tra il DNS e l'approccio RANS. Per entrambi gli approcci, LES e RANS, deve essere specificato un modello di chiusura per descrivere l'influenza della turbolenza sul flusso calcolato.

### 2.3 LE EQUAZIONI RANS

In generale, tutti i segnali dipendenti dal tempo (in questo caso la velocità) possono essere scomposti in un termine medio ed uno fluttuante. Se il termine medio è costante nel tempo, allora abbiamo:

$$u(x, t) = U(x) + u'(x, t)$$

$$U(x) = \langle u(x, t) \rangle = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u(x, t) dt \quad u'(x, t) = u(x, t) - U(x),$$

in questo caso, ovviamente  $\langle u'(x, t) \rangle = 0$ .

Se anche il termine medio è funzione del tempo, allora l'operazione di media non andrebbe fatta su un tempo infinito ma su un intervallo finito che deve essere molto grande comparato alla scala dei tempi della fluttuazione ma piccolo abbastanza comparato alla variazione del campo medio.

Per un flusso turbolento, il campo di velocità e il campo di pressione possono essere scomposti in due parti: la velocità e la pressione media,  $\langle u_i \rangle$  e  $\langle p \rangle$ , e la velocità e pressione turbolenta,  $u'_i$  e  $p'$ .

Così  $u_i = \langle u_i \rangle + u'_i$  e  $p = \langle p \rangle + p'$ , in cui  $i = 1, 2, 3$  per un flusso tridimensionale.

Se il liquido viene considerato incomprimibile, il campo di flusso medio è governato dalle seguenti equazioni di Navier-Stokes mediate alla Reynolds:

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_j} - \frac{\partial \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j}$$

dove  $\rho$  è la densità del fluido,  $g_i$   $i$ -esima componente dell'accelerazione di gravità,  $\langle \tau_{ij} \rangle$  il tensore degli sforzi viscosi del flusso medio.

Per un fluido newtoniano,  $\langle \tau_{ij} \rangle = 2\mu \langle \sigma_{ij} \rangle$  con  $\mu$  viscosità molecolare e  $\langle \sigma_{ij} \rangle = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right)$  tensore di deformazione del flusso medio.

Nell'equazione del momento l'influenza delle fluttuazioni della turbolenza sul campo del flusso medio è rappresentato dal tensore degli stress di Reynolds  $\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ . L'equazione di trasporto per il tensore degli sforzi di Reynolds può essere derivata teoricamente dalle Navier-Stokes. Purtroppo, l'equazione risultante per il tensore degli sforzi di Reynolds contiene termini di correlazioni tra componenti di velocità turbolenta e pressione turbolenta di ordine superiori (non lineare). Ecco che sono necessarie ipotesi di chiusura per mettere in relazione le correlazioni di ordine superiore del campo di moto turbolento alle caratteristiche del campo di flusso medio, e quindi sono introdotti i modelli di turbolenza.

## 2.4 MODELLI DI TURBOLENZA

Il modello più diffuso è costituito da due equazioni di trasporto per la energia cinetica turbolenta  $k$  e la sua dissipazione  $\epsilon$ , il cosiddetto modello  $k-\epsilon$ .

Il modello  $k-\epsilon$  ha dimostrato nella sua applicazione nel corso degli anni, di fornire ragionevoli approssimazioni per molti tipi di flussi, anche se a volte richiede la modifica dei suoi parametri adimensionali.

Un altro e più recente modello di turbolenza è l'RNG (Renormalization-Group model). Questo approccio applica metodi statistici per derivare le equazioni per le quantità medie di turbolenza, come ad esempio l'energia cinetica turbolenta e il suo tasso di dissipazione. Il modello RNG utilizza equazioni simili alle equazioni per il modello  $k-\epsilon$ .

Tuttavia, le equazioni costanti che si trovano empiricamente nel modello  $k-\epsilon$  standard sono derivate esplicitamente (con approccio statistico) nel modello RNG.

In generale, il modello RNG ha un'applicabilità più ampia del modello  $k-\epsilon$  standard. In particolare, il modello RNG è noto per descrivere con più precisione flussi a bassa intensità di turbolenza.

### 2.4.1 Il modello k-e

Nell'equazione del momento l'influenza delle fluttuazioni turbolente sul campo di flusso medio è rappresentato dal tensore degli sforzi di Reynolds  $\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ .

$$\rho \langle u'_i u'_j \rangle = \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} - C_\mu \rho \frac{k^2}{\epsilon} \left( \frac{\partial(u_i)}{\partial x_j} + \frac{\partial(u_j)}{\partial x_i} \right) - \rho \frac{k^3}{\epsilon^2} \left[ C_1 \left( \frac{\partial(u_i)}{\partial x_l} \frac{\partial(u_l)}{\partial x_j} + \frac{\partial(u_j)}{\partial x_l} \frac{\partial(u_l)}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \frac{\partial(u_k)}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) + C_2 \left( \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \frac{\partial(u_j)}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) + C_3 \left( \frac{\partial(u_k)}{\partial x_i} \frac{\partial(u_k)}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \frac{\partial(u_i)}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \right]$$

Con:

$k = \frac{1}{2} \langle u'_i u'_i \rangle$  =TKE Energia cinetica turbolenta;

$\epsilon = \nu \left\langle \left( \frac{\partial u'_i}{\partial x_j} \right)^2 \right\rangle$  Tasso di dissipazione dell'energia cinetica turbolenta;

$\nu_t = \frac{\mu}{\rho}$  Viscosità turbolenta.

I valori raccomandati per i coefficienti sono stati ricavati da Rodi nel 1980.

Le equazioni di Reynolds e le equazioni di trasporto per il  $k$ - $\epsilon$ , con le condizioni al contorno appropriate sono state usate per predire con successo molti flussi turbolenti complessi. I coefficienti empirici sono risultati essere sorprendentemente universali.

### 2.4.2 Il modello RNG

Il modello RNG è stato sviluppato utilizzando il metodo Re-Normalisation Group (RNG) per rinormalizzare le equazioni di Navier-Stokes, per tenere conto degli effetti del moto alle scale più piccole.

La teoria dell'RNG, applicata alla modellazione della turbolenza, viene utilizzata per eliminare i modi a più alto numero d'onda (cioè la scala più piccola della turbolenza) e sostituire il loro effetto sul flusso restante mediante un piccolo incremento di viscosità effettiva. Le equazioni risultanti sono riscalate (rinormalizzate) per essere "equivalenti" alle equazioni originarie.

L'iterazione continua fino a quando le equazioni riscalate sono identiche per due iterazioni successive. Uno dei principali vantaggi del metodo RNG è che attraverso espansioni di scala, i coefficienti di turbolenza possono essere teoricamente determinati piuttosto che essere determinati per via empirica. L'approccio RNG produce una equazione per  $k$  identica a quella del  $k$ - $\epsilon$  ma una forma modificata dell'equazione per  $\epsilon$ :

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} + \nu \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} 2\nu_t S_{ij} \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - R - C_{2\epsilon} \frac{\epsilon^2}{k}$$

dove  $R$  è un modello ad hoc, non derivato dall'analisi RNG, che gioca un ruolo importante nella modellazione dei flussi turbolenti.

$$C_d = 0.085, \quad C_{1\epsilon} = 1.4, \quad C_{2\epsilon} = 1.68, \quad \sigma_k = 0.72, \quad \sigma_\epsilon = 0.72$$

### 2.4.3 Funzione di parete

E' importante, per completezza, descrivere la dinamica in prossimità della parete di confinamento del fluido.

Nelle vicinanze della parete, la dinamica della turbolenza è significativamente lontana dalle ipotesi di omogeneità e isotropia, e questo implica importanti cambiamenti nei modelli di turbolenza e nella



valutazione delle risorse di calcolo richieste dalla simulazione numerica sotto varie tecniche (DNS, LES e RANS).

Così, per lungo tempo, l'applicazione del modello di chiusura della turbolenza è stato limitato a regioni in cui non vi fosse la presenza di parete solida. Tuttavia molti problemi di interesse ingegneristico sono confinati in domini limitati da pareti.

Per compensare questo effetto fisico che manca in una modellazione numerica sono introdotte delle funzioni di smorzamento  $-f(y)$  - utilizzate per modificare la viscosità turbolenta. Le funzioni di parete sono importanti sia da un punto di vista fisico - perché la presenza di pareti solide è tra le principali fonti di vorticità - sia nelle applicazioni di ingegneria - perché i valori alla parete (gradienti di velocità, pressione, etc.) sono molto importanti in diverse applicazioni.

Nel corso degli anni, molti studi sono stati condotti per consentire l'utilizzo di modelli di chiusura della turbolenza in situazioni a basso numero di Reynolds e per descrivere il flusso vicino ad una parete solida. Infatti, un primo effetto importante della parete è la diminuzione del numero di Reynolds localmente.

Inoltre, la risoluzione di un problema di parete richiede notevoli risorse di calcolo in quanto sarebbe necessaria una griglia molto fine per poter descrivere compiutamente i gradienti che nelle vicinanze della parete diventano molto "ripidi".

Una griglia molto fitta riduce drasticamente il passo temporale di calcolo a causa della condizione di stabilità di Courant-Friedricks-Levy ( $\Delta t \leq \min \Delta x u, \Delta y v, \Delta z w$ ) al fine di conseguire la stabilità e/o l'accuratezza.

Inoltre, alla parete la velocità è pari a zero. Tuttavia, se lo stress è calcolato direttamente utilizzando la differenziazione finita e la risoluzione della griglia non è adeguata, ne risultano gravi errori computazionali.

In generale, i modelli di parete sono basati sulla "esistenza" di un profilo di velocità logaritmico in uno strato limite turbolento e la  $f(y)$  assume valore unitario lontano dalle pareti e tende esponenzialmente a zero vicino alla superficie solida.

Le funzioni di parete utilizzano, quindi, leggi empiriche per "aggirare" l'impossibilità dei modelli del tipo per prevedere un profilo logaritmico di velocità vicino alla parete. Con queste leggi è possibile esprimere la

velocità media parallela alla parete e la turbolenza al di fuori del substrato viscoso in funzione della distanza dalla parete.

Quindi, le funzioni di parete possono essere utilizzate per definire le condizioni al contorno vicino alla parete per la quantità di moto e la turbolenza e la  $f(y)$  assume valore unitario lontano dalle pareti e tende esponenzialmente a zero vicino alla superficie solida.

## 2.5 SPOSTAMENTO DELLA SUPERFICIE LIBERA

Un aspetto molto importante nelle applicazioni ingegneristiche è lo studio di problemi in presenza di una cosiddetta superficie libera. Il motivo della denominazione "libera" nasce dalla grande differenza di densità del gas e liquidi (ad esempio, nel caso di problemi idraulici classici, il rapporto tra densità dell'acqua e dell'aria è 1000).

Una bassa densità del gas significa che la sua inerzia può essere generalmente ignorata rispetto a quella del liquido. In questo senso il liquido si muove indipendentemente, o liberamente, nei confronti del gas. L'unica influenza del gas è la pressione che esso esercita sulla superficie del liquido. In altre parole, l'interfaccia gas-liquido non è vincolata ma libera. Anche le superfici libere richiedono l'introduzione di metodi speciali per definirne la loro ubicazione, il loro movimento e la loro influenza sul flusso che si sta studiando.

Indipendentemente dal metodo utilizzato, ci sono tre caratteristiche essenziali che è necessario tener presente per modellare adeguatamente le superfici libere:

- uno schema per descrivere la forma e la posizione della superficie,
- un algoritmo per l'evoluzione nel tempo della forma e posizione della superficie,
- adeguate condizioni al contorno definite sulla superficie libera.



**Figura 2.1 Elevazione della superficie libera in funzione del tempo**

In letteratura sono descritti diversi metodi per il trattamento numerico della superficie libera, il più usato e testato è il metodo del Volume of Fluid (VOF), che è adottato anche per il presente lavoro di ricerca.

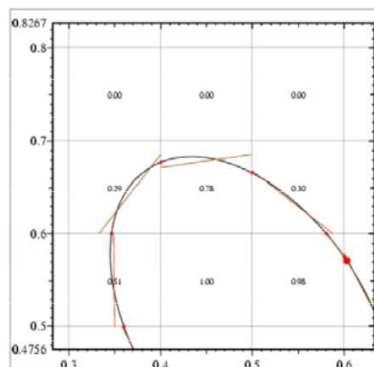
### 2.5.1 Metodo VOF (Volume of Fluid)

Il metodo VOF (Hirt e Nichols, 1981) è usato per descrivere l'articolata superficie di contatto che si genera tra due fluidi (ad esempio aria e acqua). Con il metodo VOF si introduce una funzione di volume di fluido  $F$  per definire la regione occupata dall'acqua. Il significato fisico della funzione  $F$  è rappresentato, sostanzialmente, dalla frazione di cella occupata dall'acqua. In particolare, un valore unitario di  $F$  corrisponde ad una cella piena d'acqua, mentre un valore zero indica che la cella non contiene acqua. Celle con valore di  $F$  compreso tra zero ed 1 devono contenere la superficie libera (cfr. Figura 2.2).

La funzione  $F$  frazionaria può essere valutata come segue:

$$F = \frac{V_w}{V_c}$$

dove  $V_w$  è il volume di acqua all'interno di una cella e  $V_c$  è il volume della cella.



**Figura 2.2 Esempio di valori di F con algoritmo VOF**

Esistono diversi algoritmi per il tracciamento della superficie libera, ma sostanzialmente consistono tutti di due fasi. Nella prima fase, l'interfaccia

è approssimata da un segmento lineare che divide ogni cella in maniera tale che il volume racchiuso dal segmento sia pari al valore della funzione frazionaria tra zero e uno.

Nella seconda fase, l'interfaccia è tracciata risolvendo l'equazione che descrive l'evoluzione della funzione frazionaria  $F$  nel tempo. L'equazione di trasporto della funzione  $F$  è data da:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + u \frac{\partial F}{\partial x} + v \frac{\partial F}{\partial y} + w \frac{\partial F}{\partial z} = 0$$

Utilizzando la definizione della funzione  $F$ , la densità e la viscosità possono essere espressi in termini di  $F$  stesso come:

$$\begin{aligned} \rho &= (1 - F)\rho_a + F\rho_w \\ \nu &= (1 - F)\nu_a + F\nu_w \end{aligned}$$

dove  $\rho_a$  e  $\nu_a$  sono rispettivamente la densità e la viscosità dell'aria;  $\rho_w$  e  $\nu_w$  sono la densità e viscosità dell'acqua.

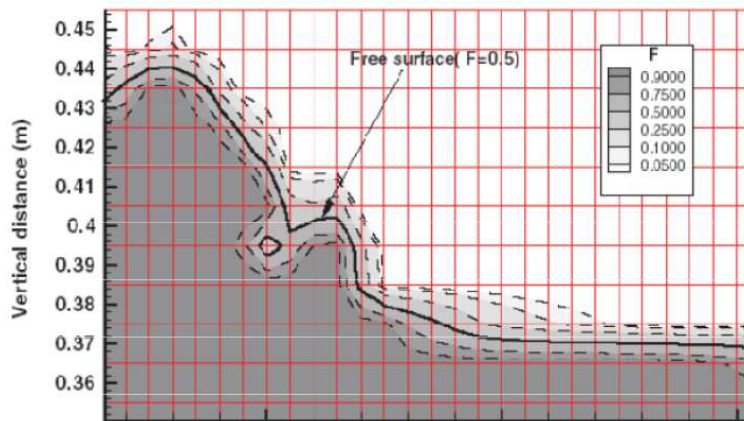
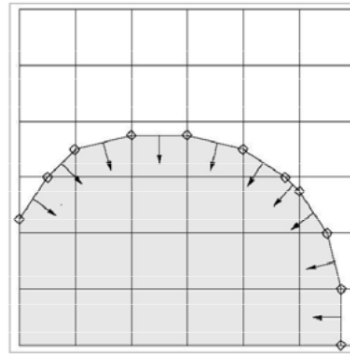


Figura 2.3 Valori tipici della funzione VOF vicino a superficie libera

Il processo di ricostruzione dell'interfaccia, quindi, non è unico visto che la geometria dell'interfaccia, data una certa distribuzione del campo  $F$ , dipende dall'algoritmo di ricostruzione implementato.

Uno dei modi per ricostruire l'interfaccia è descritto, ad esempio, dall'algoritmo detto VOF/PLIC (Piecewise Linear Interface Calculation), che approssima l'interfaccia mediante un segmento di retta, determinando la normale del segmento per ogni singola cella a partire dal gradiente della funzione  $F$ .



**Figura 2.4** Approssimazione della superficie libera e definizione delle normali con VOF

In generale il metodo VOF è estremamente utile per la risoluzione di problemi con l'utilizzo di griglie di calcolo a nodi fissi, dove la superficie libera deve avere la possibilità di assumere le più svariate e complesse posizioni nel tempo. Per esempio, nelle simulazioni del moto ondoso, le onde a volte si “ribaltano” su se stesse creando l'intersezione delle interfacce delle celle che si fondono tra loro. Il metodo VOF tiene conto di questo automaticamente nell'algoritmo di risoluzione. Se si conosce la quantità di liquido in ogni cella è possibile individuare le superfici, così come determinarne le pendenze e curvatures.

Le superfici sono di facile individuazione perché si trovano in celle parzialmente riempite con fluido o tra quelle piene di fluido e quelle vuote. Per ogni cella e per ogni istante di tempo, le relative pendenze e curvatures sono calcolate utilizzando le frazioni di volume del fluido nelle cellule adiacenti.

## 2.6 CONDIZIONI AL CONTORNO

Per continuare la descrizione matematica del problema, è necessario definire opportune condizioni al contorno su tutti i lati del dominio computazionale. Per problemi dipendenti dal tempo devono essere specificate anche condizioni iniziali, il che significa che i valori di tutte le variabili dipendenti dal tempo devono essere definiti per un certo istante di tempo (di solito prese in  $t=0$ ).

Nel caso di simulazioni riproducenti esperimenti di laboratorio inerenti l'interazione moto ondoso-strutture marittime, si ricrea numericamente

un canale considerato impermeabile alle pareti laterali destra e sinistra e sul fondo, mentre è considerato aperto all'aria verso l'alto.

Al confine impermeabile le condizioni di velocità imposte sono le seguenti:

$$u_n = 0; \quad \frac{\partial u_s}{\partial n} = 0$$

dove  $n$  è la coordinata nella direzione normale alla superficie impermeabile,  $u_n$  la componente della velocità normale e la componente di velocità lungo la superficie. Il gradiente di pressione alle pareti sinistra e destra è impostato a zero, mentre per i limiti superiore ed inferiore è semplicemente il prodotto della densità per l'accelerazione gravitazionale (gradiente di pressione idrostatica).

Sull'interfaccia tra aria e acqua, la condizione al contorno è di tipo cinematico ed è soddisfatta dall'equazione della funzione VOF; la pressione sulla parte superiore del dominio è posta uguale a zero. Al lato del canale numerico coincidente con l'ingresso del fluido è considerato un generatore di onda. Per le condizioni al contorno sulla parete finale della vasca, nei problemi di propagazione delle onde, sono state sviluppate speciali condizioni che cercano di determinare la velocità e la direzione delle onde nell'avvicinarsi al confine e quindi impostare condizioni al contorno in modo tale da consentire la loro continuazione attraverso il confine minimizzando la riflessione. Per i problemi di propagazione delle onde, è naturale cercare una condizione al contorno che permetta alle onde in uscita di lasciare senza problemi la griglia di calcolo con una riflessione minima.

Questo problema è analogo a quello che avviene nella realtà sperimentale dove vengono posti in vasca dei sistemi per l'assorbimento delle onde, dove appunto si vuole eliminare la riflessione. Nelle vasche sperimentali è usata una varietà di tecniche, ma quasi tutte sono basate sul principio di dissipare l'energia (ad esempio, l'utilizzo di spiaggia porosa).

## 2.7 IMPLEMENTAZIONE NUMERICA

### 2.7.1 Sistemi basati su griglia

Il termine inglese “gridding” indica il processo di suddivisione di una regione di calcolo in una serie di volumi di controllo di piccole dimensioni. Ad ogni volumetto di controllo sono associati i valori di più variabili dipendenti caratterizzanti il flusso (ad esempio, velocità, pressione, temperatura, etc.). Di solito questi valori sono rappresentativi di un certo tipo di media locale dei valori. Vengono poi utilizzati degli algoritmi numerici che permettono la risoluzione delle leggi di conservazione della massa, della quantità di moto e dell’energia in maniera approssimata per calcolare i valori delle variabili in ogni singolo volumetto di controllo per ogni istante di tempo. In sintesi, la scelta migliore per una griglia di calcolo dipende da diversi fattori: la memoria necessaria per il calcolo, la precisione numerica che si vuole ottenere, la flessibilità necessaria per conformarsi alle geometria eventualmente complessa in studio, e la flessibilità per alcune regioni dove è necessaria una risoluzione più o meno alta.

Alcuni programmi di calcolo utilizzano griglie computazionali che si deformano per seguire il movimento del fluido (griglie Lagrangiane), mentre altri utilizzano griglie fisse (griglie Euleriane).

A volte è possibile utilizzare una combinazione in modo che le griglie mobili non si distorcano eccessivamente (griglie Lagrangiane-Euleriane).

Le griglie possono essere strutturate o non strutturate. Una griglia strutturata significa che gli elementi di volume sono ben ordinati, e uno schema semplice (per esempio basato sugli indici  $i,j,k$ ) può essere usato per etichettare e identificare gli elementi vicini. In griglie non strutturate, gli elementi di volume possono essere uniti in qualsiasi modo, e devono essere generate speciali liste per identificare gli elementi vicini.

Le griglie strutturate sono disponibili in diverse varietà, a seconda della forma dei loro elementi, la griglia più semplice è generata da una box rettangolare suddivisa in una serie di elementi rettangolari più piccoli le cui facce sono parallele alle facce della box esterna. Il più delle volte gli elementi sono ordinati contando in  $x$ ,  $y$  ed infine nella direzione  $z$ , in modo che gli elementi di rete  $(i,j,k)$  corrispondono all' $i$ -esimo elemento nella direzione  $x$ ,  $y$  e  $z$ .

Le griglie composte da elementi regolari hanno la struttura più semplice poiché è solo necessario definire tre array monodimensionali per i valori della x, della y e della z per le superfici che definiscono l'elemento. Se i,j,k sono gli indici nelle direzioni x, y, z, il numero totale di valori necessari per definire la griglia è i+j+k.

Le griglie rettangolari con elementi di dimensioni variabili gradualmente hanno una intrinseca regolarità che aiuta a mantenere la precisione numerica.

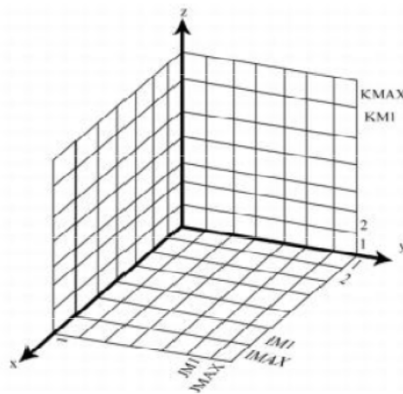


Figura 2.5 Sistemazione griglia e convenzioni etichettatura

### 2.7.2 Condizione di stabilità

Nel calcolo del dominio del tempo, la stabilità della risoluzione che è in relazione con la convergenza della soluzione numerica è assicurata applicando criteri di stabilità.

Il passo temporale di calcolo in fluidodinamica computazionale è generalmente non uniforme e regolato in modo che il fluido non attraversi più di una cella di calcolo nel tempo, ed è limitata dalla condizione di Courant-Friedrichs-Levy  $\Delta t \leq \min\left(\frac{\Delta x}{u}, \left(\frac{\Delta y}{v}\right), \left(\frac{\Delta z}{w}\right)\right)$  e da una condizione di tipo diffusivo, e cioè, fisicamente, sulla possibilità che le grandezze non si diffondano approssimativamente in più di una cella per step temporale di calcolo.



## 2.8 METODOLOGIE NUMERICHE PER LA MODELLAZIONE RANS/VOF

### 2.8.1 Descrizione generale dei modelli RANS/VOF

Attualmente esistono diversi codici numerici in cui sono implementati i modelli descritti in precedenza, ampiamente usati in generale nel campo della fluidodinamica computazionale e, nel particolare, in applicazioni di idraulica marittima con soddisfacenti risultati.

I modelli numerici comprendenti le equazioni di Navier-Stokes, integrati con modelli di turbolenza e con algoritmi di tracciamento della superficie (RANS / VOF), sono allo stato attuale ampiamente capaci di descrivere con dettaglio correttamente il comportamento dei fluidi a superficie libera che interagiscono con spiagge, strutture marittime, sia in 2D che in 3D.

Originariamente, il metodo RANS / VOF è stato sviluppato da Lin e Liu (1998), successivamente adoperato e affinato da diversi autori, è attualmente pienamente affidabile (ad esempio Christensen, 2006). Inoltre, esistono anche metodi si può dire innovativi, di tipo Lagrangiano come l'SPH (Smoothed Particle Hydrodynamic), che con molta probabilità saranno presto in grado di competere con i metodi di tipo euleriano. Anche se attualmente non c'è un'approfondita conoscenza per quel che riguarda le applicazioni ai problemi inerenti il moto ondoso, alcuni autori stanno sviluppando la tecnica in questo campo (Viccione et al 2008).

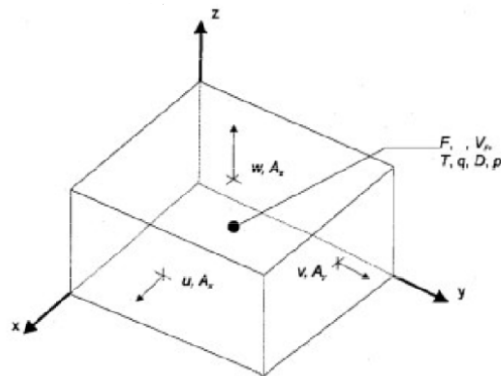
I software basati sul modello RANS / VOF più comunemente usati per calcoli di tipo marittimo sono il COBRAS (COrnell Breaking waves And Structures), sviluppato in origine da Lin (1998) presso la Cornell University e, da pochi anni a questa parte, il FLOW-3D sviluppato dalla Flow-Science (Chopakatla et al, 2008; Dentale et al 2008, 2009, 2010a-b, 2012, 2013 a-b).

Il lavoro di ricerca discusso in questa tesi è stato realizzato usando il software FLOW-3D, ampiamente testato dal gruppo MEDUS del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno. Come specificato nel seguito l'utilizzo del software è sempre stato preceduto da un'attenta analisi di sensibilità della griglia, di consistenza dei risultati al variare del modello di turbolenza utilizzato, nonché da un confronto con

le esperienze già maturate all'interno del gruppo di ricerca per l'ottimizzazione delle simulazioni in studio.

FLOW-3D utilizza un metodo VOF per il tracciamento della superficie libera (cfr paragrafo 2.5.1) e la funzione FAVOR (Fractional Area/Volume Obstacle Regions) per modellare geometrie complesse nel dominio di calcolo. La parte del volume o area occupata da un oggetto/ostacolo in ogni cella è definita all'inizio dell'analisi, così da calcolare la frazione di fluido contenuta in ogni cella. Le equazioni di continuità, quantità di moto e di trasporto sono formulate in funzione della funzione FAVOR per ogni cella, discretizzate

alle differenze finite. I valori che assumono le grandezze sono riferiti alla singola cella come mostrato in Figura 2.6: le componenti di velocità e le frazioni areali della cella sono riferite alle facce nelle tre direzioni, le altre grandezze al centro della cella (pressione (P), densità ( $\rho$ ), frazione di fluido (F), energia interna (I), turbolenza (q), dissipazione (D) e viscosità ( $\mu$ )).



**Figura 2.6** Ubicazione delle variabili in una generica cella della griglia di calcolo

La procedura di base per l'avanzamento della soluzione nel tempo mediante uno step temporale  $dt$  consiste in tre passi:

- è usata una discretizzazione esplicita delle equazioni di Navier-Stokes per calcolare la distribuzione delle velocità al tempo successivo usando le condizioni iniziali o i valori dell'intervallo temporale precedente;
- per soddisfare l'equazione di continuità le pressioni sono corrette iterativamente in ogni cella e le variazioni di velocità, indotte dai cambiamenti delle pressioni, sono aggiunte a quelle calcolate allo step precedente. E' necessaria un'iterazione perché il cambiamento delle pressioni di una cella sbilancia i valori delle sei celle adiacenti;

- infine, quando c'è un problema di superficie libera o un'interfaccia tra fluidi diversi, viene utilizzata l'equazione dell'algorithm VOF per dare la nuova configurazione del fluido.

### 2.8.2 Procedura di simulazione

Le fasi di base della procedura di simulazione sono le seguenti:

1. creare o importare il file per definire la geometria del problema in studio;
2. creare la griglia di calcolo coerentemente alla geometria degli ostacoli;
3. specificare le condizioni al contorno;
4. specificare il tipo di fluido, le condizioni iniziali, i modelli numerici da attivare per il calcolo (ad es. turbolenza);
5. selezionare le opzioni di output (ad es. intervallo di campionamento dei risultati);
6. regolare i parametri associati ai metodi numerici (controllo passo temporale, controlli solutore esplicito/implicito, etc.);
6. regolare i parametri associati ai metodi numerici (controllo passo temporale, controlli solutore esplicito/implicito, etc.);
7. avviare il solutore;
8. verificare la correttezza della soluzione ottenuta.

### 2.8.3 Generazione del moto ondoso

La generazione del moto ondoso è un aspetto fondamentale, ampiamente studiato, sia per gli esperimenti fisici in vasca che per quelli numerici.

Nella modellazione fisica di laboratorio si utilizza una strumentazione abbastanza sofisticata di cui l'ondogeno rappresenta la parte fondamentale. Sono meccanismi costituiti da un sistema di palette o di pistoni che con il loro movimento, controllato da un software, producono l'agitazione ondosa.

Sono sostanzialmente di due tipi: flap motion e piston paddle motion.

I primi sono costituiti da pale incernierate superiormente o inferiormente che con il loro movimento inducono all'acqua una velocità sia in direzione verticale che orizzontale; i secondi sono formati da pistoni a comando idraulico, in uno o più elementi, che possono spostarsi solo in

orizzontale. L'utilizzo dell'uno o dell'altro tipo è dettato dalle condizioni in cui viene effettuata la sperimentazione e dalle caratteristiche del fenomeno da riprodurre. Ad esempio per strutture con elevati livelli d'acqua, quindi di acque alte, è più opportuno utilizzare il flap motion dato che il movimento delle particelle d'acqua è praticamente concentrato in superficie; nel caso di acque basse invece il piston paddle motion è più efficiente in quanto fornisce una velocità costante lungo la verticale, come si ottiene dalla teoria.

Nelle simulazioni numeriche ci sono due possibilità diverse per modellare la generazione del moto ondoso. La prima opzione è quella di generare le onde definendo nelle celle di calcolo iniziali del dominio l'elevazione della superficie libera,  $\eta$ , e le due componenti (orizzontale e verticale) della velocità della particella d'acqua. In alternativa, le onde possono essere generate utilizzando un oggetto solido che si può spostare orizzontalmente e/o ruotare su diversi assi, imitando proprio il comportamento di un paddle fisico da laboratorio.

Il primo metodo è quello di cui si è fatto uso nel presente lavoro di tesi.

#### **2.8.4 Generazione del moto ondoso usando la teoria descrittiva delle onde lineari**

Come accennato in precedenza, il software ha implementato un generatore ondoso interno che si basa sulla teoria descrittiva delle onde. L'onda è generata imponendo sostanzialmente le componenti di velocità al confine del dominio di calcolo da cui entra il flusso. Possono essere usate diverse teorie per descrivere l'onda in ingresso, la più semplice è la teoria lineare (onda di Airy), assumendo però che possono essere generate con buona precisione solo le onde di piccola ampiezza, ammettendo un margine di errore crescente al crescere dell'altezza d'onda simulata.

Come mostrato nella figura seguente, l'onda lineare entrante nel dominio di calcolo si assume provenire da un serbatoio a fondo piatto, quindi completamente sviluppata. L'onda lineare è caratterizzata dalla ampiezza d'onda  $A$ , la lunghezza d'onda  $L$ , la frequenza  $\omega$  ed il numero d'onda  $k=2\pi/L$ .

L'evoluzione della superficie libera di un'onda può essere descritta in funzione della coordinata in direzione verticale:

$$z = \eta(x, t)$$

Con:

$$\eta(x, t) = A \cos(kx - \omega t + \varphi)$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di sfasamento.

La teoria lineare delle onde è basata sulle seguenti ipotesi:

- fluido incomprimibile, inviscido, flusso irrotazionale bidimensionale;
- l'onda viene generata in acqua ferma (non ci sono correnti);
- approssimazione di Stokes: l'ampiezza dell'onda ( $A$ ) è piccola in confronto alla profondità dell'acqua ( $d$ ) e alla lunghezza d'onda ( $L$ ).

Con le ipotesi precedenti, il problema delle onde può essere ridotto ad un'equazione di Laplace, la cui soluzione è data da:

$$\phi(x, y, t) = \frac{A\omega \cosh[k(z+d)] \sin(kx - \omega t + \varphi)}{k \sinh(kd)}$$

dove  $\phi$  è la funzione potenziale.

Le componenti orizzontali e verticali della velocità del fluido possono essere determinate come:

$$u(x, y, t) = \frac{A\omega \cosh[k(z+d)] \cos(kx - \omega t + \varphi)}{\sinh(kd)}$$

$$w(x, y, t) = \frac{A\omega \cosh[k(z+d)] \sin(kx - \omega t + \varphi)}{\sinh(kd)}$$

La velocità dell'onda  $c = \omega/k$  si esprime come:

$$c^2 = \frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

dove  $d$  è la profondità media del fluido.

Questa relazione implica che la frequenza dell'onda e la lunghezza dell'onda non sono indipendenti ma sono correlate come:

$$\omega^2 = \frac{2\pi g}{L} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

L'utente può specificare la frequenza dell'onda o la lunghezza dell'onda da generare, l'altra quantità sarà calcolata automaticamente dal codice. Una volta che l'onda è entrata nel dominio di calcolo, la superficie inferiore del dominio può essere di forma generica, non più piatta, nel

qual caso l'onda subirà i relativi processi di trasformazione deviando dai risultati della teoria lineare.

## 3 IL MODELLO NUMERICO 3D

### 3.1.1 Lo stato dell'arte nella modellazione numerica dell'interazione tra il moto ondoso e le strutture costiere

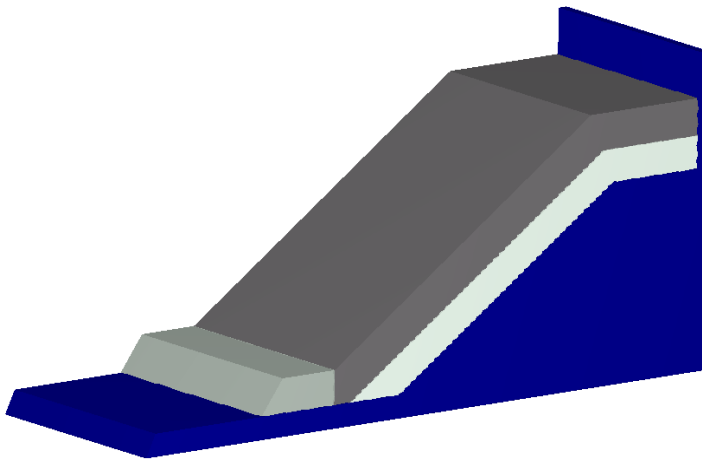
Le strutture costiere, e specialmente le barriere frangiflutti, sono normalmente progettate utilizzando formule ben collaudate e test fisici in scala di laboratorio.

Nell'ultimo decennio la simulazione numerica 2D e 3D delle equazioni di Navier Stokes è stata sviluppata al punto che ora può essere utilizzata come strumento di progettazione per sostituire o integrare prove realizzate in vasca. I riferimenti su questo argomento sono troppi per essere esaminati in dettaglio, ma può essere utile richiamare alcuni interessanti esempi di come questi problemi sono stati affrontati sia fisicamente che numericamente (Chi Yang et al., 2010; Lara et al, 2006; Garcia et al, 2004; Greben et al, 2008; Losada et al , 2008; Lin e Liu, 1998, Giarrusso et al, 2003).

Le barriere frangiflutti sembrano però sfidare ancora le possibilità di calcolo, a causa della complessità geometrica e idrodinamica del problema. L'acqua scorre attraverso gli interstizi all'interno dei blocchi ed il flusso presenta caratteristiche altamente non stazionarie, i fenomeni di turbolenza, l'interazione con il trasporto solido e la geometria complessa degli interstizi stessi, rendono di difficile valutazione numerica il fenomeno (Koutandos et al. 2006a , b).

La prassi attuale per affrontare questo problema ha finora seguito due approcci distinti: il primo e più semplice si basa sul presupposto che, anche se la presenza dei massi all'interno della barriera frangiflutti influenza il fenomeno globale a causa della sua forma esterna, il flusso all'interno di essa non influenza l'idrodinamica complessiva. Quindi, la barriera è considerata come un singolo blocco impermeabile all'interno del dominio di calcolo, trascurando gli effetti della porosità; le equazioni sono discretizzate alle differenze finite su una rete senza nodi di calcolo all'interno della struttura. Tale approccio è ormai considerato obsoleto ed

è stata sviluppata, con buoni risultati, una seconda metodologia, nell'ambito della quale si assume che all'interno dello strato di mantellata esterna il flusso può essere trattato come un moto di filtrazione all'interno di un "mezzo poroso", ovvero utilizzando, all'interno della mantellata, per la valutazione del flusso, le equazioni che trattano la filtrazione (Darcy o Forchheimer, se la perdita di carico è lineare o quadratica, rispettivamente).



**Figura 3.1** Approccio di mezzo poroso ad una barriera frangiflutti emersa

Tale approccio è stato utilizzato in Hsu et al. (2002), successivamente implementato nel codice numerico COBRAS e infine perfezionato da Lara et al. (2006).



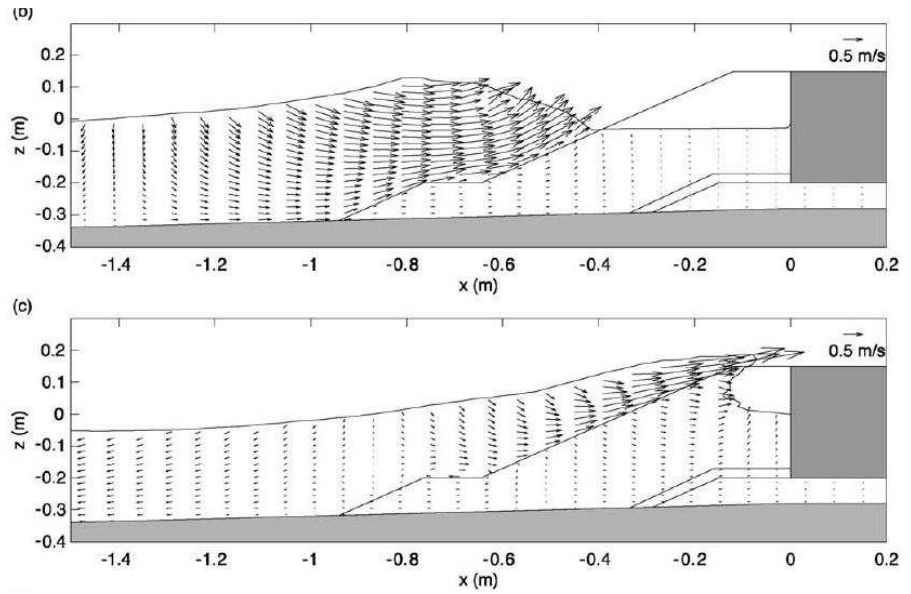


Figura 3.2 Hsu et al. 2002

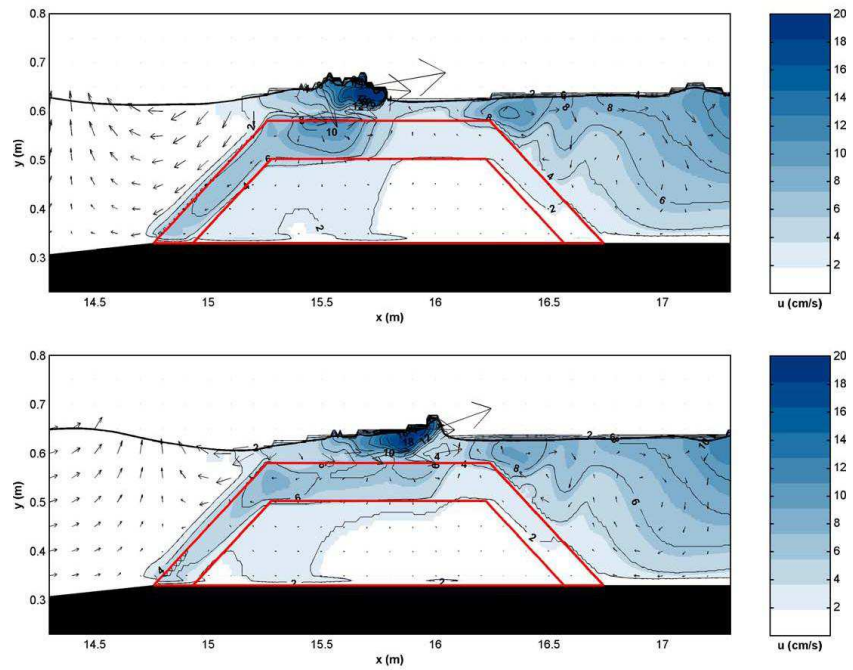


Figura 3.3 Lara et al. 2006

I risultati ottenuti con questi tipi di modellazione, benché sicuramente più affidabili rispetto a quelli ottenuti attraverso il modello di blocco impermeabile, presentano una serie di inconvenienti. Prima di tutto, questo approccio trascura gli aspetti convettivi del flusso e la struttura di turbolenza ed è fortemente dipendente dei parametri numerici delle equazioni di filtrazione  $\epsilon$ , di conseguenza, richiede un'attenta e scrupolosa calibrazione empirica dei parametri legati alla permeabilità.

Solo recentemente sono stati fatti seri tentativi per modellare dettagliatamente l'idrodinamica che si sviluppa all'interno di barriere frangiflutti sulla base della loro geometria reale utilizzando tecniche digitali avanzate: in particolare utilizzando una griglia computazionale abbastanza fitta, un numero adeguato di nodi computazionali si trova all'interno degli interstizi della mantellata esterna della diga, in modo da ottenere una soluzione completa delle equazioni idrodinamiche, includendo così gli effetti convettivi ed eventualmente consentendo di risolvere anche la struttura turbolenza.

Tutti questi aspetti non possono essere presi in considerazione con l'approccio classico di mezzo poroso, che risulta inadeguato in questo tipo di situazioni.

Un lavoro pionieristico sulla simulazione del flusso all'interno degli interstizi (anche definito FWAU - Flow Within the Armour Units) della mantellata è stato effettuata utilizzando il metodo RANS - VOF (Dentale et al. 2008, 2012, 2013 a-b), (Cavallaro et al, 2012. ); inoltre è stato applicato un modello SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) a questo problema da Altomare et al. (2012), mentre un approccio in qualche modo simile, sviluppato tramite tecniche CFD negli interstizi, viene tentato da Xiang et al. (2012).

In questo capitolo viene introdotto il modello numerico 3D, dalla ricostruzione delle strutture tridimensionali attraverso software di tipo CAD, alla costruzione del dominio di calcolo, alla scelta degli attacchi d'onda da simulare per ciascuna tipologia di struttura implementata.

### **3.1.2 Il modello 3D: la ricostruzione delle strutture 3D in ambiente CAD**

L'approccio numerico innovativo sviluppato nel presente lavoro di tesi è basato sul principio tridimensionale del problema dell'interazione tra il moto ondoso e le barriere frangiflutti, in quanto la struttura geometrica degli interstizi tra i blocchi presenta intrinsecamente una struttura

spaziale molto complessa; alcuni tentativi di questo tipo, con approcci però bidimensionali sono stati realizzati da Dentale et al. (2009).

La ricostruzione della barriera frangiflutti è realizzata utilizzando un software di tipo CAD per la modellazione di geometrie 3D; è stata preliminarmente elaborata una base di dati relativi alla ricostruzione in 3D di rocce naturali, ricostruite come sfere di vari diametri o come blocchi sagomati in modo casuale, e di blocchi artificiali come il Cubo, il Cubo modificato, il Tetrapodo, l'Accropode™, il Core-loc™, il Seabee e l'Xbloc®.

In particolare, dalle schede tecniche degli elementi artificiali (Figura 3.4), viene ricostruito il masso stesso in 3D (Figura 3.5).

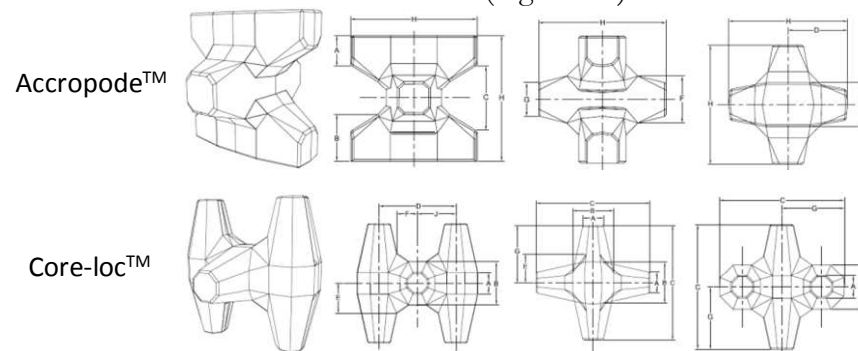


Figura 3.4 Alcuni esempi di schede tecniche relative a massi artificiali

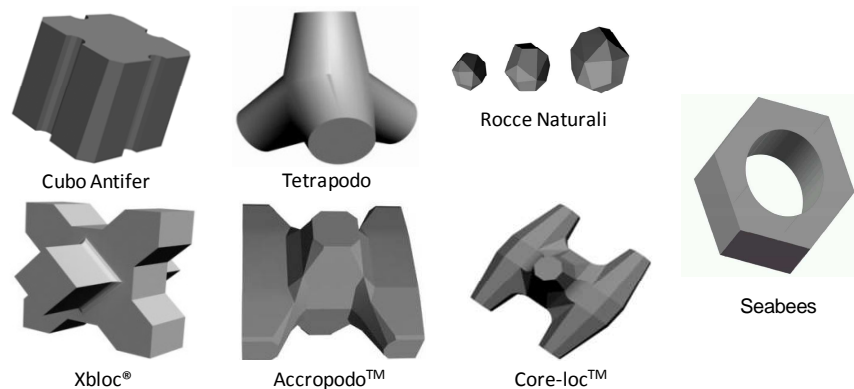


Figura 3.5 Alcuni esempi di ricostruzione in 3D di massi naturali ed artificiali

Le barriere frangiflutti sono quindi ricostruite numericamente sovrapponendo singoli blocchi nel rispetto delle condizioni di gravità,

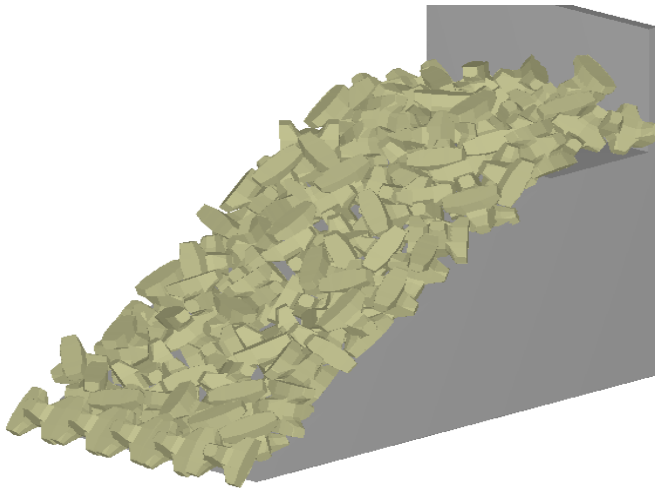
collisione ed attrito, secondo la geometria reale, attraverso un procedimento in tutto simile a quelli implementati nelle costruzioni reali o per i test di laboratorio.

Lo schema del classico frangiflutti viene ricostruito in ambiente CAD con il seguente schema:

- Un nucleo impermeabile;
- Uno strato filtro in pietre naturali;
- Una protezione al piede in massi naturali;
- Uno strato di armatura in massi naturali o artificiali ricostruito nel rispetto delle condizioni di collisione, gravità e forze d'incastro relative; la pendenza dello strato di armatura è di  $2/3$  in conformità con le prescrizioni costruttive per i blocchi artificiali, fatta eccezione per due tipologie di strutture con mantellata in Accropodi in cui vengono sviluppate delle barriere con pendenze, rispettivamente, di  $1/2$  e di  $1/1$  allo scopo di verificare l'incidenza della pendenza della barriera sulla variazione dei parametri di run up e coefficiente di riflessione.

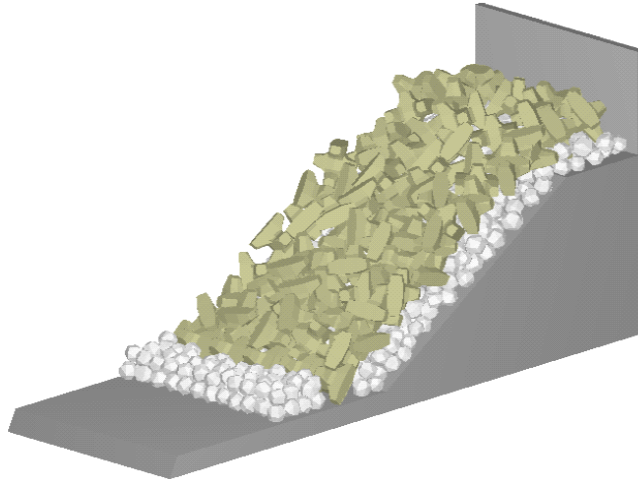
Vengono ora presentate le strutture ricostruite in 3D con le relative caratteristiche.

- 1) Struttura con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup>, senza strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a  $2/3$ :



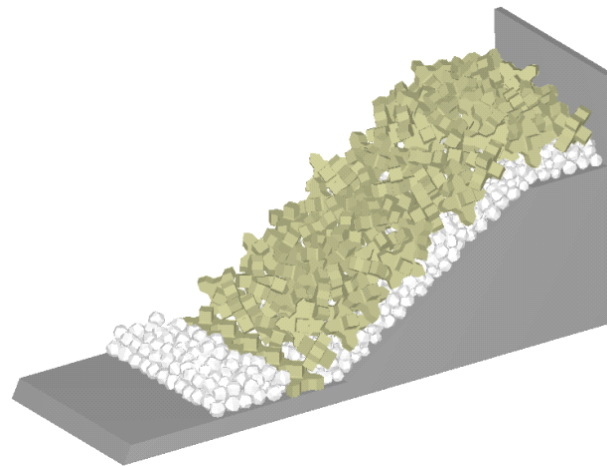
**Figura 3.6** Struttura 3D con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup> senza strato filtro e protezione al piede - pendenza  $2/3$

2) Struttura con mantellata in Accropodi™, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3:



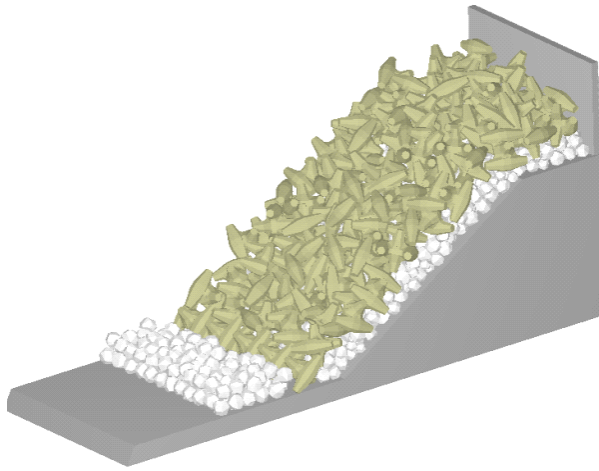
**Figura 3.7** Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

3) Struttura con mantellata in Xbloc®, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3:



**Figura 3.8** Struttura 3D con mantellata in Xbloc® dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

- 4) Struttura con mantellata in Core-loc™, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3:



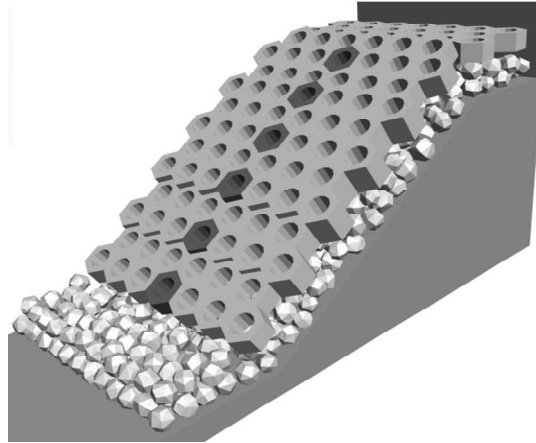
**Figura 3.9** Struttura 3D con mantellata in Core-loc™ con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

- 5) Struttura con mantellata in Tetrapodi, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3:



**Figura 3.10** Struttura 3D con mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

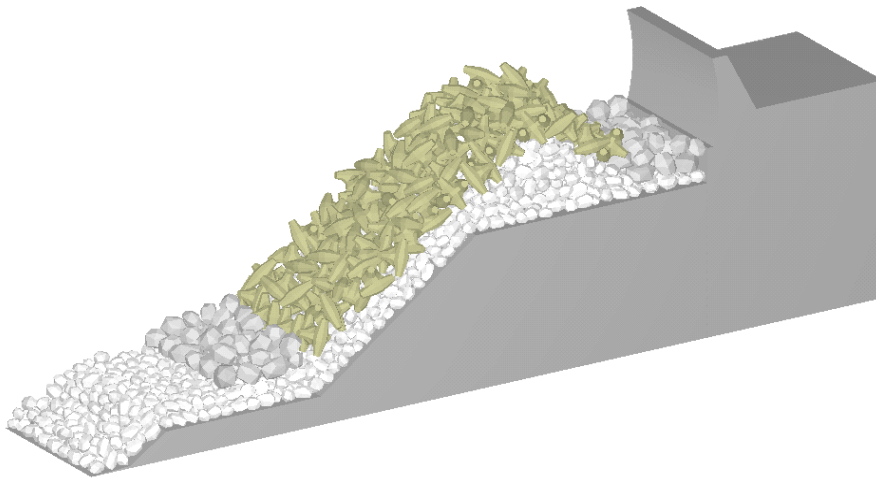
6) Struttura con mantellata in Seabees, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3:



**Figura 3.11** Struttura 3D con mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

7) Struttura con mantellata in massi naturali, rappresentativa di una barriera posta nel porto di Livorno, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/3:

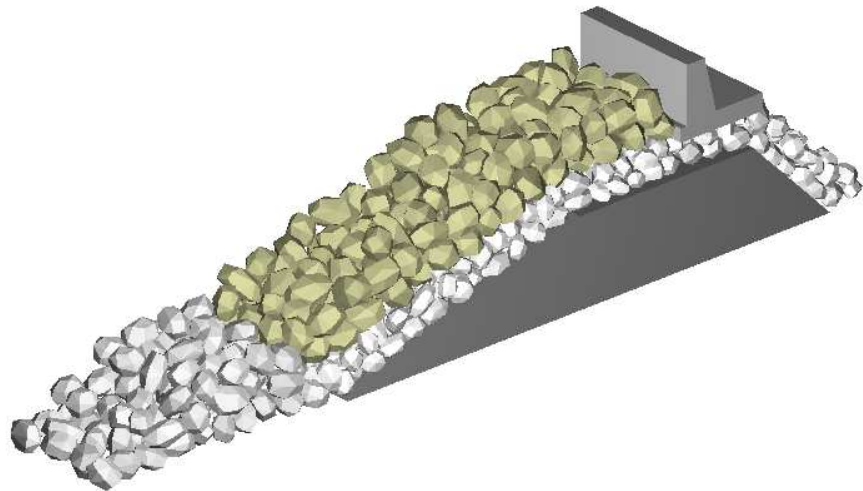
8) Struttura con mantellata in Core-loc<sup>TM</sup>, con strato filtro e protezione al piede, pendenza pari a 2/3, e dotata di una vasca di dissipazione delle portate di tracimazione; tale struttura riproduce la diga di Gela (Sicilia) sulla quale sono state effettuate delle prove relative alla portata di overtopping.



**Figura 3.12** Struttura 3D con mantellata in Core-loc dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3

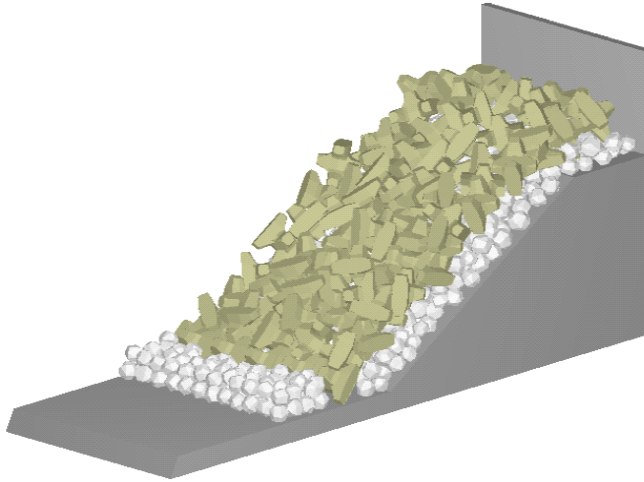


9) Struttura con mantellata in massi naturali, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a  $1/3$ , rappresentativa della diga di Sant'Erasmo (Sicilia), sulla quale sono state effettuate delle prove per la valutazione della portata di overtopping poi confrontate con test di laboratorio sviluppati presso il laboratorio di ingegneria costiera dell'Università degli Studi di Catania.



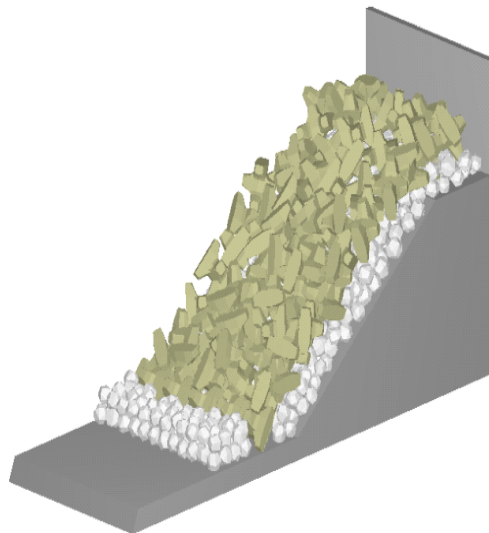
**Figura 3.13** Struttura 3D con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza  $1/3$

10) Struttura con mantellata in Accropodi™, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/2:



**Figura 3.14** Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/2

11) Struttura con mantellata in Accropodi™, dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/1:



**Figura 3.15** Struttura 3D con mantellata in Accropodi™ dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/1

### 3.1.3 Definizione delle caratteristiche della griglia di calcolo all'interno del software FLOW 3D®

Una volta che la geometria del frangiflutti è stata definita, la sua configurazione geometrica viene importata nel sistema CFD. Il software FLOW-3D® (prodotto dalla Flow Science) è stato utilizzato per tutti i calcoli presentati nel presente elaborato; come molti altri sistemi CFD impiegati per compiti simili, FLOW-3D® si basa sulle equazioni RANS (Reynolds Averaged Navier - Stokes) combinate con il metodo Volume of Fluid (VOF), ampiamente descritto all'interno del secondo capitolo, per applicare le corrette condizioni al contorno (Hirt e Nichols, 1981). Esso è stato testato per problemi di idrodinamica costiera, come mostrato in Chopakarla et al. (2008), Dentale et al. (2008), (2009), (2012). FLOW-3D®, così come altri sistemi software RANS/VOF, incorpora anche una procedura numerica per definire regioni geometriche all'interno delle griglie rettangolari, e ciò risulta essenziale per la costruzione della geometria del blocco frangiflutti. Il modello di turbolenza associato alle equazioni RANS è il modello RNG (cfr. Paragrafo 2.4.2) per tutte le simulazioni presentate in questo studio.

E' stato, dunque, costruito un canale numerico per effettuare gli esperimenti descritti in seguito; la sua sezione trasversale è piuttosto convenzionale, la lunghezza è pari a 170m in direzione x, 4.5m in direzione Y e 18m in direzione z. La profondità dell'acqua (d) in condizioni di quiete è di 6m.

Il dominio di calcolo è suddiviso in due sotto-domini (Figura 3.16): in un caso tipico di prova, dopo opportuni criteri di convergenza mostrati da Russo (2012), la maglia 1 (maglia generale), per tutti i calcoli sviluppati all'interno di questo studio, è costituita da 243.000 celle della misura di 0.50x0.50x0.20m ciascuna, mentre la maglia locale (maglia 2) è costituita da 3.240.000 celle della misura di 0.10x0.10x0.10m ciascuna. Poiché le interazioni idrodinamiche più complesse avvengono all'interno della mantellata, laddove il fluido si infila all'interno degli interstizi presenti tra i blocchi, risulta evidente la motivazione per cui la maglia 2 presenta un numero di celle più elevato con dimensioni inferiori per ciascuna cella, al fine di ottenere un numero elevato di nodi di calcolo all'interno degli interstizi stessi (Figura 3.17).

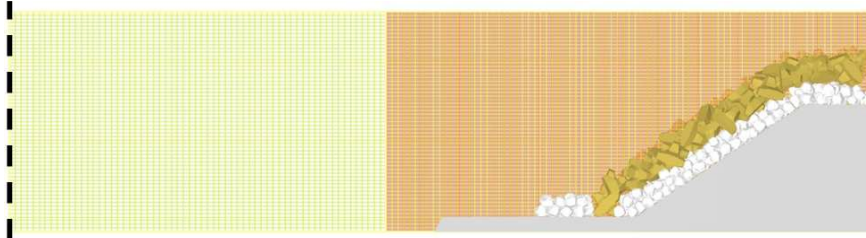


Figura 3.16 Esempio di canale numerico suddiviso in due maglie di calcolo

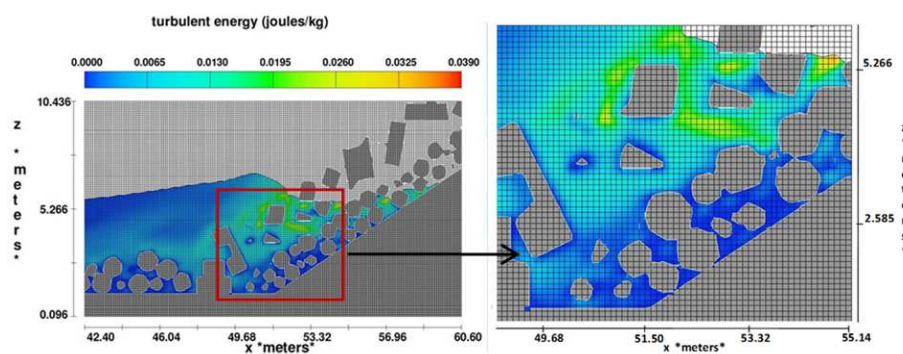
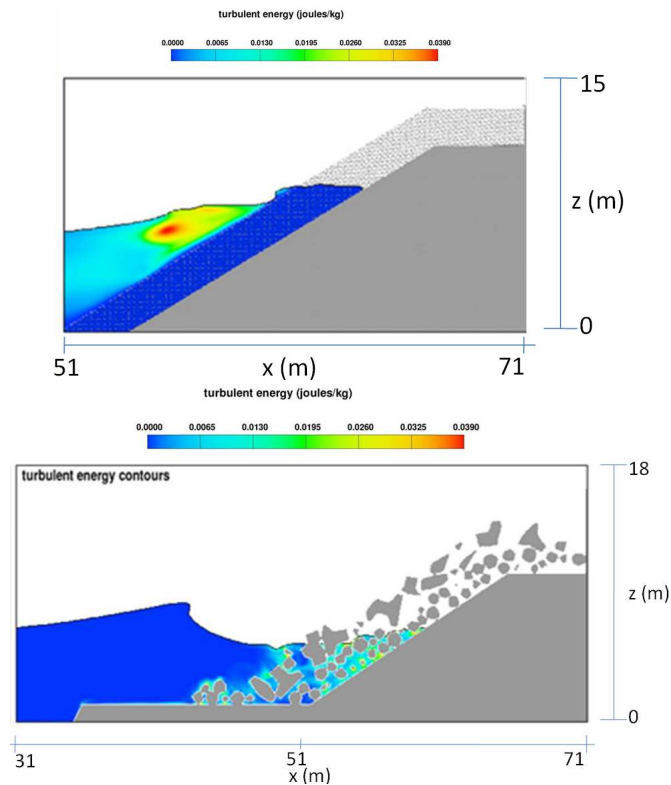


Figura 3.17 Istantanea dell'energia cinetica turbolenta all'interno della maglia di calcolo locale – Nodi di calcolo presenti negli interstizi tra i blocchi

L'onere computazionale è naturalmente significativo: il tempo di calcolo necessario per una simulazione di 300 secondi in tempo reale è di circa 12 ore con una macchina dotata di processore Intel(R)core (TM) i7 con CPU 2.67GHz.

Nelle figure Figura 3.17 e Figura 3.18 sono mostrati i risultati relativi all'energia turbolenta, in particolare nella prima è mostrata la griglia di calcolo per il modello 3D, mentre nella seconda viene presentato un confronto tra ciò che accade, in termini di energia turbolenta, nel modello di mezzo poroso e ciò che invece si verifica nel modello 3D.



**Figura 3.18** Confronto tra l'energia cinetica turbolenta che si sviluppa nel modello di "mezzo poroso" (sopra) e quella che si sviluppa nel modello 3D (sotto)

L'energia cinetica turbolenta deve svilupparsi all'interno del flusso negli interstizi dei blocchi, soprattutto a causa dei forti gradienti di velocità. Questo influenza l'evoluzione dell'onda sulla barriera frangiflutti, dando luogo ad una forma diversa da quella ottenuta con il modello di "mezzo poroso", che, ovviamente, non solo non può ricostruire gli effetti dinamici all'interno dello strato permeabile, ma produce anche una struttura di turbolenza completamente diversa da quella reale e tutta al di fuori della mantellata esterna della barriera ( Figura 3.18) .

L'obiettivo finale della procedura numerica 3D è quello di realizzare uno strumento di progettazione a supporto della modellazione fisica e completamente esaustivo in fase di progettazione preliminare. Attualmente, l'unico metodo per effettuare la validazione del modello numerico 3D oggetto del presente elaborato, è quello di fare uso di

parametri globali (coefficienti di riflessione e valori di run up), circa i quali siano disponibili molti dati sperimentali in letteratura.

### 3.1.4 Definizione degli attacchi d'onda

Una volta che la geometria della struttura è stata importata nel software CFD e sono state impostate le dimensioni delle maglie di calcolo e relative celle, sono stati definiti gli attacchi d'onda da simulare. Gli spettri energetici relativi agli attacchi d'onda sono sempre di tipo Jonswap.

In particolare sono state definite due tipologie di attacco d'onda, la prima di tipo regolare, per la simulazione della quale vengono inseriti come parametri in ingresso l'altezza significativa ed il periodo dell'onda, la seconda, di tipo irregolare, per la simulazione della quale sono stati inseriti nel software CFD, quali parametri in ingresso, il valore del Fetch geografico e quello della velocità del vento.

Le caratteristiche generali degli attacchi d'onda simulati sono riassunte nelle due tabelle che seguono.

