

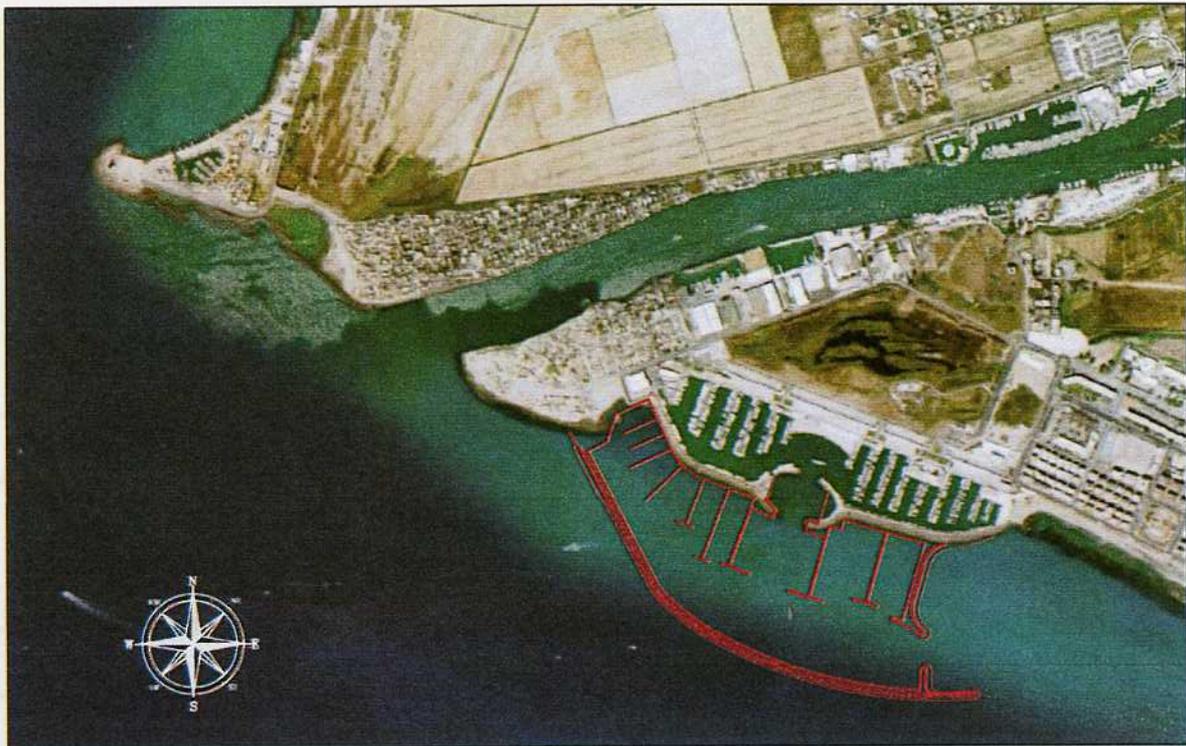


# COMUNE DI ROMA LIDO DI OSTIA

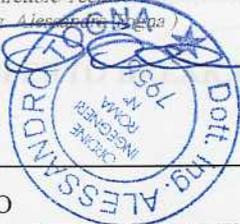
COMUNE DI ROMA  
DIPARTIMENTO IX  
Politiche di Attuazione degli Strumenti Urbanistici

1 8 FEB 2010 10588

## PORTO DI ROMA PROGETTO DI AMPLIAMENTO



### PROGETTO DEFINITIVO

0	Febbraio 2010	EMISSIONE			
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
<b>CONCESSIONARIO:</b> <b>PORTO TURISTICO DI ROMA s.r.l.</b> Largo del Porto di Roma 5 - Ostia Lido 00121 ROMA 		<b>PROGETTAZIONE:</b> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">             Via Monte Zebio 40 - 00195 ROMA            Il Direttore Tecnico            (Prof. Ing. Alessandro Trega)         </div> <div style="text-align: center;">             Viale Parioli, 66 - 00197 Roma            Prof. Ing. Massimo Vitellozzi            (Ing. Massimo Vitellozzi)         </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;">   </div>			
<b>PROGETTO</b> 146 10 09 SEA	<b>ELABORATO</b> R 005	<b>SCALA</b> [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ]	<b>TITOLO</b> <b>STUDIO METEOMARINO E DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA</b>		

Il progettista si riserva la proprietà di questo elaborato con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.  
This document is property of designer. Reproduction and divulgation forbidden without written permission.

# PORTO TURISTICO DI ROMA PROGETTO DI AMPLIAMENTO

## PROGETTO DEFINITIVO

### STUDIO METEOMARINO E DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA

#### INDICE

<b>1</b>	<b>CLIMA DI MOTO ONDOSO AL LARGO.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DETERMINAZIONE DELL'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE.....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>STEADY-STATE SPECTRAL WAVE MODEL.....</b>	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>Equazioni governanti.....</b>	<b>9</b>
<b>3.2</b>	<b>Altezza d'onda rifratta in corrispondenza della opere di difesa (onde estreme).....</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA.....</b>	<b>13</b>
<b>4.1</b>	<b>Premessa e metodi progettuali.....</b>	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>Metodo progettuale con approccio deterministico.....</b>	<b>14</b>
<b>4.2.1</b>	<b><i>Scogliere emerse</i>.....</b>	<b>14</b>
<b>4.3</b>	<b>Ulteriori parametri progettuali .....</b>	<b>18</b>
<b>4.4</b>	<b>Elaborazioni di BREAK.E.S. ....</b>	<b>19</b>
<b>4.4.1</b>	<b><i>Dati relativi all'opera ed ai fondali antistanti</i> .....</b>	<b>19</b>
<b>4.4.2</b>	<b><i>I risultati dell'elaborazione numerica</i> .....</b>	<b>20</b>
<b>5</b>	<b>CALCOLO DELLE PORTATE DI TRACIMAZIONE PER LA VERIFICA DELLE QUOTE DI SOMMITÀ DELLE DIGHE MARITTIME .....</b>	<b>22</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>28</b>
	<b>ALLEGATO A - ELABORAZIONI DEL SISTEMA ESPERTO BREAK.E.S. ....</b>	<b>29</b>

## 1 CLIMA DI MOTO ONDOSO AL LARGO

Nello Studio del Moto Ondoso redatto nell'ambito del "Progetto di Ampliamento del Porto di Roma" – Progetto Preliminare - sono state definite le caratteristiche del moto ondoso al largo del Porto di Roma per l'individuazione dell'onda di progetto (analisi statistica degli eventi estremi).

A tale scopo è stata effettuata un'elaborazione statistica delle altezze d'onda maggiori relative alla serie storica di riferimento desunta dalle registrazioni ondametrichi. Mediante la regolarizzazione della serie di eventi estremi, secondo note funzioni probabilistiche, è stato possibile ricavare le caratteristiche del moto ondoso (definite in termini di altezza significativa e periodo) da associare ad assegnati tempi di ritorno.

La metodologia è basata sull'analisi statistica della serie di dati trasferita dal punto di ubicazione della boa ondametrichi al largo del paraggio in esame, suddividendola in serie tronche, ottenute selezionando per i diversi settori direzionali di caratteristiche omogenee tutte le altezze d'onda significative, registrate al picco di mareggiate indipendenti superiori ad una soglia prefissata ( $H_s > 2,0$  m). Infatti, il metodo delle serie tronche è da preferire sia al metodo dei massimi annuali (dati in numero limitato e per alcune "annate" ben poco estremi) sia a quello dell'analisi di tutta la serie di eventi di moto ondoso (sicuramente non indipendenti e poco omogenei). La scelta della soglia di troncamento deve essere effettuata al fine di garantire comunque una selezione di un numero di eventi estremi comparabile con il numero di anni di osservazione. Dalle elaborazioni effettuate si è ricavato: 355 eventi (superiori a 2.0 m – metodo POT) per il settore  $130^\circ \div 300^\circ$  N (Tabella 1.1).

Le serie tronche sono state elaborate effettuando dapprima una regolarizzazione di tipo statistico delle serie di valori riferita al periodo di misure (12.5 anni).

Successivamente le serie "tronche" di dati sono state riferite alle usuali leggi di distribuzione probabilistica, al fine di determinare il valore "di progetto" con un prefissato tempo di ritorno, o la probabilità di non superamento durante la vita delle opere.

Le leggi adottate di distribuzione di probabilità cumulata di non superamento (funzione di ripartizione) sono quella di Weibull:

$$P(X \leq x) = 1 - e^{-\left[\frac{(x-B)}{A}\right]^\alpha}$$

e la legge di Gumbel (1988):

$$P(X \leq x) = \exp[-\exp[-(x-b)/a]]$$

dove  $X$  è la variabile aleatoria,  $x$  il valore di non superamento e  $\alpha$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $a$ ,  $b$  sono i parametri delle distribuzioni. La stima dei parametri delle distribuzioni è stata eseguita sui valori dell'altezza d'onda significativa riportati Tabella 1.2.

Tenendo conto che la probabilità cumulata di non superamento è legata al tempo di ritorno dell'evento dalla relazione:

$$Tr(X \leq x) = \frac{1}{(1 - P(X \leq x))}$$

I dati di moto ondoso analizzati sono quelli forniti dall'ondametro di Ponza, con i quali, attraverso il metodo sopra descritto, sono state determinate le altezze d'onda significative in acqua profonda, associate al tempo di ritorno ( $Tr$ ) di 10, 50 e 100 anni, pari rispettivamente a 5.2 m, 6.4 m e 6.8 m per il settore  $130^\circ N - 300^\circ N$ .

Per la definizione del periodo di picco associato all'altezza d'onda di progetto è uso corrente determinarlo per mezzo di formule del tipo  $T = c H^{1/m}$ ; nel nostro caso si è utilizzato  $T_p = 4.51\sqrt{H_s}$ .

Anni di osservazione =	12.5
Numero eventi estremi $H > H_{lim}$ =	355
Altezza limite $H_{lim}$ (m) =	2.0
Intervallo direzioni esaminate =	$130^\circ - 300^\circ N$
Altezza media (m)	2.9
Scarto quadratico dalla media (m) =	0.687

**Tabella 1.1** – Analisi statistica degli eventi estremi per il settore  $130^\circ N - 300^\circ N$ .

<b>Tr</b>	<b>H signif.</b>	<b>Tp</b>
<b>(anni)</b>	<b>(m)</b>	<b>(sec)</b>
1	4,30	9,4
2	4,70	9,8
5	5,20	10,3
10	5,60	10,7
15	5,80	10,9
20	6,00	11,0
25	6,10	11,1
30	6,20	11,2
40	6,30	11,3
50	6,40	11,4
70	6,60	11,6
100	6,80	11,8

**Tabella 1.2** – Analisi statistica degli eventi estremi. Altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno per il settore  $130^\circ N - 300^\circ N$ .