**Tabella 3.1** Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare

<b>ID Simulazione</b>	<b>Hs (m)</b>	<b>T (s)</b>	<b>Durata Simulazione (s)</b>
RS1	1.00	3.43	120
RS2	1.00	4.29	120
RS3	1.00	5.15	120
RS4	1.50	4.20	120
RS5	1.50	5.25	120
RS6	1.50	6.30	120
RS7	2.00	4.85	120
RS8	2.00	6.06	120
RS9	2.00	7.28	120
RS10	2.50	5.42	120
RS11	2.50	6.78	120
RS12	2.50	8.14	120
RS13	2.75	5.69	120
RS14	2.75	7.11	120
RS15	2.75	8.53	120
RS16	3.50	6.15	120
RS17	3.50	8.02	120
RS18	3.50	9.63	120

Tabella 3.2 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo irregolare

<b>ID Simulazione</b>	<b>Fetch (km)</b>	<b>U (m/s)</b>	<b>Durata Simulazione (s)</b>
IS1	5	30	300
IS2	5	40	300
IS3	5	50	300
IS4	20	15	300
IS5	20	20	300
IS6	20	25	300
IS7	20	30	300
IS8	20	40	300
IS9	100	6	300
IS10	100	9	300
IS11	100	12.5	300
IS12	100	16	300
IS13	100	20	300
IS14	250	5	300
IS15	250	8	300
IS16	250	12	300
IS17	250	16	300
IS18	500	3	300
IS19	500	5	300
IS20	500	7	300

Si rammenta che il software risolve le equazioni RANS, il modello di turbolenza utilizzato per tutte le simulazioni sviluppate è l'RNG.

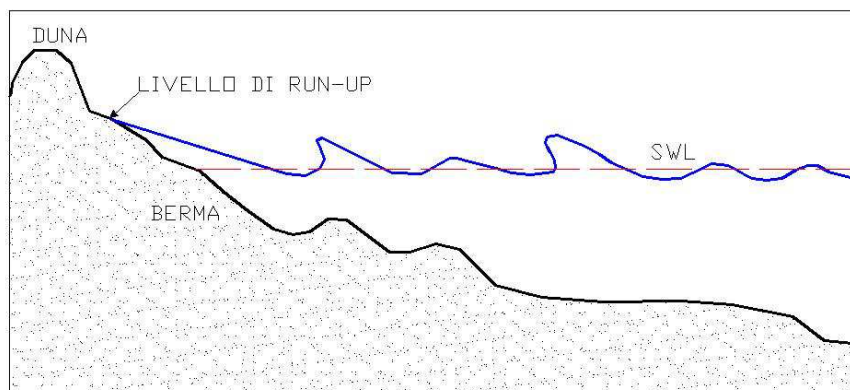




## 4 LE FORMULE DI LETTERATURA E LE PROVE SPERIMENTALI UTILIZZATE PER LA VALIDAZIONE

### 4.1 IL FENOMENO DEL RUN UP E LE FORMULE DI LETTERATURA PER DETERMINARLO

Il fenomeno del frangimento comporta una traslazione in avanti della massa d'acqua in arrivo verso la costa, innescando la formazione di un risalto idraulico che "risale" la parete della spiaggia o il paramento esterno di una struttura costiera. Tale risalita dell'acqua viene definita col nome di run-up  $R_u$ , che consiste nella massima elevazione verticale rispetto al livello marino in quiete raggiunta dall'acqua stessa durante la sua risalita.



Il run-up di una singola onda appartenente ad un treno d'onde irregolari è di gran lunga influenzato dagli effetti delle onde precedenti e seguenti l'onda stessa. Tale processo rende lo studio del suddetto fenomeno assai complesso.

In fase progettuale la quota dell'opera viene stabilita in funzione della destinazione d'uso della stessa (protezione di un litorale o di un bacino portuale), ovvero *tracimabile* o meno, e viene calcolata in funzione dell'altezza di risalita dell'onda sul paramento della struttura (*run-up*).

#### 4.1.1 Formule di letteratura per il calcolo Run-up.

In letteratura esistono numerose formule empiriche, basate sui modelli fisici, che consentono di calcolare l'altezza massima di risalita dell'onda; ciascuna formula risulta più idonea a seconda della tipologia di onda (regolare o irregolare), delle caratteristiche della struttura o della costa su cui l'onda stessa va a frangersi, ma tutte presentano una struttura piuttosto simile.

Nel presente elaborato, per l'analisi della risalita del moto ondoso su barriere emerse, sono state impiegate le seguenti formule di letteratura:

- **FORMULA DI MASE (1989)**

La formula di Mase è applicabile nel caso di onde random per le spiagge, la sua espressione generale è del tipo:

$$\frac{R_{ux\%}}{H_0} = a\xi^b$$

A seconda che si voglia calcolare il run up medio, al 2%, al 10 % o ad 1/3, i coefficienti a e b assumono diversi valori per cui le formule relative ai quattro valori di run up considerati sono espresse come segue:

$$\frac{R_{1/10}}{H_0} = 1,70 \times \xi^{0,71}$$

$$\frac{R_{2\%}}{H_0} = 1,86 \times \xi^{0,71}$$

$$\frac{R_{medio}}{H_0} = 1,88 \times \xi^{0,69}$$

$$\frac{R_{1/3}}{H_0} = 1,38 \times \xi^{0,70}$$

Dove:

- $Ru_{medio}$  (m): valore di run-up corrispondente alla media di tutti i valori di run up analizzati;
- $Ru_{2\%}$  (m): media del 2% più alto dei valori di run up determinati;
- $Ru_{10\%}$  (m): media del 10% più alto dei valori di run up determinati;
- $Ru_{1/3}$  (m): media del terzo più alto dei valori di run up determinati;
- $H_0 = H_i$  (m): altezza d'onda incidente
- $\xi$ : coefficiente di Irribarren valutabile tramite la seguente relazione:

$$\xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}}$$

nella quale:

- $\tan(\beta)$ : pendenza della struttura;
- L (m): lunghezza d'onda calcolata mediante la seguente relazione implicita:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

Con T periodo dell'onda.

- **FORMULA DI ACES (1975)**

Si tratta di un metodo empirico utilizzato per valutare la risalita di un'onda su strutture emerse, basato sulla funzione non lineare del parametro di Irribarren ( $\xi$ ).

$$R = H_i \left( \frac{a\xi}{1 + b\xi} \right)$$

Dove:

- $R=Ru^{1/3}$  (m): media del terzo più alto dei valori di run up determinati;
- $H_i$  (m): altezza d'onda incidente;
- a e b : parametri tabellati che dipendono dal tipo di armatura primaria;
- $\xi$ : coefficiente di Irribarren valutabile come segue:

$$\xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}}$$

dove:

- $\tan(\beta)$ : pendenza della struttura;
- L (m): lunghezza d'onda calcolata mediante la seguente relazione implicita:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

Con T periodo dell'onda.

- **FORMULA DI HUNT (1959)**

La formula di Hunt fu dedotta per un'onda su pendii lisci e si presenta nella seguente forma:

$$\frac{R}{H} = \frac{\tan \vartheta}{\left(\frac{H}{L_0}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

Dove:

- $R = Ru_{1/3}$  (m): media del terzo più alto dei valori di run up determinati;
- $H = H_i$  (m): valore dell'altezza d'onda incidente;
- $\vartheta$ : angolo del pendio del frangente espresso in gradi;
- $L_0 = L$  (m): lunghezza d'onda calcolata mediante la seguente relazione implicita:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

nella quale T è il periodo dell'onda.

- **FORMULA DI LOSADA E GIMENEZ- CURTO (1981)**

Losada e Curto presentarono la formula seguente per calcolare il run-up di un'onda su pendii grezzi.

$$\frac{R_u}{H} = A[1 - \exp(-B\xi)]$$

- $R_u = Ru_{1/3}$  (m): media del terzo più alto dei valori di run up determinati;
- $H = H_i$  (m): valore dell'altezza d'onda incidente;
- A e B sono due parametri sperimentali tabellati;
- $\xi$ : coefficiente di Irribarren  $\rightarrow \xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}}$

dove:

$\tan(\beta)$ : pendenza della struttura;

L: lunghezza d'onda  $\rightarrow L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$ , con T periodo dell'onda.

• **FORMULA DI VAN DER MEER E STAM (1992)**

La formula per il calcolo della risalita dell'onda su pendii grezzi proposta da Van der Meer e Stam nel 1992, nel caso di strutture permeabili assume la seguente forma:

$$\frac{R_{ux\%}}{H_s} \leq d$$

Tale formula empirica è ricavata da prove sperimentali effettuate mediante l'utilizzo di onde irregolari.

A seconda che si voglia calcolare il run up medio, al 2%, al 10 % o ad 1/3, il coefficiente sperimentale d (tabellato) assume diversi valori per cui la formula generale può essere espressa come segue:

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 1,97; \quad \frac{R_{1/10}}{H_s} = 1,45; \quad \frac{R_{medio}}{H_s} = 0,82; \quad \frac{R_{1/3}}{H_s} = 1,35;$$

Dove:

- $Ru_{medio}$  (m): valore di run-up corrispondente alla media di tutti i valori di run up analizzati;
- $Ru_{2\%}$  (m): media del 2% più alto dei valori di run up determinati;
- $Ru_{10\%}$  (m): media del 10% più alto dei valori di run up determinati;
- $Ru_{1/3}$  (m): media del terzo più alto dei valori di run up determinati;
- $H_s = H_i$  (m): altezza d'onda incidente.

• **FORMULA DI BURCHART, VAN DER MEER (1998)**

Recentemente è stata pubblicata da Burchart e Van der Meer, un'espressione generale per valutare il run-up nel caso di onde irregolari.

$$\frac{R_{ux\%}}{H_s} = (A\xi + C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$$

Dove:

- $\xi$ : coefficiente di Irribarren  $\rightarrow \xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}}$ ,
- $\tan(\beta)$ : pendenza della struttura;
- L (m): lunghezza d'onda  $\rightarrow L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$ , con T periodo dell'onda;

- A e B sono coefficienti che dipendono da  $\xi$  :  
per  $2,5 < \xi < 9$   $\rightarrow A = -0,2 ; B = 4,5$ ;
  - $R_{ux\%} = Ru_{2\%}$  (m): media del 2% più alto dei valori di run up determinati;
  - $\gamma_r$ : coefficiente di riduzione dipendente dalla rugosità della superficie assunto pari a 0,55;
  - $\gamma_b, \gamma_h, \gamma_\beta$  : coefficienti dipendenti dalla berma, dalla profondità delle acque e dall'angolo d'incidenza delle onde, assunti pari ad 1.
- La precedente espressione si riduce dunque a :

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = (-0,2\xi + 4,5)$$

## 4.2 IL PROBLEMA DELLA RIFLESSIONE DELLE ONDE ED IL METODO DI GODA E SUZUKI PER SEPARARE L'ALTEZZA D'ONDA INCIDENTE DA QUELLA RIFLESSA

La progettazione dei frangiflutti si basa sulla necessità di un'onda accettabile nel porto e nell'entrata del porto. Tuttavia, il comportamento complesso di onde che si propagano in un bacino più o meno chiuso rende il progetto di moli e frangiflutti non banale.

Al fine di valutare quale sia il clima d'onda che si instaura all'interno del bacino chiuso si utilizzano dei modelli di tipo fisico o di tipo numerico; affinché tali modelli forniscano risultati attendibili è necessario impostare correttamente le condizioni al contorno, ciò viene reso difficoltoso dagli effetti di scala intrinseci nel modello.

I parametri che si è interessati a conoscere al fine di determinare il clima d'onda all'interno del bacino chiuso sono: il trasporto, l'assorbimento e la riflessione. Inoltre, nel caso della progettazione di una barriera frangiflutti emersa, quale è il caso di specie, è necessario conoscere anche quale sia l'altezza di risalita dell'onda lungo il paramento, ovvero il run up dell'onda stessa.

Al fine di fornire caratteristiche di riflessione corrette nel modello è necessario conoscere le vere caratteristiche della riflessione per la struttura oggetto di studio.

Il campo d'onda su una struttura è infatti definito tramite due onde: l'onda incidente e quella riflessa. Poiché non è possibile misurare l'onda

incidente e poi quella riflessa, sono necessari dei metodi che ne consentano la separazione.

Si opera su un modello numerico, in tutto simile ad un modello fisico, con la differenza che la vasca che si utilizza è, ovviamente, di tipo virtuale; si definisce il dominio di calcolo sul modello virtuale e si impongono le condizioni al contorno, ovvero le grandezze significative in ingresso relative all'onda che si intende simulare all'interno della vasca.

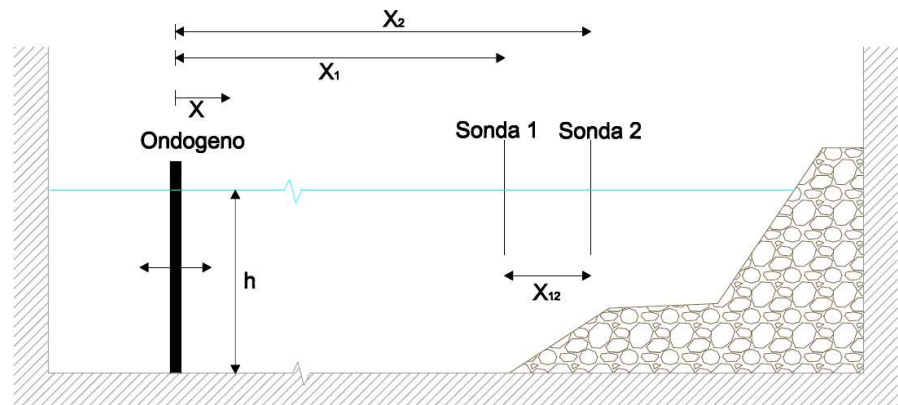


Figura 4.1 Posizionamento delle sonde nel canale per l'applicazione del metodo di Goda e Suzuki

Una volta definite le condizioni al contorno il software procede alla generazione del moto ondoso all'interno della vasca virtuale; il simulatore calcola, sulla prima cella del dominio, i valori di velocità, altezza d'onda e pressione. Avviene, quindi, la generazione del moto ondoso all'interno della vasca e, punto per punto, il simulatore determina tutti i parametri relativi all'onda in ingresso nella vasca istante per istante.

Poiché, sia per determinare il valore di run up che per calcolare il coefficiente di riflessione, si ha bisogno dell'altezza d'onda incidente sulla struttura ( $H_i$ ), è stato necessario scegliere un metodo per la valutazione di tale parametro.

#### 4.2.1 La riflessione delle onde

Quando un'onda si propaga su una barriera frangiflutti o su un muro paraonde avviene il fenomeno della riflessione.

Separare le onde incidenti da quelle riflesse da una serie storica registrata di altezze d'onda ha diversi scopi, ossia:

- conoscere le caratteristiche della riflessione;
- determinare le caratteristiche dell'onda incidente per un determinato sito;

Le caratteristiche di riflessione per una struttura sono principalmente ricercate in zone riparate, ad esempio dentro i porti, dove il livello di disturbo delle onde ha un ruolo importante nella situazione di progetto.

Al fine di applicare modelli fisici e numerici le caratteristiche della riflessione devono essere modellate correttamente.

Sono presenti in letteratura diverse metodologie per la separazione delle onde incidenti da quelle riflesse; una volta effettuata tale separazione risulta facile determinare le caratteristiche di riflessione per la struttura.

In particolare si distinguono due tipologie di metodi per la separazione delle onde incidenti da quelle riflesse:

1. Metodi 2-D: ovvero metodi bidimensionali nell'ambito dei quali le onde vengono assunte appunto come bidimensionali;
2. Metodi 3-D: ovvero metodi tridimensionali nell'ambito dei quali le onde vengono assunte come tridimensionali;

I metodi bidimensionali sono tutti basati sulla misura dell'elevazione dell'onda in un numero di punti prestabiliti, ovvero delle sezioni (probes). Il metodo più semplice, che è anche quello che è stato utilizzato nel caso di specie, è basato sulle misurazioni in due sole sezioni, gli altri metodi necessitano di tre o più sezioni.

Il metodo bidimensionale a due sonde che si è utilizzato si applica ad un dominio di frequenza e fornisce sia lo spettro dell'onda incidente che quello dell'onda riflessa.

C'è una considerevole differenza tra i metodi 2D e quelli 3D, ciò è dovuto alla circostanza che i metodi tridimensionali possono stimare stati di mare random anche senza la riflessione, ciò non è realizzabile con metodi bidimensionali. In linea di principio, tutti i metodi per la stima dello spettro d'onda direzionale possono essere considerati come metodi per la determinazione dei coefficienti di riflessione.

Il metodo bidimensionale utilizzato è quello di Goda e Suzuki (1976) che si va ora brevemente ad illustrare.



### 4.2.2 Il metodo di Goda e Suzuki

Come già anticipato questo metodo si applica ad un dominio di frequenza, assume l'elevazione d'onda come la somma di onde regolari che viaggiano con differente frequenza e fase. Tale metodo prevede la misura dell'altezza d'onda in soli due punti distinti, ovvero due sezioni. Attraverso la trasformata di Fourier può essere stimata l'ampiezza delle onde incidenti e riflesse per una data frequenza. Tale metodo, che è il più semplice ed è stato presentato da Goda e Suzuki nel 1976, si basa sull'assunzione, come già anticipato, che l'elevazione d'onda può essere considerata come la somma di onde viaggianti con differente frequenza, ampiezza e fase; dunque, per ogni onda in arrivo, un'onda riflessa viaggerà in direzione opposta. Questo metodo utilizza l'analisi di Fourier ed è molto semplice da implementare, di contro, però, difetta di accuratezza nell'attendibilità dei risultati.

L'altezza d'onda, in un'onda bidimensionale, viene determinata come segue:

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^N a_n \cos(k_n x - \omega_n t + \Phi_n) \quad (1)$$

dove:

N = numero di onde;

$\eta$  = altezza d'onda;

x = posizione della sonda in un predefinito sistema di riferimento cartesiano;

$a_n$  = ampiezza d'onda;

$k_n$  = numero d'onda;

$\omega_n$  = frequenza angolare delle onde;

$\Phi_n$  = fase;

Se avviene la riflessione dell'onda 1, abbiamo:

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^N a_{I,n} \cos(k_n x - \omega_n t + \Phi_{I,n}) + \sum_{i=1}^N a_{R,n} \cos(k_n x - \omega_n t + \Phi_{R,n}) \quad (2)$$

dove i pedici I ed R indicano, rispettivamente, l'onda incidente e quella riflessa.

Nel seguito l'indice n sarà omesso per semplicità, considerando una sola frequenza l'equazione 2 consisterà di soli due termini:

$$\eta(x, t) = a_I \cos(kx - \omega t + \Phi_I) + a_R \cos(kx - \omega t + \Phi_R) \quad (3)$$

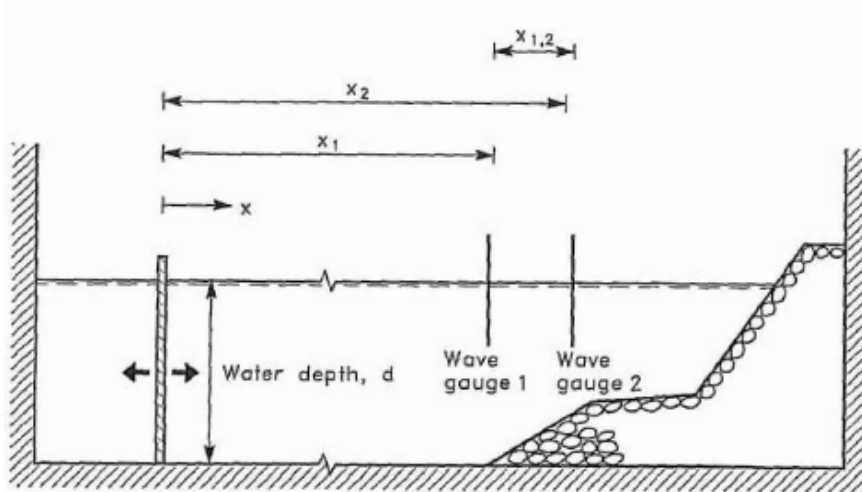


Figura 4.2 Posizionamento delle sonde nel canale

Riducendo la misurazione dell'altezza d'onda a sole due posizioni poste ad una distanza  $x_{1,2}$  tra loro (come indicato in Figura 4.2) e misurando tale altezza nella direzione di propagazione delle onde, si ha:

$$\eta_1 = \eta(x_1, t) = a_I \cos(kx_1 - \omega t + \Phi_I) + a_R \cos(kx_1 - \omega t + \Phi_R) \quad (4)$$

$$\eta_2 = \eta(x_2, t) = a_I \cos(kx_2 - \omega t + \Phi_I) + a_R \cos(kx_2 - \omega t + \Phi_R)$$

Utilizzando la nota scomposizione trigonometrica:

$$\cos A \cos B \pm \sin A \sin B = \cos(A \mp B) \quad (5)$$

e sostituendo nelle (4) si ottiene:

$$\eta_1 = a_I (\sin(kx_1 + \Phi_I) \sin(\omega t) + \cos(kx_1 + \Phi_I) \cos(\omega t)) + a_R (\cos(kx_1 + \Phi_R) \cos(\omega t) - \sin(kx_1 + \Phi_R) \sin(\omega t)) \quad (6)$$

$$\eta_2 = a_I (\sin(kx_2 + \Phi_I) \sin(\omega t) + \cos(kx_2 + \Phi_I) \cos(\omega t)) + a_R (\cos(kx_2 + \Phi_R) \cos(\omega t) - \sin(kx_2 + \Phi_R) \sin(\omega t)) \quad (7)$$

La (6) e la (7) si possono riscrivere in forma compatta come segue:

$$\eta_1 = A_1 \cos(\omega t) + B_1 \sin(\omega t) \quad (8)$$

$$\eta_2 = A_2 \cos(\omega t) + B_2 \sin(\omega t)$$

Dove:

$$\begin{aligned}
 A_1 &= a_I \cos(kx_1 + \Phi_I) + a_R \cos(kx_1 + \Phi_R) \\
 B_1 &= a_I \sin(kx_1 + \Phi_I) - a_R \sin(kx_1 + \Phi_R) \quad (9) \\
 A_2 &= a_I \cos(kx_2 + \Phi_I) + a_R \cos(kx_2 + \Phi_R) \\
 B_2 &= a_I \sin(kx_2 + \Phi_I) - a_R \sin(kx_2 + \Phi_R)
 \end{aligned}$$

Nelle equazioni (8) l'altezza d'onda è vista come un segnale composto di seno e coseno avente differente ampiezza costante nel tempo. I coefficienti delle equazioni (9) devono corrispondere ai coefficienti di Fourier che possono essere ottenuti dall'analisi di Fourier delle serie storiche.

Il sistema di equazioni (9) è un sistema di 4 equazioni in 4 incognite:  $a_I$ ,  $a_R$ ,  $\Phi_I$ ,  $\Phi_R$ ; la soluzione di questo sistema, fornita da Goda e Suzuki nel 1976, è la seguente:

$$\begin{aligned}
 a_I &= \frac{1}{\sqrt{2|\sin(kx_{1,2})|}} \sqrt{(A_2 - A_1 \cos(kx_{1,2}) - B_1 \sin(kx_{1,2}))^2 + (B_2 + A_1 \sin(kx_{1,2}) - B_1 \cos(kx_{1,2}))^2} \quad (10) \\
 a_R &= \frac{1}{\sqrt{2|\sin(kx_{1,2})|}} \sqrt{(A_2 - A_1 \cos(kx_{1,2}) + B_1 \sin(kx_{1,2}))^2 + (B_2 - A_1 \sin(kx_{1,2}) - B_1 \cos(kx_{1,2}))^2}
 \end{aligned}$$

dove  $x_{1,2} = x_2 - x_1$ ;

Dalle equazioni (10) si può osservare che c'è un punto di singolarità per:

$$\sin(kx_{1,2}) = 0;$$

Tale condizione si verifica quando:

$$\frac{x_{1,2}}{L} = \frac{n}{2}$$

dove  $n = 0, 1, 2, \dots$

Per questa ragione Goda e Suzuki suggeriscono di utilizzare, per stabilire la distanza tra le sonde, valori nel seguente range:

$$\pm 0.05 \frac{x_{1,2}}{L}$$

In definitiva si può affermare che questo metodo è abbastanza accurato nel caso di onde regolari mentre lo è meno per onde irregolari; in entrambi i casi va tenuto conto dell'errore insito nel metodo stesso.

Nel seguito, sia per ciò che riguarda il calcolo del run up, sia per quanto attiene il coefficiente di riflessione, l'altezza d'onda incidente considerata per la valutazione dei suddetti parametri, sarà determinata considerando l'altezza d'onda ricavata con la procedura di Goda e Suzuki.

### 4.2.3 Il coefficiente di riflessione

Per una corretta progettazione di una barriera frangiflutti emersa è necessaria la determinazione del coefficiente di riflessione. Esso rappresenta un parametro di estrema importanza ed è definito come il rapporto fra l'altezza d'onda riflessa verso largo  $H_r$  e quella incidente,  $H_i$ :

$$Kr = \frac{H_r}{H_i}$$

o, alternativamente, come rapporto fra radici delle energie riflesse,  $E_r$ , ed incidenti,  $E_i$ :

$$Kr = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}}$$

Se si assume lineare sia il campo d'onda incidente sia quello riflesso, allora il coefficiente di riflessione può essere determinato anche attraverso la seguente relazione:

$$Kr = \sqrt{\frac{m_{or}}{m_{oi}}}$$

con  $m_{or}$  ed  $m_{oi}$ , rispettivamente, varianza riflessa ed incidente delle elevazioni d'onda. Nel caso di parete totalmente riflettente ( $Kr = 1$ ) si dimostra come le onde incidenti e quelle riflesse diano luogo ad onde stazionarie corrispondenti al cosiddetto "clapotis perfetto" (equazione di stote al primo ordine di approssimazione). Nel caso invece di parete

parzialmente riflettente, ovvero parete in parte assorbente (nei riguardi del flusso di energia), si avrà invece:

$$Hr < Hi$$

$$Kr < 1$$

Con riferimento alla teoria al primo ordine, tenendo presente il verso assunto per l'asse x, si ha:

$$\eta_i = a_i \cos(kx - \omega t)$$

$$\eta_r = a_r \cos(-kx - \omega t)$$

Data la linearità dell'analisi condotta, il profilo d'onda risultante si ottiene dalla semplice sovrapposizione dei due profili, ossia in formule:

$$\begin{aligned} \eta &= \eta_i + \eta_r = a_i \cos(kx - \omega t) + a_r \cos(-kx - \omega t) = \\ &= (a_i + a_r) \cos(kx) \cos(\omega t) + (a_i - a_r) \sin(kx) \sin(\omega t) \end{aligned}$$

ed oscilla con ampiezze A che vanno dall'ampiezza massima a quella minima:

$$A_{max} = (a_i + a_r)$$

$$A_{min} = (a_i - a_r)$$

conducendo ad onde stazionarie con ampiezze modulate. Risulta in definitiva:

$$a_i = \frac{(A_{max} + A_{min})}{2}$$

$$a_r = \frac{(A_{max} - A_{min})}{2}$$

$$Kr = \frac{(A_{max} - A_{min})}{(A_{max} + A_{min})}$$

La relazione precedente consente di dedurre ai, ar e Kr quando si conoscono Amax e Amin. Queste ultime grandezze possono essere dedotte da misure dirette. Ad esempio, nel caso di prove di laboratorio in vasca, Amax e Amin possono essere rilevate facendo muovere con la velocità di fase delle onde incidenti un carrello porta sonde e deducendo l'involuppo delle predette onde.

Detto inviluppo, presentando un andamento del tipo di quello rappresentato in Figura sotto, consentirà la facile misura di  $A_{max}$  e  $A_{min}$ .

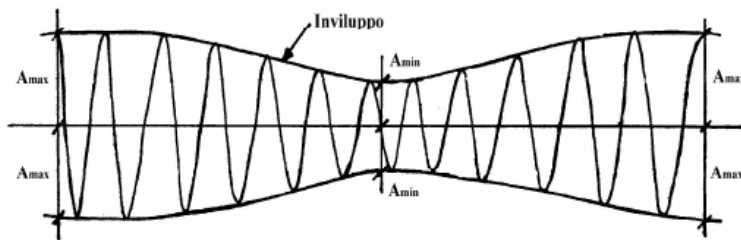


Figura 4.3 Inviluppo per il calcolo di  $A_{max}$  e  $A_{min}$ .

Di seguito sono riportati alcuni casi in cui avviene il fenomeno di riflessione parziale.

#### 4.2.3.1 Riflessione dovuta ad una parete inclinata

Con riferimento alla Figura 4.4, si consideri la parete piana inclinata, liscia e impermeabile. Il moto progressivo incidente è tanto più importante quanto maggiore è l'angolo  $\theta$  di inclinazione della parete rispetto all'orizzontale e quanto minore è la ripidità.



Figura 4.4 Schema adottato per lo studio della riflessione su parete impermeabile inclinata

In particolare, si può avere la riflessione completa anche con parete inclinata purché  $\theta$  superi un valore limite  $\theta_L$  che, secondo Miche (1951), dipende dal parametro adimensionale  $H_0/gT^2$  dove  $H_0$  è l'altezza d'onda al largo che corrisponde all'altezza d'onda locale  $H$  (immediatamente offshore la parete) attraverso il processo di shoaling. Ovvero:

$$H_0 = \frac{H}{K_s}$$

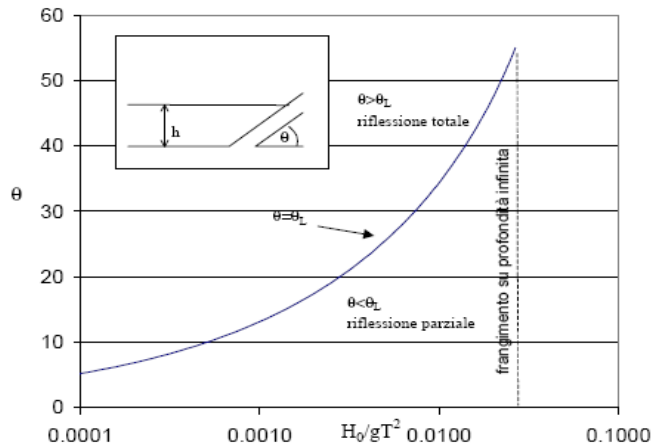
con  $K_s$  dato dall'espressione:

$$K_s = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{2\cosh^2(kh)}{2kh + \sinh(2kh)}}$$

L'angolo  $\Theta_L$  si ricava invece dall'espressione:

$$\frac{H_0}{gT^2} = \sqrt{\frac{2\theta_L \operatorname{sen}^2\theta_L}{\pi} \frac{1}{2\pi^2}}$$

e il suo andamento in funzione del citato parametro adimensionale è riportato nella Figura 4.5:



**Figura 4.5 Andamento dell'angolo limite per cui si realizza una riflessione totale**

In definitiva, per  $\theta > \theta_L$ ,  $K_r = 1$ , pertanto la riflessione è totale ed è equivalente a quella provocata da una parete verticale fittizia, la cui posizione (che condiziona la localizzazione dei nodi e degli antinodi) dipende da  $\theta$ . Per  $\theta < \theta_L$ ,  $K_r < 1$ , pertanto la riflessione è parziale e il coefficiente di riflessione è espresso dalla seguente relazione:

$$K_r = \sqrt{\frac{2\theta}{\pi} \left( \frac{\operatorname{sen}^2\theta_L}{2\pi^2} \right) \left( \frac{gT^2}{H_0} \right)}$$

Dal momento che, usualmente, l'ipotesi di parete liscia ed impermeabile difficilmente può essere adottata, si usa moltiplicare il coefficiente di riflessione per un coefficiente d'attrito  $\alpha < 1$  che tiene conto del tipo di rivestimento della parete, i valori che tale coefficiente può assumere sono tabellati.

#### **4.2.3.2 Riflessione e trasmissione attraverso un ammasso poroso omogeneo e isotropo**

Le dighe frangiflutti possono essere realizzate sia a parete verticale, sia a gettata o a scogliera. In quest'ultimo caso, la diga risulta caratterizzata da un strato di rivestimento (mantellata) inclinato, la cui risposta alla riflessione può essere affrontata sulla base di quanto sopra evidenziato.

Dette dighe inoltre, essendo realizzate in materiale sciolto, quando vengono attaccate dal moto ondoso, oltre a riflettere parte dell'energia incidente, ne trasmettono un'aliquota a causa della porosità dei materiali lapidei, naturali o artificiali, che la compongono. Di seguito, sulla base dell'ipotesi di onde lineari al primo ordine di approssimazione, si forniranno alcune espressioni empiriche per il calcolo del coefficiente di trasmissione, ossia per la stima del rapporto tra altezza dell'onda incidente e altezza dell'onda trasmessa. Tale coefficiente, oltre a rappresentare una misura dell'aliquota dell'energia trasmessa attraverso l'ammasso poroso, è un parametro da valutare con particolare attenzione in tutte le pratiche applicazioni.

In particolare, si affronteranno i casi di:

- ammasso poroso confinato da piani verticali;
- ammasso poroso confinato da piani inclinati.

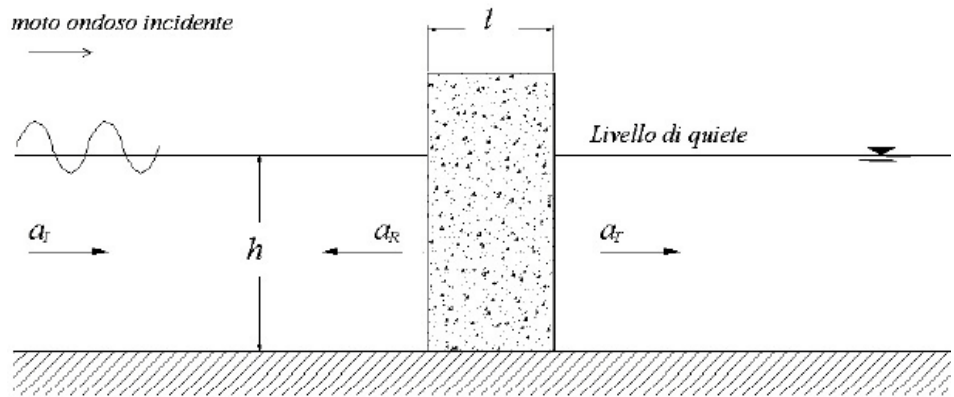
Prima di affrontare i citati casi è opportuno ricordare che si definisce coefficiente di porosità  $n$  dell'ammasso poroso il rapporto:

$$n = \frac{\text{volume dei vuoti}}{\text{volume totale}}$$

Detto coefficiente, per le spiagge nelle situazioni usuali presenta un valore prossimo a 0.4.

La trasmissione del moto ondoso attraverso un ammasso poroso confinato da piani verticali può essere effettuata seguendo la schematizzazione riportata nella figura che segue.





**Figura 4.6 Esempio di ammasso poroso confinato da parete verticale**

L'ipotesi alla base di tale studio è che la distanza  $l$  tra i piani verticali sia piccola rispetto alla lunghezza d'onda  $L$ .

Il modello di Madsen (1974), costruito a partire da dati sperimentali di laboratorio, fornisce le seguenti formule empiriche:

$$Kr = \frac{\lambda}{1 + \lambda}$$

$$Kt = \frac{1}{1 + \lambda}$$

$$\lambda = \frac{1}{2} \left\{ \left[ 1 + \left( 1 + \frac{Re_c}{Re_d} \right) \left( \frac{16}{3\pi} \right) \beta a_i \left( \frac{l}{h} \right) \right]^{0,5} - 1 \right\}$$

Nella relazione appena mostrata,  $Re_c$  è il numero di Reynolds critico per la transizione tra regime laminare e regime turbolento relativamente al moto vario di filtrazione che si ha nell'ammasso poroso;  $Re_d$  è il numero di Reynolds effettivo nel predetto ammasso.  $\beta$  è il parametro dimensionale (dimensioni pari all'inverso di una lunghezza) definito dalla seguente espressione:

$$\beta = \frac{\beta_0}{d} \left[ \frac{(1 - n)}{n^3} \right]$$

Dove  $d$  è il diametro caratteristico degli elementi solidi che costituiscono l'ammasso poroso;  $\beta_0$  è un parametro adimensionale che presenta valori da 1.8 a 3.6 crescenti con l'irregolarità dell'ammasso.

Poiché in tali situazioni il moto di filtrazione nell'ammasso risulta in regime turbolento si ha:  $Re_c/Re_d \ll 1$  che permette di semplificare il calcolo di  $\lambda$  con l'espressione seguente di comune impiego:

$$\lambda = \frac{1}{2} \left\{ \left[ 1 + \left( \frac{16}{3\pi} \right) \beta a_i \left( \frac{l}{h} \right)^{0,5} \right]^2 - 1 \right\}$$

Con riferimento ad un ammasso poroso confinato da pareti inclinate, ipotizzando che la larghezza media  $l_m$  tra i piani inclinati sia piccola rispetto alla lunghezza d'onda  $L$ , è ancora possibile utilizzare le espressioni precedenti con  $l=l_m$ .

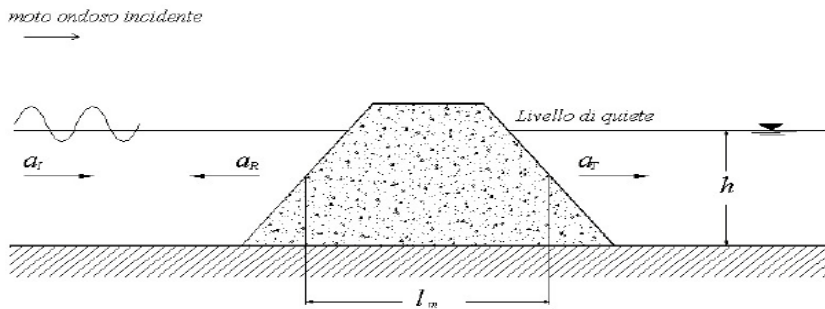
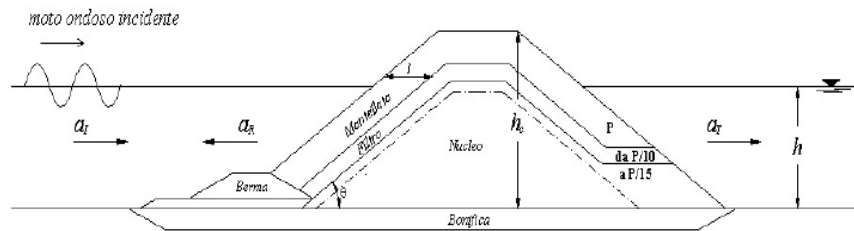


Figura 4.7 Esempio di ammasso poroso confinato da parete inclinata

### 4.2.3.3 Riflessione e trasmissione provocata da una diga a scogliera

Le dighe marittime a scogliera vengono realizzate con ammassi non omogenei presentando strutture a più strati, con massi di diversa pezzatura. Tale tipologia a più strati è adottata anche per ragioni economiche, in quanto i costi risultano più contenuti rispetto a quelli corrispondenti ad una diga con elementi di un'unica pezzatura.

Infatti il nucleo di materiale fino (tout - venant di cava) non consente la trasmissione del moto ondoso. In Figura 4.8 è rappresentata una sezione tipo (Shore Protection Manual, 1984).



**Figura 4.8 Esempio di diga a scogliera**

Con  $P$  si indica il peso dei massi, sia naturali che artificiali, del primo strato di larghezza  $l$  nella direzione orizzontale e di inclinazione  $\theta$  ancora rispetto a tale direzione. Il peso dei massi degli altri strati è rapportato a  $P$ . Adottando il modello di Swendsen e Jonsson (1976), il primo strato viene considerato permeabile, mentre il secondo strato e il nucleo vengono considerati impermeabili, per cui il coefficiente di trasmissione  $K_t$  risulta pari a zero.

Per quanto riguarda il coefficiente di riflessione, esso viene espresso attraverso la seguente relazione:

$$Kr = e^{(-2kl\mu)} \cos(2kl\psi)$$

nella quale i parametri adimensionali  $\mu$  e  $\psi$  sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\mu = \sqrt{\frac{f}{2}} \left(1 - \frac{1}{2}f\right)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{f}{2}} \left(1 + \frac{1}{2}f\right)$$

Essendo:

$$\sqrt{f} = \sqrt{f_0} \left[1 - \left(\frac{kl}{2\sqrt{2}}\right) \sqrt{f_0}\right]$$

$$f_0 = \left(\frac{2n}{\pi \text{sen}\theta}\right) \beta(2a_i)$$

Il parametro  $\beta$  è dato anche in questo caso da:

$$\beta = \frac{\beta_0}{d} \left[ \frac{(1-n)}{n^3} \right]$$

dove  $d$  è il diametro caratteristico degli elementi solidi che costituiscono l'ammasso poroso,  $\beta_0=2.7$  ed  $n$  è la porosità assunta ancora pari a 0.4.

#### 4.2.4 Determinazione del coefficiente di riflessione attraverso formule disponibili in letteratura

Le formule che vengono di seguito presentate valgono per strutture non tracicabili, e cioè per strutture per le quali si assume valido il limite di  $R_c/H_i$  ( $R_c$  è la quota di coronamento della struttura rispetto al livello idrico medio) maggiore di 1.5. Vengono passati in rassegna i casi di paramento impermeabile e quello di paramento permeabile.

- *Riflessione su paramento impermeabile*

Ursell (1960) e Seeling & Ahrens (1981) presentano dei tests su modello fisico che mostrano come le equazioni ricavate da altri autori in precedenza sovrastimino la riflessione sia per onde irregolari che per onde regolari.

Battjes (1974) modifica le equazioni precedenti introducendo il surf similarity parameter, giungendo alla seguente equazione:

$$Kr = 0,1\xi^2$$

Test di laboratorio con onde random (Ahrens, 1980) indicano che la formula di Battjes fornisce una più accurata stima di  $Kr$  sebbene sovrastimi il coefficiente di riflessione per  $\xi > 3$ .

Nel 1981 Ahrens e Seeling ottengono la seguente equazione basata su tests di laboratorio effettuati sia con onde regolari che con onde irregolari in numerosi laboratori:

$$Kr = \frac{a_1 \xi^2}{b_1 + \xi^2}$$

Gli Autori consigliano per i coefficienti empirici  $a_1$  e  $b_1$  i valori di 1 e 5.5 in caso di paramento impermeabile e 0.6 e 6.6 in caso di paramento permeabile: si noti che per onde random sarà necessario utilizzare il periodo "di picco".

La formula di Ahrens e Seeling viene sostanzialmente confermata dagli studi di Allsop et al. (1988) nei quali, rielaborando i dati utilizzati dagli stessi Ahrens e Seeling, e depurandoli dei valori esterni al range  $3 < \xi < 6$ , si ottengono, per i coefficienti  $a_1$  e  $b_1$ , i valori, rispettivamente, di 1.08 e 5.7. Anche in questo caso per onde random il parametro di Irribarren va calcolato facendo riferimento al periodo “di picco”.

Fra il 1993 ed il 1995 Ahrens e Seeling individuano quattro formulazioni valide nei seguenti casi:

- 1) paramento impermeabile e onde non frangenti;
- 2) paramento impermeabile ed onde frangenti;
- 3) paramento permeabile ed onde non frangenti;
- 4) paramento permeabile ed onde frangenti.

1) Per paramento impermeabile ed onda non frangente ( $\xi \geq 4$ ) la formulazione proposta da Ahrens e Seeling (1993) sulla base di studi sperimentali su onde irregolari è la seguente:

$$Kr = \exp[\lambda * (a' + b'\Pi)]$$

Con:

$$\lambda = \frac{d_s \cot \theta}{L_p}$$

$$\Pi = \frac{\left(\frac{H}{L_p}\right)}{\tanh^3\left(\frac{2\pi d_s}{L_p}\right)}$$

Dove  $\Pi$  è il parametro di non linearità di Goda e i coefficienti  $a'$  e  $b'$  valgono rispettivamente -0,686 e -3,37.

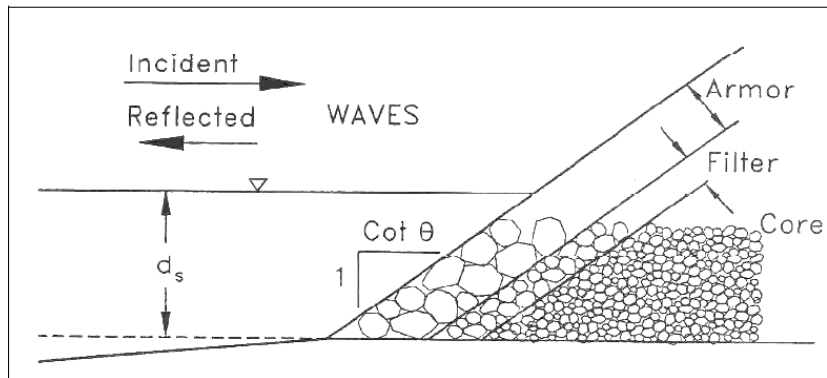


Figura 4.9 Schema di riferimento per la definizione dei parametri contenuti nella formula di Ahrens e Seelig

2) Per paramento impermeabile ed onda frangente ( $\xi \leq 2.5$ ) la formulazione proposta Ahrens e Seelig (1995) è la seguente:

$$Kr = 1 - \exp\left(-0,06\xi^{2,4} - 0,5\frac{H_{m0}}{d_s}\right)$$

• *Riflessione su paramento permeabile*

Ahrens e Seelig (1981), partendo dall'analisi di una vasta serie di dati di laboratorio, determinano, per i coefficienti  $a_1$  e  $b_1$  della formula, valida anche nel caso di paramento impermeabile, i valori di 0.6 e 6.6.

$$Kr = \frac{a_1 \xi^2}{b_1 + \xi^2}$$

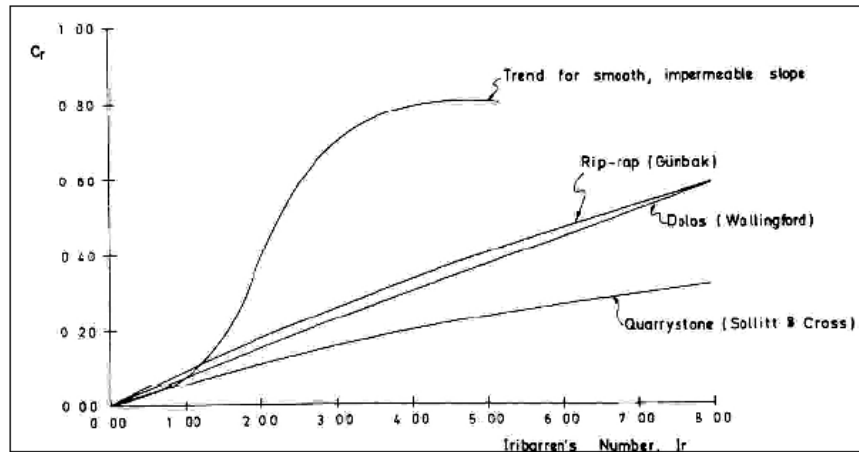
Gli Autori evidenziano che il coefficiente  $a_1$  dipende dalla dissipazione connessa al frangimento, dalla rugosità del paramento e dal numero di strati del paramento stesso,  $b_1$  dalla pendenza del paramento e dal tipo di onda (monocromatica o random). Allsop (1988) conduce una serie di esperimenti su scogliere con uno o due strati di massi e trova un buon accordo con la formula. In particolare, i valori dei coefficienti risultano pari a:

- ⇒  $\underline{a_1} = 0.64$  e  $\underline{b_1} = 7.22$  per uno strato di mantellata
- ⇒  $\underline{a_1} = 0.64$  e  $\underline{b_1} = 8.885$  per due strati di mantellata.

Gimenéz - Curto e Losada (1979) suggeriscono una formulazione con relazione espressa in forma esponenziale:

$$Kr = a_2 [1 - \exp(b_2 \xi_{r,m,s})]$$

con  $\xi_{r,m,s}$  riferito all'altezza quadratica media  $H_{r,m,s}$ .



**Figura 4.10** Valori del coefficiente di riflessione calcolati con la formula di Gimenez-Curto in funzione di  $\xi$

L'analisi dei dati prodotti da Sollit e Cross (1972) su paramento permeabile in massi di tipo quarrystone fornisce valori di  $a_2$  e  $b_2$  pari a, rispettivamente, 0.5030 e -0.1248. Allo stesso modo, per i dati sperimentali prodotti presso l'Hydraulic Research station di Wallingford su dolos (1970), i valori dei coefficienti che discendono dall'applicazione del modello esponenziale comportano:  $a_2=3.9990$  e  $b_2=-0.0197$ . Infine per i dati di Gunbak (1976) su rip-rap si ha  $a_2=1.3508$  e  $b_2=-0.0710$  (da Losada e Giménez - Curto, 1981). Nella Figura 4.10 è riportato un andamento dei coefficienti di riflessione calcolati per i tre diversi casi e per il caso di struttura impermeabile; la formulazione precedente fornisce una sottostima del coefficiente di riflessione per valori di  $\xi < 20$ .

Postma (1989) ha condotto 298 tests con onde random su opere a gettata di forma trapezoidale e non trascinabili. Tutti i tests su modello in piccola scala sono stati effettuati presso lo Schede Flume, lungo 50 m, largo 1 m, e profondo 1.20 m. Il tirante idrico durante 271 tests è stata mantenuto ad un valore  $d = 0.80$  m, mentre è stato ridotto a 0.40 m in altri 8 tests attraverso l'impiego di una struttura a pendenza costante, e ancora a 0.20 m in altri 8 tests, sempre con l'utilizzo di una pendenza posta all'interno del canale.

Per tutti i tests in piccola scala il valore del diametro impiegato D50 è di 0.040 m e la permeabilità nominale, espressa mediante il diametro nominale mediano del masso di mantellata, oscilla in un intervallo 0.1-0.6.

I dati ottenuti dalle 271 sperimentazioni sul canale in piccola scala sono stati raggruppati in un unico insieme. Analizzando i risultati dei propri esperimenti, l'Autore è giunto alla seguente formulazione, simile nella forma a quella di Battjes:

$$Kr = 0,140\xi_p^{0,73}$$

Dove  $\xi_p$  è il parametro di Irribarren di picco calcolato come:

$$\xi_p = \frac{\tan_{\alpha_{off}}}{s_p}$$

Dove la  $\tan_{\alpha_{off}}$  è la pendenza del paramento lato mare della barriera, mentre  $s_p$  è la ripidità rappresentativa di picco. Tale formulazione, tuttavia, non consente di valutare l'influenza sul coefficiente di riflessione da parte dei singoli parametri (altezza e lunghezza d'onda) se non nell'ipotesi di elevarli ad un uguale coefficiente.

Pertanto è stata determinata una seconda relazione:

$$Kr = 0,116P^{-0,14}cot\alpha^{-0,78}H_i^{-0,20}L_{0p}^{0,52}$$

In tale formula la costante 0,116 non è adimensionale e, per ovviare a tale inconveniente, si è introdotta una nuova formulazione, pur con la necessità di dover raggruppare nuovamente l'influenza di parametri quali altezza d'onda e la lunghezza (o periodo) nell'unico parametro  $s_p$  (ripidità di largo):

$$Kr = 0,071P^{-0,082}cot\alpha^{-0,62}s_p^{-0,46}$$

Il principale svantaggio di tale approccio sta nel fatto che accorpendo tutti i test non si tiene conto del fatto che non tutte le variabili sono rappresentate dal medesimo quantitativo di dati: ad esempio i test con permeabilità 0.6 sono solo 16.

Postma ha così utilizzato un ulteriore approccio per analizzare i dati dei 271 tests. Innanzitutto sono stati creati 8 gruppi di dati, suddivisi per insiemi di esperimenti con valore omogeneo di permeabilità e cotangente della struttura. Gli 8 insiemi di dati si riferiscono ai soli esperimenti in cui



si sono utilizzati spettri PM. Inoltre dagli 8 gruppi sono stati esclusi quelli in cui la densità fosse significativamente alta o bassa.

Una volta suddivisi i dati negli 8 gruppi, si è effettuata una analisi di regressione a step. Nel primo step si è valutata l'influenza di altezza d'onda e lunghezza attraverso un'analisi di regressione fra  $\xi$  e  $Kr$ . Al secondo step, noto l'esponente di  $\xi$ , si è effettuata una regressione fra  $Kr$  e  $\cot\alpha$ , quindi, analogamente, fra  $P$  e  $Kr$ . Si è così ottenuta la seguente relazione:

$$Kr = 0,125 \xi_{0p}^{0,73}$$

Nelle raccomandazioni del lavoro di Postma (1989) si sottolinea come poco ancora si sappia dell'influenza sulla riflessione ondosa di parametri quali tirante idrico e diametro degli elementi costituenti l'opera di difesa. Vi sono poi, come detto, gli studi prodotti da Ahrens e Seelig fra il '93 ed il '95 che si svolgono analizzando anche il caso di paramento permeabile.

3) Più precisamente, per paramento permeabile ed onda non frangente ( $\xi \geq 4$ ) la formulazione proposta da Ahrens e Seelig (1995) è la seguente:

$$Kr = \frac{1}{1 + \lambda^{1,57} \exp(\alpha)}$$

Dove:

$$\alpha = 2,29 \left[ (\cot\theta)^{0,3} \left( \frac{D_{50}}{L_p} \right)^{0,15} \left( 1 + \frac{H}{d_s} \right)^{1,5} + \frac{P^{0,4}}{(\cot\theta)^{0,7}} \right]$$

Qui vengono considerate anche le influenze del diametro della struttura e della permeabilità stessa  $P$ . Gli Autori mostrano come la formula sia ragionevolmente capace di predire i valori misurati di  $Kr$  sia per onde regolari che per onde irregolari.

4) Per paramento permeabile ed onda frangente ( $\xi \leq 2,5$ ) la formulazione proposta da Ahrens e Seelig (1995) è la seguente:

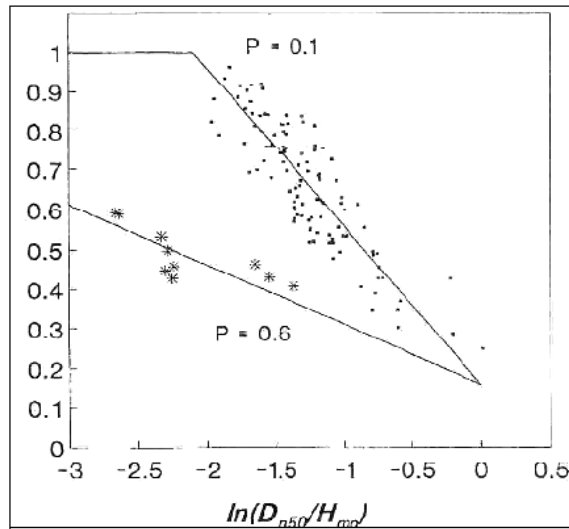
$$Kr = 1 - \exp \left( \left( -0,06 \xi^{2,4} - 0,5 \frac{H_{m0}}{d_s} \right) f \right)$$

Dove  $f$  è un fattore di correzione funzione della permeabilità  $P$  e di  $\ln(D_{50}/H_{m0})$ .

In particolare, per  $f$  si ha la seguente espressione:

$$f = 0,16 + (-0,45 + 0,5P)\ln\left(\frac{D_{50}}{H_{m0}}\right)$$

Con  $f \leq 1$ .



**Figura 4.11 Valori del coefficiente riduttivo in funzione dei parametri diametro mediano e altezza d'onda incidente**

La formula presentata mostra buon accordo con i dati sperimentali analizzati, per i quali il rapporto  $\frac{H_{m0}}{d_s}$  risulta minore di 0.4. Per casi in cui

$\frac{H_{m0}}{d_s}$  risulti maggiore di 0.4 gli stessi Autori suggeriscono di cambiare il

coefficiente moltiplicativo nella formula da -0.5 a -0.6.

Dalla figura 62 si nota come, a parità di  $\ln\left(\frac{D_{50}}{H_{m0}}\right)$  un aumento di permeabilità comporti una riduzione di energia riflessa.

Si nota inoltre che, spostandosi verso sinistra nel diagramma, (diametri minori) il coefficiente di riflessione aumenta. Va notato ancora come nelle condizioni in cui  $D_{50}=H_{m0}$  l'effetto della permeabilità divenga trascurabile. Purtroppo, come sottolineato dagli autori, non esistono dati di laboratorio che investighino le condizioni in cui il diametro oltrepassa il valore dell'altezza d'onda.

Zanuttigh e Van Der Meer (2006) analizzano i dati di diverse tipologie di strutture, come strutture lisce, opere a gettata (con nucleo permeabile ed impermeabile), strutture verticali, scogliere a berma e scogliere con massi artificiali, ottenuti nell'ambito dei progetti europei DELOS e CLASH.

A questi dati vengono aggiunti quelli relativi a misure di campo effettuate da Davidson et al. (1996) e quelli relativi agli studi di Cappietti (2006), già indicati con la sigla "DIC". Viene desunta la seguente formula:

$$-1 \leq \frac{R_c}{H} \leq 0,5 \quad 1 \leq \frac{H_i}{D_{50}} \quad e \quad s_p > 0,01 :$$

$$kr = \tanh(a\xi^b) * \left(0,37 \frac{R_c}{H_i} + 0,67\right)$$

Con a e b dipendenti da un fattore di rugosità  $\gamma_f$  funzione della tipologia dei materiali costituenti la barriera, variabile tra 0,4 per strutture permeabili a 1 per strutture lisce. In particolare si ha che:

$$a = 0,167[1 - \exp(-3,2\gamma_f)]$$

$$b = 1,49(\gamma_f - 0,38)^2 + 0,86$$

#### 4.2.5 Le prove sperimentali raccolte da Zanuttigh e Van der Meer (2006)

Come accennato nell'introduzione al presente lavoro di tesi, oltre alle formule presenti in letteratura, al fine di effettuare la validazione del modello numerico sono stati utilizzati i risultati di alcuni test sperimentali raccolti da Zanuttigh e Van der Meer nel 2006 allo scopo di ricavare nuove formule per il calcolo del coefficiente di riflessione.

Lo scopo del lavoro di Zanuttigh e Van der Meer (2006) è stato quello di analizzare il comportamento di vari tipi di strutture, come le strutture lisce, i pendii rocciosi (permeabili con nucleo impermeabile), i pendii con tutti i tipi di unità corazzate artificiali, frangiflutti, strutture verticali e tutti i tipi di combinazioni possibili.

L'analisi ha incluso molte delle formule esistenti, come Battjes (1974) e Seelig e Ahrens (1981) per i pendii lisci, Postma (1989) e Davidson et al. (1996) per pendii rocciosi e Allsop e Hettiarachchi (1989) per le strutture con mantellata in massi artificiali.

Un obiettivo più specifico è stato quello di descrivere l'influenza di una eventuale bassa cresta della barriera e, per raggiungere questo obiettivo, è stato preparato un ampio ed omogeneo database sulla riflessione delle onde su diverse strutture. Per raggiungere questi obiettivi è stato preparato un ampio database di prove sperimentali sulla riflessione delle onde (Steendam et al. 2004).

Per barriere impermeabili lisce, Miche (1951) ha determinato empiricamente il coefficiente di riflessione  $K_r$  di onde monocromatiche. Battjes (1974) ha ridefinito l'ipotesi di Miche in termini di numero di Iribarren. Ursell et al. (1960) e Seelig e Ahrens (1981) hanno indicato che l'equazione di Miche sovrastima in modo significativo la riflessione sia per onde regolari che irregolari e hanno presentato una stima migliore del  $K_r$ . Per barriere permeabili grezze, Numata (1976) ha proposto una equazione empirica per  $K_r$  basata sul rapporto tra la larghezza dei frangiflutti ed il diametro delle armature. Losada e Gimenez - Curto (1981) hanno sviluppato un modello esponenziale per  $K_r$  basato su  $\xi$ ; Seelig e Ahrens (1981) hanno ipotizzato che la riflessione delle onde da parte di strutture porose è anche funzione della profondità, della pendenza dei fondali in mare aperto, delle caratteristiche dell'armatura e del numero di strati di armatura. Postma (1989), nella sua analisi, ha rivelato una forte dipendenza di  $K_r$  da  $\xi$  ed ha ritenuto trascurabile l'incidenza della forma spettrale e della profondità. Van der Meer (1992) ha migliorato l'analisi di Postma attraverso un metodo della regressione multipla per separare gli effetti di altezza d'onda e periodo, permeabilità della struttura e pendenza. Davidson et al. (1996) hanno sviluppato un nuovo schema di previsione basato sull'identificazione di un parametro adimensionale che pesi i contributi di lunghezza d'onda, altezza delle onde, profondità dell'acqua, pendenza della struttura e diametro dell'armatura. Per i tetrapodi, Allsop e Hiettrarchi (1989) hanno fornito i valori corretti per i due coefficienti della formula di Seelig & Ahrens.

Tutte le formule presentate nel lavoro di cui sopra, ad eccezione di Numata (1976), Van der Meer (1992) e Davidson et al. (1996), legano  $K_r$  ad  $\xi$  ed adottano per  $\xi$  il periodo di picco dell'onda al piede della struttura, con l'eccezione di Allsop e Hiettrarchi (1989) che utilizzano il periodo medio dell'onda.

Il database comprende parte del database sulla trasmissione delle onde DELOS (Van der Meer et al., 2005), parte del database CLASH sulla tracimazione (Steendam et al, 2004; dati dell'unità di armatura di Bruce

et al, 2006), dati acquisiti dai test su modello in strutture europee, misure di campo (Elmer, UK, vedere Davidson et al., 1996), nuovi test sulla LCSS (Cappiotti et al., 2006), per un totale di circa 6000 dati.

Dal lavoro di Postma (1989) è noto che il periodo dell'onda ha più influenza dell'altezza delle onde sul comportamento della riflessione, quindi l'uso di  $\xi_0$  introduce una certa dispersione, ma permette anche di incorporare diverse pendenze.

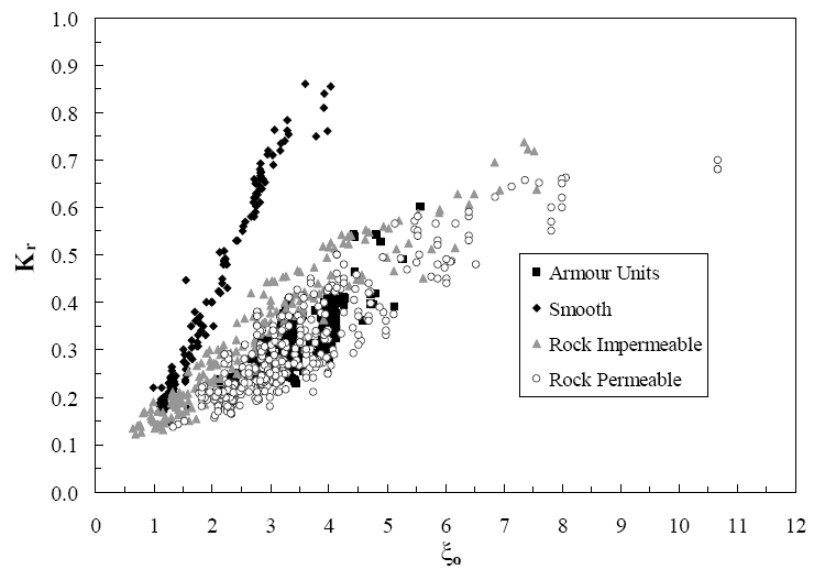


Figura 4.12 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) – Coefficienti di riflessione per varie tipologia di struttura con tutte le condizioni d'onda

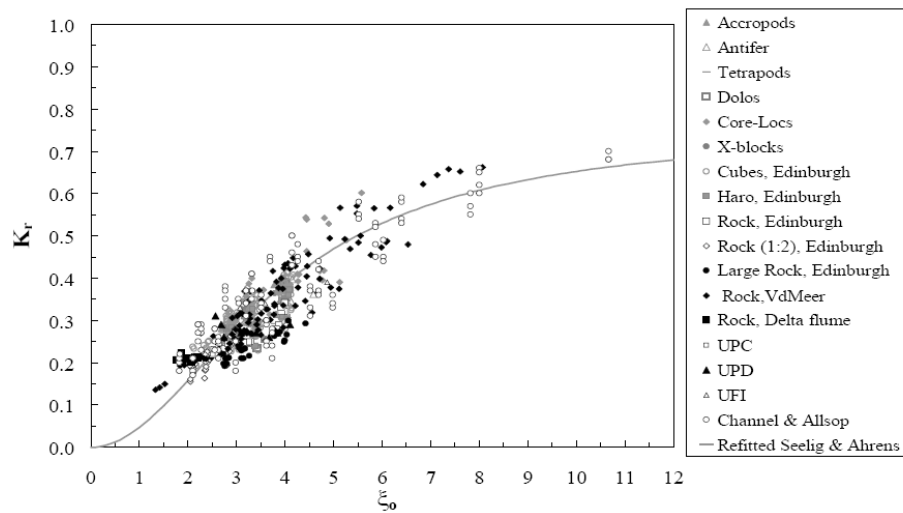


Figura 4.13 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - Coefficienti di riflessione determinati tramite prove di laboratorio su rocce permeabili (punti neri) e barriere emerse con mantellata in massi artificiali (punti grigi) e curva relativa alla formula di Seelig & Ahrens per il calcolo del coefficiente di riflessione con condizioni d'onda nell'ordine delle condizioni di progetto

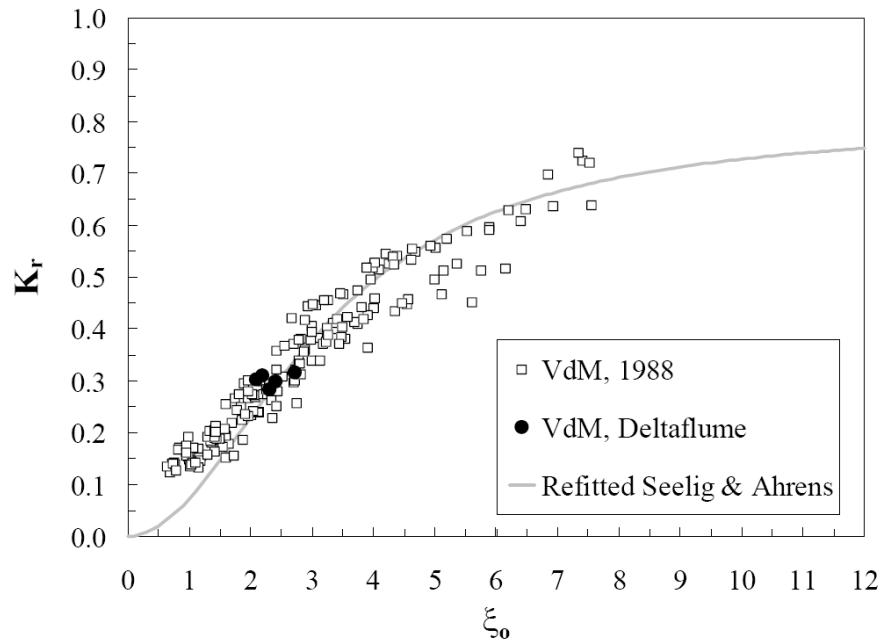


Figura 4.14 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - Confronto della formula di Seelig e Ahrens con barriere rocciose impermeabili

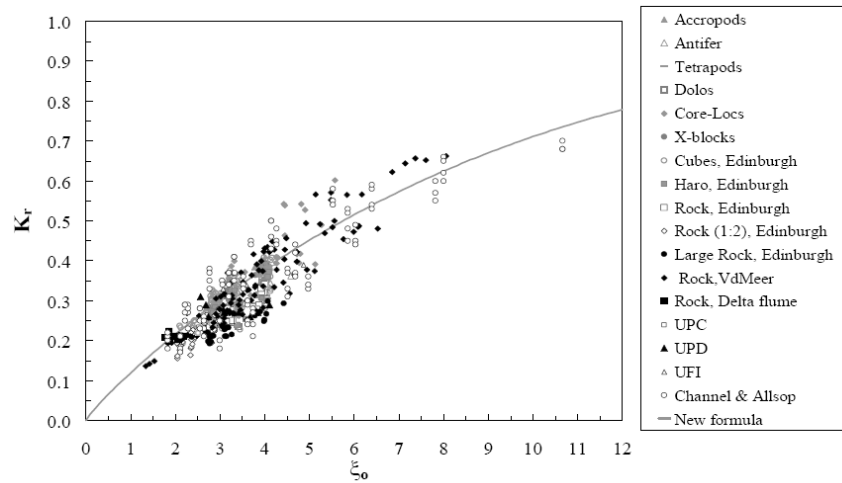


Figura 4.15 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) - La nuova formula di Zanuttigh e Van der Meer ricavata per roccia permeabile (punti neri) e barriere emerse con mantellata in massi artificiali (punti grigi)

Quindi, volendo riassumere, nel lavoro di Zanuttigh e Van der Meer (2006) è stato preparato un database omogeneo per la riflessione delle

onde. Sono state distinte quattro "famiglie" di dati: roccia permeabile, roccia impermeabile, barriere con mantellata in massi artificiali e pendii lisci. Solo per i pendii lisci esiste una formula adeguata (Seelig e Ahrens, 1981).

Per ottenere una formula omogenea per ammassi rocciosi permeabili, impermeabili e unità di armatura corazzate, un semplice "refitting" della formula di Seelig & Ahrens è insufficiente. E' stata quindi proposta da Zanuttigh e Van der Meer una nuova formula per la previsione del coefficiente di riflessione  $K_r$  per rocce permeabili, rocce impermeabili, unità di armature e pendii lisci. Questa formula è stata validata con dati di riflessione per pendii con diversi fattori di rugosità.

Il database raccolto da Zanuttigh e Van der Meer nello studio poc'anzi descritto verrà utilizzato per validare il modello numerico 3D oggetto del presente elaborato di tesi attraverso la comparazione con lo stesso database di 6000 dati sperimentali.

Un altro aspetto interessante sottolineato da Zanuttigh e Van der Meer può essere l'utilizzo della profondità relativa in luogo del parametro di Irribarrean, come proposto da Muttray et al., 2006, in particolare un ulteriore strumento utilizzato per la validazione dei risultati del modello numerico 3D è stato il confronto con i risultati ottenuti da Muttray et al. nel 2006 su modello fisico utilizzati dagli autori per ricavare una nuova formula per il calcolo del coefficiente di riflessione.

#### **4.2.6 Lo studio di Muttray et al. (2006) su barriere frangiflutti con mantellata in Xbloc per la determinazione del coefficiente di riflessione**

Nei modelli idraulici la riflessione dell'onda è tipicamente determinata dalla variazione spaziale delle condizioni d'onda, per effettuare l'analisi di tale variazione vengono utilizzate, com'è noto, delle sonde. L'onda riflessa, come già ampiamente descritto in questo elaborato, non può essere misurata direttamente, le incertezze del coefficiente di riflessione sono quindi significativamente più grandi rispetto alle incertezze dei parametri d'onda direttamente misurabili, come l'altezza locale delle onde e la pressione. La riflessione delle onde su una barriera frangiflutti emersa non tracimabile è determinata da due processi:

- dissipazione dell'energia dell'onda sul pendio, dovuta principalmente ai fenomeni di rottura dell'onda,



- penetrazione dell'onda nella struttura.

La riflessione dell'onda su barriere impermeabili può essere valutata in base alla formula di Muttray & Oumeraci (2002):

$$C_r = 1 - \left( \frac{H_0}{H_{0,crit}} \right)^{3/2} \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) \quad ; \frac{H_0}{H_{0,crit}} < 1 \text{ (non - breaking waves)}$$

$$C_r = \frac{2}{\pi} \frac{H_{0,crit}}{H_0} \quad ; \frac{H_0}{H_{0,crit}} \geq 1 \text{ (breaking waves)}$$

$$H_{0,crit} = L_0 \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi}}$$

I termini 'non - breaking' e 'breaking' si riferiscono alla rottura dell'onda sul versante del frangiflutti (con  $\alpha$  angolo formato dalla pendenza della barriera e l'orizzontale), e non alla profondità indotta da onde che si infrangono sulla battigia. Questo approccio si basa sull'ipotesi di Miche (1951) sulla riflessione. Quando il rapporto  $H_0/L_0$  (pendenza dell'onda) supera la pendenza critica  $(H_0/L_0)_{crit}$ , si avvia la rottura, l'energia dell'onda incidente è in parte dissipata (da un'onda di rottura) e in parte riflessa. La pendenza critica è stata derivata da Miche (1951) teoricamente attraverso la teoria delle onde di Stokes del secondo ordine. La riflessione dell'onda è quindi proporzionale alla  $H_{0,crit}/H_0$ , il coefficiente di riflessione aumenta al diminuire della pendenza dell'onda.

$$C_r = 1 - [1 - (1 - n)^3]^{1/6} + (1 - n^{5/6}) \frac{H_i}{h}$$

Questo approccio è applicabile per pareti verticali con un rapporto di apertura  $n$  dal 12% al 40%. La riflessione dell'onda non è influenzata dalla lunghezza d'onda. Il coefficiente di riflessione aumenta al diminuire del rapporto di apertura  $n$  e con l'aumentare dell'altezza d'onda relativa  $H_i/h$ .

La riflessione delle onde su una barriera frangiflutti varierà con la pendenza dell'onda e con l'altezza d'onda relativa. L'effetto dell'altezza d'onda, della lunghezza d'onda e della profondità dell'acqua sulla riflessione dell'onda su una barriera frangiflutti è stato determinato da dati sperimentali (Figura 4.16). Si può osservare che:

- La riflessione dell'onda è influenzata principalmente dal periodo dell'onda stessa, ovvero il coefficiente di riflessione è proporzionale al periodo dell'onda;

- La riflessione delle onde diminuisce leggermente con la profondità dell'acqua
- L'effetto dell'altezza d'onda sulla riflessione dell'onda è trascurabile.

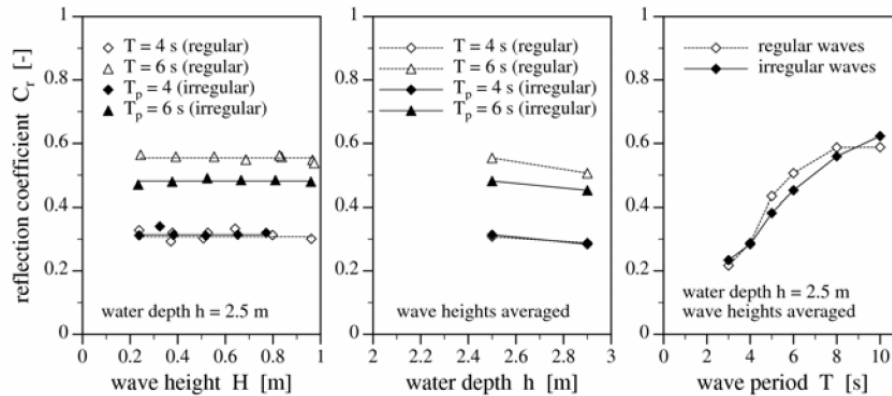


Figura 4.16 Studi di Muttray sull'influenza dell'altezza d'onda, della profondità dell'acqua e del periodo dell'onda sul coefficiente di riflessione.

L'effetto di rottura dell'onda (cioè una diminuzione del coefficiente di riflessione con l'aumentare dell'altezza d'onda) e l'effetto di permeabilità (cioè l'aumento del coefficiente di riflessione con l'aumentare dell'altezza d'onda) sono all'incirca equilibrati fra loro. L'effetto dell'altezza d'onda sul coefficiente di riflessione è quasi trascurabile.

E' stato quindi sviluppato un approccio di onda lineare al problema della riflessione (cioè un approccio indipendente dall'altezza d'onda).

Si presume che  $k_r \propto T^2/h \left( 0 < k_r \propto L_0/h \right)$ .

La riflessione delle onde da parte di strutture frangiflutti con parete ripida anteriore può essere approssimata attraverso il seguente approccio empirico:

$$k_r = \frac{1}{1.3 + 3h \frac{2\pi}{L_0}}$$

I coefficienti di riflessione misurati (da prove di laboratorio con attacchi d'onda regolari e irregolari) ed i coefficienti di riflessione previsti attraverso l'equazione precedente sono riportati nella Figura 4.17. La deviazione standard tra i coefficienti di riflessione misurati e previsti è di 0,06 (14%) per le onde regolari e 0,02 (5%) per le onde irregolari.

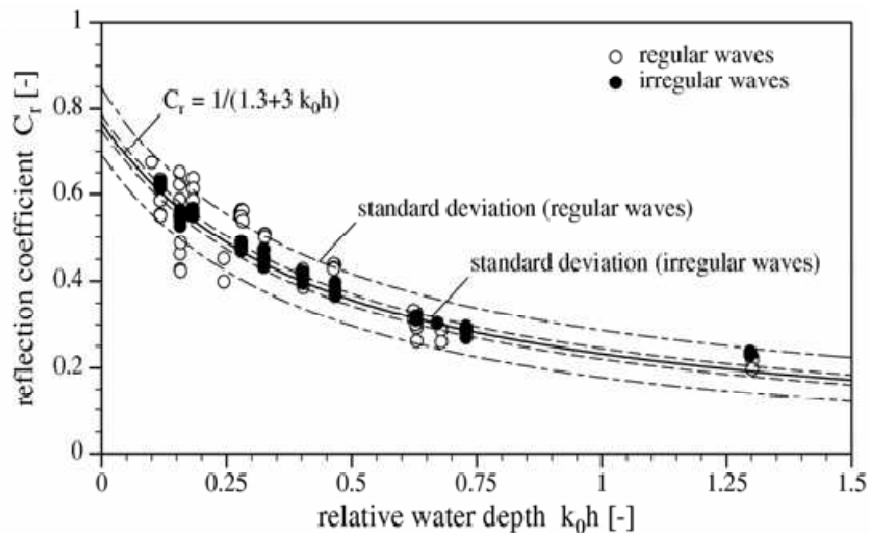


Figura 4.17 Coefficienti di riflessione per onde regolari ed irregolari determinati da Muttray et al. (2006)

Il nuovo approccio al coefficiente di riflessione è applicabile alle onde regolari ed irregolari. Poiché questo approccio è indipendente dall'altezza d'onda (approccio lineare) può essere applicato anche come una funzione di trasferimento dipendente dalla frequenza dello spettro d'onda incidente e riflessa.

Tale grafico ottenuto da Muttray et al. (2006) è stato utilizzato allo scopo di validare la procedura numerica 3D oggetto del presente elaborato di tesi, attraverso il "plottaggio" dei risultati numerici ottenuti sul grafico presentato in Figura 4.17 al fine di verificarne la compatibilità.

La maggior parte degli approcci presenti in letteratura, come già osservato in precedenza, utilizza il rapporto tra angolo di inclinazione e pendenza dell'onda come parametro discriminante per la determinazione della riflessione delle onde. Questi approcci sono apparentemente incentrati sui processi idraulici sul pendio (ossia sulla rottura dell'onda) e trascurano per lo più l'effetto di porosità (cioè la penetrazione delle onde). Quindi, la penetrazione dell'onda nella struttura avrebbe, secondo questi approcci, un effetto secondario.

Gli approcci empirici alla riflessione che utilizzano l'indice  $\xi$  come parametro di riferimento sono, come già specificato, tra gli altri, quelli di Battjes (1974), Gimenez - Curto (1979), Seelig & Ahrens (1981), Buerger et al. (1988), Postma (1989), Davidson et al. (1996) e Zanuttigh & van der Meer (2006). Un indice di rottura modificato viene applicato da Van

der Meer (1992) e Hughes & Fowler (1995). Essi assumono implicitamente che (i) la dissipazione di energia delle onde sul versante del frangiflutti è determinata dalla rottura delle onde e che (ii) l'energia delle onde, che non viene dissipata, sarà riflessa (ipotesi di Miche sulla riflessione, 1951). Muttray et al. (2006) hanno quindi confrontato i coefficienti di riflessione ottenuti secondo le formule empiriche sopra menzionate con i risultati sperimentali delle prove su onde irregolari.

## 5 LA VALIDAZIONE DEL MODELLO 3D

### 5.1 APPLICAZIONE DEL METODO DI GODA E SUZUKI AL CANALE NUMERICO PER DETERMINARE L'ALTEZZA D'ONDA INCIDENTE E RIFLESSA

Viene ora illustrata la procedura applicata ai casi oggetto di studio per il calcolo del coefficiente di riflessione per via numerica, sviluppata dal Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima dell'Università di Salerno.

In totale sono state sviluppate 212 simulazioni distribuite per tipologie di struttura ed attacchi d'onda come indicato nella Tabella 5.1.

Tabella 5.1 Schema riassuntivo delle simulazioni implementate con relativi attacchi d'onda

<b>CODICE SIMULAZIONI</b>	<b>Presenza strato filtro</b>	<b>Tipologia massi mantellata</b>	<b>Pendenza struttura</b>	<b>Tipologia attacchi d'onda</b>	<b>Numero simulazioni effettuate</b>
<b>ARS</b>	NO	Accropodi	2/3	Regolari	14
<b>AFRS</b>	SI	Accropodi	2/3	Regolari	18
<b>XFRS</b>	SI	Xbloc	2/3	Regolari	18
<b>CFRS</b>	SI	Core-loc	2/3	Regolari	15
<b>AFIS</b>	SI	Accropodi	2/3	Irregolari	20
<b>XFIS</b>	SI	Xbloc	2/3	Irregolari	13
<b>CRIS</b>	SI	Core-loc	2/3	Irregolari	19
<b>TRIS</b>	SI	Tetrapodi	2/3	Irregolari	19
<b>SRIS</b>	SI	Seabees	2/3	Irregolari	20
<b>LFIS</b>	SI	Massi naturali	1/3	Irregolari	20
<b>Ac1-2FIS1</b>	SI	Accropodi	1/2	Irregolari	17
<b>Ac1-1FIS1</b>	SI	Accropodi	1/1	Irregolari	19
<b>Totale simulazioni elaborate</b>					<b>212</b>

In primo luogo, per ciascuna simulazione, attraverso il software FLOW-3D<sup>®</sup> sono state estratte, in corrispondenza della sezione centrale del canale numerico, le altezze istantanee d'acqua nel tempo ( $\eta$ ); in seguito si è utilizzato il programma Parametri Statistici - Flow3d V10.0, sviluppato appositamente presso il MEDUS, di cui si riporta la schermata iniziale in Figura 5.1), che consente, a partire dalle altezze istantanee d'acqua nel tempo, di determinare le grandezze caratteristiche del moto ondoso e le altezze istantanee d'acqua in ogni sezione del dominio di calcolo.

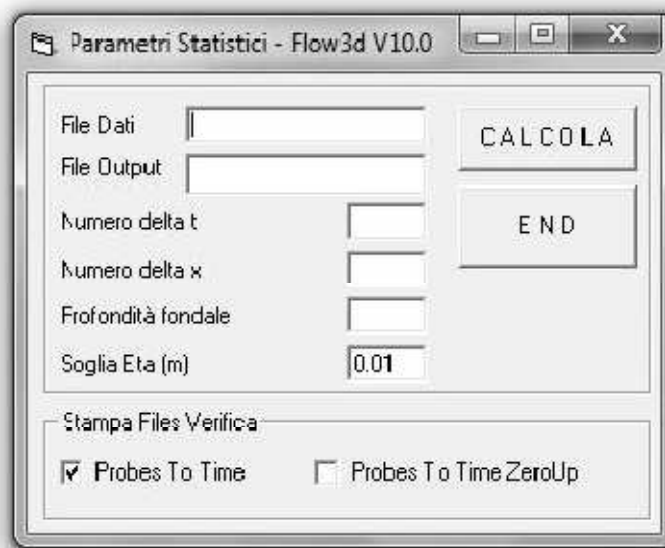


Figura 5.1 Schermata iniziale del programma Parametri Statistici – Flow3D

I dati di input da fornire al programma sono:

- un file dati (in formato .txt), estratto da FLOW-3D<sup>®</sup> e contenente le altezze istantanee d'acqua nel tempo;
- il numero di t, cioè il numero degli istanti di campionamento;
- il numero di x, cioè il numero delle ascisse;
- la profondità del fondale;
- il nome del file di output, che verrà restituito in formato .xls (file Excel).

Il risultato dell'elaborazione consiste in due file Excel:

- il primo riporta le grandezze caratteristiche del moto ondoso (altezza e periodi significativi, altezza e periodo medi, set up, scarto quadratico medio delle altezze d'acqua) ed è identificato dal nome inserito nella schermata iniziale (Figura 5.2).

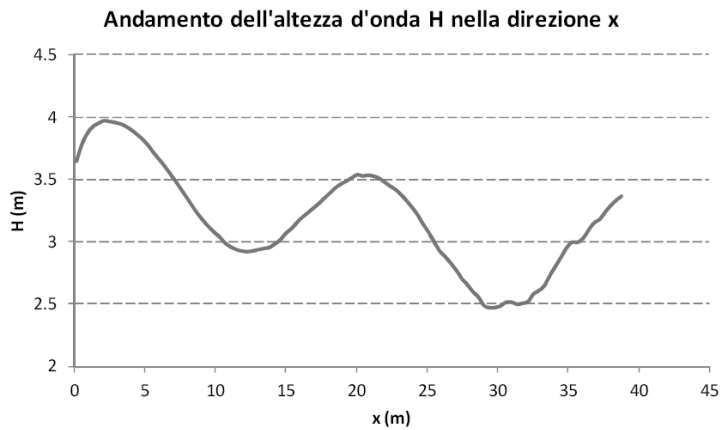
- il secondo contiene la storia delle altezze d'acqua istantanee ( $\eta$ ) in ciascuna sezione (probe) in cui possono essere posizionate le sonde previste dal metodo di Goda e Suzuki ed è identificato dal nome "Probes to time".

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1													
2			Xprob	Hs(m)	Ts(s)	Hmed(m)	Tmed(s)	Setup(m)	SQM(m)	Hm0(m)	Hm0(m)		
3			70.24074	4.505104	10.0461	2.848983	8.95526	0.112303	1.357079	4.65793	4.634904		
4			70.72222	4.466572	9.948189	2.848972	9.233166	0.106371	1.285093	4.537293	4.511448		
5			71.20371	4.32863	10.32744	2.785502	9.229239	0.105858	1.235138	4.448215	4.422286		
6			71.68518	4.1964	10.5499	2.724293	9.227434	0.105975	1.199156	4.382568	4.356776		
7			72.16667	4.067931	10.55983	2.675764	9.224591	0.104628	1.170443	4.329108	4.304421		
8			72.64815	3.97759	10.336	2.72291	9.517754	0.103061	1.144512	4.276299	4.256757		
9			73.12962	3.901505	10.33646	2.611329	9.215276	0.103746	1.122577	4.237244	4.215197		
10			73.61112	3.832151	10.34499	2.57792	9.206629	0.103589	1.107425	4.203476	4.186551		
11			74.09259	3.764853	10.36099	2.549017	9.198108	0.103891	1.086875	4.16275	4.147115		
12			74.57407	3.703403	10.35932	2.525105	9.179302	0.104356	1.072226	4.129562	4.118698		
13			75.05556	3.656946	10.35338	2.542288	9.144201	0.105677	1.075508	4.093727	4.114479		
14			75.53703	3.612353	10.3535	2.524762	9.142049	0.107075	1.060625	4.060279	4.084833		
15			76.01852	3.573779	10.37049	2.505265	9.13983	0.106022	1.048984	4.040259	4.062519		
16			76.5	3.535062	10.39406	2.481945	9.138733	0.106455	1.029813	4.005603	4.024437		
17			76.98148	3.50078	10.3874	2.402655	8.852719	0.106169	1.013587	3.973397	3.992247		
18			77.46297	3.465623	10.84114	2.390934	8.852458	0.107856	0.995913	3.937933	3.955823		
19			77.94444	3.42968	10.52447	2.370495	8.851459	0.108734	0.977451	3.901057	3.917852		
20			78.42593	3.406062	9.581716	2.355133	8.849968	0.109615	0.961689	3.869177	3.885059		
21			78.90741	3.38357	9.623087	2.332867	8.847109	0.106825	0.947769	3.841616	3.857869		
22													
23													
24													
25			194.463	2.122036	10.83402	1.73026	9.548427	0.287538	0.434871	2.635025	2.38361		
26			194.9444	2.162189	10.7573	1.687645	9.537872	0.290318	0.436382	2.640571	2.382712		
27			195.4259	2.19961	13.29802	1.783908	10.23375	0.291845	0.437107	2.639113	2.382434		
28			195.9074	2.198766	13.33732	1.771719	10.22434	0.292316	0.432422	2.625294	2.36596		
29			196.3889	2.109156	10.5986	1.682895	9.511647	0.292979	0.428677	2.61244	2.352204		
30			196.8704	2.098842	10.64437	1.676171	9.506962	0.291862	0.419775	2.585569	2.324015		
31			197.3519	2.09096	10.70078	1.677933	9.502688	0.289679	0.409777	2.554931	2.293708		
32			197.8333	2.04872	10.75565	1.608069	8.88597	0.287943	0.399968	2.524584	2.26272		
33			198.3148	2.045679	11.2861	1.599116	8.882807	0.28841	0.395889	2.512143	2.247432		
34			198.7963	2.031206	10.87069	1.559082	8.602125	0.289235	0.392057	2.50046	2.232215		
35			199.2778	1.967396	10.69473	1.504008	8.338727	0.291162	0.390532	2.494714	2.221952		
36			199.7593	1.932222	10.47501	1.447477	8.091534	0.292702	0.38608	2.481186	2.202969		
37													
38													

Figura 5.2 Esempio di file excel contenente le grandezze caratteristiche del moto ondoso

Il primo file consente di avere una rappresentazione grafica dell'altezza d'onda al variare dell'ascissa, fissata la dimensione  $Y = Y/2$  per la griglia di calcolo 1.

A titolo di esempio, in Figura 5.3 si riporta l'andamento dell'altezza d'onda lungo l'ascissa riferito ad uno dei casi oggetto di studio: onda sinusoidale RS10 di altezza  $H=2.50$  metri e periodo  $T=5.424$  secondi.



**Figura 5.3 Esempio di andamento dell'altezza d'onda nella direzione x per la una simulazione**

La procedura per la determinazione del coefficiente di riflessione per via numerica consiste nell'implementazione del Metodo di Goda e Suzuki, che prevede il posizionamento di due sonde all'interno del dominio.

Tale procedura è stata codificata attraverso due programmi sviluppati dal Laboratorio di Ingegneria Costiera dell'Università di Catania:

- *ampiezze\_dft\_zup\_Messina*;
- *duesonde*.

Dapprima bisogna eseguire il programma *ampiezze\_dft\_zup\_Messina*, dando in input, un file di testo del tipo "*\_tar.txt*" contenente le seguenti informazioni:

- distanza tra le sonde (m);
- profondità (m);
- altezza d'onda nella sezione 1 (m); ricavata dal primo file Excel restituito dal programma *Parametri Statistici – Flow3d*;
- altezza d'onda nella sezione 2 (m); ricavata dal primo file Excel restituito dal programma *Parametri Statistici – Flow3d*;
- periodo (s);
- durata dell'acquisizione (s);
- frequenza dell'acquisizione (s<sup>-1</sup>).

La distanza  $\Delta X$  tra le due sezioni in cui sono posizionate le sonde deve rispettare la limitazione  $0.05L \leq \Delta X \leq 0.45L$ , essendo  $L$  la lunghezza d'onda calcolata attraverso l'equazione implicita delle dispersione (Figura 5.4).



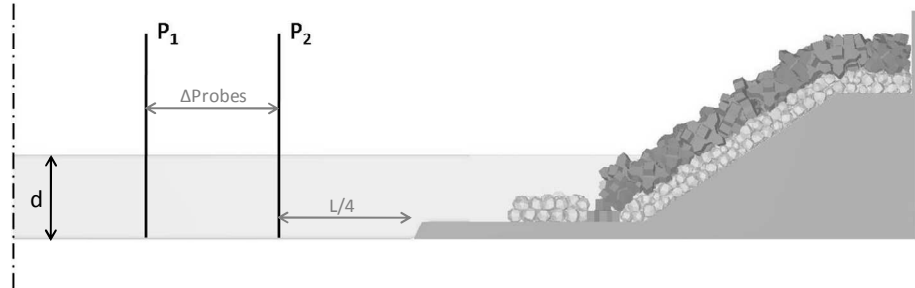


Figura 5.4 Esempio di set up numerico e posizionamento delle sonde (“Probes”)  $P_i$  nel canale numerico

Per quanto riguarda il posizionamento della sonda 1 (ovvero quella off-shore) si è ritenuto opportuno evitare le ascisse più prossime alla barriera (in cui si risente maggiormente della turbolenza) e perciò è stata fissata un’ascissa limite a distanza  $L/4$  nel caso delle onde regolari e distanza  $L$  nel caso delle onde random.

Infine, l’ascissa della sonda 2 è univocamente determinata una volta fissati l’ascissa della sonda 1 e il  $\Delta\text{Probes}$ .

Il programma restituisce in output un file di testo del tipo “\_amp.txt”.

Successivamente bisogna eseguire il programma `duesonde`, il quale necessita di un file di testo del tipo “\_wav.txt” contenente, in due colonne distinte, la storia delle altezze d’acqua istantanee ( $\eta$ ) nelle sezioni in cui si è deciso di posizionare le sonde (ricavate dal file `Probes to time`) e restituisce due file di testo:

- uno del tipo “\_Kr\_H.txt” contenente i valori dell’altezza d’onda incidente, dell’altezza d’onda riflessa e del coefficiente di riflessione;
- un altro del tipo “\_spe\_2s.txt” che contiene lo spettro dell’energia associato alla successione di altezze d’acqua istantanee rilevate alle due sezioni di riferimento.

Si ricorda che lo spettro fornisce una semplice rappresentazione analitica di uno stato di mare ideale, definito come una successione di onde generate dal vento che si prolunga indefinitamente nel tempo in condizioni stazionarie.

L’analisi spettrale è basata sulla decomposizione in serie di Fourier, per cui il segnale nel tempo della sopraelevazione del pelo libero può essere espresso tramite la somma di  $N$  termini sinusoidali:

$$\eta(t) = \sum_{j=1}^N a_j \cos(\omega_j t - \phi_j)$$

in cui si assume che le frequenze  $\omega_j$  siano tutte diverse tra loro ed equi-intervallate (detta  $\omega_1$  la frequenza più bassa, le successive sono date da  $\omega_j = \omega_1 \cdot j$ ), che il numero  $N$  sia infinitamente grande, gli angoli di fase  $\Phi_j$  siano distribuiti uniformemente in  $(0, 2\pi)$  e siano stocasticamente indipendenti tra loro e che le ampiezze  $a_j$  siano tra loro dello stesso ordine di grandezza.

Sovrapponendo un certo numero di funzioni monocromatiche di ampiezze diverse, sfasate casualmente tra loro, si può constatare che la semplice sovrapposizione di onde sinusoidali caratterizzate da una frequenza diversa, comporta la generazione di un segnale assai simile a quello rilevabile in campo tramite, ad esempio, un ondometro.

Il significato fisico dello spettro è quello di essere proporzionale alla distribuzione di energia alle differenti frequenze, vale a dire che lo spettro indica come l'energia si distribuisce tra le varie frequenze.

Per questi motivi, l'analisi dello spettro dell'energia dell'onda vista dalla sonda in una determinata sezione è utile per verificare l'attendibilità e quindi la bontà del coefficiente di riflessione fornito dal programma.

Infatti, tanto più lo spettro registrato alla sonda si avvicina alla rappresentazione tipica di uno spettro relativo alle onde di vento (ossia onde nell'area di generazione con il vento alle spalle - Figura 5.5), tanto più il coefficiente di riflessione è accettabile. Viceversa, uno spettro che si discosta molto dalla forma tipica "a campana" deve portare a scartare il dato fornito dal programma e a cercarne uno più veritiero, spostando una delle due sonde, oppure entrambe.

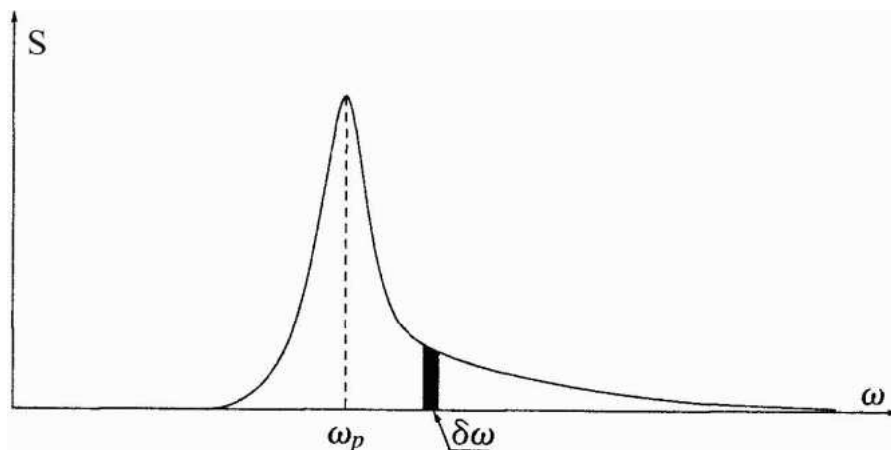


Figura 5.5 Rappresentazione tipica di uno spettro relativo alle onde di vento

Lo spostamento delle sonde è vincolato al rispetto della condizione sulla distanza  $\Delta Probes$  tra le due sezioni, già esposta in precedenza.

Stabilite le nuove ascisse in cui posizionare le due sonde, bisogna ripetere la procedura descritta, fornendo ai due programmi `ampiezze_dft_zup_Messina` e `duesonde` le nuove caratteristiche di altezza d'onda e la nuova distanza tra le due sezioni, riportate negli appositi file di testo.

Terminate le elaborazioni dei due programmi, si analizza il nuovo spettro dell'energia  $e$ , in base alle considerazioni anzidette, si valuta se il risultato è accettabile o meno, nel qual caso è necessario riposizionare le sonde ed effettuare una nuova elaborazione.

Il processo è iterativo e si arresta quando, in entrambe le sezioni di riferimento, lo spettro dell'energia associato all'onda riproduce in maniera accettabile quello relativo alle onde di vento.

Operando in tal modo si sono ottenuti, per le simulazioni di onde regolari e onde random, i valori delle altezze d'onda incidenti e riflesse riportate nel paragrafo seguente.

## **5.2 I RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE IMPLEMENTATE**

Come già osservato in precedenza, quindi, dopo aver ricostruito in 3D le tipologie strutturali (cfr. Paragrafo 3.1.2), averle importate nel software Flow 3D<sup>®</sup>, aver costruito il dominio di calcolo (cfr. Paragrafo 3.1.3), aver scelto le tipologie di attacchi d'onda da simulare (cfr. Paragrafo 3.1.4), aver effettuato le simulazioni ed estratto i risultati in termini di altezze istantanee d'acqua  $\eta$  in corrispondenza della sezione centrale del canale (cfr. Paragrafo 5.2) ed aver applicato il metodo di Goda e Suzuki per separare l'altezza d'onda incidente da quella riflessa (cfr. Paragrafo 5.2), si è stati in grado di definire, per ciascuna simulazione, le caratteristiche dello stato di mare generato al piede dell'opera.

Si riportano nel paragrafo seguente le tabelle riassuntive degli stati di mare associati a ciascuna simulazione sviluppata per ogni tipologia di barriera.

Ciascuna tabella riassuntiva sarà costruita secondo i due principali schemi seguenti, uno relativo agli attacchi d'onda regolari ed uno relativo ad attacchi d'onda random.

**Tabella 5.2 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare**

ID Simulazi one	Hs (m)	T (s)	Durata Acquisizi one (s)	L (m)	tanβ	Hi (m)	Hr (m)	Kr	ξ
RS1	1.00	3.43	120	15.3	0.67	1.23	0.54	0.44	3.48

Com'è banale osservare leggendo la Tabella 5.2, nella prima colonna viene indicato il codice identificativo dell'attacco d'onda, nella seconda l'altezza significativa imposta al generatore virtuale, nella terza il periodo imposto come condizione iniziale, nella quarta la durata dell'acquisizione, nella quinta la lunghezza d'onda determinata al piede dell'opera attraverso l'equazione della dispersione, nella sesta la pendenza della berma, nella settima e ottava colonna, rispettivamente, l'altezza d'onda incidente e quella riflessa determinate con l'ausilio del metodo di Goda e Suzuki, nella nona colonna il coefficiente di riflessione ottenuto dal rapporto tra l'altezza d'onda incidente e quella riflessa e nell'ultima colonna il parametro di Irribarrear.

Per completezza si rammentano le relazioni che consentono di determinare la lunghezza d'onda ed il parametro di Irribarrear:

Equazione della dispersione per la determinazione di L:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tgh} \left( \frac{2\pi d}{L} \right)$$

Parametro di Irribarrear:

$$\xi = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{\frac{H_i}{L}}}$$

Per quanto concerne lo schema della tabella relativa ad attacchi d'onda di tipo random, essa conterrà le seguenti informazioni:

**Tabella 5.3 Caratteristiche generali attacchi d'onda di tipo regolare**

ID Simula zione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisi zione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	ξ
IS1	5	30	300	15.3	3.23	1.23	0.54	0.44	3.48

Nel caso delle onde irregolari si osservano delle piccole differenze rispetto alle onde regolari in termini di condizioni imposte al generatore virtuale, in particolare in tabella vengono indicati: nella prima colonna il codice identificativo dell'attacco d'onda, nella seconda il Fetch geografico

imposto al generatore virtuale, nella terza la velocità del vento imposta come condizione iniziale, nella quarta la durata dell'acquisizione, nella quinta la lunghezza d'onda determinata al piede dell'opera attraverso l'equazione della dispersione, nella sesta il periodo dell'onda, nella settima e ottava colonna, rispettivamente, l'altezza d'onda incidente e quella riflessa determinate con l'ausilio del metodo di Goda e Suzuki, nella nona colonna il coefficiente di riflessione ottenuto dal rapporto tra l'altezza d'onda incidente e quella riflessa e nell'ultima colonna il parametro di Irribarrea.

### 5.2.1 Attacchi d'onda simulati per la struttura 1 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup> senza strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3

Per questa tipologia di struttura di base sono stati simulati soltanto 14 attacchi d'onda di tipo regolare riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.4** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare simulazioni ARS (Accropode Regular Simulation)

ID Simulazione	Hs (m)	T (s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	tan $\beta$	Hi (m)	Hr (m)	Kr	$\xi$
ARS1	1.5	4.2	93	24.98	0.67	1.76	0.45	0.318	2.51
ARS2	1.5	5.25	107	34.40	0.67	2.06	0.40	0.262	2.73
ARS3	1.5	6.3	111	43.42	0.67	2.42	0.80	0.424	2.82
ARS4	2	4.85	60	30.86	0.67	2.74	0.77	0.217	2.24
ARS5	2	6.06	100	41.40	0.67	2.97	0.92	0.396	2.49
ARS6	2.5	5.42	97	35.88	0.67	3.09	0.79	0.322	2.27
ARS7	2.5	6.78	91,5	47.45	0.67	3.88	1.52	0.494	2.33
ARS8	2.5	8.14	114	58.65	0.67	2.87	1.19	0.519	3.01
ARS9	2.75	5.69	89,5	38.22	0.67	3.37	1.01	0.368	2.24
ARS10	2.75	7.11	76,5	50.19	0.67	3.84	1.58	0.515	2.41
ARS11	2.75	8.54	59	61.89	0.67	3.06	1.69	0.544	3.00
ARS12	3.5	6.42	60	44.43	0.67	4.84	1.64	0.375	2.02
ARS13	3.5	8.03	120	57.71	0.67	4.42	1.59	0.482	2.41
ARS14	3.5	9.63	99,1	70.67	0.67	3.36	2.36	0.559	3.06

**5.2.2 Attacchi d'onda simulati per la struttura 2 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3**

Per questa tipologia di struttura sono stati simulati sia attacchi d'onda di tipo regolare che di tipo irregolare, riassunti nelle due tabelle seguenti:

**Tabella 5.5 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni AFRS (Accropode Filter Regular Simulation)**

ID Simulazione	Hs (m)	T (s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	tan $\beta$	Hi (m)	Hr (m)	Kr	$\xi$
AFRS1	1.00	3.43	120	17.85	0.67	0.631	0.25	0.399	3.545
AFRS2	1.00	4.28	85	25.72	0.67	1.024	0.43	0.416	3.341
AFRS3	1.00	5.15	120	33.52	0.67	0.749	0.28	0.372	4.460
AFRS4	1.50	4.2	118.5	24.98	0.67	1.365	0.45	0.333	2.852
AFRS5	1.50	5.25	102	34.40	0.67	1.083	0.36	0.334	3.757
AFRS6	1.50	6.3	91	43.42	0.67	1.288	0.48	0.373	3.871
AFRS7	2.00	4.85	120	30.86	0.67	1.631	0.69	0.422	2.900
AFRS8	2.00	6.00	113	40.87	0.67	1.521	0.57	0.378	3.456
AFRS9	2.00	7.28	120	51.56	0.67	2.403	1.12	0.468	3.088
AFRS10	2.50	5.42	120	35.88	0.67	2.116	0.78	0.367	2.745
AFRS11	2.50	6.78	114	47.45	0.67	1.794	0.65	0.360	3.428
AFRS12	2.50	8.14	120	58.65	0.67	2.824	1.13	0.400	3.038
AFRS13	2.75	5.69	101	38.22	0.67	1.87	0.65	0.346	3.014
AFRS14	2.75	7.11	109	50.19	0.67	2.295	0.81	0.355	3.118
AFRS15	2.75	8.54	109	61.89	0.67	2.966	1.15	0.389	3.045
AFRS16	3.50	6.42	120	44.43	0.67	2.473	1.01	0.409	2.826
AFRS17	3.50	8.03	120	57.75	0.67	2.858	1.20	0.421	2.997
AFRS18	3.50	9.63	113	70.67	0.67	2.251	0.97	0.432	3.735

**Tabella 5.6** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni AFIS (Accropode Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
AFIS1	100	20	300	57.26	7.97	1.77	0.65	0.366	3.79
AFIS2	100	12.5	300	47.03	6.73	1.63	0.61	0.372	3.58
AFIS3	20	15	300	24.43	4.14	0.70	0.23	0.323	3.94
AFIS4	20	25	300	32.28	5.01	1.19	0.34	0.285	3.48
AFIS5	20	30	300	34.83	5.30	1.34	0.40	0.297	3.40
AFIS6	100	6	300	33.78	5.18	1.00	0.33	0.331	3.88
AFIS7	100	16	300	50.69	7.17	1.71	0.59	0.345	3.63
AFIS8	500	3	300	50.36	7.13	1.63	0.57	0.350	3.71
AFIS9	500	5	300	63.35	8.72	1.68	0.67	0.400	4.09
AFIS10	500	7	300	68.42	9.35	1.80	0.77	0.425	4.11
AFIS11	20	20	300	28.89	4.63	0.95	0.27	0.288	3.67
AFIS12	20	40	300	37.61	5.62	1.41	0.46	0.328	3.44
AFIS13	100	9	300	40.27	5.93	1.36	0.42	0.311	3.63
AFIS14	250	8	300	56.77	7.91	1.55	0.58	0.373	4.04
AFIS15	250	16	300	81.18	10.9	2.23	0.97	0.435	4.03
AFIS16	250	5	205	45.52	6.55	1.56	0.56	0.356	3.60
AFIS17	250	12	300	63.27	8.71	1.78	0.71	0.398	3.97
AFIS18	5	50	300	23.11	4.00	0.80	0.24	0.307	3.59
AFIS19	5	40	300	20.08	3.67	0.72	0.22	0.304	3.51
AFIS20	5	30	300	15.64	3.19	0.48	0.15	0.308	3.82

### 5.2.3 Attacchi d'onda simulati per la struttura 3 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Xbloc<sup>®</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati sia attacchi d'onda di tipo regolare che di tipo irregolare, riassunti nelle due tabelle seguenti:

**Tabella 5.7** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni XFRS (Xbloc Filter Regular Simulation)

ID Simulazione	Hs (m)	T (s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	tan $\beta$	Hi (m)	Hr (m)	Kr	$\xi$
XFRS1	1.00	3.43	120	17.85	0.67	0.82	0.28	0.343	3.11
XFRS2	1.00	4.29	107	25.72	0.67	0.94	0.32	0.335	3.48
XFRS3	1.00	5.15	120	33.52	0.67	0.83	0.28	0.332	4.23
XFRS4	1.50	4.20	120	24.98	0.67	1.31	0.46	0.353	2.91
XFRS5	1.50	5.25	116	34.40	0.67	1.18	0.43	0.368	3.60
XFRS6	1.50	6.30	120	43.42	0.67	1.04	0.33	0.315	4.31
XFRS7	2.00	4.85	116	30.86	0.67	1.57	0.50	0.319	2.95
XFRS8	2.00	6.06	117	40.87	0.67	1.45	0.47	0.325	3.55
XFRS9	2.00	7.28	120	51.56	0.67	1.97	0.77	0.393	3.41
XFRS10	2.50	5.42	110	35.88	0.67	1.86	0.60	0.321	2.93
XFRS11	2.50	6.78	120	47.45	0.67	2.06	0.70	0.338	3.20
XFRS12	2.50	8.14	105	58.65	0.67	2.82	1.06	0.377	3.04
XFRS13	2.75	5.69	120	38.22	0.67	2.04	0.65	0.321	2.89
XFRS14	2.75	7.11	120	50.19	0.67	2.39	0.82	0.346	3.06
XFRS15	2.75	8.53	120	61.89	0.67	3.16	1.16	0.366	2.95
XFRS16	3.50	6.15	120	44.43	0.67	2.09	0.69	0.329	3.07
XFRS17	3.50	8.02	120	57.75	0.67	3.64	1.38	0.379	2.66
XFRS18	3.50	9.63	120	70.67	0.67	3.37	1.35	0.402	3.05



**Tabella 5.8** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni XFIS (Xbloc Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
XFIS1	5	30	300	14.10	3.21	0.51	0.16	0.311	3.52
XFIS2	5	40	300	17.29	3.54	0.76	0.22	0.289	3.23
XFIS3	5	50	300	20.44	3.92	0.92	0.25	0.269	3.22
XFIS4	20	15	300	20.44	4.15	0.76	0.22	0.293	3.54
XFIS5	20	20	300	24.52	4.62	1.03	0.25	0.245	3.41
XFIS6	20	25	300	28.16	5.03	1.26	0.31	0.244	3.37
XFIS7	20	30	300	30.77	5.23	1.37	0.38	0.275	3.44
XFIS8	100	6	300	28.16	5.13	1.08	0.26	0.237	3.64
XFIS9	100	9	300	35.09	5.82	1.35	0.39	0.291	3.82
XFIS10	250	5	300	38.38	6.48	1.48	0.48	0.326	3.92
XFIS11	500	3	300	43.67	6.93	1.54	0.57	0.367	4.25
XFIS12	20	40	219	33.60	5.73	1.31	0.42	0.321	3.75
XFIS13	100	12.5	197	38.38	6.89	1.71	0.64	0.373	3.64

**5.2.4 Attacchi d'onda simulati per la struttura 4 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Core-loc<sup>TM</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3**

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati sia attacchi d'onda di tipo regolare che di tipo irregolare, riassunti nelle due tabelle seguenti:

**Tabella 5.9** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo regolare per le simulazioni CFRS (Core-loc Filter Regular Simulation)

ID Simulazione	Hs (m)	T (s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	tan $\beta$	Hi (m)	Hr (m)	Kr	$\xi$
CFRS1	1.00	3.43	120	17.85	0.67	1.00	0.22	0.221	2.82
CFRS2	1.00	4.29	120	25.79	0.67	1.12	0.52	0.468	3.20
CFRS3	1.00	5.15	120	33.48	0.67	0.87	0.25	0.288	4.13
CFRS4	1.50	4.20	120	24.99	0.67	1.64	0.77	0.472	2.60
CFRS5	1.50	5.25	120	34.41	0.67	1.30	0.42	0.323	3.43
CFRS6	2.00	4.85	120	30.87	0.67	1.64	0.66	0.399	2.89
CFRS7	2.00	6.06	116	41.42	0.67	2.10	0.37	0.175	2.96
CFRS8	2.00	7.28	118	51.57	0.67	2.65	1.08	0.409	2.94
CFRS9	2.50	5.42	120	35.91	0.67	2.30	0.59	0.258	2.64
CFRS10	2.50	6.78	116	47.45	0.67	2.50	1.16	0.465	2.16
CFRS11	2.50	8.14	105	58.61	0.67	4.16	1.43	0.344	2.50
CFRS12	2.75	5.69	121	38.21	0.67	2.64	0.55	0.208	2.54
CFRS13	2.75	7.11	120	50.20	0.67	3.23	1.34	0.416	2.63
CFRS14	3.50	6.15	121	42.13	0.67	3.23	0.49	0.150	2.41
CFRS15	3.50	9.63	120	70.64	0.67	4.69	2.35	0.500	2.59

**Tabella 5.10** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni CFIS (Xbloc Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
CFIS1	5	30	243.5	15.64	3.19	0.47	0.16	0.334	3.83
CFIS2	5	40	300	19.24	3.58	0.78	0.22	0.280	3.32
CFIS3	5	50	300	22.86	3.97	0.90	0.30	0.330	3.36
CFIS4	20	15	300	24.98	4.2	0.76	0.26	0.335	3.82
CFIS5	20	20	300	28.80	4.62	1.04	0.37	0.352	3.52
CFIS6	20	25	300	31.75	4.95	1.21	0.44	0.362	3.42
CFIS7	20	30	300	34.57	5.27	1.20	0.42	0.349	3.57
CFIS8	20	40	300	37.09	5.56	1.29	0.49	0.382	3.58
CFIS9	100	6	300	33.78	5.18	1.00	0.37	0.368	3.87
CFIS10	100	9	300	38.90	5.77	1.24	0.47	0.380	3.73
CFIS11	100	12.5	300	46.28	6.64	1.39	0.55	0.396	3.85
CFIS12	100	16	300	51.43	7.26	1.55	0.66	0.426	3.84
CFIS13	100	20	300	52.92	7.44	2.01	1.14	0.564	3.42
CFIS14	250	5	300	45.10	6.5	1.24	0.48	0.388	4.03
CFIS15	250	8	300	55.13	7.71	1.72	0.75	0.433	3.77
CFIS16	250	12	257	63.35	8.72	1.83	1.11	0.605	3.93
CFIS17	500	3	300	49.11	6.98	1.24	0.50	0.399	4.20
CFIS18	500	5	300	62.62	8.63	1.93	0.85	0.438	3.80
CFIS19	500	7	300	67.14	9.19	1.96	0.95	0.484	3.90

**5.2.5 Attacchi d'onda simulati per la struttura 5 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Tetrapodi dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3**

Per questa tipologia di struttura sono stati simulati soltanto attacchi d'onda di tipo irregolare, riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.11 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni TFIS (Tetrapode Filter Irregular Simulation)**

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
TFIS1	5	30	300	16.37	3.27	0.46	0.15	0.324	3.96
TFIS2	5	40	300	19.52	3.61	0.72	0.22	0.307	3.47
TFIS3	5	50	300	22.86	3.97	0.86	0.27	0.314	3.44
TFIS4	20	15	300	25.26	4.23	0.72	0.26	0.359	3.94
TFIS5	20	20	300	16.37	4.48	0.93	0.33	0.360	2.80
TFIS6	20	25	300	31.13	4.88	1.06	0.38	0.359	3.61
TFIS7	20	30	300	33.87	5.19	1.17	0.41	0.351	3.58
TFIS8	20	40	300	37.61	5.62	1.41	0.49	0.351	3.45
TFIS9	100	6	300	32.28	5.01	0.84	0.32	0.375	4.13
TFIS10	100	9	300	40.87	6	1.27	0.45	0.355	3.79
TFIS11	100	12.5	300	47.36	6.77	1.55	0.55	0.357	3.69
TFIS12	100	16	300	50.69	7.17	1.69	0.61	0.360	3.65
TFIS13	100	20	300	56.36	7.86	1.86	0.73	0.395	3.67
TFIS14	250	5	300	47.20	6.75	1.52	0.52	0.343	3.72
TFIS15	250	8	300	55.30	7.73	1.73	0.66	0.378	3.76
TFIS16	250	12	300	70.59	9.62	1.96	0.81	0.413	4.01
TFIS17	500	3	241.5	53.33	7.49	1.55	0.55	0.354	3.92
TFIS18	500	5	300	59.22	8.21	1.87	0.74	0.395	3.75
TFIS19	500	7	300	74.34	10.1	2.12	0.87	0.409	3.95

### 5.2.6 Attacchi d'onda simulati per la struttura 6 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Seabees dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 2/3

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati soltanto attacchi d'onda di tipo irregolare, riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.12** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni SFIS (Seabees Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
SFIS1	5	30	300	17.48	3.39	0.56	0.26	0.464	3.74
SFIS2	5	40	300	19.70	3.63	0.80	0.32	0.400	3.31
SFIS3	5	50	300	22.95	3.98	0.92	0.35	0.383	3.34
SFIS4	20	20	300	29.25	4.67	1.07	0.45	0.417	3.48
SFIS5	20	30	300	33.08	5.1	1.21	0.45	0.371	3.48
SFIS6	20	15	300	24.43	4.14	0.88	0.34	0.387	3.51
SFIS7	20	25	300	30.59	4.82	1.23	0.47	0.382	3.33
SFIS8	20	40	300	36.66	5.51	1.22	0.50	0.408	3.65
SFIS9	100	6	300	32.73	5.06	1.08	0.43	0.395	3.67
SFIS10	100	9	300	39.59	5.85	1.26	0.49	0.392	3.74
SFIS11	100	12.5	300	44.68	6.45	1.74	0.74	0.426	3.38
SFIS12	100	16	300	47.20	6.75	1.51	0.61	0.407	3.73
SFIS13	100	20	300	52.09	7.34	1.76	0.82	0.464	3.63
SFIS14	250	5	209	42.06	6.14	1.27	0.53	0.416	3.84
SFIS15	250	8	300	49.94	7.08	1.67	0.75	0.452	3.65
SFIS16	250	12	300	65.37	8.97	2.00	0.91	0.452	3.81
SFIS17	250	16	300	70.51	9.61	2.16	0.96	0.444	3.81
SFIS18	500	3	300	46.03	6.61	1.25	0.50	0.401	4.04
SFIS19	500	5	300	58.65	8.14	1.52	0.69	0.452	4.15
SFIS20	500	7	300	68.98	9.42	1.71	0.85	0.498	4.23

### 5.2.7 Attacchi d'onda simulati per la struttura 7 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/3

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati soltanto attacchi d'onda di tipo irregolare, riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.13** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni LFIS (Livorno Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe (km)	U (m/s)	Durata Acquisizione (s)	L (m)	T (s)	Hi (m)	Hr (m)	Kr (m)	$\xi$
LFIS1	5	30	300	9.14	2.42	0.19	0.06	0.312	4.64
LFIS2	5	40	300	9.22	2.43	0.19	0.06	0.292	4.62
LFIS3	5	50	300	21.94	3.87	0.88	0.29	0.325	3.32
LFIS4	20	15	300	23.88	4.08	0.74	0.25	0.330	3.78
LFIS5	20	20	300	29.61	4.71	1.09	0.29	0.267	3.48
LFIS6	20	25	300	36.83	5.53	1.34	0.35	0.257	3.49
LFIS7	20	30	300	39.16	5.80	1.56	0.35	0.223	3.34
LFIS8	20	40	300	47.78	6.82	1.94	0.51	0.265	3.31
LFIS9	100	6	300	35.10	5.33	1.09	0.30	0.272	3.79
LFIS10	100	9	300	41.64	6.09	1.53	0.46	0.298	3.48
LFIS11	100	12.5	300	47.03	6.73	1.92	0.57	0.299	3.30
LFIS12	100	16	300	53.41	7.5	2.16	0.79	0.364	3.32
LFIS13	100	20	300	61.00	8.43	1.76	0.67	0.384	3.93
LFIS14	250	5	272	46.44	6.66	1.63	0.52	0.319	3.56
LFIS15	250	8	300	57.18	7.96	2.17	0.85	0.393	3.43
LFIS16	250	12	300	66.17	9.07	1.94	0.82	0.425	3.90
LFIS17	250	16	300	74.90	10.2	2.61	1.20	0.460	3.57
LFIS18	500	3	300	51.18	7.23	1.79	0.57	0.322	3.57
LFIS19	500	5	300	59.70	8.27	1.94	0.77	0.396	3.70
LFIS20	500	7	300	74.42	10.1	2.30	0.99	0.432	3.79

### 5.2.8 Attacchi d'onda simulati per la struttura 10 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/2

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati soltanto attacchi d'onda di tipo irregolare, riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.14** Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni Ac1-2FIS (Accropode 1-2 Filter Irregular Simulation)

ID Simulazione	Fe km	U m/s	Durata Acquisizione s	L m	T s	Hi m	Hr m	Kr m	$\xi$
Ac1-2FIS1	5	30	300	16.01	3.23	0.50	0.14	0.281	2.83
Ac1-2FIS2	5	40	300	19.43	3.60	0.69	0.19	0.277	2.65
Ac1-2FIS3	5	50	300	23.23	4.01	0.86	0.24	0.279	2.60
Ac1-2FIS4	20	15	300	24.71	4.17	0.71	0.22	0.315	2.95
Ac1-2FIS5	20	20	300	28.62	4.60	0.98	0.28	0.290	2.70
Ac1-2FIS6	20	25	300	31.57	4.93	1.25	0.32	0.253	2.51
Ac1-2FIS7	20	30	300	34.31	5.24	1.25	0.33	0.268	2.62
Ac1-2FIS8	20	40	300	40.96	6.01	1.57	0.47	0.298	2.55
Ac1-2FIS9	100	6	300	33.69	5.17	0.95	0.26	0.272	2.97
Ac1-2FIS10	100	9	300	40.19	5.92	1.44	0.41	0.287	2.64
Ac1-2FIS11	100	12.5	300	50.27	7.12	1.38	0.39	0.281	3.02
Ac1-2FIS12	100	16	300	50.60	7.16	1.61	0.48	0.296	2.80
Ac1-2FIS13	100	20	300	57.10	7.95	1.69	0.56	0.328	2.90
Ac1-2FIS14	250	5	300	45.19	6.51	1.32	0.37	0.276	2.92
Ac1-2FIS15	250	8	300	57.28	7.85	1.59	0.50	0.313	3.00
Ac1-2FIS16	250	12	300	63.67	8.76	1.81	0.61	0.337	2.97
Ac1-2FIS17	500	5	300	62.95	8.67	1.86	0.64	0.344	2.91

**5.2.9 Attacchi d'onda simulati per la struttura 11 (cfr. Paragrafo 3.1.2): barriera con mantellata in Accropodi<sup>TM</sup> dotata di strato filtro e protezione al piede e pendenza pari a 1/1**

Anche per questa tipologia di struttura sono stati simulati soltanto attacchi d'onda di tipo irregolare, riassunti nella tabella seguente:

**Tabella 5.15 Caratteristiche attacchi d'onda di tipo irregolare per le simulazioni Ac1-1FIS (Accropode 1-1 Filter Irregular Simulation)**

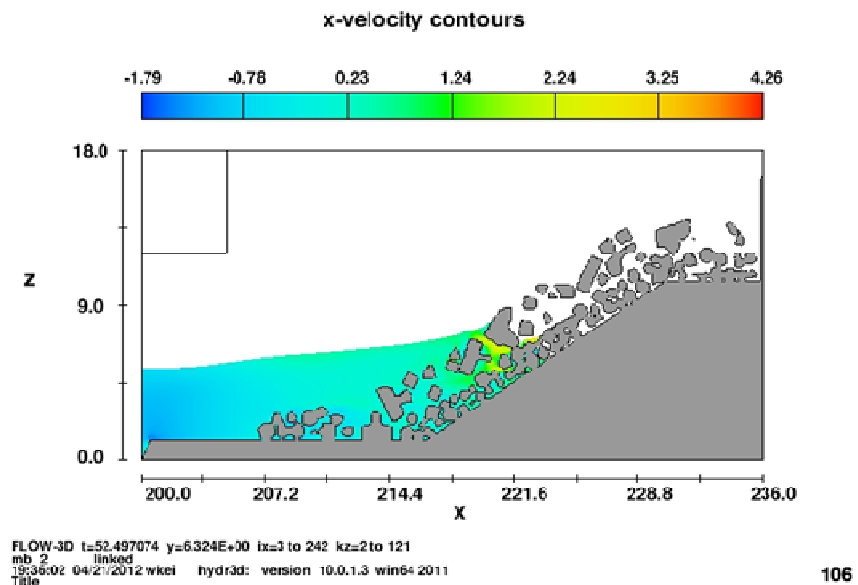
ID Simulazione	Fe km	U m/s	Durata Acquisizione s	L m	T s	Hi m	Hr m	Kr m	$\xi$
Ac1-1FIS1	5	30	300	15.91	3.22	0.51	0.20	0.379	5.56
Ac1-1FIS2	5	40	300	19.61	3.62	0.76	0.23	0.303	5.07
Ac1-1FIS3	5	50	300	21.84	3.86	0.89	0.24	0.271	4.96
Ac1-1FIS4	20	15	300	24.98	4.20	0.76	0.23	0.303	5.73
Ac1-1FIS5	20	20	300	28.53	4.59	0.94	0.26	0.275	5.50
Ac1-1FIS6	20	25	300	32.37	5.02	1.20	0.32	0.265	5.19
Ac1-1FIS7	20	30	300	34.83	5.30	1.16	0.39	0.333	5.48
Ac1-1FIS8	20	40	300	37.87	5.65	1.26	0.43	0.338	5.49
Ac1-1FIS9	100	6	300	33.52	5.15	0.91	0.26	0.283	6.08
Ac1-1FIS10	100	9	300	39.85	5.88	1.24	0.40	0.323	5.67
Ac1-1FIS11	100	16	300	52.01	7.33	1.59	0.66	0.414	5.71
Ac1-1FIS12	100	20	300	64.08	8.81	1.91	0.85	0.445	5.80
Ac1-1FIS13	250	5	300	45.10	6.50	1.34	0.46	0.342	5.80
Ac1-1FIS14	250	8	300	56.44	7.87	1.70	0.75	0.442	5.77
Ac1-1FIS15	250	12	300	69.63	9.50	2.03	1.13	0.555	5.86
Ac1-1FIS16	250	16	300	79.28	10.7	2.07	1.12	0.544	6.20
Ac1-1FIS17	500	3	300	79.52	10.7	1.64	0.78	0.474	6.97
Ac1-1FIS18	500	5	300	60.11	8.32	2.03	0.96	0.473	5.44
Ac1-1FIS19	500	7	300	76.26	10.3	2.21	1.17	0.531	5.88



### 5.3 LA VALIDAZIONE DEL MODELLO 3D ATTRAVERSO IL CONFRONTO TRA I VALORI DI RUN UP NUMERICI E QUELLI DERIVANTI DALL'APPLICAZIONE DI FORMULE DI LETTERATURA

#### 5.3.1 Analisi numerica del run up

Mediante l'utilizzo del software Flow 3D<sup>®</sup> sono state effettuate le simulazioni illustrate nel precedente paragrafo 5.2. Tra le varie forme di output del software, vi è quella della stampa a video delle immagini della simulazione stessa con una frequenza prestabilita in una sezione prescelta dall'utente. In particolare, per la misurazione del run up istantaneo, si è stabilito di stampare a video, con una frequenza di 0,5 s, la sezione centrale delle strutture 3D ottenendo, in tal modo, in un piano bidimensionale, la mantellata di ciascuna struttura e la risalita dell'onda su di essa (Figura 5.6).



**Figura 5.6** Esempio di un frame restituito dal software Flow-3D<sup>®</sup>  
Ciascuna immagine è stata importata in AutoCAD come immagine raster, scalata opportunamente e, a partire da una quota pari a 6 m (quota

all'interno del dominio di calcolo coincidente con il livello medio mare), è stato misurato manualmente il run up.

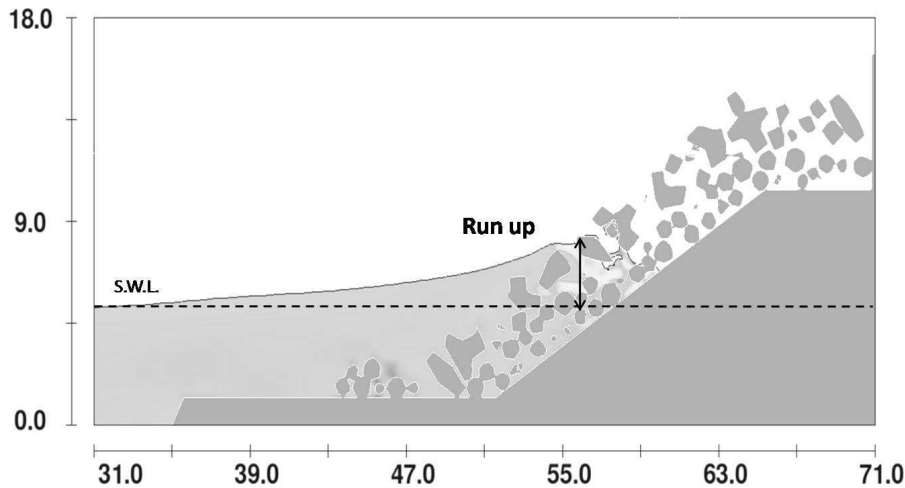


Figura 5.7 Esempio di misurazione del run up

I primi “frames”, nei quali non si riscontravano variazioni significative, ovvero il livello dell’onda sulla barriera risultava pressoché coincidente con il livello medio mare, non sono stati presi in considerazione; si può affermare che, in media in ogni simulazione, nei primi ventotto secondi non si verificavano variazioni rilevanti.

Per ogni simulazione è stata quindi effettuata una prima analisi qualitativa dell’andamento del pelo libero dell’onda rispetto al livello medio mare in modo da non avere distorsioni nella fase di elaborazione dei valori ottenuti dalle misurazioni e, quindi, nella valutazione complessiva del run up.

Sono state effettuate mediamente, per ciascuna simulazione, 500 misure manuali del run up al fine di ottenere i seguenti parametri statistici:

- Ru medio: valore di run-up corrispondente alla media di tutti i valori di run up analizzati;
- Ru 2%: media del 2% più alto dei valori di run up determinati;
- Ru 10%: media del 10% più alto dei valori di run up determinati;
- Ru 1/3: media del terzo più alto dei valori di run up determinati.

Com’è logico attendesi, all’aumentare dell’altezza d’onda, aumenta il valore della risalita lungo la mantellata della barriera oggetto di studio.

In particolare, per ogni simulazione si può notare come vari il valore del Run up al crescere del Fetch e della velocità del vento, e come allo

scorrere del tempo le onde presentino un andamento ciclico (Figura 5.8 e Figura 5.9).

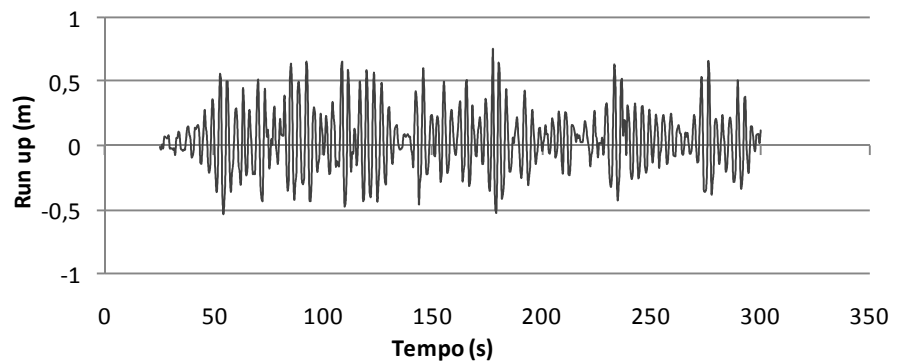


Figura 5.8 Esempio: andamento del Run up nel tempo per la simulazione XFIS1 (cfr. Paragrafo 5.2.3) - Piccola altezza d'onda

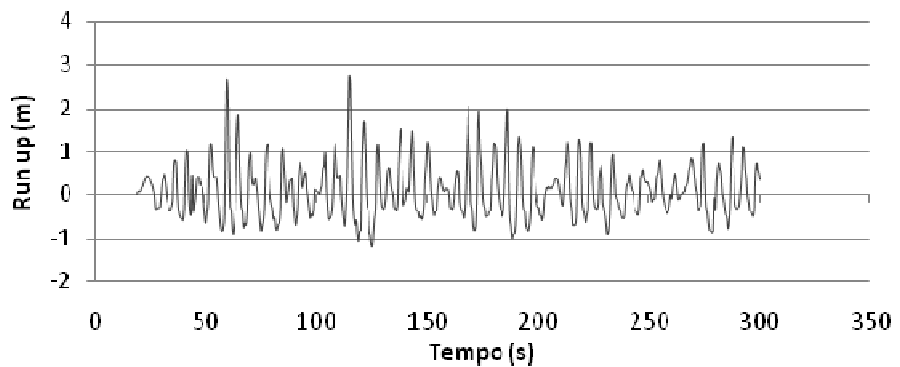


Figura 5.9 Esempio: andamento del Run up nel tempo per la simulazione XFIS9 (cfr. Paragrafo 5.2.3) - Grande altezza d'onda

E' evidente che, per ciascuna simulazione elaborata, è stato ottenuto un grafico del tipo di quelli mostrati nelle figure Figura 5.8 e Figura 5.9.

Misurati quindi i valori di run up con una frequenza di 0,5 secondi, si è proceduto ad isolare soltanto i valori di run up associati a ciascuna onda in arrivo sulla struttura, eliminando i valori di run down ed i valori ridondanti.

Effettuata questa operazione di filtro, sono stati determinati, quindi, per ciascuna simulazione, i valori statistici di run up numerici che vengono presentati nei paragrafi che seguono.