A confronto e per completezza, viene riportata la parte dello studio dal titolo “REGIME DI MOTO ONDOSO LUNGO IL LITORALE LAZIALE” del Settembre 2001 redatto dalla CONVENZIONE DI RICERCA tra la Regione Lazio e l’Università di Roma “La Sapienza” disponibile on line sul sito della Regione Lazio alla seguente pagina web seguente, riguardante il sito di Ostia:

<http://www.osservatoriomare.lazio.it/Studi/Clima%20e%20linea%20di%20costa.htm>.

Tale studio analizza i dati di moto ondoso forniti dall’ondametro di Civitavecchia.

I risultati ottenuti dall’analisi dei suddetti dati , riportati nelle tabelle seguenti e in forma grafica nella Figura 1 e Figura 2, sono le altezze d’onda estreme in acqua profonda suddivise per settori angolari.

Tr	GUMBEL		WEI (.75)		WEI (1.0)		WEI (1.4)		WEI (2.0)	
	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)
<b>5</b>	3,7	0,4	3,4	0,3	3,5	0,4	3,6	0,4	3,8	0,5
<b>10</b>	3,9	0,5	3,6	0,4	3,7	0,4	3,8	0,5	4,0	0,6
<b>25</b>	4,5	0,8	4,0	0,6	4,1	0,7	4,3	0,7	4,6	0,9
<b>50</b>	4,8	1,0	4,2	0,8	4,4	0,9	4,5	0,9	4,9	1,1
<b>100</b>	4,9	1,1	4,4	0,9	4,5	1,0	4,7	1,0	5,1	1,2

**Tabella 1.3** - Altezze d'onda estreme: Legge FT-I (Gumbel - Weibull)-Settore 135- 215 ° Nord - Hs = 2,5 m

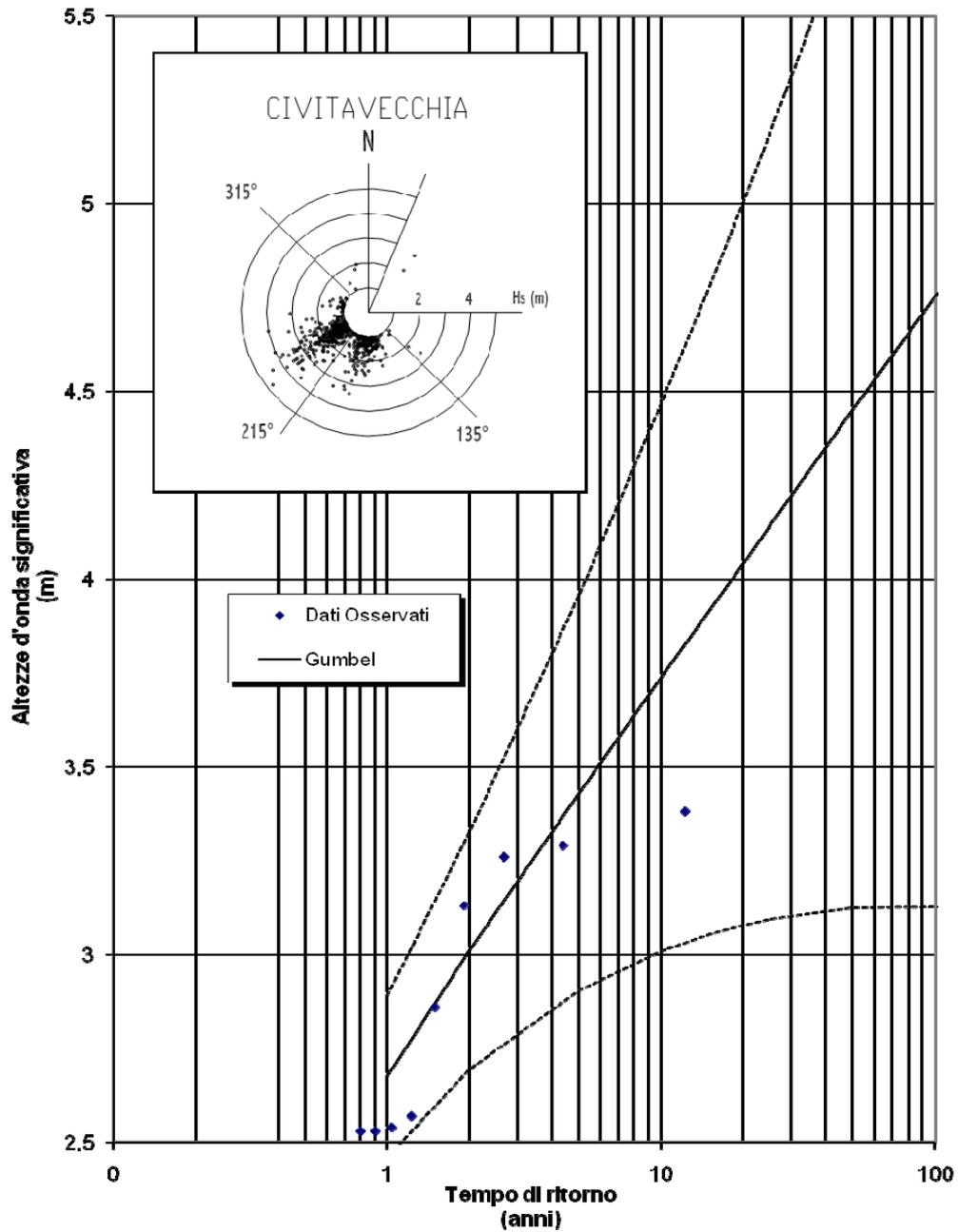
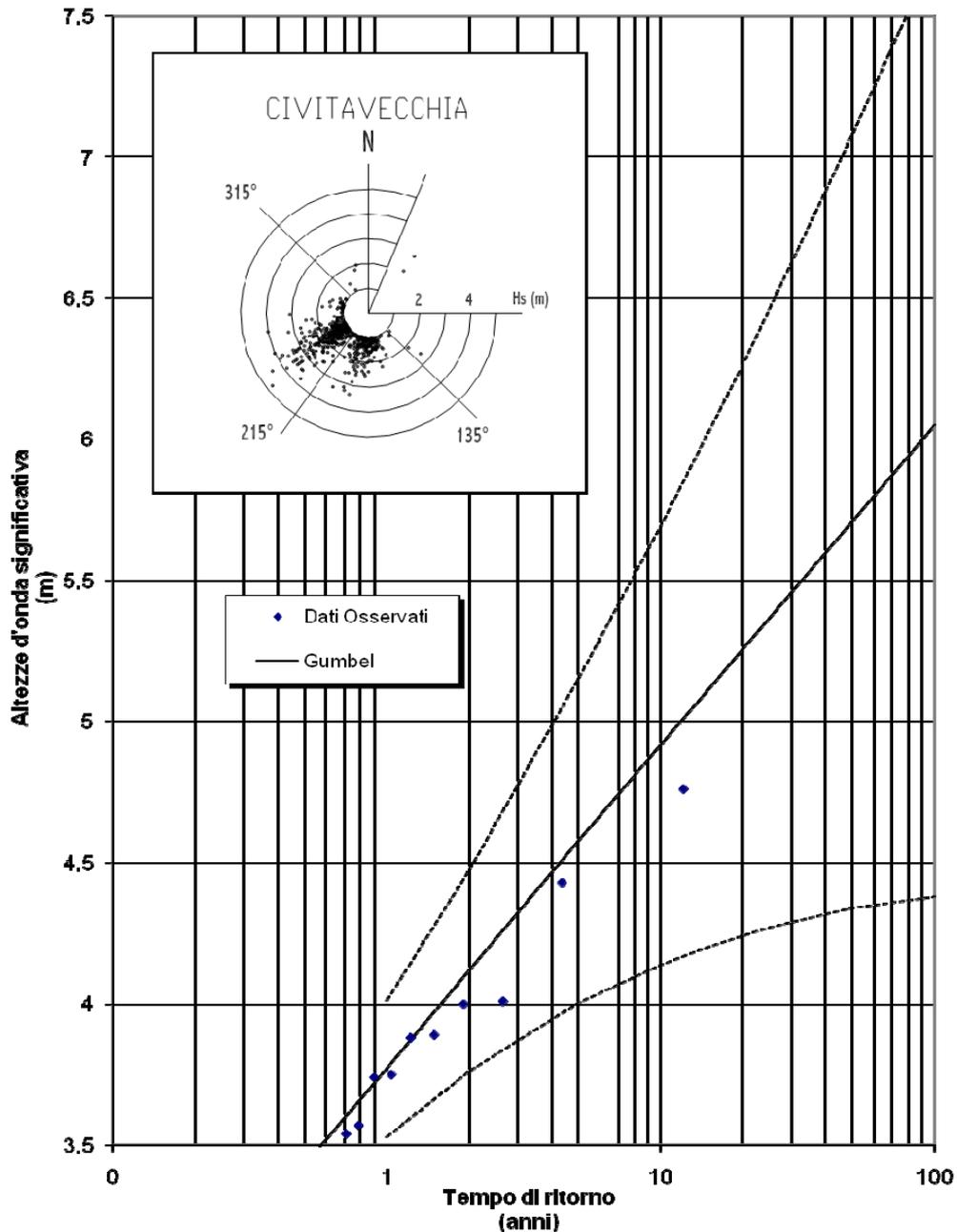


Figura 1 - Altezze d'onda estreme - Legge FT-I (Gumbel) - Settore 135- 215 ° Nord - Hs = 2,5 m

Tr	GUMBEL		WEI (.75)		WEI (1.0)		WEI (1.4)		WEI (2.0)	
	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	Anni	Hs(m)	c.i.(m)	Hs(m)	c.i.(m)
5	4,6	0,3	4,4	0,2	4,4	0,3	4,5	0,3	4,6	0,3
10	4,9	0,5	4,6	0,3	4,7	0,4	4,8	0,4	4,9	0,4
25	5,4	0,7	5,0	0,4	5,1	0,5	5,2	0,5	5,3	0,6
50	5,7	0,8	5,2	0,6	5,4	0,7	5,5	0,7	5,7	0,7
100	6,1	1,0	5,5	0,7	5,7	0,9	5,8	0,8	6,0	0,8

Tabella 1.4 - Altezze d'onda estreme: Legge FT-I (Gumbel - Weibull) - Settore 215- 315 ° Nord-Hs = 3,5 m



**Figura 2** - Altezze d'onda estreme - Legge FT-I (Gumbel) - Settore 215- 315 ° Nord -  $H_s = 3,5$  m

Nell'ambito dei presenti studi si è ritenuto opportuno utilizzare, a favore di sicurezza, quale clima di moto ondoso da inserire come input nel modello matematico di simulazione della propagazione dell'onda dal largo verso la costa quello individuato elaborando i dati registrati dall'ondametro di Ponza, essendo l'onda estrema risultante con  $Tr = 50$  anni maggiore di quella ottenuta elaborando i dati registrati dall'ondametro di Civitavecchia.