**5.3.1.1 Run up statistici ricavati per la struttura 1 con attacchi d'onda regolari**

**Tabella 5.16 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni ARS**

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
ARS1	-1.14	3.40	2.79	1.73	1.16	0.23
ARS2	-0.66	1.78	1.71	1.44	1.12	0.24
ARS3	-0.73	2.35	2.29	2.14	1.73	0.53
ARS4	-0.75	2.27	2.25	2.04	1.73	0.56
ARS5	-0.72	3.70	3.36	2.81	2.11	0.68
ARS6	-0.68	3.42	3.21	2.78	2.16	0.75
ARS7	-1.06	3.72	3.59	3.34	2.68	1.00
ARS8	-1.64	3.22	2.82	2.35	1.87	0.56
ARS9	-0.68	3.47	3.20	2.74	2.12	0.71
ARS10	-0.87	3.70	3.68	3.43	2.67	0.99
ARS11	-1.67	3.49	3.46	2.96	2.17	0.67
ARS12	-0.76	3.75	3.66	3.43	2.90	1.34
ARS13	-1.50	4.30	3.84	3.47	2.77	1.01
ARS14	-2.02	5.42	5.19	4.30	3.38	1.39

### 5.3.1.2 *Run up statistici ricavati per la struttura 2 con attacchi d'onda regolari*

Tabella 5.17 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni AFRS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
AFRS1	-0.27	1.18	1.18	1.18	1.18	1.06
AFRS2	-0.63	1.56	1.56	1.36	1.14	0.91
AFRS3	-0.66	1.41	1.41	1.37	1.22	1.00
AFRS4	-1.29	2.69	2.69	2.42	2.16	1.85
AFRS5	-0.69	1.87	1.87	1.86	1.82	1.77
AFRS6	-0.77	1.90	1.90	1.90	1.83	1.53
AFRS7	-0.78	2.11	2.11	2.04	1.91	1.59
AFRS8	-0.85	2.46	2.46	2.28	2.05	1.58
AFRS9	-1.02	3.60	3.60	3.19	2.66	1.95
AFRS10	-0.79	3.54	3.54	2.99	2.54	2.10
AFRS11	-1.49	2.14	2.14	2.04	1.93	1.62
AFRS12	-1.14	3.08	3.08	3.08	2.93	2.49
AFRS13	-0.83	2.69	2.69	2.58	2.42	1.86
AFRS14	-1.02	3.04	3.04	3.04	2.70	2.25
AFRS15	-1.14	3.31	3.31	3.31	3.12	2.48
AFRS16	-0.95	3.00	3.00	2.80	2.55	2.34
AFRS17	-0.86	4.12	4.12	4.00	3.66	2.92
AFRS18	-1.15	2.89	2.89	2.89	2.81	2.28

### 5.3.1.3 *Run up statistici ricavati per la struttura 2 con attacchi d'onda irregolari*

Tabella 5.18 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni AFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
AFIS1	-0.46	0.72	0.72	0.63	0.54	0.32
AFIS2	-0.68	1.00	1.00	0.81	0.66	0.40
AFIS4	-0.77	0.95	0.95	0.76	0.65	0.41
AFIS5	-0.88	1.90	1.90	1.48	1.10	0.63
AFIS6	-1.07	1.92	1.92	1.87	1.47	0.86
AFIS7	-1.45	1.97	1.97	1.91	1.64	0.97
AFIS8	-1.68	1.98	1.98	1.94	1.86	1.29
AFIS9	-0.89	1.83	1.83	1.66	1.18	0.67
AFIS10	-1.27	2.72	2.72	2.14	1.86	1.12
AFIS11	-1.44	2.15	2.15	2.11	2.00	1.41
AFIS12	-1.22	2.91	2.91	2.70	2.24	1.50
AFIS13	-1.24	3.38	3.38	3.28	2.58	1.64
AFIS14	-1.47	2.08	2.08	2.04	1.92	1.24
AFIS15	-1.21	3.32	3.32	3.01	2.39	1.64
AFIS16	-1.15	3.73	3.73	3.36	2.77	1.96
AFIS17	-1.47	4.21	4.21	4.02	3.27	2.37
AFIS18	-1.12	2.20	2.20	2.10	1.96	1.36
AFIS19	-1.34	2.96	2.96	2.66	2.28	1.48
AFIS20	-1.59	3.71	3.71	3.23	2.60	1.90

### 5.3.1.4 *Run up statistici ricavati per la struttura 3 con attacchi d'onda regolari*

Tabella 5.19 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni XFRS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
XFRS1	-0.60	0.85	0.85	0.83	0.68	0.48
XFRS2	-0.72	1.07	1.07	1.02	0.92	0.68
XFRS3	-0.70	1.12	1.12	1.08	1.01	0.69
XFRS4	-0.83	1.86	1.86	1.53	1.26	0.76
XFRS5	-0.82	1.63	1.63	1.62	1.48	1.22
XFRS6	-0.77	2.09	2.09	1.94	1.76	1.35
XFRS7	-0.83	2.49	2.49	2.38	2.19	1.74
XFRS8	-0.88	2.57	2.57	2.51	2.41	1.56
XFRS9	-1.08	2.74	2.74	2.69	2.61	1.96
XFRS10	-0.81	2.88	2.88	2.78	2.37	1.69
XFRS11	-0.97	2.69	2.69	2.58	2.27	1.79
XFRS12	-0.89	4.28	4.28	4.28	4.22	3.92
XFRS13	-0.96	2.65	2.65	2.62	2.41	1.72
XFRS14	-0.98	3.17	3.17	3.13	3.04	2.44
XFRS15	-2.46	3.52	3.52	3.50	3.38	2.64
XFRS16	-0.88	3.00	3.00	2.92	2.53	1.85
XFRS17	-1.47	3.71	3.71	3.65	3.45	2.93
XFRS18	-1.80	3.55	3.55	3.55	3.21	2.53

**5.3.1.5 Run up statistici ricavati per la struttura 3 con attacchi d'onda irregolari**

**Tabella 5.20** Valori di run up numerici determinati per le simulazioni XFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
XFIS1	-0.53	0.74	0.70	0.65	0.55	0.34
XFIS2	-0.70	1.06	1.06	0.98	0.78	0.48
XFIS3	-0.78	1.14	1.14	1.10	1.02	0.61
XFIS4	-0.72	1.13	1.13	1.00	0.81	0.47
XFIS5	-0.99	1.34	1.34	1.28	1.14	0.70
XFIS6	-1.16	2.12	2.12	1.86	1.44	0.88
XFIS7	-1.35	2.78	2.78	2.04	1.52	1.00
XFIS8	-0.94	2.55	2.55	2.43	1.91	1.23
XFIS9	-0.93	1.53	1.53	1.40	1.18	0.70
XFIS10	-1.20	2.77	2.77	2.28	1.71	1.09
XFIS11	-1.45	2.55	2.55	2.53	2.23	1.38
XFIS12	-1.09	2.81	2.81	2.54	1.80	1.18
XFIS13	-1.05	2.85	2.85	2.48	1.91	1.23

**5.3.1.6 Run up statistici ricavati per la struttura 4 con attacchi d'onda regolari**

**Tabella 5.21** Valori di run up numerici determinati per le simulazioni CFRS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
CFRS1	-0.65	1.13	1.13	1.11	1.07	0.93
CFRS2	-0.79	1.27	1.27	1.20	1.06	0.88
CFRS3	-0.98	1.27	1.27	1.20	1.11	0.93
CFRS4	-0.99	1.68	1.68	1.68	1.62	1.25
CFRS5	-1.00	1.99	1.99	1.99	1.90	1.78
CFRS6	-1.31	1.91	1.91	1.89	1.85	1.77
CFRS7	-0.94	1.99	1.99	1.99	1.95	1.90
CFRS8	-1.12	2.48	2.48	2.48	2.36	2.13
CFRS9	-0.99	2.50	2.50	2.45	2.10	1.92
CFRS10	-1.01	2.85	2.85	2.85	2.53	2.29
CFRS11	-1.64	2.91	2.91	2.91	2.83	2.64
CFRS12	-0.89	2.21	2.21	2.08	1.96	1.85
CFRS13	-1.07	2.82	2.82	2.82	2.53	2.23
CFRS14	-1.02	2.22	2.22	2.18	2.03	1.89
CFRS15	-1.93	3.59	3.59	3.59	3.36	2.89



### 5.3.1.7 Run up statistici ricavati per la struttura 4 con attacchi d'onda irregolari

Tabella 5.22 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni CFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
CFIS1	-0.61	0.78	0.78	0.69	0.60	0.40
CFIS2	-0.74	0.82	0.82	0.79	0.73	0.50
CFIS3	-0.85	1.10	1.10	0.93	0.80	0.56
CFIS4	-0.69	0.83	0.83	0.76	0.71	0.51
CFIS5	-0.94	1.64	1.64	1.49	1.13	0.72
CFIS6	-1.12	1.67	1.67	1.56	1.36	0.85
CFIS7	-1.01	1.71	1.71	1.69	1.54	1.04
CFIS8	-1.13	2.15	2.15	1.83	1.67	1.29
CFIS9	-0.93	1.60	1.60	1.43	1.13	0.71
CFIS10	-1.21	1.69	1.69	1.67	1.54	1.03
CFIS11	-1.12	2.10	2.10	1.86	1.72	1.39
CFIS12	-1.06	2.25	2.25	1.94	1.76	1.20
CFIS13	-1.58	3.31	3.31	3.08	2.52	1.73
CFIS14	-1.06	1.69	1.69	1.68	1.63	1.23
CFIS15	-1.12	2.72	2.72	2.46	1.98	1.35
CFIS16	-1.07	3.05	3.05	2.91	2.41	1.68
CFIS17	-1.08	1.98	1.98	1.74	1.64	1.22
CFIS18	-1.14	3.23	3.23	2.60	2.01	1.35
CFIS19	-1.73	3.23	3.23	3.17	2.56	1.66

### 5.3.1.8 *Run up statistici ricavati per la struttura 5 con attacchi d'onda irregolari*

Tabella 5.23 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni TFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
TFIS1	-0.66	0.81	0.81	0.73	0.59	0.36
TFIS2	-1.11	1.02	1.02	0.95	0.80	0.49
TFIS3	-1.12	1.09	1.09	1.06	0.95	0.60
TFIS4	-1.01	1.03	1.03	1.01	0.84	0.50
TFIS5	-1.05	1.95	1.95	1.54	1.16	0.70
TFIS6	-1.19	2.02	2.02	1.92	1.44	0.87
TFIS7	-1.21	2.34	2.34	2.06	1.60	1.00
TFIS8	-1.26	3.05	3.05	2.66	2.13	1.44
TFIS9	-1.15	2.72	2.72	1.74	1.17	0.67
TFIS10	-1.12	2.97	2.97	2.59	2.15	1.30
TFIS11	-1.08	2.96	2.96	2.67	2.36	1.67
TFIS12	-1.13	3.06	3.06	2.98	2.72	1.76
TFIS13	-0.97	3.05	3.05	3.04	2.97	2.06
TFIS14	-1.11	2.51	2.51	2.30	2.09	1.39
TFIS15	-1.02	2.97	2.97	2.94	2.67	1.69
TFIS16	-1.10	2.95	2.95	2.94	2.77	2.07
TFIS17	-1.11	2.51	2.51	2.26	1.93	1.18
TFIS18	-1.35	2.81	2.81	2.71	2.34	1.53
TFIS19	-1.20	3.01	3.01	2.95	2.81	1.96

### 5.3.1.9 Run up statistici ricavati per la struttura 6 con attacchi d'onda irregolari

Tabella 5.24 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni SFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
SFIS1	-0.52	0.93	0.93	0.88	0.74	0.51
SFIS2	-0.73	1.48	1.48	1.23	0.90	0.59
SFIS3	-0.73	1.68	1.68	1.60	1.29	0.78
SFIS4	-0.70	1.93	1.93	1.76	1.49	0.88
SFIS5	-0.88	2.76	2.76	1.79	1.50	1.01
SFIS6	-0.71	1.74	1.74	1.61	1.25	0.77
SFIS7	-0.82	3.02	3.02	2.18	1.68	1.05
SFIS8	-0.95	3.16	3.16	2.97	2.33	1.52
SFIS9	-0.72	2.44	2.44	2.20	1.75	1.13
SFIS10	-1.10	3.37	3.37	2.81	2.16	1.38
SFIS11	-0.94	4.37	4.37	3.55	3.02	1.97
SFIS12	-1.14	3.54	3.54	3.29	2.91	2.01
SFIS13	-0.90	4.46	4.46	3.88	3.09	2.20
SFIS14	-0.83	2.87	2.87	2.71	2.33	1.50
SFIS15	-0.84	4.88	4.88	3.84	3.07	2.03
SFIS16	-1.40	4.96	4.96	4.87	3.81	2.50
SFIS17	-0.90	4.74	4.74	4.53	4.20	3.13
SFIS18	-0.89	3.23	3.23	2.75	2.17	1.41
SFIS19	-0.97	4.12	4.12	2.67	1.70	1.70
SFIS20	-1.10	4.73	4.73	4.50	3.78	2.62

### 5.3.1.10 Run up statistici ricavati per la struttura 7 con attacchi d'onda irregolari

Tabella 5.25 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni LFIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
LFIS1	-0.28	0.28	0.28	0.25	0.21	0.17
LFIS2	-0.30	0.32	0.32	0.25	0.22	0.14
LFIS3	-0.63	1.17	1.17	0.94	0.71	0.43
LFIS4	-0.79	1.19	1.19	0.94	0.64	0.40
LFIS5	-0.84	1.71	1.71	1.30	0.94	0.54
LFIS6	-1.06	1.97	1.97	1.51	1.29	0.82
LFIS7	-1.24	2.13	2.13	2.01	1.65	1.08
LFIS8	-1.29	2.68	2.68	2.45	2.25	1.63
LFIS9	-0.99	1.62	1.62	1.32	1.12	0.63
LFIS10	-1.27	2.34	2.34	2.23	1.94	1.34
LFIS11	-1.40	3.77	3.77	3.09	2.59	1.80
LFIS12	-1.51	4.01	4.01	3.45	2.88	2.08
LFIS13	-1.47	3.83	3.83	3.35	2.79	1.99
LFIS14	-1.26	2.69	2.69	2.43	2.08	1.39
LFIS15	-1.52	3.84	3.84	3.49	2.79	1.90
LFIS16	-1.35	3.74	3.74	3.66	3.39	2.17
LFIS17	-1.53	4.16	4.16	4.03	3.50	2.60
LFIS18	-1.31	3.23	3.23	2.52	2.21	1.36
LFIS19	-1.46	4.08	4.08	3.50	2.86	1.97
LFIS20	-1.58	4.75	4.75	4.22	3.69	2.40

### 5.3.1.11 Run up statistici ricavati per la struttura 10 con attacchi d'onda irregolari

Tabella 5.26 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni Ac1-2FIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
Ac1-2FIS1	-0.44	0.87	0.79	0.61	0.44	0.26
Ac1-2FIS2	-0.57	1.24	1.24	0.89	0.68	0.39
Ac1-2FIS3	-0.53	1.40	1.40	1.29	1.06	0.58
Ac1-2FIS4	-0.57	1.30	1.30	1.09	0.82	0.42
Ac1-2FIS5	-0.66	1.75	1.75	1.50	1.18	0.63
Ac1-2FIS6	-1.11	2.08	2.08	1.81	1.52	0.90
Ac1-2FIS7	-1.09	2.24	2.24	1.68	1.43	0.91
Ac1-2FIS8	-1.30	2.98	2.98	2.38	1.76	1.09
Ac1-2FIS9	-0.71	1.81	1.81	1.62	1.21	0.66
Ac1-2FIS10	-1.12	1.64	1.64	1.59	1.51	0.99
Ac1-2FIS11	-1.20	2.11	2.11	1.89	1.66	1.08
Ac1-2FIS12	-1.12	2.30	2.30	2.24	2.01	1.33
Ac1-2FIS13	-1.09	2.77	2.77	2.63	2.23	1.45
Ac1-2FIS14	-1.06	1.91	1.91	1.78	1.58	1.07
Ac1-2FIS15	-0.99	2.65	2.65	2.25	1.98	1.30
Ac1-2FIS16	-1.07	3.07	3.07	3.03	2.50	1.73
Ac1-2FIS17	-1.21	2.80	2.80	2.54	2.09	1.31

### 5.3.1.12 Run up statistici ricavati per la struttura 11 con attacchi d'onda irregolari

Tabella 5.27 Valori di run up numerici determinati per le simulazioni Ac1-1FIS

ID Simulazione	Run up min (m)	Run up max (m)	Run up 2% (m)	Run up 10% (m)	Run up 1/3 (m)	Run up medio (m)
Ac1-1FIS1	-0.55	0.60	0.60	0.52	0.40	0.23
Ac1-1FIS2	-0.72	1.20	1.20	0.95	0.71	0.40
Ac1-1FIS3	-0.71	1.28	1.28	1.18	0.93	0.50
Ac1-1FIS4	-0.71	1.18	1.18	0.92	0.78	0.44
Ac1-1FIS5	-0.91	2.01	2.01	1.56	1.11	0.64
Ac1-1FIS6	-1.22	2.03	2.03	1.94	1.40	0.79
Ac1-1FIS7	-1.33	2.56	2.56	2.00	1.49	0.91
Ac1-1FIS8	-1.45	2.53	2.53	2.36	1.85	1.23
Ac1-1FIS9	-0.77	1.98	1.98	1.53	1.07	0.61
Ac1-1FIS10	-1.28	2.97	2.97	2.34	1.82	1.02
Ac1-1FIS11	-1.38	3.38	3.38	3.06	2.60	1.57
Ac1-1FIS12	-1.54	3.69	3.69	3.38	3.05	2.07
Ac1-1FIS13	-1.39	2.37	2.37	2.11	1.70	1.03
Ac1-1FIS14	-1.38	4.26	4.26	3.37	2.66	1.58
Ac1-1FIS15	-1.35	4.71	4.71	3.94	3.35	2.45
Ac1-1FIS16	-1.37	5.01	5.01	4.91	4.07	3.16
Ac1-1FIS17	-1.75	4.80	4.80	3.68	2.43	1.32
Ac1-1FIS18	-1.38	3.87	3.87	3.30	2.83	1.75
Ac1-1FIS19	-1.50	4.39	4.39	3.88	3.24	2.35

### 5.3.2 Validazione del modello 3D tramite confronto tra i risultati numerici relativi ai valori di run up statistici e le formule presenti in letteratura illustrate nel paragrafo 4.1.1

In questo paragrafo saranno messi a confronto i risultati ottenuti per via numerica con quelli derivanti dal calcolo empirico, mediante grafici in grado di evidenziare quanto discostino fra loro i valori ottenuti. I suddetti grafici riportano sull'asse delle ascisse i valori di run-up calcolati attraverso la formula empirica presa in esame e sull'asse delle ordinate quelli misurati numericamente (Dentale et al. 1012, 1013a-b).

Per ottenere una stima della validità dei risultati ottenuti per via numerica, si è inoltre imposto che la retta interpolatrice dei punti così ottenuti, passasse per l'origine degli assi.

Per verificare la bontà delle correlazioni fra i dati sperimentali e quelli numerici sono stati utilizzati dei parametri statistici che consentono di fare delle considerazioni circa l'attendibilità del modello numerico utilizzato. Tali parametri sono:

- **Parametro  $R^2$**

$R^2$  è un parametro statistico, o coefficiente di determinazione che consente di misurare la bontà dell'adattamento della regressione lineare stimata ai dati osservati; il suo valore oscilla fra 0 ed 1 e quanto più si avvicina all'unità, tanto più la correlazione risulta soddisfacente. Nel caso in esame il suddetto parametro è stato stimato direttamente attraverso il software Excel.

- **Errore medio (mean error)**

La relazione che consente il calcolo dell'errore medio è la seguente:

$$Mean\ Error = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n \frac{Run\ up_{c_k}}{Run\ up_{m_k}}$$

dove:

- $Run\ up_{c_k}$ : è il k-esimo valore di run up calcolato attraverso la formula di letteratura presa in esame;
- $Run\ up_{m_k}$ : è il k-esimo valore di run up numerico.

- **Distorsione ( $1-\alpha$ )**

Per ciascuna simulazione sono stati correlati i valori di run up ottenuti mediante modellazione numerica e quelli derivanti dalle formule empiriche; tali valori sono stati inseriti in un riferimento cartesiano avente sull'asse delle ascisse i valori di run up determinati attraverso le formule empiriche e sull'asse delle ordinate quelli ricavati numericamente.

I punti così ottenuti sono stati interpolati mediante una retta la cui origine è stata fatta coincidere con l'origine del sistema di riferimento.

Se il modello numerico utilizzato avesse fornito dei risultati identici a quelli ricavati empiricamente avremmo avuto una retta di regressione lineare passante per l'origine con coefficiente angolare  $\alpha$  pari ad 1.

Il valore della distorsione del modello numerico rispetto a quello fisico è dato proprio dalla differenza fra l'unità ed il reale coefficiente angolare ( $\alpha$ ) di ciascuna retta di regressione lineare.

Vengono quindi presentati i grafici relativi alle correlazioni tra i dati numerici e quelli empirici; si omettono, per brevità, le tabelle relative ai run up statistici determinati attraverso le formule di letteratura, ritenendosi più che esplicativi i grafici di seguito presentati.

### ***5.3.2.1 Confronto tra run up numerici ed empirici per attacchi d'onda regolari***

Le formule utilizzate per la validazione nel caso di attacchi d'onda di tipo regolare sono:

- la formula Hunt (cfr. Paragrafo 4.1.1);
- la formula di Aces (cfr. Paragrafo 4.1.1);
- la formula di Losada e Curto (cfr. Paragrafo 4.1.1);

Si riportano le correlazioni tra le suddette formule e le tipologie di struttura per cui sono stati simulati attacchi d'onda regolari (cfr. Paragrafo 5.2).

**1) Struttura 1 (Mantellata in Accropodi senza strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.4:**



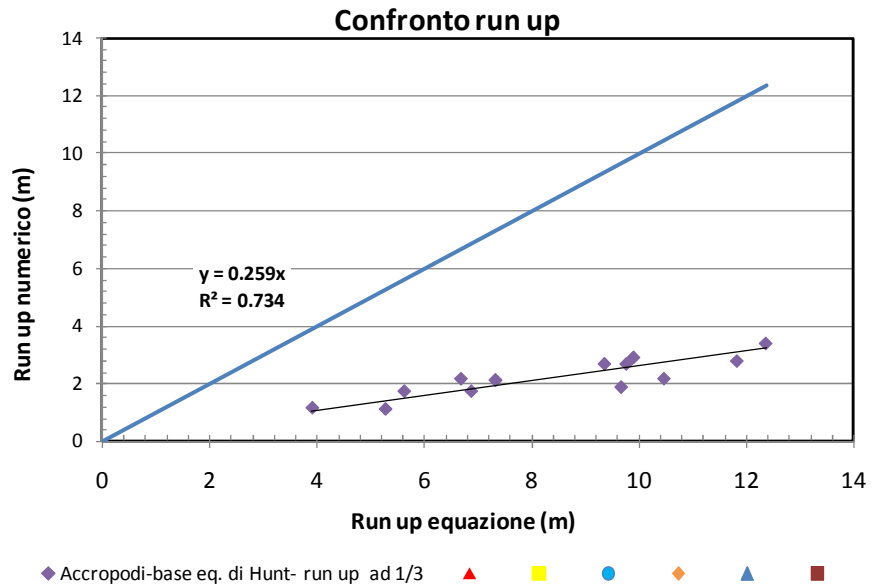


Figura 5.10 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Hunt

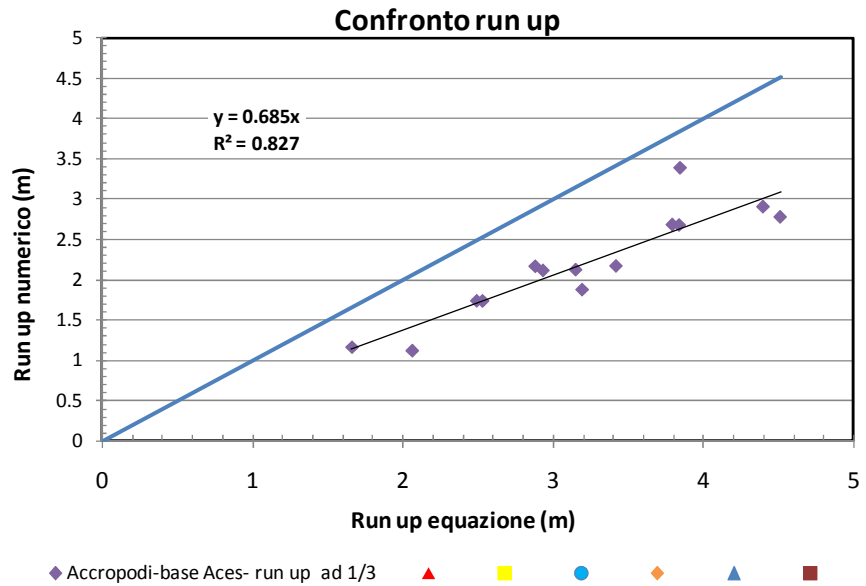
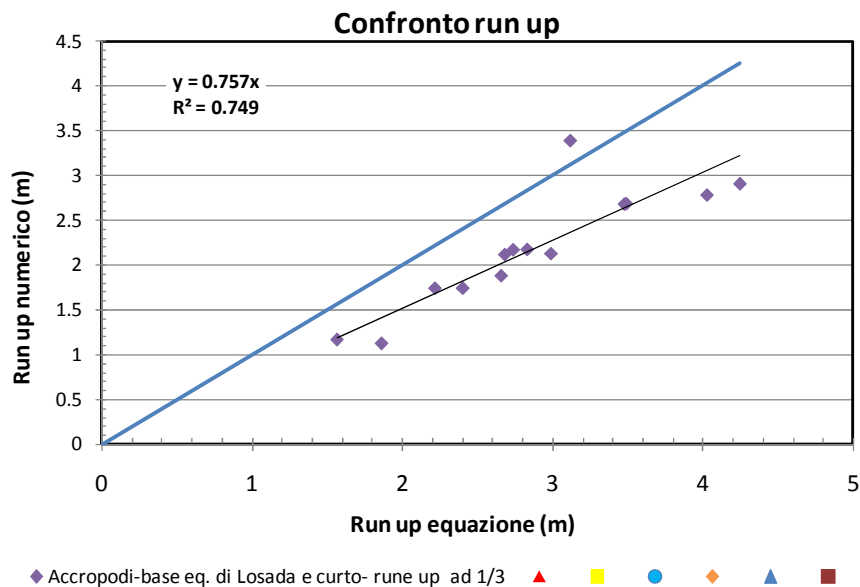


Figura 5.11 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Aces



**Figura 5.12** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni ARS e la formula di Losada e Curto

Osserviamo che, per la struttura 1, soggetta ad attacchi d'onda regolari, il run up misurato risulta sempre molto inferiore a quello stimato attraverso le formule di letteratura, tale evidenza lascerebbe supporre una cattiva correlazione ai dati osservati ma, com'è ben visibile dai tre grafici sopra esposti, il parametro  $R^2$  è sempre elevato, ciò significa che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo regolare, risulta distorto (si legga il coefficiente angolare  $\alpha$ ), ma capace di riprodurre il fenomeno fisico osservato.

**2) Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.5:**

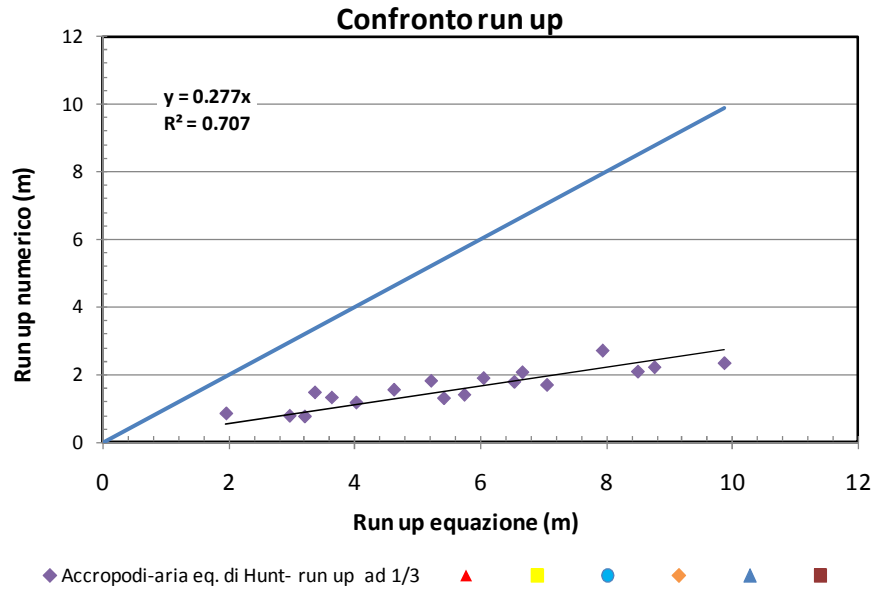


Figura 5.13 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Hunt

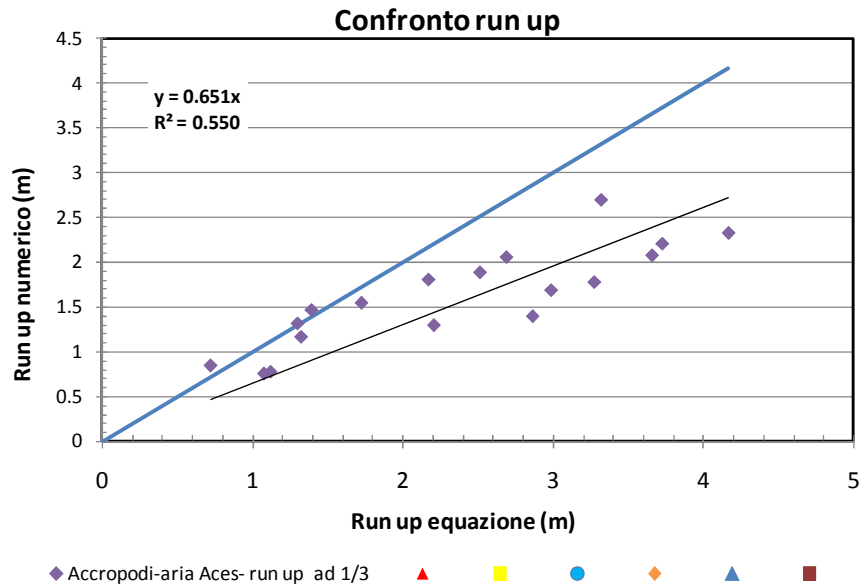
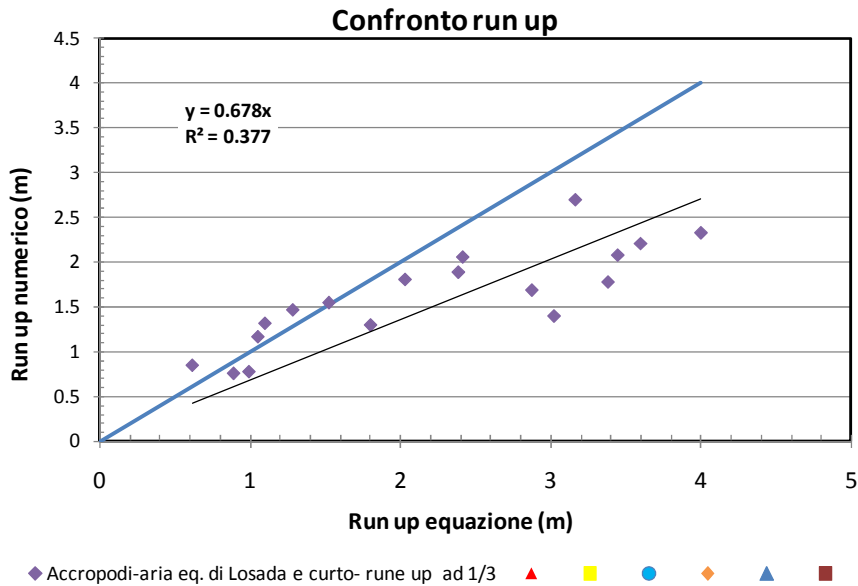


Figura 5.14 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Aces



**Figura 5.15** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Losada e Curto

Osserviamo che, per la struttura 2, soggetta ad attacchi d'onda regolari, il run up misurato risulta sempre molto inferiore a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  non risulta molto soddisfacente, ciò significa che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo regolare, risulta distorto e poco adattato alle formule di letteratura, fatta eccezione, in termini di fitting, per la correlazione con la formula di Hunt.

**3) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.7:**

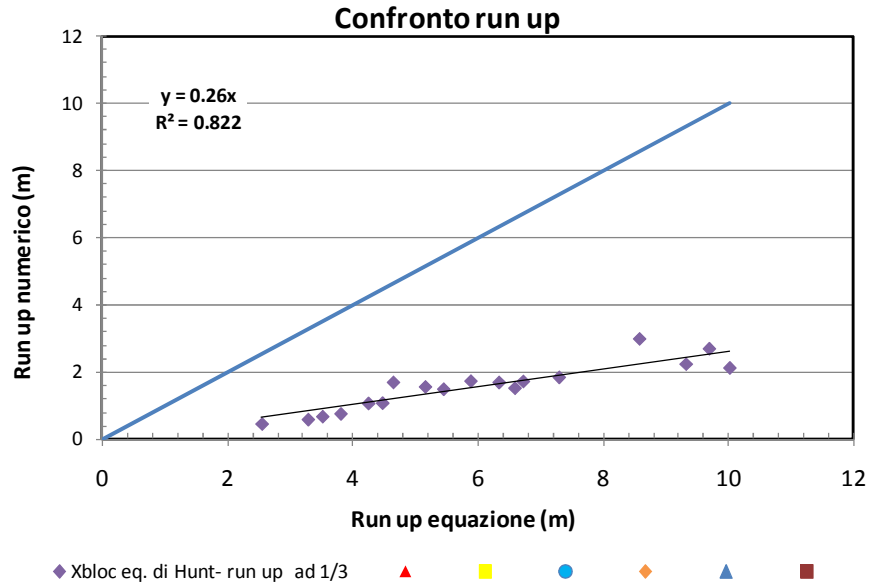


Figura 5.16 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Hunt

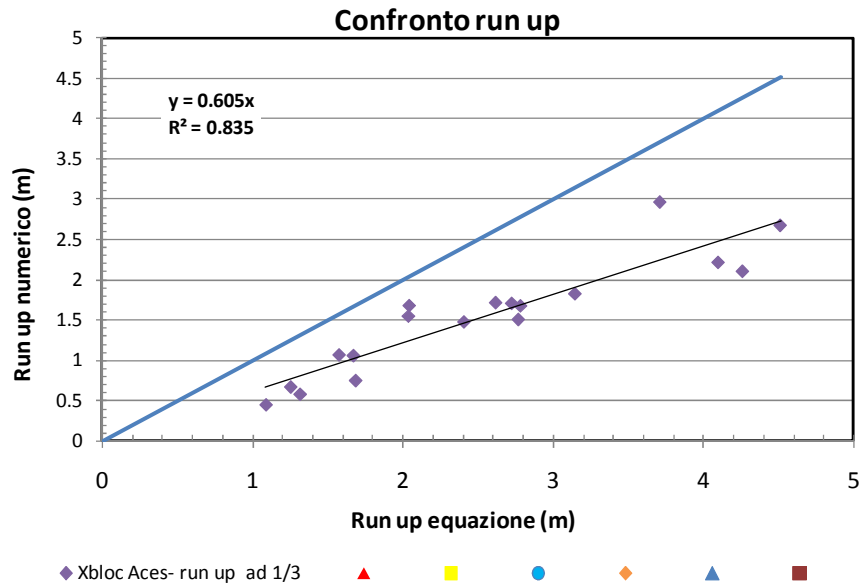
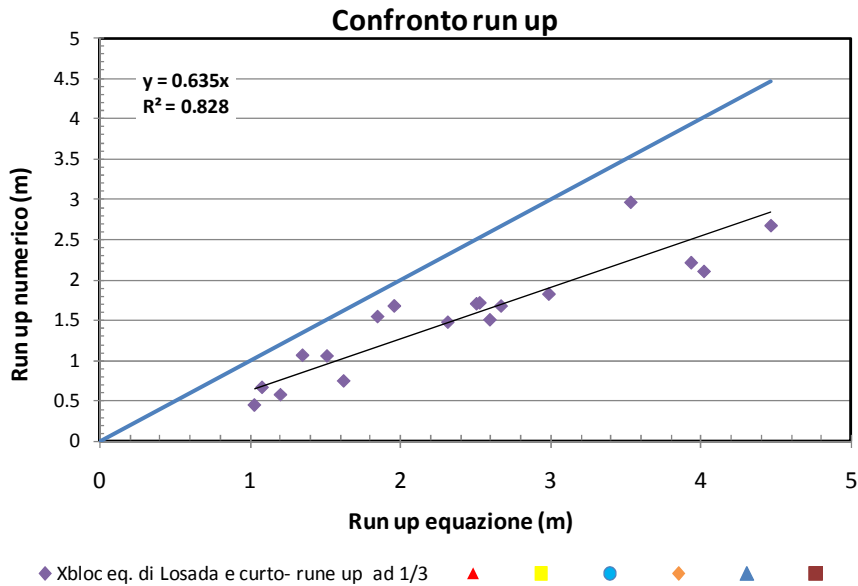


Figura 5.17 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Aces



**Figura 5.18** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Losada e Curto

Osserviamo che, per la struttura 3, con mantellata in Xbloc e strato filtro, soggetta ad attacchi d'onda regolari, il run up misurato risulta sempre molto inferiore a quello stimato attraverso le formule di letteratura, tale evidenza lascerebbe supporre una cattiva correlazione tra i dati osservati ma, anche in questo caso, com'è ben visibile dai tre grafici sopra esposti, il parametro  $R^2$  è sempre elevato, ciò significa che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo regolare, risulta distorto (si legga il coefficiente angolare  $\alpha$ ), ma capace di riprodurre il fenomeno fisico osservato.

**4) Struttura 4 (Mantellata in Core-loc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.9:**

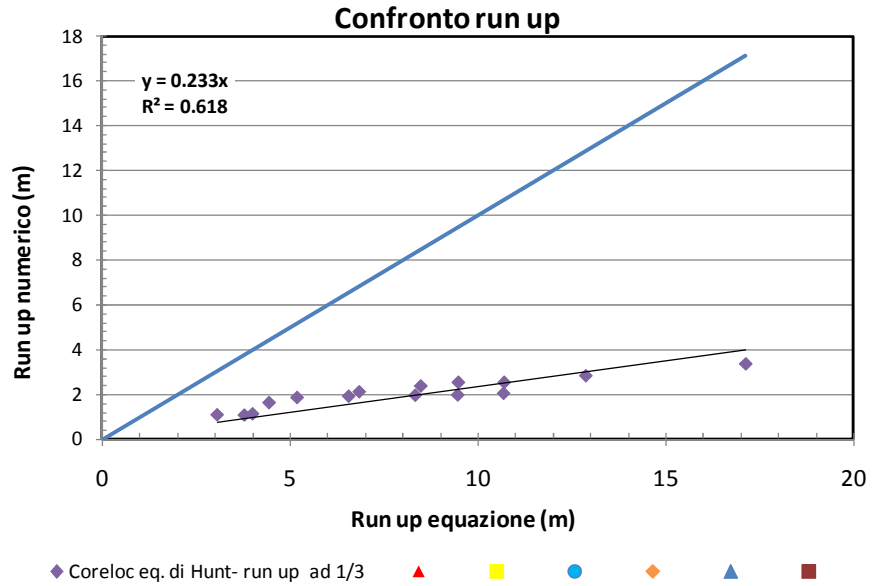


Figura 5.19 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Hunt

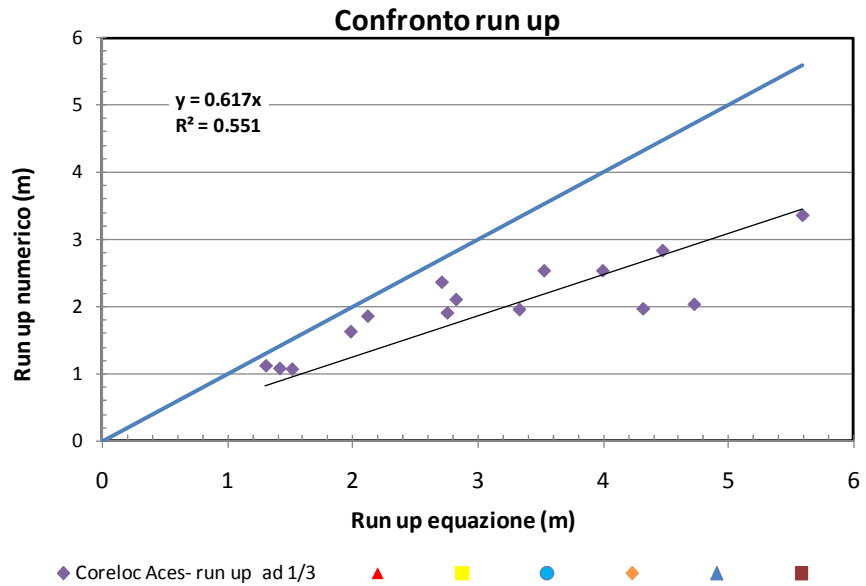


Figura 5.20 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Aces

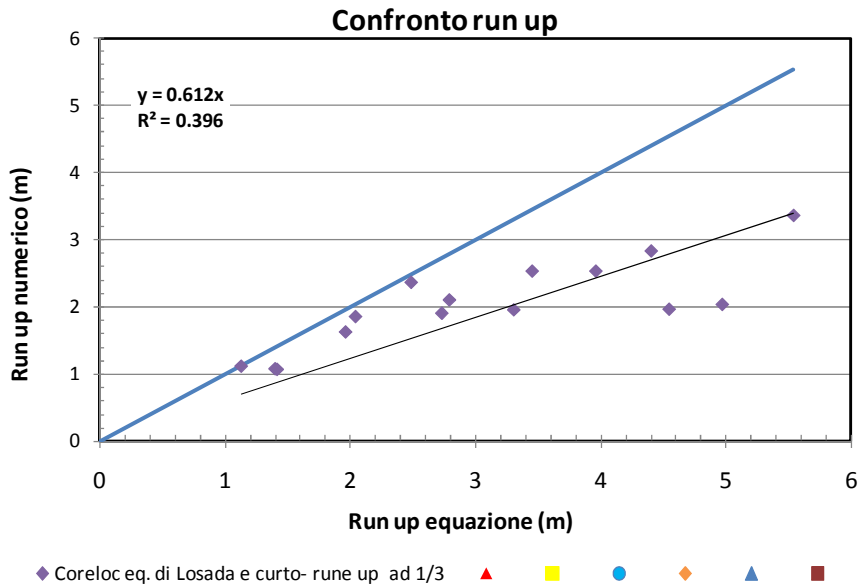


Figura 5.21 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFRS e la formula di Losada e Curto

Per la struttura 4, come già evidenziato per la struttura 2, soggetta ad attacchi d'onda regolari, il run up misurato risulta sempre molto inferiore a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  non risulta molto soddisfacente, ciò significa che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo regolare, risulta distorto e poco adattato alle formule di letteratura, fatta eccezione, in termini di fitting, per la correlazione con la formula di Hunt.

In definitiva, per quanto concerne la comparazione tra run up numerici ed empirici per attacchi d'onda di tipo regolare, si osserva in generale, un buon adattamento del modello alle formule empiriche, fatta eccezione per la formula di Hunt, della quale, però, si sottolinea la collocazione temporale (1959); essendo stata sviluppata alla fine degli anni '50 è lecito supporre che le tipologie di struttura sulle quali è stata testata e validata poco avevano a che vedere con i massi artificiali di recente sviluppo, inoltre le strumentazioni utilizzate per le misurazioni risultavano certamente meno affidabili e precise di quelle di recente realizzazione. Le osservazioni appena illustrate trovano conferma sia nei coefficienti



angolari delle rette di regressione che nei coefficienti  $R^2$  osservabili in ciascun grafico; si riportano, inoltre, nella tabella che segue, i valori dell'errore medio per ciascuna correlazione, ad ulteriore conferma del generale buon adattamento del modello numerico.

**Tabella 5.28** Errore medio relativo al run up associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo regolare sulle diverse strutture implementate

	Aces	Hunt	Losada e Curto
<b>ARS</b>	1.49	3.84	1.34
<b>AFRS</b>	1.01	2.46	0.94
<b>XFRS</b>	1.10	2.68	1.03
<b>CFRS</b>	1.51	3.86	1.73

### 5.3.2.2 *Confronto tra run up numerici ed empirici per attacchi d'onda irregolari*

Le formule utilizzate per la validazione nel caso di attacchi d'onda di tipo irregolare sono:

- la formula di Burcharth e Van der Meer (cfr. Paragrafo 4.1.1);
- le formule di Van der Meer e Stam (cfr. Paragrafo 4.1.1) che consentono di calcolare tutti e quattro i valori di run up statistici.

Si riportano le correlazioni tra le suddette formule e le tipologie di struttura per cui sono stati simulati attacchi d'onda irregolari (cfr. Paragrafo 5.2).

**1) Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.6:**

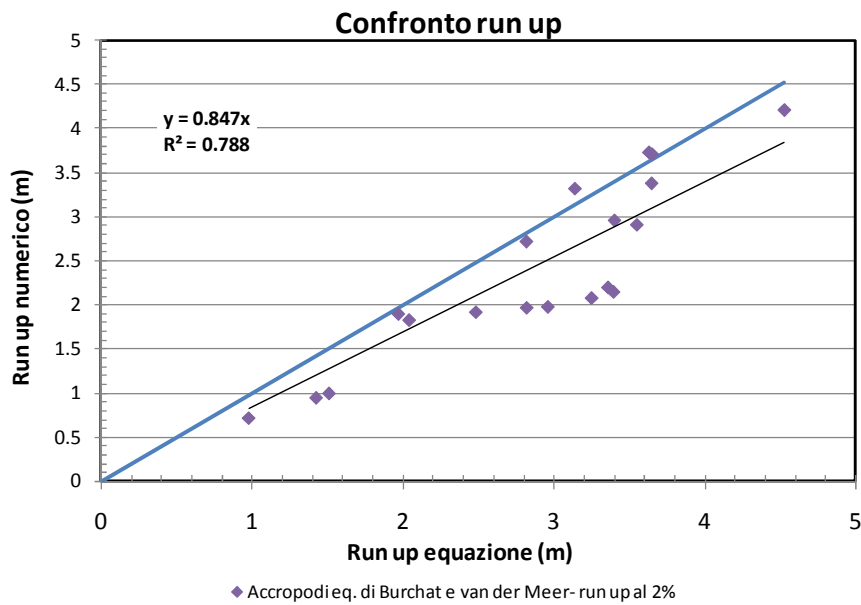


Figura 5.22 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer

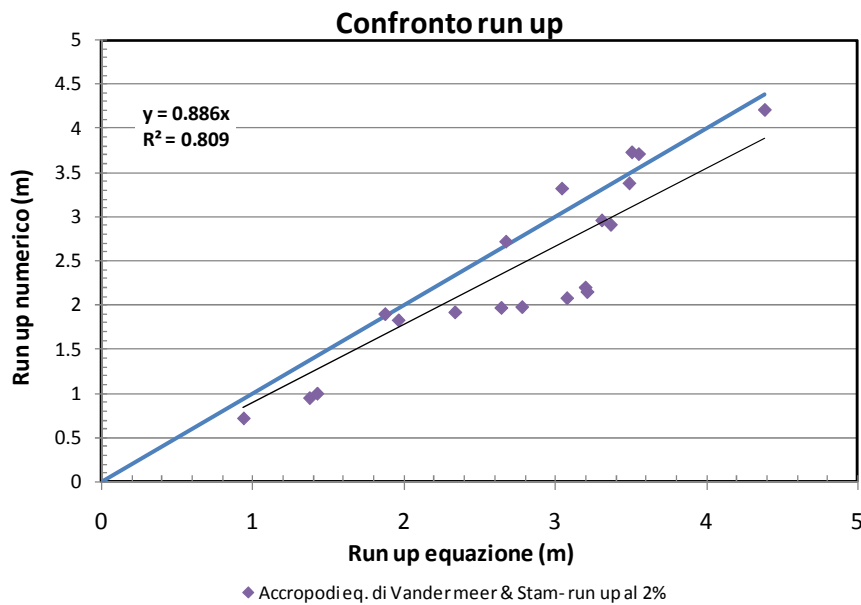


Figura 5.23 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

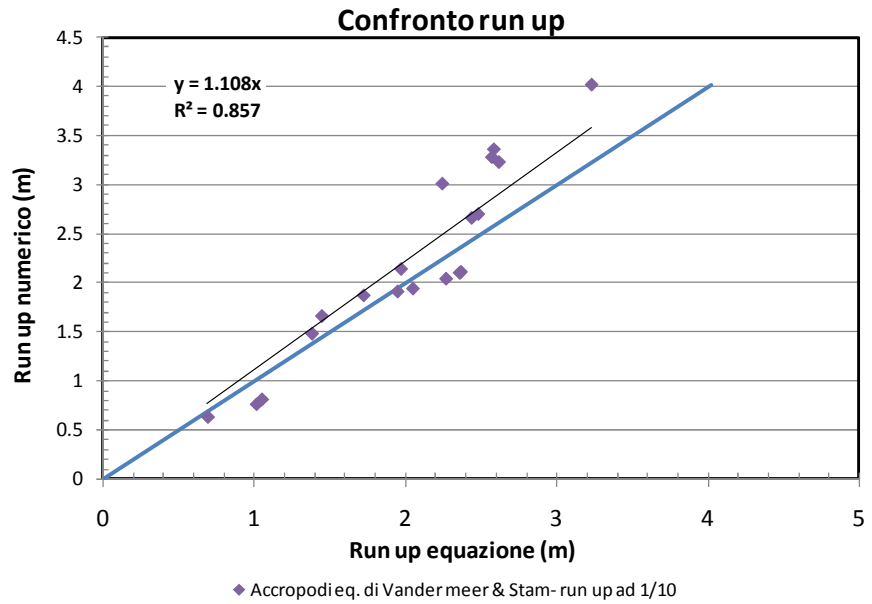


Figura 5.24 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

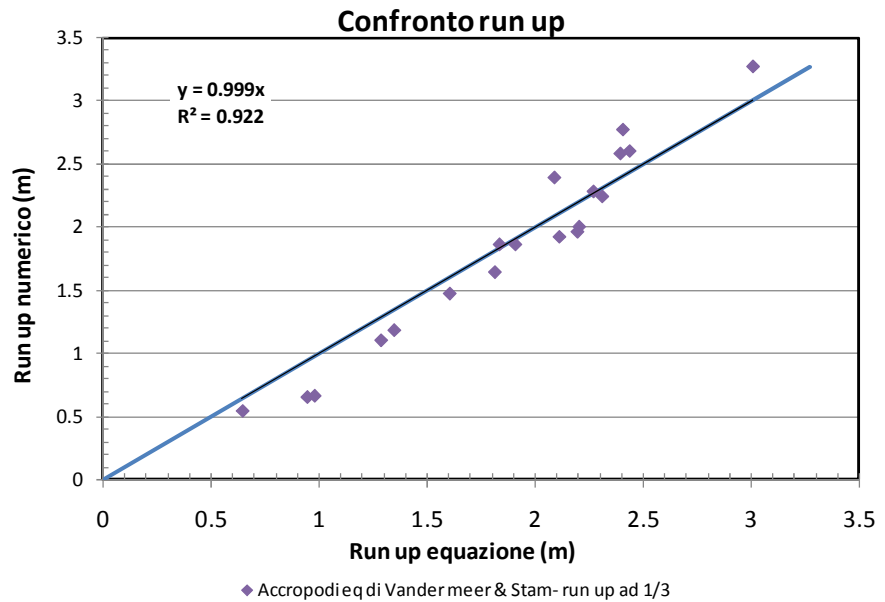


Figura 5.25 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 1/3

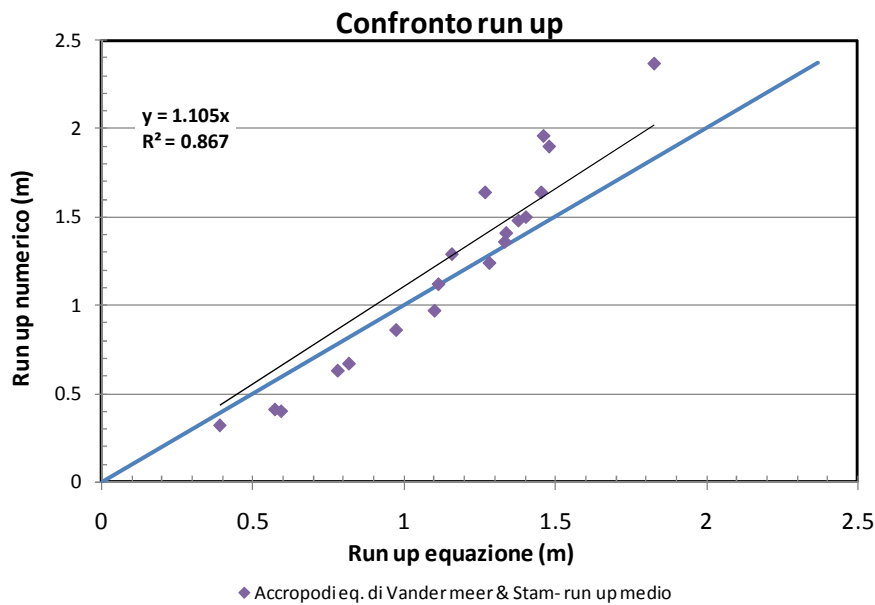


Figura 5.26 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Osserviamo che, per la struttura 2, soggetta ad attacchi d'onda irregolari, il run up misurato mostra una tendenza molto simile a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  risulta molto soddisfacente per tutte e 5 le formule utilizzate, ciò lascia supporre che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo irregolare, interpreti bene il comportamento fisico mostrato da questa tipologia di struttura.

2) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.8:

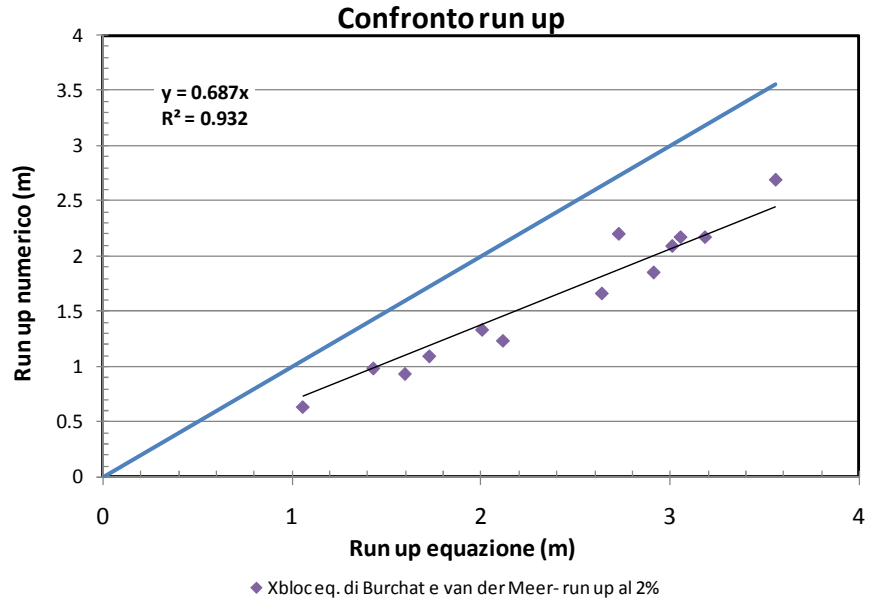


Figura 5.27 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer

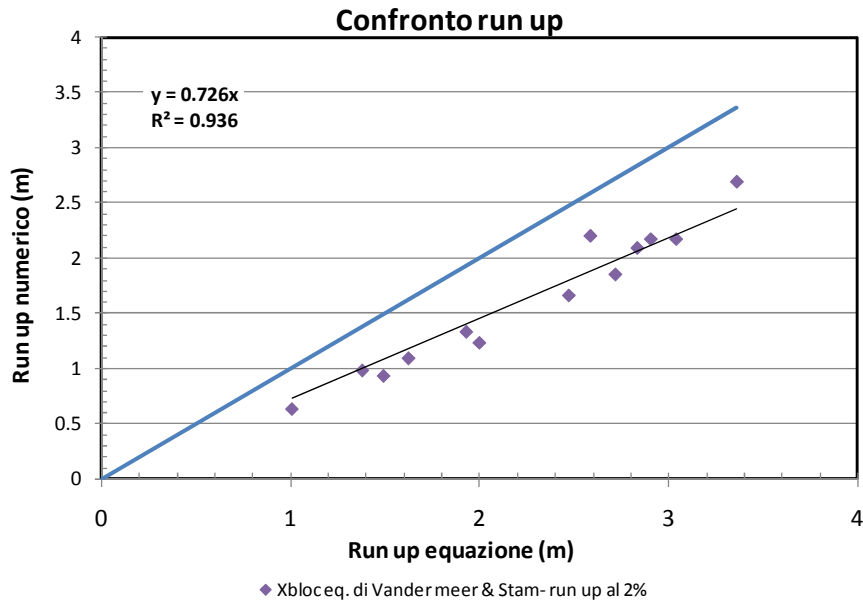


Figura 5.28 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

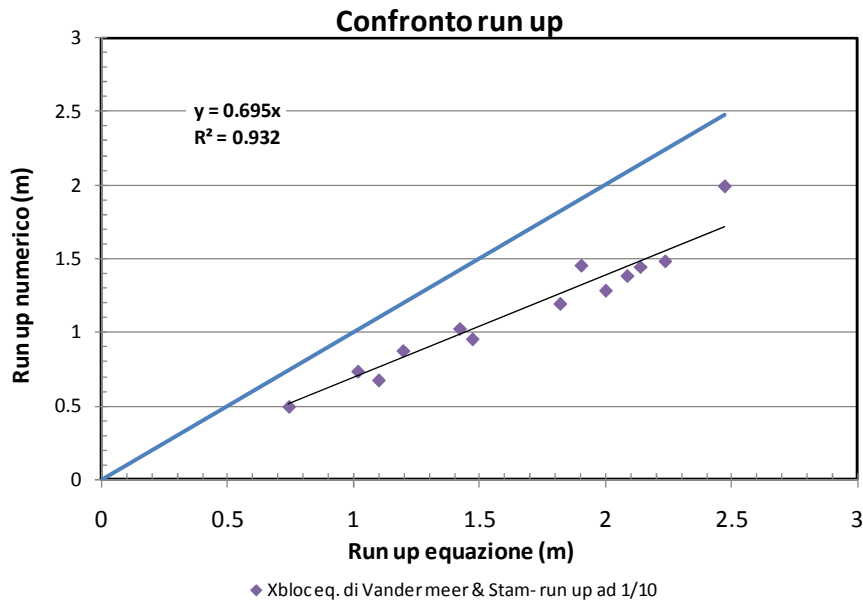


Figura 5.29 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

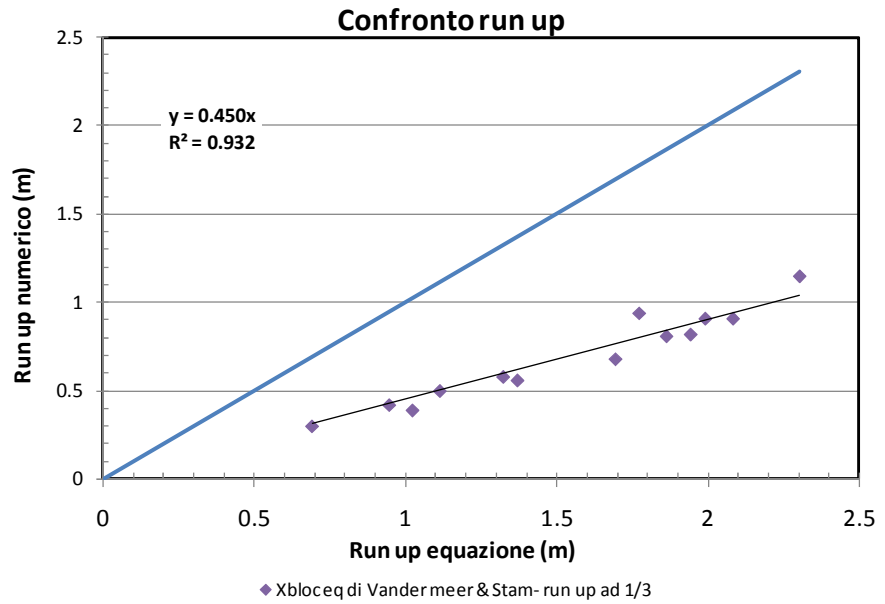


Figura 5.30 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3

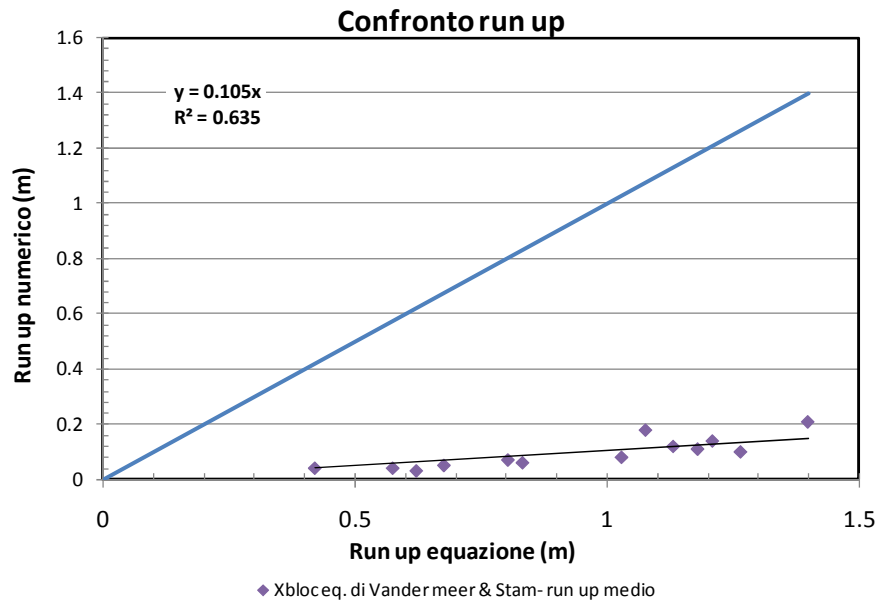
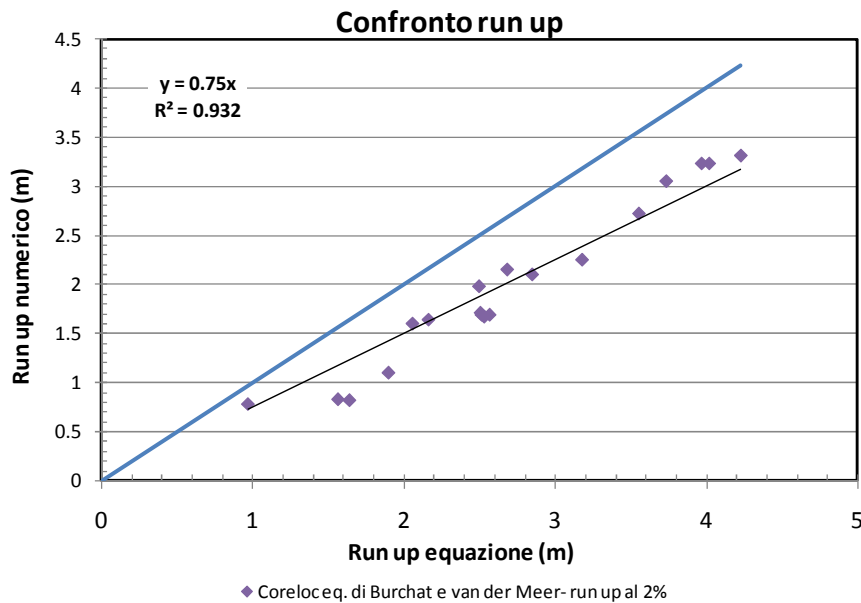


Figura 5.31 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Osserviamo che, per la struttura 3, con mantellata in Xbloc e strato filtro, soggetta ad attacchi d'onda irregolari, come già evidenziato per la stessa tipologia di struttura, soggetta però ad attacchi d'onda di tipo regolare, il run up misurato risulta quasi sempre inferiore a quello stimato attraverso le formule di letteratura, tale evidenza lascerebbe supporre una cattiva correlazione tra i dati osservati ma, anche in questo caso, com'è ben visibile dai tre grafici sopra esposti, il parametro  $R^2$  è sempre elevato, fatta eccezione nel caso della formula di Van der Meer e Stam per il calcolo del run up medio, ciò significa che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo irregolare, risulta distorto (si legga il coefficiente angolare  $\alpha$ ), ma capace di riprodurre il fenomeno fisico osservato.

**3) Struttura 4 (Mantellata in Core-loc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.10:**



**Figura 5.32** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer



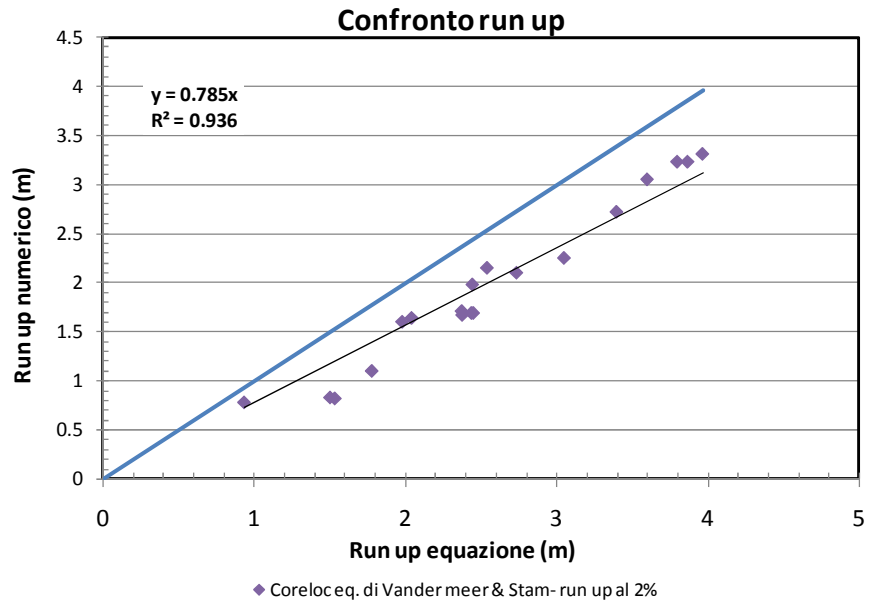


Figura 5.33 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

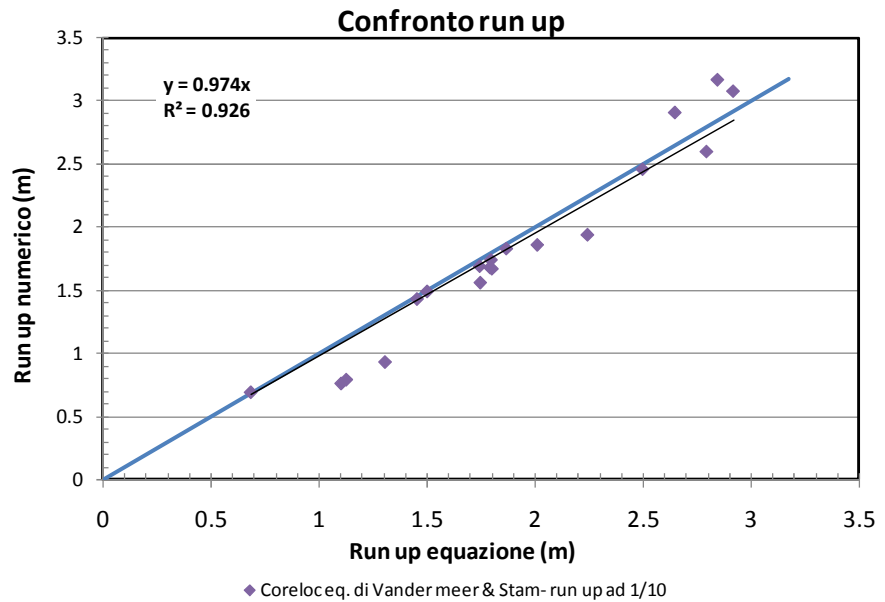


Figura 5.34 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

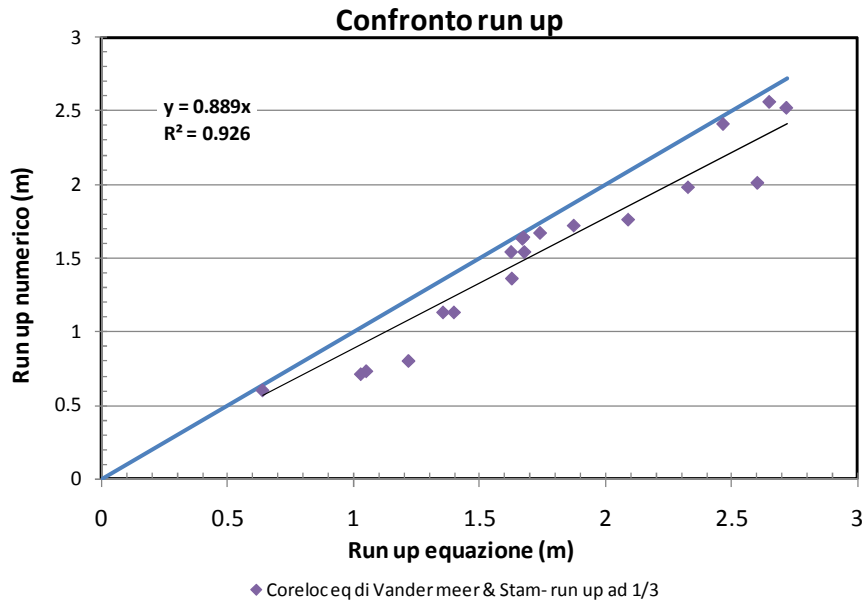


Figura 5.35 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up 1/3

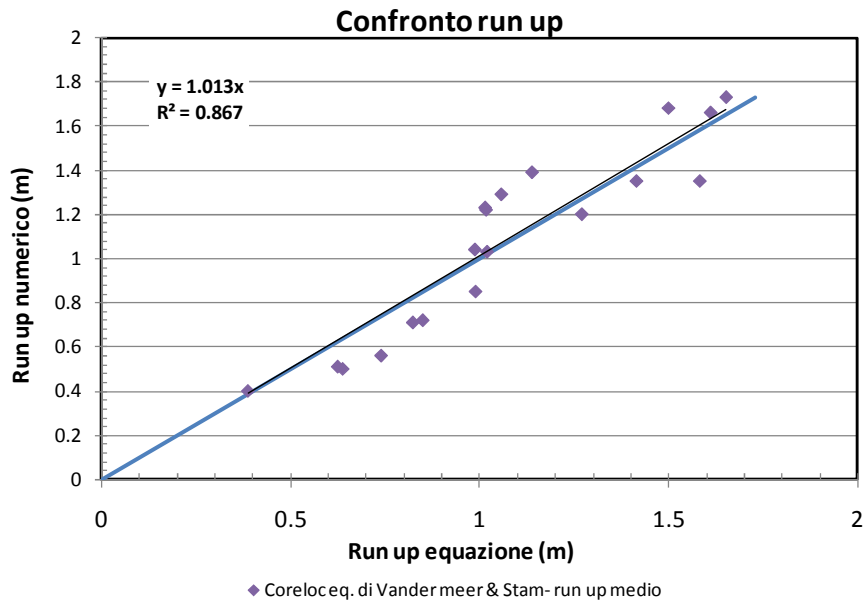


Figura 5.36 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Osserviamo che, per la struttura 4, soggetta ad attacchi d'onda irregolari, il run up misurato mostra una tendenza molto simile a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  risulta molto soddisfacente per tutte e 5 le formule utilizzate, ciò consente di affermare che il modello numerico, per questa tipologia di struttura con attacchi d'onda di tipo irregolare, interpreta bene il comportamento fisico mostrato da questa tipologia di struttura.

**4) Struttura 5 (Mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.11:**

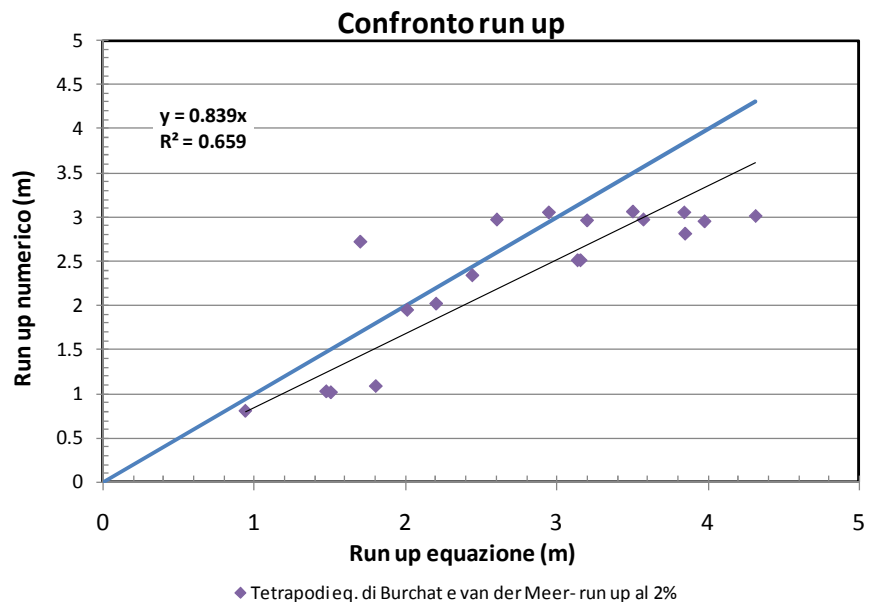


Figura 5.37 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer

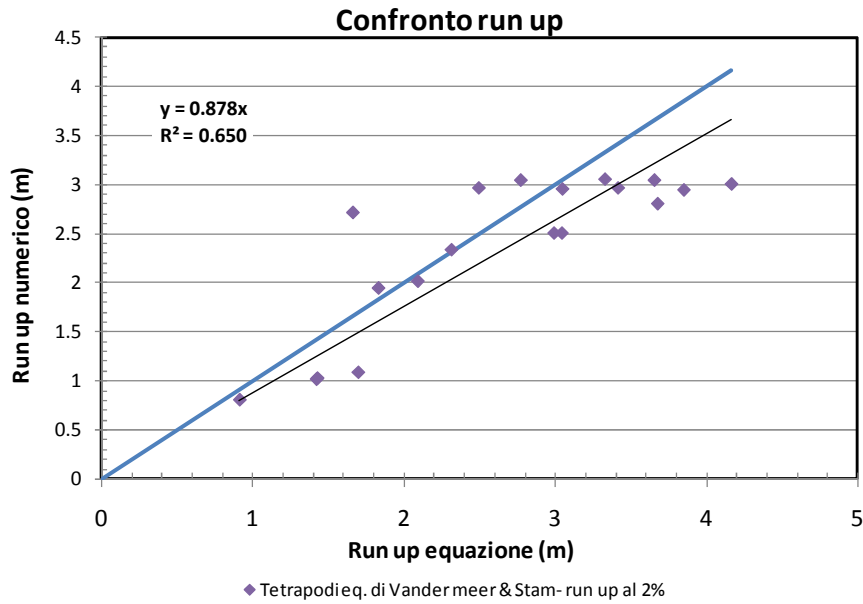


Figura 5.38 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

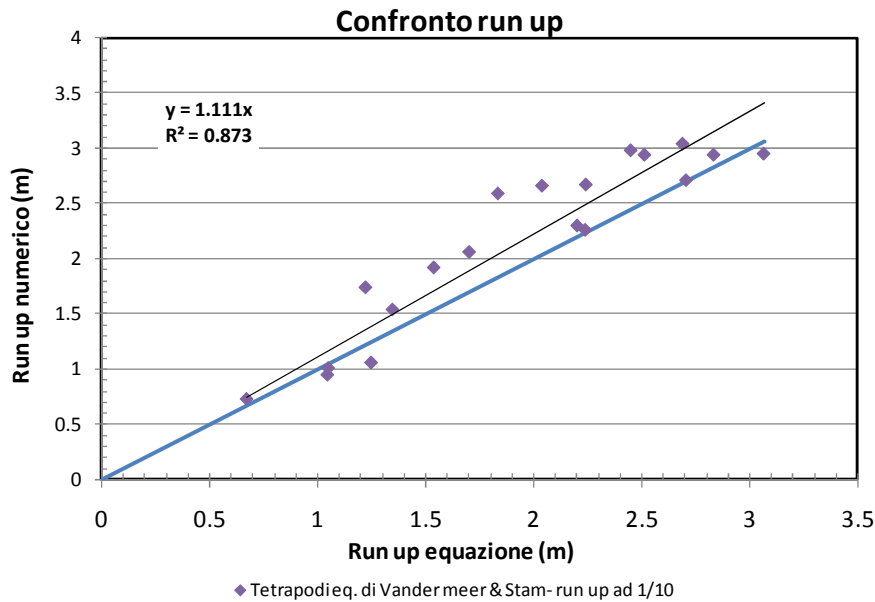


Figura 5.39 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

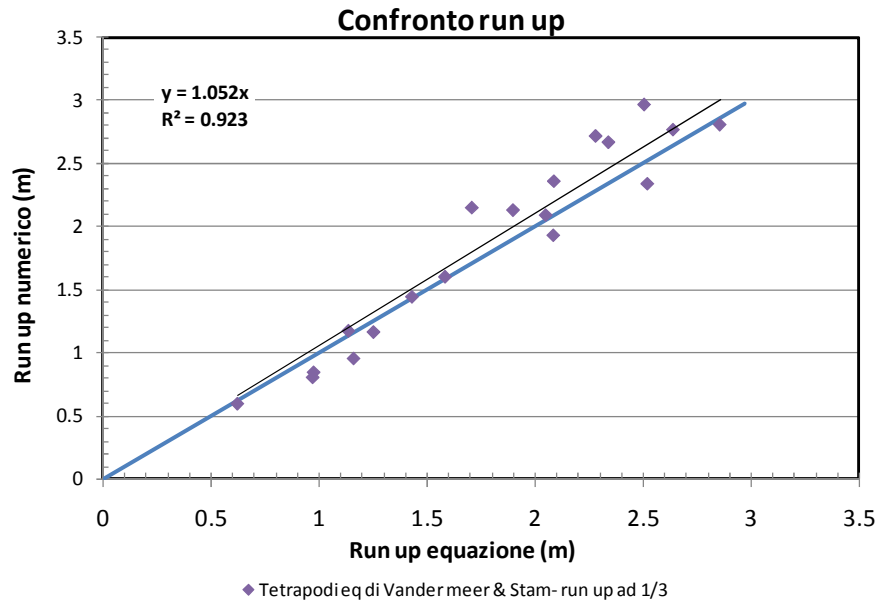


Figura 5.40 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3

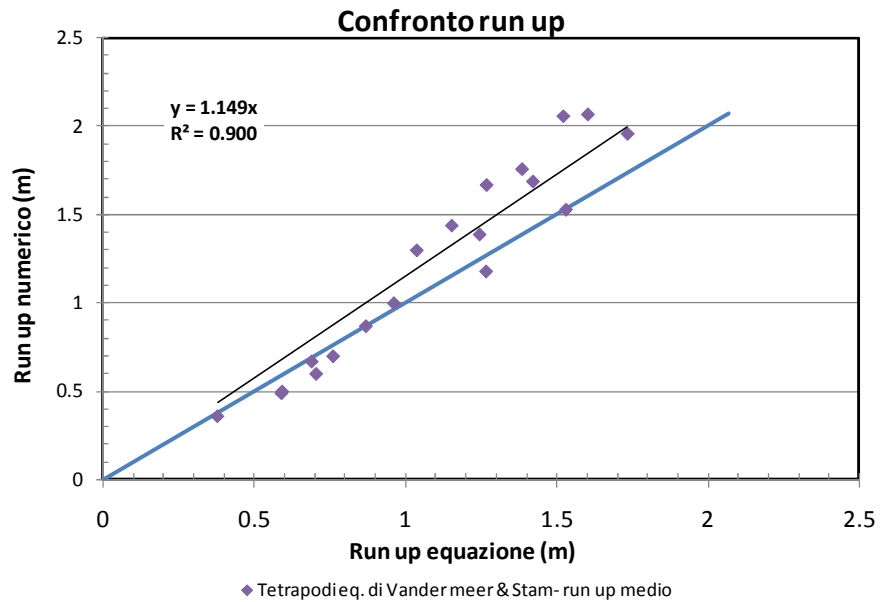
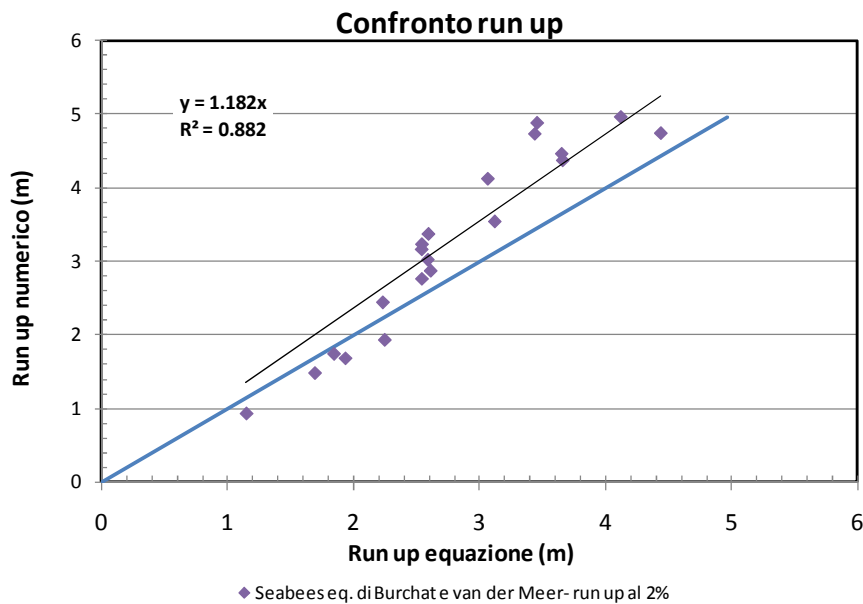


Figura 5.41 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Possiamo affermare anche per la struttura 5, soggetta ad attacchi d'onda irregolari, che il run up misurato mostra una tendenza molto simile a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  risulta molto soddisfacente per tutte e 5 le formule utilizzate, quindi, anche in questo caso, il modello numerico interpreta bene il comportamento fisico mostrato da questa tipologia di struttura.

**5) Struttura 6 (Mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.12:**



**Figura 5.42** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer

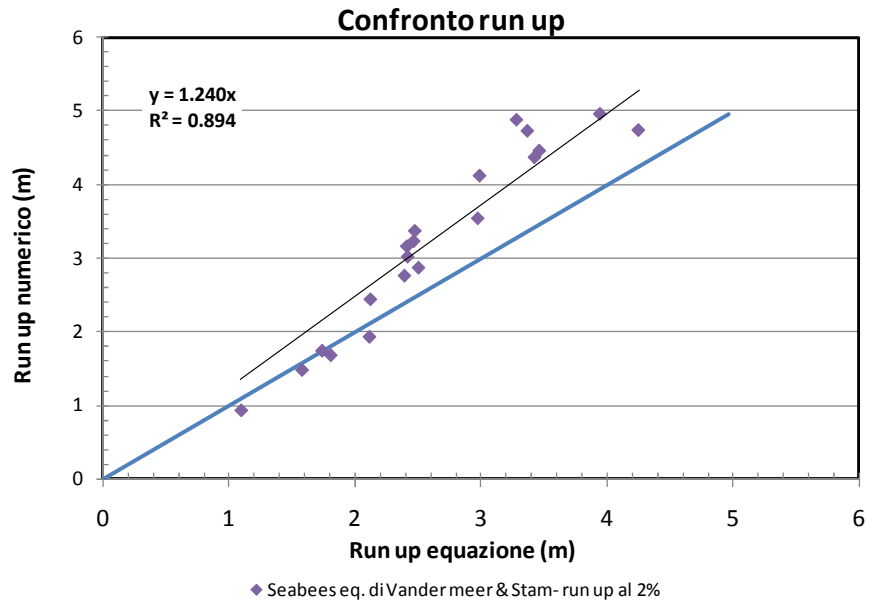


Figura 5.43 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

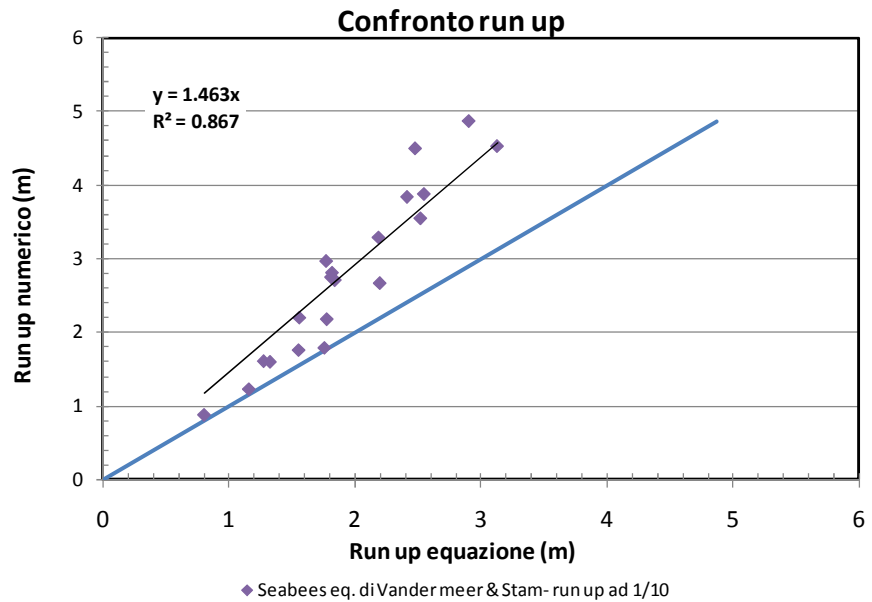


Figura 5.44 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

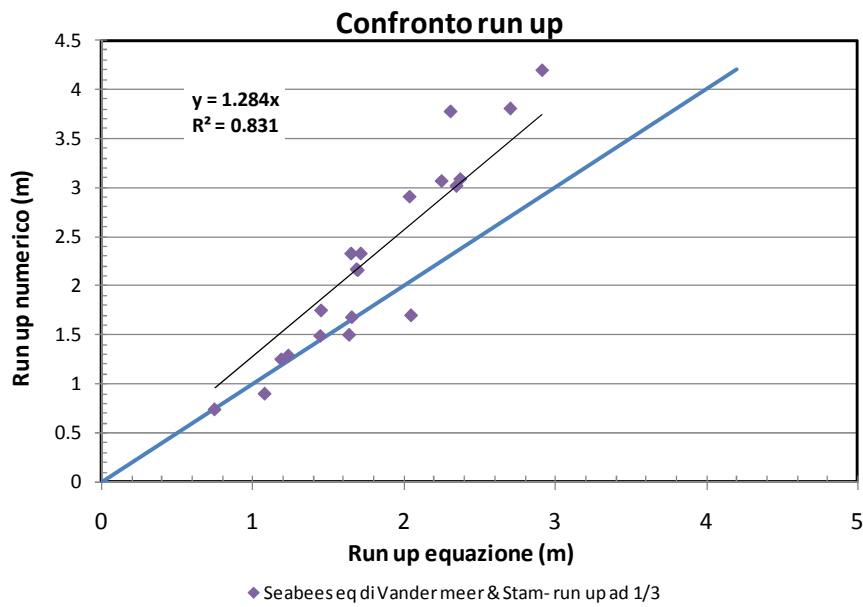


Figura 5.45 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3

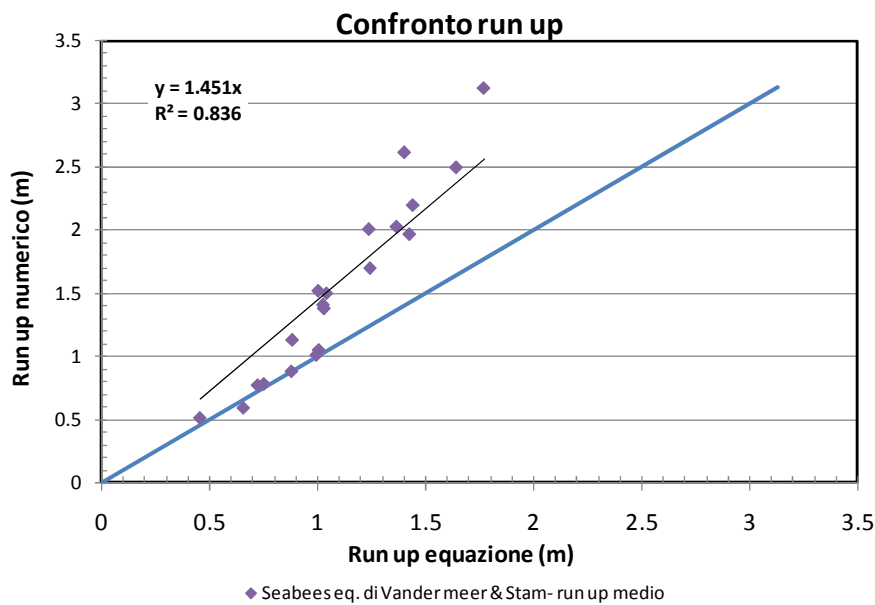
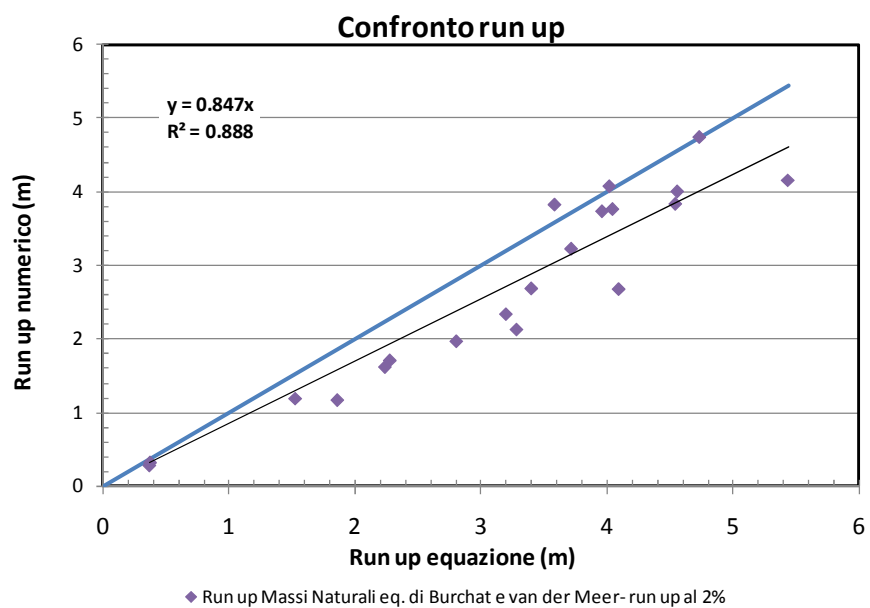


Figura 5.46 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio



Com'è banale osservare dai precedenti grafici relativi alla struttura con mantellata in Seabees, queste simulazioni mostrano un comportamento completamente diverso dalle altre, in particolare solo per questa tipologia di struttura i valori di run up ricavati numericamente risultano più elevati di quelli forniti dalle formule di letterature. Tale comportamento, secondo chi scrive, conferma una volta di più il buon allineamento del dato numerico a quello sperimentale infatti la tipologia di masso Seabee, proprio a causa della forma e della conseguente disposizione sulla mantellata esterna della diga, presenta una minore capacità di essere attraversato dall'acqua, dando luogo a valori del coefficiente di riflessione più elevati e ad altezze di risalita dell'onda maggiori (comportamento prossimo ad una diga semi-impermeabile). Quanto appena illustrato implica che bene il modello numerico approssima tale comportamento del masso, confortando chi scrive rispetto alla sua affidabilità.

**6) Struttura 7 (Mantellata in Massi naturali con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.13:**



**Figura 5.47** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Burcharth e Van der Meer

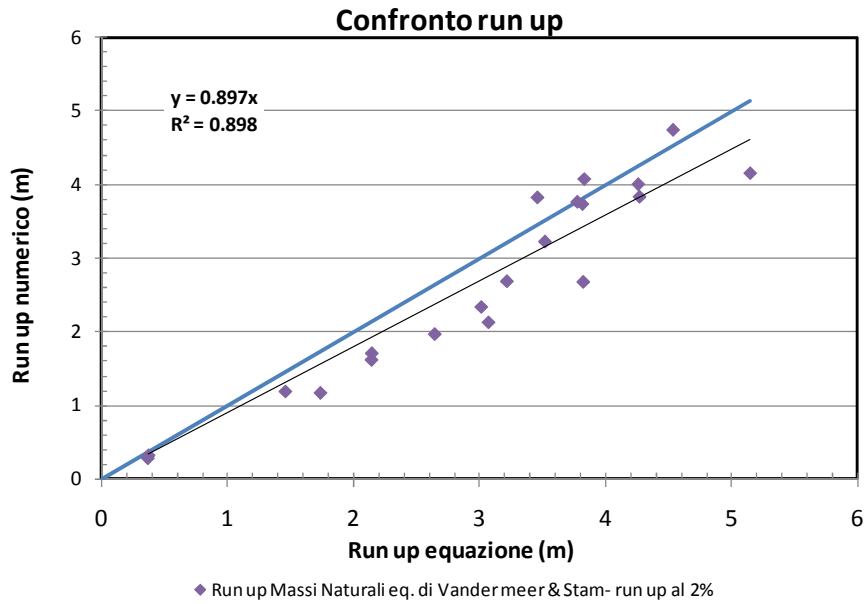


Figura 5.48 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

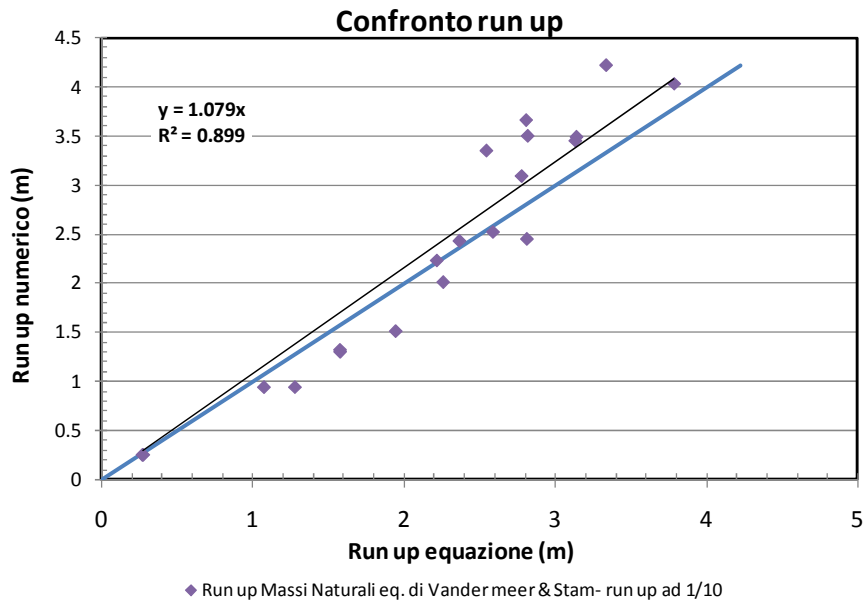


Figura 5.49 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

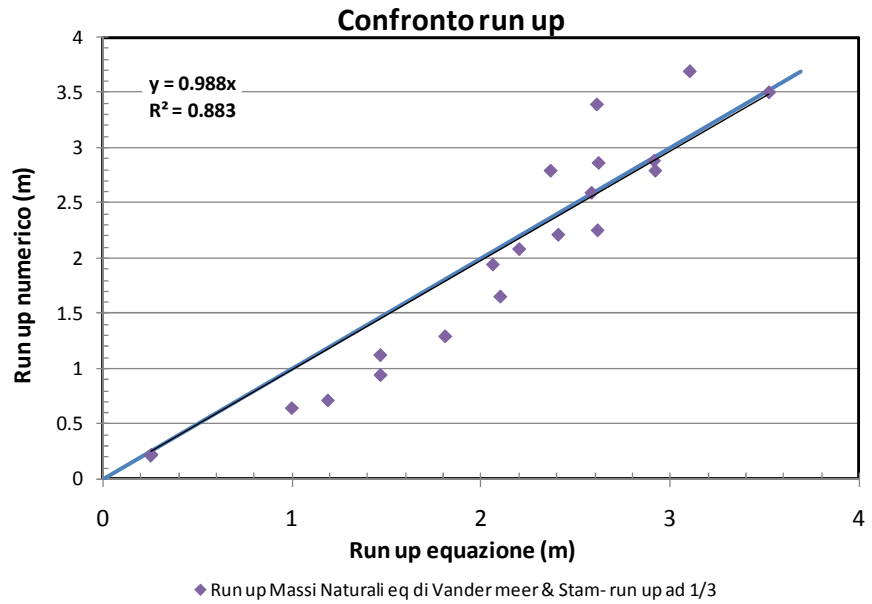


Figura 5.50 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3

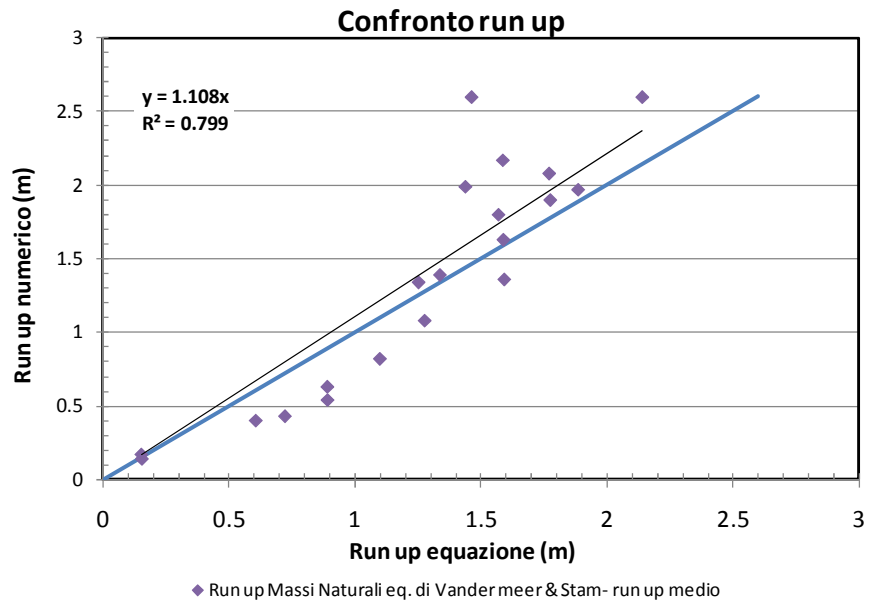
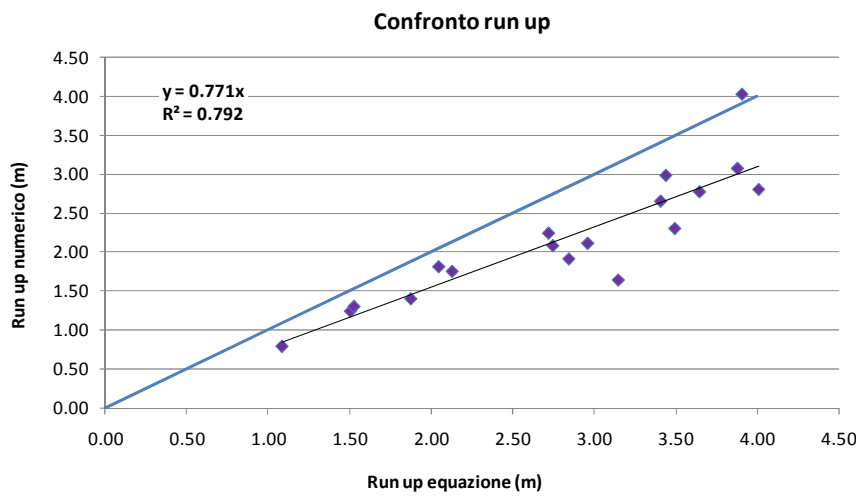


Figura 5.51 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Possiamo affermare, anche per la struttura 7, che il run up misurato numericamente è abbastanza correlato alle formule di letteratura, anche il parametro  $R^2$  risulta abbastanza soddisfacente per tutte e 5 le formule utilizzate, quindi, anche in questo caso, il modello numerico interpreta bene il comportamento fisico mostrato da questa tipologia di struttura.

**7) Struttura 10 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.14:**



**Figura 5.52** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Burcharth e Van der Meer

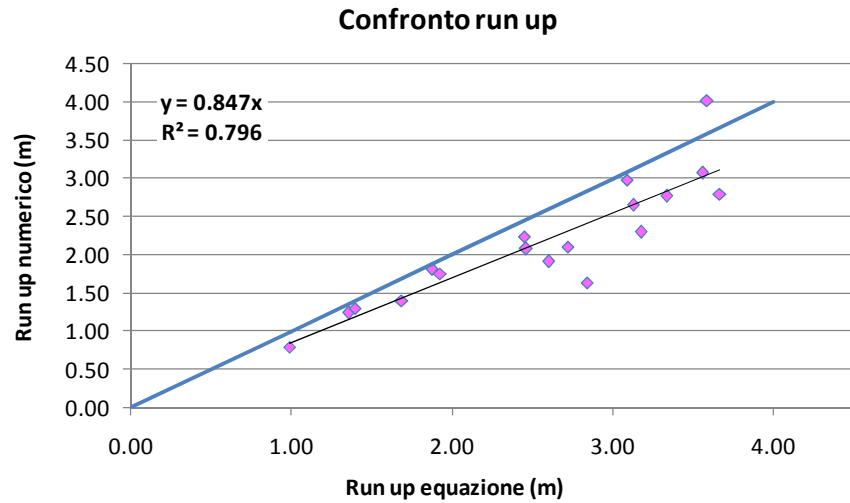


Figura 5.53 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

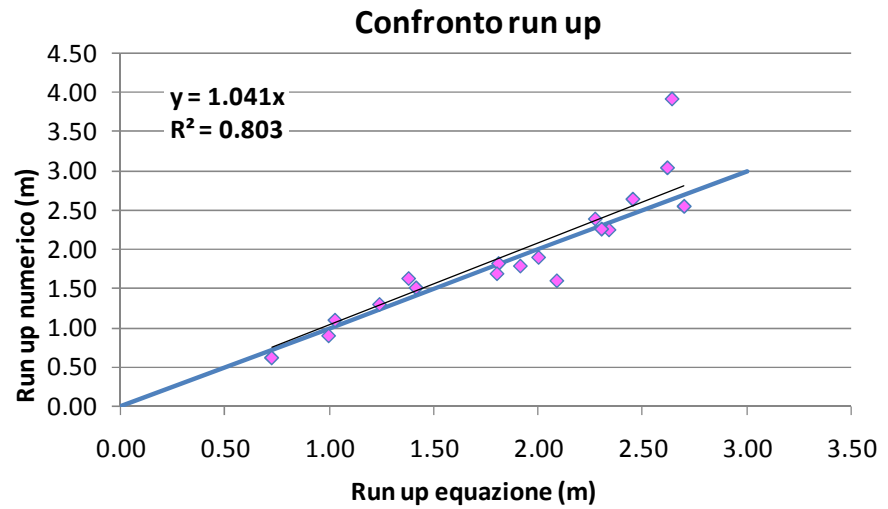


Figura 5.54 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

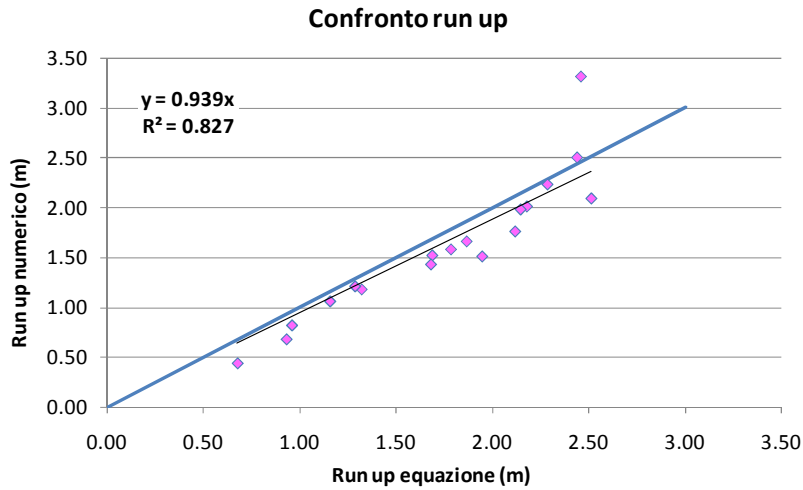


Figura 5.55 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3

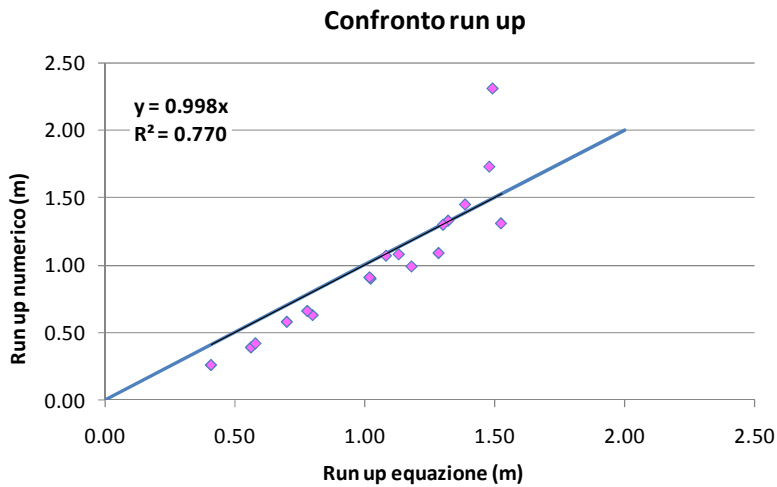


Figura 5.56 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-2FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Possiamo affermare anche per la struttura 10, soggetta ad attacchi d'onda irregolari, che il run up misurato mostra una tendenza molto simile a quello stimato attraverso le formule di letteratura, ed anche il parametro  $R^2$  risulta molto soddisfacente per tutte e 5 le formule utilizzate, quindi,

anche in questo caso, il modello numerico interpreta bene il comportamento fisico mostrato da questa tipologia di struttura.

**8) Struttura 11 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.15:**

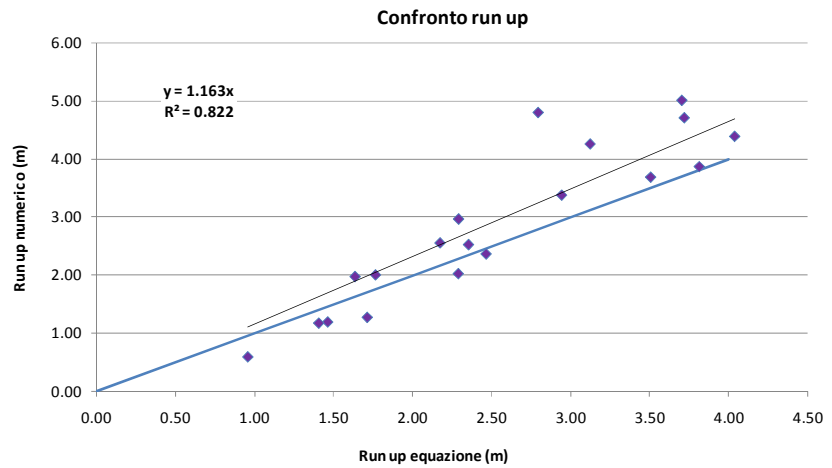


Figura 5.57 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Burcharth e Van der Meer

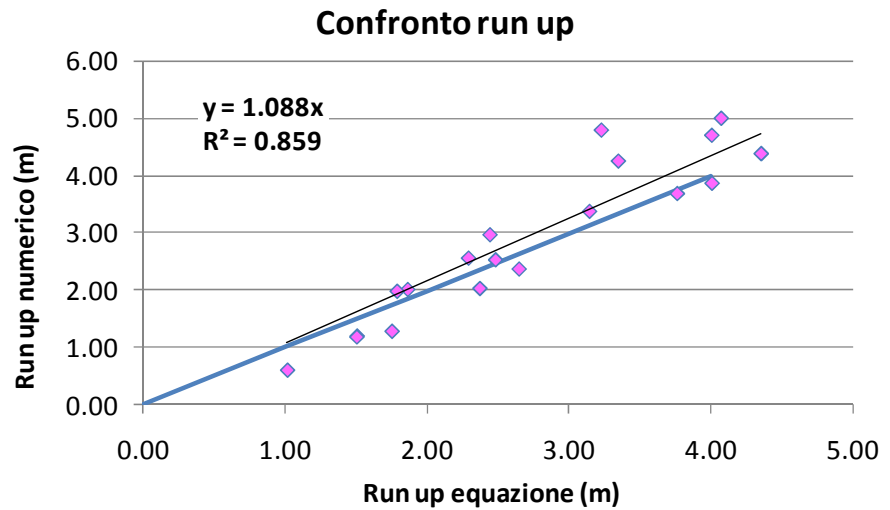


Figura 5.58 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 2%

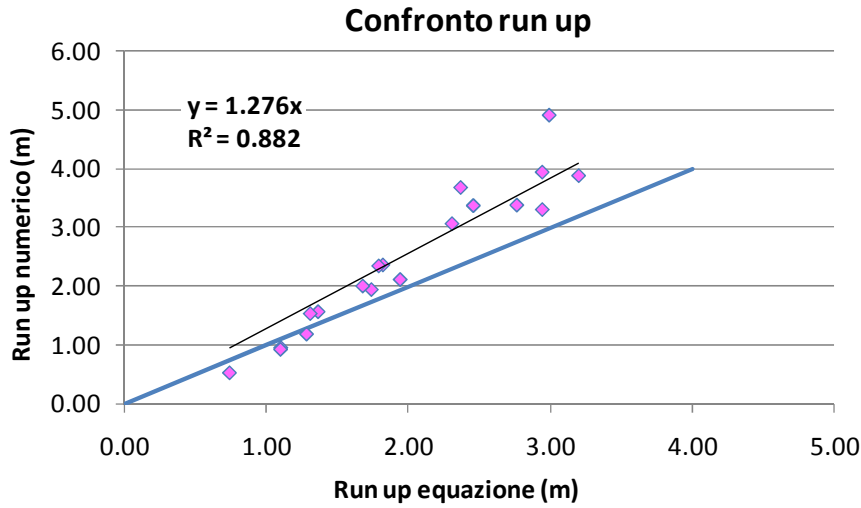


Figura 5.59 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up al 10%

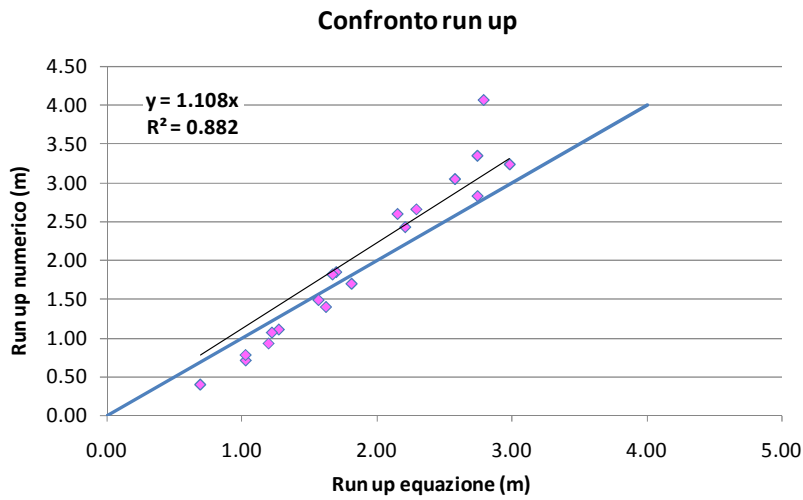
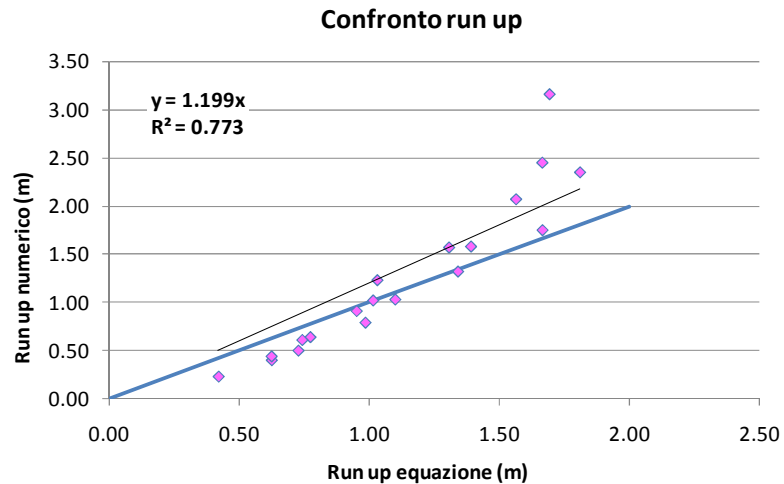


Figura 5.60 Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up a 1/3





**Figura 5.61** Correlazione fra i Run up numerici delle simulazioni Ac1-1FIS1 e la formula di Van der Meer e Stam per il Run up medio

Dai grafici appena esposti possiamo osservare come una struttura come quella in esame, con una pendenza maggiore di quelle normalmente utilizzate nella pratica tecnica, ovvero pari ad 1/1, presenti valori di run up leggermente più elevati di quelli derivanti dalla formule di letteratura utilizzate. Anche in questo caso il risultato conforta dal punto di vista della validità del modello numerico implementato e consente di affermare che lo stesso ben si adatta a rappresentare il comportamento reale della struttura.

Dunque, per quanto concerne la comparazione tra run up numerici ed empirici per attacchi d'onda di tipo irregolare, si osserva in generale, un buon adattamento del modello alle formule empiriche, ed una "risposta" coerente del modello alle variazioni delle condizioni al contorno. Le osservazioni appena illustrate trovano conferma sia nei coefficienti angolari delle rette di regressione, che nei coefficienti  $R^2$  osservabili in ciascun grafico; si riportano, inoltre, nella tabella che segue, i valori dell'errore medio per ciascuna correlazione, ad ulteriore conferma del generale buon adattamento del modello numerico.

**Tabella 5.29** Errore medio relativo al run up associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo irregolare sulle diverse strutture implementate

	Burcharth e Van der Meer	Van der Meer e Stam Run up 2%	Van der Meer e Stam Run up 10%	Van der Meer e Stam Run up 1/3	Van der Meer e Stam Run up medio
<b>AFIS</b>	1.26	1.20	0.98	1.08	1.03
<b>XFIS</b>	1.29	1.22	0.99	1.14	1.12
<b>CRIS</b>	1.42	1.35	1.09	1.17	1.03
<b>TRIS</b>	1.20	1.14	0.91	1.00	0.95
<b>SRIS</b>	0.91	0.86	0.74	0.86	0.78
<b>LFIS</b>	1.25	1.19	1.02	1.15	1.07
<b>Ac1- 2FIS1</b>	1.32	1.20	1.01	1.14	1.13
<b>Ac1- 1FIS1</b>	0.97	1.02	0.89	1.05	1.07

In definitiva, per quanto concerne la validazione del modello 3D sulla base del confronto tra i run up numerici misurati e quelli derivanti dalle formule disponibili in letteratura, si può affermare che il modello ben riproduce i valori stimati dalle formule, evidenziando delle differenze rispetto ad essi dovute principalmente alla struttura riprodotta (realizzata con massi non contemplati dalle formule ed i cui coefficienti quindi sono adattati al caso). In ogni caso si può sottolineare che, mediamente, sia per quanto attiene la distorsione del modello, sia per ciò che concerne il parametro  $R^2$ , che per quanto riguarda i valori dell'errore medio, i risultati ottenuti sono più che soddisfacenti.

#### 5.4 LA VALIDAZIONE DEL MODELLO 3D ATTRAVERSO IL CONFRONTO TRA I COEFFICIENTI DI RIFLESSIONE DETERMINATI NUMERICAMENTE MEDIANTE L'APPLICAZIONE DEL METODO DI GODA E SUZUKI E QUELLI DERIVANTI DALL'UTILIZZO DI FORMULE DI LETTERATURA

Come già anticipato in precedenza, il secondo criterio utilizzato per la validazione del modello 3D è stato quello del confronto diretto, come già esposto per il run up, tra i valori del coefficiente di riflessione numerici e quelli empirici ottenuti mediante l'applicazione di formule disponibili in letteratura (Dentale et al. 1012, 1013a-b).

La determinazione dei coefficienti di riflessione numerici è avvenuta mediante l'applicazione del metodo di Goda e Suzuki per la separazione dell'onda incidente da quella riflessa (cfr. Paragrafo 5.1); i risultati di tale applicazione sono riportati nelle tabelle relative ai risultati ottenuti dal modello numerico (dalla Tabella 5.4 alla Tabella 5.15) nelle quali vengono indicati i coefficienti di riflessione ricavati numericamente per ciascuna simulazione.

I criteri di validazione sono gli stessi esposti per il run up (parametro  $R^2$ , distorsione ed errore medio).

##### 5.4.1 Validazione del modello 3D tramite confronto tra i risultati numerici relativi ai valori del coefficiente di riflessione e le formule presenti in letteratura illustrate nel paragrafo 4.2.3

Le formule di letteratura utilizzate per il confronto dei risultati numerici sono le seguenti:

- Formula di Seelig e Ahrens (1981):

$$Kr = \frac{a_1 \xi^2}{b_1 + \xi^2}$$

Dove  $\xi$  rappresenta, al solito, il parametro di Irribarrean che ricordiamo è determinato attraverso la relazione:  $\xi = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$

Con  $\xi$  parametro di Iribarrean,  $a_1$  e  $b_1$  coefficienti empirici tabellati, funzione entrambi della tipologia di massa impiegato e della forma della struttura.

- Formula di Buerger (1988):

$$Kr = \frac{a_1 \xi^2}{b_1 + \xi^2}$$

Con  $\xi$  parametro di Iribarrean,  $a_1$  e  $b_1$  coefficienti empirici tabellati, funzione entrambi della tipologia di massa impiegato e della forma della struttura.

- Formula di Postma per opere a gettata non trascinabili (1989):

$$Kr = 0,125 \xi^{0.73}$$

Dove  $\xi$  rappresenta, al solito, il parametro di Iribarrean.

- Formula di Van der Meer (1992):

$$K_r = 0.07(P^{-0.08} + \xi);$$

Dove P è la porosità e risulta un parametro variabile e tabellato a seconda della tipologia di massa impiegato,  $\xi$  rappresenta, invece, il parametro di Iribarrean.

- Formula di Hughes e Fowler (1995):

$$Kr = \frac{1}{1 + 7.1 \xi^{0.8}}$$

Con  $\xi$  parametro di Iribarrean, determinato, però, mediante la relazione:  $\xi = \sqrt{\frac{d}{gT^2 \tan \beta}}$ , dove d rappresenta la profondità dell'acqua in quiete, T il periodo dell'onda e  $\beta$  la pendenza della diga.

- Formula di Zanuttigh e Van der Meer (2006):

$$kr = \tanh(a \xi^b)$$

Con  $\xi$  parametro di Iribarrean, a e b coefficienti empirici tabellati, funzione entrambi della tipologia di massa impiegato e della forma della struttura.

Con la stessa metodologia applicata nel paragrafo precedente per il confronto tra i valori di run up numerici ed empirici, si procede ora a mostrare i risultati delle correlazioni tra i coefficienti di riflessione empirici e numerici.

#### 5.4.1.1 Confronto tra coefficienti di riflessione numerici ed empirici per attacchi d'onda regolari

Le tipologie di struttura analizzate per attacchi d'onda di tipo regolare sono, come già esposto nel paragrafo 5.2, tre e, di seguito, si riportano i risultati delle correlazioni tra i relativi coefficienti di riflessione e quelli determinati empiricamente.

1) **Struttura 1 (Mantellata in Accropodi senza strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.4:**

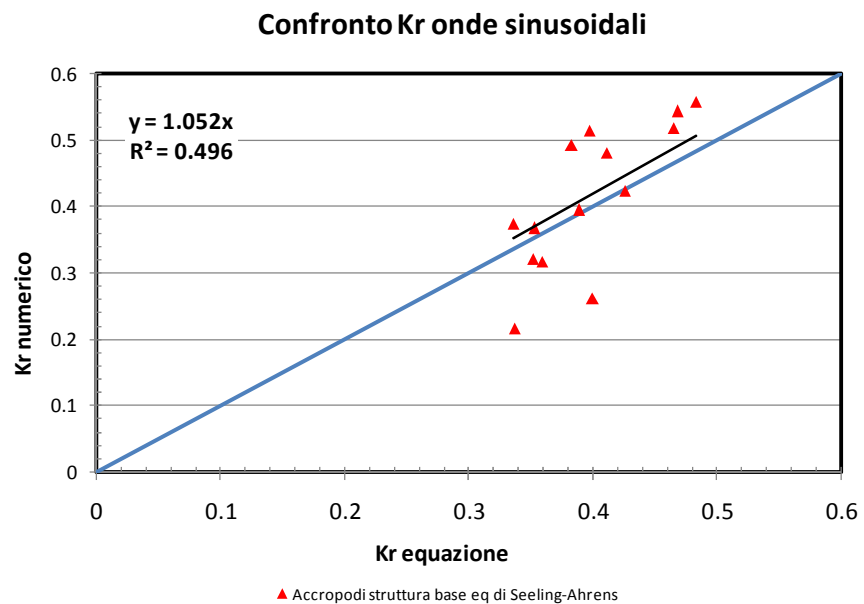


Figura 5.62 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Seelig e Ahrens

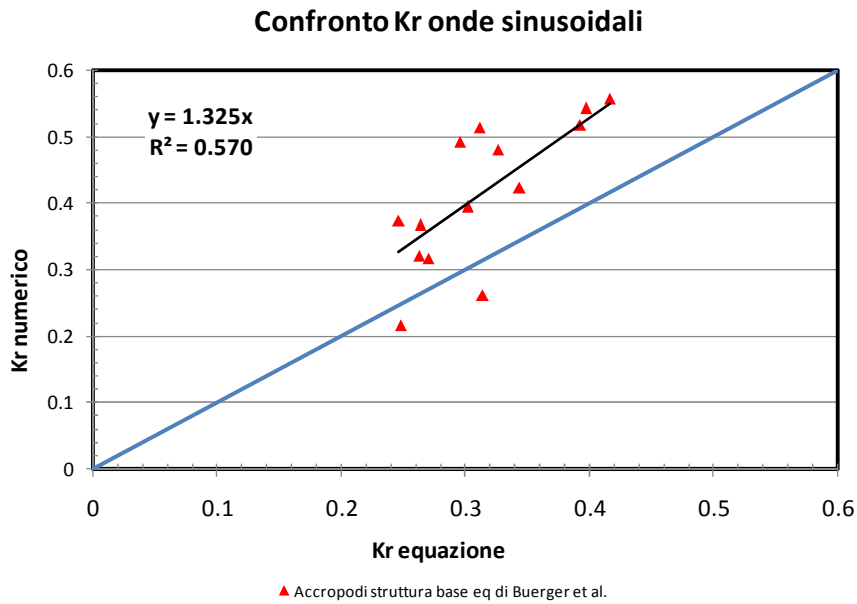


Figura 5.63 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Buerger

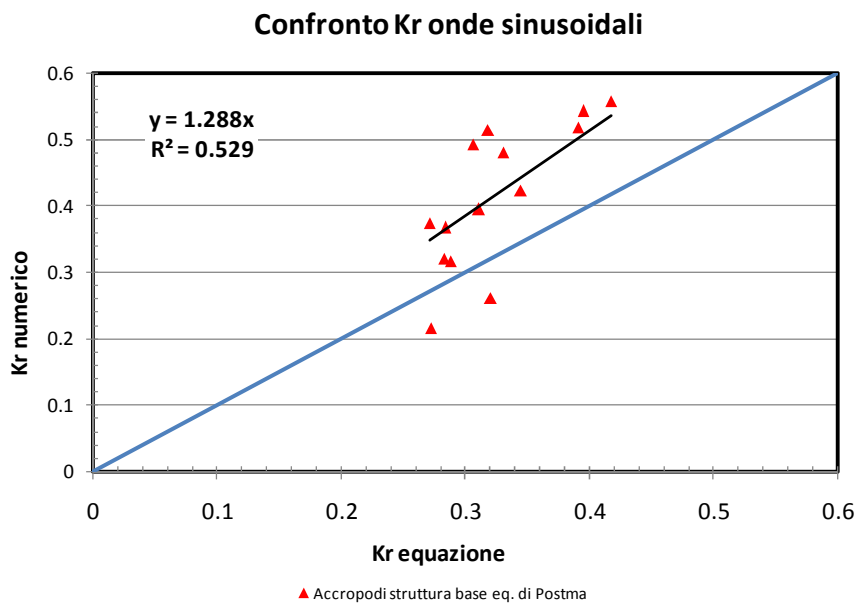


Figura 5.64 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Postma

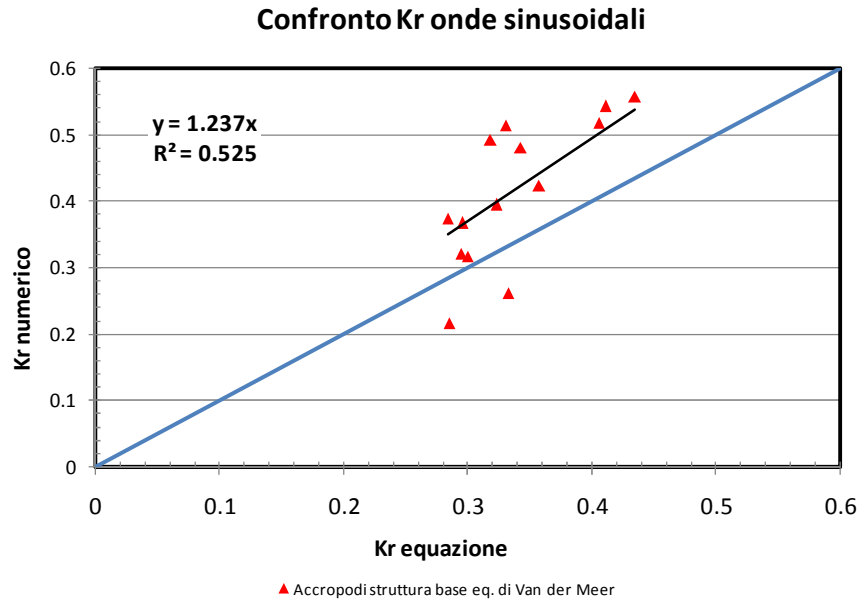


Figura 5.65 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Van der Meer

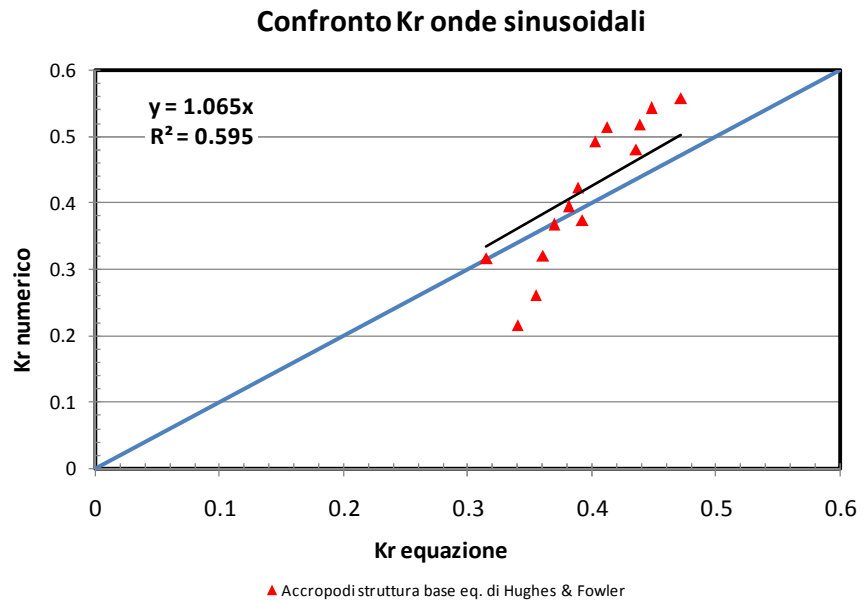


Figura 5.66 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Hughes e Fowler

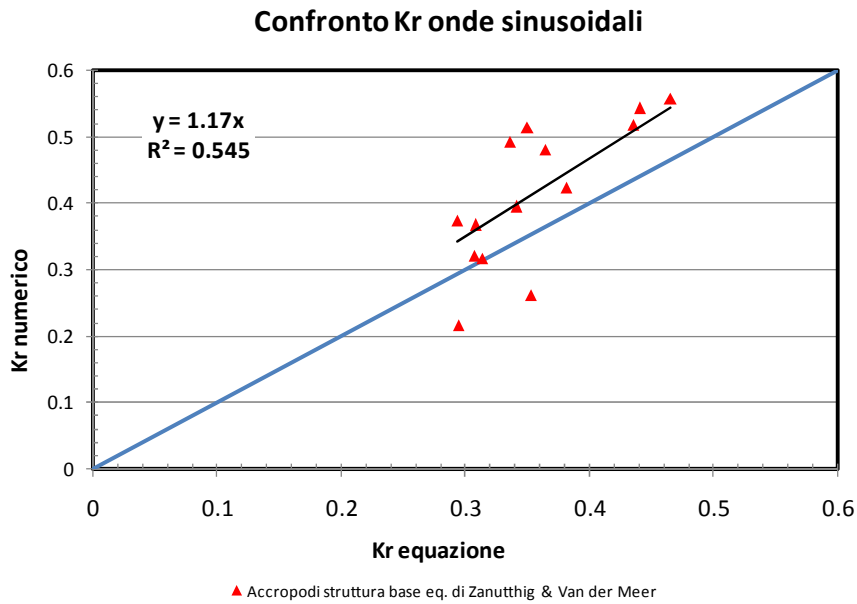


Figura 5.67 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni ARS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

2) Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.5:



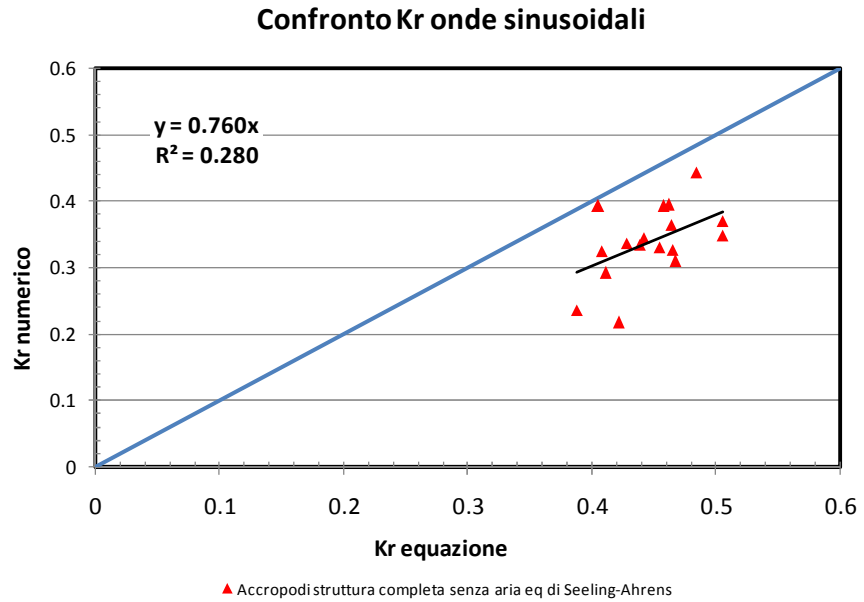


Figura 5.68 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Seelig e Ahrens

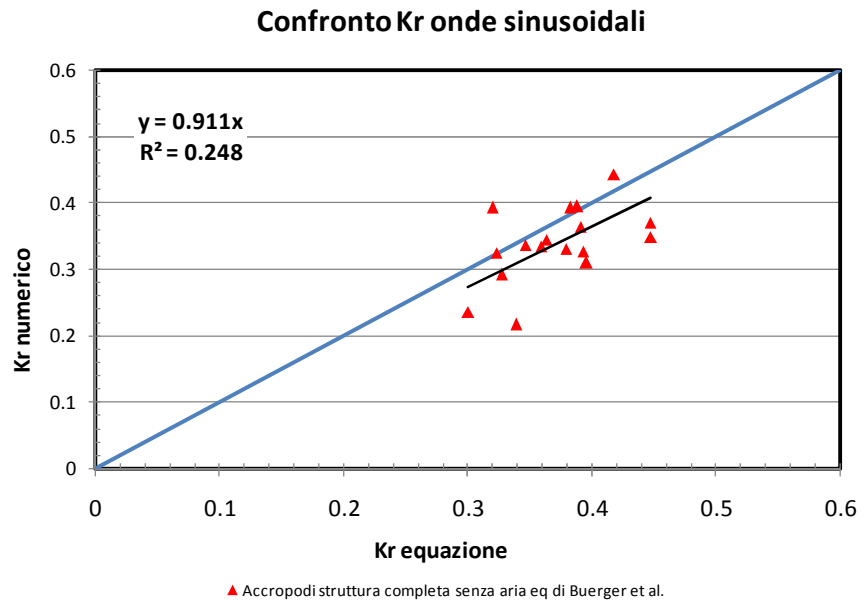


Figura 5.69 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Buerger

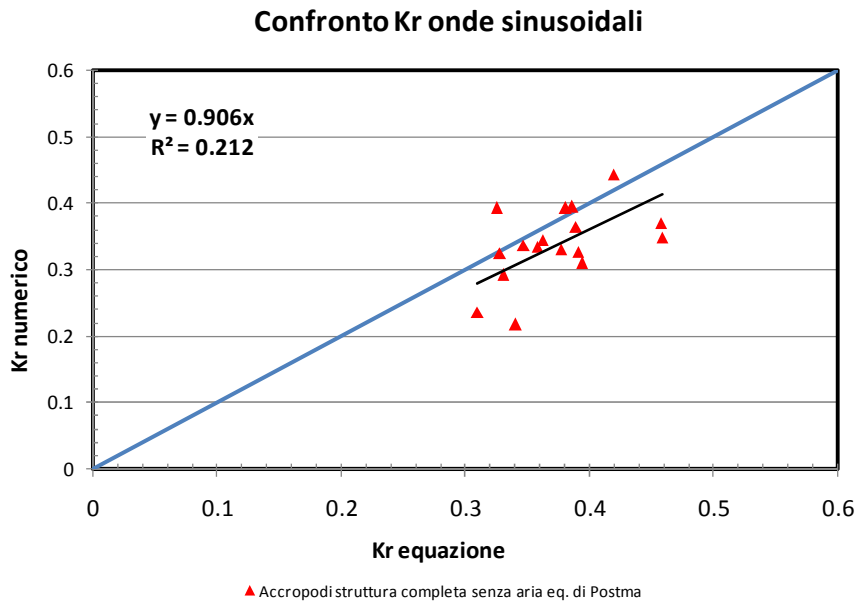


Figura 5.70 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Postma

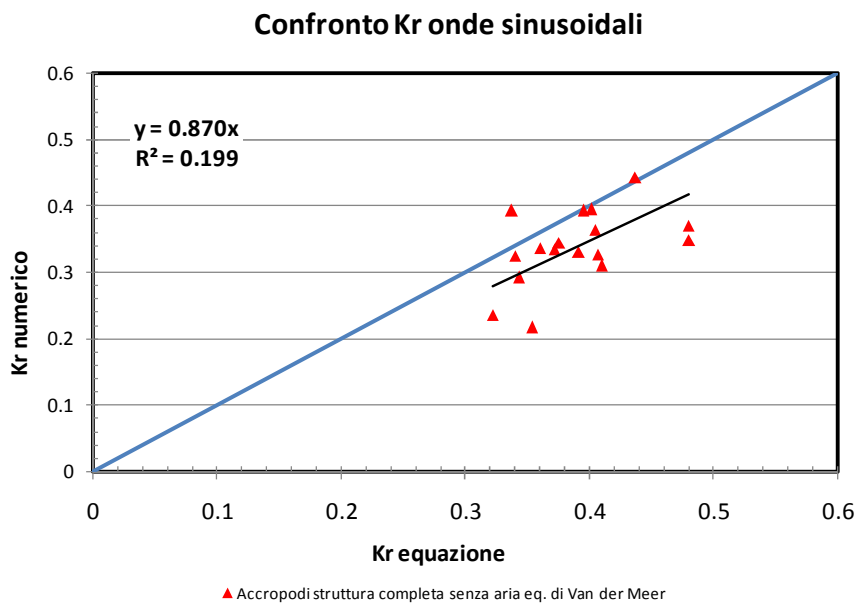


Figura 5.71 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Van der Meer

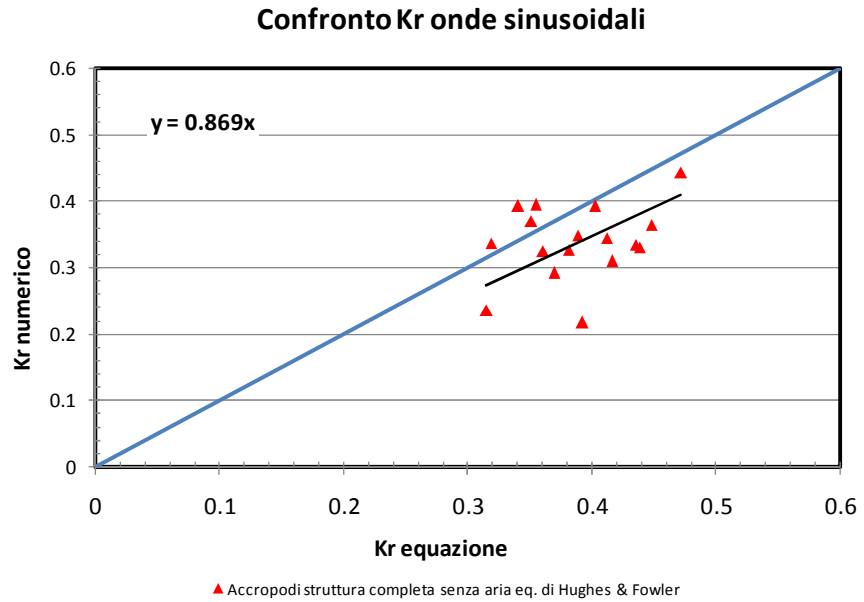


Figura 5.72 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Hughes e Fowler

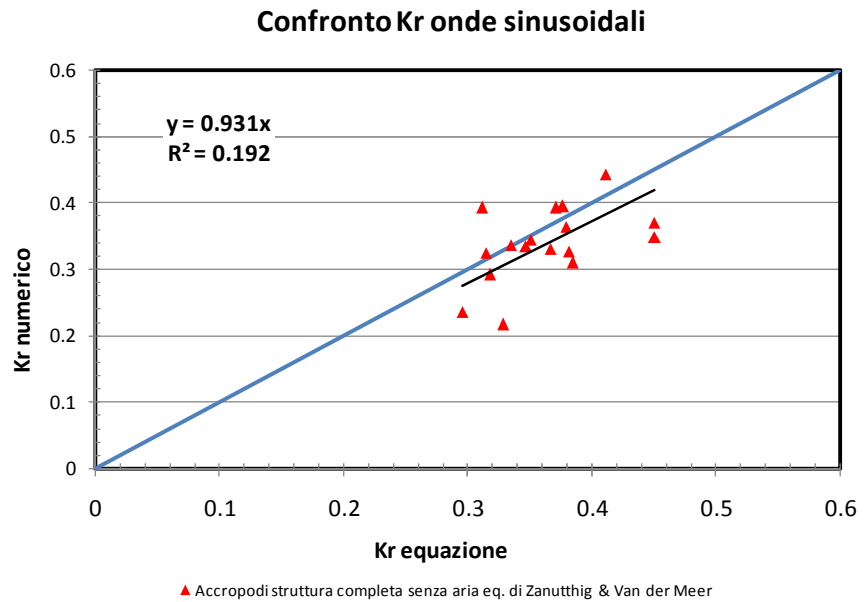


Figura 5.73 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFRS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

3) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.7:

Confronto Kr onde sinusoidali

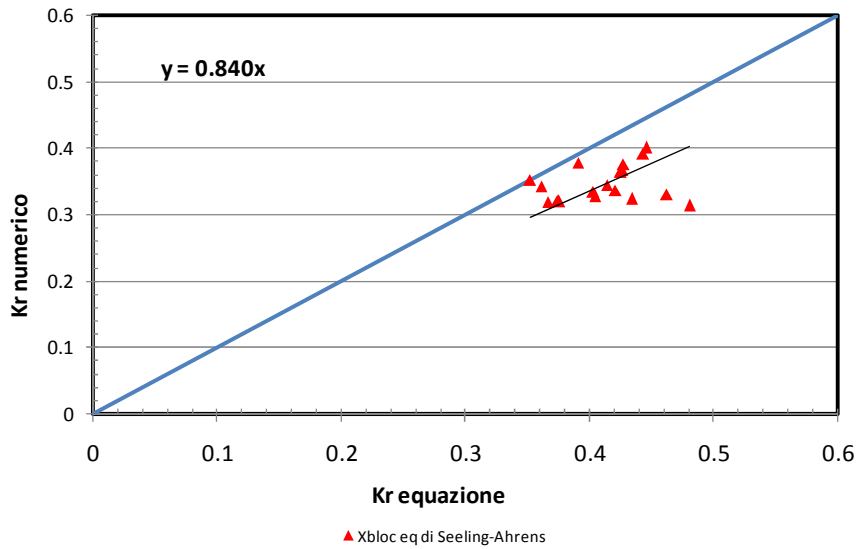


Figura 5.74 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Seelig e Ahrens

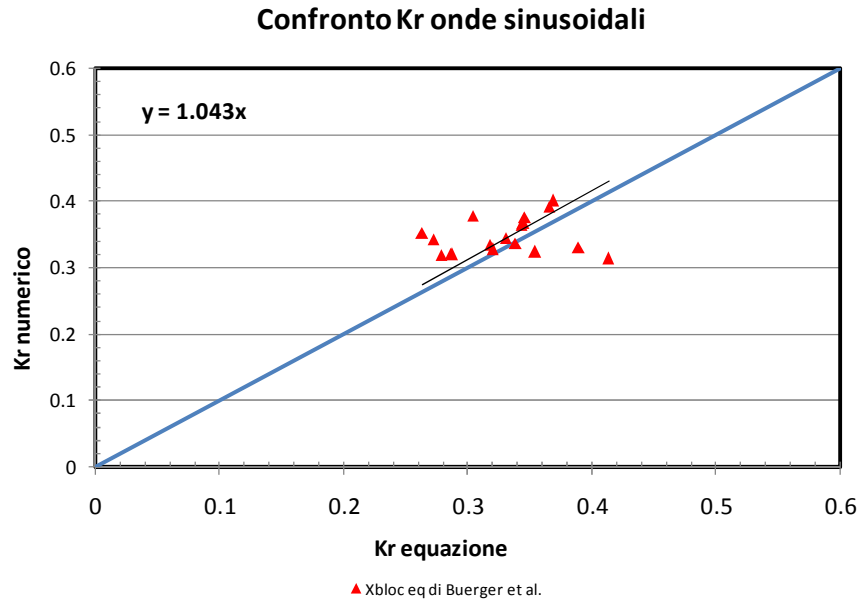


Figura 5.75 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Buerger

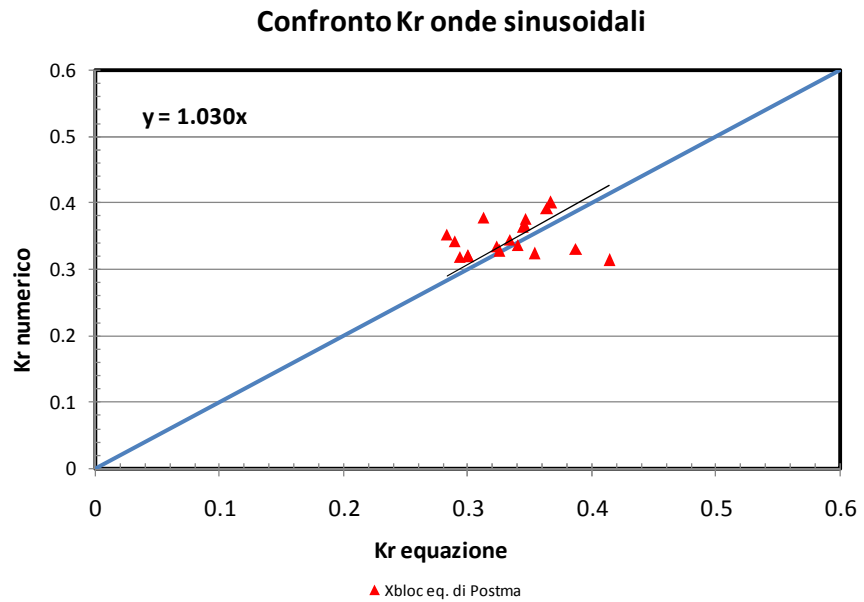


Figura 5.76 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Postma

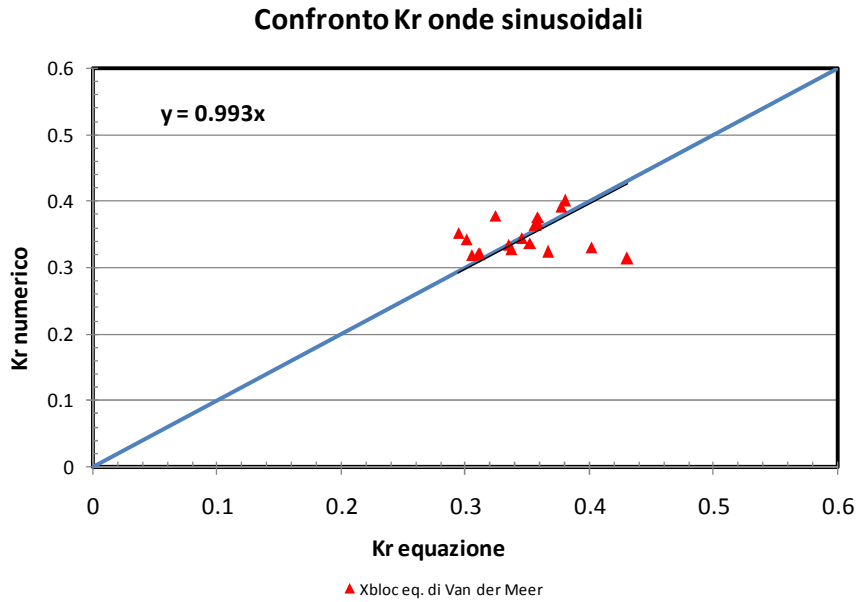


Figura 5.77 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Van der Meer

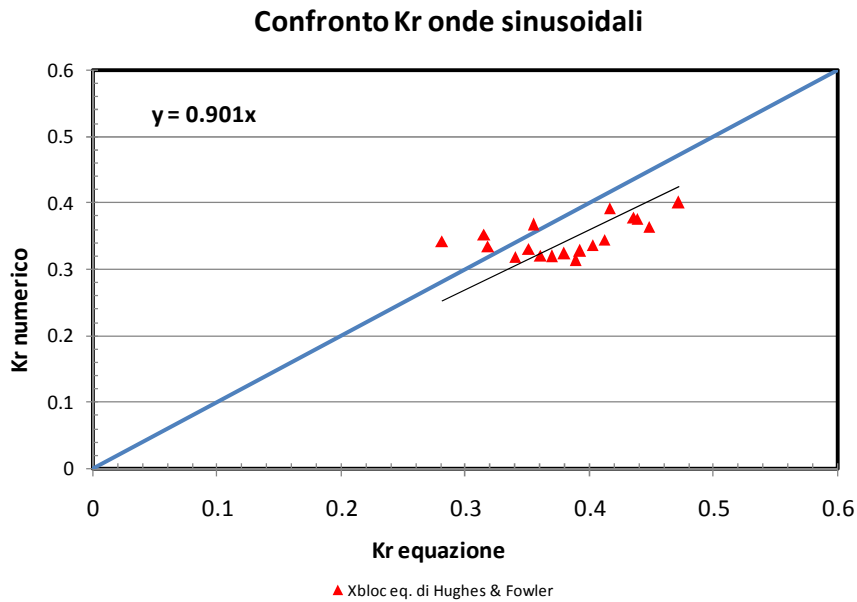
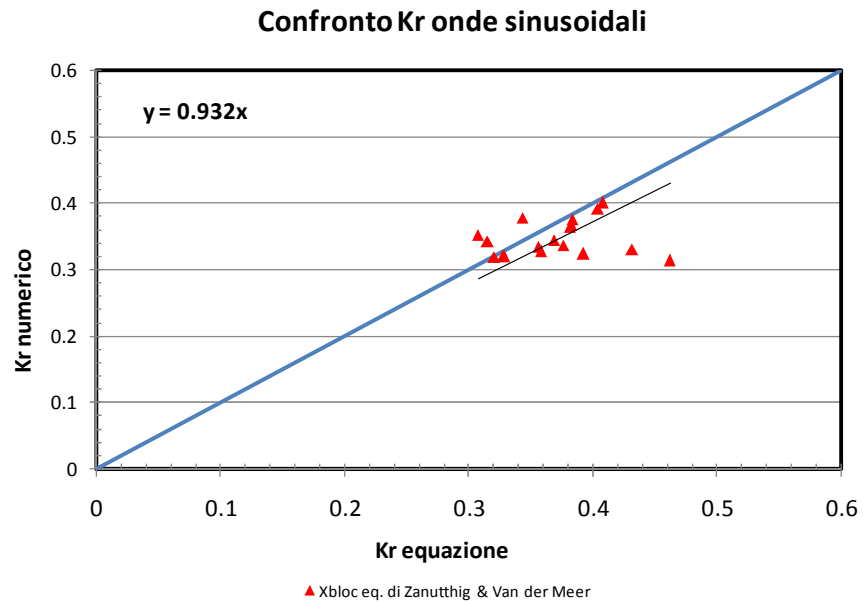


Figura 5.78 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Hughes e Fowler



**Figura 5.79** Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFRS e la formula di Zanutthig e Van der Meer

In definitiva, per quanto concerne la comparazione tra coefficienti di riflessione numerici ed empirici per attacchi d'onda di tipo regolare, si osserva in generale, un buon adattamento del modello alle formule empiriche. Le osservazioni appena illustrate trovano conferma sia nei coefficienti angolari delle rette di regressione che nei coefficienti  $R^2$  osservabili in ciascun grafico; si riportano, inoltre, nella tabella che segue, i valori dell'errore medio per ciascuna correlazione, ad ulteriore conferma del generale buon adattamento del modello numerico.

**Tabella 5.30** Errore medio relativo al coefficiente di riflessione associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo regolare sulle diverse strutture implementate

	Seeling Ahrens	Buerger et al.	Postmar	Van der Meer	Hughes & Fowler	Zanutthig & Van der Meer
<b>ARS</b>	1.01	0.79	0.82	0.85	1.00	0.90
<b>AFRS</b>	1.63	1.35	1.36	1.42	1.42	1.51
<b>XFRS</b>	1.19	0.95	0.97	1.00	1.10	1.07

### 5.4.1.2 Confronto tra coefficienti di riflessione numerici ed empirici per attacchi d'onda irregolari

Le tipologie di struttura analizzate per attacchi d'onda di tipo irregolare sono sei e, come già esposto nel paragrafo 5.2, di seguito, si riportano i risultati delle correlazioni tra i relativi coefficienti di riflessione e quelli determinati empiricamente.

1) **Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede)** con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.6:

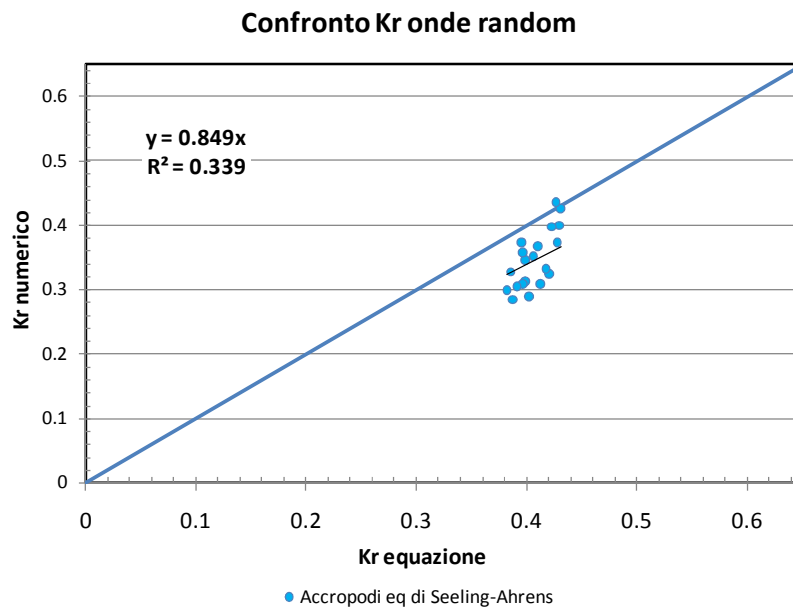


Figura 5.80 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Seelig e Ahrens



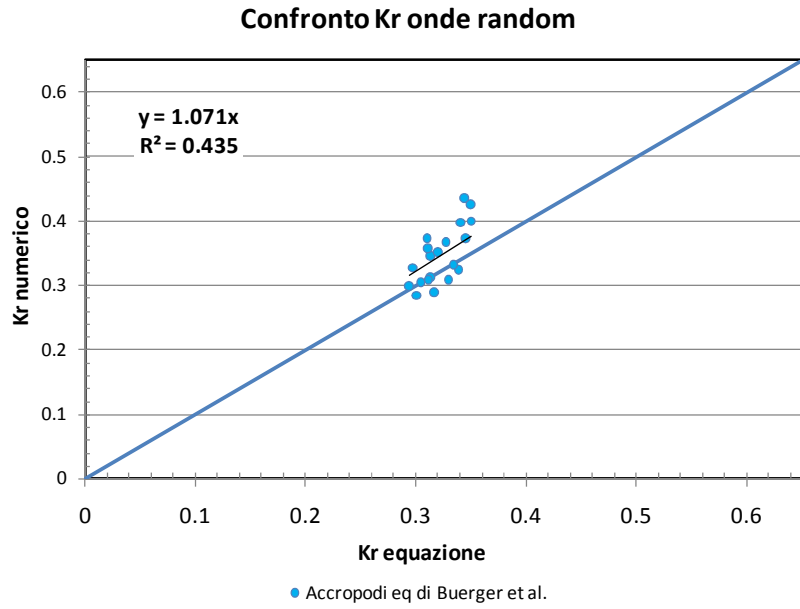


Figura 5.81 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Buerger

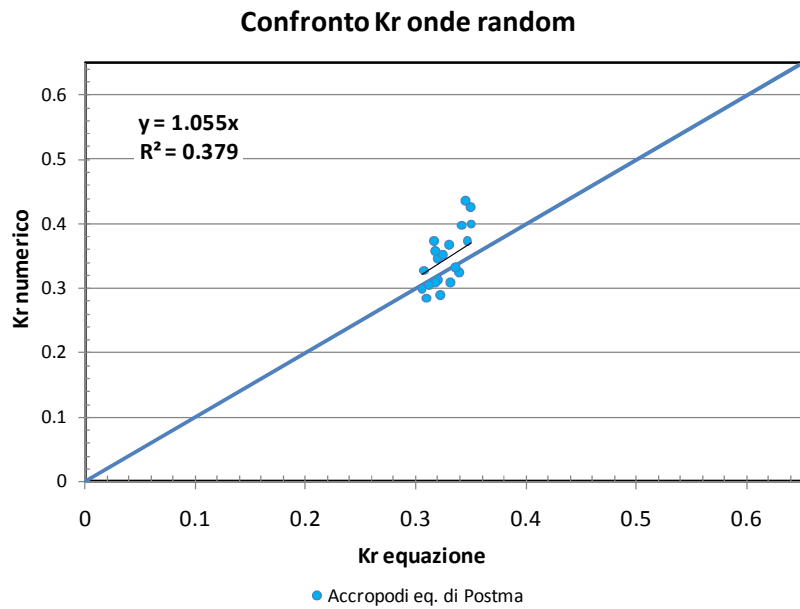


Figura 5.82 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Postma

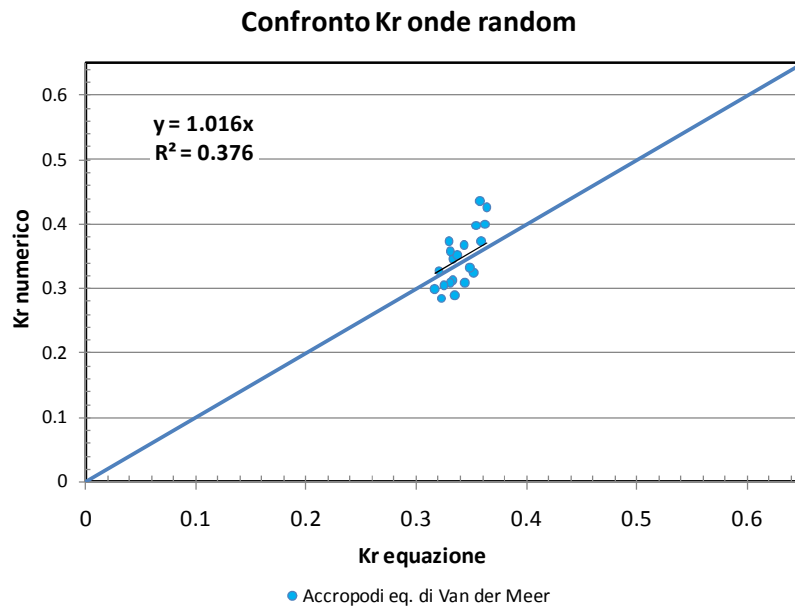


Figura 5.83 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Van der Meer

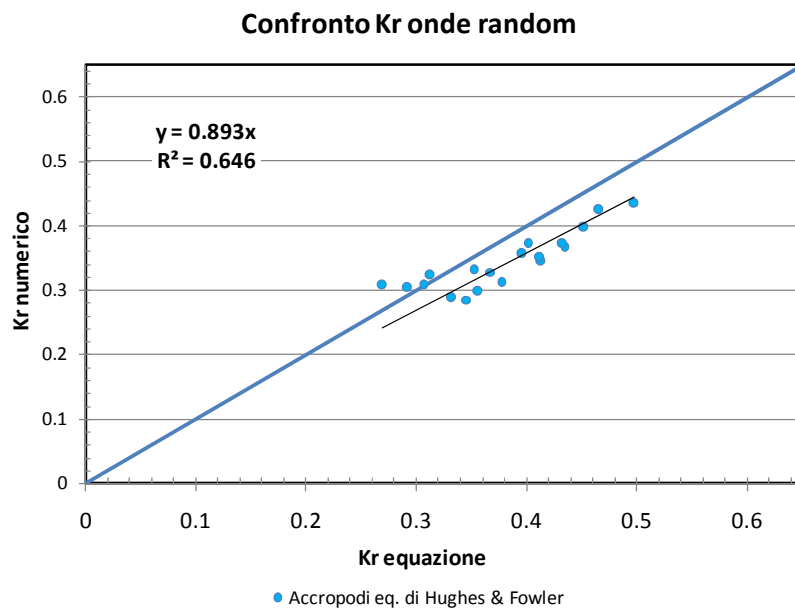


Figura 5.84 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Hughes e Fowler

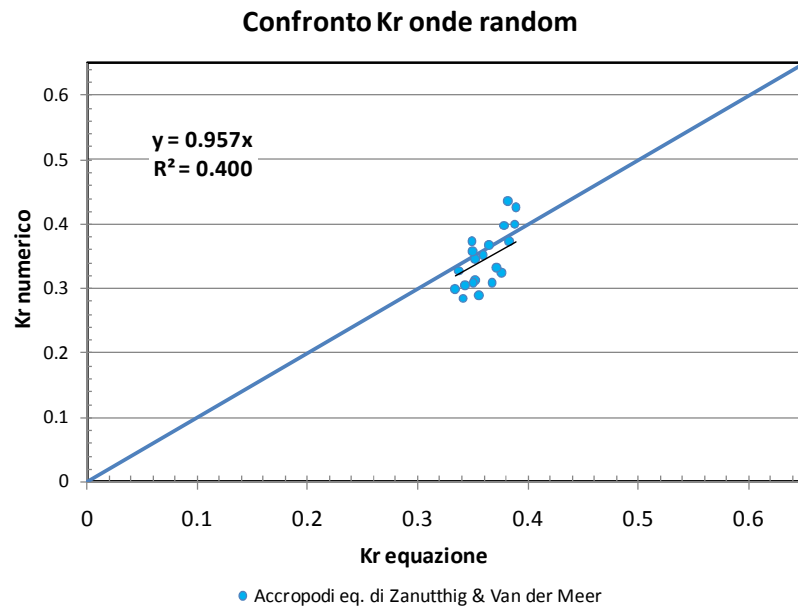


Figura 5.85 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

2) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.8:

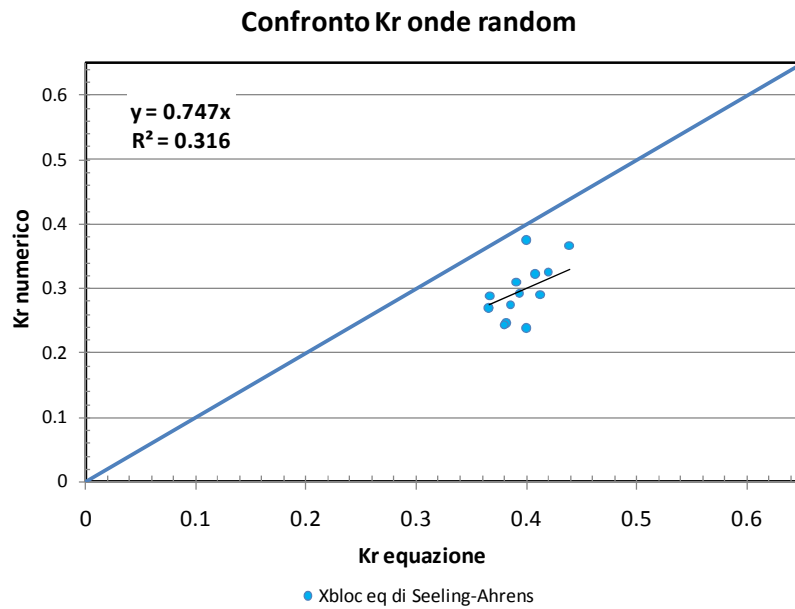


Figura 5.86 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Seelig e Ahrens

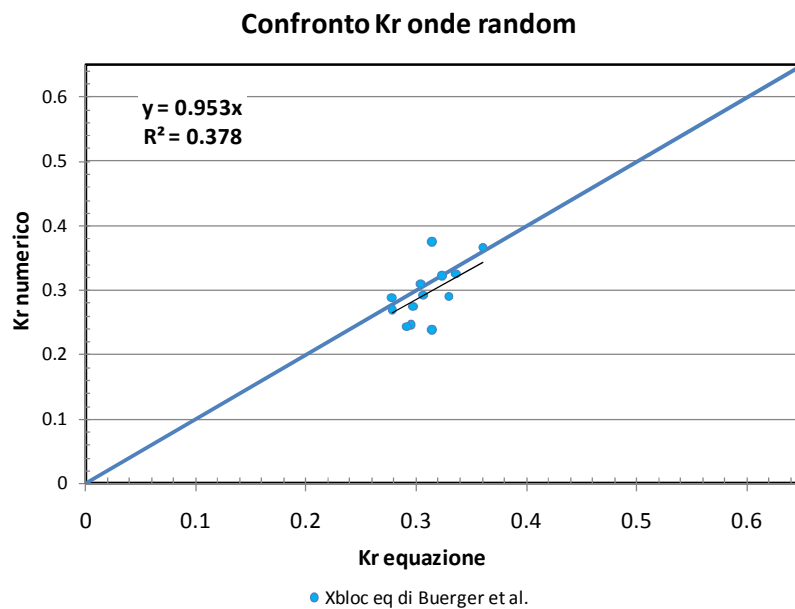


Figura 5.87 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni AFIS e la formula di Buerger

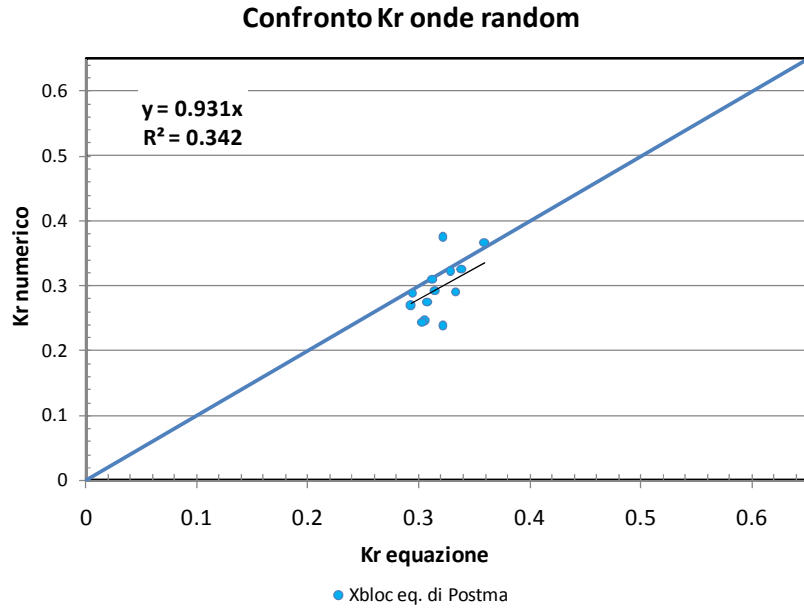


Figura 5.88 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Postma

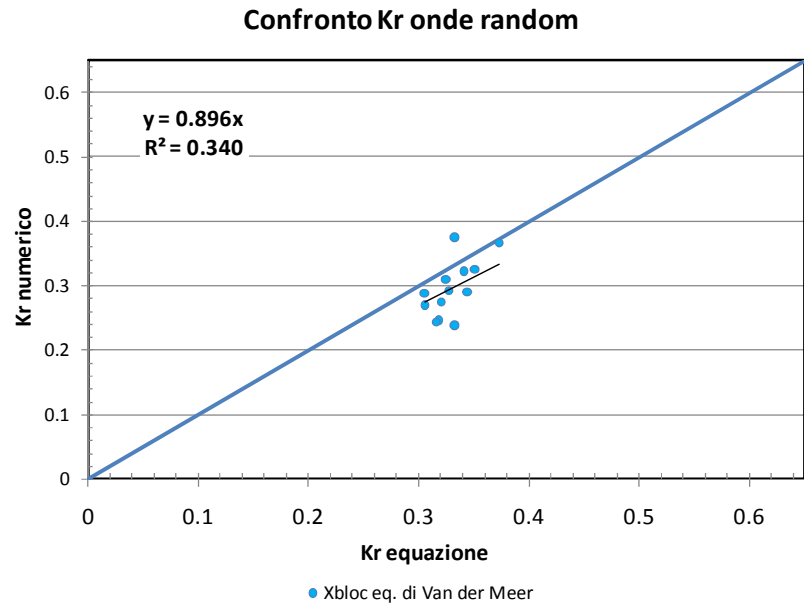


Figura 5.89 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Van der Meer

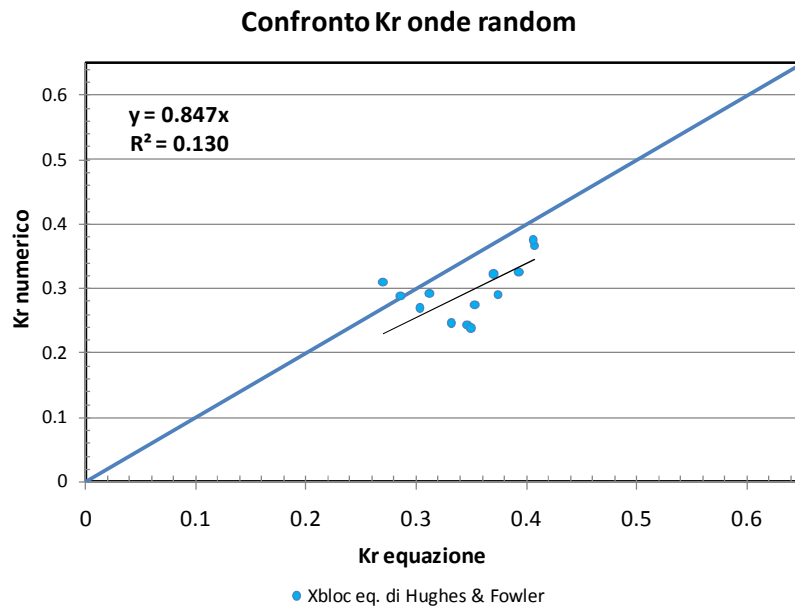


Figura 5.90 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Hughes e Fowler

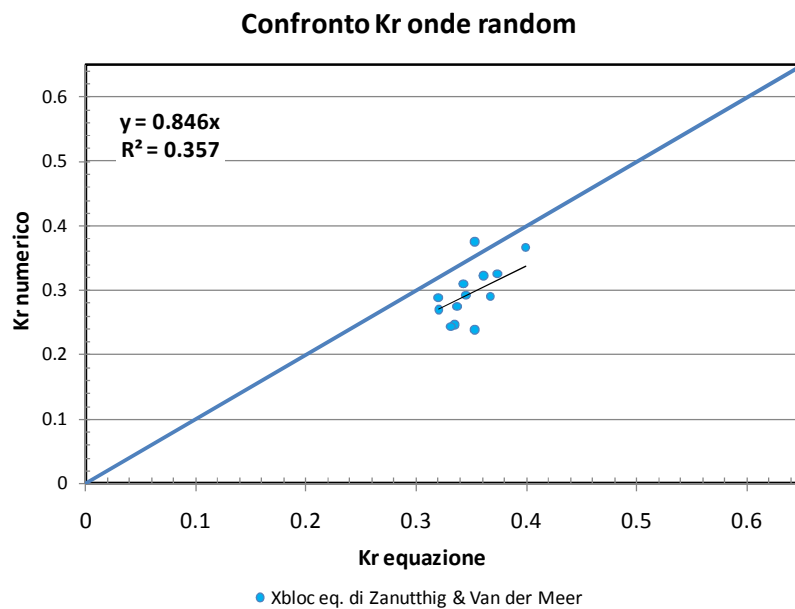


Figura 5.91 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni XFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

3) Struttura 4 (Mantellata in Core-loc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.10:

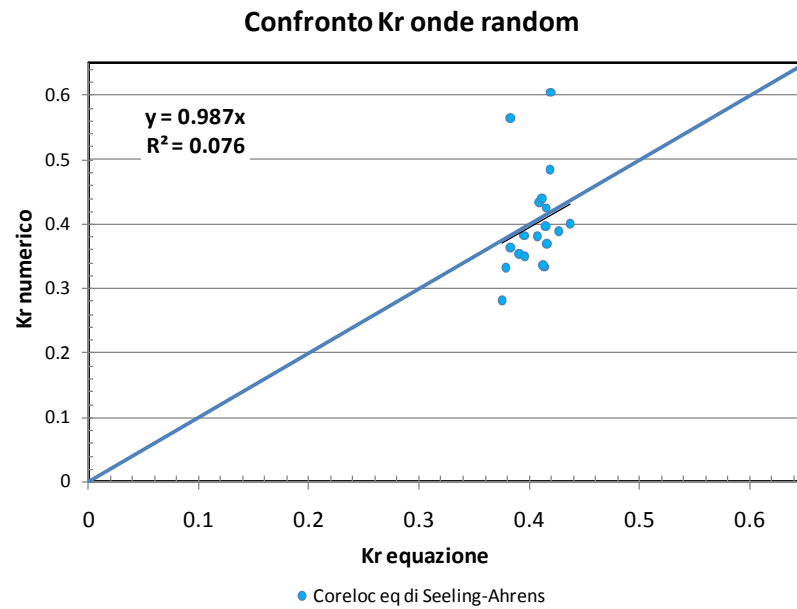


Figura 5.92 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Seelig e Ahrens

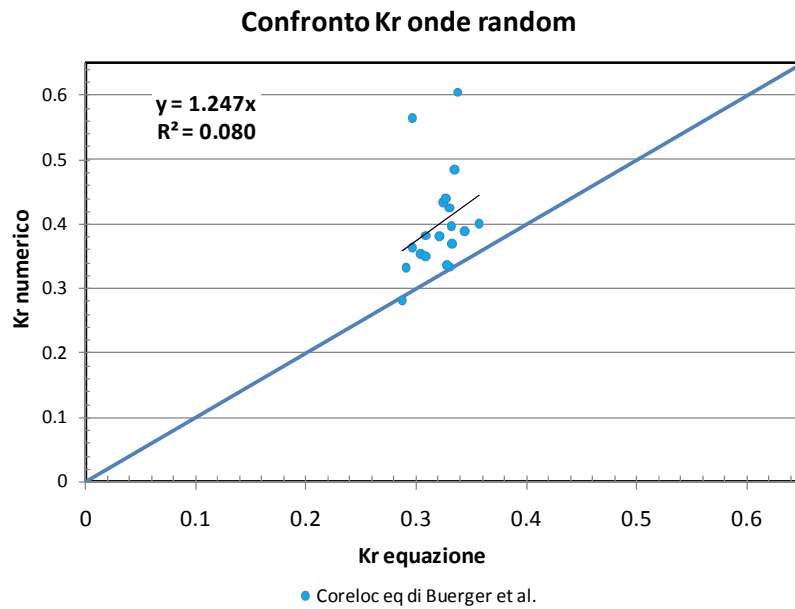


Figura 5.93 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Buerger

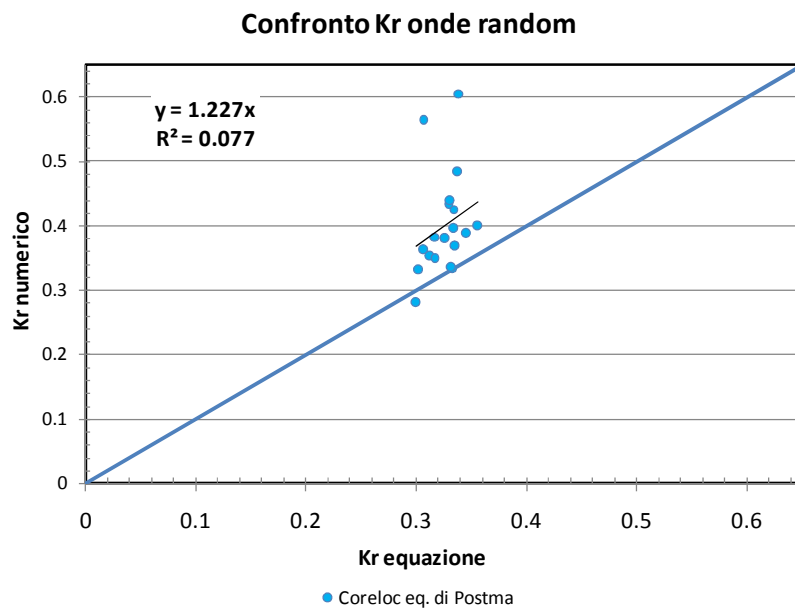


Figura 5.94 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Postma



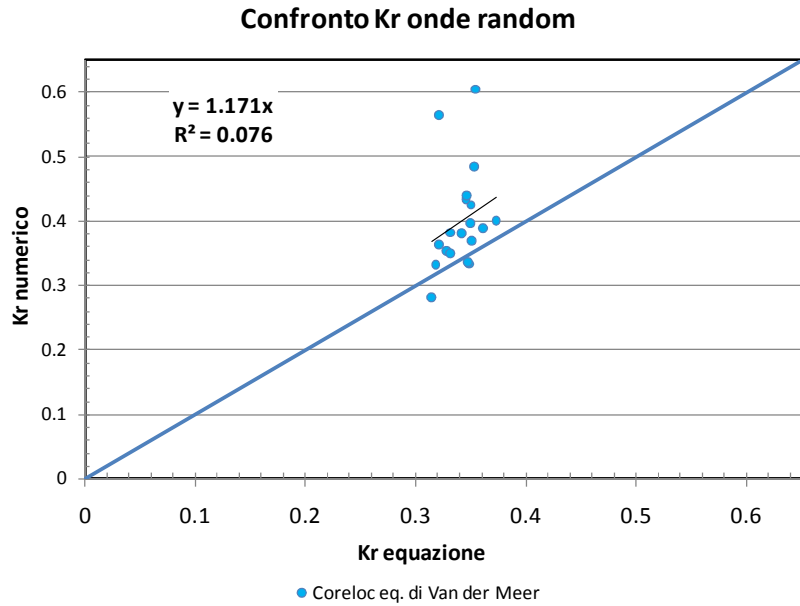


Figura 5.95 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Van der Meer

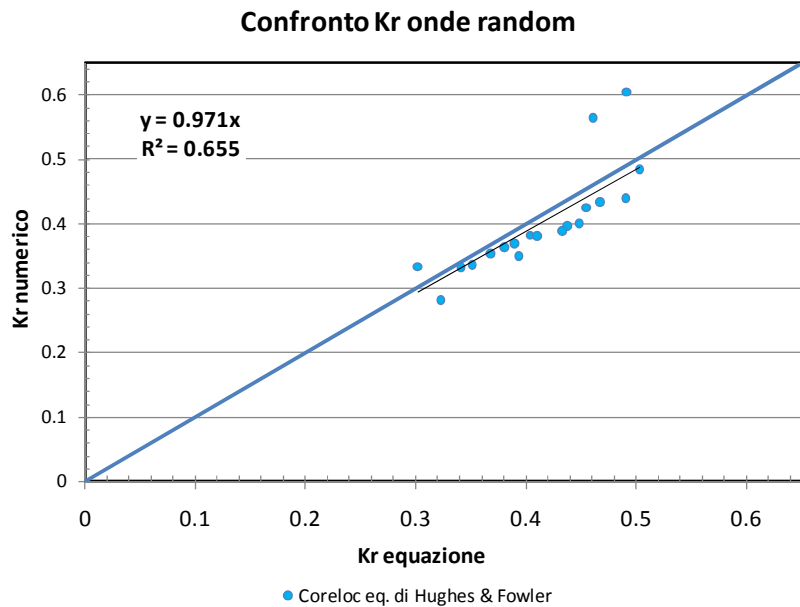


Figura 5.96 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Hughes e Fowler

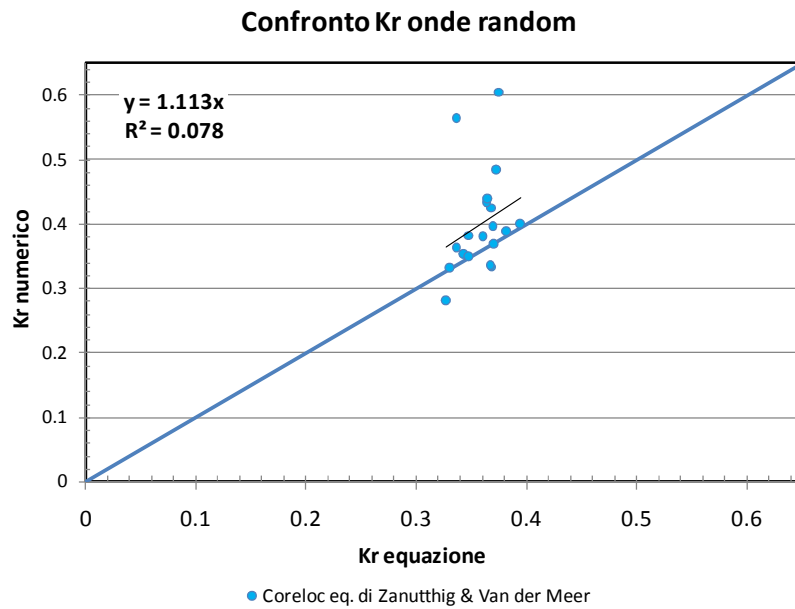


Figura 5.97 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni CFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

4) Struttura 5 (Mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.11:

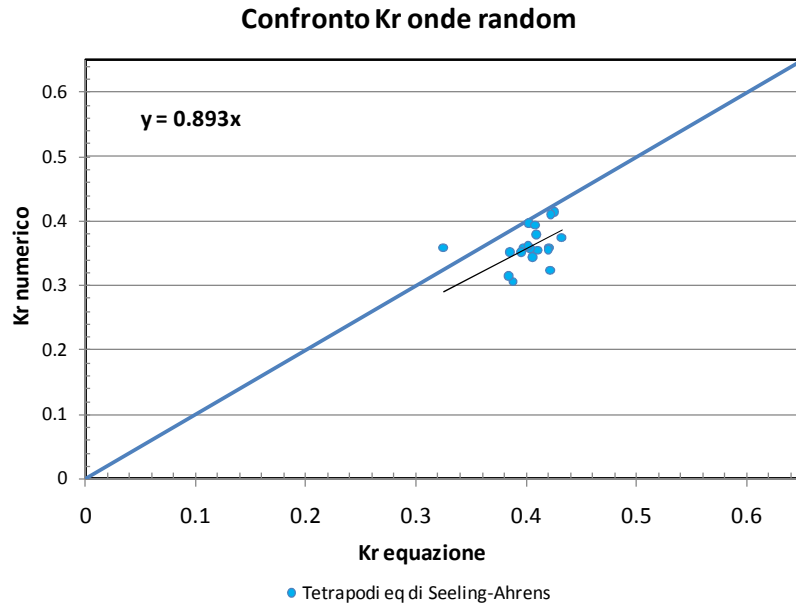


Figura 5.98 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Seelig e Ahrens

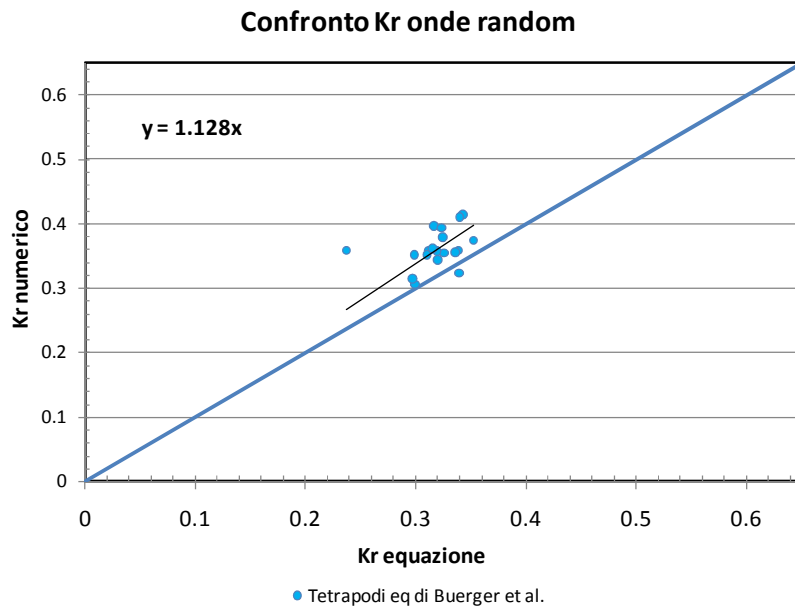


Figura 5.99 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Buerger

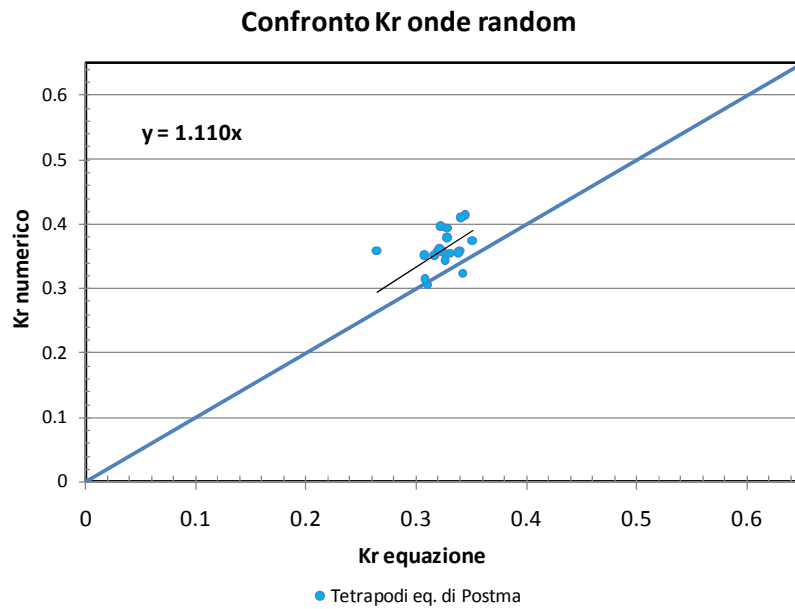


Figura 5.100 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Postma

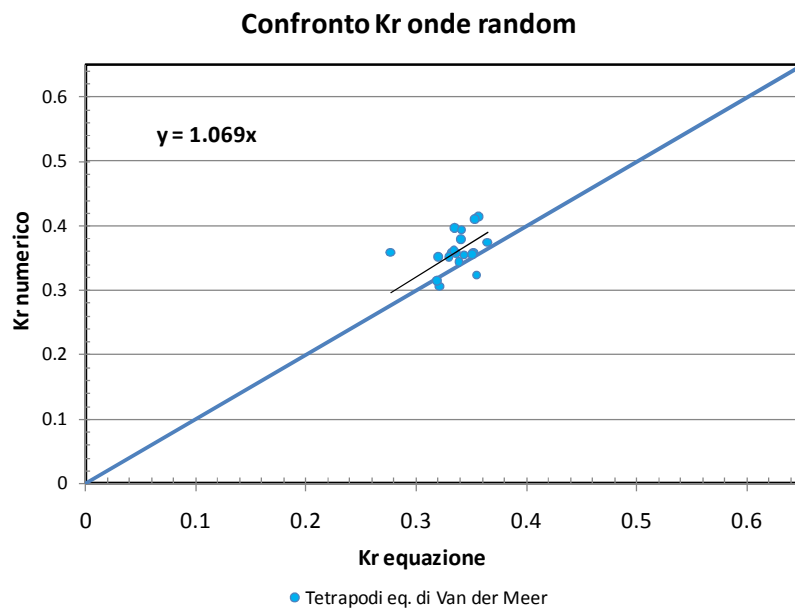


Figura 5.101 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Van der Meer

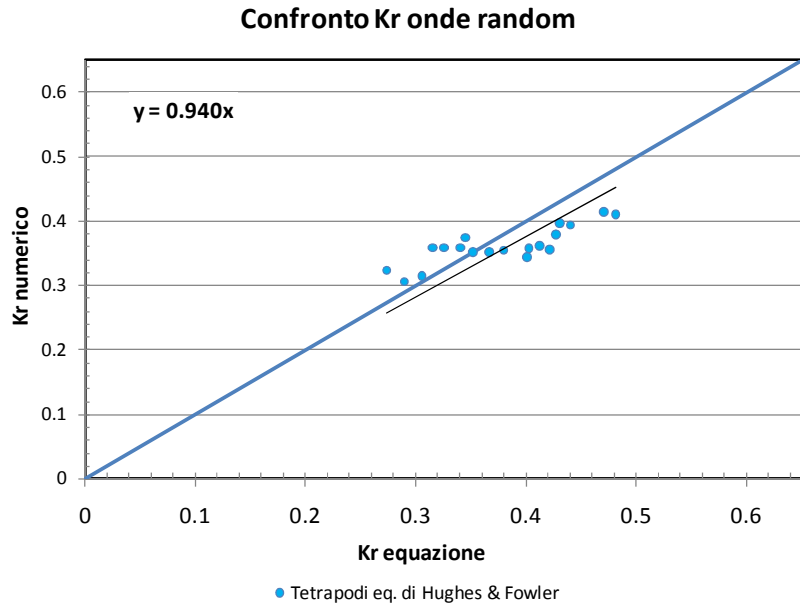


Figura 5.102 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Hughes e Fowler

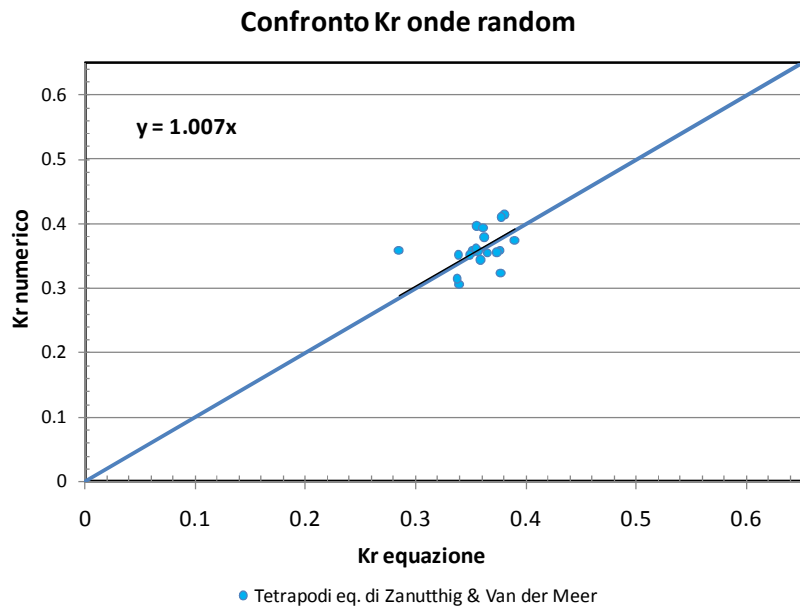


Figura 5.103 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni TFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

5) Struttura 6 (Mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.12:

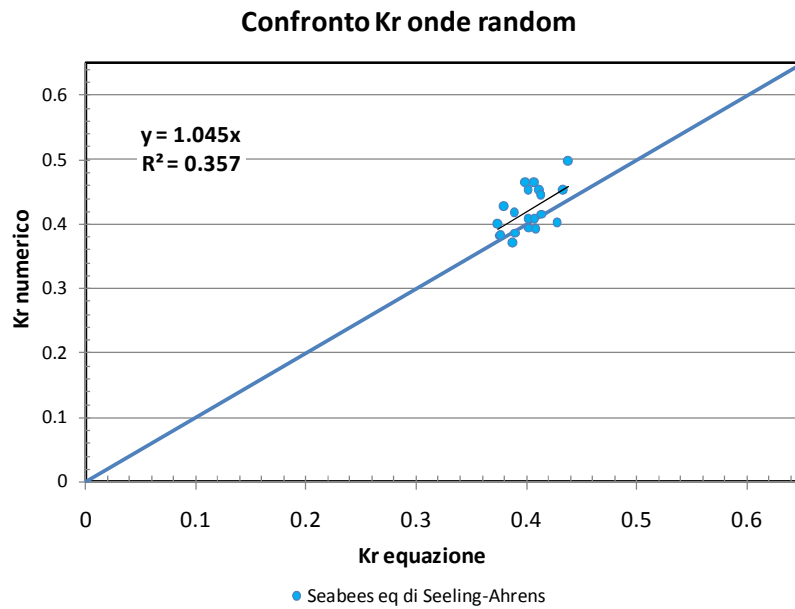


Figura 5.104 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Seelig e Ahrens

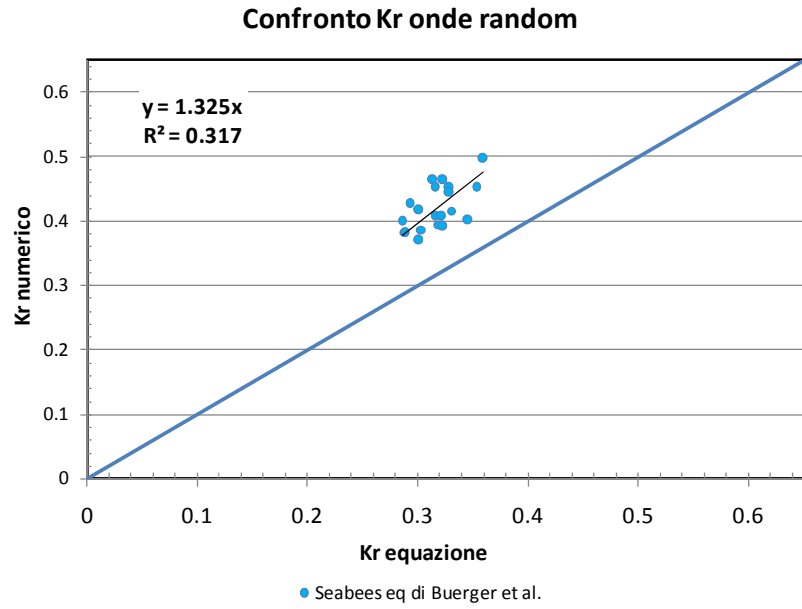


Figura 5.105 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Buerger

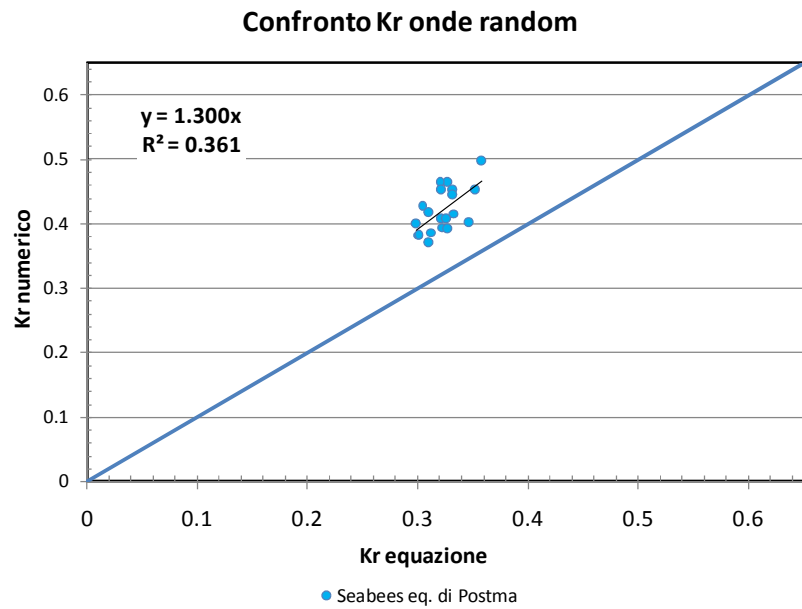


Figura 5.106 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Postma

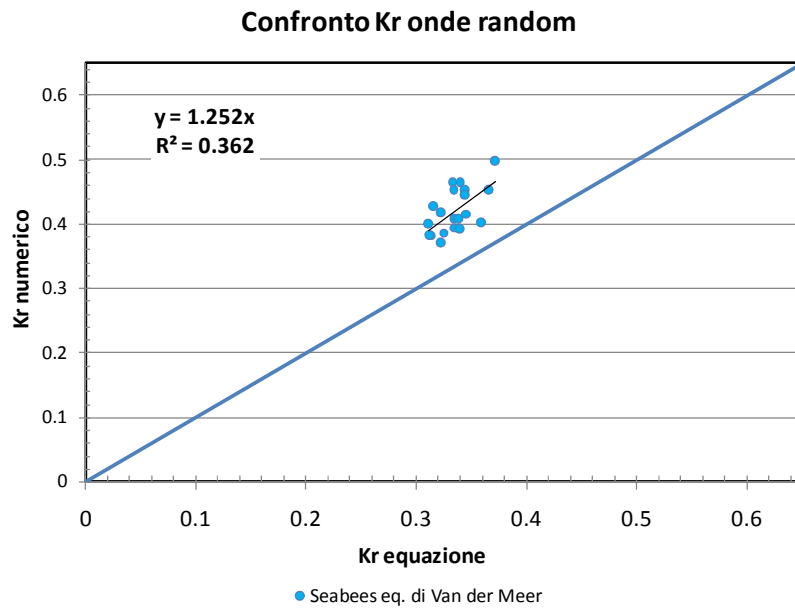


Figura 5.107 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Van der Meer

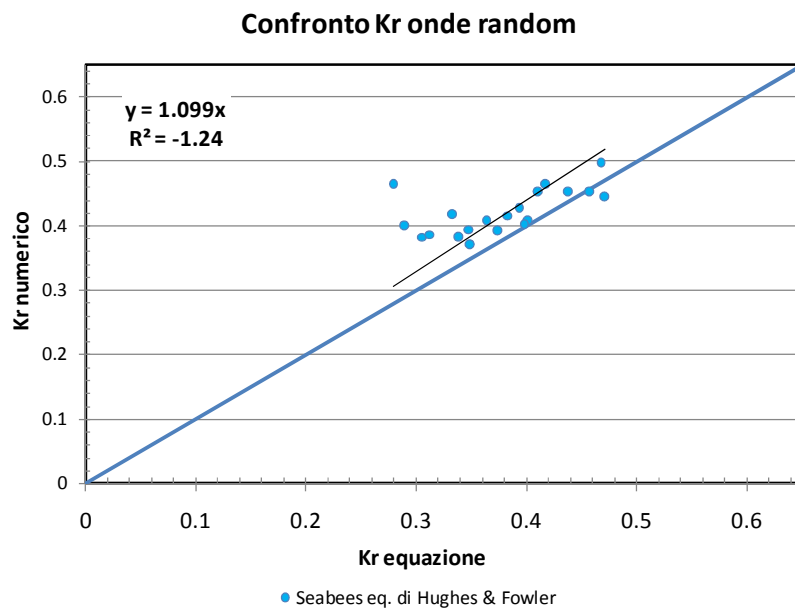


Figura 5.108 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Hughes e Fowler



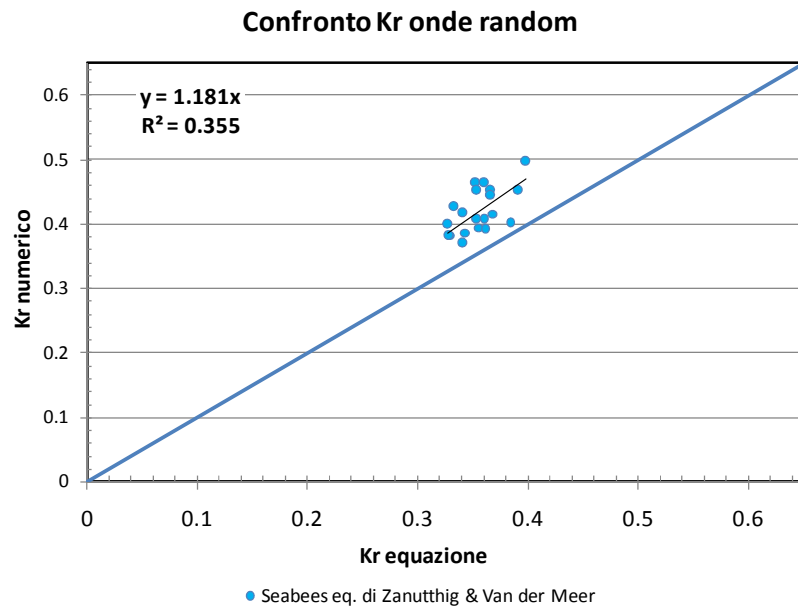


Figura 5.109 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni SFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

6) Struttura 7 (Mantellata in Massi naturali con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.13:

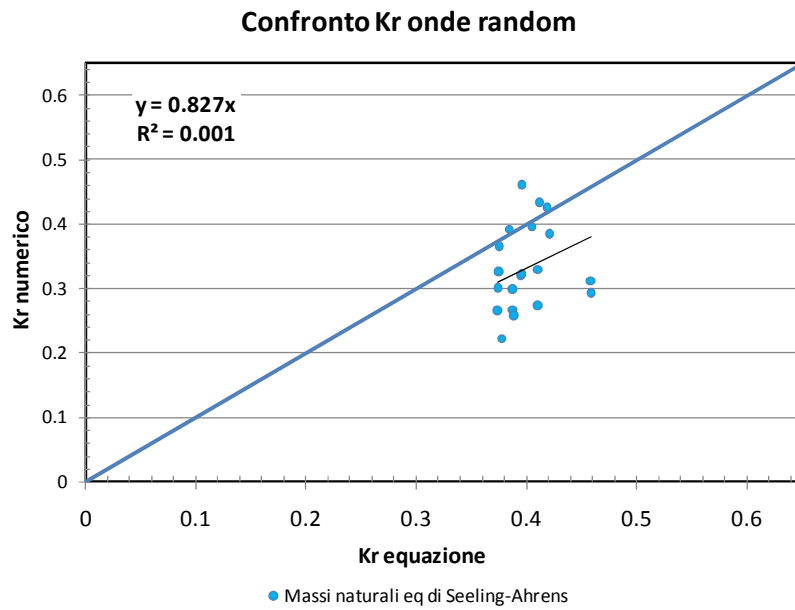


Figura 5.110 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Seelig e Ahrens

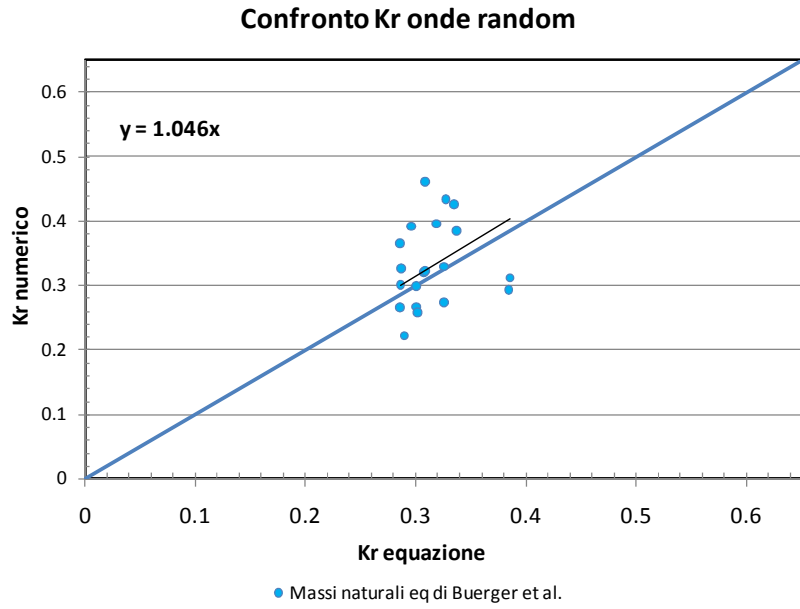


Figura 5.111 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Buerger

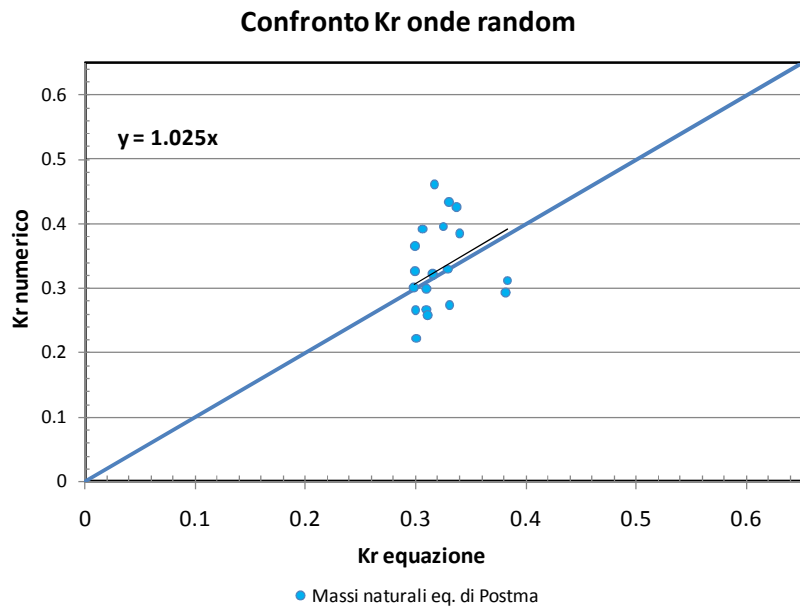


Figura 5.112 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Postma

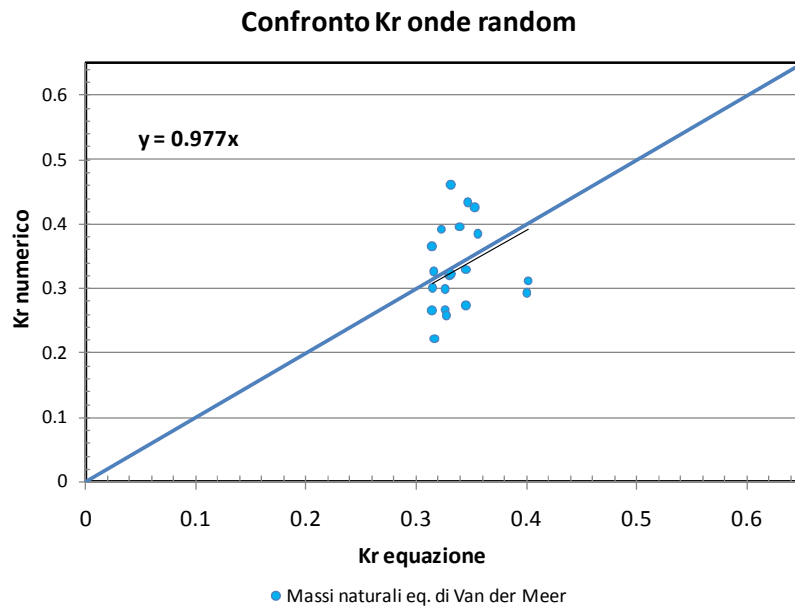


Figura 5.113 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Van der Meer

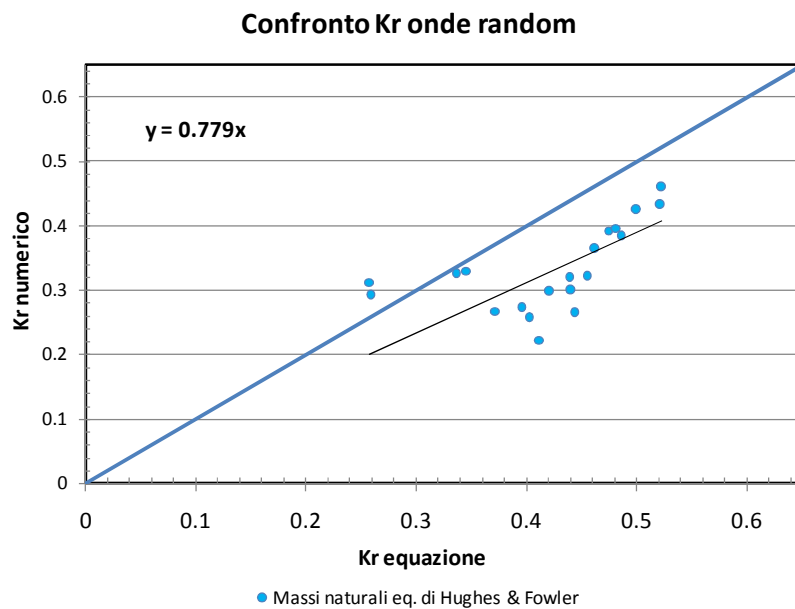
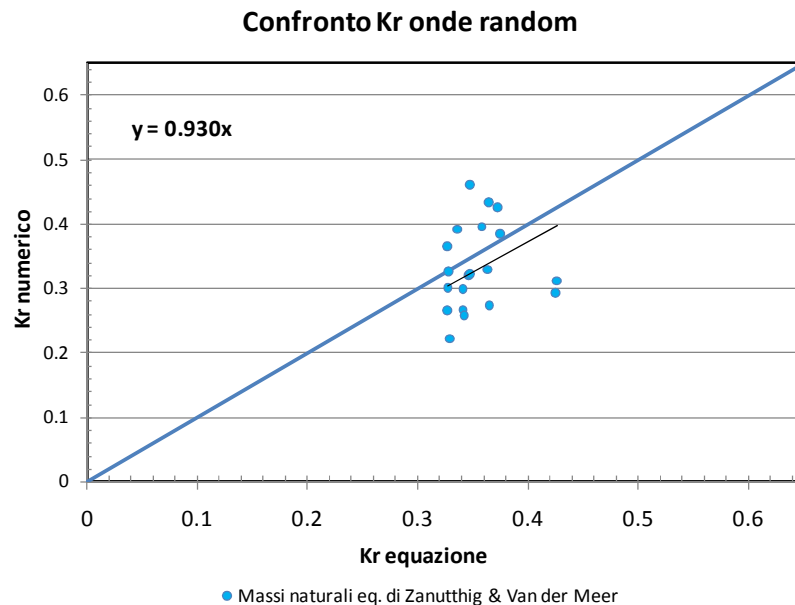


Figura 5.114 Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Hughes e Fowler



**Figura 5.115** Correlazione fra i coefficienti di riflessione numerici delle simulazioni LFIS e la formula di Zanuttigh e Van der Meer

In definitiva, per quanto concerne la comparazione tra coefficienti di riflessione numerici ed empirici per attacchi d'onda di tipo irregolare, si osserva in generale, un buon adattamento del modello alle formule empiriche. Come già osservato nella discussione relativa al run up, i Seabees mostrano un comportamento leggermente dissimile dalle altre tipologie di massi, evidenziando dei coefficienti di riflessione più elevati, ciò conforta ancora una volta rispetto alla buona approssimazione del modello della realtà fisica del problema, poiché, come già illustrato, i Seabees, per la loro forma e disposizione sulla mantellata, evidenziano un coefficiente di riflessione più elevato, come riscontrato e confermato dal modello numerico ed evidenziabile anche nella Tabella 5.31 che mostra un errore medio inferiore all'unità per questa tipologia di masso. Le osservazioni appena illustrate trovano conferma sia nei coefficienti angolari delle rette di regressione che nei coefficienti  $R^2$  osservabili in ciascun grafico; si riportano, inoltre, nella tabella che segue, i valori dell'errore medio per ciascuna correlazione, ad ulteriore conferma del generale buon adattamento del modello numerico.