## **2 DETERMINAZIONE DELL'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE**

La progettazione delle opere di difesa è legata alla determinazione delle caratteristiche del moto ondoso in corrispondenza delle opere ottenuta tramite il trasferimento delle caratteristiche ondometriche dal largo sotto costa.

Propagandosi sotto costa su fondali via via decrescenti, le onde subiscono una serie di trasformazioni geometriche e perdite di energia che alla fine conducono al loro frangimento; le modifiche delle caratteristiche ondose durante la propagazione sotto costa sono indotte essenzialmente dai fenomeni di rifrazione e di shoaling.

La rifrazione può causare addensamenti di energia in determinate zone, con aggravio delle sollecitazioni sulle opere di difesa poiché , insieme al fenomeno di “shoaling”, determina la variazione dell'altezza d'onda, del periodo e della direzione per una qualunque serie di onde incidenti provenienti dal largo.

La rifrazione consiste in una trasformazione tridimensionale dovuta a variazioni di fondale lungo i fronti d'onda che comportano variazioni di direzione incidente di questi e di conseguenza variazioni delle altezze d'onda per effetto della conservazione del flusso di energia fra ortogonali vicine.

Il fenomeno di “shoaling” è una trasformazione bidimensionale delle onde dovuta al solo effetto del fondale nella direzione di propagazione. L'effetto "fondale" modifica la celerità di gruppo e di conseguenza provoca dapprima una riduzione e poi un sostanziale aumento di altezza delle onde allorché queste avanzano su profondità di fondali decrescenti.

Per definire il fronte d'onda è sufficiente determinare la linea congiungente i punti di eguale fase, che generalmente si fa coincidere con quella delle creste; ne segue che l'intervallo di tempo tra due posizioni successive del fronte d'onda è uguale al periodo.

I fenomeni fin qui descritti vengono simulati con il software di modellazione idraulica STWAVE (Steady-State Spectral Wave Model).

### 3 Steady-State Spectral Wave Model

Il programma di calcolo “Stwave” è un modello numerico alle differenze finite che simula la rifrazione, il fenomeno di “shoaling”, la redistribuzione e la dissipazione dell’energia causata dall’increspamento e dal frangimento dell’onda; vengono trascurate le perdite di energia che (fuori dalla zona dei frangenti) sono dovute all’attrito del fondo nonché dagli effetti indotti dalle correnti, dal vento e dalle riflessioni del fondo.

Lo stato di mare può essere rappresentato statisticamente dallo spettro dell’onda: concettualmente uno spettro è una sovrapposizione lineare di onde monocromatiche e descrive la distribuzione dell’energia dell’onda in funzione della frequenza (spettro mono-dimensionale) o in funzione della frequenza e della direzione (spettro bi-dimensionale). In Figura 3 è illustrato, ad esempio, uno spettro mono-dimensionale:

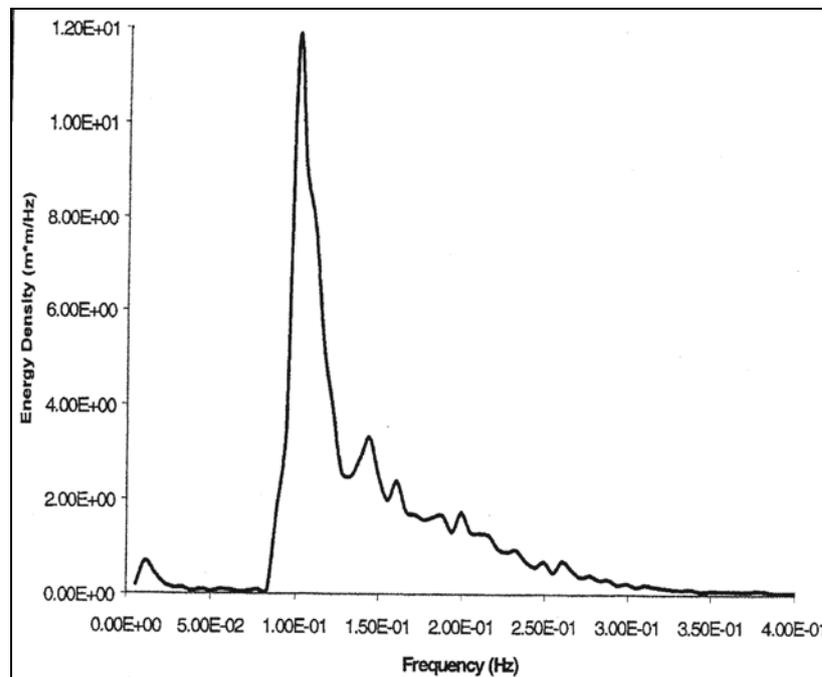


Figura 3 - Spettro dell’onda

la *frequenza dominante* ( $\omega_p$ ) è quella in corrispondenza alla quale si ha il picco massimo dello spettro, mentre il *periodo dominante* è il periodo corrispondente alla frequenza dominante:

$$T_p \equiv 2\pi / \omega_p$$

L’altezza dell’onda significativa (onda a momento d’ordine zero) è uguale a :

$$H_s = 4\sqrt{A_p}$$

con

$$A_p = \int_0^{\infty} E(\omega) d\omega$$

Stwave si basa sulle ipotesi che le fasi relative delle componenti spettrali siano casuali; si considera, quindi, un'unica fase media.

### 3.1 Equazioni governanti

Un treno d'onda che provenga da qualunque direzione viaggia con celerità

$$C_o = gT^2 / 2\pi l \quad (2.1)$$

costante fino ad una profondità pari alla metà della lunghezza d'onda.

In acque di profondità illimitata la celerità dipende pertanto solo dal periodo T, che rimane costante con la profondità, ed il fronte d'onda si mantiene rettilineo perché tutti i punti su di esso viaggiano alla stessa velocità. Al diminuire della profondità si raggiunge un regime di transizione dove la celerità C si può esprimere tramite la relazione di Airy, valida per onde monocromatiche e di piccola ampiezza:

$$C_o = C_0 \tanh 2\pi l d / 2 \quad (2.2)$$

dove **d** è la profondità e **L** è la lunghezza d'onda; in acqua bassa invece, dove  $d > L/25$ , la celerità raggiunge il valore

$$C = \sqrt{gd} \quad (2.3)$$

I punti di uno stesso fronte pertanto avranno diverse celerità, tanto minori quanto minori sono le profondità; perciò i fronti subiranno una deformazione e rotazione progressiva, tendendo ad un parallelismo con le batimetriche.

Si notano due aspetti tipici: il primo di natura geometrica, è legato alla variazione della celerità, il secondo, di natura energetica, comporta una variazione dell'altezza d'onda.

Il valore dell'altezza d'onda **H** in corrispondenza della profondità **d** si ricava dal bilancio tra il flusso energetico entrante al largo e quello uscente alla profondità **d** fra due ortogonali contigue.

L'energia per unità di lunghezza di cresta viene trasmessa nella direzione del moto fino ad arrivare al frangimento, con l'ipotesi che l'attrito sul fondo, la percolazione e la riflessione siano trascurabili.

Ovviamente tra due ortogonali non c'è scambio di energia poiché l'ortogonale stessa è una linea di forza.

In pratica il procedimento di calcolo consente di definire l'altezza d'onda

$$H = K_s K_r H_o \quad (2.4)$$

dove  $K_s$  è il coefficiente di shoaling definito dalla

$$K_s = (C_o / 2 n c)^{0.5} \quad (2.5)$$

$$n = 0.5 \left( \frac{1 + 4 P I d / L}{\sin h 2 P I d / L} \right) \quad (2.6)$$

e  $K_r$ , o coefficiente di rifrazione, è definito dalla radice del rapporto tra distanza di due ortogonali al largo  $b_o$  e sottocosta  $b$ ;

$$K_r = (b_o / b)^{0.5} \quad (2.7)$$

$$da = - \frac{dC}{dn} dt \quad (2.8)$$

L'angolo  $d-a$  di cui ruota un generico segmento infinitesimo situato sul fronte d'onda è dato da dove  $n$  è l'ascissa curvilinea lungo detto fronte; la (2.8) rappresenta l'equazione differenziale delle ortogonali d'onda.

Se si introduce come variabile, anziché il tempo, l'ascissa curvilinea  $s$  lungo l'ortogonale, poiché  $ds = C dt$  la (2.8) si modifica:

$$da = - \frac{1}{C} \frac{dC}{dn} \quad (2.9)$$

La ricerca analitica del coefficiente  $Be = b/b_o$  in ciascun punto di una linea ortogonale, attraverso la conoscenza del tracciato della medesima e dei valori delle celerità e della derivante di questa, è dovuta a vari autori, tra cui Harrison e Wilson (1964) e altri.

La risoluzione all'elaboratore elettronico della (2.9) viene ricavata alle differenze finite con il classico metodo illustrato da Benassai (1966).

Rimane quindi da definire il criterio con cui valutare il frangimento dell'onda. Nel momento in cui la profondità causa il frangimento dell'onda, il tracciamento delle ortogonali deve interrompersi poiché le ipotesi fatte sulla trasmissione dell'energia non sono più valide: in Stokes (1947) si stabilisce il criterio per la massima rapidità di un'onda cioè si ipotizza che la velocità delle particelle alla cresta sia uguale alla velocità dell'onda. Per profondità uniforme e finita si è proposta la massima rapidità come:

$$\frac{H}{L} = 0,142 \operatorname{Tanh}(kh) \quad (2.10)$$

Questa formula è un'approssimazione ingegneristica usata per una vasta gamma di profondità ma occorre tenere presente che sovrastima il reale valore nella zone in cui il fondale è basso.

### 3.2 Altezza d'onda rifratta in corrispondenza della opere di difesa (onde estreme).

Il modello batimetrico utilizzato e' stato ricavato dalla carta dell'Istituto Geografico Militare al 1.000.000 corretto nelle vicinanze della costa dai rilievi batimetrici eseguiti nel Dicembre 2002 disponibili nel sito web dell'osservatorio dei litorali della Regione Lazio <http://www.osservatoriomare.lazio.it/> e aggiornati con i dati provenienti dai rilievi effettuati in zona.

La risoluzione numerica delle equazioni viene effettuata riferendosi ad una griglia a maglie quadrate (passo di 20 m, 453 colonne, 175 righe e un angolo di rotazione, in senso antiorario, dell'Azimuth dell'asse X di 63°) rappresentativa della superficie batimetrica dell'area costiera di interesse.

I valori della profondità vengono individuati in ogni cella della griglia ed un metodo numerico alle differenze finite provvede a risolvere le equazioni alle derivate parziali che governano il moto e a dare come output, sempre in ogni cella, il valore dei seguenti parametri rappresentativi dello spettro bidimensionale discreto della perturbazione:

- altezza d'onda;
- periodo significativo;
- direzione media;

La scelta di un passo della maglia così fitto è stata dettata dall'esigenza di seguire l'andamento dell'energia del moto ondoso in maniera molto dettagliata.

Per conoscere le caratteristiche meteomarine dell'intero paraggio e quindi definire il comportamento dell'intera unità fisiografica, è stata effettuata una serie di applicazioni del modello matematico STWAVE; i dati di input per le simulazioni (altezza d'onda, periodo e direzione) sono quelli determinati dall'elaborazione dei dati dell'ondametro di Ponza riassunti nella

Tabella 3.1:

<b>Altezza Significativa (m)</b>	<b>Periodo di Picco (sec.)</b>	<b>Direzione di provenienza (gr. N)</b>	<b>Tempo di ritorno (anni)</b>
6.4	11,4	135	50
6.4	11,4	165	50
6.4	11,4	235	50

**Tabella 3.1** – Eventi estremi in acqua profonda utilizzati come input in SMS

Per le condizioni di moto ondoso esaminate si definisce la seguente Tabella 3.2 , dove si riporta l'altezza d'onda frangente massima ai fini del dimensionamento delle opere , la direzione risultante e la rotazione del fronte in corrispondenza della scogliera di sopraflutto e di quella di sottoflutto.

<b>T<sub>r</sub> = 50 anni</b>	<b>Altezza d'onda frangente massima in corrispondenza della scogliera di sopraflutto</b>				
<b>DIREZIONE AL LARGO (gr. N)</b>	<b>Coefficiente rifrazione K<sub>r</sub></b>	<b>Direzione rifratta (gr. N)</b>	<b>Rotazione (gradi)</b>	<b>H. onda (m)</b>	<b>Periodo (sec.)</b>
I (235°)	~ 0,76	220,00	- 15,00	4,90	11,10
<b>T<sub>r</sub> = 50 anni</b>	<b>Altezza d'onda frangente massima in corrispondenza della scogliera di sottoflutto</b>				
I (135°)	~ 0,30	179,00	+ 44,00	1,90	11,12

**Tabella 3.2** – Risultati della simulazione.

Nelle allegate **Figg. 3.2.1,3.2.2 e 3.2.3** sono illustrate graficamente le restituzioni del modello espresse in valori di coefficiente di rifrazione, valutato in corrispondenza dei fondali a profondità (-10) m, e di altezza d'onda rifratta; si rileva che la variazione del coefficiente di rifrazione e' poco accentuata per tutti i settori, a conferma della sensibile regolarità del fondale.

Va messo in evidenza che i settori esaminati sono stati caratterizzati con una singola condizione di moto ondoso, ritenuta rappresentativa del settore stesso.

## 4 CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA

### 4.1 Premessa e metodi progettuali

I parametri progettuali utilizzati nelle verifiche che seguono, sono stati ricavati dallo studio meteomarinario allegato.

Le verifiche vengono eseguite con l'ausilio di un sistema esperto denominato BREAK.E.S. adottando un approccio deterministico, in quanto l'altezza d'onda è limitata, al piede della struttura, dal fenomeno del frangimento e ad essa è unicamente associato un tempo di ritorno.

Detto approccio segue il concetto-base secondo il quale le grandezze fisiche poste a base della progettazione assumono valori numerici e, quindi, non suscettibili di variazione all'interno di un "range" di valori.

Il sistema esperto permette di effettuare il calcolo degli elementi di mantellata in scogli naturali, pendenza variabile, danneggiamento variabile, nonché il calcolo del run-up e dell'overtopping.

#### Grandezze utilizzate nei calcoli

Il sistema esperto utilizza i seguenti parametri:

$W_{50}, D_{n50}$	peso e diametro medio dell'elemento;
$H_{si}$	altezza d'onda significativa incidente ai piedi dell'opera;
$T_p, T_m$	periodo di picco e periodo medio, legati tra loro dalla relazione $T_p \simeq 1,1 T_m$ ;
$L_{om}, L_{op}$	lunghezza d'onda al largo, calcolata con il periodo medio o di picco $L_{om,p} = gT_{m,p}^2/2\pi$ ;
$L_{pi}$	lunghezza d'onda al piede dell'opera, calcolata con il periodo di picco;
$M$	pendenza del fondo in corrispondenza del piede dell'opera;
$\gamma_s, \gamma_w, \gamma$	peso specifico degli elementi, peso specifico dell'acqua e peso relativo
$\Delta$	$= [(\gamma_s/\gamma_w) - 1]$ densità relativa;
$\cot \alpha$	pendenza della mantellata
$K_D$	coefficiente di danno per la formula di Hudson, in funzione del tipo di onda (frangente o no) e del tipo di masso;
$S$	coefficiente di danno per la formula di Van der Meer, nel caso di massi naturali;
$N_{od}$	coefficiente di danno per la formula di Van der Meer, nel caso di massi artificiali;
$P$	permeabilità della struttura (in genere variabile da 0,3 a 0,5);
$N$	numero di onde nella mareggiata; le British Standards suggeriscono un valore compreso tra 3.000 e 5.000.

Vanno effettuate alcune considerazioni riguardanti l'altezza d'onda  $H_{si}$  da considerare nelle formule e alla lunghezza d'onda  $L_{pi}$ .

Per quanto attiene all'altezza d'onda  $H_{si}$  si deve ovviamente tenere conto della reale altezza d'onda al piede dell'opera, eventualmente limitata dal frangimento attraverso la relazione di Kamphuis (1991):

$$H_{lim} = 0,095 e^{4M} L_{pi} \tanh(2\pi d_b / L_{pi})$$

dove:

M e' la pendenza del fondo

$d_b$  e' la profondita' al piede dell'opera.

Per quanto riguarda invece la lunghezza d'onda  $L_{pi}$  utilizzata nel calcolo delle scogliere sommerse, può utilizzarsi con buona approssimazione la seguente formulazione:

$$L_{p_i} = L_{p_o} * (\text{TANH}(2 * \pi * \frac{\sqrt{d_b}}{T_p} * \frac{g}{T_p})^{1.5})^{\frac{2}{3}}$$

## 4.2 Metodo progettuale con approccio deterministico

### 4.2.1 Scogliere emerse

Le formule sperimentali utilizzate sono quella di Hudson e di Van der Meer; in particolare:

a. Hudson - valida sia per massi naturali sia per massi artificiali

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{si}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

$$H_{si} / \Delta D_n 50 = N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

che puo' essere riscritta come segue:

$$D_n 50 = \left( \frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

L'utilizzo della formula di Hudson implica l'adozione di H1/10 e pertanto un coefficiente moltiplicativo dell'altezza d'onda pari a 1,27, con un controllo sull'altezza limite di frangimento.

b.1. Van der Meer (Massi naturali)

$$H_{si} / \Delta D_n 50 = 6,2 P^{0,18} (S / \sqrt{N})^{0,2} \xi_m^{-0,5} \text{ (plunging waves } \xi_m \leq \xi_{crit} \text{)}$$

$$H_{si} / \Delta D_{n50} = 1,0 P^{0,13} (S / \sqrt{N})^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \text{ (surging waves } \xi_m > \xi_{crit} \text{)}$$

la transizione tra onde di tipo "plunging" e "surging" e' calcolata attraverso l'utilizzo del parametro

$$\xi_{crit} = (6,2 P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0,5)}$$

critico  $\xi_{crit}$

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_m}} \text{ (numero di Iribarren)}$$

mentre

$$S_m = \frac{2 \pi H_{si}}{g T_m^2} \text{ (ripidità fittizia)}$$

#### b.2. Van der Meer (Massi artificiali)

Una estesa ricerca condotta da Van der Meer nel 1988 ha consentito all'Autore di proporre un nuovo metodo di calcolo per mantellate in massi artificiali, con una pendenza fissa pari a 3/2 (1,33 per gli Accropodi), che risulta essere quella ottimale per tutti i massi investigati.

Pertanto nelle formule non sono presenti ne' il fattore  $\cot \alpha$  ne' il numero di Iribarren. Il valore del coefficiente di permeabilità P e' ovunque assunto pari a 0,4 (ed infatti non compare nelle formule che seguono).

Le formule per i diversi tipi di massi sono:

$$H_{si} / \Delta D_{n50} = (6,7 N_{od}^{0,4} / N^{0,3} + 1,0) S_m^{-0,1} \text{ (cubi)}$$

$$H_{si} / \Delta D_{n50} = (3,75 N_{od}^{0,5} / N^{0,25} + 0,85) S_m^{-0,2} \text{ (tetrapodi)}$$

$$H_{si} / \Delta D_{n50} = 3,7 \text{ (accropodi, inizio della crisi)}$$

#### c. Scelta del coefficiente di danneggiamento

Il concetto di danneggiamento, ed il valore da assegnare al parametro in questione, e' funzione della formula di calcolo utilizzata, ed in particolare:

<b>FORMULA</b>	<b>COEFFICIENTE</b>	<b>MASSI</b>	<b>NOTE</b>
Hudson	$K_D$	Naturali od Artificiali	Tabelle S.P.M.
Van der Meer	S	Naturali	Funzione di $\cot \alpha$ e del livello di danno
Van der Meer	$N_{od}$	Artificiali	Funzione del tipo di masso e del livello di danno

Il coefficiente  $K_D$  e' riportato in forma tabellare nello Shore Protection Manuale 1984, in funzione del frangimento dell'onda e del tipo di masso.

Il coefficiente S, (Van der Meer - massi naturali) e' proporzionale al numero di massi di lato  $D_{n50}$  spostati in una striscia di mantellata larga  $D_{n50}$ . Il grado di proporzionalita' dipende dalla porosita', dalle modalita' di posa in opera, dal grado di spigolosita' dei massi, ed e' stimabile tra 0,7 ed 1.

E' disponibile una tabella che, in funzione della pendenza e del grado di danno, indica i valori di S da adottare in progetto:

#### **S DI VAN DER MEER - MASSI NATURALI**

<b>PENDENZA <math>\cot \alpha</math></b>	<b>INIZIO DEL DANNO</b>	<b>DANNO INTERMEDIO</b>	<b>CRISI DELL'OPERA</b>
1,5	2	3 - 5	8
2	2	4 - 6	8
3	2	6 - 9	12
4	3	8 - 12	17
6	3	8 - 12	17

Di seguito si riporta la definizione geometrica di danno (secondo EM 1110 Parte 6):

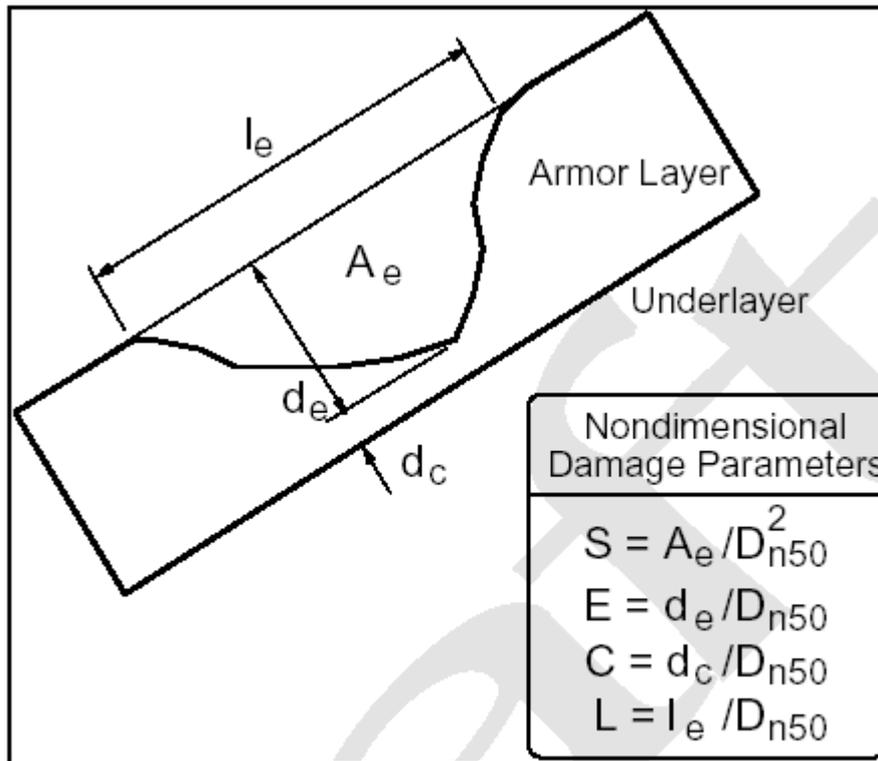


Figure VI-5-35. Damage parameters for structure armor layer (after Melby and Kobayashi 1998b)

La definizione del coefficiente di danno  $N_{od}$ , da utilizzare nelle formule di Van der Meer per massi artificiali, e' in linea generale comparabile con quella di  $S$ ; i valori sono definiti in funzione del tipo di masso, e risultano indipendenti dalla pendenza della mantellata, fissata, come visto, a priori.

La tabella dei valori di  $N_{od}$  e' la seguente:

<b>DANNEGGIAMENTO <math>N_{od}</math> - MASSI ARTIFICIALI</b>				
<b>MASSO</b>	<b>DANNO NULLO</b>	<b>INIZIO DEL DANNO</b>	<b>DANNO MODERATO</b>	<b>CRISI</b>
Cubo e Cubo mod.	0	0,5	1,0	2,0
Tetrapodo	0	<0,5	<1,0	1,5
Accropodo	0	N.S.	N.S.	0,5

Va tenuto presente che per l'accropodo il passaggio tra il danno nullo e la crisi e' brusco, e pertanto non risulta possibile progettare dei livelli di danneggiamento intermedi.

### 4.3 Ulteriori parametri progettuali

Per quanto riguarda la **larghezza minima  $B_{\min}$  della berma**, vi sono unicamente dei suggerimenti del SPM 1984 che indicano:

$$B_{\min} = (3 - 4) D_{n50}$$

Per quanto attiene invece lo **spessore della mantellata**, si fa uso delle note relazioni contenute anche nello SPM 1984:

$$\text{Spess} = n k_t D_{n50}$$

Il **numero degli elementi per  $m^2$   $N_a$**  risulta :

$$N_a = n k_t (1 - n_v) D_{n50}^{-2}$$

dove  $n$  è il numero degli strati  
 $k_t$  è un coefficiente di strato  
 $n_v$  è la porosità volumetrica

La seguente tabella illustra i coefficienti di cui trattasi.

<b>MANTELLATA</b>	<b>Coefficiente <math>k_t</math></b>	<b>Porosità vol. <math>n_v</math></b>
Smooth rock $n=2$	1.02	0.38
Rough rock $n=2$	1.00	0.37
Rough rock $n > 3$	1.00	0.40
Graded rock	-	0.37
Cubes	1.10	0.47
Tetrapods	1.04	0.50
Dolos	0.94	0.56
Accropodes	1.51	0.59

## 4.4 Elaborazioni di BREAK.E.S.

### 4.4.1 Dati relativi all'opera ed ai fondali antistanti

**Tempo di vita** di progetto dell'opera. Nel caso in esame si sono svolte elaborazioni numeriche relative a 50 anni.

**Altezza d'onda di progetto  $H_{si}$ .** Questa è stata desunta dallo studio effettuato allegato al progetto in esame. Si è ottenuta un'onda significativa massima pari a 6.4 m e periodo di picco pari a 11.4 secondi ( $T_r=50$  anni). Va considerato tuttavia, come è noto dall'ampia bibliografia sull'argomento, che un'onda siffatta viene limitata dalla presenza del fondale, tenuto conto del sovrizzo del livello idrico.

**Profondità al piede dell'opera.** Dalle batimetrie a disposizione le opere in progetto sono imbasate su fondali pari al massimo a  $-8,50\text{m}$  (scogliera di sopraflutto) e  $-3,50$  (sottoflutto). Nei calcoli si tiene conto di un sovrizzo pari a  $0.50\text{m}$ , dovuto ad alta marea astronomica e sovrizzo di tempesta.

**Pendenza trasversale** del fondale antistante l'opera. E' un parametro adimensionale che influenza lo sviluppo del frangente. Dall'esame dei rilievi batimetrici risulta  $m \approx 1/100$

**Pendenza trasversale** della mantellata. Si e' assunta una pendenza trasversale di calcolo pari a  $\cotg \alpha = 1.33$  per la mantellata in Accropodi del molo sopraflutto,  $\cotg \alpha = 4$  per la mantellata in scogli naturali del molo sopraflutto fino alla profondità di 7.0 metri ,  $\cotg \alpha = 2$  per la mantellata in scogli naturali del molo sottoflutto .

**Coefficiente di danneggiamento.** Il progetto si e' mosso secondo il criterio-guida di accettare un danneggiamento estremamente limitato nella mantellata dell'opera di difesa. Ciò equivale ad adottare i valori di  $K_D$  tabellati nello "Shore Protection Manual" (1984), per quanto riguarda la formula di Hudson, ed a scegliere  $Nod=0$  nella formula di Van der Meer.

**Permeabilità** della struttura. E' rappresentata nella formula di Van der Meer con il parametro adimensionale  $P$ , che qui assume un valore numerico pari a 0,4.

**Peso specifico** degli elementi di mantellata, dell'acqua e densità relativa. Assumono i consueti valori numerici per questo tipo di progettazione, rispettivamente pari a  $2,30 \text{ t/m}^3$ ;  $1,03 \text{ t/m}^3$  ed a 1,23 per gli elementi artificiali e  $2,60 \text{ t/m}^3$ ;  $1,03 \text{ t/m}^3$  ed a 1,52 per i massi naturali.

#### 4.4.2 I risultati dell'elaborazione numerica

Nel seguito si riportano i risultati, arrotondati in favore di sicurezza, forniti dai tabulati finali del Sistema Esperto BREAKES (Allegato A):

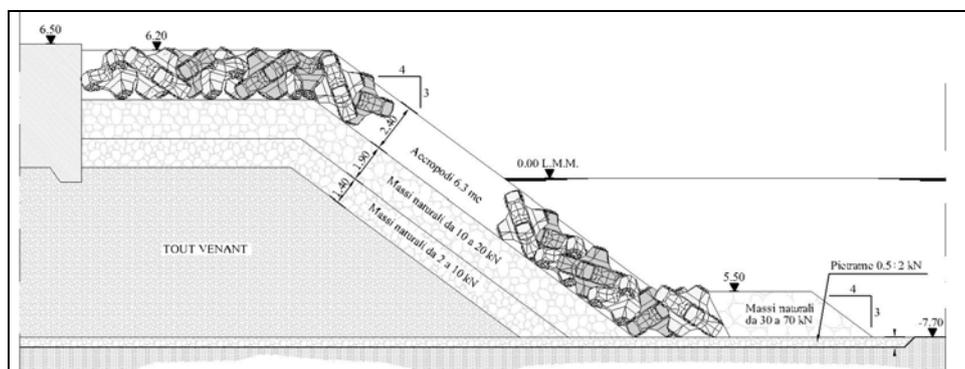
OPERA	FONDALE (m)	H onda(m)	Cot $\alpha$	Mantellata
Molo di sopraflutto sezione di testata	-7,70+0,5	4,8	1,33	Accropodi da 6.3 m <sup>3</sup>
Molo di sopraflutto sezione corrente	-8,50+0,5	5,2	1,33	Accropodi da 5 m <sup>3</sup>
Molo di sopraflutto sezioni in radice	-7,00+0,5	4,4	4 <sup>(*)</sup>	Massi naturali da 5-7t
Molo di sottoflutto	-3,50+0,5	2,0	2	Massi naturali da 2t

(\*) La sezione del sopraflutto in radice presenta un profilo a S, di pendenza media 4:1, costituito da una berma sommersa a q. (- 4,00) m. dal l.m.m. di lunghezza 14,50 m. e da una parte emersa di pendenza 3:1.

Le sezioni tipologiche delle opere in progetto vengono pertanto definite come di seguito:

**Molo di sopraflutto** (sezione di testata disposta su fondali di circa -8.0 m).

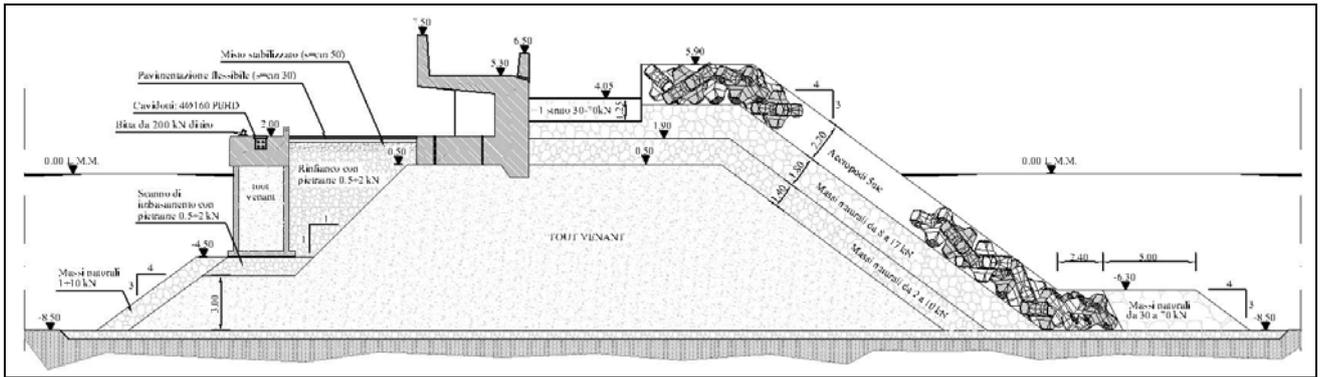
Mantellata in ACCROPODI che per ragioni di sicurezza sono da 6.3 m<sup>3</sup> disposti in unico strato con pendenza del paramento pari a b/h=4:3, spessore medio della mantellata pari a 2.4 metri e berma di sommità posta a quota + 6.2 m e larga 12 m. Berma al piede realizzata in massi naturali da 3-7t, posta a quota -5.5 m e larga 5.0 m.



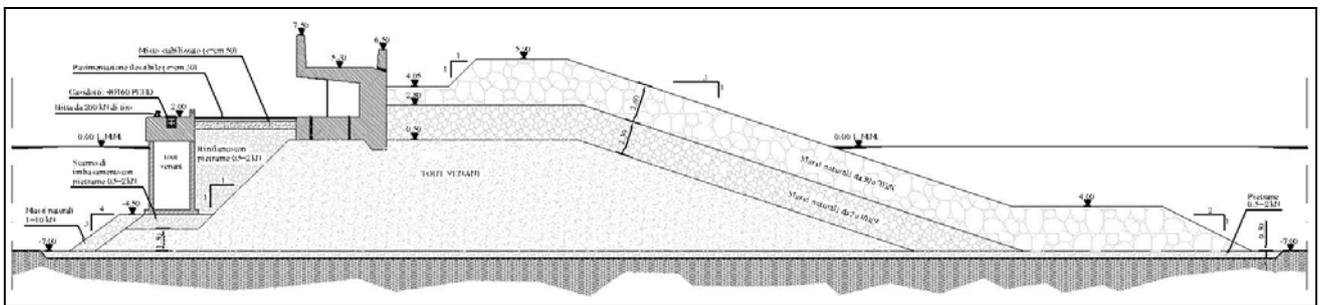
**Molo di sopraflutto** (sezione corrente disposta su fondali che vanno da circa -7.0 m a circa -8.5 m).

Mantellata in ACCROPODI da 5 m<sup>3</sup> disposti in unico strato con pendenza del paramento pari a b/h=4:3, spessore medio della mantellata pari a 2.2 metri e berma di sommità posta a quota + 5.9 m e larga 12 m.

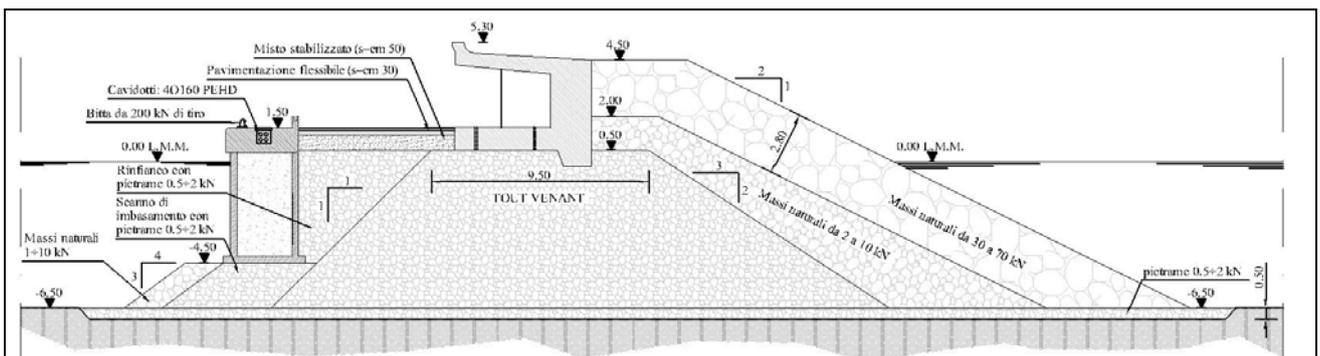
Berma al piede realizzata in massi naturali da 3-7t, posta a quota -6.3 m e larga 5.0 m.



**Molo di sopraflutto** (sezione di radicazione fino alla profondità di imbasamento di 7.0 metri). Mantellata in massi naturali W50 5-7 t , disposti in doppio strato con profilo a S con pendenza 3:1 e berma sommersa, con spessore medio della mantellata 2.8 metri.



**Molo di sottoflutto:** Mantellata in massi naturali W50 3-7 t , disposti in doppio strato con pendenza 2:1 e spessore medio della mantellata 2.80 metri. Berma di sommità posta a quota +4.5m e larghezza pari a 4.2 m.



## 5 CALCOLO DELLE PORTATE DI TRACIMAZIONE PER LA VERIFICA DELLE QUOTE DI SOMMITÀ DELLE DIGHE MARITTIME

La determinazione della quota sommitale del muro paraonde di una diga foranea, è dettata da considerazioni idrauliche, esecutive, economiche, estetiche e funzionali ed è legata soprattutto alla finalità di uso e quindi alla sicurezza funzionale nei confronti della tracimazione ondosca.

Quote basse di cresta conducono a risparmi di materiale ed a miglioramenti estetico-paesaggistici (visione del mare). Peraltro si riduce l'efficienza funzionale dell'opera nel contenimento dei sormonti con possibili ripercussioni sulla sicurezza delle imbarcazioni in fase di stazionamento sulle banchine retrostanti a causa di eventuali fenomeni di ricaduta dei getti.

Per il calcolo della portata media di tracimazione  $q_m$  (l/s per m), a tergo della berma di sommità della nuova diga sopraflutto e del muro paraonde, è stato applicato un modello per la previsione delle portate medie di sormonto su dighe frangiflutti (sia a scogliera sia a parete) basato sulla tecnica delle reti neurali (NN) sviluppato nell'ambito del progetto di ricerca internazionale CLASH.

I dati di input per la rete sono 15 parametri relativi alle condizioni del moto ondosca incidente al piede della struttura e alle caratteristiche geometriche della diga.

Nonostante l'ampio ventaglio di strutture analizzate, il modello non riesce però a simulare correttamente tutte le infinite configurazioni possibili, tra cui le moderne vasche di dissipazione, la cui introduzione sulla cresta della scogliera permette di ridurre i sormonti mantenendo basse quote di coronamento.

Le reti neurali appartengono ai metodi di analisi che operano attraverso la regressione dei dati; la loro applicazione è particolarmente efficace allorché i parametri di ingresso interagiscano tra loro in modo da rendere non facilmente identificabili legami diretti di causa-effetto esistenti tra le grandezze caratteristiche del fenomeno investigato. La rete neurale utilizzata in CLASH (van Gent et al. 2004, van Der Meer et al. 2005), appartenente alla tipologia “multi-layer feed-forward” (Haykin, 1994), è organizzata in tre livelli suddivisi in sottoelementi semplici detti “neuroni”.

Il primo livello è il livello di ingresso ed in esso ogni singolo neurone è associato ad uno dei parametri di ingresso (Figura 5.1); in maniera speculare, il livello terminale del processo è invece costituito da tanti neuroni quanti sono i parametri di uscita della rete, in questo caso la sola portata media di tracimazione  $q$ .

I neuroni dei livelli intermedi, o “nascosti”, comunicano tra loro e con quelli dei livelli contigui attraverso gli elementi di collegamento della rete.

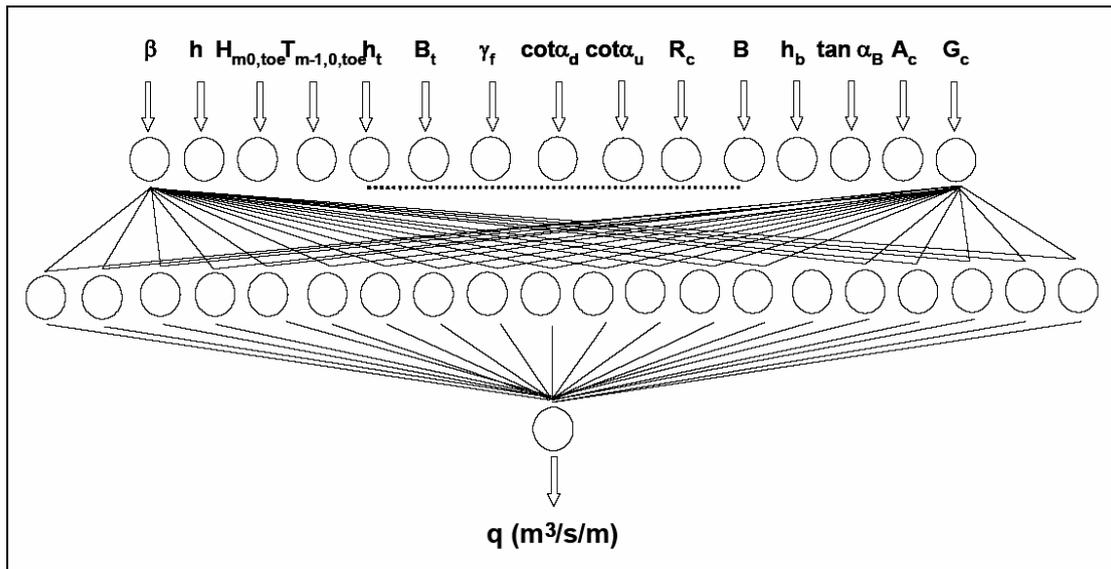
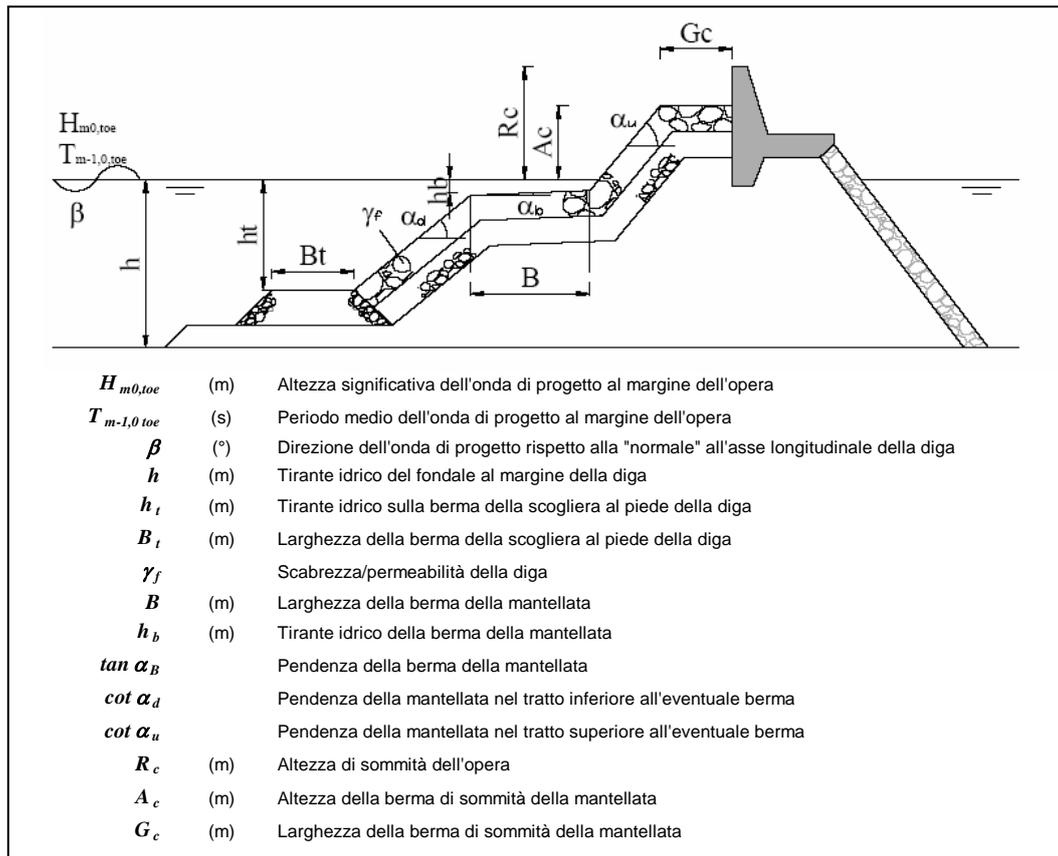


Figura 5.1: schema di funzionamento della rete neurale (van Gent et al. 2004)

Ad ogni elemento di collegamento è associato un peso e la somma pesata dei contributi di tutti gli elementi di collegamento affluenti in un neurone è lo “stato” di ogni singolo neurone. Ad ogni neurone è associata una funzione di attivazione la cui valutazione, in funzione dello stato del neurone, è il risultato dell’operazione corrispondente ad ogni neurone della rete. Le funzioni di attivazione sono generalmente fisse mentre i pesi associati agli elementi di collegamento sono il risultato di un processo di ottimizzazione che procede sulla base del confronto delle misure sperimentali con le previsioni ottenute tramite l’uso della rete per valori dei parametri di ingresso corrispondenti a quelli utilizzati negli esperimenti.

Nonostante la generalità della procedura, l’affidabilità dei risultati è condizionata alla consistenza della popolazione di dati sulla quale la rete opera; per di più, non derivando da una interpretazione fisica dei fenomeni in gioco, i risultati dell’analisi non sono estendibili al di fuori del dominio dei parametri di ingresso utilizzato durante il processo di ottimizzazione. La rete neurale di CLASH (“NN overtopping 2.0”) ha 15 parametri di ingresso: 3 di essi descrivono lo stato di mare al piede dell’opera e 12 la geometria della struttura stessa (Figura 5.2).



**Figura 5.2: Sezione trasversale tipica di una diga a scogliera senza vasca di dissipazione, e definizione dei 15 parametri di ingresso della rete neurale**

Di seguito vengono riportati i parametri di input utilizzati per il calcolo delle portate di tracimazione a tergo della nuova diga di sopraflutto proposta per il “Progetto di ampliamento del porto turistico di Roma” .

Tali verifiche sono state effettuate in corrispondenza di tre sezioni tipo opportunamente scelte e rappresentative rispettivamente dei tratti di diga alla radice (ID 1 e 2 - Figura 5.3), lungo il tronco (ID 3 e 4 - Figura 5.4) e in corrispondenza della testata (ID 5 e 6 - Figura 5.5).

Si evidenzia che per ognuna delle sezioni scelte, i calcoli delle portate di tracimazione a tergo delle stesse, sono stati effettuati considerando sia l'assenza di sopralzo marino sia un innalzamento dei livelli pari a +0.5m s.l.m.

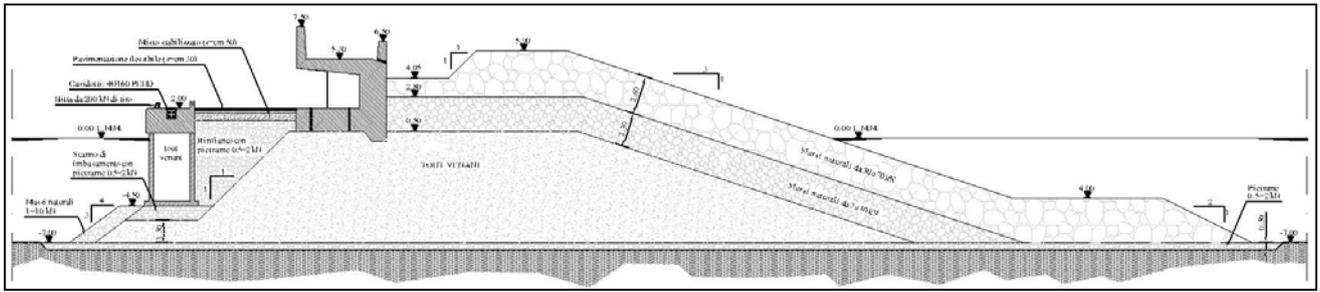


Figura 5.3 – Sezione di riferimento per il tratto di radicamento del molo di sopraflutto

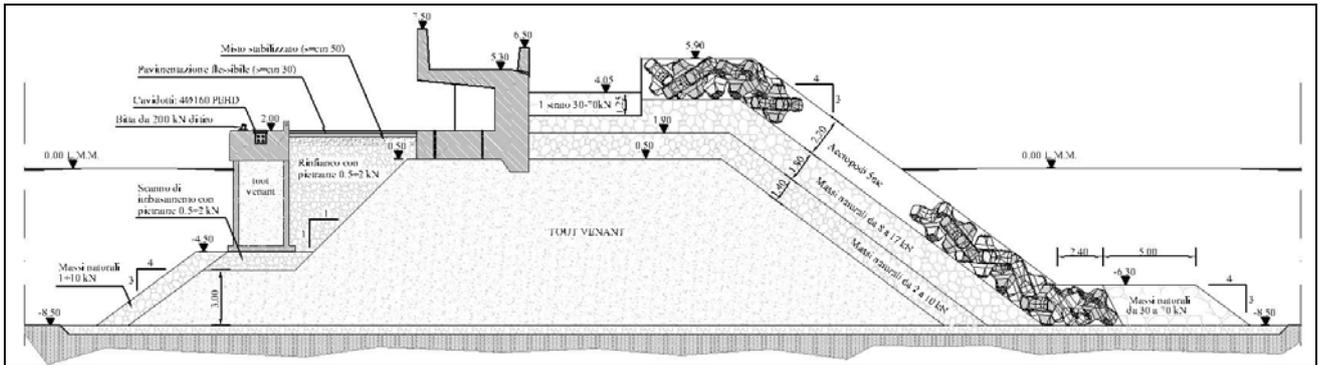


Figura 5.4 – Sezione di riferimento per il tratto corrente del molo di sopraflutto

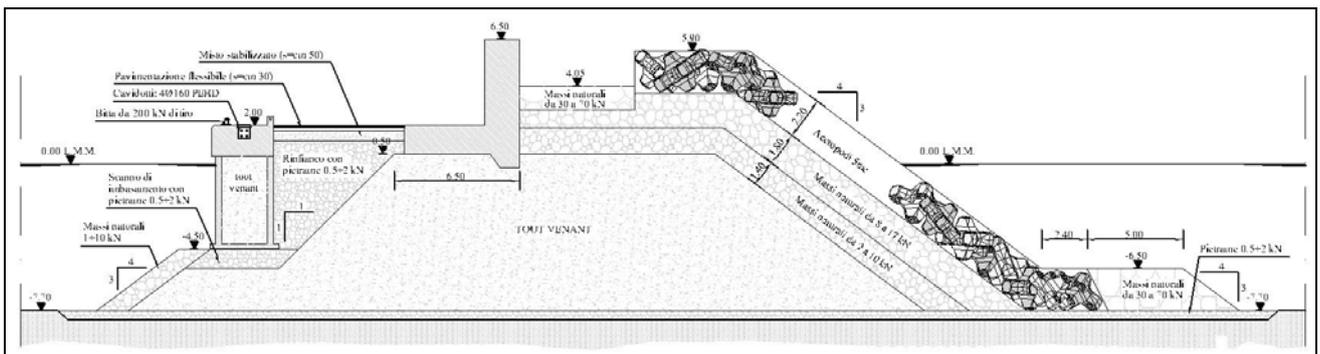


Figura 5.5 – Sezione di riferimento per il tratto di testata del molo di sopraflutto

### INPUT NN\_OVERTOPPING

ID	$\beta$	$h$	$H_{m0}$	$T_m$	$h_t$	$B_t$	$\gamma_f$	$\cot \alpha_d$	$\cot \alpha_u$	$R_c$	$B$	$h_b$	$\tan \alpha_B$	$A_c$	$G_c$
1	0.0	7.0	4.10	12.00	4.00	10.00	0.47	3.00	3.00	7.50	0.00	0.00	0.00	5.90	17.45
2	0.0	7.5	4.40	12.00	4.50	10.00	0.47	3.00	3.00	7.00	0.00	0.00	0.00	5.40	17.45
3	0.0	8.5	4.90	12.00	6.30	7.40	0.47	1.33	1.33	7.50	0.00	0.00	0.00	5.90	17.45
4	0.0	9.0	5.20	12.00	6.80	7.40	0.47	1.33	1.33	7.00	0.00	0.00	0.00	5.40	17.45
5	0.0	7.7	4.50	12.00	6.50	7.40	0.47	1.33	1.33	6.50	0.00	0.00	0.00	5.90	12.00
6	0.0	8.2	4.80	12.00	7.00	7.40	0.47	1.33	1.33	6.00	0.00	0.00	0.00	5.40	12.00

Inoltre, è importante sottolineare come le diverse profondità dei fondali antistanti la diga di sopraflutto, sino ad un tirante idrico massimo pari a  $h=8.5$  m, di fatto impongono un'altezza limite all'onda di progetto che si "abbatte" sull'opera in condizioni di frangimento.

I risultati ottenuti dall'applicazione della rete neurale con le condizioni di input sopra riportate vengono mostrati in Figura 5.6.

### OUTPUT NN\_OVERTOPPING

RADICAMENTO MOLO SOPRAFLUTTO								
	q (l/s)							
ID	q <sub>m</sub>	q <sub>2,5%</sub>	q <sub>5%</sub>	q <sub>25%</sub>	q <sub>50%</sub>	q <sub>75%</sub>	q <sub>95%</sub>	q <sub>97,5%</sub>
1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.6	1.0
2	0.2	0.0	0.0	0.1	0.2	0.4	1.1	1.7

SEZIONE CORRENTE MOLO SOPRAFLUTTO								
	q (l/s)							
ID	q <sub>m</sub>	q <sub>2,5%</sub>	q <sub>5%</sub>	q <sub>25%</sub>	q <sub>50%</sub>	q <sub>75%</sub>	q <sub>95%</sub>	q <sub>97,5%</sub>
3	2.2	0.5	0.7	1.3	2.2	3.8	7.4	9.4
4	4.6	1.0	1.3	2.7	4.7	7.8	16.3	20.2

TESTATA MOLO SOPRAFLUTTO								
	q (l/s)							
ID	q <sub>m</sub>	q <sub>2,5%</sub>	q <sub>5%</sub>	q <sub>25%</sub>	q <sub>50%</sub>	q <sub>75%</sub>	q <sub>95%</sub>	q <sub>97,5%</sub>
5	4.8	1.2	1.5	3.1	4.9	7.4	16.5	19.4
6	10.8	2.6	3.5	6.9	10.6	17.0	36.5	45.7

Figura 5.6: output ottenuto dall'applicazione della rete neurale sviluppata nell'ambito del progetto Clash.

I calcoli mostrano che in condizioni estreme di tempesta possono verificarsi, fatta eccezione per il tratto di radicamento del molo di sopraflutto, sormonti ondosi non trascurabili seppur comunque inferiori ai limiti previsti per assicurare la stabilità ed il non danneggiamento delle opere che costituiscono il molo stesso.

I valori di sormonto, in tali condizioni estreme, non consentiranno il transito pedonale in condizioni di sicurezza e sarà quindi necessario prevedere un sistema di allerta in grado di consentire per tempo l'interdizione dell'accesso alla diga di sopraflutto.

Possiamo individuare dette condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda 4,9 metri che rappresenta l'altezza limite al frangimento in corrispondenza del molo sopraflutto posizionato su fondali medi di (-8,0) m. dal l.m.m., e che corrisponde ad un'altezza d'onda al largo pari a 6,40 m. (vedi punto 3.2).

Conducendo – a favore di sicurezza – l'elaborazione statistica dei dati triorari registrati dall'ondametro di Ponza per  $8,0 \geq H \geq 4,5$  e per tutte le direzioni di provenienza, si individua una frequenza di accadimento che fornisce il seguente dato complessivo:

ALTEZZA D'ONDA	Frequenza %	Giorni/anno
$8,0 \geq H \geq 4,5$	0,08	≈0,3

la frequenza pari al 0.08 %, ossia pari a circa 0,30 gg/a (7,5 h/a) su base statistica media annua, rappresenta il tempo di “non accessibilità” del molo.

In conclusione si può affermare che la geometria della sezione consente la piena operatività delle banchine e degli ormeggi del molo sopraflutto, a meno del verificarsi di condizioni di moto ondos

di particolare intensità , che richiedono un sistema di allerta in grado di consentire per tempo l'interdizione dell'accesso alla diga di sopraflutto , e la cui frequenza di accadimento è pari a circa 0,30 gg/a su base statistica media annua ; dato da considerarsi pienamente compatibile con la gestione della struttura portuale in sicurezza .

Si precisa che i risultati ottenuti per le tre sezioni prese in considerazione non tengono conto dell'effetto benefico della vasca, presente sia a tergo della scogliera che in sommità del muro paraonde, che sicuramente contribuirà a ridurre i fenomeni di sormonto.

Ciononostante si consiglia comunque nelle successive fase della progettazione, relativamente alla determinazione delle portate tracimanti, di effettuare opportune prove su modello fisico al fine di ottimizzare sia le quote che la geometria delle opere che caratterizzano il molo di sopraflutto con conseguenti vantaggi di carattere tecnico ed economico.

## **BIBLIOGRAFIA**

- Brunn 1985 “Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection”, Elsevier.
- Burcharth: "Development of a partial coefficient system for the design of rubble mound breakwaters". Rep PIANC PTC II WGIZ, 1991
- Burcharth: "Reliability evaluation of a structure at sea" - ICCE Short course Rev. 1994
- Shore Protection Manual (1984) – CERC, Revisione 2007
- Van der Meer: "Conceptual design of rubble mound breakwaters" - ICCE Short course Rev. 1994.

**ALLEGATO A - Elaborazioni del sistema esperto break.e.s.**

\*\*\*\*\*  
 \* BREAKWATER EXPERT SYSTEM - BREAKES \*  
 \* APPROCCIO DETERMINISTICO E PROBABILISTICO \*  
 \*\*\*\*\*

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sopraflutto  
 SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

PROGETTO SCOGLIERA EMERSA  
 ELEMENTI COSTITUENTI LA MANTELLATA : ACCROPODI  
 APPROCCIO DETERMINISTICO

DATI METEOMARINI

-----

Altezza d'onda di progetto (m)	=	6.40
Angolo di incidenza dell'onda (gradi)	=	0.00
Periodo di picco (secondi)	=	11.40
Periodo medio (o significativo) (secondi)	=	10.36
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	=	103.78
Lunghezza d'onda di picco al largo (m)	=	202.91
Pendenza del fondo	=	1/100
Altezza d'onda limite (Kamphuis 1991)(m)	=	5.22
Numero di onde nella mareggiata (-)	=	3000
Numero di Iribarren (-)	=	4.26
Ripidita' fittizia al piede dell'opera Sm	=	.0311
Ripidita' fittizia di picco Sop	=	.0257

DATI RELATIVI ALL'OPERA

-----

Profondita' al piede dell'opera (m)	=	9.00
Pendenza della mantellata (-)	=	1/1.33
Coefficiente di danneggiamento Nod	=	0.00
Permeabilita' della struttura	=	.40
Peso specifico degli elementi Gs (t/mc)	=	2.40
Peso specifico del fluido Gw (t/mc)	=	1.03
Valore Delta (Gs/Gw -1) (-)	=	1.28
Altezza berma sommitale dal l.m.m. (m)	=	5.90

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sopraflutto  
SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

## RISULTATI DELL'ELABORAZIONE

-----

- Formula di Hudson :

Coefficiente di danno Kd	=	12.0
Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	9.95
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	1.62
Spessore della mantellata (metri)	=	2.44
Numero di elementi per metro quadro	=	.31

- Formula di Van der Meer :

Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	7.23
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	1.45
Spessore della mantellata (metri)	=	2.20
Numero di elementi per metro quadro	=	.38
Coeff.di riduzione RUNUP onda obliqua	=	1.00
Coeff.di riduzione OVERTOPPING o.obliqua	=	1.00
Runup (Formula di Gimenez-Curto) (m)	=	4.68
Overtopping (Owens-Bradbury) (1/sec*m)	=	.0004

\*\*\*\*\*  
 \* BREAKWATER EXPERT SYSTEM - BREAKES \*  
 \* APPROCCIO DETERMINISTICO E PROBABILISTICO \*  
 \*\*\*\*\*

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sopraflutto  
 SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

PROGETTO SCOGLIERA EMERSA  
 ELEMENTI COSTITUENTI LA MANTELLATA : MASSI NATURALI  
 APPROCCIO DETERMINISTICO

DATI METEOMARINI

-----

Altezza d'onda di progetto	(m)	=	6.40
Angolo di incidenza dell'onda	(gradi)	=	0.00
Periodo di picco	(secondi)	=	11.40
Periodo medio (o significativo)	(secondi)	=	10.36
Lunghezza d'onda al piede dell'opera	(m)	=	95.44
Lunghezza d'onda di picco al largo	(m)	=	202.91
Pendenza del fondo		=	1/100
Altezza d'onda limite (Kamphuis 1991)	(m)	=	4.35
Numero di onde nella mareggiata	(-)	=	3000
Numero di Iribarren	(-)	=	1.55
Ripidita' fittizia al piede dell'opera	Sm	=	.0259
Ripidita' fittizia di picco	Sop	=	.0214

DATI RELATIVI ALL'OPERA

-----

Profondita' al piede dell'opera	(m)	=	7.50
Pendenza della mantellata	(-)	=	1/4.00
Coefficiente di danneggiamento S		=	2
Permeabilita' della struttura		=	.40
Peso specifico degli elementi	Gs (t/mc)	=	2.65
Peso specifico del fluido	Gw (t/mc)	=	1.03
Valore Delta (Gs/Gw -1)	(-)	=	1.57
Altezza berma sommitale dal l.m.m.	(m)	=	5.90

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sopraflutto  
SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

## RISULTATI DELL'ELABORAZIONE

-----

- Formula di Hudson :

Coefficiente di danno Kd	=	2.0
Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	7.01
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	1.38
Spessore della mantellata (metri)	=	2.77
Numero di elementi per metro quadro	=	.66

- Formula di Van der Meer :

Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	5.44
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	1.27
Spessore della mantellata (metri)	=	2.54
Numero di elementi per metro quadro	=	.78
Coeff.di riduzione RUNUP onda obliqua	=	1.00
Coeff.di riduzione OVERTOPPING o.obliqua	=	1.00
Runup (Formula di Gimenez-Curto) (m)	=	3.60
Overtopping (Owens-Bradbury) (l/sec*m)	=	.0002

\*\*\*\*\*  
 \* BREAKWATER EXPERT SYSTEM - BREAKES \*  
 \* APPROCCIO DETERMINISTICO E PROBABILISTICO \*  
 \*\*\*\*\*

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sottoflutto  
 SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

PROGETTO SCOGLIERA EMERSA  
 ELEMENTI COSTITUENTI LA MANTELLATA : MASSI NATURALI  
 APPROCCIO DETERMINISTICO

DATI METEOMARINI

-----

Altezza d'onda di progetto	(m)	=	2.00
Angolo di incidenza dell'onda	(gradi)	=	0.00
Periodo di picco	(secondi)	=	10.00
Periodo medio (o significativo)	(secondi)	=	9.09
Lunghezza d'onda al piede dell'opera	(m)	=	68.67
Lunghezza d'onda di picco al largo	(m)	=	156.13
Pendenza del fondo		=	1/100
Altezza d'onda limite (Kamphuis 1991)	(m)	=	2.91
Numero di onde nella mareggiata	(-)	=	3000
Numero di Iribarren	(-)	=	4.02
Ripidita' fittizia al piede dell'opera	Sm	=	.0155
Ripidita' fittizia di picco	Sop	=	.0128

DATI RELATIVI ALL'OPERA

-----

Profondita' al piede dell'opera	(m)	=	5.00
Pendenza della mantellata	(-)	=	1/2.00
Coefficiente di danneggiamento S		=	2
Permeabilita' della struttura		=	.40
Peso specifico degli elementi	Gs (t/mc)	=	2.60
Peso specifico del fluido	Gw (t/mc)	=	1.03
Valore Delta (Gs/Gw -1)	(-)	=	1.52
Altezza berma sommitale dal l.m.m.	(m)	=	4.50

LAVORO : OSTIA AMPLIAMENTO Molo Sottoflutto  
SCOGLIERA EMERSA SEZ.CORRENTE

## RISULTATI DELL'ELABORAZIONE

-----

- Formula di Hudson :

Coefficiente di danno Kd	=	4.0
Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	1.50
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	.83
Spessore della mantellata (metri)	=	1.67
Numero di elementi per metro quadro	=	1.82

- Formula di Van der Meer :

Peso medio dell'elemento W50 (tonn)	=	2.00
Diametro medio dell'elemento (metri)	=	.92
Spessore della mantellata (metri)	=	1.83
Numero di elementi per metro quadro	=	1.50
Coeff.di riduzione RUNUP onda obliqua	=	1.00
Coeff.di riduzione OVERTOPPING o.obliqua	=	1.00
Runup (Formula di Gimenez-Curto) (m)	=	2.49
Overtopping (Owens-Bradbury) (1/sec*m)	=	0.0000