**Tabella 5.31** Errore medio relativo al coefficiente di riflessione associato a ciascuna retta di correlazione per attacchi d'onda di tipo irregolare sulle diverse strutture implementate

	Seeling Ahrens	Buerger et al.	Postma	Van der Meer	Hughes & Fowler	Zanutthig & Van der Meer
<b>AFIS</b>	1.19	0.95	0.96	1.00	1.11	1.06
<b>XFIS</b>	1.29	0.99	0.99	1.07	1.13	1.13
<b>CRIS</b>	1.04	0.83	0.84	0.88	1.04	0.93
<b>TRIS</b>	1.12	0.89	0.90	0.94	1.04	1.00
<b>SRIS</b>	0.96	0.76	0.77	0.80	0.90	0.85
<b>LFIS</b>	1.25	0.98	1.01	1.05	1.29	1.11

## **5.5 IL CONFRONTO TRA I RISULTATI NUMERICI RELATIVI AL COEFFICIENTE DI RIFLESSIONE E LE PROVE SPERIMENTALI RACCOLTE DA ZANUTTIGH E VAN DER MEER (2006)**

Come illustrato nel paragrafo 4.2.5, un ulteriore strumento di validazione del modello 3D utilizzato nell'ambito dell'attività di ricerca è stato quello del confronto diretto tra i risultati numerici e quelli empirici raccolti da Zanuttigh e Van der Meer nel 2006.

In particolare i grafici pubblicati dagli Autori (Figura 4.12, Figura 4.13, Figura 4.14, Figura 4.15), recanti i risultati di circa 6000 prove di laboratorio, verranno utilizzati per ottenere un confronto immediato con i risultati del modello 3D (Dentale et al. 2012, 2013a-b).

Si riportano, nei paragrafi seguenti, i risultati della sovrapposizione dei risultati numerici a quelli sperimentali per tutte le tipologie di struttura con relativi attacchi d'onda. Si rammenta, altresì, che i grafici recano sull'asse delle ascisse il parametro di Irribarrea e sull'asse delle ordinate il coefficiente di riflessione.

### 5.5.1 Confronto dei risultati numerici con i tests raccolti da Zanuttigh e Van der Meer per attacchi d'onda di tipo regolare

Vengono proposti di seguito i grafici sviluppati per le tre tipologia di struttura sulle quali sono stati simulati gli attacchi d'onda di tipo regolare e ricavati i relativi coefficienti di riflessione (cfr. Paragrafo 5.2).

#### 1) Struttura 1 (Mantellata in Accropodi senza strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.4:

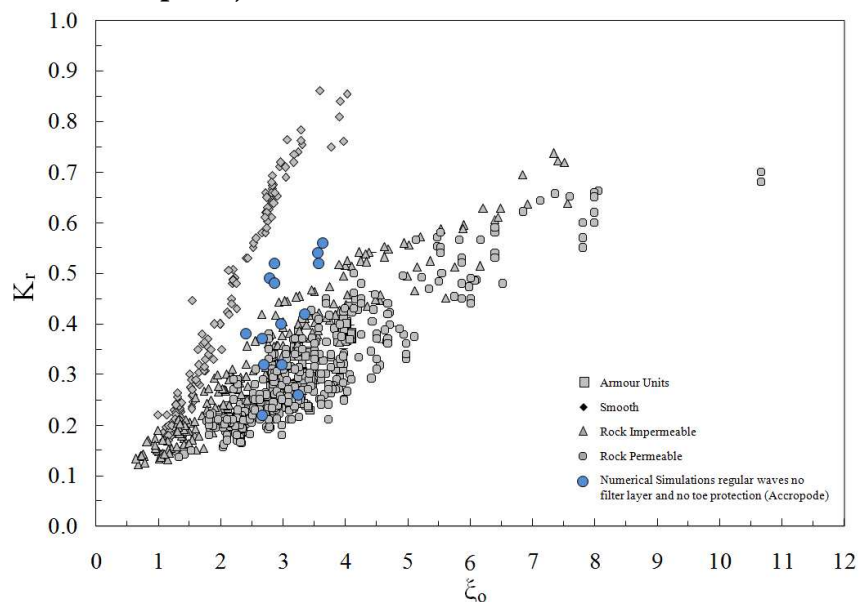


Figura 5.116 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS

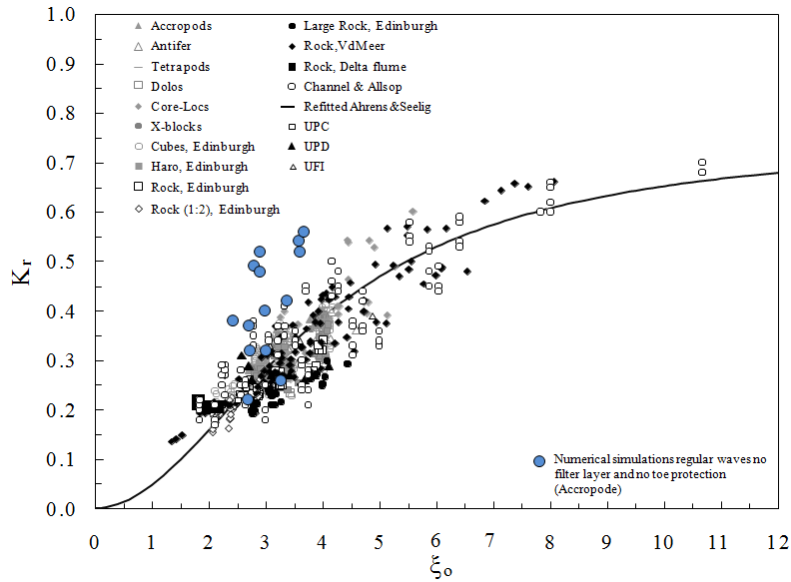


Figura 5.117 Grafico 2 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS

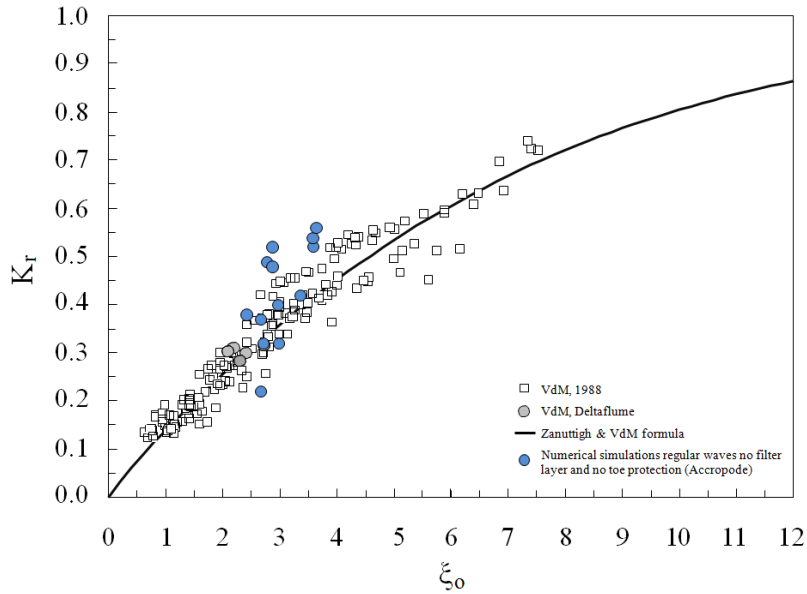


Figura 5.118 Grafico 3 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS



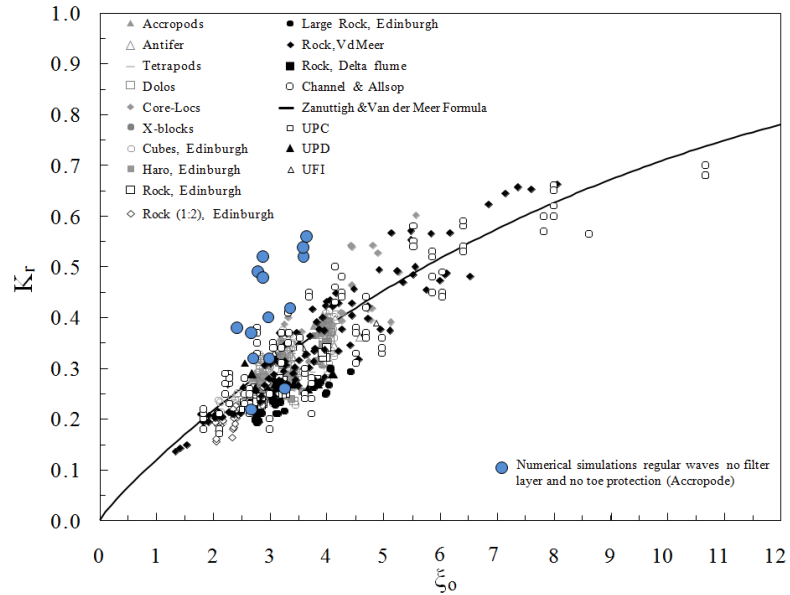


Figura 5.119 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni ARS

2) **Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.5:**

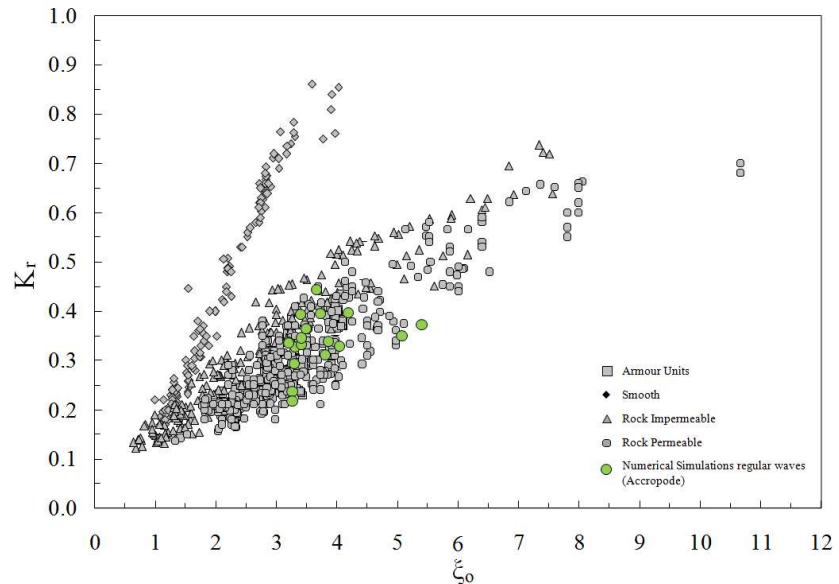


Figura 5.120 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS

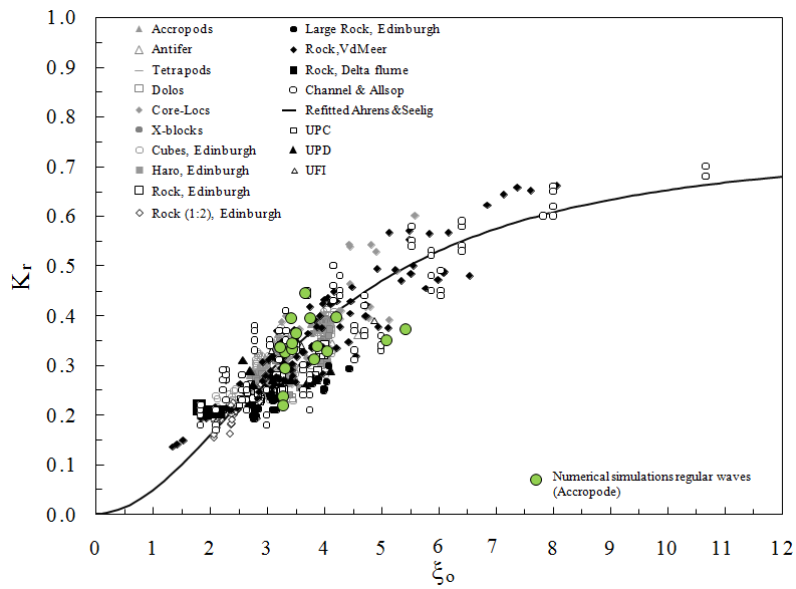


Figura 5.121 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS

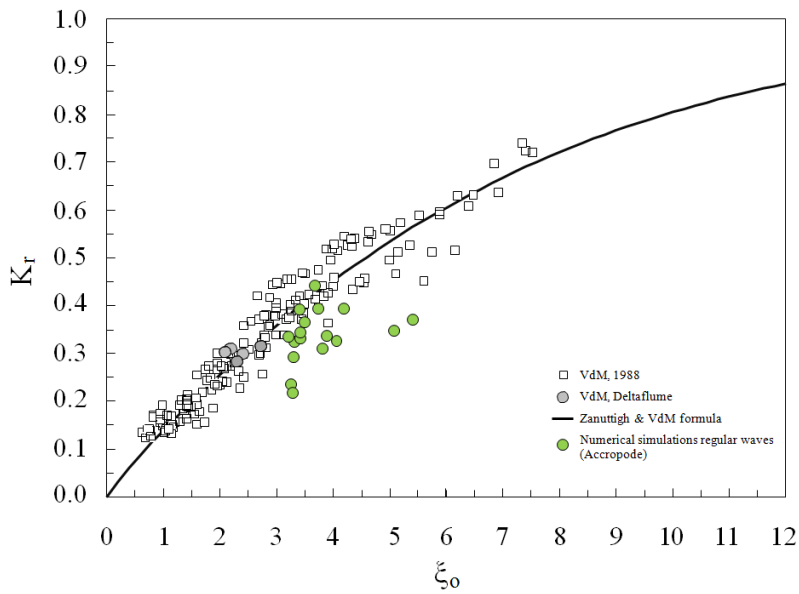


Figura 5.122 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS

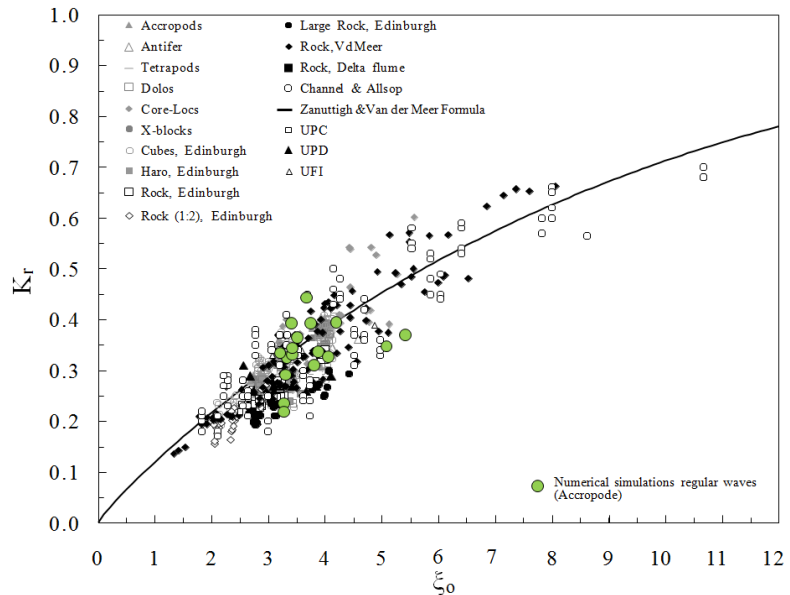


Figura 5.123 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFRS

**3) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.7:**

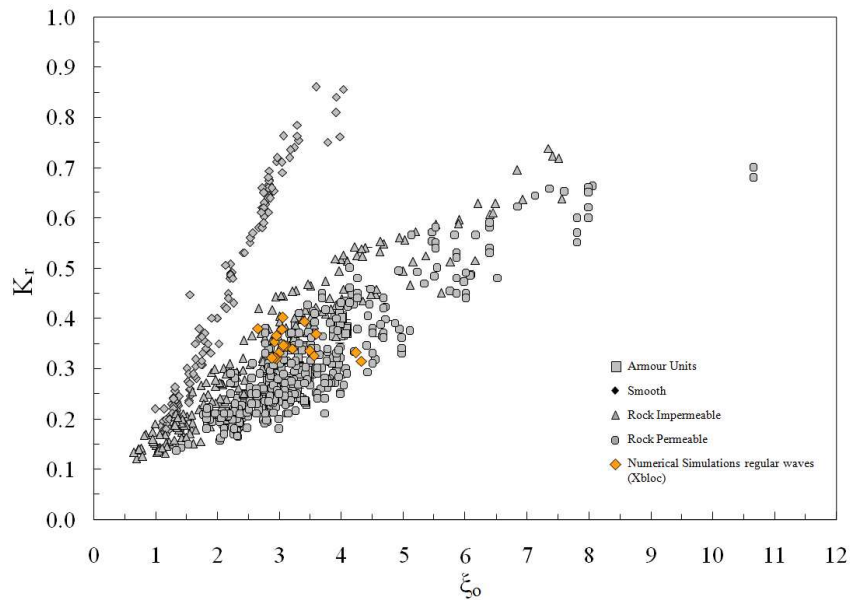


Figura 5.124 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS

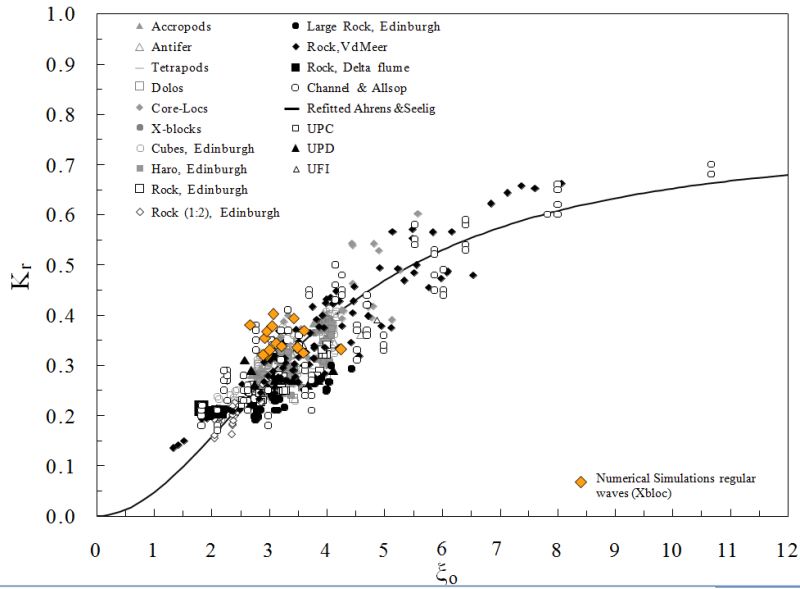


Figura 5.125 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS

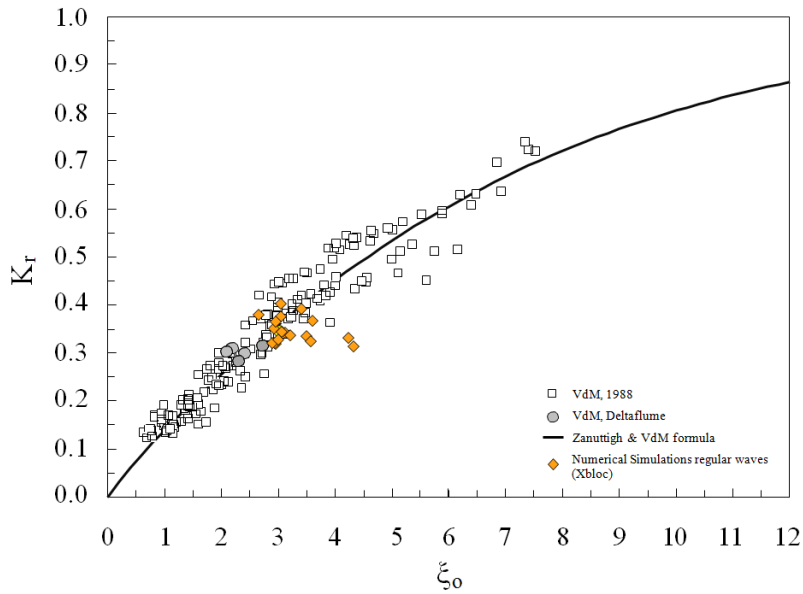


Figura 5.126 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS

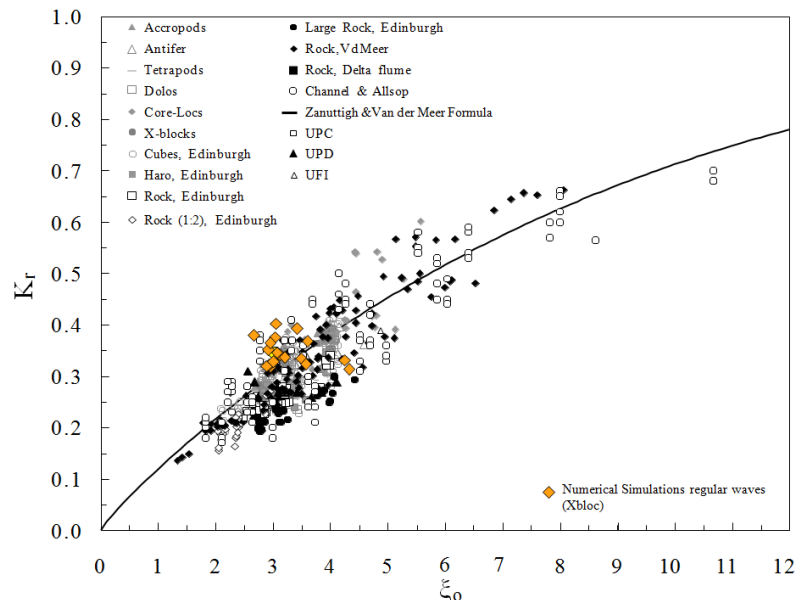


Figura 5.127 Grafico 4 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFRS

Per la struttura 1, com'è lecito attendersi, i valori del coefficiente di riflessione, pur rientrando nella nuvola di punti relativi alle prove sperimentali, mostrano un andamento leggermente più elevato di quello mostrato dalle prove sperimentali raccolte nei grafici; ciò è attribuibile alla tipologia di struttura stessa la quale, non essendo dotata di strato filtro, dissipa una minore quantità di energia rispetto alle altre ed evidenzia, di conseguenza, un comportamento intermedio tra quello delle strutture impermeabili e quello delle strutture permeabili.

Per le altre due tipologie di struttura osserviamo che i punti relativi ai risultati numerici ricadono perfettamente all'interno della nuvola nella zona relativa alle strutture permeabili con una pendenza del paramento in tutto simile a quella delle strutture considerate.

Questi risultati consentono di affermare, ancora una volta, che il modello numerico oggetto della presente attività di ricerca riesce a riprodurre in modo abbastanza coerente il comportamento reale delle strutture soggette agli attacchi d'onda considerati.

### 5.5.2 Confronto dei risultati numerici con i tests raccolti da Zanuttigh e Van der Meer per attacchi d'onda di tipo irregolare

Vengono proposti di seguito i grafici sviluppati per le sei tipologie di struttura sulle quali sono stati simulati gli attacchi d'onda di tipo irregolare e ricavati i relativi coefficienti di riflessione (cfr. Paragrafo 5.2).

1) **Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede)** con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.6:

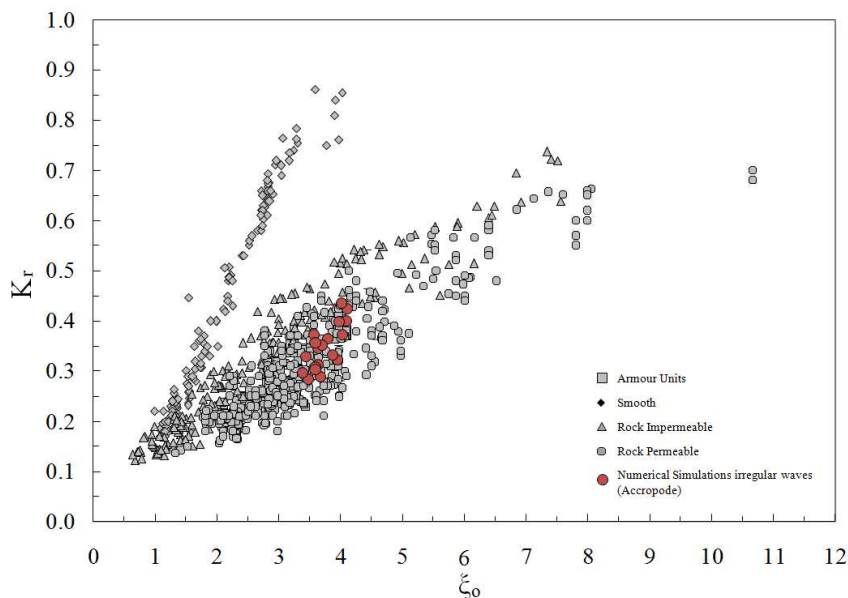


Figura 5.128 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS

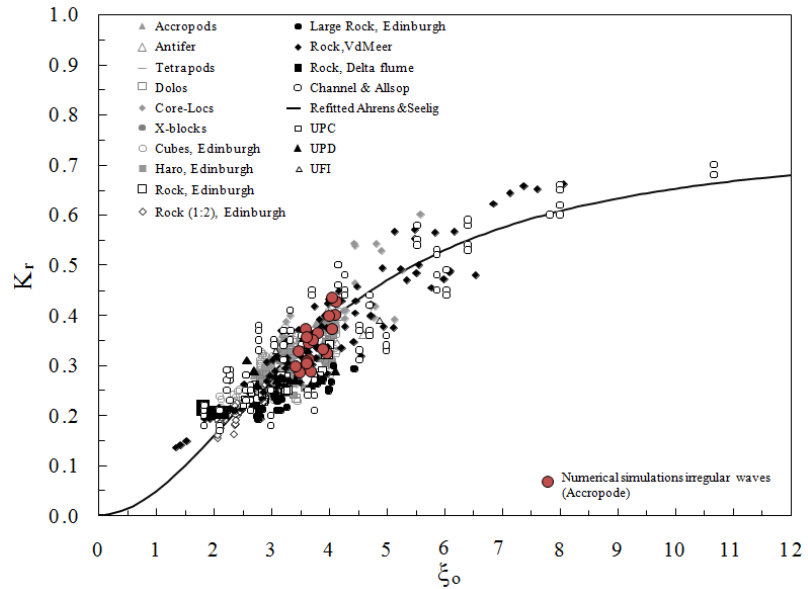


Figura 5.129 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS

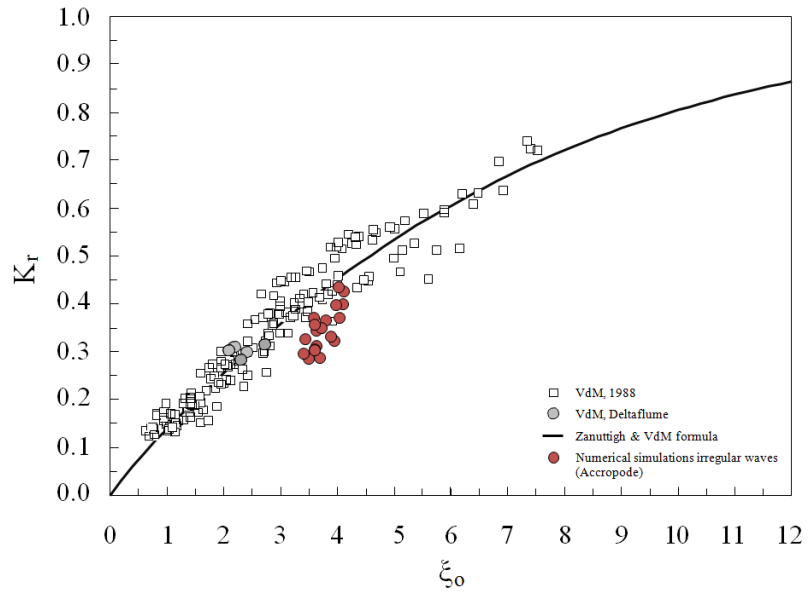


Figura 5.130 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS

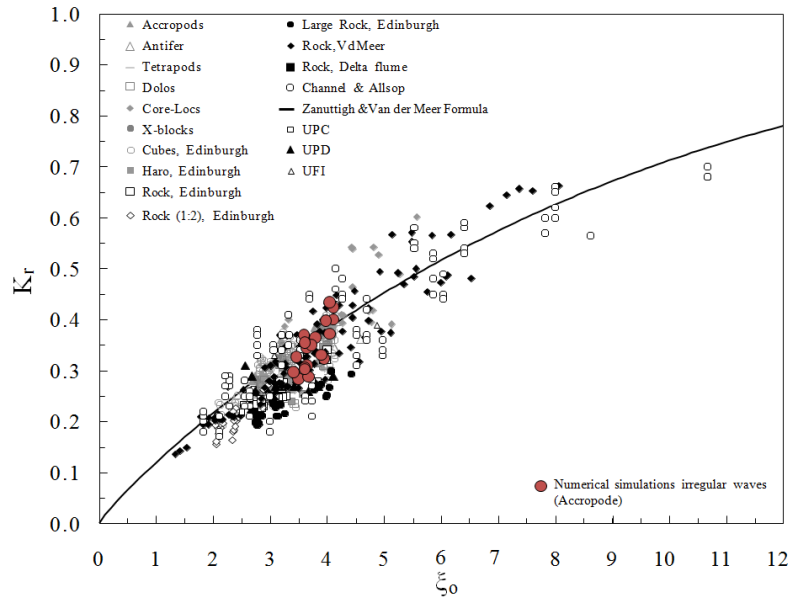


Figura 5.131 Grafico 4 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni AFIS



2) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.8:

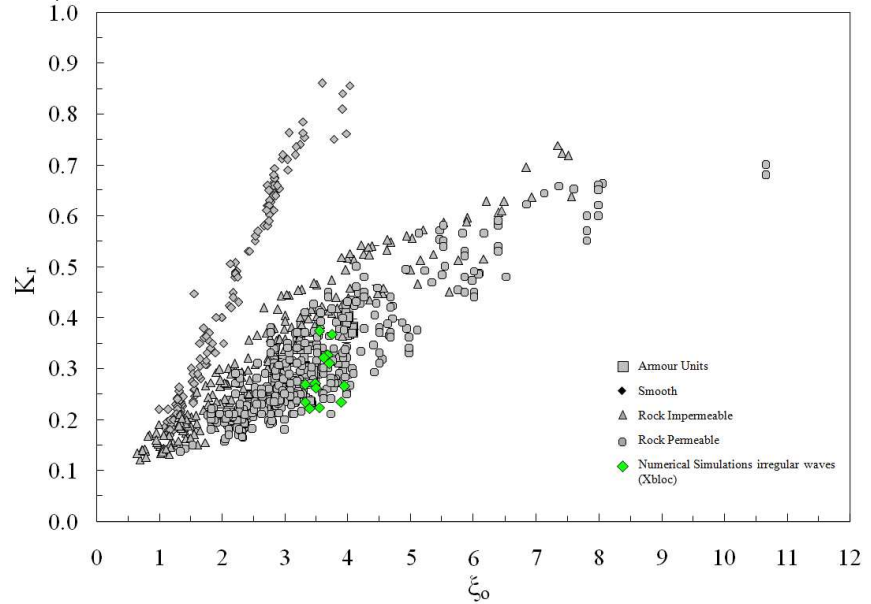


Figura 5.132 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS

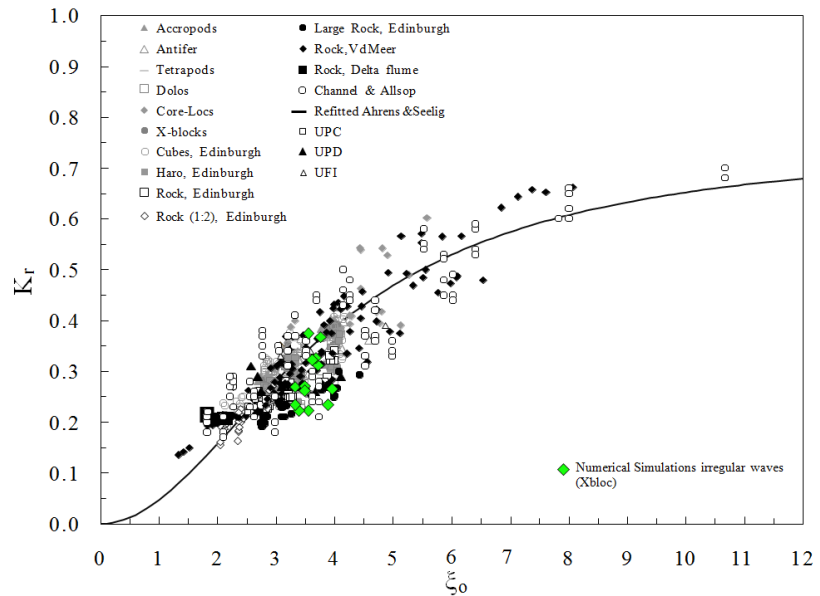


Figura 5.133 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS

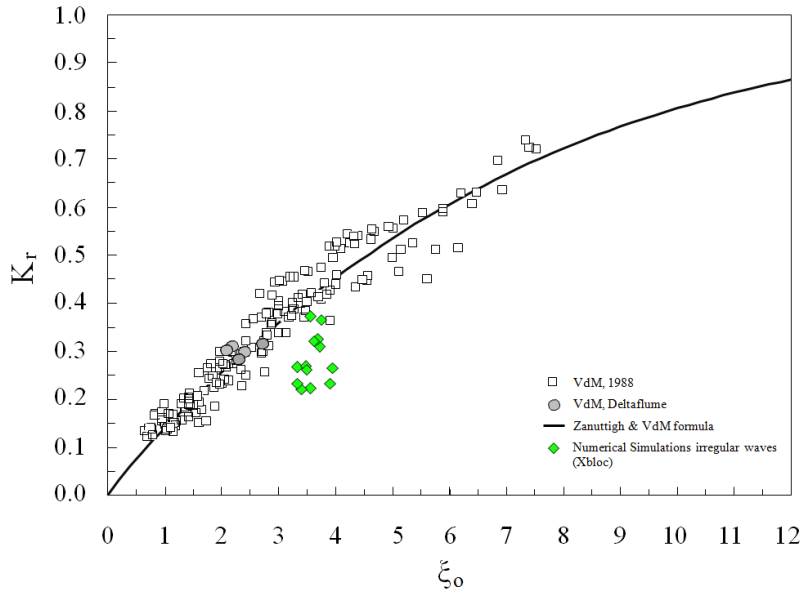


Figura 5.134 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS

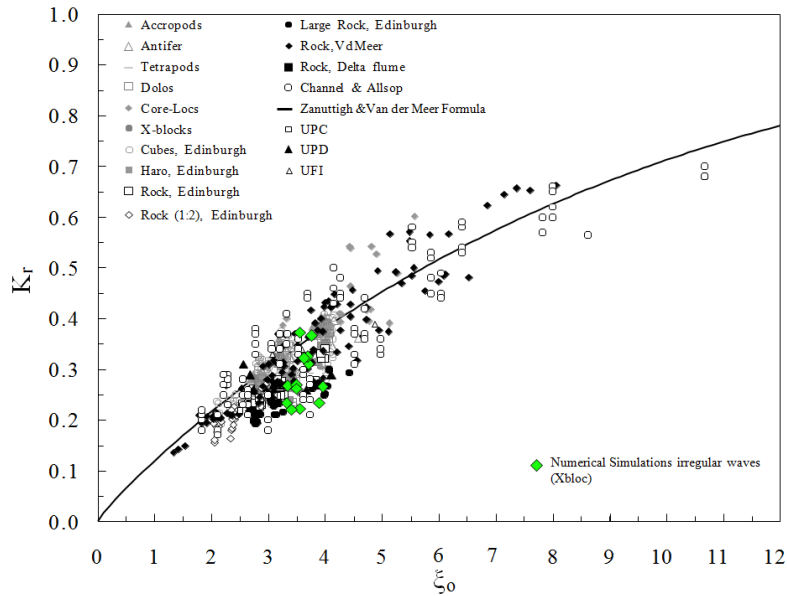


Figura 5.135 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni XFIS

3) Struttura 4 (Mantellata in Core-loc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.10:

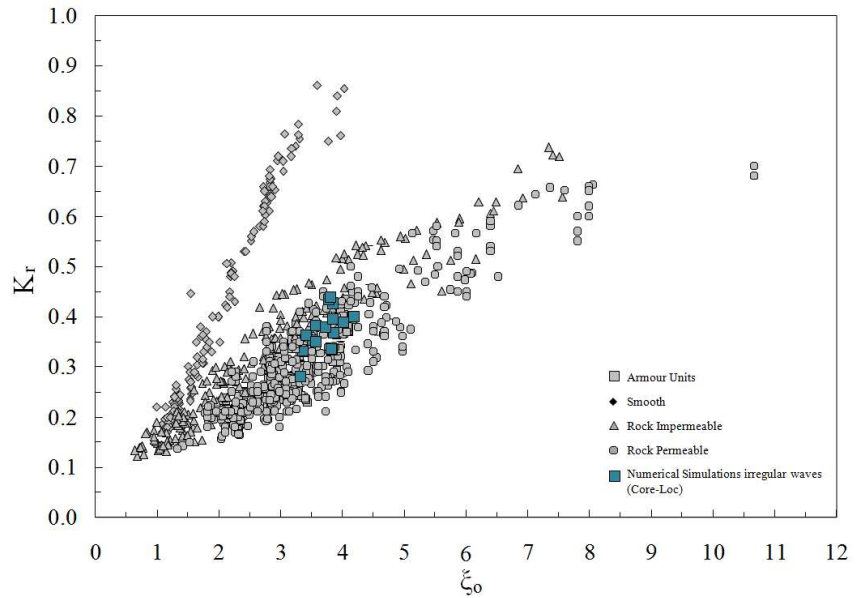


Figura 5.136 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS

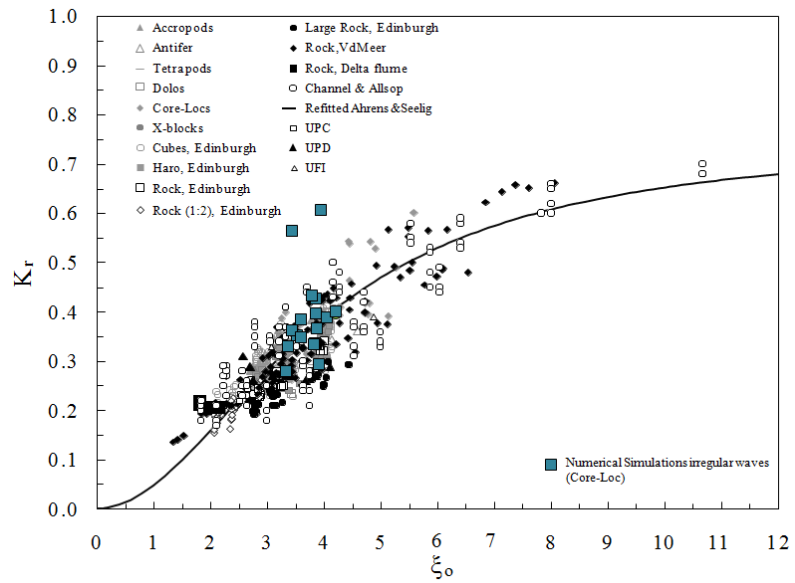


Figura 5.137 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS

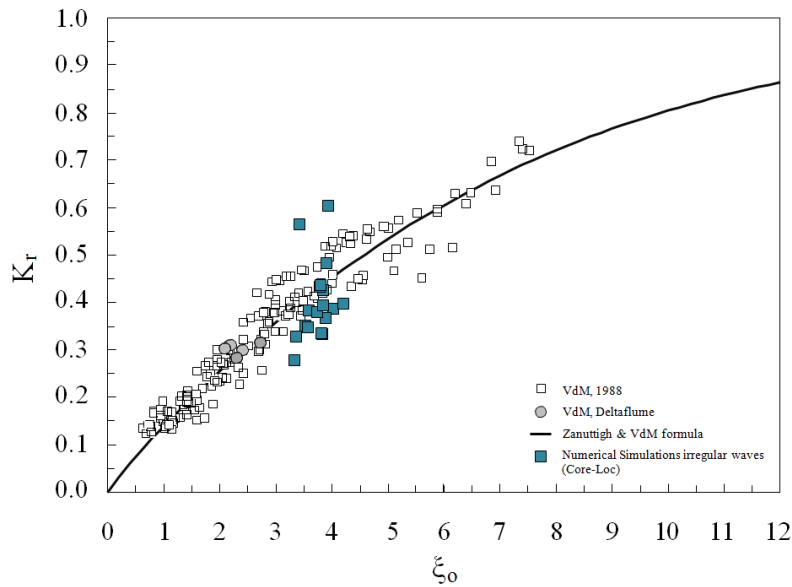


Figura 5.138 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS

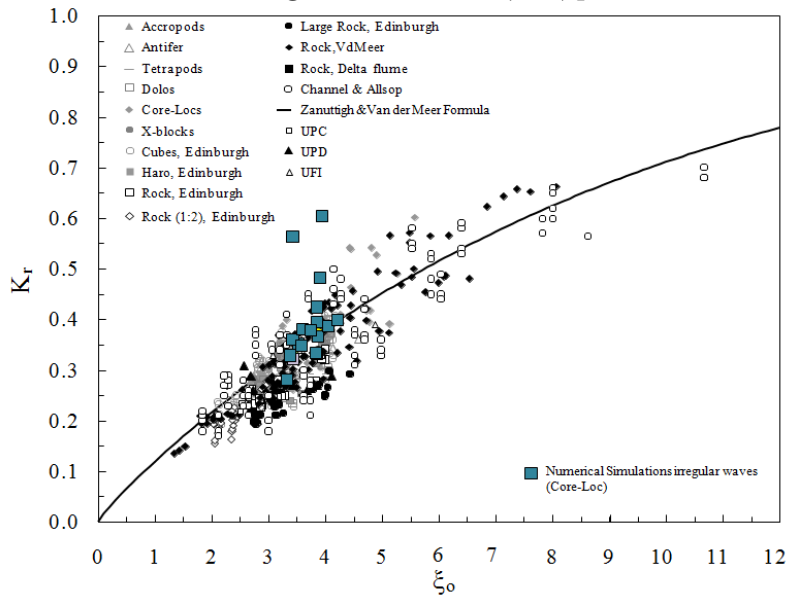


Figura 5.139 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni CFIS

4) Struttura 5 (Mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.11:

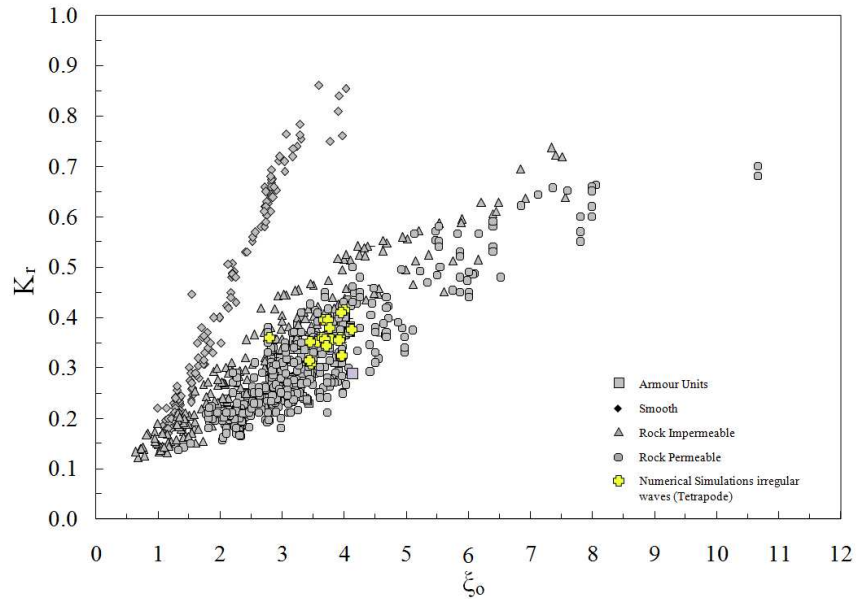


Figura 5.140 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS

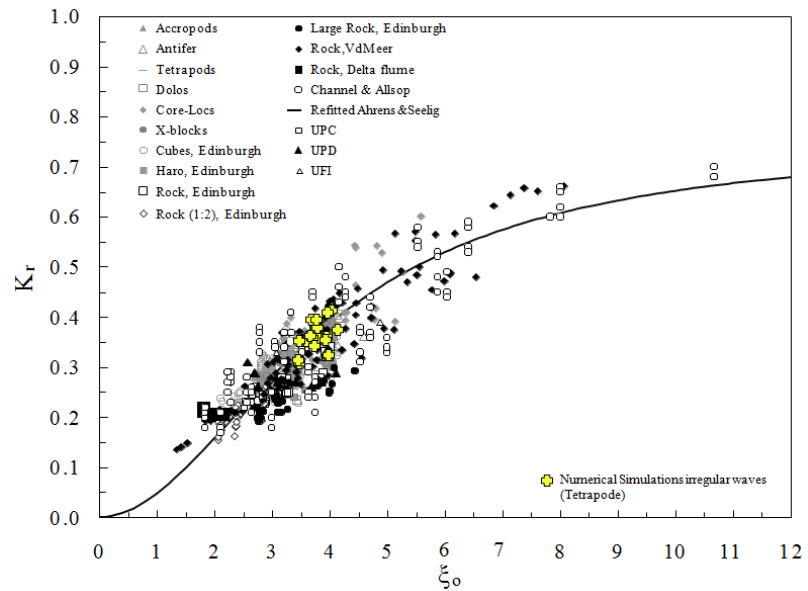


Figura 5.141 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS

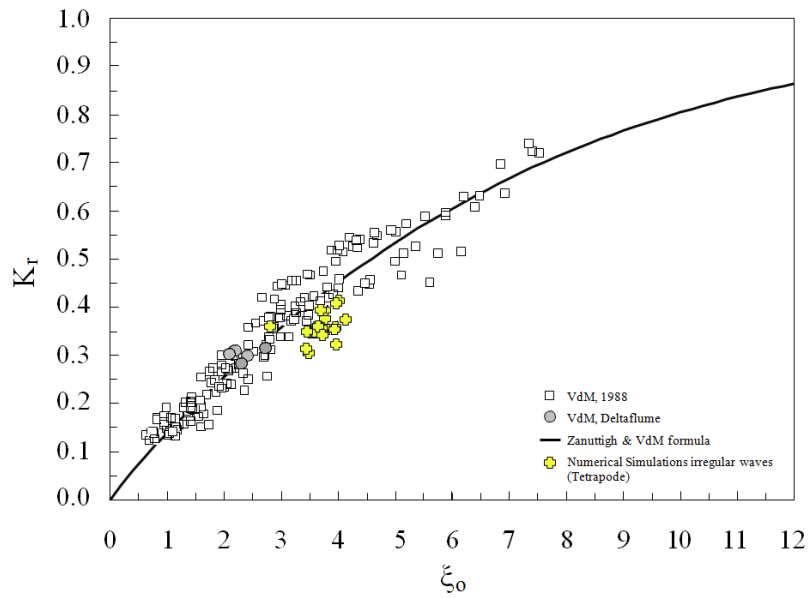


Figura 5.142 Grafico 3 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS

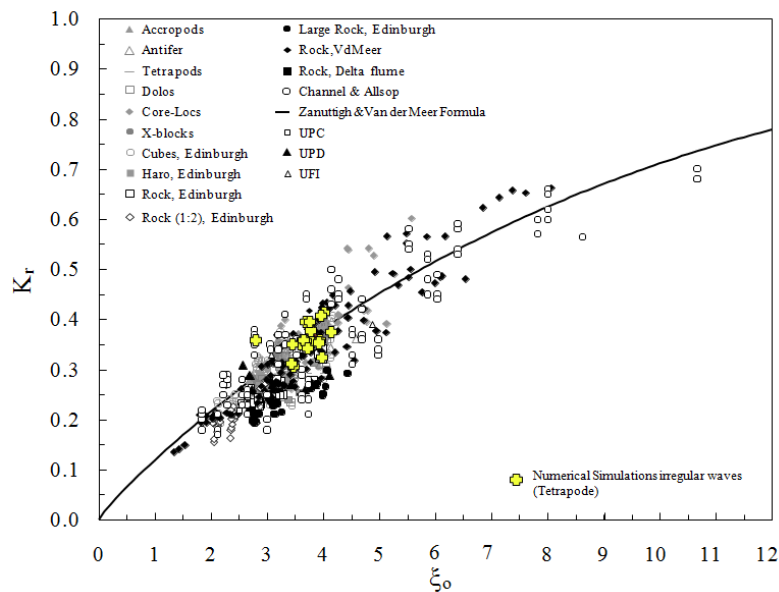


Figura 5.143 Grafico 4 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni TFIS

5) Struttura 6 (Mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.12:

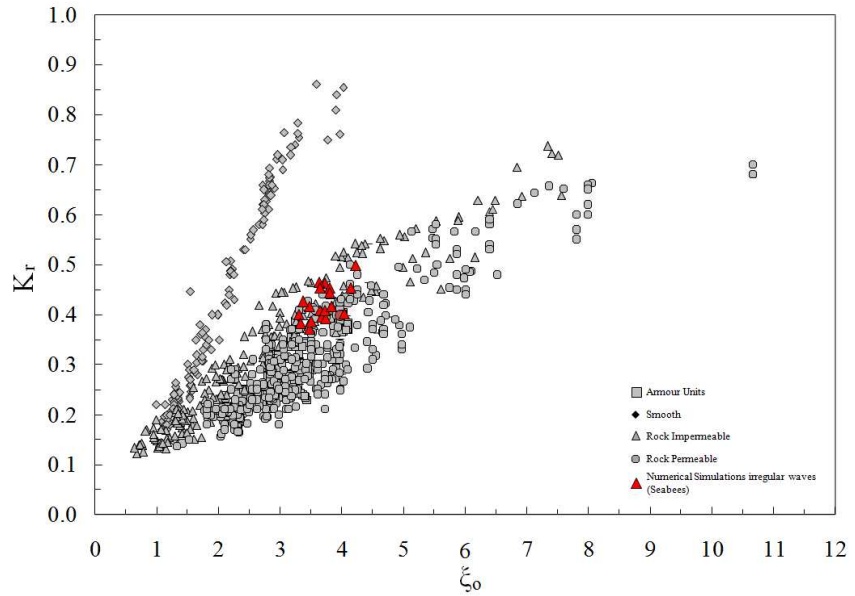


Figura 5.144 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS

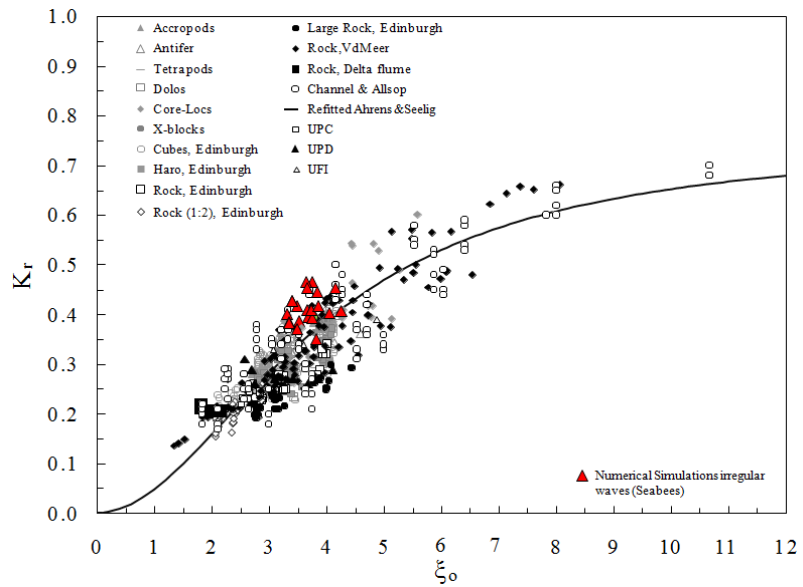


Figura 5.145 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS

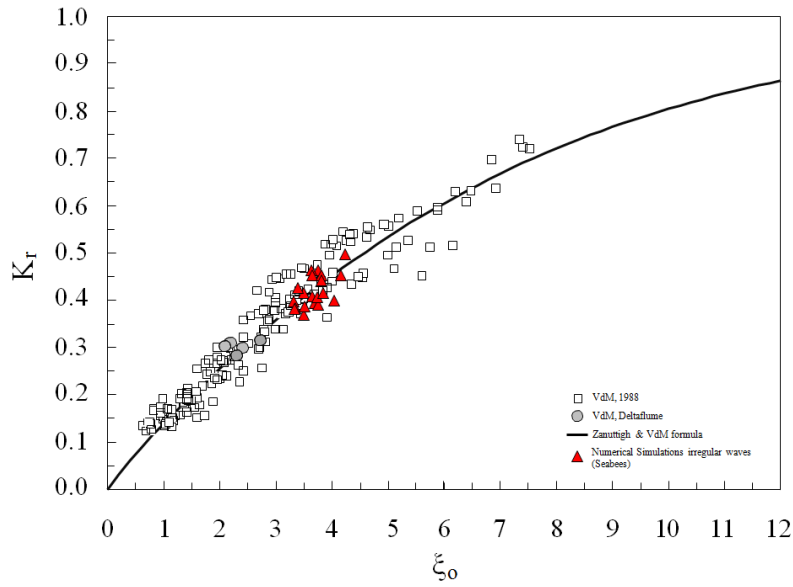


Figura 5.146 Grafico 3 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS

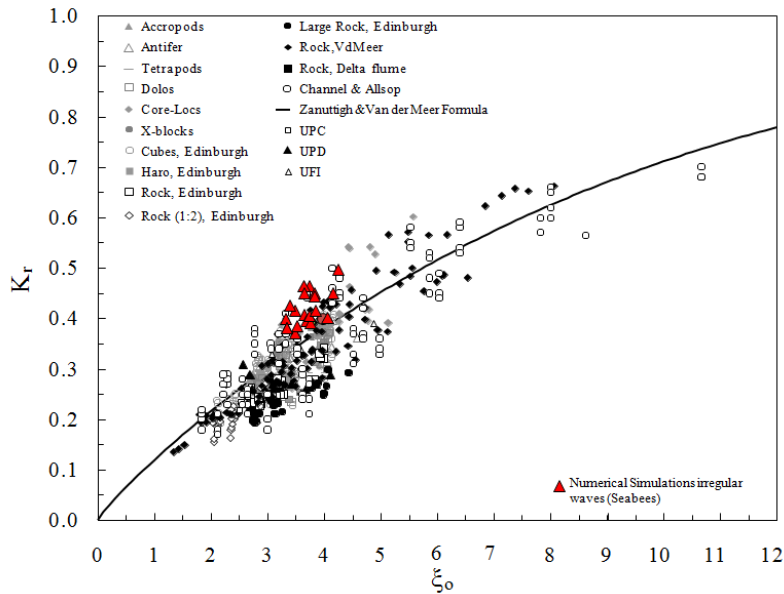


Figura 5.147 Grafico 4 Zanutigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni SFIS



6) Struttura 7 (Mantellata in Massi naturali con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.13:

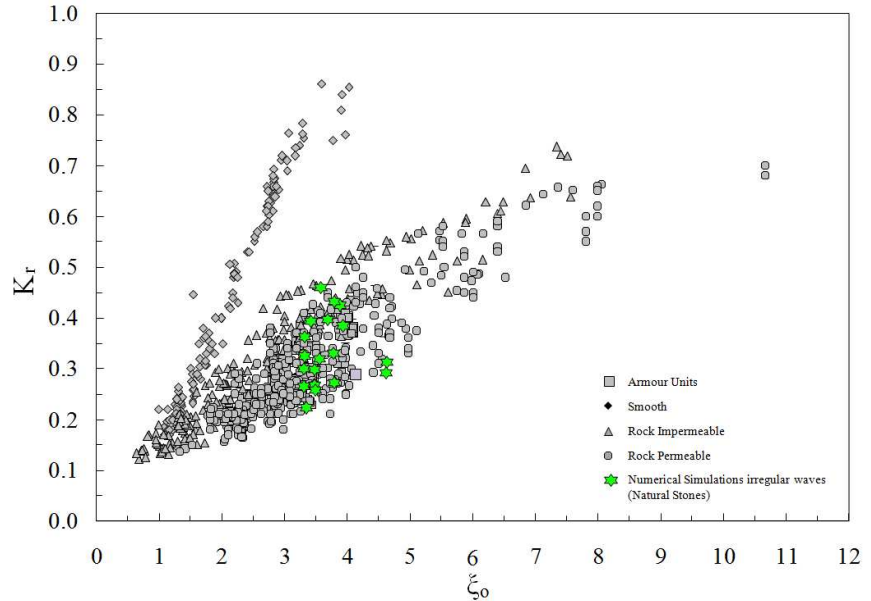


Figura 5.148 Grafico 1 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS

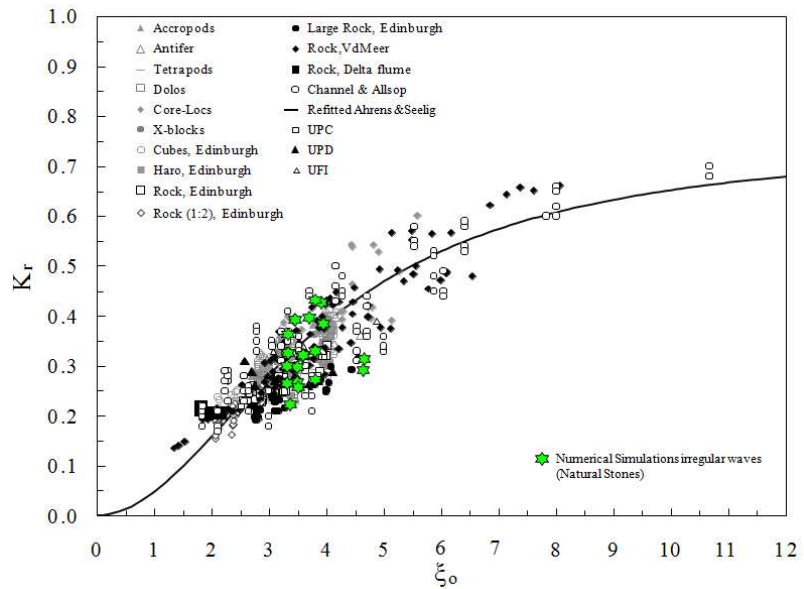


Figura 5.149 Grafico 2 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS

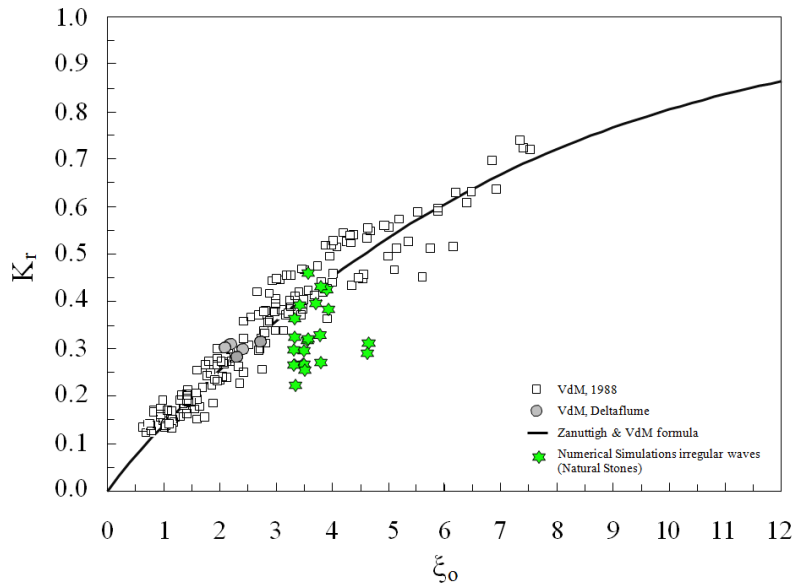


Figura 5.150 Grafico 3 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS

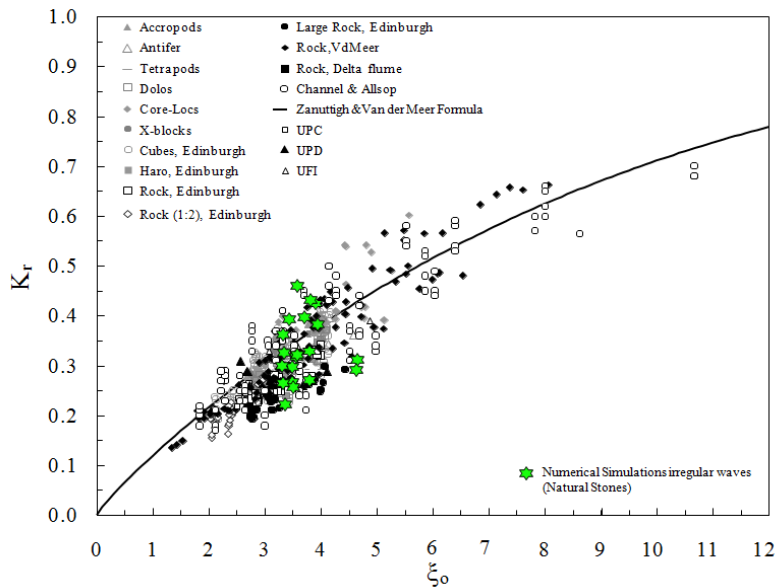


Figura 5.151 Grafico 4 Zanuttigh e Van der Meer (2006) per le simulazioni LFIS

Per le strutture 2, 4, 5, rispettivamente con mantellata in Accropodi, Core-loc e Tetrapodi, osserviamo che i valori numerici si collocano perfettamente nella nuvola di punti relativa alle strutture considerate,

eccezion fatta per due simulazioni relative alla struttura con mantellata in Core-loc che presentano dei valori del coefficiente di riflessione visibilmente più elevati degli altri ed i cui risultati, del tutto inattesi, vengono attribuiti a verosimili errori di calcolo numerico.

Per quanto riguarda la struttura 6, con mantellata in Seabees, com'è lecito attendersi e come già illustrato nel paragrafo relativo alla validazione attraverso correlazioni con formule di letteratura (cfr. Paragrafo 5.4.1.2), i valori del coefficiente di riflessione, pur rientrando nella nuvola di punti relativi alle prove sperimentali, mostrano un andamento leggermente più elevato, ciò è attribuibile alla tipologia di massa ed alla disposizione dello stesso sulla mantellata che, per la sua geometria, dissipa una minore quantità di energia rispetto alle altre ed evidenzia, di conseguenza, un comportamento intermedio tra quello delle strutture impermeabili e quello delle strutture permeabili.

Per quanto attiene la struttura 3, con mantellata in Xbloc, si osserva, in generale, una tendenza ad un coefficiente di riflessione mediamente inferiore a quello mostrato dalle prove sperimentali, ciò troverebbe una giustificazione nelle prove effettuate da Muttray nel 2006 proprio su strutture con mantellata in Xbloc (cfr. Paragrafo 5.6 ), che, per attacchi d'onda di tipo random, mostrano un coefficiente di riflessione meno elevato.

I risultati relativi, invece, alla struttura con mantellata in massi naturali e pendenza diversa dalle altre (1/3 in luogo di 2/3) mostrano un complessivo più che buon allineamento con i risultati sperimentali.

Questi risultati consentono di affermare, ancora una volta, che il modello numerico implementato riesce a riprodurre in modo coerente il comportamento reale delle strutture realizzate.

## **5.6 IL CONFRONTO TRA I RISULTATI NUMERICI RELATIVI AL COEFFICIENTE DI RIFLESSIONE E LE PROVE SPERIMENTALI SVILUPPATE DA MUTTRAY ET AL. (2006)**

Come illustrato nel paragrafo 4.2.6, un ulteriore strumento di validazione del modello 3D è stato quello del confronto diretto tra i risultati numerici e quelli empirici ottenuti da Muttray et al. (2006) nel corso di

prove sperimentali sviluppate per ricavare una nuova formula per il calcolo del coefficiente di riflessione.

In particolare il grafico pubblicato dagli Autori mostra la curva di regressione ottenuta, per il coefficiente di riflessione, da una serie di prove fisiche sviluppate con attacchi d'onda di tipo regolare e irregolare (Figura 4.17).

Si riportano, nei paragrafi seguenti, i risultati della sovrapposizione dei risultati numerici a quelli sperimentali per tutte le tipologie di struttura con relativi attacchi d'onda. Si rammenta, altresì, che i grafici recano sull'asse delle ascisse la profondità relativa  $K_0h$  (dove  $K_0=2\pi/L_0$  e  $h$  rappresenta la profondità  $d$ ) e sull'asse delle ordinate il coefficiente di riflessione.

### 5.6.1 Confronto dei risultati numerici con le prove sperimentali sviluppate da Muttray et al. (2006) per attacchi d'onda di tipo regolare

1) **Struttura 1 (Mantellata in Accropodi senza strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.4:**

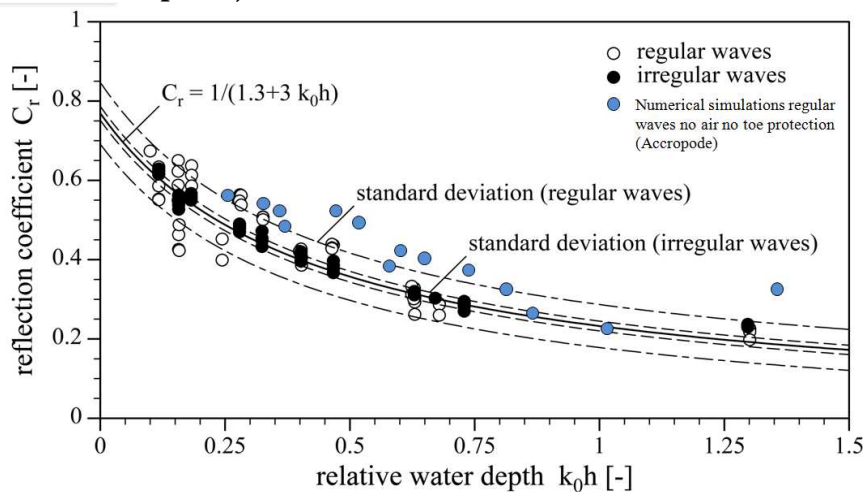


Figura 5.152 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni ARS

2) **Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.5:**

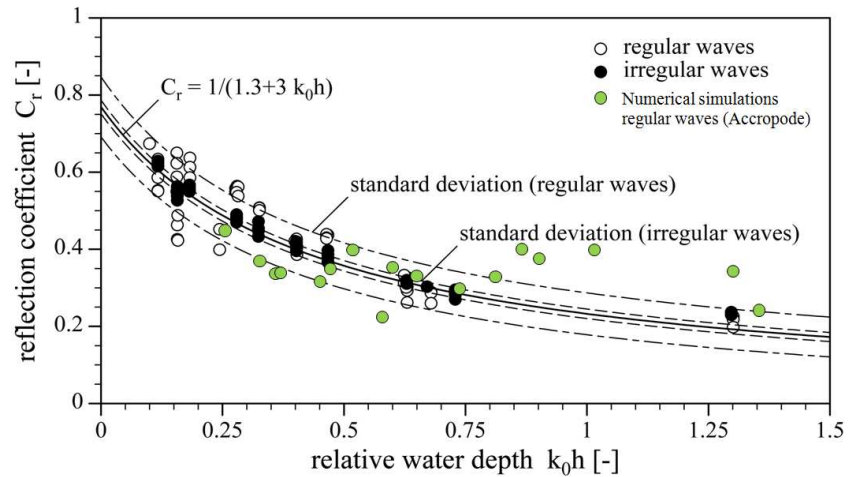


Figura 5.153 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni AFRS

**3) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.7:**

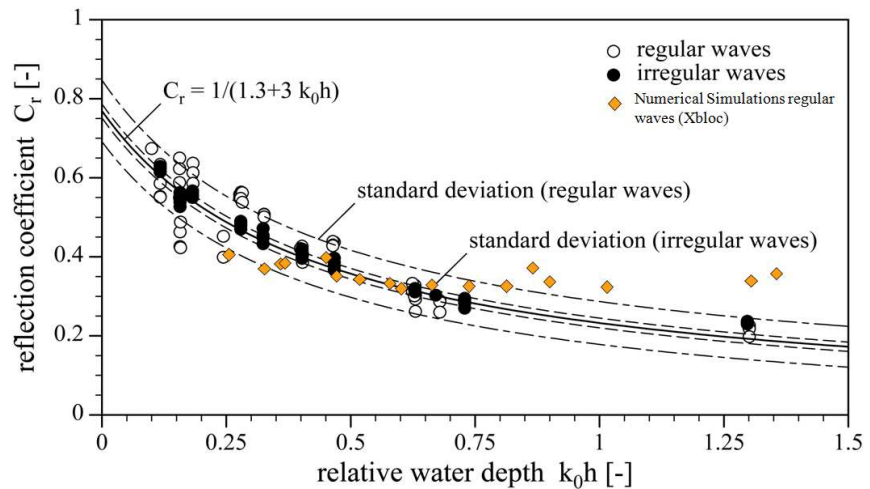


Figura 5.154 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni XFRS

Per la struttura 1, come già osservato nei grafici proposti da Zanuttigh e Van der Meer, i valori del coefficiente di riflessione, pur rientrando nella nuvola di punti relativi alle prove sperimentali, mostrano valori sempre più elevati di quelli compresi nell'intervallo di confidenza, relativo alle onde regolari, della curva di regressione, ciò è attribuibile, come già più volte esplicitato, alla tipologia di struttura stessa.

Per le altre due tipologie di struttura osserviamo che i punti rientrano mediamente nel range della curva sviluppata da Muttray et al. fino ad un valore della profondità relativa pari a circa 0.8, per poi mostrare un andamento più elevato di quello fornito dalle prove sperimentali. A tal proposito osserviamo, però, che la regressione della curva di Muttray et al. (2006), per valori della profondità relativa superiori a 0.8, è stata ricavata sulla base di soltanto 3 prove sperimentali, due con attacchi d'onda di tipo regolare ed una con attacchi di tipo random (Figura 5.155), ciò lascia presupporre che la curva di regressione stimata per questi valori di  $K_0h$  non sia attendibile al 100%.

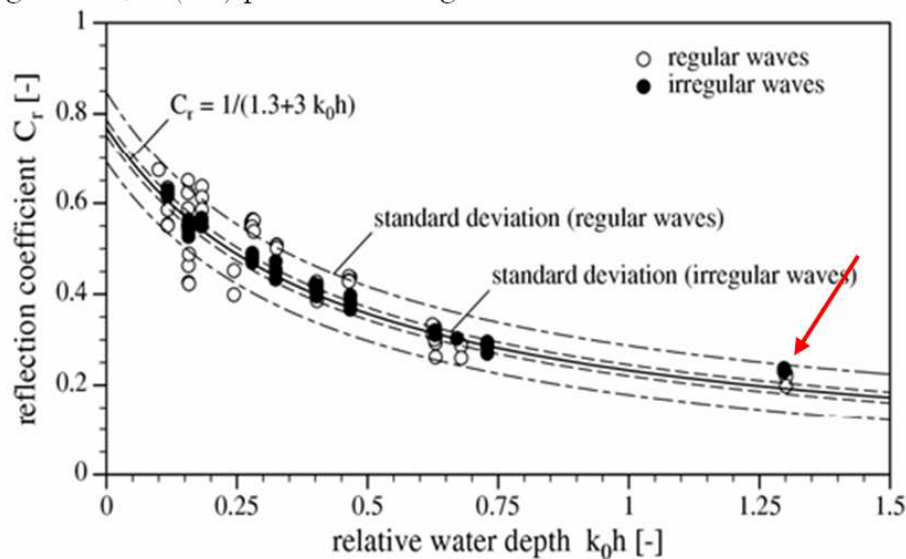


Figura 5.155 Grafico Muttray et al. (2006) - particolare delle sole tre prove sperimentali con profondità relativa maggiore di 0.8

### 5.6.2 Confronto dei risultati numerici con le prove sperimentali sviluppate da Muttray et al. (2006) per attacchi d'onda di tipo irregolare

1) Struttura 2 (Mantellata in Accropodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.6:

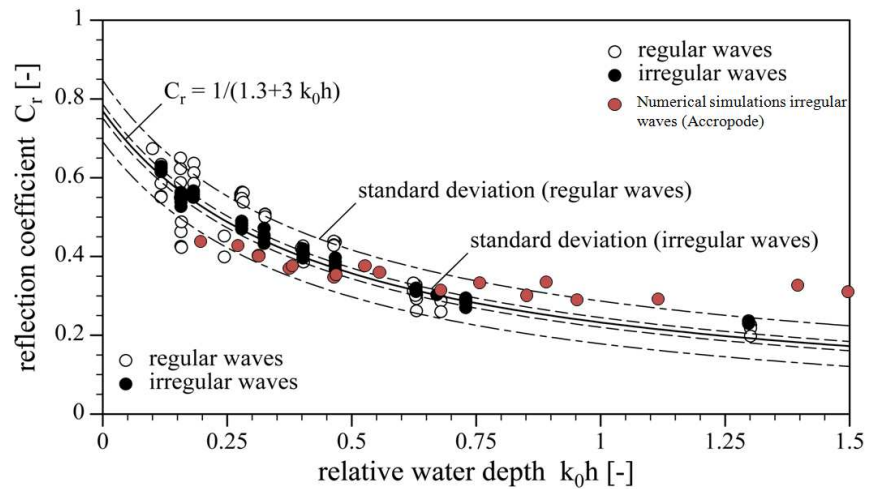


Figura 5.156 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni AFIS

2) Struttura 3 (Mantellata in Xbloc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.8:

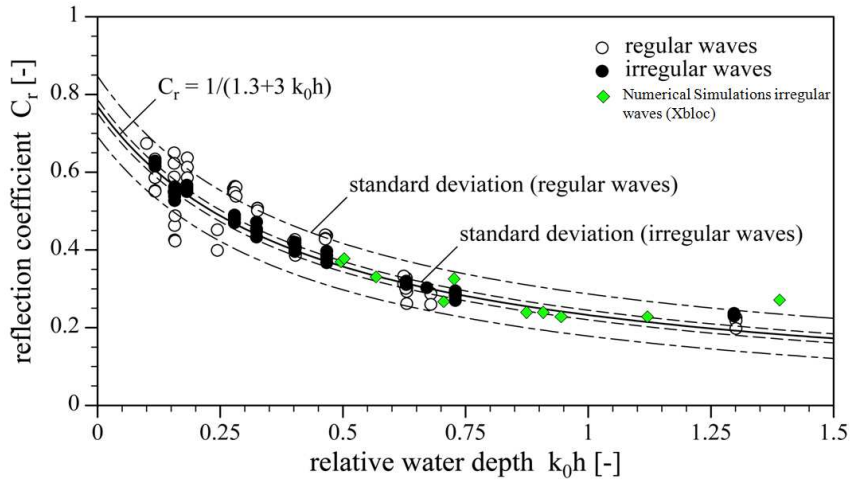


Figura 5.157 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni XFIS

3) Struttura 4 (Mantellata in Core-loc con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.10:

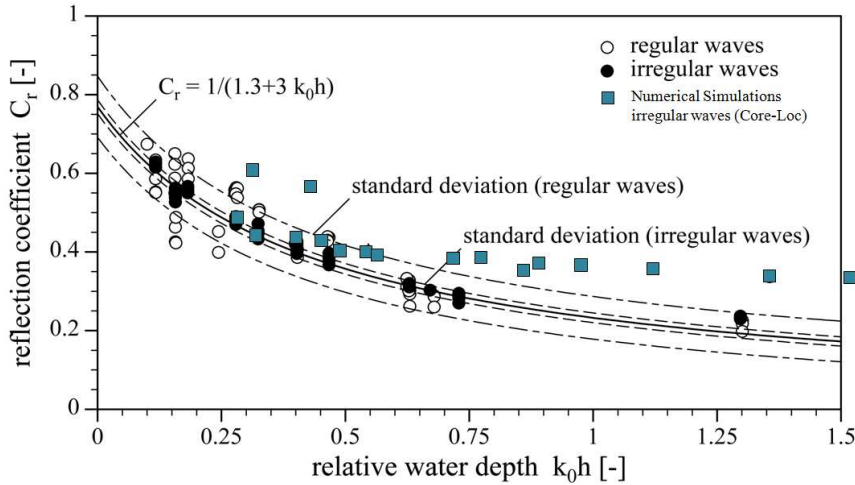


Figura 5.158 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni CFIS



4) **Struttura 5 (Mantellata in Tetrapodi con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.11:**

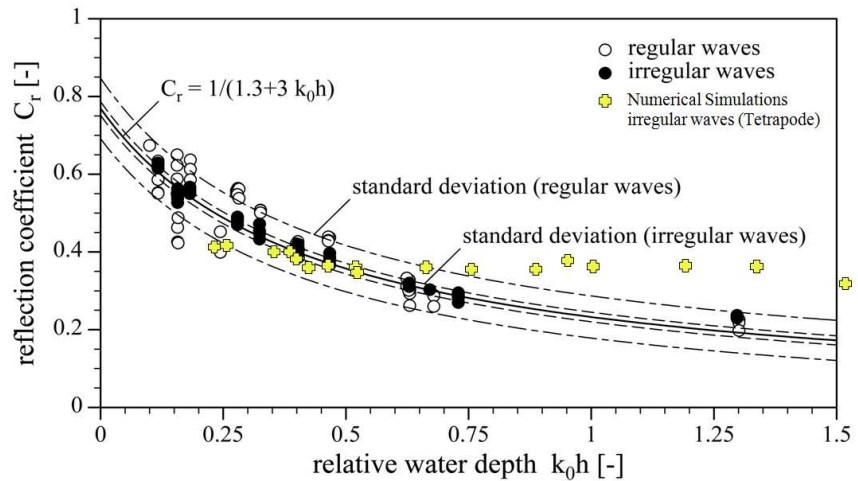


Figura 5.159 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni TFIS

5) **Struttura 6 (Mantellata in Seabees con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.12:**

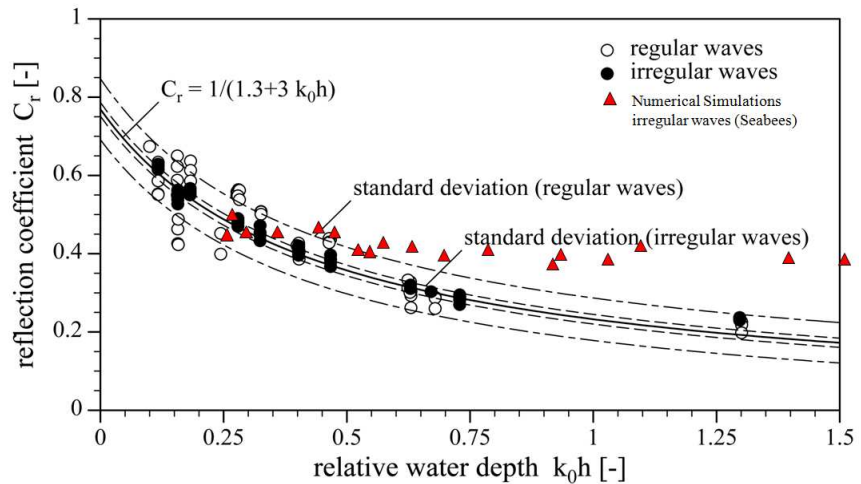


Figura 5.160 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni SFIS

**6) Struttura 7 (Mantellata in Massi naturali con strato filtro e protezione al piede) con attacchi d'onda riassunti nella Tabella 5.13:**

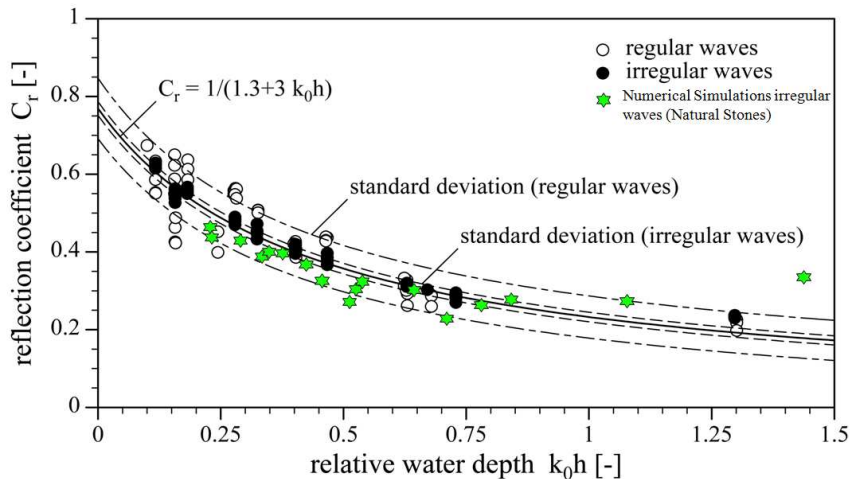


Figura 5.161 Grafico Muttray et al. (2006) per le simulazioni LFIS

Come avevamo già osservato nell'ambito dei commenti ai grafici degli Autori Zanuttigh e Van der Meer a proposito della struttura con mantellata in Xbloc per attacchi d'onda di tipo random, le prove di Muttray et al. sono state sviluppate proprio per questa tipologia di masso ed il modello 3D implementato mostra un allineamento quasi perfetto (Figura 5.157) per queste simulazioni, ciò conforta ancora una volta sull'attendibilità del modello stesso.

Per quanto riguarda, invece, le strutture 2, 4 e 7 (rispettivamente con mantellata in accropodi, tetrapodi e massi naturali), si evince chiaramente dai grafici un buon allineamento dei risultati numerici rispetto a quelli sperimentali, sempre con le dovute precisazioni riguardanti valori della profondità relativa maggiori di 0.8.

Per la struttura 6, con mantellata in Seabees, valgono le considerazioni già esplicitate in precedenza circa la tendenza della mantellata a mostrare una minore dissipazione energetica ed una conseguente riflessione più accentuata, palesemente evidenziata nella Figura 5.160.

Per quanto riguarda la struttura 4, con mantellata in Core-loc (Figura 5.158), vale la pena approfondire i risultati evidenziati nel grafico che parrebbero, ad una prima disattenta lettura, del tutto casuali ed incoerenti; ebbene osserviamo anzitutto che per valori della profondità

relativa superiori a 0.75 il comportamento è quello mostrato anche dalle altre simulazioni validate, per quanto attiene invece alla parte sinistra del grafico ( $K_0h < 0.75$ ), se si escludono le due simulazioni evidenziate in Figura 5.162, i risultati numerici sono coerenti con quelli ottenuti per tutte le altre tipologie di struttura; si rammenta, inoltre, che le due simulazioni evidenziate erano già state poste all'attenzione del lettore circa la non attendibilità dei risultati mostrati da queste ultime e sull'eventualità di errori numerici inattesi presenti all'interno delle simulazioni stesse.

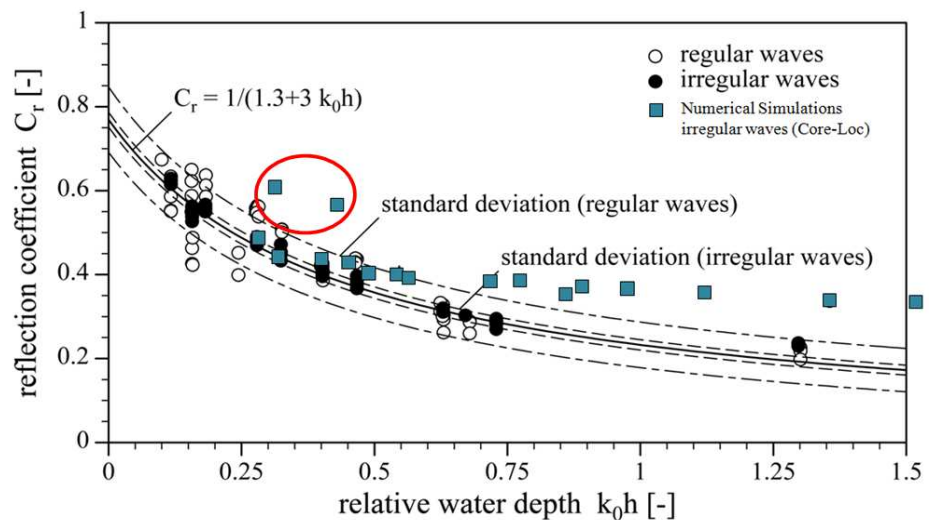


Figura 5.162 Grafico Muttray et al. (2006) - Evidenziazione errori numerici per 2 simulazioni di tipo CFIS

In considerazione di quanto finora osservato, si può ritenere che il modello 3D riproduca in modo più che accettabile anche gli esperimenti condotti da Muttray et al. (2006).

## 5.7 UNA INTRODUZIONE ALL'ANALISI NUMERICA DELLA PORTATA DI OVERTOPPING

Un ultimo criterio utilizzato per la validazione del modello 3D è stato quello del confronto tra le portate di overtopping ricavate numericamente, sempre con l'ausilio del software CFD Flow 3D, e

quelle valutate attraverso prove di laboratorio a scala di modello effettuate su strutture realizzate in due porti siciliani.

### 5.7.1 Le strutture analizzate e le condizioni al contorno imposte per le prove

La prima struttura analizzata è una barriera frangiflutti composta, con una geometria complessa, recante una mantellata costituita da Core-loc<sup>®</sup> e dotata di una vasca di dissipazione, progettata per la protezione del porto industriale di Gela (Sicilia), come mostrato in Figura 5.163 . Nel seguito si farà riferimento a questa sezione come "Gela".

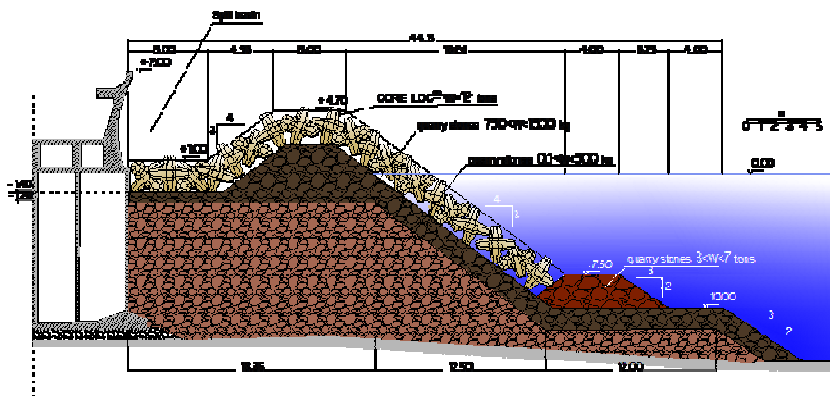
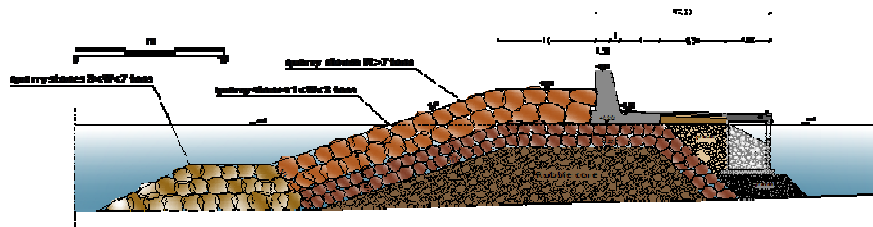


Figura 5.163 Sezione reale della struttura del porto di Gela

Come si può facilmente notare, la presenza di una vasca di dissipazione rende la sezione trasversale completamente diversa dalla forma consueta presa come riferimento per le varie formule empiriche. Nessun dato sperimentale sulla portata di tracimazione risulta disponibile, ad eccezione di un singolo valore derivante da un test su modello realizzato molti anni fa.

La seconda è una barriera frangiflutti in massi naturali, progettata in modo più convenzionale per il nuovo porto di Sant'Erasmo (Sicilia) (di seguito "Sant'Erasmo"), la cui sezione è mostrata in Figura 5.164; tale struttura è stata oggetto di numerosi test di laboratorio presso il Laboratorio di Ingegneria Costiera dell'Università di Catania e pubblicati da La Rocca et al. 2010.

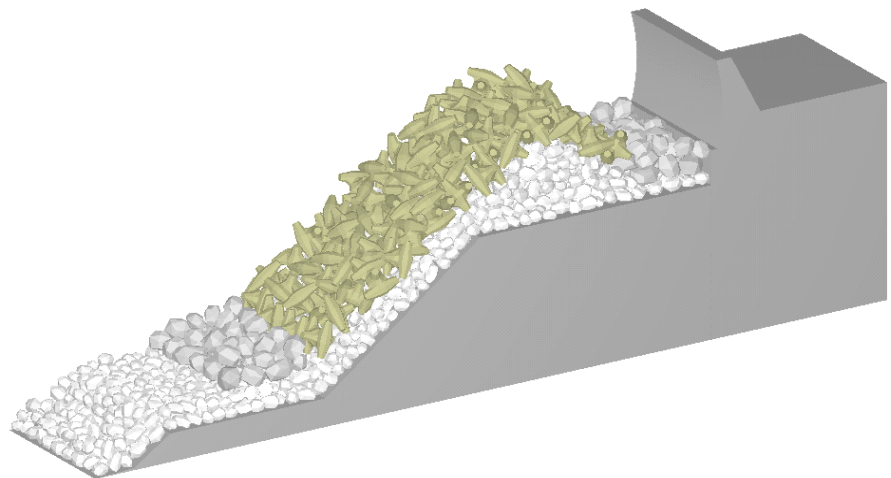


**Figura 5.164** Sezione reale della struttura del porto di Sant'Erasmo

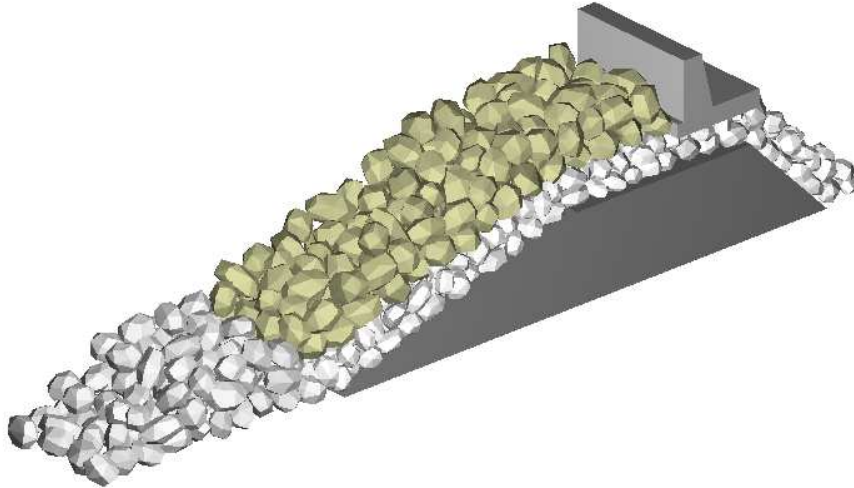
Una volta che la geometria della barriera frangiflutti è stata definita, la sua configurazione geometrica viene importato nel sistema CFD, come illustrato nel paragrafo 3.1.2.

Le simulazioni sono state realizzate integrando le equazioni di Navier-Stokes in forma completa (3D), con un modello di turbolenza RNG, e utilizzando una griglia computazionale a due maglie "innestate" (cfr. Paragrafo 3.1.3).

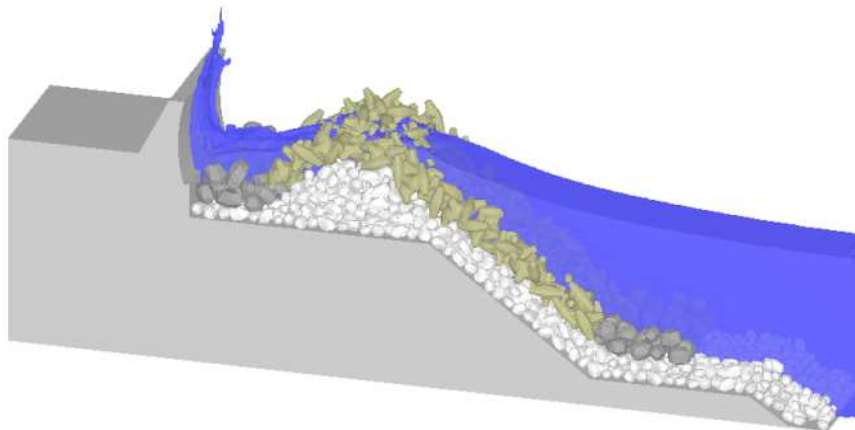
Le Figure Figura 5.165 Figura 5.166 mostrano il modello numerico per Gela e Sant'Erasmo, ovvero le strutture 8 e 9 già definite nel paragrafo 3.1.2, la Figura 5.167 mostra un esempio dell'evoluzione della superficie libera per il modello 3D della diga di Gela.



**Figura 5.165** Struttura 3D con mantellata in Core-loc dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 2/3 - Diga di Gela



**Figura 5.166** Struttura 3D con mantellata in massi naturali dotata di strato filtro e protezione al piede - pendenza 1/3 - porto di Sant'Erasmus



**Figura 5.167** Evoluzione della superficie libera per il modello 3D della diga di Gela

Gli esperimenti sul porto di Sant'Erasmus sono stati effettuati nel canale del Laboratorio di Idraulica dell'Università di Catania. Il canale, con pareti laterali di vetro trasparente, è lungo 18 m, largo 3,60 m e profondo 1,20 m. Il generatore d'onda utilizzato consente di riprodurre sia onde regolari che irregolari. Davanti alla struttura erano state collocate delle sonde resistive al fine di valutare i coefficienti di riflessione mediante il

metodo di Goda e Suzuki (1976). La modellazione fisica è stata effettuata con un modello alla Froude in scala 1:80 rispetto al prototipo. Sono state testate due differenti sezioni e cinque condizioni d'onda per ciascuna di esse, le principali caratteristiche geometriche di tali sezioni sono riportate nella tabella seguente:

**Tabella 5.32 Caratteristiche geometriche del prototipo del porto di Sant'Erasmus**

Scala di Prototipo		
	Sezione 1	Sezione 2
Lunghezza berma [m]	10.0	5.0
Pendenza della struttura [-]	1:3	1:2.5
Altezza cresta sul l.m.m. [m]	5.5	6.0

La tabella seguente mostra, per ogni prova, l'altezza significativa dell'onda, il periodo di picco, il coefficiente di riflessione e la portata di tracimazione:

**Tabella 5.33 Condizioni idrodinamiche e risultati delle prove per il porto di Sant'Erasmus**

	H <sub>i</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]	K <sub>r</sub>	q [m <sup>3</sup> /s m]
section 1	4.75	9.66	0.21	7.03 10 <sup>-5</sup>
	1.52	4.92	0.19	0
	4.88	6.88	0.23	2.59 10 <sup>-5</sup>
	5.67	9.14	0.23	3.00 10 <sup>-4</sup>
	6.34	9.04	0.23	3.01 10 <sup>-4</sup>
	6.37	10.88	0.29	1.53 10 <sup>-2</sup>
section 2	4.90	9.57	0.28	5.81 10 <sup>-5</sup>
	1.53	4.38	0.19	0
	4.88	7.69	0.25	1.73 10 <sup>-5</sup>
	5.75	9.12	0.27	7.31 10 <sup>-5</sup>
	6.32	9.03	0.28	6.68 10 <sup>-5</sup>
	6.29	8.66	0.30	6.28 10 <sup>-3</sup>

Per la diga di Gela, invece, sono disponibili solo alcune informazioni limitate sulla portata di tracimazione sperimentale, in particolare le informazioni ricavate da un paio di prove sperimentali svolte dalla società Estramed (Italia) su scala 1:30. La sezione selezionata per questo studio era stata testata per due condizioni idrodinamiche: i) H<sub>s</sub> = 4 m,

$T_p = 9.9$  s; ii)  $H_s = 5.4$  m,  $T_p = 12.8$  s. Solo la seconda condizione ha prodotto una portata di tracimazione.

### 5.7.2 Confronto dei risultati ottenuti per la validazione

In Figura 5.168 vengono riportati i più importanti risultati delle prove in vasca ( $Q_{meas}$ ), e dei calcoli RANS/VOF ( $Q_{Numerical3D}$ ) effettuati attraverso il modello 3D, dove  $Q^*$  e  $R^*$  sono dati da:

$$Q^* = \frac{q_{ov}}{\sqrt{gH_{m0}}} \sqrt{\frac{s_0}{\tan\alpha}}$$

$$R^* = \frac{R_c}{H_{m0}} \sqrt{\frac{s_0}{\tan\alpha}} \frac{1}{\gamma_b \gamma_\beta \gamma_v}$$

$R_c$  è la quota della sommità della struttura;  $H_{m0}$  l'altezza d'onda significativa e  $s_0$  la ripidità dell'onda,  $q_o$  la portata di overtopping,  $\tan\alpha$  la pendenza della mantellata;  $\gamma_b$ ,  $\gamma_\beta$  e  $\gamma_v$  parametri empirici mostrati in Van der Meer (1998). I valori ottenuti da quest'ultima formula sono riportati nella stessa figura ( $Q_{emp}$ ) (Cavallaro et al., 2012).

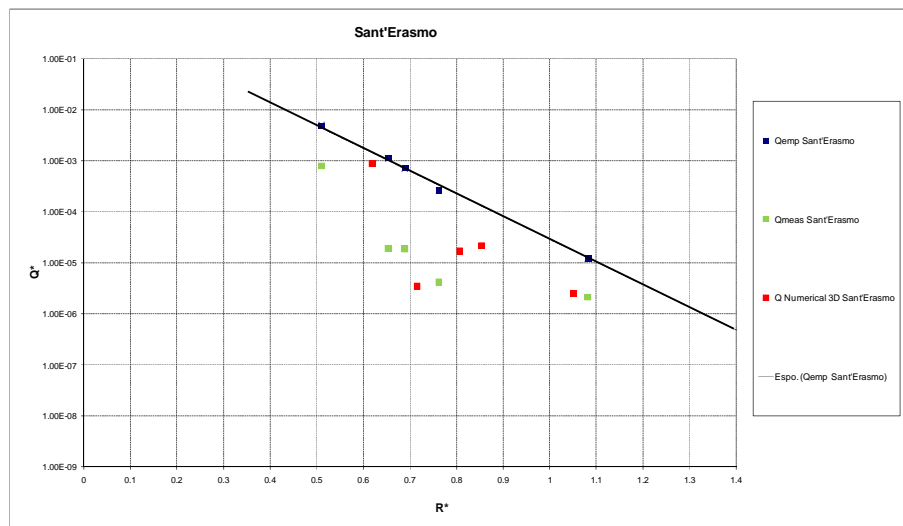


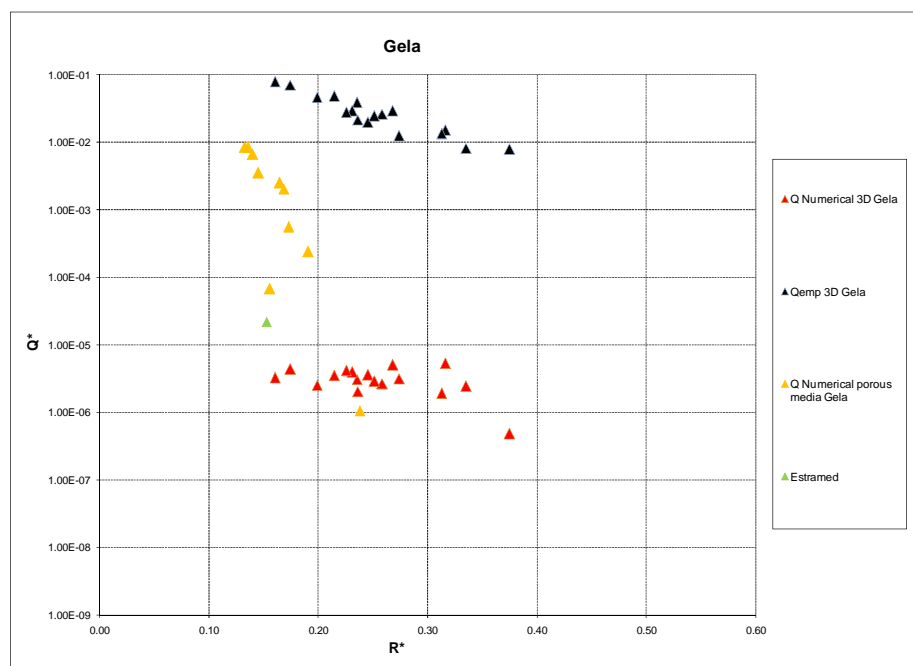
Figura 5.168 Risultati numerici e sperimentali per Sant'Erasmo

Entro i limiti della solita approssimazione di questo tipo di esperimenti, il modello 3D è ben correlato con le prove in vasca. Vale la pena ricordare



che il modello 3D presentato, a differenza del modello di mezzo poroso, non necessita di alcuna calibrazione dei parametri.

La figura seguente riporta le stesse informazioni per lo studio del caso di Gela, nell'ambito del quale, però, si ha a disposizione un solo risultato di laboratorio (Estramed); viene quindi effettuato un confronto anche col modello di mezzo poroso (Q numerical porous media) sviluppato appositamente per il caso in esame e calibrato attraverso il dato Estramed.



**Figura 5.169 Risultati numerici e sperimentali per Gela**

I risultati mostrano un buon accordo tra la simulazione numerica ottenuta con FLOW-3D® (QNumerical 3D Gela) ed i dati sperimentali (Estramed). Si osserva inoltre, che:

i) la presenza della vasca di dissipazione produce una rilevante riduzione della tracimazione dell'onda se confrontata con una sezione tradizionale, (Qemp 3D Gela);

ii) le simulazioni effettuate con il modello di mezzo poroso producono una sovrastima delle portate di overtopping.

In definitiva, ancora una volta, il modello 3D mostra dei risultati più che soddisfacenti, anche in termini di portata di tracimazione.



## 6 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

### 6.1 CONCLUSIONI SULLA VALIDAZIONE DEL MODELLO 3D

Nella presente tesi di dottorato sono stati mostrati i risultati della validazione di un nuovo approccio numerico alla valutazione dell'interazione tra il moto ondoso e le barriere frangiflutti emerse.

Tale approccio, attraverso l'utilizzo di procedure CAD, permette di ricostruire la geometria tridimensionale delle opere di cui si è interessati a conoscere il comportamento idrodinamico, così come verrebbero realizzate a scala di prototipo o di modello; il modello implementato, mediante poi l'utilizzo di software di tipo CFD, basato sulla risoluzione delle equazioni RANS, attraverso l'applicazione del metodo VOF, consente di conoscere, nel tempo, i valori dei principali parametri idrodinamici di interesse (velocità del flusso negli interstizi compresi tra i blocchi, valori di pressione, di altezza istantanea d'acqua, ecc.). Tale metodo, a differenza della procedura convenzionale, per cui il flusso all'interno della barriera frangiflutti è trattato come un semplice moto di filtrazione, consente di trattare il flusso dell'acqua tra i blocchi integrando le equazioni di Navier Stokes, senza perdere, quindi, le informazioni relative ai fenomeni turbolenti che si sviluppano all'interno degli interstizi stessi.

Ogni struttura virtuale è modellata, come avviene nel caso reale, sovrapponendo singoli elementi 3D, e la griglia numerica di calcolo presenta delle maglie sufficientemente fitte da consentire di valutare il flusso negli interstizi presenti tra i blocchi.

In totale sono state sviluppate più di 200 simulazioni per la validazione del modello proposto e, per ciascuna di esse, sono stati estratti i dati relativi alle principali caratteristiche del flusso, è stata verificata l'attendibilità dei risultati proposti dal software, sono state misurate in ambiente CAD le altezze di risalita del moto ondoso (run up), è stato applicato il metodo di Goda e Suzuki per la separazione dell'onda incidente da quella riflessa e, volta per volta, verificato lo spettro energetico associato alle sonde utilizzate al fine di garantire il posizionamento corretto delle sonde stesse all'interno del canale, infine

sono stati determinati i valori di run up statistici e di riflessione utilizzati per la validazione.

Come largamente illustrato nei capitoli precedenti, la procedura è stata validata su diverse tipologie di barriera costituite da quasi tutte le tipologie di masso attualmente utilizzate per la realizzazione di barriere frangiflutti; i risultati ottenuti consentono di affermare che il modello 3D sviluppato interpreta molto bene il comportamento idrodinamico delle diverse strutture modellate, evidenziando risultati diversi a seconda del masso utilizzato per la mantellata esterna e sempre coerenti con la risposta reale del masso stesso.

Infine è stato proposto un confronto tra le portate di tracimazione ottenute sperimentalmente per due strutture realizzate in Sicilia (Gela e Sant'Erasmo) e quelle ricavate attraverso l'approccio tridimensionale sviluppato; anche rispetto alla portata di overtopping, è possibile affermare che i risultati, benché pochi e, di conseguenza non molto rilevanti, siano più che soddisfacenti.

La validazione della procedura, effettuata mediante il confronto con collaudati risultati sperimentali e formule di letteratura di largo utilizzo nella pratica tecnica sulla riflessione dell'onda e sul run up, ha dimostrato che il metodo qui descritto può essere utilizzato con successo senza alcuna necessità di calibrare parametri fisici.

## **6.2 SVILUPPI FUTURI: IL MODELLO 3D PER LA VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DEI MASSI DELLA MANTELLATA**

Com'è ben noto, lo scopo finale della modellazione fisica e numerica per le opere marittime è quello di determinare la stabilità dell'opera stessa rispetto agli attacchi dei marosi.

In particolare la parte dell'opera soggetta alle maggiori sollecitazioni è la mantellata esterna che ha, com'è superfluo precisare, la funzione di dissipare l'energia dovuta all'onda incidente e proteggere il nucleo dall'attacco diretto del moto ondoso.

Nell'ambito delle prove fisiche è abbastanza semplice ed immediato verificare se e quando la mantellata esterna è soggetta a fenomeni di instabilità, attraverso la banale osservazione del numero di massi

dislocati, tale banale procedura non è ovviamente applicabile in campo numerico.

Per ovviare a questa difficoltà si è pensato di valutare la stabilità del singolo masso attraverso un semplice equilibrio tra forze, in particolare si rammenta che ciascun masso della mantellata esterna è soggetto principalmente a tre forze stabilizzanti, ovvero la forza peso, la forza di attrito che si genera tra massi contigui e la cosiddetta forza di interlocking, ovvero la forza di incastro relativo tra massi adiacenti.

La forza instabilizzante è quella dovuta alla spinta idrodinamica associata all'attacco dell'onda che risale lungo la mantellata.

Il software FLOW 3D<sup>®</sup> consente di estrarre il valore della spinta idrodinamica agente sul singolo masso nel tempo, tale dato consente di effettuare una valutazione di massima della stabilità del singolo masso.

### **6.2.1 Procedura utilizzata per una valutazione di massima della stabilità del singolo masso della mantellata**

Come introdotto nel precedente paragrafo, il software FLOW-3D<sup>®</sup> consente di determinare la spinta idrodinamica esercitata sul singolo masso nel tempo, dunque si è stabilito di individuare dei massi cosiddetti "pilota", sui quali effettuare delle valutazioni di stabilità.

La scelta dei massi pilota è avvenuta sulla base dell'osservazione della geometria delle dighe foranee che presentano, in sezione corrente, una mantellata con le stesse caratteristiche in direzione longitudinale.

Si è individuata, quindi, una sezione qualsiasi sulla quale sono stati scelti 6 massi di riferimento, 3 sotto il livello medio del mare e 3 al di sopra di esso, sui quali misurare, attraverso il software, la spinta idrodinamica nel tempo (Figura 6.1).

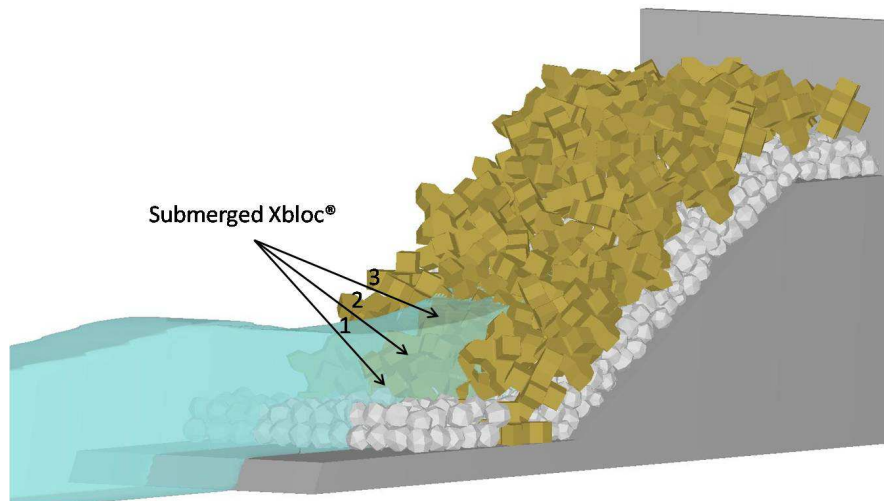


Figura 6.1 Esempio di individuazione dei 3 massi pilota posti sotto il l.m.m.

Fatta la scelta sui massi per i quali effettuare la verifica di stabilità, si è proceduto all'estrazione dal software della spinta idrodinamica esercitata nel tempo sul singolo masso, che è stata poi posta in un grafico tempo-forza (Figura 6.2).

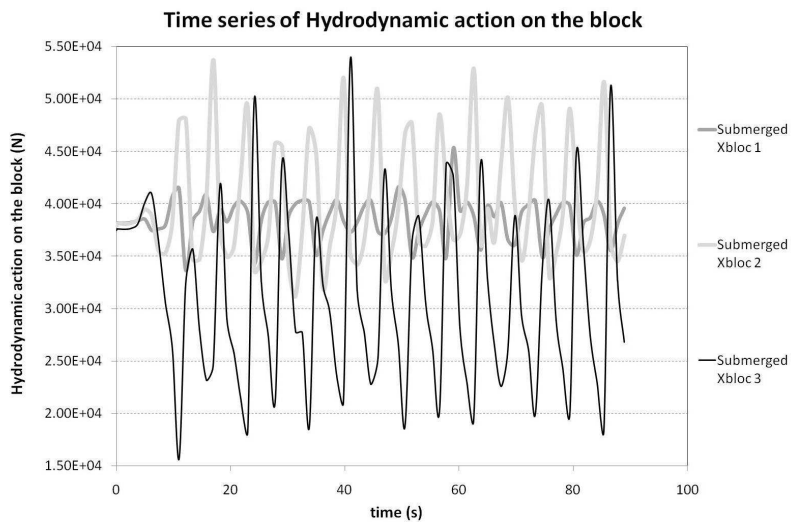


Figura 6.2 Esempio dell'andamento nel tempo della spinta idrodinamica sui 3 massi pilota posti sotto il l.m.m.

Poiché allo stato attuale non è possibile determinare numericamente le forze stabilizzanti dovute all'attrito ed all'incastro tra massi adiacenti, si può pensare di effettuare una valutazione di massima della stabilità, peraltro a vantaggio di sicurezza, confrontando la spinta idrodinamica massima agente sul singolo masso ed il peso del masso stesso, trascurando, di fatto, l'azione di due forze stabilizzanti.

Il rapporto tra le due forze sopra descritte è noto come numero di stabilità  $N_s$  (Zanuttigh, 2008) e definisce la stabilità del masso secondo il seguente criterio:

$\frac{I}{G} = N_s$ , Dove  $I$  è la spinta idrodinamica massima e  $G$  il peso del masso.

$N_s < 1$   $\Rightarrow$  Masso stabile

$1 < N_s < 2$   $\Rightarrow$  Masso metastabile

$N_s > 2$   $\Rightarrow$  Masso instabile

Il criterio poc'anzi descritto è già applicabile e diverse prove sono state effettuate sulle varie tipologie di struttura virtuali descritte nel presente elaborato.

Il principale sviluppo futuro di questa attività di ricerca è quello di individuare un metodo numerico che consenta di determinare numericamente la cosiddetta forza di "pull-out", ovvero la forza di estrazione agente sul singolo masso, la forza tale per cui il masso vince la forza di attrito e di incastro e viene estratto dalla sua sede; è necessario raggiungere tale obiettivo allo scopo di operare una valutazione numerica complessiva della stabilità dei massi di una barriera frangiflutti.





## BIBLIOGRAFIA

- Allsop, N.W.H. and S.S.L. Hettiarachchi (1989). Wave reflections in harbours; the design, construction and performance of wave absorbing structures. Report OD 89, Hydraulics Research, Wallingford.
- Altomare, C.; Gironella, X.F.; Crespo, A.J.F., Domínguez, J.M., Gómez-Gesteira, M., and Rogers, B.D., (2012). Improved accuracy in modelling armoured breakwaters with SPH. 7th International SPHERIC Workshop, Prato, Italy.
- Andersen, T and H. F. Burcharth, (2006). Wave Reflection from Reshaping and Non-Reshaping Berm Breakwaters. Poster n. 14, XXX ICCE, San Diego. 13
- Battjes, J.A., (1974). Surf similarity. Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., Copenhagen, ASCE, New York, 466-480.
- Bradford, S.F., (2000). Numerical simulation of surf zone dynamics. Journal of Waterway, Port, Coastal, And Ocean Engineering”, Vol. 126, N. 1, Jan./Feb.
- Bruce, T., Van der Meer, J. W., Franco, L. and J. Pearson, 2006. A comparison of overtopping performance of different rubble mound breakwater armour. Proc. XXX ICCE, San Diego.
- Buerger, W.; Oumeraci, H.; Partenscky, H.W. (1988): Geohydraulic investigations of rubble mound breakwaters. Proc. Int. Conf. Coastal Eng., Vol. 21, pp. 15; Malaga, Spain.
- Burcharth, H.F. and Thompson, A.C., (1983). Stability of armour units in oscillatory flow. Proc. Coastal Structures 83, Washington, USA, 1983.
- Burchart, H.F., 1998. Hydraulic responses - wave run-up, rundown and overtopping. OPTICREST, start-up workshop, Ghent.
- Cappietti, L., Clementi, E., Aminti, P. and A. Lamberti, (2006). Piling-Up And Filtration At Low Crested Breakwaters Of Different Permeability. Proc. XXX ICCE, San Diego.
- Cavallaro, L.; Dentale, F.; Donnarumma, G., Foti, E., Musumeci, R.E., and Pugliese Carratelli, E., (2012). Rubble mound breakwater overtopping estimation of the reliability of a 3D numerical simulation. 33rd International Conference on Coastal Engineering, Santander, Spain.
- CEM Coastal Engineering Manual, <<http://chl.erdc.usace.army.mil/cem>>.
- CERC, Shore Protection Manual.
- Chen H.B., Tsai C.P., Jeng C.C. (2007), "Wave transformation between submerged breakwater and seawall", Journal of Coastal Research, SI 50 (Proceedings of the 9th International Coastal Symposium), 1069 – 1074.

- Chi, Y.; Hai-dong, L., and Rainald, L., (2010). On the simulation of highly nonlinear wave-breakwater interactions. *Journal of Hydrodynamics*, 22(5), 932-938.
- Chopakata, S.C.; Lippmann, T.C., and Richardson, J.E., (2008). Field verification of a computational fluid dynamics model for wave transformation and breaking in the surf zone. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 134(2), 71-81.
- Christensen, E.D. (2006). Large eddy simulation of spilling and plunging breakers, *Coastal Engineering*, 53, 463–485.
- COBRAS User's Manual – Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures.
- Davidson, M. A., Bird, P.A.D., Bullock, G.N. and D.A. Huntley, 1996 A new non-dimensional number for the analysis of wave reflection from rubble mound breakwaters, *Coastal Eng.*, 28, 93- 120.
- D'Angremond K., Van der Meer J.W., De Jong R.J. (1996), "Wave transmission at low-crested structures", 25<sup>o</sup> International Conference on Coastal Engineering.
- Damgaard Christensen E., Deigaard R. (2001), "Large eddy simulation of breaking waves", *Coastal Engineering*, volume 42.
- Davidson, M.A., Bird, P.A.D., Bullock, G.N, Huntley, D.A. (1996), "A new non-dimensional number for the analysis of wave reflection from rubble mound breakwaters", *Coastal Engineering*, Vol. 28, 93-120.
- Dentale F., Messinai B. (2008), "Studio numerico avanzato sul moto di filtrazione in ambito marittimo".
- Dentale, F., Pane, S., Pugliese Carratelli, E. (2009), "Modellazione numerica del moto ondoso su barriere frangiflutti sommerse porose", *Studi Costieri*, Vol. 16, 89-106.
- Dentale, F., Russo, S.D., Pugliese Carratelli, E. (2010), "Innovative numerical simulation to study the fluid motion within rubble mound breakwaters and the armour stability", 17th Armourstone user meeting, Wallingford, UK, (article selected for the Award for Innovation 2010).
- Dentale, F., Donnarumma, G., Pugliese Carratelli, E. (2012), "Wave run up and reflection on tridimensional virtual breakwater", *Journal of Hydrogeology & Hydrologic Engineering* 1(1).
- Dentale F., Donnarumma G., Pugliese Carratelli E., (2013). "Rubble Mound Breakwater: Run-Up, Reflection and Overtopping by Numerical 3D Simulation". ICE Conference, September 2013. Edinburgo, UK.
- Dentale F., Donnarumma G., Pugliese Carratelli E., (2013). "Simulation Of Flow Within Armour Blocks In A Breakwater". *Journal of Coastal Research (JCR)*, Accepted: June 27, 2013, IN PRESS.

- Dentale F., Donnarumma G., Palo F., (2013). "Wave Structure Interaction By Advanced Numerical Model". DEM 6 Conference, August 2013. Colorado (USA).
- Esposito S.M. (2008), "Studio preliminare sulla generazione numerica del moto ondoso", Università degli Studi di Salerno, Tesi in Idraulica Marittima.
- Fang, Z., L. Cheng, and N. Zhang. (2010). Development of 3-D Numerical Wave Tank and Applications on Comb-Type Breakwater, 29th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE2010), Shanghai, China.
- Ferrante V. (2007), "Spectral analysis of wave transmission behind submerged breakwaters", Università di Napoli Federico II, Tesi di dottorato.
- Flow Science Inc. (2009), FLOW-3D® Theory Manual. Santa Fe, New Mexico, USA.
- Foti E. (2008), Appunti del corso, sito Internet.
- Franco L., Manuale di Idraulica Marittima Ormea.
- Garcia, N., Lara, J.L., Losada, I.J. (2004), "2-D numerical analysis of near-field flow at low-crested breakwaters", Coastal Engineering, Vol. 51, No. 10, 991-1020.
- Giarrusso, C.C.; Dentale, F., and Pugliese Carratelli, E., (2003). On the stability of protected beaches. Sixth International Conference on Computer Modelling and Experimental Measurement of Seas and Coastal Regions, Coastal Engineering VI, Cadiz, Spain.
- Gimenez Curto, L.A. (1979), "Behavior of rubble mound breakwaters under wave action", Ph.D. thesis, University of Santander, Santander.
- Goda, Y., Suzuki, Y. (1976), "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments", Proc. 15th Int. Conference on Coastal Engineering, ASCE, Honolulu, Hawaii, Vol.1, 828-845.
- Gotoh, H., Shao, S., Memita, T. (2004), "SPH-LES Model for numerical investigation of wave interaction with partially immersed breakwater", Coastal Engineering Journal (JSCE), Vol. 46, No. 1, 39-63.
- Greben, J., Cooper, K., Gledhill, I.M., De Villiers, R. (2008), "Numerical modeling of structures of dolosse and their interaction with waves", Technical report, CSIR, Pretoria, South Africa.
- Hafsia Z., B.H. Mehdij, H. Lamloumi, K. Maalel, and R. Zgolli. (2008). Linear and nonlinear numerical wave generation in viscous fluid, Phoenix News.
- Hirt, C.W., Nichols, B.D. (1981), "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundary", Journal Comp. Physics, Vol. 39, 201-225.
- Hsu, T.J., Sakakiyama. T., Liu, P.L.F. (2002), "A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater", Coastal Engineering, Vol. 46, 25-50.

- Hughes, S.A., Fowler, J.E. (1995), "Estimating wave-induced kinematics at sloping structures", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 121, No.4, 209-215.
- Hunt, I. (1959), "Design of seawalls and breakwaters", *Journal of Waterways and Harbors Div.*, ASCE, Vol. 85, No.3.
- Javier, L., J.L. Lara, P. Higuera, M. Maza, M. del Jesus, I.J. Losada, and G. Barajas. (2012). Forces induced on a vertical breakwater by incident oblique waves, 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Santander, Spain.
- Karim, M.F., and T. Tingsanchali. (2006). A coupled numerical model for simulation of wave breaking and hydraulic performances of a composite seawall, *Ocean Engineering*, 33, 773–787.
- Karim, M.F., Tanimoto, K., Hieu, P.D. (2009), "Modeling and simulation of wave transformation in porous structures using VOF based two-phase flow model", *Applied Mathematical Modeling*, Vol. 33, 343-360.
- Kobayashi, N.; Pietropaolo, J.A., and Melby, J.A., (2012). Wave transformation and runup on dikes and gentle slopes. *Journal of coastal research*.
- Koutandos, E.V.; Prinos, P.E., and Koutitas, C.G., (2006). Permeability effects on breaking waves over submerged rubble mound breakwaters. *International Conference 'Hydroscience- (2006)*, Philadelphia, U.S.A, pp. 211-212.
- Koutandos, E.V.; Prinos, P.E., and Koutitas, C.G., (2006). 2DV hydrodynamics of emerged rubble mound breakwaters. *International Conference 'Hydroscience-2006'*, Philadelphia, U.S.A, Paper 5, pp. 277-278.
- La Rocca C., R.E. Musumeci, G. Paratore, and E. Foti. (2010). Application of computer vision techniques for the optimization of a rubble mound breakwater, *L'Acqua*, 2/2010, 53-68 (in italian).
- Lara, J.L., Garcia, N., Losada, I.J. (2006), "RANS modeling applied to random wave interaction with submerged permeable structures", *Coastal Engineering*, Vol. 53, 395-417.
- Latham, J.P.; Munjiza, A.; Mindel, J., Xiang, J., Guises, R., Garcia, X., Pain, C., Gorman, G., and Piggott, M., (2008). Modelling of massive particulates for breakwater engineering using coupled FEMDEM and CFD. *Particuology*, 6, 572-583.
- Li, T., P. Troch, and J. De Rouck. (2004). Wave overtopping over a sea dike, *Journal of Computational Physics*, 198, 686–726.
- Lin, P. and Liu, P.L.F., (1998). A numerical study of breaking waves in the surf zone. *Journal of Fluid Mechanics*, 359, 239-264.
- Liu, P.L.F., and K. Al-Banaa. (2004). Solitary wave runup and force on a vertical barrier, *Journal of Fluid Mechanics*, 505, 225-233.

- Losada, M.A., Gimenez-Curto, L.A. (1981), "Flow characteristics on rough permeable slopes under wave action", *Coastal Engineering*, Vol. 4, 187-206.
- Losada, I.J., Lara, J.L., Guanche, R., Gonzalez-Ondina, J.M. (2008), "Wave interaction with low-mound breakwaters using a RANS model", *Ocean Engineering*, Vol. 35, 1388-1400.
- Losada, I.J., J.L. Lara, R. Guanche, and J.M. Gonzalez-Ondina. (2008). Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters, *Coastal Engineering*, 55, 47–62.
- Loveless J.H., Debski D., MacLeod A.B. – Sea level set-up behind detached breakwaters – 26<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, 1998.
- Maeno, S. (2009), "VOF-DEM-FEM Combined model of the reef breakwater collapse", *Coastal Engineering Journal (JSCE)*, Vol. 51, No.3, 223-242.
- Mase, H. (1989), "Random wave runup height on gentle slope", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 115, No.5, 649-661.
- Melby Jeffrey A, Melito I. (2002), "Wave run up, transmission, and reflection for structures armored with core-loc", *Coastal Engineering* Vol. 45, 33–52.
- Melby Jeffrey A. (2005), "Breakwater and Revetment armor stability", US Army Corps of Engineers.
- Miche, M., (1951). Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle. *Ann. Ponts Chaussées*, 121, 285-319.
- Mossa M. (2008). Experimental study of the flow field with spilling type breaking. *Journal Of Hydraulic Research*. vol. 46, pp. 81-86 ISSN: 0022-1686. Extra issue 1.
- Mossa, M. (2013). Dispense del corso di idraulica marittima.
- Muttray, M. (2000). Wellenbewegung in einem geschütteten Wellenbrecher. PhD thesis, Technical University Braunschweig, Braunschweig, Germany and <http://deposit.ddb.de/cgi-bin/dokserv?idn=961606452>
- Muttray, M.; Oumeraci H. (2002). Wave transformation at sloping perforated walls. *Proc. Int. Conf. Coastal Eng.*, Vol. 28, Cardiff, Wales, UK.
- Muttray, M.; Oumeraci, H.; Reedijk, J. (2004). Wave Damping in Rubble Mounds. *Proc. Int. Conf. Coastal Eng.*, Vol. 29, Lisbon, Portugal.
- Muttray, M.; Oumeraci, H. (2005). Theoretical and experimental study on wave damping inside a rubble mound breakwater. *Coastal engineering*, Vol. 52, No. 8, pp. 709-725.
- Muttray, M.; Reedijk, J.; Vos-Rovers, I., and Bakker, P., (2005). Placement and structural strenght of Xbloc and other single layer armour units. *Proceedings of the International Conference on Coastlines, structures and breakwaters*, N. W. H. Allsop, London.

- Muttray, M.; Oumeraci, H., and ten Oever, E., (2006). Wave reflection and wave run-up at rubble mound breakwaters. XXX International Conference on Coastal Engineering, San Diego (USA).
- Nallayarasu, S., Hin Fatt, C., Jothi Shankar, N. (1995), "Estimation of incident and reflected waves in regular wave experiments", *Ocean Engineering*, Vol. 22, 77-86.
- Nielsen, S.R.K. and Burcharth, H.F., (1983). Stochastic design of rubble mound breakwaters. Proc. 11th IFIP Conf. on System Modelling and Optimazation, Copenhagen, 1983.
- Numata, A., (1976). Laboratory formulation for transmission and reflection at a permeable breakwater of artificial blocks. *Coastal Eng. Jpn.*, XIX: 47-58.
- Postma, G.M. (1989), "Wave reflection from rock slopes under random wave attack", M.S. thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.
- Pugliese Caratelli E. (2008), Appunti del corso di "Idraulica Marittima" – sito Internet.
- Pugliese Carratelli E., Dentale F., Donnarumma G., Musumeci R. E., (2013). "An Approach to Breakwater Design: Numerical Calculation of Flow Within Armour Units". IAHR Conference, September 2013. China.
- Requejo, S., Vidal, C., Losada, I.J. (2002), "Modeling of wave loads and hydraulic performance of vertical permeable structures", *Coastal Engineering*, Vol. 46, 249-276.
- Seabrook S.R., Hall K.R. (1998), "Wave transmission at submerged rubble mound breakwater", Proc. of 26th. Int. Conf. On Coastal Engineering, 2000-2013.
- Seelig, W.N., Ahrens, J.P. (1981), "Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters", CERC, Technical Paper, Fort Belvoir Vol. 81, No.1, 41.
- Shankar N.J., Jayaratne M.P.R. (2002), "Wave Run Up and overtopping on smooth and rough slopes of coastal structures", Dipartimento di ingegneria civile di Singapore.
- Steendam, G. J., Van der Meer, J. W., Verhaeghe, H., Besley, P., Franco, L. and M. van Gent, (2004). The international database on wave overtopping, Proc. ICCE 2004, 4301-4313.
- TAW, (2002). Wave run-up and wave overtopping at dikes. Author: J.W. van der Meer. Technical Report of the Technical Advisory Committee on Water Defences in the Netherlands.
- Ting, F.C.K., Kirby, J. T., (1995). Dynamics of surf-zone turbulence in a strong plunging breaker. *Coastal Engineering* 24: 177-204.
- Ting, F.C.K., Kirby, J.T., (1996). Dynamics of surf-zone turbulence in a spilling breaker. *Coastal Engineering* 27: 131-160.
- Tomasicchio U. (2001), Manuale di ingegneria portuale e costiera..

- Ursell, J.N., Dean, R.G. and Yu, Y.S., (1960). Forced small amplitude water waves: A comparison of theory and experiment. *J. Fluid Mech.*, 7(1): 33-52.
- Van der Meer, J.W. (1992), "Conceptual design of rubble mound breakwaters", Proc. of a short course on the design and reliability of coastal structures, attached to 23rd Conf. Coastal Eng., Tecnoprint, Venice, 447-510.
- Van der Meer, J.W. and Stam, C.J.M., (1992). Wave run up on smooth and rock slopes of coastal structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 118(5).
- Van der Meer J. W., Deamen. I.F.R. (1994), "Stability and wave transmission at low-crested rubble-mound structures", *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering*, 120.
- Van der Meer, J.W.; Tonjes, P., and de Waal, J.P., (1998). A code for dike height design and examination. International Conference on Coastlines, Structures and Breakwaters, Institution of Civil Engineering, London U. K.
- Viccione G., V. Bovolín, and E. Pugliese Carratelli. (2011). Short term variability of pressure distribution on vertical breakwaters using WCSPH, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn), Corfu, Greece.
- Viccione G., V. Bovolín, and E. Pugliese Carratelli. (2012). Simulating fluid-structure interaction with SPH, Tenth International Conference of Numerical Analysis and Applied Mathematics (ICNAAM), Kos, Greece, in press.
- Vittori G. (2008), Dispense del corso di "Idrodinamica II" 2007/2008, capitolo 10, "Moti turbolenti" - Università di Genova.
- Xiang J., J.P. Latham, A.Virel, E. Anastasakís, C. Painl, and F. Milthaler. (2012). Simulation Tools For Numerical Breakwater Models Including Coupled Fluidity/Y3d Waves, 33rd International Conference on Coastal Engineering, (ICCE), Santander, Spain.
- Wang, K.H.; Dai, Z., and Lee, H.S., (2011)". Modeling wave run-up along a sloping or a moving wall boundary. *Journal of coastal research*, 27(6), 1159-1169.
- Zanuttigh, B., Van der Meer, J.W. (2006), "Wave reflection from coastal structures", Proc. of the 30th Int. Conference on Coastal Engineering, World Scientific, San Diego, CA, USA, 4337-4349.
- Zanuttigh B., Martinelli L., Lamberti A. (2008), "Wave overtopping and piling-up at permeable low crested structures", *Coastal Engineering*, Vol. 55.
- Zanuttigh, B., Van der Meer, J.W. (2008), "Wave reflection from coastal structures in design conditions", *Coastal engineering*, Vol. 55, No.10, 771-779.

Zanutthig B. (2010), "Le opere di difesa del litorale", Appunti del corso di Idraulica Marittima, Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna.