

AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO

**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**

PROVVEDITORATO INTERREGIONALE OO. PP. SICILIA-CALABRIA  
Ufficio 10° Opere Marittime per la Calabria -  
REGGIO CALABRIA



PORTO DI CROTONE

**REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE - 1° LOTTO FUNZIONALE**

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO	RELAZIONE DI CALCOLO	SCALA
A6		

Reggio Calabria **20 NOV. 2008**

prot. n. 4437

Redatto da: Dott. Ing. Giovanni Barone

IL COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE  
IL PROVVEDITORE AGGIUNTO

Dott. Ing. Lorenzo Ceratolo



con la collaborazione:

Dott. Ing. Ermenegildo Trovati

Dott. Arch. Carmelo Gramaglia

Geom. Giovanni Fiorenza

Geom. Carmelo Polimeno

Geom. Girolamo Carcioppo

Geom. Rosario Marino

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
(per conto dell'Autorità Portuale)

Dott. Arch. Luigi Errante

# RELAZIONE

## INDICE

### RELAZIONE

1	PREMESSA.....	1
2	STUDI ED INDAGINI UTILIZZATI .....	2
3	CARATTERISTICHE PLANIMETRICHE DEGLI INTERVENTI PREVISTI .....	3
4	CARATTERISTICHE DELLA FLOTTA.....	4
5	AMPIEZZA DELL'ACCESSO.....	5
6	NAVIGABILITÀDELL'ACCESSO PORTUALE.....	7
7	CONCLUSIONI.....	8
8	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	9

### FIGURE

1. SOLUZIONE DI ADEGUAMENTO DEL PORTO VECCHIO
2. SOLUZIONE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO VECCHIO
3. AMPIEZZA DEL CANALE DI ACCESSO AL PORTO
4. NAVIGABILITÀ DELLA CONFIGURAZIONE DI ADEGUAMENTO DEL PORTO
5. NAVIGABILITÀ DELLA CONFIGURAZIONE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO

### TABELLE

1. LARGHEZZA BASE DI MANOVRA
2. LARGHEZZA ADDIZIONALE PER TRAFFICO IN DUE DIREZIONI
3. LARGHEZZA ADDIZIONALE PER IL FRANCO LATERALE
4. LARGHEZZA AGGIUNTIVA PER SEZIONI DI CANALI DRITTI

## **1 PREMESSA**

La relazione si riferisce alla verifica del posizionamento dell'imboccatura portuale ai fini della navigabilità dell'accesso al porto.

Le condizioni di accesso sono state esaminate sia per l'intervento di adeguamento del Porto Vecchio che per quello di ampliamento (Figg. 1 e 2).

L'attività è stata svolta nell'ambito della "Consulenza in materia di idraulica marittima finalizzata alla progettazione esecutiva di alcuni interventi nel Porto di Crotona".

La verifica è stata condotta individuando la tipologia di imbarcazione più critica per l'ingresso porto, definendo l'ampiezza dell'accesso in funzione del traffico di natanti previsto, verificando che la geometria delle opere degli interventi previsti sia compatibile con gli spazi di accesso al porto e di evoluzione.

## **2 STUDI ED INDAGINI UTILIZZATI**

L'analisi della navigabilità dell'accesso al porto è stata condotta sulla base dei rilievi batimetrici e dell'indagine sedimentologica eseguiti dalla Nautilus Società cooperativa a r. l. nel maggio 2005.

Sono inoltre stati utilizzati i risultati dei seguenti studi e modelli condotti nell'ambito della consulenza:

- Studio del moto ondoso al largo e sua propagazione a riva (Elaborato 1);
- Dimensionamento della sezione tipo dell'opera foranea (Elaborato 7).

### **3 CARATTERISTICHE PLANIMETRICHE DEGLI INTERVENTI PREVISTI**

Gli interventi previsti per l'adeguamento del Porto Vecchio di Crotona sono finalizzati a ridurre l'agitazione ondosa che si manifesta in occasione delle mareggiate provenienti da Sud-Est che sono frequenti e di ridotta altezza per effetto della rifrazione sui fondali.

Sulla base di simulazioni su modello matematico è stata individuata la soluzione dell'intervento che garantisce condizioni ottimali di ormeggio nel bacino portuale.

L'intervento è costituito da: un prolungamento del Molo Sopraflutto di 120 m allineato al lato esterno del molo esistente; un prolungamento del Molo Sanità rettilineo per 94 m e ruotato ortogonalmente al prolungamento del Molo Sopraflutto per 26 m; un prolungamento curvilineo di circa 46 m dell'ala interna del Molo Sanità; il dragaggio della zona dell'avamposto alla profondità -4.0 m.

Con le opere previste, l'imboccatura principale del porto risulta ampia 81 m a livello del medio mare ed è orientata ortogonalmente alla direzione 203°N; l'imboccatura secondaria è ampia 65 m, allineata alla direzione 228°N e dista 113 m dalla bocca principale.

La profondità del fondale in corrispondenza della bocca del porto è compresa tra la -4.0 m e la -5.0 m.

Per la disposizione planimetrica del porto è stata considerata anche una soluzione di ampliamento del bacino portuale che prevede la realizzazione di una nuova darsena.

L'intervento di ampliamento, rispetto alle opere dell'adeguamento portuale, prevede: la realizzazione di un molo di sottoflutto lungo 255 m e radicato all'esistente pennello ubicato a Sud del Molo Sanità e la rimozione di 71 m del prolungamento del Molo Sanità che risulta così più lungo dell'attuale di soli 48 m.

L'imboccatura portuale con la soluzione di ampliamento risulta ampia circa 78 m (50 m al fondo) ed orientata ortogonalmente alla direzione 222°N; l'ampiezza dell'accesso alla darsena esistente è di 65 m mentre quella alla nuova darsena è di 55m.

All'esterno della bocca portuale, la profondità del fondale è superiore a 4.0 m.

#### 4 CARATTERISTICHE DELLA FLOTTA

Il porto è utilizzato da pescherecci e da natanti da diporto.

La flotta attuale è indicativamente costituita da 400 natanti di cui il 90% di lunghezza inferiore a 10 m, il 2.5% tra 10 e 12 m, il 2.5% tra 12 e 14 m, il 4.0% tra 14 e 16 m e l'1.0% tra 16 m e 18 m.

Per la verifica delle condizioni della navigabilità all'imboccatura portuale si tiene conto dell'indagine condotta dalla rivista Vela, riportata da Franco e Marconi [1], dalla quale risulta che la quasi totalità delle imbarcazioni sul mercato italiano ha lunghezza non superiore a 20 m, larghezza inferiore a 5.5 m e pescaggio inferiore a 3.5 m.

La profondità nel canale di accesso al porto è superiore a 4.0 m e consente l'accesso a imbarcazioni con pescaggio fino a 3.0 m.

La imbarcazione scelta come riferimento per la verifica della navigabilità ha dimensioni 20.0x5.5x3.0 m che rappresentano il limite superiore delle dimensioni della flotta attualmente presente nel bacino portuale.

## 5 AMPIEZZA DELL'ACCESSO

Le imbarcazioni da pesca e le barche da diporto hanno una notevole capacità di manovra e, in letteratura, non sono disponibili norme sulle dimensioni degli accessi portuali ad esse riferite.

L'ampiezza minima della bocca viene, generalmente, indicata in 50 m o in 6-7 volte la larghezza della imbarcazione di riferimento.

Per esaminare le condizioni di navigabilità dell'imboccatura portuale, in forma cautelativa, si è fatto riferimento alla manualistica esistente per le imbarcazioni commerciali assumendo come imbarcazione di riferimento quella definita nel precedente capitolo.

La verifica è stata fatta sulla base delle linee guida del PIANC PTC II-30 [2], esaminando il possibile ingresso di un natante avente una dimensione trasversale  $B = 5.50$  m.

Le linee guida consentono il calcolo dell'ampiezza minima di un canale di accesso in funzione delle caratteristiche del natante, del traffico marittimo, della morfologia e delle condizioni meteo-marine lungo il canale.

Nelle tabelle 1-4, riprese dalla pubblicazione, sono riportati, in funzione della dimensione trasversale del natante, le ampiezze relative a ciascuna componente da sommare per determinare la larghezza totale del canale.

È stata considerata la presenza di traffico nei due sensi di navigazione e, sulla base delle condizioni previste per il porto Vecchio di Crotona, sono state considerate le seguenti condizioni per gli elementi attinenti, ottenendo i relativi valori:

ELEMENTO	CONDIZIONE DI RIFERIMENTO	VALORE
Larghezza di base Verso A	Manovrabilità buona	$1.3 B = 7.15$ m
Larghezza di base Verso B	Manovrabilità buona	$1.3 B = 7.15$ m
Traffico in due versi	Velocità dei natanti lenta; canale interno protetto	$1.0 B = 5.5$ m
Traffico in due versi	Densità moderata	$0.2 B = 1.10$ m
Franco laterale Verso A	Struttura velocità lenta	$0.3 B = 1.65$ m
Franco laterale Verso B	Struttura velocità lenta	$0.3 B = 1.65$ m
Velocità natante Verso A	Lenta	0



Velocità natante Verso B	Lenta	0
Vento trasversale Verso A	Moderato; velocità natanti lenta	0.5 B = 2.75 m
Vento trasversale Verso B	Moderato; velocità natanti lenta	0.5 B = 2.75 m
Corrente trasversale Verso A	Trascurabile	0
Corrente trasversale Verso B	Trascurabile	0
Corrente longitudinale Verso A	Bassa	0
Corrente longitudinale Verso B	Bassa	0
Altezza d'onda significativa Verso A	Hs >= 1.0m; velocità natanti lenta; canale protetto	0
Altezza d'onda significativa Verso B	Hs >= 1.0m; velocità natanti lenta; canale protetto	0
Supporto alla navigazione Verso A	Moderato con rara scarsa visibilità	0.2 B = 1.10 m
Supporto alla navigazione B	Moderato con rara scarsa visibilità	0.2 B = 1.10 m
Superficie del fondo Verso A	Profondità <1.5T; pendente e soffice	0.1 B = 0.55 m
Superficie del fondo Verso B	Profondità <1.5T; pendente e soffice	0.1 B = 0.55 m
Profondità del canale Verso A	<1.25T, canale interno protetto	0.4 B = 2.20 m
Profondità del canale Verso B	<1.25T, canale interno protetto	0.4 B = 2.20 m
Livello del rischio del carico Verso A	Basso	0
Livello del rischio del carico Verso B	Basso	0

Sulla base degli elementi considerati il canale deve avere un'ampiezza pari a 6.8 B corrispondente a 37.40 m.

Lo schema della determinazione dell'ampiezza del canale di accesso con indicazione delle parti relative ai diversi elementi è riportato nella figura 3.

Nelle figure 4 e 5, a verifica della navigabilità della imboccatura portuale, sono riportati sulle planimetrie della configurazione di adeguamento e di ampliamento del porto le rotte di accesso al porto, il cerchio di evoluzione interno all'avamporto ed il percorso di accesso alle darsene.

L'ampiezza determinata è cautelativa in quanto derivata da indicazioni riferite, al transito di navi commerciali che sono molto meno manovriere delle imbarcazioni da pesca o delle imbarcazioni da diporto che utilizzano l'approdo.

## 6 NAVIGABILITÀ DELL'ACCESSO PORTUALE

Per la valutazione della navigabilità dell'accesso portuale si è assunta una larghezza del percorso di transito di 37.4 m e si è verificato l'andamento della rotta lungo il percorso di ingresso sia per la soluzione di adeguamento portuale che per quella di ampliamento (Fig. 4 e 5).

Lo specchio d'acqua esterno al porto e l'avamperto hanno una profondità superiore a 4.0 m s. l. m. e lungo il percorso di accesso, nella zona esposta ai moti ondosi, il fondale è superiore a 4.5 m mentre il pescaggio della imbarcazione di riferimento per l'analisi di navigabilità è di 3.0 m

Lo spessore dell'acqua al disotto della imbarcazione risulta di 1.5 m e, considerato un franco di sicurezza di 0.30 m, è possibile per il natante di riferimento transitare anche in presenza di un cavo d'onda di 1.2 m.

A tale cavo è associata un'onda di altezza 3.6 m (in acqua bassa il cavo rappresenta circa 1/3 dell'altezza dell'onda) che corrisponde alla massima onda in un moto ondoso di altezza significativa  $H_s=2.0$  (rapporto tra onda massima e onda significativa pari a 1.86).

L'ingresso al porto di una imbarcazione che pesca 3.0 m è pertanto possibile in presenza di moti ondosi di altezza significativa fino a 2.0 m; moti ondosi superiori si verificano per lo 0,8% del tempo, ovvero per 70 ore l'anno.

Il percorso di accesso all'esterno del bacino avviene su fondali superiori a 4,5 e non vi sono alla impostazione della manovra di ingresso al porto.

Una volta realizzata la soluzione di adeguamento, la rotta in prossimità della bocca del porto fino all'ingresso nella vecchia darsena dovrà essere orientata per 16°N.

Con la soluzione di ampliamento, la rotta di ingresso dovrà essere orientata per 15°N in corrispondenza della bocca del porto; le imbarcazioni effettueranno un cambio di direzione nel cerchio di evoluzione che ha un raggio di 100 m (5 volte la lunghezza dell'imbarcazione di riferimento) e si dirigeranno verso la darsena vecchia con direzione 43°N o verso la nuova darsena con direzione 244 °N.

## 7 CONCLUSIONI

La struttura portuale accoglie imbarcazioni da diporto e da pesca che sono caratterizzate da una elevata manovrabilità.

Con la configurazione di adeguamento del porto e con quella di ampliamento, l'ampiezza della bocca del porto, la rotta di accesso e gli spazi di evoluzione sono superiori a quelli necessari per garantire un sicuro accesso al porto; il fondale e le rotte in approccio alla bocca sono adeguate per le imbarcazioni previste.

È previsto che il tempo di non accessibilità al porto "*down time*" dovuto all'azione dei moti ondosi sia pari allo 0.8% ovvero a 70 ore l'anno.

Questa condizione è più che accettabile per un porto turistico e peschereccio e comunque va considerato che, in caso di necessità, è anche possibile trovare ricovero nell'adiacente porto commerciale di Crotona che ha la imboccatura a profondità di 12 m, al largo della zona dei frangenti, e che può fornire rifugio sicuro anche in condizioni meteo marine particolarmente gravose.

## 8 *RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI*

- [1] L. Franco, R. Marconi: "Porti turistici" Maggioli editore (2003)
- [2] PIANC -PTC II-30: "Approach Channels A Guide for Design" Report of the Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC - AIPCN) (1997)

**FIGURE**

# SOLUZIONE DI ADEGUAMENTO DEL PORTO VECCHIO

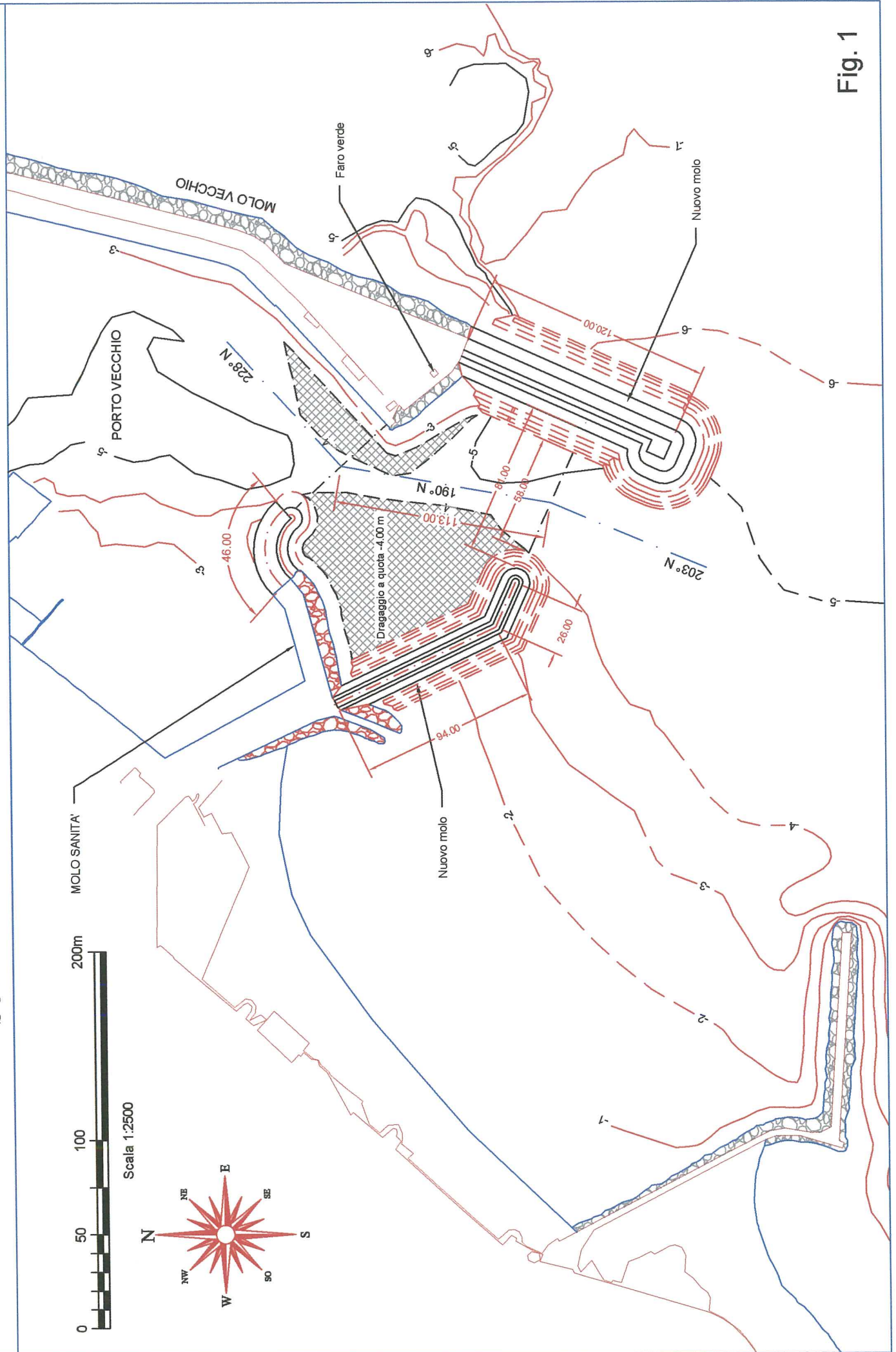


Fig. 1

# SOLUZIONE DI AMPLIAMENTO DEL PORTO VECCHIO

PIANTA CHIAVE

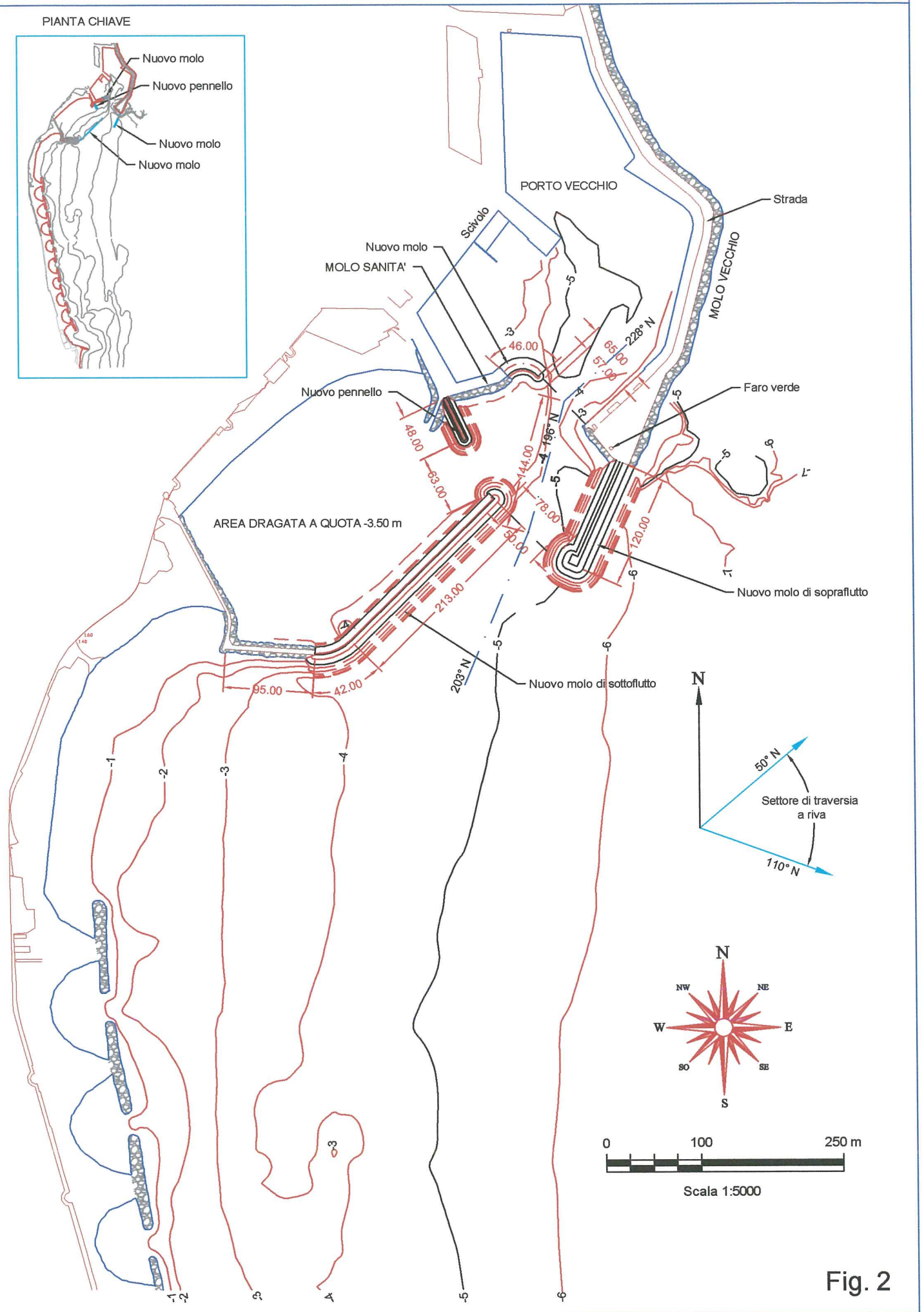
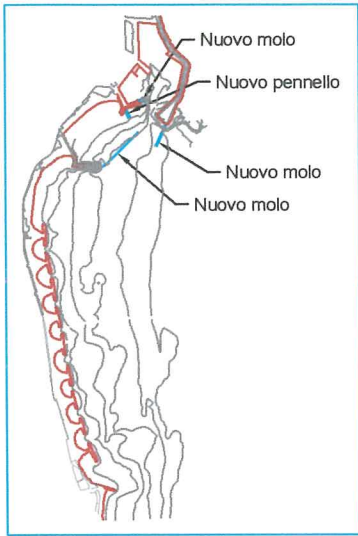


Fig. 2



# AMPIEZZA DEL CANALE DI ACCESSO AL PORTO

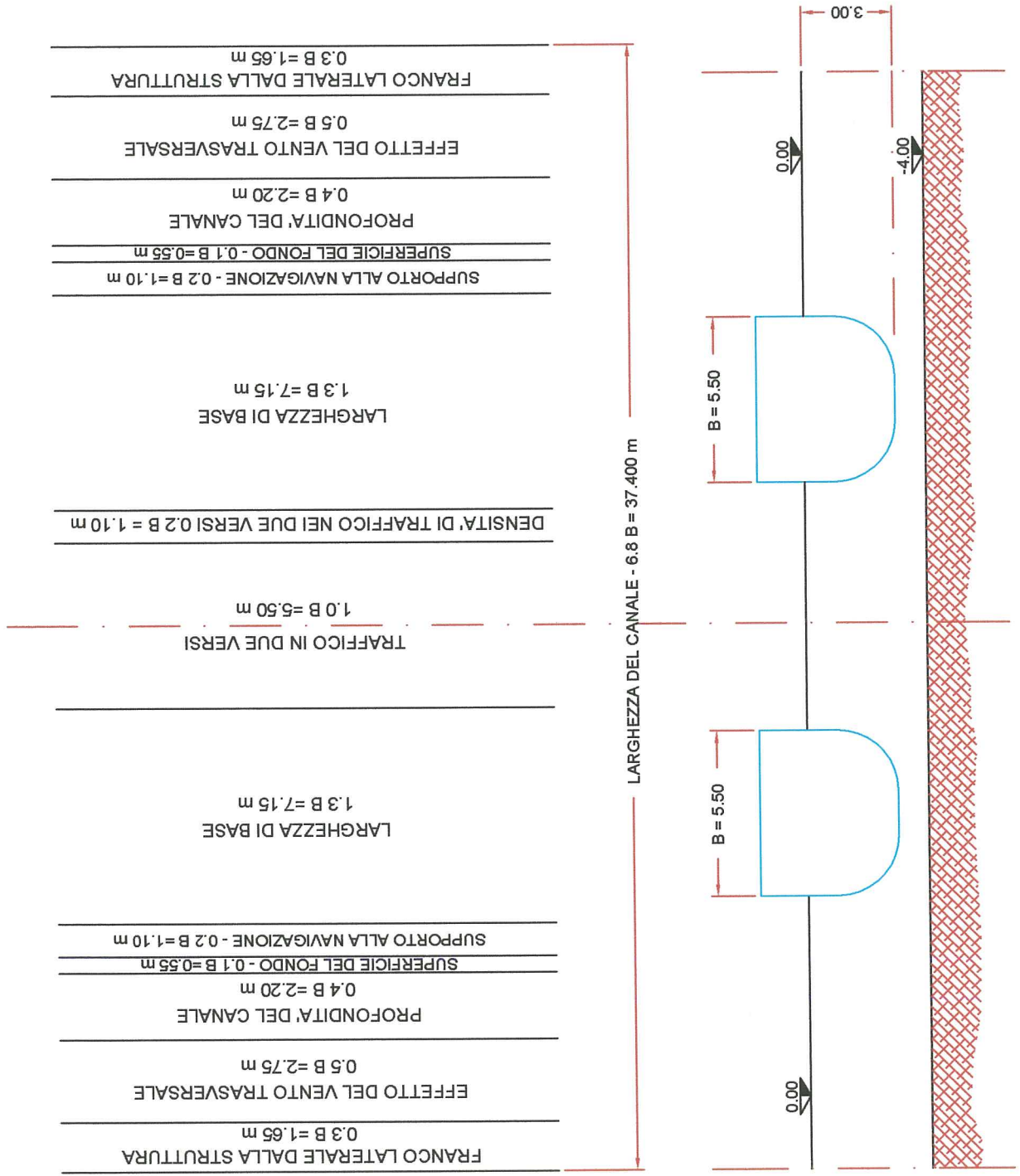


Fig. 3



# NAVIGABILITA' DELLA SOLUZIONE DI ADEGUAMENTO

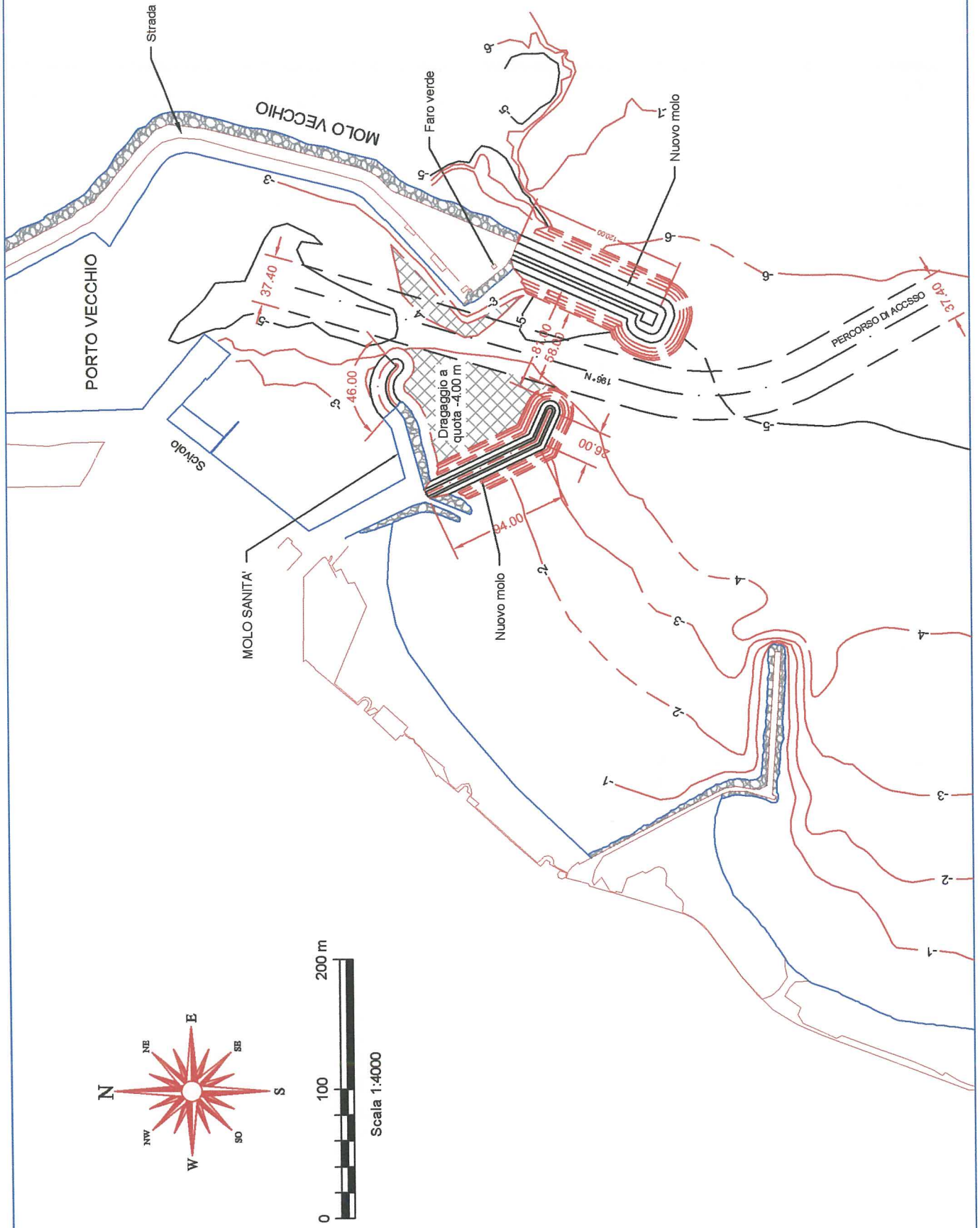


Fig. 4

# NAVIGABILITA' DELLA SOLUZIONE DI AMPLIAMENTO

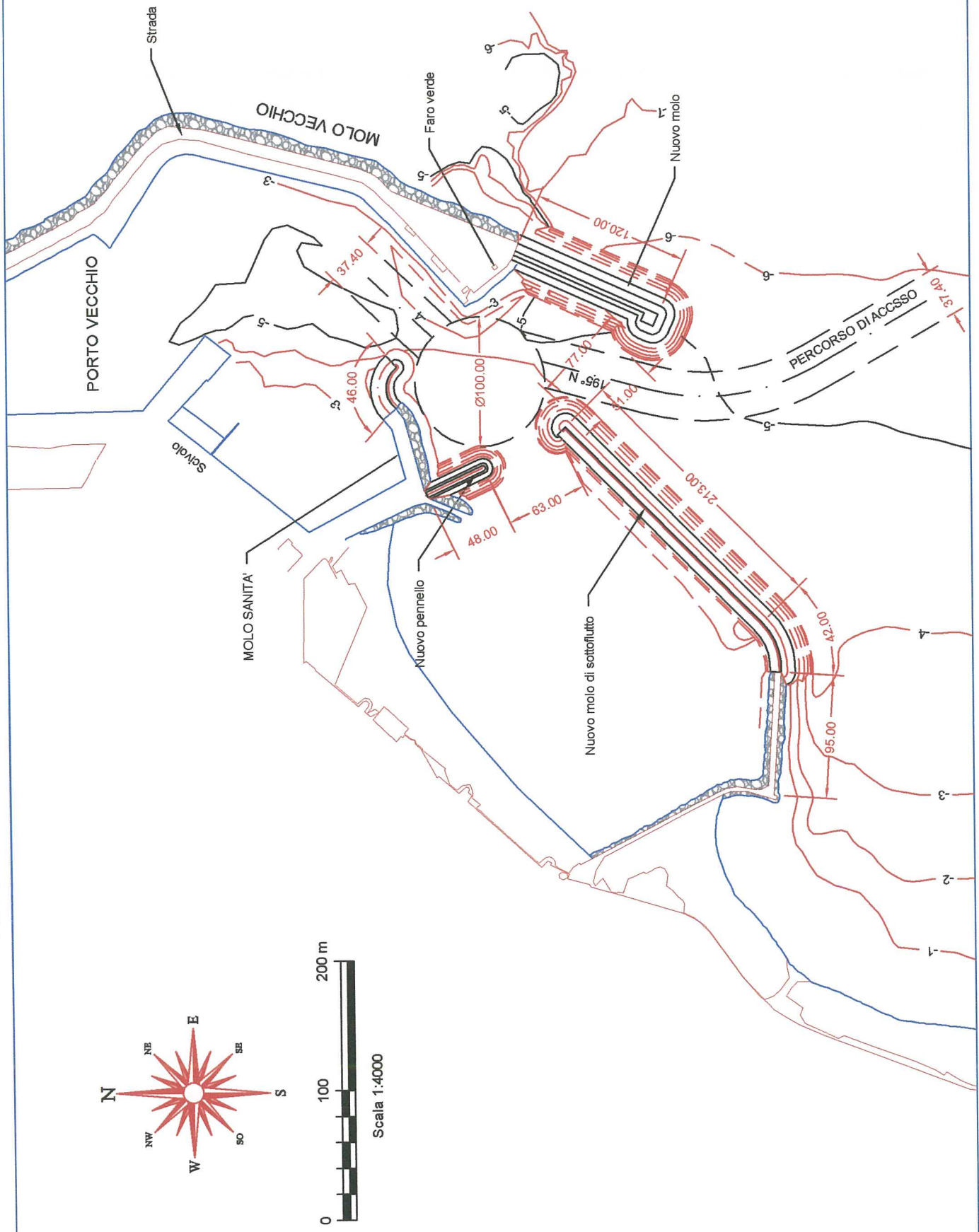


Fig. 5

# TABELLE

LARGHEZZA BASE DI MANOVRA

Larghezza	Manovrabilità della nave		
	buona	moderata	scarsa
Larghezza base di manovra $W_{BM}$	1.3B	1.5B	1.8B

Tab. 1

LARGHEZZA ADDIZIONALE PER TRAFFICO IN DUE DIREZIONI

Larghezza per la distanza tra i natanti $W_p$	Canale esterno mare aperto	Canale interno acque protette
<b>Velocità natante (nodi)</b>		
- veloce > 12	2.0 B	
- moderata > 6 - 12	1.6 B	1.4 B
- lenta 5 - 8	1.2 B	1.0 B
<b>Densità del traffico</b>		
- leggera	0.0	0.0
- moderata	0.2 B	0.2 B
- pesante	0.5 B	0.4 B

Tab. 2

LARGHEZZA ADDIZIONALE PER IL FRANCO LATERALE

Larghezza per il franco laterale ( $W_{Br}$ o $W_{Bg}$ )	Velocità natante	Canale esterno mare aperto	Canale interno acque protette
<b>Bordi e secche inclinate</b>	veloce	0.7 B	
	moderata	0.5 B	0.5 B
	lenta	0.3 B	0,3 B
<b>Strutture e argini ripidi e duri</b>	veloce	1.3 B	
	moderata	1.0 B	1.0 B
	lenta	0.5 B	0,5 B

Nota: con riferimento al natante: B = larghezza; L = Lunghezza; T= immersione

Tab. 3

## LARGHEZZA AGGIUNTIVA PER SEZIONI DI CANALI DRITTI

Larghezza $w_i$	Velocità natante	Canale esterno mare aperto	Canale interno acque protette
(a) Velocità natante (nodi) - veloce > 12 - moderata > 8 - 12 - lenta 5 - 8		0.1 B 0.0 0.0	0.1 B 0.0 0.0
(b) Vento trasversale prevalente (nodi) - debole < 15 ( $\leq$ Beaufort 4) - moderato 15-33 ( $>$ Beaufort 4 - Beaufort 7)  - forte > 33 - 48 ( $>$ Beaufort 7 - Beaufort 9)	tutte veloce moderata lenta  veloce moderata lenta	0.0 0.3 B 0.4 B 0.5 B  0.6 B 0.8 B 1.0 B	0.0 - 0.4 B 0.5 B  0.8 B 1.0 B
(e) Corrente trasversale prevalente (nodi) - trascurabile < 0.2 - bassa 0.2 - 0.5  - moderata > 0.5 - 1.5  - forte > 1.5 - 2.0	tutte veloce moderata lenta  veloce moderata lenta  veloce moderata lenta	0.0 0.1 B 0.2 B 0.3 B  0.5 B 0.7 B 1.0 B  0.7 B 1.0 B 1.3 B	0.0  0.1 B 0.2 B  - 0.5 B 0.8 B  - - -
(d) Corrente longitudinale prevalente (nodi) - bassa $\leq$ 1.5 - moderata > 1.5-3  - forte > 3	tutte veloce moderata lenta  veloce moderata lenta	0.0 0.0 0.1 B 0.2 B  0.1 B 0.2 B 0.4 B	0.0 - 0.1 B 0.2 B  - 0.2 B 0.4 B
(e) Altezza d'onda significativa $H_s$ e lunghezza $\lambda$ (m) - $H_s \leq 1$ e $\lambda < L$ - $3 > H_s > 1$ e $\lambda = L$  - $H_s > 3$ and $\lambda > L$	tutte veloce moderata lenta  veloce moderata lenta	0.0 2.0 B 1.0 B 0.5 B  3.0 B 2.2 B 1.5 B	0.0
(f) Supporto alla navigazione - eccellente con controllo del traffico -buono - moderato con rare condizioni di scarsa visibilità - moderato con frequenti condizioni di scarsa visibilità		0.0 0.1 B 0.2 B >0.5 B	0.0 0.1 B 0.2 B $\leq$ 0.5 B
(g) Superficie del fondo - se la profondità $\geq 1.5T$ - se la profondità < 1,5T allora  - liscio e soffice - liscio o penedente e soffice - rugoso e duro		0.0  0.1 B 0.1 B 0.2 B	0.0  0.1 B 0.1 B 0.2 B
(h) Profondità del canale - $\geq 1.5T$ - 1.5T- 1.25T - < 1.25T		0.0 0.1 B 0.2 B	$\geq 1.5T$ 0.0 <1.5T-1.15T 0.2 B <1.15T 0.4 B
(i) Livello del rischio del carico - basso - medio -alto		0.0 0.5 B 1.0 B	0.0 0.4 B 0.8 B

*Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*

Ufficio del Genio Civile per le Opere Marittime  
Reggio Calabria

CONSULENZA IN MATERIA  
IDRAULICA FINALIZZATA ALLA  
PROGETTAZIONE DI ALCUNI  
INTERVENTI NEL PORTO DI CROTONE



**7 DIMENSIONAMENTO DELLA  
SEZIONE TIPO DELL'OPERA  
FORANEA**

**RELAZIONE**

***Dott. Ing. Franco Guiducci***  
INCARICATO DELLO STUDIO SPECIALISTICO



# RELAZIONE

# INDICE

## RELAZIONE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
<b>2. STUDI ED INDAGINI UTILIZZATI .....</b>	<b>2</b>
<b>3. DISPOSIZIONE PLANIMETRICA DELLE NUOVE OPERE.....</b>	<b>3</b>
<b>4. PARAMETRI DI DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>5</b>
4.1 TEMPO DI RITORNO .....	5
4.2 CARATTERISTICHE DEL FONDALE .....	5
4.3 SOPRALZO DI PROGETTO .....	5
4.4 MOTO ONDOSI .....	6
4.4.1 <i>Caratteristiche al largo</i> .....	6
4.4.2 <i>Caratteristiche a riva</i> .....	6
4.4.3 <i>Moto ondoso di dimensionamento</i> .....	7
<b>5. DIMENSIONAMENTO DELLE SEZIONI TIPO.....</b>	<b>9</b>
5.1 SEZIONE CORRENTE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO .....	9
5.1.1 <i>Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni</i> .....	9
5.1.2 <i>Mantellata esterna</i> .....	12
5.1.3 <i>Mantellata interna</i> .....	14
5.1.4 <i>Masso di coronamento</i> .....	14
5.1.5 <i>Berma al piede esterna</i> .....	18
5.1.6 <i>Berma al piede interna</i> .....	19
5.1.7 <i>Strati filtri</i> .....	20
5.1.8 <i>Tout venant</i> .....	21
5.2 SEZIONE ALLA RADICE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO .....	22
5.2.1 <i>Premessa</i> .....	22
5.2.2 <i>Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni</i> .....	22
5.2.3 <i>Mantellata esterna</i> .....	23
5.2.4 <i>Mantellata interna</i> .....	24
5.2.5 <i>Masso di coronamento</i> .....	24
5.2.6 <i>Berma al piede esterna</i> .....	27



5.2.7	<i>Berma al piede interna</i> .....	27
5.2.8	<i>Strati filtri</i> .....	27
5.2.9	<i>Tout venant</i> .....	28
5.3	TESTATA DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO .....	29
5.3.1	<i>Premessa</i> .....	29
5.3.2	<i>Mantellata esterna</i> .....	29
5.3.3	<i>Berma al piede</i> .....	30
5.3.4	<i>Strati filtri</i> .....	31
5.3.5	<i>Tout venant</i> .....	31
5.4	SEZIONE CORRENTE DEL MOLO SOTTOFLUTTO .....	32
5.4.1	<i>Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni</i> .....	32
5.4.2	<i>Mantellata esterna</i> .....	34
5.4.3	<i>Mantellata interna</i> .....	35
5.4.4	<i>Masso di coronamento</i> .....	36
5.4.5	<i>Berma al piede esterna</i> .....	39
5.4.6	<i>Strati filtro</i> .....	40
5.4.7	<i>Tout venant</i> .....	40
6	<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b> .....	<b>41</b>

## FIGURE

1. CONFIGURAZIONE PER L'ADEGUAMENTO DEL PORTO
2. CONFIGURAZIONE PER L'ADEGUAMENTO E LO SVILUPPO DEL PORTO
3. UBICAZIONE DELLE SEZIONI DI DIMENSIONAMENTO
4. RILIEVI E UBICAZIONE DEI SONDAGGI
5. ELEMENTI PER IL TRACCIAMENTO DELLE CONFIGURAZIONI
6. FETCH EFFICACI E DEVIAZIONI MOTO ONDOSO
7. DISTRIBUZIONE DELLA FREQUENZA  $0/00$  DEI MOTI ONDOSI AL LARGO
8. PUNTI DI CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE DEI MOTI ONDOSI A RIVA
9. DISTRIBUZIONE DELLA FREQUENZA  $0/00$  DEI MOTI ONDOSI A RIVA
10. DIREZIONI DI PROVENIENZA DEI MOTI ONDOSI A RIVA CON TR=1 ANNO
11. DIREZIONI DI PROVENIENZA DEI MOTI ONDOSI A RIVA CON TR=25 ANNI
12. MOLO SOPRAFLUTTO - SEZIONI TIPO AA BB
13. MOLO SOPRAFLUTTO - SEZIONE TIPO CC

14. MOLO SANITÀ - SEZIONE TIPO DD
15. MOLO SOTTOFLUTTO - SEZIONE TIPO EE
16. SCHEMI DI CALCOLO DEL MASSO DI CORONAMENTO

## **TABELLE**

1. MOTI ONDOSI ESTREMI AL LARGO
2. DIREZIONE DI PROVENIENZA E ALTEZZA D'ONDA A RIVA NEL PUNTO 1
3. MOTI ONDOSI ESTREMI A RIVA NEL PUNTO 1
4. DIREZIONI DI PROVENIENZA A RIVA DEI MOTI ONDOSI CON TEMPO DI RITORNO DI 1 ANNO
5. DIREZIONI DI PROVENIENZA A RIVA DEI MOTI ONDOSI CON TEMPO DI RITORNO DI 25 ANNI
6. APPLICAZIONE DELLA RETE NEURALE CLASH

## 1. *PREMESSA*

La relazione si riferisce al dimensionamento di massima delle sezioni delle opere previste a completamento del Porto vecchio di Crotona.

L'attività è stata condotta nell'ambito della "Consulenza in materia di idraulica marittima finalizzata alla progettazione esecutiva di alcuni interventi nel Porto di Crotona".

La disposizione planimetrica delle nuove opere è stata ottimizzata in base ai moti ondosi incidenti, alle simulazioni su modelli matematici dell'agitazione ondosa e del ricircolo delle acque nel bacino portuale, alle analisi relative all'interferenza con le spiagge adiacenti e alla verifica di navigabilità della bocca del porto.

Sono state formulate due soluzioni planimetriche: la prima di adeguamento del porto, denominata Soluzione 19, e la seconda di ampliamento del porto, denominata Soluzione 12 che prevede una nuova darsena a Sud dell'esistente da realizzarsi in un secondo tempo sulla base di eventuali esigenze di sviluppo del porto (Figg. 1 e 2).

Per il dimensionamento della sezione tipo del prolungamento del molo sopraflutto (sezione corrente) sono state condotte le verifiche di :

- stabilità idraulica della mantellata;
- risalita dell'onda sul paramento e tracimazione;
- stabilità del massiccio di coronamento e del muro paraonde;
- stabilità della fondazione;
- stabilità geotecnica globale in condizioni di esercizio e in caso di azioni sismiche.

Le verifiche di stabilità idraulica, risalita dell'onda, tracimazione e stabilità del massiccio di coronamento sono state condotte anche per la sezione di radice del prolungamento del molo sopraflutto e, per la testata del prolungamento, sono state condotte le verifiche di stabilità idraulica; per la sezione corrente del molo sopraflutto sono state condotte le verifiche di stabilità idraulica, risalita dell'onda, tracimazione e stabilità del muro paraonde (Fig. 3).

La testata del molo sottoflutto è stata dimensionata come la sezione corrente essendo la parte terminale del molo non esposta all'azione diretta dei moti ondosi per la presenza del prolungamento del molo sopraflutto.

## 2. *STUDI ED INDAGINI UTILIZZATI*

Il dimensionamento è stato condotto sulla base dei rilievi batimetrici eseguiti dalla Nautilus società cooperativa a r.l. nel maggio 2005 che sono riportati nelle tavole e figure allegate, e dei sondaggi eseguiti dalla ditta Aquila Sondaggi srl di Spezzano Sila, ambedue forniti dall'Amministrazione (Fig. 4).

Sono inoltre stati utilizzati i risultati dei precedenti studi e modelli condotti per il bacino nell'ambito della consulenza ed in particolare:

- Studio del moto ondoso al largo e sua propagazione a riva (Elaborato 1);
- Studio sull'interferenza tra l'opera di progetto e la linea di costa (Elaborato 3)
- Studio con modello matematico dell'agitazione ondosa all'interno del bacino portuale (Elaborato 4);
- Verifica del corretto posizionamento dell'imboccatura portuale ai fini della navigabilità del canale di accesso al porto (Elaborato 5);
- Valutazione con modello matematico del grado di vivificazione delle acque interne al bacino portuale (Elaborato 6).

### 3. *DISPOSIZIONE PLANIMETRICA DELLE NUOVE OPERE*

Gli interventi nel Porto vecchio di Crotone sono finalizzati alla riduzione dell'agitazione ondosa nel bacino portuale e ad un eventuale ampliamento dello specchio acqueo protetto.

Nel bacino, per effetto della rifrazione sui fondali, si riscontrano scarse condizioni di ormeggio in presenza dei moti ondosi provenienti da Sud-Est che sono caratterizzati da elevata occorrenza e da ridotta altezza.

Per determinare una disposizione planimetrica che assicuri condizioni di ormeggio nel porto accettabili, sono state eseguite simulazioni su modello matematico con moti ondosi provenienti da 50°N, 90°N e 130°N.

Le simulazioni con lo stato attuale ed i moti ondosi provenienti da Sud Est hanno ricalcato il comportamento del bacino riscontrato in realtà indicando, per queste condizioni, una scarsa qualità dell'ormeggio.

Nelle successive simulazioni si è riprodotto un prolungamento del molo sopraflutto di 120 m.

Sono quindi state esaminate tre configurazioni che si differenziano per la posizione e l'ampiezza della bocca del porto ed una quarta che prevede anche un ampliamento del bacino portuale con la realizzazione di un molo di sottoflutto che parte dall'esistente pennello-passeggiata a mare ubicato a Sud del Molo Sanità.

Tutte le simulazioni hanno fornito condizioni di agitazione ondosa nettamente migliori di quelle calcolate con lo stato attuale.

In particolare, con la soluzione di adeguamento 6 caratterizzata da un prolungamento del Molo di Sopraflutto di 120 m, un pennello lungo 35 m posto a 35 m dalla testata del prolungamento del molo sopraflutto ortogonalmente a questo, un prolungamento del Molo Sanità di 99 m di cui 94 m in asse al molo esistente e 5 m ruotati ortogonalmente al prolungamento del Molo Sopraflutto ed un'ampiezza della imboccatura di 70 m, e con la soluzione di ampliamento 12 che prevede, oltre al prolungamento del molo di sopraflutto di 120 m, la realizzazione di un darsena aggiuntiva a Sud protetta da un molo sottoflutto lungo circa 255 m e radicato all'esistente pennello ubicato a Sud del Molo Sanità, il prolungamento del Molo Sanità di 48 m ed un'ampiezza della bocca del porto di 78 m, si sono ottenute condizioni di agitazione ondosa ottimali in tutte le aree di ormeggio dello specchio acqueo portuale (Elab. 4).

Successive considerazioni sulla soluzione di adeguamento 6 del porto hanno portato ad eliminare il pennello radicato al prolungamento del Molo Sopraflutto ed ad allungare di 21 m il tratto ruotato del prolungamento del Molo Sanità; la bocca del porto ha così un'ampiezza di 81 m e si trova su fondali superiori a -4.0 m.

Con questa soluzione di adeguamento del porto (Soluzione 19) risultano ottimizzate anche le condizioni di navigabilità nell'accesso al porto (Elab. 5).

Le due Soluzioni 19 e 12 sono state scelte come nuove disposizioni planimetriche rispettivamente per l'adeguamento e l'ampliamento del Porto Vecchio di Crotone.

Nella Fig. 5 sono indicate le dimensioni e gli assi di tracciamento delle opere previste per le due soluzioni ottimizzate.

## **4 PARAMETRI DI DIMENSIONAMENTO**

### **4.1 TEMPO DI RITORNO**

Il primo parametro di dimensionamento da determinare è il tempo di ritorno di progetto.

Il tempo di ritorno di progetto  $T_{RP}$  è definito, in accordo con le "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [1] dalla relazione:

$$T_{RP} = T_v / [-L_n(1 - P_f)]$$

dove  $T_v$  rappresenta la durata minima dell'opera determinata in relazione alle sue caratteristiche funzionali ed al livello di sicurezza richiesto e  $P_f$  rappresenta la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita dell'opera.

Con riferimento alle Istruzioni sopra citate, considerato che la struttura prevista è ad uso specifico e che l'interesse dell'opera è locale ed in caso di collasso vi è un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali, il tempo di vita di progetto assunto è pari a 15 anni.

Per la valutazione del danneggiamento ammissibile è stata considerata la probabilità relativa alle condizioni di danneggiamento incipiente, essendo la sezione tipo prevista costituita da una struttura flessibile e riparabile.

Dato che il rischio per la vita umana nel caso di danneggiamento dell'opera è minimo e che la ripercussione economica costituita dall'onere dell'intervento di manutenzione è tra bassa e media, si è assunta una probabilità  $P_f = 0.45$ .

Sulla base dei parametri selezionati, il tempo di ritorno di progetto dell'opera risulta pari a 25 anni.

### **4.2 CARATTERISTICHE DEL FONDALE**

Il prolungamento del molo sopraflutto è basato a profondità variabili da -6.0 a -5.5 m s. l. m. m. ;la profondità al piede del molo sottoflutto è di 4.5 m s. l. m. m..

Il fondale antistante, procedendo dall'isobata -6.0 m verso il largo, ha una pendenza media pari a circa 0.0089.

### **4.3 SOPRALZO DI PROGETTO**

Per tenere conto degli effetti combinati di marea e sopralzo di tempesta, è stato considerato un sopralzo di progetto di +0.50 m.

#### 4.4 MOTO ONDOSO

##### 4.4.1 Caratteristiche al largo

Il moto ondoso di progetto è stato ricavato dallo "Studio del moto ondoso al largo e sua propagazione a riva (Elaborato 1).

Nella Fig. 6 è rappresentato il settore efficace del paraggio, i fetches efficaci nonché la deviazione angolare del moto ondoso rispetto alla direzione del fetch.

Lo studio è stato condotto utilizzando le misurazioni dirette di moto ondoso, dal luglio 1989 al 2005, registrate dalla boa ondometrica di Crotona della rete ondometrica nazionale (RON) appartenente all'APAT (Agenzia Nazionale per la protezione dell'Ambiente e per i Servizi Tecnici).

Dalla elaborazione dei dati sono state ricavate la distribuzione dei moti ondosi al largo (Figg. 7a - 7b), la relazione tra  $HM_0$  e  $T_{p(fr)}$  per le altezze d'onda più frequenti (coefficiente di correlazione 0.53):

$$T_{p(fr)} = 5.64HM_0^{0.39}$$

quella per le massime altezze d'onda (coefficiente di correlazione 0.96):

$$T_p = 3.27HM_0^{0.59}$$

e l'altezza del moto ondoso al largo superata per 12 ore in un anno statistico medio (frequenza di occorrenza 0.00137) e che è legata alla profondità di chiusura della spiaggia sommersa

$$H_{0,00137} = 4.63m$$

Attraverso un'analisi statistica dei dati sono stati determinati i valori di altezza d'onda associati a diversi tempi di ritorno di 1, 2, 5, 10, 25, 50, e 100 anni per sei settori di provenienza di 30° compresi tra 355° N e 175° N (Tab. 1).

##### 4.4.2 Caratteristiche a riva

Gli eventi al largo sono stati trasferiti a riva attraverso un modello di propagazione ondosa di tipo inverso spettrale.

Le caratteristiche a riva sono state calcolate in due punti sulla isobata -6,0 m s. l. m. m.: il primo è ubicato dove è previsto il prolungamento del molo



sopraflutto ed il secondo davanti alla spiaggia protetta dalle scogliere foranee parallele alla riva (Fig. 8).

Per il punto di calcolo 1, il numero di eventi a riva per ciascuna direzione di provenienza e classe di altezza d'onda è riportato nella Tabella 2; nella Figura 9 è riportato il grafico polare della frequenza degli eventi di moto ondoso ricadenti in classi di altezza d'onda di 0.50 m.

Nella propagazione a riva si è tenuto conto del limite indotto dal frangimento sulla altezza d'onda significativa in corrispondenza della isobata -6.0 m s.l.m.m. attraverso la formula ricavata da Kamphuis [2] per onde irregolari:

$$H_{sb} = 0.56 e^{3.5m} d_b$$

dove  $b$  indica la condizione di frangimento,  $d$  la profondità e  $m$  la pendenza della spiaggia.

L'altezza d'onda significativa limite frangente nel punto di calcolo 1, alla profondità di -6.0 m s.l.m.m., tenendo conto di un sovrizzo complessivo del livello del mare dovuto ad effetti barici, mareali ed eolici di 0,5 m, essendo la pendenza del fondale antistante  $m=0.009$ , risulta pari a 3.73 m.

Il settore da cui provengono, a riva, le onde più alte è quello compreso tra le direzioni 85°N e 115°N.

Nel punto di calcolo 1 la maggiore onda con tempo di ritorno di 25 anni corrisponde a quella limitata per frangimento dal fondale.

Nella tabella 3 sono riportate le altezze d'onda in corrispondenza del punto 1 per i tempi di ritorno di 1, 2, 5, 10, 25, 50, e 100 anni.

Nelle tabelle 4 e 5 sono riportate, per i moti ondosi con tempo di ritorno di 1 e 25 anni, le direzioni assunte in corrispondenza del punto di calcolo 1 dalle bisettrici dei settori al largo considerati; le stesse direzioni sono rappresentate nelle Figure 10 e 11.

Per i moti ondosi con tempo di ritorno di 1 anno, le direzioni di provenienza a riva sono comprese in un settore di circa 40° intorno alla direzione 78°n per il punto 1.

Con i moti ondosi aventi tempo di ritorno di 25 anni, il settore di provenienza si riduce a 26° intorno alla direzione 86°N.

#### ***4.3.3 Moto ondoso di dimensionamento***

Sulla base delle risultanze dello studio del moto ondoso a riva, l'altezza d'onda di dimensionamento per le sezioni tipo, riferita al tempo di ritorno di 25 anni, è stata assunta pari all'onda limitata dal frangimento sul fondale e con periodo  $T_p=9.49s \approx 9.5 s$ .

## 5 DIMENSIONAMENTO DELLE SEZIONI TIPO

### 5.1 SEZIONE CORRENTE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO

#### 5.1.1 Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni

Il prolungamento del molo sopraflutto ha la funzione di contenere l'agitazione ondosa nel bacino portuale e non sono previsti banchinamenti ed attracchi lungo il lato interno.

La sezione del prolungamento è stata pertanto dimensionata come tracimabile.

La cresta della sezione del prolungamento del molo sopraflutto è stata posta alla stessa quota del piazzale terminale del molo sopraflutto, +4.30 m s. l. m. m., in modo da ridurre l'impatto visivo dell'opera.

Si è calcolata la portata tracimante sulla sezione e verificato che, anche in occasione di una mareggiata pari a quella di progetto, la tracimazione non sia tale da compromettere la stabilità della mantellata interna ovvero, secondo quanto riportato da J.W.Van Der Meer [3], non superiore a 57 l/s m.

Per il calcolo della portata media tracimata si sono utilizzate le formule proposte da J. Van Deer Meer and J.P.F.M. Janssen [4] per onde frangenti o non frangenti; le formule tengono conto delle caratteristiche del moto ondoso ( $H_s$ , e angolo di incidenza) e della geometria della sezione (altezza della cresta, dimensioni della berma al piede, profondità al piede della sezione, pendenza e tipo del paramento):

per onde frangenti con  $\xi_{op} < 2$  risulta:

$$\frac{q_{br}}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}} = 0.6 \exp\left(-5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right)$$

per onde non frangenti con  $\xi_{op} > 2$  risulta:

$$\frac{q_{nb}}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right)$$

dove:

$q =$  portata media trascinata ( $q_{br}$  = per onde frangenti  $q_{nb}$  = per onde non frangenti);

$\xi_{op} =$  parametro di similarità dei frangenti  $= \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{op}}}$ ;

$\alpha =$  angolo della pendenza della mantellata;

$s_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$ ;

$H_s =$  altezza d'onda significativa al piede dell'opera;

$T_p =$  periodo di picco;

$g =$  accelerazione di gravità;

$R_c =$  altezza della cresta della diga rispetto al livello del mare;

$\gamma_b =$  fattore di riduzione per la presenza della berma:

$$1 - r_b(1 - r_{db}) \quad 0.6 < \gamma_b < 1.0;$$

$r_b = 1 - \frac{\tan \alpha_{eq}}{\tan \alpha}$  in generale

$$\frac{\frac{B}{H_s}}{2\left(\frac{1}{\tan \alpha}\right) + \frac{B}{H_s}} \quad \text{per berme orizzontali;}$$

$\tan \alpha_{eq} =$  tangente dell'angolo tra la mantellata più la berma e l'orizzonte, funzione della larghezza della berma;

$B =$  larghezza della berma;

$r_{db} = 0.5\left(\frac{d_h}{H_s}\right)^2 \quad 0 < r_{db} < 1;$

$d_h =$  profondità della berma;

$\gamma_h =$  fattore di riduzione per la distribuzione delle onde dovuta alla presenza del fondale antistante:

$$1 \quad \text{per } \frac{h_m}{H_s} \geq 4$$

$$1 - 0.03\left(4 - \frac{h_m}{H_s}\right)^2 \quad \text{per } \frac{h_m}{H_s} < 4;$$

- $\gamma_f =$  Fattore per scabrezza : antifer=0.5; tetrapodi=0.4; scogli =0.5;  
 $\gamma_\beta$  Fattore per angolo di incidenza onde:  $1-0.0033b$  per onde corte;  
 $b =$  angolo tra il fronte d'onda e la mantellata;

Nel caso in esame, l'onda incidente sull'opera è parzialmente frangente e pertanto si è assunto come valore un valore intermedio in base ad una relazione verificata su prove su modello.

Tenendo conto del sovrizzo di progetto di +0.50 m, non considerando il limite indicativo suggerito dagli autori  $\gamma_b * \gamma_h * \gamma_f * \gamma_\beta \geq 0.5$  ed adottando i seguenti parametri:

- $g =$  9.81 m/s<sup>2</sup>;  
 $H_s =$  3.76 m;  
 $T_p =$  9.5 s;  
 $b =$  0°;  
 $\alpha =$  33° ( $\cot \alpha = 1,5$ );  
 $R_c =$  4.3-0.5=3.8 m;  
 $H_m =$  6.0+0.5=6.5;  
 $B =$  5.55 m;  
 $d_h =$  3.85+0.5=4.35 m;  
 $\gamma_f =$  massi tipo antifer=0.5;

si ricava:

- $\gamma_b =$  0.894;  
 $\gamma_f =$  0.5;  
 $\gamma_h =$  0.847;  
 $\gamma_\beta =$  1;

e quindi i due valori della tracimazione per metro di paramento :

$$q_{br} = 0.224 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde non frangenti (breaking)}$$
$$q_{nb} = 0.004 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde frangenti (no breaking)}$$

I due valori differiscono quasi di due ordini di grandezza ed è chiaro che all'interno della zona dei frangenti vi sia una transizione tra le due condizioni.

Il valore atteso di tracimazione si colloca più vicino all'uno o all'altro in funzione del rapporto tra l'onda all'esterno della zona dei frangenti e quella al

piede della struttura: più quest'ultima si riduce più la percentuale di onde frangenti e frange aumenta e più la condizione di onda frangente diventa significativa.

Per calcolare il valore atteso della tracimazione si è fatto ricorso ad una relazione ricavata da misure condotte su numerosi modelli fisici che pesa attraverso un indice i due valori in funzione del rapporto tra l'onda fuori dalla zona dei frangenti e quella al piede dell'opera:

$$q = q_{br} \quad \text{per } H_s \leq 0.183H_{obr}$$

$$q = q_{br} * I_{bro} + q_{nb} (1 - I_{bro}) \quad \text{per } H_s > 0.183H_{obr}$$

dove:

$I_{bro}$  indice di frangimento per il calcolo nelle formule per l'overtopping

$$= 1.5 \left( \frac{H_{obr} - H_s}{H_{obr}} \right)^2$$

$H_{obr}$  = altezza d'onda significativa fuori della zona dei frangenti.

Utilizzando la formula sopra indicata si ottiene:

$$q = 0.053 \text{ m}^3/\text{s m} \equiv 53 \text{ l/s m}$$

Il valore ottenuto è stato confrontato con quelli calcolati con la rete neurale del progetto europeo CLASH che è stata sviluppata tramite circa 8000 set di dati di tracimazioni su modelli fisici ed opere a mare ed è disponibile sul Web.

I risultati della rete neurale indicano come valore più probabile della portata  $q_{(clash)} = 4,37 \text{ l/sm}$  ed un valore al 97,5% della banda di previsione  $q_{(clas97,5\%h)} = 31,1 \text{ l/sm}$  (Tab. 6).

Il fatto che il valore calcolato con le precedenti formule sia più elevato rispetto a quello ricavato con la rete neurale, è imputabile alla maggiore considerazione, nel primo, degli effetti del frangimento dei moti ondosi che raggiungono la struttura.

Il valore di tracimazione  $53 \text{ l/s m}$  risulta inferiore a quello di  $57 \text{ l/s m}$  indicato in letteratura [3] come limite per assicurare la stabilità del lato interno della mantellata e quindi la verifica della struttura alla tracimazione risulta positiva.

### 5.1.2 Mantellata esterna

La mantellata esterna è costituita da massi Antifer di peso 7.8 t disposti su due strati con pendenza di 2/3.

La stabilità dei massi è stata verificata con la formula di Hudson [1]:

$$W = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

dove:

W = peso dell'elemento della mantellata;

H = altezza d'onda di progetto;

$K_D$  = coefficiente di stabilità dei massi;

$\Delta$  =  $\delta_c / \delta_w - 1$ ;

$\delta_c$  = densità specifica del materiale dell'elemento di protezione;

$\delta_w$  = densità specifica dell'acqua;

$\alpha$  = angolo formato dalla mantellata con l'orizzontale.

Utilizzando i seguenti parametri ed i valori dei coefficienti indicati nello SPM [6]:

H = 3.76 m;

$\delta_c = 2.30 \text{ t/m}^3$ ;

$\delta_w = 1.028 \text{ t/m}^3$ ;

$\cot \alpha = 1.5$ ;

$K_D = 7$  (il coefficiente di stabilità dei massi Antifer viene associato a quello per i tetrapodi; il valore è relativo alla condizione di sezione corrente ed onda frangente);

La formula di Hudson fornisce un peso dei massi  $W = 6.1 \text{ t}$ .

Nel dimensionamento sono stati previsti massi da 7.8 t e quindi la verifica di stabilità della mantellata è positiva.

I massi artificiali tipo Antifer sono caratterizzati dalle grandezze

$a =$  grandezza caratteristica dell'elemento =  $(V/0.8)^{1/3} = 1.61 \text{ m}$

$V =$  volume dell'elemento =  $W/\delta_c$

Le caratteristiche della mantellata realizzata con i massi tipo Antifer sono le seguenti:

altezza della mantellata (2 strati) =  $2 a$ ;

posa con rotazione casuale del masso e posizione assegnata con maglia orizzontale  $1.48 a = 2.38$  m e verticale =  $a = 1.61$  m;

sfasamento nel piano inclinato tra i baricentri dei massi Antifer dello strato inferiore e di quello superiore: orizzontale =  $0.74 a = 1.19$  m; verticale =  $0.5 a = 0.80$ ;  
densità di pieno = 0.54.

Per la maglia di posa si è adottata la soluzione più dissimetrica tra quelle utilizzabili in quanto essa ha fornito ottimi risultati in prove su modelli fisici ed è stata impiegata, tra le altre, nella costruzione del porto di Ras Laffan (Qatar) dove sono stati realizzati 11 Km di breakwaters con mantellata in Antifer.

### **5.1.3 Mantellata interna**

La mantellata interna è prevista in massi Antifer da 3.1 t.

La scelta di impiegare massi artificiali piuttosto che massi naturali è dovuta alla difficoltà di reperire massi di qualità adeguata nell'area di Crotone; il peso dei massi è stato posto uguale a quello risultato per il dimensionamento della sezione sottoflutto: si ottiene così una economia nelle fasi realizzative e si riducono i costi da stoccare per le manutenzioni delle mantellate nel tempo.

La mantellata ha pendenza 2/3 e raggiunge la profondità di -2.85 m.

Per garantire la stabilità della mantellata interna è stata contenuta al disotto del valore 57 l/m s l'entità della tracimazione media con i moti ondosi di progetto.

### **5.1.4 Masso di coronamento**

In cresta è previsto un masso di coronamento per contenere gli Antifer, limitare la tracimazione e consentire una via di accesso sul molo per le attività di monitoraggio e manutenzione della mantellata e del faro che sarà portato in testata.

Il masso è stato sottoposto alla verifica di stabilità allo slittamento ed al ribaltamento.

Sul masso, oltre al peso, viene esercitata una spinta dovuta alle onde che raggiungono il coronamento; la spinta viene schematizzata in un'azione dinamica ed una idrostatica.



Le formule che stimano l'entità dell'azione dinamica, si basano sulla quota del coronamento e su quella di risalita dell'acqua sulla mantellata in accordo con quanto proposto da Bruun [7].

Per la valutazione della risalita d'acqua si è fatto ricorso alla formula proposta da Battjes e riportata nel CEM [6] che stima la risalita dell'onda su di una superficie liscia impermeabile e tiene conto della permeabilità della mantellata, della distribuzione dei moti ondosi, della presenza di una berma e dell'inclinazione dell'onda incidente attraverso dei coefficienti correttivi:

$$R_{U_i\%} / H_s = (A\xi - C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$$

dove:

$R_{U_i\%}$  = risalita dell'onda  $i\%$  su di una pendenza infinita sotto l'azione di moti ondosi irregolari;

$H_s$  = altezza d'onda significativa;

$\xi$  = parametro di similarità dei frangenti =  $\frac{2\pi H_s}{gT^2}$ ;

$A, C$  = coefficienti definiti nel seguito

$\gamma_r$  = fattore di riduzione per la scabrezza della superficie;

$\gamma_b$  = fattore di riduzione per la presenza della berma;

$\gamma_h$  = fattore di riduzione per la distribuzione delle onde dovuta alla presenza del fondale antistante;

$\gamma_\beta$  = fattore per angolo di incidenza onde.

Per onde irregolari, con riferimento all'onda con il 2% di eccedenza, il valore  $R_{U_{2\%}} / H_s$  risulta:

$$R_{U_{2\%}} / H_s = 1.6\xi_{op} \quad \text{per} \quad \xi_{op} \leq 2.5$$

$$R_{U_{2\%}} / H_s = -0.2\xi_{op} + 4.5 \quad \text{per} \quad 2.5 < \xi_{op} < 9$$

dove:

$\xi_{op}$  = parametro di similarità dei frangenti =  $\frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$ ;

$T_p$  = periodo di picco.

I fattori di riduzione per il molo in progetto risultano uguali a quelli calcolati per la tracimazione sulla struttura (Cap 5.1.1):

$$\begin{aligned}\gamma_b &= 0.894; \\ \gamma_f &= 0.5; \\ \gamma_h &= 0.847; \\ \gamma_\beta &= 1;\end{aligned}$$

Inserendo i seguenti valori nella formula:

$$\begin{aligned}H_s &= 3.76 \text{ m}; \\ T_p &= 9.5 \text{ s}; \\ g &= 9.81 \text{ m/s}^2;\end{aligned}$$

risulta:

$$\begin{aligned}\xi_{op} &= 4.08; \\ R_{U2\%} &= 5.24 \text{ m}.\end{aligned}$$

Dato che il sopralzo è di 0.5 m, la quota raggiunta dal run up è di 5.74 m.

Utilizzando la formula proposta da Brunn [6] ad una risalita  $R_{U2\%}$  corrisponde un'altezza della spinta idrodinamica  $Y$  che può essere calcolata, con riferimento alla figura 16, dalla formula:

$$Y = \frac{R_u - R_c * \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}\alpha}}{\cos(\alpha - \beta)}$$

dove:

- $R_u$  = altezza del run up su di un piano infinito;
- $R_c$  = altezza della cresta del coronamento;
- $\beta$  = angolo formato dall'onda al vertice del run up;
- $\alpha$  = angolo di inclinazione della mantellata sul piano di base.

Inserendo nella formula i seguenti valori:

$$\begin{aligned}R_u &= 5.74 \text{ m}; \\ R_c &= 4.30 \text{ m}; \\ \beta &= 15^\circ; \\ \alpha &= 33.69^\circ;\end{aligned}$$

si ottiene:

$$Y = 0.71 \text{ m}.$$

Con riferimento allo schema di calcolo indicato da Bruun [6] e riportato nella figura 16, in presenza di tracimazione sul muro di coronamento, l'azione della spinta dell'acqua tracimante può essere scomposta in una azione idrostatica ed in una azione dinamica che rappresenta la pressione di impatto delle onde sul coronamento.

La distribuzione della pressione dinamica viene assunta lineare tra il valore approssimato in sommità del masso :

$$P_m = g_w C^2 / 2g$$

ed il valore alla base:

$$0.5 P_m$$

dove:

$g_w$  = peso specifico dell'acqua;

$C$  =  $(g Y)^{0.5}$  = velocità del fronte dell'acqua tracimante;

$g$  = accelerazione di gravità;

$Y$  = distanza rappresentativa della quota raggiunta dall'acqua tracimante.

Con riferimento alla figura 16 e per metro di sezione risulta:  
pressione dinamica in sommità del coronamento:

$$P_m = \frac{\gamma_w}{2} Y = 1.028 * 0.71 / 2 = 0.36 \text{ t/m}^2$$

pressione idrostatica al piede del muro:

$$P_1 = \delta_w * (h_m + Y) = 1.028 * (3.90 + 0.71) = 4.74 \text{ t/m}^2;$$

pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_2 = \delta_w * Y = 1.028 * 0.71 = 0.73 \text{ t/m}^2;$$

differenza tra la pressione idrostatica al piede del muro e la pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_3 = P_1 - P_2 = \delta_w h_m = 1.028 * 3.90 = 4.01 \text{ t/m}^2;$$

spinta dinamica:

$$S_d = \frac{4}{3} * P_m * h_m = 1.90 \text{ t/m};$$

spinta idrostatica:

$$S_i = S_{i_1} + S_{i_2} = P_2 * h_m + \frac{1}{2} * P_3 * h_m = 2.85 + 7.82 = 10.66 \text{ t/m};$$

sottospinta:

$$U = \frac{1}{2} * (P_1 + \frac{P_m}{2}) * b_m = 12.30 \text{ t/m};$$

peso del masso:

$$W = (3.90 * 5.00) * \gamma_C = 44,85 \text{ t/m};$$

coefficiente di slittamento:

$$C_s = 0.6 \frac{(W - U)}{(S_d + S_i)} = 1.55;$$

coefficiente di ribaltamento rispetto al punto A:

$$C_R = \frac{W_1 * \frac{1}{2} b_m + W_2 * (b_m - \frac{b_s}{2}) + W_3 * (b_m - b_s - \frac{b_{ss}}{3})}{S_d * \frac{5}{9} h_m + S_{i_1} * \frac{1}{2} * h_m + S_{i_2} * \frac{1}{3} * h_m + U * \frac{2}{3} b_m} = 1.84 .$$

I due coefficienti sono superiori a quelli limite indicati nelle istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [1] ( $C_s > 1.4$  e  $C_r > 1.5$ ).

### 5.1.5 Berma al piede esterna

Al piede della mantellata esterna è stata prevista una berma sommersa alla profondità -3.85 m avente in sommità una larghezza di 5.55 m e costituita da massi naturali da 1.0 - 3.0 t.

La berma ha uno spessore di 1.85 m e prosegue verso il fondo con pendenza 4/3 fino ad incontrare lo strato filtro alla profondità -5.70 m.

Per la verifica del dimensionamento della berma, è stata usata la formula proposta da J.W.Van Der Meer [3]:

$$h_i / h = 0.22 (H_s / \Delta D_{n50})^{0.7}$$

dove:

$h_i$  = profondità della sommità della berma;

$h$  = profondità al piede;

$H_s =$  altezza d'onda significativa;  
 $\Delta =$   $(\delta c / \delta w) - 1$ ;  
 $D_{n50} =$  diametro nominale dei massi.

Impiegando i seguenti valori:

$h_t =$   $3.85 + 0.5$  sovranzo = 4.35 m.;  
 $h =$   $6.0 + 0.5$  sovranzo = 6.5 m;  
 $H_s =$  3.76 m;  
 $\Delta =$   $(2.5 / 1.028) - 1 = 1.43$ ;

si ottiene

$D_{n50} =$  0.53

cui corrisponde un peso medio dei massi di 0.38 t.

La stabilità della berma, prevista in massi naturali da 1.0 - 3.0 t, è pertanto assicurata.

Le principali caratteristiche della berma sono le seguenti:

W: peso medio degli scogli = 2.0 t;  
V: volume medio degli scogli = 0.77 m<sup>3</sup>;  
Dn50: diametro medio nominale  $(V)^{1/3} =$  0.92 m;  
numero di strati di massi = 2;  
spessore della mantellata =  $2D_{n50} =$  1.85 m;  
densità di pieno = 0.7;  
maglia di posa = casuale;  
numero di massi sul piano superiore della berma = 6.

### 5.1.6 Berma al piede interna

Al piede della mantellata esterna è stata prevista una berma sommersa alla profondità -2.85 m avente in sommità una larghezza di 2.75 m e costituita da massi naturali da 1.0 - 3.0 t.

La berma ha uno spessore di 1.85 m e prosegue verso il fondo con pendenza 4/3 fino ad incontrare lo strato filtro alla profondità -4.70 m.

Le principali caratteristiche della berma sono le seguenti:

W:	peso medio degli scogli =	2.0 t;
V:	volume medio degli scogli =	0.77 m <sup>3</sup> ;
Dn50:	diametro medio nominale (V) <sup>1/3</sup> =	0.92 m;
	numero di strati di massi =	2;
	spessore della mantellata = 2Dn50 =	1.85 m;
	densità di pieno =	0.7;
	maglia di posa =	casuale;
	numero di massi sul piano superiore della berma =	3.

### 5.1.7 Strati filtri

Al di sotto delle mantellate e delle berme al piede, sono stati previsti dei filtri in massi naturali.

Sotto la mantellata esterna, realizzata con massi Antifer da 7.8 t, il filtro è costituito da due strati di massi da 500 Kg a 1000 Kg.

Le principali caratteristiche dello strato filtro sono le seguenti:

W =	peso medio degli scogli =	750 kg;
	rapporto con il peso del masso di mantellata =	10.4;
V =	volume medio degli scogli =	0.30 m <sup>3</sup> ;
Dn50 =	diametro medio nominale (V) <sup>1/3</sup> =	0.67 m;
	numero di strati di massi =	2;
	spessore dello strato = 2Dn50 =	1.35 m;
	densità di pieno =	0.7;
	maglia di posa =	casuale.

Al di sotto della mantellata interna e delle berme al piede, il filtro è costituito di massi da 100 Kg a 500 Kg;

Le principali caratteristiche dello strato filtro sono le seguenti:

W =	peso medio degli scogli =	300 kg;
	rapporto con il peso del masso di mantellata =	10.3;
V =	volume medio degli scogli =	0.12 m <sup>3</sup> ;
Dn50 =	diametro medio nominale (V) <sup>1/3</sup> =	0.49 m;

numero di strati di massi =	2;
spessore dello strato = 2Dn50 =	1.00 m;
densità di pieno =	0.7;
maglia di posa=	casuale.

#### **5.1.8 *Tout venant***

All'interno della diga è previsto l'uso di tout-venant di cava.

Il materiale dovrà essere privo del fino e del finissimo e la pezzatura inferiore ad 1 Kg non dovrà superare il 2% del materiale totale.

## 5.2 SEZIONE ALLA RADICE DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO

### 5.2.1 Premessa

Il fondale su cui è basata la sezione di radice è quello più elevato che si incontra lungo il prolungamento del molo e alcuni elementi della sezione tipo del molo (massi della mantellata esterna e masso di coronamento) sono stati adeguati ai moti ondosi qui incidenti.

### 5.2.2 Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni

Con riferimento alle formule indicate da J. Van Deer Meer and J.P.F.M. Janssen [4] ed illustrate nel precedente capitolo 5.1.1., è stata valutata la tracimazione con i moti ondosi di progetto per verificarne la compatibilità con la stabilità della mantellata interna ( $q < 57 \text{ l/s m}$ )

Tenendo conto del sovrizzo di progetto di +0.50 m, non considerando il limite indicativo suggerito dagli autori  $\gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \geq 0.5$  ed adottando i seguenti parametri:

$g =$	9.81 m/s <sup>2</sup> ;
$H_s =$	4.10 m;
$T_p =$	9.5 s;
$b =$	0°;
$\alpha =$	33° ( $\text{cota} = 1,5$ );
$R_c =$	4.3-0.5=3.8 m;
$H_m =$	6.5+0.5=7,0;
$B =$	5.55 m;
$d_h =$	3.85+0.5=4.35 m;
$\gamma_f =$	massi tipo antifer=0.5;

si ricava:

$\gamma_b =$	0.864;
$\gamma_f =$	0.5;
$\gamma_h =$	0.842;
$\gamma_\beta =$	1;



e quindi i due valori della tracimazione per metro di paramento :

$$q_{br} = 0.252 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde non frangenti (breaking)}$$

$$q_{nb} = 0.007 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde frangenti (no breaking)}$$

I due valori differiscono quasi di due ordini di grandezza ed è chiaro che all'interno della zona dei frangenti vi sia una transizione tra le due condizioni.

Il valore atteso di tracimazione si colloca più vicino all'uno o all'altro in funzione del rapporto tra l'onda all'esterno della zona dei frangenti e quella al piede della struttura: più quest'ultima si riduce più la percentuale di onde frangenti e frange aumenta e più la condizione di onda frangente diventa significativa.

Utilizzando la relazione che pesa i due valori in funzione del rapporto tra l'onda fuori dalla zona dei frangenti e quella al piede dell'opera si ottiene:

$$q = 0.046 \text{ m}^3/\text{s m} \equiv 46 \text{ l/s m}$$

I risultati della rete neurale del progetto europeo CLASH indicano come valore più probabile della portata  $q_{(clash)} = 7.00 \text{ l/sm}$  ed un valore al 97,5% della banda di previsione  $q_{(clas97,5\%h)} = 48,6 \text{ l/sm}$  (Tab. 6).

I due valori calcolati risultano prossimi e comunque inferiori a  $57 \text{ l/s m}$  indicato in letteratura [3] come limite per assicurare la stabilità del lato interno della mantellata nel caso di struttura tracimabile e quindi la verifica della struttura dimensionata alla tracimazione risulta positiva.

### 5.2.3 Mantellata esterna

La mantellata esterna è costituita da massi Antifer di peso 7.8 t disposti su due strati con pendenza di 2/3.

La stabilità dei massi è stata verificata con la formula di Hudson [1] illustrata nel capitolo 5.1.2:

$$W = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot g \alpha}$$

Utilizzando i seguenti parametri ed i valori dei coefficienti indicati nello SPM [6]:

$$H = 4.10 \text{ m};$$

$$\delta_c = 2.30 \text{ t/m}^3;$$

$$\delta_w = 1.028 \text{ t/m}^3;$$

$\cot\alpha = 1.5$ ;

$KD = 7$  (il coefficiente di stabilità dei massi Antifer viene associato a quello per i tetrapodi; il valore è relativo alla condizione di sezione corrente ed onda frangente);

La formula di Hudson fornisce un peso dei massi  $W = 7.6$  t.

Nel dimensionamento sono stati previsti massi da 7.8 t e quindi la verifica di stabilità della mantellata è positiva.

I massi artificiali tipo Antifer sono caratterizzati dalle grandezze

$a =$  grandezza caratteristica dell'elemento  $= (V/0.8)^{1/3} = 1.61$  m

$V =$  volume dell'elemento  $= W/\delta c$

Le caratteristiche della mantellata in massi tipo Antifer sono quelle indicate per la sezione corrente.

#### 5.2.4 *Mantellata interna*

La mantellata interna è uguale a quella della sezione corrente.

#### 5.2.5 *Masso di coronamento*

La stabilità del masso di coronamento è stata verificata con le formule indicate nel capitolo 5.1.4.

La valutazione della risalita d'acqua è stata svolta facendo ricorso alla formula proposta da Battjes e riportata nel CEM [6]:

$$R_{U\%} / H_s = (A\zeta - C)\gamma_\gamma\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$$

Con riferimento ai simboli illustrati nel capitolo 5.1.4, considerato che i fattori di riduzione per il molo in progetto risultano uguali a quelli calcolati per la tracimazione sulla struttura (Cap 5.2.2):

$\gamma_b = 0.864$ ;

$\gamma_f = 0.5$ ;

$\gamma_h = 0.842$ ;

$\gamma_\beta = 1$ ;

Inserendo i seguenti valori nella formula:

$H_s = 4.10$  m;

$T_p = 9.5$  s;

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2;$$

risulta:

$$\xi_{op} = 3.91;$$

$$R_{U2\%} = 5.55 \text{ m.}$$

Dato che il sopralzo è di 0.5 m, la quota raggiunta dal run up è di 6.05 m.

Per il calcolo della spinta idrodinamica si è impiegata la formula proposta da Brunn [6].

Inserendo nella formula i seguenti valori:

$$R_u = 6.05 \text{ m};$$

$$R_c = 4.30 \text{ m};$$

$$\beta = 15^\circ;$$

$$\alpha = 33.69^\circ;$$

si ottiene:

$$Y=0.86 \text{ m.}$$

Con riferimento allo schema di calcolo indicato da Bruun [6] e riportato nella figura 16, in presenza di tracimazione sul muro di coronamento, l'azione della spinta dell'acqua tracimante può essere scomposta in una azione idrostatica ed in una azione dinamica che rappresenta la pressione di impatto delle onde sul coronamento.

La distribuzione della pressione dinamica viene assunta lineare tra il valore approssimato in sommità del masso :

$$P_m = g_w C^2 / 2g$$

ed il valore alla base:

$$0.5 P_m$$

dove:

$$g_w = \text{peso specifico dell'acqua};$$

$$C = (g Y)^{0.5} = \text{velocità del fronte dell'acqua tracimante};$$

$$g = \text{accelerazione di gravità};$$

$$Y = \text{distanza rappresentativa della quota raggiunta dall'acqua tracimante.}$$

Con riferimento alla figura 16 e per metro di sezione risulta:

pressione dinamica in sommità del coronamento:

$$P_m = \frac{\gamma_w}{2} Y = 1.028 * 0.86 / 2 = 0.44 \text{ t/m}^2$$

pressione idrostatica al piede del muro:

$$P_1 = \delta_w * (h_m + Y) = 1.028 * (3.90 + 0.86) = 4.89 \text{ t/m}^2;$$

pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_2 = \delta_w * Y = 1.028 * 0.86 = 0.88 \text{ t/m}^2;$$

differenza tra la pressione idrostatica al piede del muro e la pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_3 = P_1 - P_2 = \delta_w h_m = 1.028 * 3.90 = 4.01 \text{ t/m}^2;$$

spinta dinamica:

$$S_d = \frac{4}{3} * P_m * h_m = 2.30 \text{ t/m};$$

spinta idrostatica:

$$S_i = S_{i_1} + S_{i_2} = P_2 * h_m + \frac{1}{2} * P_3 * h_m = 3.45 + 7.82 = 11.27 \text{ t/m};$$

sottospinta:

$$U = \frac{1}{2} * (P_1 + \frac{P_m}{2}) * b_m = 12.79 \text{ t/m};$$

peso del masso:

$$W = (3.90 * 5.00) * \gamma_C = 44.85 \text{ t/m};$$

coefficiente di slittamento:

$$C_s = 0.6 \frac{(W - U)}{(S_d + S_i)} = 1.42;$$

coefficiente di ribaltamento rispetto al punto A:

$$C_R = \frac{W_1 * \frac{1}{2} b_m + W_2 * (b_m - \frac{b_s}{2}) + W_3 * (b_m - b_s - \frac{b_{ss}}{3})}{S_d * \frac{5}{9} h_m + S_{i_1} * \frac{1}{2} h_m + S_{i_2} * \frac{1}{3} h_m + U * \frac{2}{3} b_m} = 1.74.$$

I due coefficienti sono superiori a quelli limite indicati nelle istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [1] ( $C_s > 1.4$  e  $C_r > 1.5$ ).

### 5.2.6 *Berma al piede esterna*

La berma al piede della mantellata esterna ha la sommità larga 5.55 m alla profondità -3.85 ed è costituita da massi naturali da 1.0 - 3.0 t come quella della sezione corrente.

La berma ha uno spessore di 1.85 m e prosegue verso il fondo con pendenza 4/3 fino ad incontrare lo strato filtro alla profondità -5.70 m.

Per la verifica del dimensionamento della berma, è stata usata la formula proposta da J.W.Van Der Meer [3].

Impiegando i seguenti valori:

$$h_t = 3.85 + 0.5 \text{ sovrizzo} = 4.35 \text{ m};$$

$$h = 6.5 + 0.5 \text{ sovrizzo} = 7.0 \text{ m};$$

$$H_s = 4.10 \text{ m};$$

$$\Delta = (2.5/1.028) - 1 = 1.43;$$

si ottiene

$$D_{n50} = 0.64 \text{ m};$$

cui corrisponde un peso medio dei massi di 0.64 t.

La stabilità della berma, prevista in massi naturali da 1.0 - 3.0 t, è pertanto assicurata.

Le caratteristiche della berma sono uguali a quelle della sezione corrente.

### 5.2.7 *Berma al piede interna*

La berma al piede della mantellata interna ha la sommità larga 2.75 m alla profondità -2.85 m ed è costituita da massi naturali da 1.0 - 3.0 t come quella della sezione corrente.

La berma ha uno spessore di 1.85 m e prosegue verso il fondo con pendenza 4/3 fino ad incontrare lo strato filtro alla profondità -4.70 m.

Le caratteristiche della berma sono uguali a quelle della sezione corrente.

### 5.2.8 *Strati filtri*

Gli strati filtro sono uguali a quelli della sezione corrente.

### **5.2.9 *Tout venant***

All'interno della diga è previsto l'uso di tout-venant di cava.

Il materiale dovrà essere privo del fino e del finissimo e la pezzatura inferiore ad 1 Kg non dovrà superare il 2% del materiale totale.

### 5.3 TESTATA DEL PROLUNGAMENTO DEL SOPRAFLUTTO

#### 5.3.1 Premessa

La testata si trova su di un fondale di -5.50 m, meno profondo di quello della radice e della sezione corrente del prolungamento del molo sopraflutto e per questo motivo è stato possibile utilizzare gli stessi massi previsti per la sezione corrente e mantenere la struttura di quella sezione anche nel tratto terminale del molo.

Per la sezione tipo della testata si sono condotte le verifiche di stabilità della mantellata e della berma al piede.

La cresta della testata è posta alla quota +4.30 m s. l. m. m. .

#### 5.3.2 Mantellata esterna

La mantellata esterna è costituita da massi Antifer di peso 7.8 t disposti su due strati con pendenza di 2/3.

La stabilità dei massi è stata verificata con la formula di Hudson [1] illustrata nel capitolo 5.1.2:

$$W = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

Utilizzando i seguenti parametri ed i valori dei coefficienti indicati nello SPM [6]:

- H: moto ondoso limitato dal frangimento sul fondale 5.50 m + 0.5 m di sovrizzo = 3.50 m;
- $\delta_c = 2.30 \text{ t/m}^3$ ;
- $\delta_w = 1.028 \text{ t/m}^3$ ;
- $\cot \alpha = 1.5$ ;
- KD = 5 (il coefficiente di stabilità dei massi Antifer viene associato a quello per i tetrapodi; il valore è relativo alla condizione di testata con pendenza 2/3 ed onda frangente);

La formula di Hudson fornisce un peso dei massi  $W = 6.9 \text{ t}$ .

Nel dimensionamento sono stati previsti massi da 7.8 t e quindi la verifica di stabilità della mantellata è positiva.

I massi artificiali tipo Antifer sono caratterizzati dalle grandezze

$a =$  grandezza caratteristica dell'elemento  $= (V/0.8)^{1/3} = 1.61$  m

$V =$  volume dell'elemento  $= W/\delta c$

La mantellata realizzata con massi Antifer disposti su due strati ha uno spessore di  $2 a = 3.25$  m.

La maglia di posa, nel senso verticale, è pari ad  $a = 1.61$  m e nel senso orizzontale è pari a  $1.48a = 2.38$  m ma, date le differenze di area tra le superfici che contengono i baricentri dei massi del primo e del secondo strato, tale distanza deve essere riferita per ambedue gli strati alla sezione mediana della mantellata.

La densità di pieno della mantellata è  $= 0.54$ .

### 5.3.3 Berma al piede

La berma al piede della mantellata esterna ha la sommità larga 2.75 m alla profondità -2.95 ed è costituita da massi naturali da 1.0 - 3.0 t come quella della sezione corrente.

La berma ha uno spessore di 1.85 m e prosegue verso il fondo con pendenza 4/3 fino ad incontrare lo strato filtro alla profondità -4.80 m.

Per la verifica del dimensionamento della berma, è stata usata la formula proposta da J.W.Van Der Meer [3].

Impiegando i seguenti valori:

$$h_i = 2.95 + 0.5 \text{ sovrizzo} = 3.45 \text{ m.};$$

$$h = 5.5 + 0.5 \text{ sovrizzo} = 6.0 \text{ m};$$

$$H_s = 3.50 \text{ m};$$

$$\Delta = (2.5/1.028) - 1 = 1.43;$$

si ottiene

$$D_{n50} = 0.62 \text{ m};$$

cui corrisponde un peso medio dei massi di 0.58 t.

La stabilità della berma, prevista in massi naturali da 1.0 - 3.0 t, è pertanto assicurata.

Le principali caratteristiche della berma sono le seguenti:

$W:$  peso medio degli scogli = 2.0 t;



V:	volume medio degli scogli =	0.77 m <sup>3</sup> ;
Dn50:	diametro medio nominale (V) <sup>1/3</sup> =	0.92 m;
	numero di strati di massi =	2;
	spessore della mantellata = 2Dn50 =	1.85 m;
	densità di pieno =	0.7;
	maglia di posa =	casuale;
	numero di massi sul piano superiore della berma =	3.

#### **5.3.4 Strati filtri**

Gli strati filtro sono uguali a quelli previsti sotto la mantellata esterna e la berma al piede esterna della sezione corrente.

#### **5.3.5 Tout venant**

All'interno della diga è previsto l'uso di tout-venant di cava.

Il materiale dovrà essere privo del fino e del finissimo e la pezzatura inferiore ad 1 Kg non dovrà superare il 2% del materiale totale.

## 5.4 SEZIONE CORRENTE DEL MOLO SOTTOFLUTTO

### 5.4.1 Quota di cresta e valutazione delle tracimazioni

Il molo di sottoflutto è previsto nell'ambito dell'ampliamento del porto ed è finalizzato alla creazione di una nuova darsena all'interno della quale saranno disposti pontili per l'ormeggio di natanti da diporto.

Per limitare l'impatto visivo del molo e contenere la quota di cresta, è stata prevista una struttura tracimabile non direttamente attraccabile: la quota sul lato interno del masso di coronamento è posta a +2.5 m s. l. m. m., prevedendo che ad essa, debitamente discosti, siano attraccati i pontili di ormeggio dei natanti.

Non è previsto che sulla banchina stazionino mezzi o merci ed è interdetto il transito alle persone ed ai mezzi durante le mareggiate estreme.

La cresta della sezione del prolungamento del molo sopraflutto è stata posta alla quota, +3.90 m s. l. m. m.

Si è calcolata la portata tracimante sulla sezione e verificato che, anche in occasione di una mareggiata pari a quella di progetto, la tracimazione non sia tale da compromettere la stabilità della parte interna della sezione ovvero, secondo quanto riportato da J.W.Van Der Meer [3], non superiore a 57 l/s m.

Per il calcolo della portata media tracimata si sono utilizzate le formule proposte da J. Van Deer Meer and J.P.F.M. Janssen [4] per onde frangenti o non frangenti; le formule tengono conto delle caratteristiche del moto ondoso ( $H_s$ , e angolo di incidenza) e della geometria della sezione (altezza della cresta, dimensioni della berma al piede, profondità al piede della sezione, pendenza e tipo del paramento):

per onde frangenti con  $\xi_{op} < 2$  risulta:

$$\frac{q_{br}}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}} = 0.6 \exp \left( -5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right)$$

per onde non frangenti con  $\xi_{op} > 2$  risulta:

$$\frac{q_{nb}}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp \left( -2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right).$$

Con riferimento alla descrizione dei simboli del capitolo 5.1.1, tenendo conto del sovralzato di progetto di +0.50 m, non considerando il limite indicativo suggerito dagli autori  $\gamma_b \cdot \gamma_h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \geq 0.5$  ed adottando i seguenti parametri:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2;$
- $H_s = 3.0 \text{ m};$
- $T_p = 9.5 \text{ s};$
- $b = 24^\circ;$
- $\alpha = 33^\circ (\cot \alpha = 1,5);$
- $R_c = 3.9 - 0.5 = 3.4 \text{ m};$
- $H_m = 4.6 + 0.5 = 5.1 \text{ m};$
- $B = 2.75 \text{ m};$
- $d_{hi} = 2.15 + 0.5 = 2.65 \text{ m};$
- $\gamma_f = \text{massi tipo antifer} = 0.5;$

si ricava:

- $\gamma_b = 0.857;$
- $\gamma_f = 0.5;$
- $\gamma_h = 0.841;$
- $\gamma_\beta = 0.921;$

e quindi i due valori della tracimazione per metro di paramento :

$$q_{br} = 0.112 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde non frangenti (breaking)}$$
$$q_{nb} = 0.0005 \text{ m}^3/\text{s m} \quad \text{per onde frangenti (no breaking)}$$

I due valori differiscono quasi di due ordini di grandezza ed è chiaro che all'interno della zona dei frangenti vi sia una transizione tra le due condizioni.

Il valore atteso di tracimazione si colloca più vicino all'uno o all'altro in funzione del rapporto tra l'onda all'esterno della zona dei frangenti e quella al piede della struttura: più quest'ultima si riduce più la percentuale di onde frangenti e frange aumenta e più la condizione di onda frangente diventa significativa.

Per calcolare il valore atteso della tracimazione si è fatto ricorso ad una relazione ricavata da misure condotte su numerosi modelli fisici che pesa attraverso un indice i due valori in funzione del rapporto tra l'onda fuori dalla zona dei frangenti e quella al piede dell'opera:

$$q = q_{br} \quad \text{per } H_s \leq 0.183H_{obr}$$
$$q = q_{br} * I_{bro} + q_{nb} (1 - I_{bro}) \quad \text{per } H_s > 0.183H_{obr}$$

dove:

$I_{bro}$  indice di frangimento per il calcolo nelle formule per l'overtopping

$$= 1.5 \left( \frac{H_{obr} - H_s}{H_{obr}} \right)^2$$

$H_{obr}$ = altezza d'onda significativa fuori della zona dei frangenti.

Utilizzando la formula sopra indicata si ottiene:

$$q = 0.044 \text{ m}^3/\text{s m} \equiv 44 \text{ l/s m}$$

Il valore ottenuto è stato confrontato con quelli calcolati con la rete neurale del progetto europeo CLASH che è stata sviluppata tramite circa 8000 set di dati di tracimazioni su modelli fisici ed opere a mare ed è disponibile sul Web.

I risultati della rete neurale indicano come valore più probabile della portata  $q_{(clash)} = 2,72 \text{ l/sm}$  ed un valore al 97,5% della banda di previsione  $q_{(clas97,5\%h)} = 20,5 \text{ l/sm}$  (Tab. 6).

Il fatto che il valore calcolato con le precedenti formule sia più elevato rispetto a quello ricavato con la rete neurale, è imputabile alla maggiore considerazione, nel primo, degli effetti del frangimento dei moti ondosi che raggiungono la struttura.

Il valore assunto nel dimensionamento della struttura di 44 l/s m risulta inferiore a 57 l/s m indicato in letteratura [3] come limite per assicurare la stabilità del lato interno della mantellata nel caso di struttura tracimabile e quindi la verifica della struttura dimensionata alla tracimazione risulta positiva.

#### 5.4.2 Mantellata esterna

La mantellata esterna è costituita da massi Antifer di peso 3.1 t disposti su due strati con pendenza di 2/3.

La stabilità dei massi è stata verificata con la formula di Hudson [1]:

$$W = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot g\alpha}$$

Con riferimento ai parametri illustrati nel capitolo 5.1.2 ed utilizzando i seguenti valori ed i coefficienti indicati nello SPM [6]:

H = 3.00 m;  
 $\delta_c = 2.30 \text{ t/m}^3$ ;  
 $\delta_w = 1.028 \text{ t/m}^3$ ;  
 $\cot\alpha = 1.5$ ;  
KD = 7 (il coefficiente di stabilità dei massi Antifer viene associato a quello per i tetrapodi; il valore è relativo alla condizione di sezione corrente ed onda frangente);

si ottiene :

W= 3.1 t

e quindi la verifica di stabilità della mantellata è positiva.

I massi artificiali tipo Antifer sono caratterizzati dalle grandezze:

$a =$  grandezza caratteristica dell'elemento  $= (V/0.8)^{1/3} = 1.19 \text{ m}$

$V =$  volume dell'elemento  $= W/\delta_c = 1.36 \text{ m}^3$

Le caratteristiche della mantellata realizzata con i massi tipo Antifer sono le seguenti:

altezza della mantellata (2 strati)  $= 2 a$ ;

posa con rotazione casuale del masso e posizione assegnata con maglia orizzontale  $1.48 a = 1.77 \text{ m}$  e verticale  $= a = 1.19 \text{ m}$ ;

sfasamento nel piano inclinato tra i baricentri dei massi Antifer dello strato inferiore e di quello superiore: orizzontale  $= 0.74 a = 0.88 \text{ m}$ ; verticale  $= 0.5 a = 0.60$ ;

densità di pieno  $= 0.54$ .

Per la maglia di posa si è adottata la soluzione più dissimetrica tra quelle utilizzabili in quanto essa ha fornito ottimi risultati in prove su modelli fisici ed è stata impiegata, tra le altre, nella costruzione del porto di Ras Laffan (Qatar) dove sono stati realizzati 11 Km di breakwaters con mantellata in Antifer.

#### 5.4.3 Mantellata interna

La mantellata interna è prevista in massi da 0.5 - 1 t con pendenza 2/3 e raggiunge lo strato filtro alla profondità di -2.00 m.

La stabilità della mantellata interna è garantita dal fatto che l'entità della tracimazione media con i moti ondosi di progetto è stata contenuta al disotto del valore  $57 \text{ l/m s}$ .

#### 5.4.4 *Masso di coronamento*

In cresta è previsto un masso di coronamento per contenere gli Antifer, limitare la tracimazione e consentire il transito diretto ai pontili di ormeggio nonché le attività di monitoraggio e manutenzione della mantellata e del faro che sarà realizzato in testata.

Il masso è stato sottoposto alla verifica di stabilità allo slittamento ed al ribaltamento.

Sul masso, oltre al peso, viene esercitata una spinta dovuta alle onde che raggiungono il coronamento; la spinta viene schematizzata in un'azione dinamica ed una idrostatica.

Le formule che stimano l'entità dell'azione dinamica, si basano sulla quota del coronamento e su quella di risalita dell'acqua sulla mantellata in accordo con quanto proposto da Bruun [7].

Per la valutazione della risalita d'acqua si è fatto ricorso alla formula proposta da Battjes e riportata nel CEM [6] che stima la risalita dell'onda su di una superficie liscia impermeabile e tiene conto della permeabilità della mantellata, della distribuzione dei moti ondosi, della presenza di una berma e dell'inclinazione dell'onda incidente attraverso dei coefficienti correttivi:

$$R_{U\%} / H_s = (A\zeta - C)\gamma_\gamma\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$$

Con riferimento ai simboli illustrati nel capitolo 5.1.4, considerato che i fattori di riduzione per il molo in progetto risultano uguali a quelli calcolati per la tracimazione sulla struttura (Cap 5.4.1) :

$$\gamma_b = 0.857;$$

$$\gamma_f = 0.5;$$

$$\gamma_h = 0.841;$$

$$\gamma_\beta = 0,921;$$

inserendo i seguenti valori nella formula:

$$H_s = 3.00 \text{ m};$$

$$T_p = 9.5 \text{ s};$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2;$$

risulta:

$$\xi_{op} = 4.57;$$

$$R_{U2\%} = 4.87 \text{ m.}$$

Dato che il soprizzo è di 0.5 m, la quota raggiunta dal run up è di 5.37 m.

Utilizzando la formula proposta da Brunn [6] ad una risalita  $R_{U2\%}$  corrisponde un'altezza della spinta idrodinamica  $Y$  che può essere calcolata, con riferimento alla figura 16, dalla formula:

$$Y = \frac{R_u - R_c}{\text{sen}\alpha} * \frac{\text{sen}\beta}{\cos(\alpha - \beta)}.$$

Con riferimento ai simboli illustrati nel capitolo 5.1.4 ed inserendo nella formula i seguenti valori:

$$R_u = 5.37 \text{ m;}$$

$$R_c = 3.90 \text{ m;}$$

$$\beta = 15^\circ;$$

$$\alpha = 33.69^\circ;$$

si ottiene:

$$Y = 0.72 \text{ m.}$$

Con riferimento allo schema di calcolo indicato da Bruun [6] e riportato nella figura 16, in presenza di tracimazione sul muro di coronamento, l'azione della spinta dell'acqua tracimante può essere scomposta in una azione idrostatica ed in una azione dinamica che rappresenta la pressione di impatto delle onde sul coronamento.

La distribuzione della pressione dinamica viene assunta lineare tra il valore approssimato in sommità del masso :

$$P_m = g_w C^2 / 2g$$

ed il valore alla base:

$$0.5 P_m$$

dove:

$$g_w = \text{peso specifico dell'acqua;}$$

$$C = (g Y)^{0.5} = \text{velocità del fronte dell'acqua tracimante;}$$

$$g = \text{accelerazione di gravità;}$$

$$Y = \text{distanza rappresentativa della quota raggiunta dall'acqua tracimante.}$$

Con riferimento alla figura 16 e per metro di sezione risulta:

pressione dinamica in sommità del coronamento:

$$P_m = \frac{\gamma_w}{2} Y = 1.028 * 0.72 / 2 = 0.37 \text{ t/m}^2$$

pressione idrostatica al piede del muro:

$$P_1 = \delta_\omega * (h_m + Y) = 1.028 * (3.35 + 0.72) = 4.18 \text{ t/m}^2;$$

pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_2 = \delta_\omega * Y = 1.028 * 0.72 = 0.74 \text{ t/m}^2;$$

differenza tra la pressione idrostatica al piede del muro e la pressione idrostatica alla sommità del coronamento:

$$P_3 = P_1 - P_2 = \delta_\omega h_m = 1.028 * 3.90 = 3.44 \text{ t/m}^2;$$

spinta dinamica:

$$Sd = \frac{4}{3} * P_m * h_m = 1.65 \text{ t/m};$$

spinta idrostatica:

$$Si = Si_1 + Si_2 = P_2 * h_m + \frac{1}{2} * P_3 * h_m = 2.48 + 5.77 = 8.25 \text{ t/m};$$

sottospinta:

$$U = \frac{1}{2} * (P_1 + \frac{P_m}{2}) * b_m = 18.57 \text{ t/m};$$

peso del masso:

$$W = W1 + W2 + W3 = (1.95 * 8.5) * \gamma_C + (1.4 * 1.0) * \gamma_C + \frac{(1.4 * 0.5) * \gamma_C}{2} = 38.12 + 3.22 + 0.81 = 42.15 \text{ t/m};$$

coefficiente di slittamento:

$$C_s = 0.6 \frac{(W - U)}{(Sd + Si)} = 1.43;$$

coefficiente di ribaltamento rispetto al punto A:

$$C_R = \frac{W1 * \frac{1}{2} b_m + W2 * (b_m - \frac{b_s}{2}) + W3 * (b_m - b_s - \frac{b_{ss}}{3})}{Sd * \frac{5}{9} h_m + Si_1 * \frac{1}{2} h_m + Si_2 * \frac{1}{3} h_m + U \frac{2}{3} b_m} = 1.63.$$



maglia di posa = casuale;

numero di massi sul piano superiore della berma = 3.

#### 5.4.6 Strati filtro

Al di sotto delle mantellate e della berma al piede esterna, sono stati previsti dei filtri in massi naturali.

Gli strati filtro sono costituiti da massi da 100 Kg a 500 Kg.

Le principali caratteristiche dello strato filtro sono le seguenti:

W = peso medio degli scogli = 300 kg;

rapporto con il peso del masso della mantellata esterna = 10.3;

V = volume medio degli scogli = 0.12 m<sup>3</sup>;

Dn50 = diametro medio nominale (V)<sup>1/3</sup> = 0.49 m;

numero di strati di massi = 2;

spessore dello strato = 2Dn50 = 1.00 m;

densità di pieno = 0.7;

maglia di posa = casuale.

Al di sotto della berma al piede il filtro è costituito da un solo strato di massi per uno spessore di 0,50 m.

#### 5.4.7 Tout venant

All'interno della diga è previsto l'uso di tout-venant di cava.

Il materiale dovrà essere privo del fino e del finissimo e la pezzatura inferiore ad 1 Kg non dovrà superare il 2% del materiale totale.

## 6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] Istruzioni tecniche per la progettazione della dighe marittime - Ministero dei lavori pubblici e CNR (1996).

[2] J. W. Kamphuis - Computation of coastal morphology - Proceedings of the short course on design and reliability of coastal structures - Attached to the 23rd ICCE (1992).

[3] J. Van Deer Meer - Conceptual design of rubble mound breakwaters - Proceedings of the short course on design and reliability of coastal structures - Attached to the 23rd ICCE(1992).

[4] J. Van Deer Meer and J.P.F.M. Janssen : "Wave run up and wave overtopping at dikes" Rivista ASCE.

[5] CLASH: "Crest level assessment of coastal structures by full-scale monitoring, neural network prediction and hazard analysis on permissible wave overtopping" - Commission of the European Communities - Neural Network - [www.clash-eu.org](http://www.clash-eu.org) (2005).

[6] Coastal Engineering Manual, U.S. ARMY Corps of engineers - Centre for experimental coastal engineering - Vicksburg, EM 1110-2-1100, parte VI: versione disponibile nel WEB: "<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/eng-manuals/>", (2001).

[7] P. Brunn - Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection -pp. 339 342- Ed. Elsevier(1984).

**FIGURE**

# IPOSTESI PROGETTUALE 19

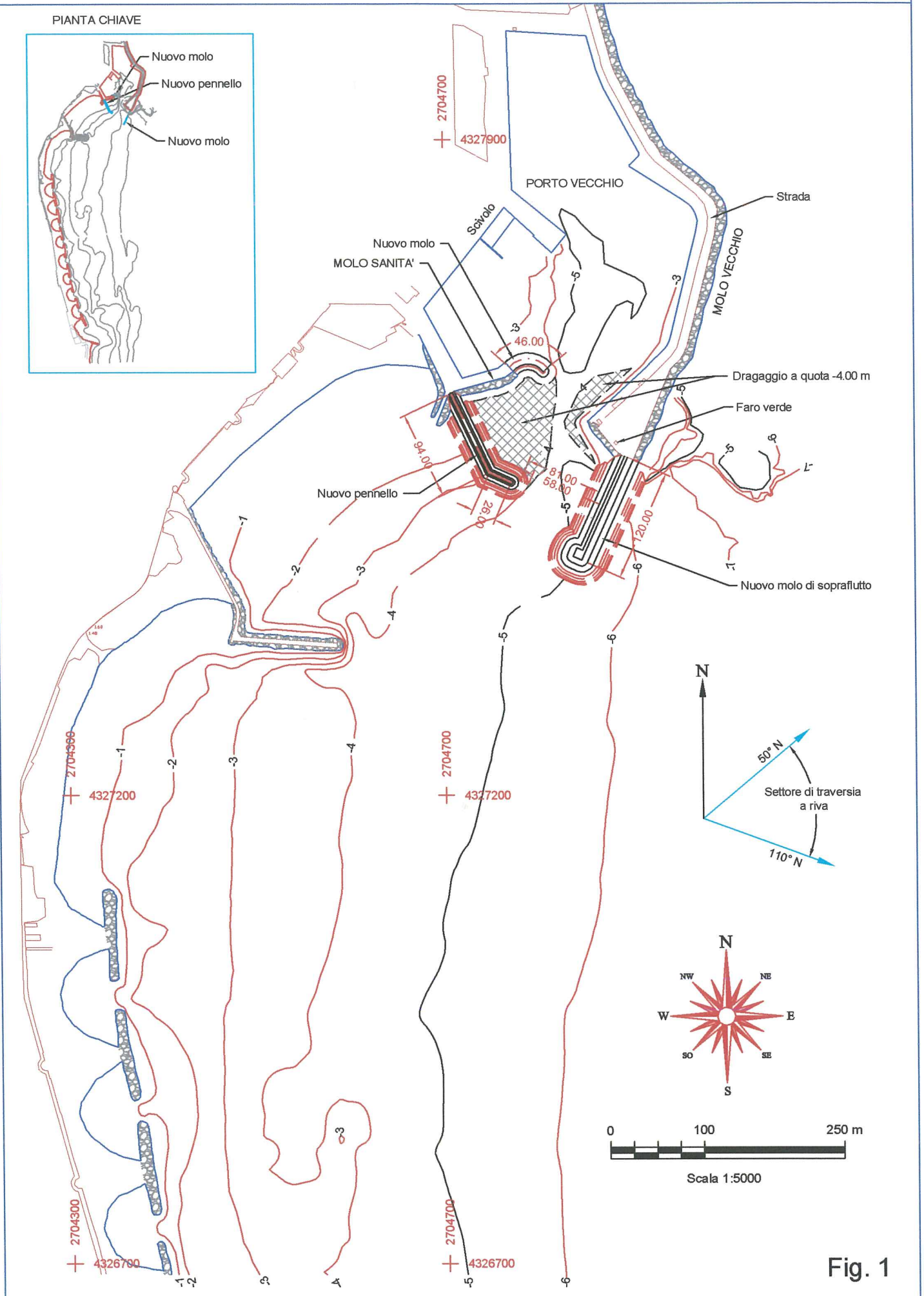


Fig. 1

# PORTO VECCHIO - IPOTESI PROGETTUALE 12

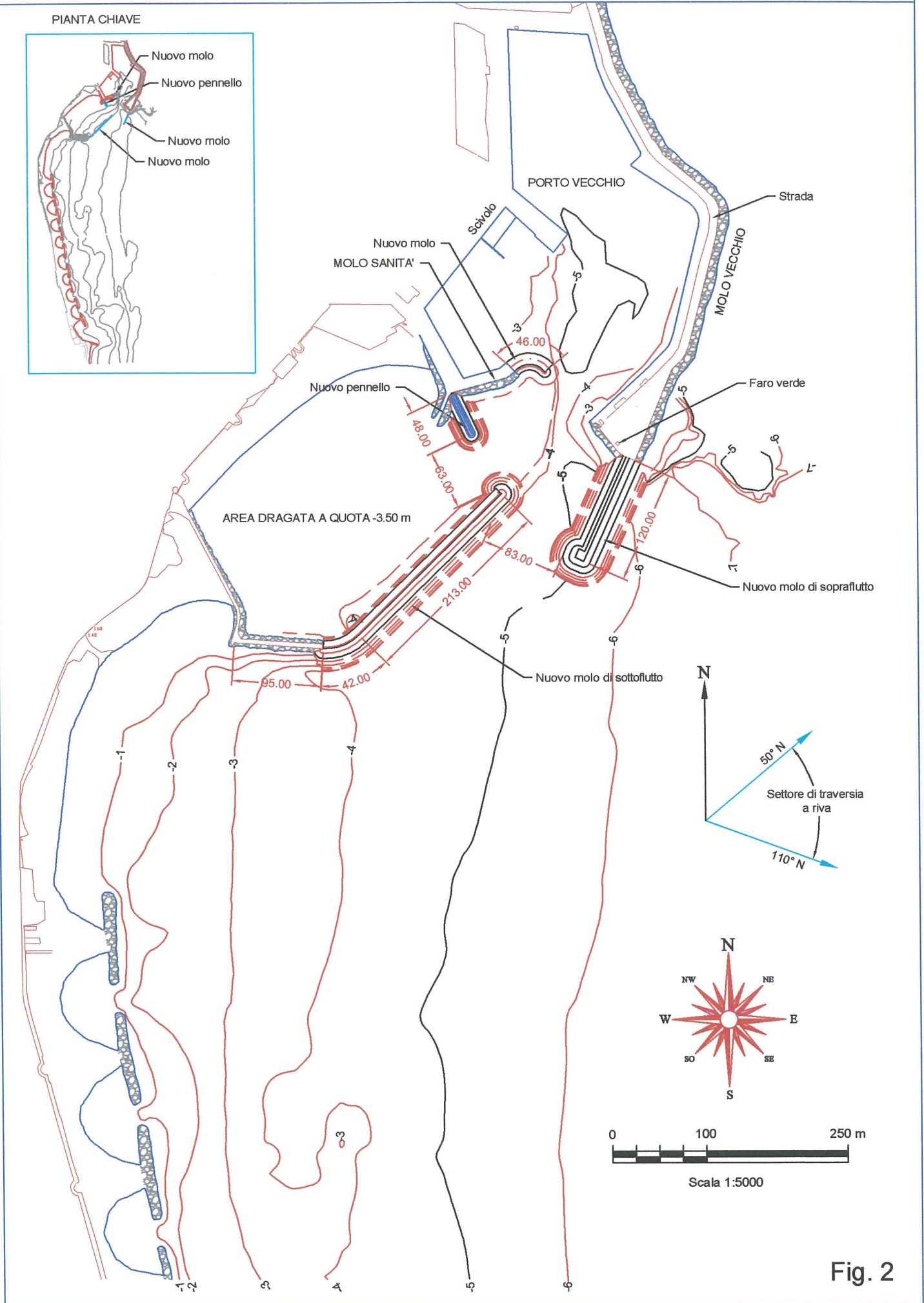


Fig. 2



# PORTO VECCHIO - UBICAZIONE SEZIONI TIPO

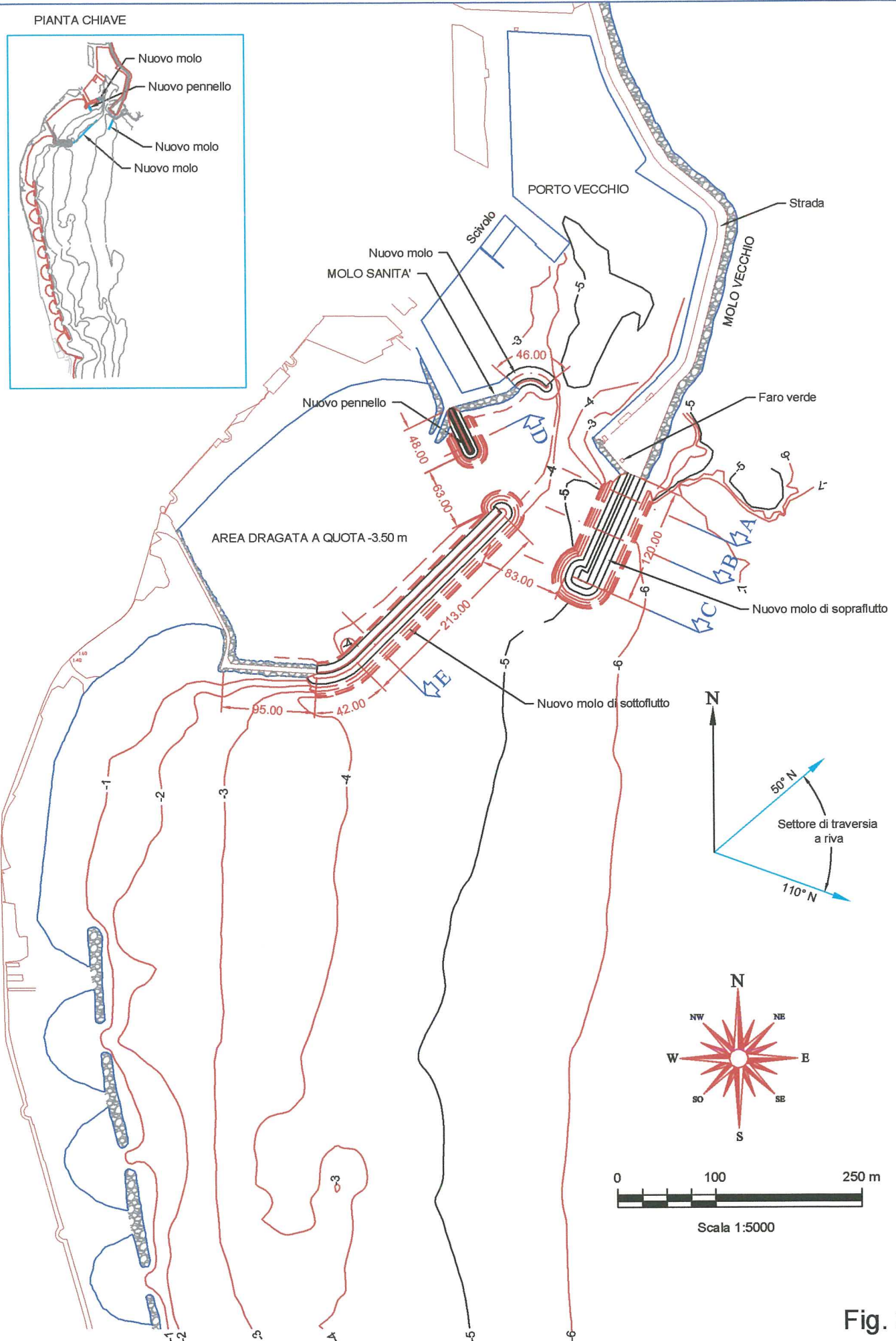


Fig. 3

# PORTO VECCHIO - RILIEVI BATIMETRICI ED UBICAZIONE SONDAGGI

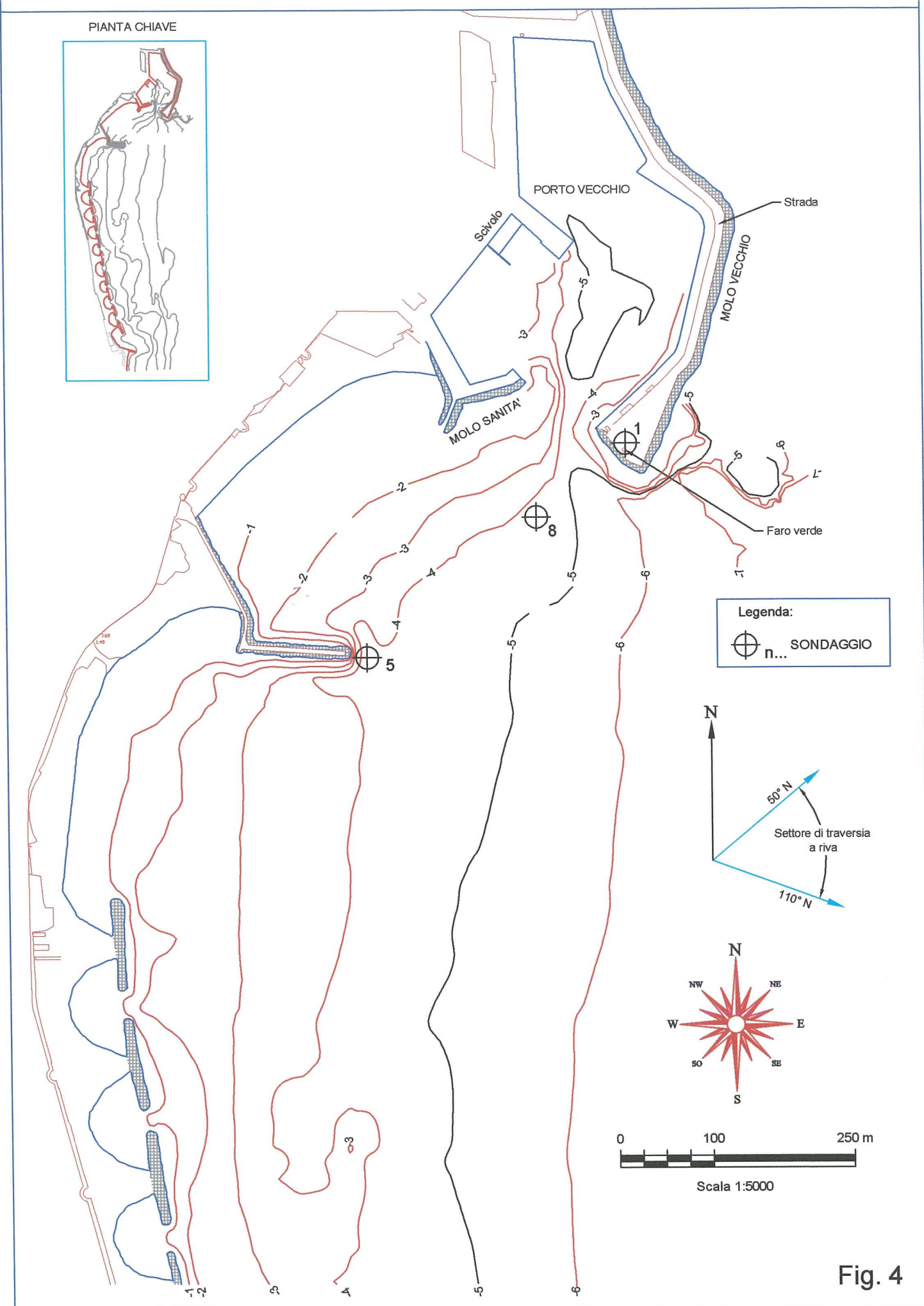
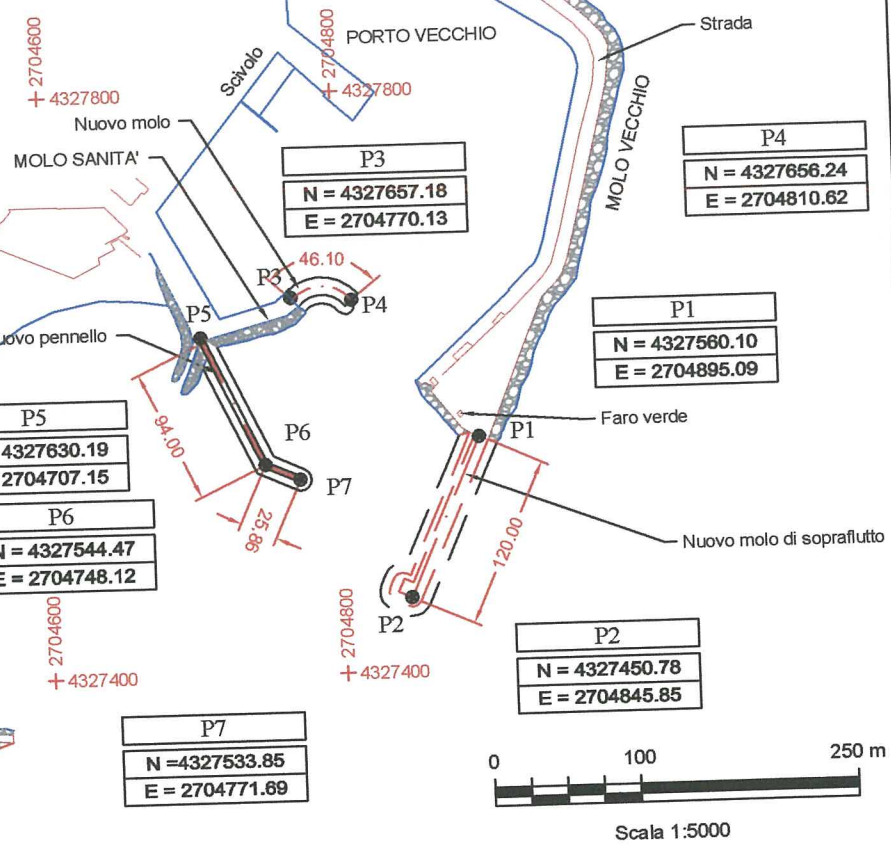
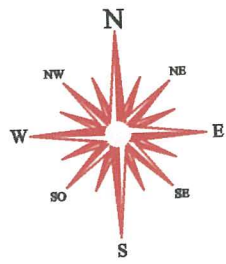


Fig. 4



# PLANIMETRIA TRACCIAMENTI

## SOLUZIONE DI ADEGUAMENTO



P3
N = 4327657.18
E = 2704770.13

P4
N = 4327656.24
E = 2704810.62

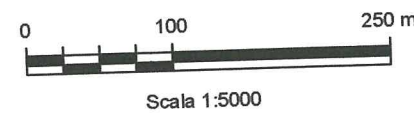
P1
N = 4327560.10
E = 2704895.09

P5
N = 4327630.19
E = 2704707.15

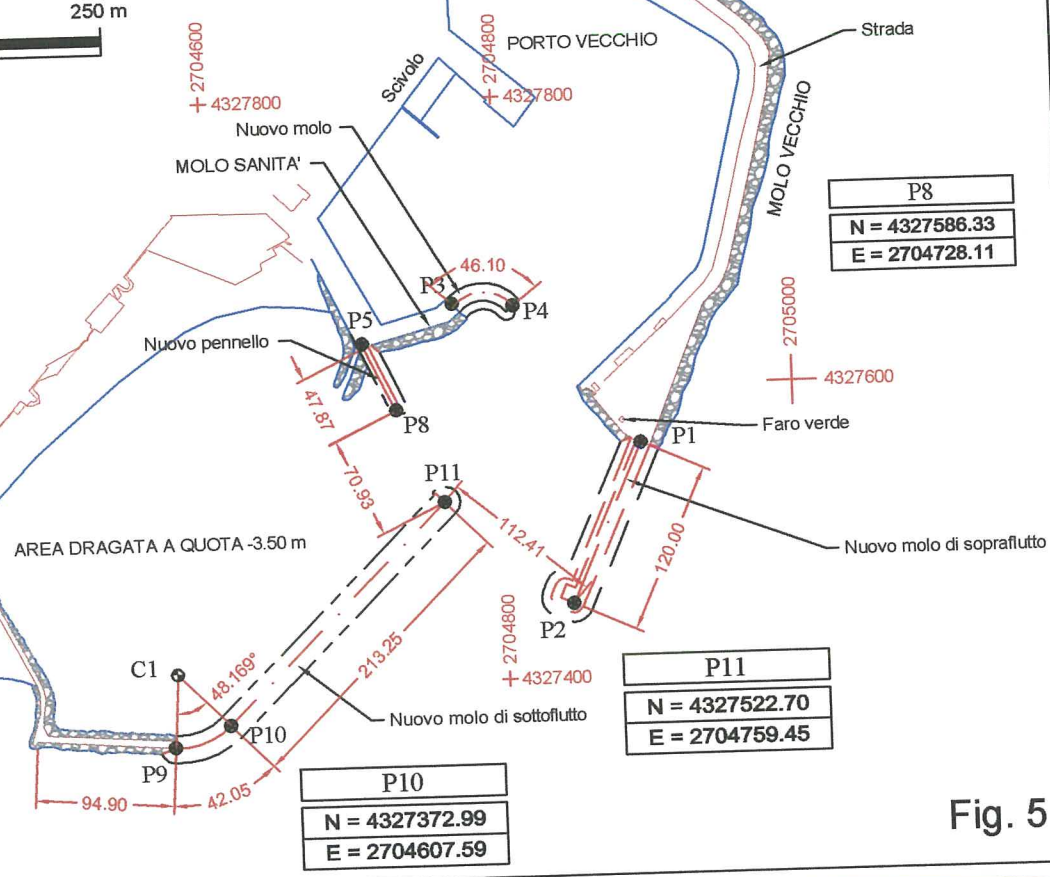
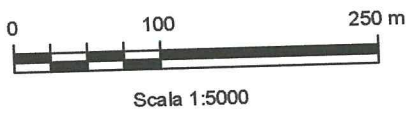
P6
N = 4327544.47
E = 2704748.12

P2
N = 4327450.78
E = 2704845.85

P7
N = 4327533.85
E = 2704771.69



## SOLUZIONE DI AMPLIAMENTO



C1
N = 4327408.60
E = 2704572.49
R = 50.00 m
t = 22.35 m
$\alpha = 48.169^\circ$
Sv = 42.036 m

P8
N = 4327586.33
E = 2704728.11

P9
N = 4327358.70
E = 2704569.37

P11
N = 4327522.70
E = 2704759.45

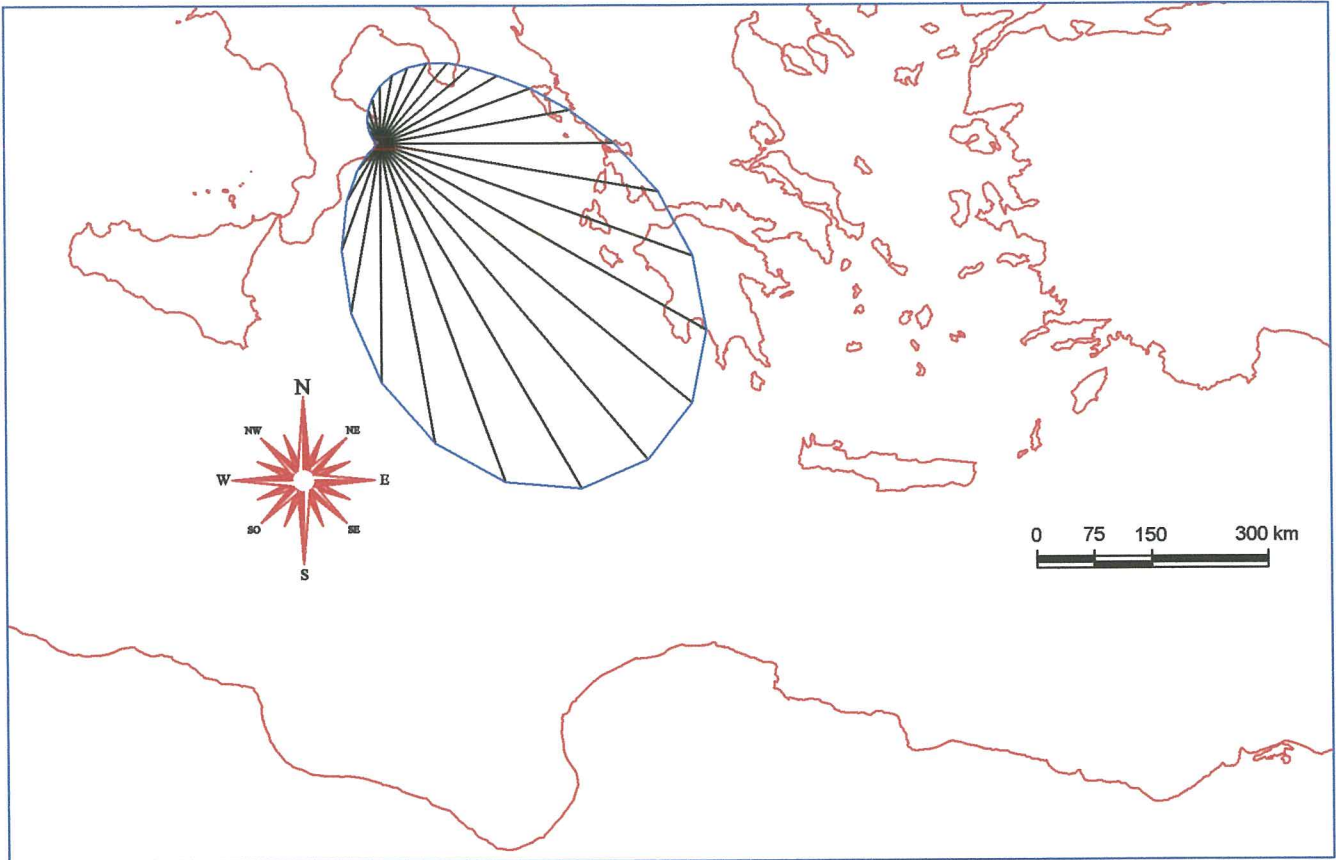
P10
N = 4327372.99
E = 2704607.59

Fig. 5



# PARAGGIO DI CROTONE

## FETCH EFFICACI E DEVIAZIONI MOTO ONDOSO



Direzione (°N)	Fetch eff. (km)	Deviazione (°)
10.00	90.0511	12.3322
20.00	105.3414	9.9550
30.00	120.7738	8.6314
40.00	136.6617	8.1641
50.00	154.2446	8.4249
60.00	176.6917	9.5843
70.00	207.8425	11.4894
80.00	250.2499	13.3963
90.00	304.1312	14.4863
100.00	366.7182	14.2856
110.00	431.2978	12.6126
120.00	488.1115	9.5374
130.00	526.7260	5.2872
140.00	538.6439	.1410
150.00	519.4829	-5.6305
160.00	470.2638	-11.7921
170.00	397.4867	-18.1560
180.00	311.6871	-24.5683
190.00	224.9051	-30.8802
200.00	147.9198	-36.9032
210.00	87.8319	-42.2264
220.00	46.6484	-45.4741
230.00	22.0663	-42.6530
240.00	9.9986	-27.9065
250.00	5.8216	-6.5494
260.00	5.2258	2.3703
270.00	5.4995	4.5932
280.00	6.1046	7.7218
290.00	7.4880	13.5946
300.00	10.3491	21.0652
310.00	15.4049	26.7162
320.00	23.1148	28.6670
330.00	33.4587	27.3141
340.00	45.9599	23.9317
350.00	59.9671	19.7599
360.00	74.8408	15.7047

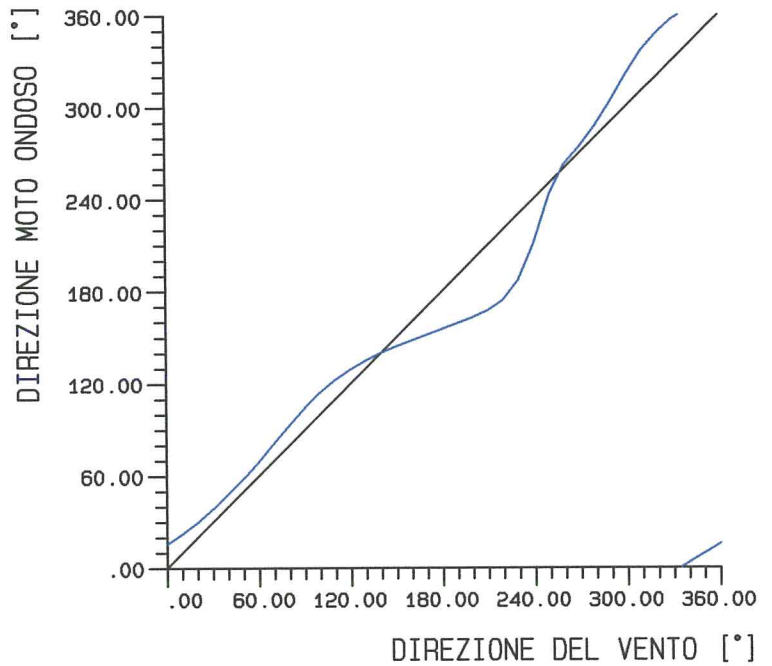


Fig. 6

# PARAGGIO DI CROTONE

Distribuzione della frequenza % dei moti ondosi al largo  
Settore di traversia 355° N - 175° N

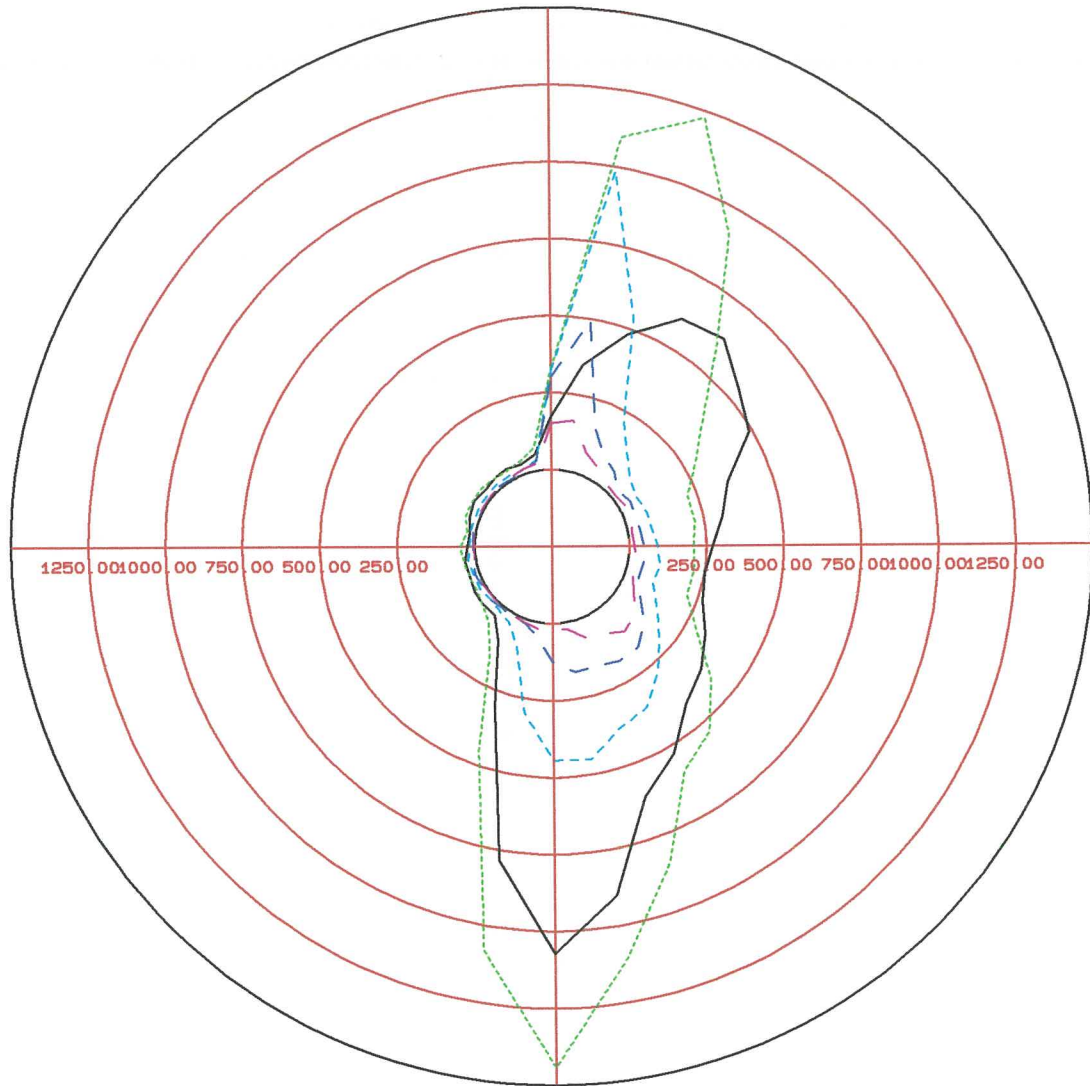


Fig. 7a

# PARAGGIO DI CROTONE

Distribuzione della frequenza % dei moti ondosi al largo  
Settore di traversia 355° N - 175° N

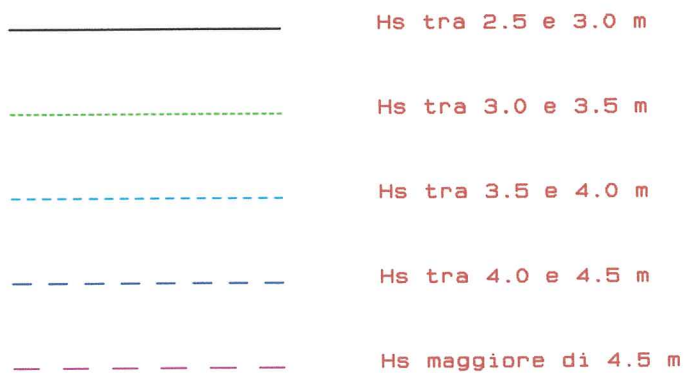
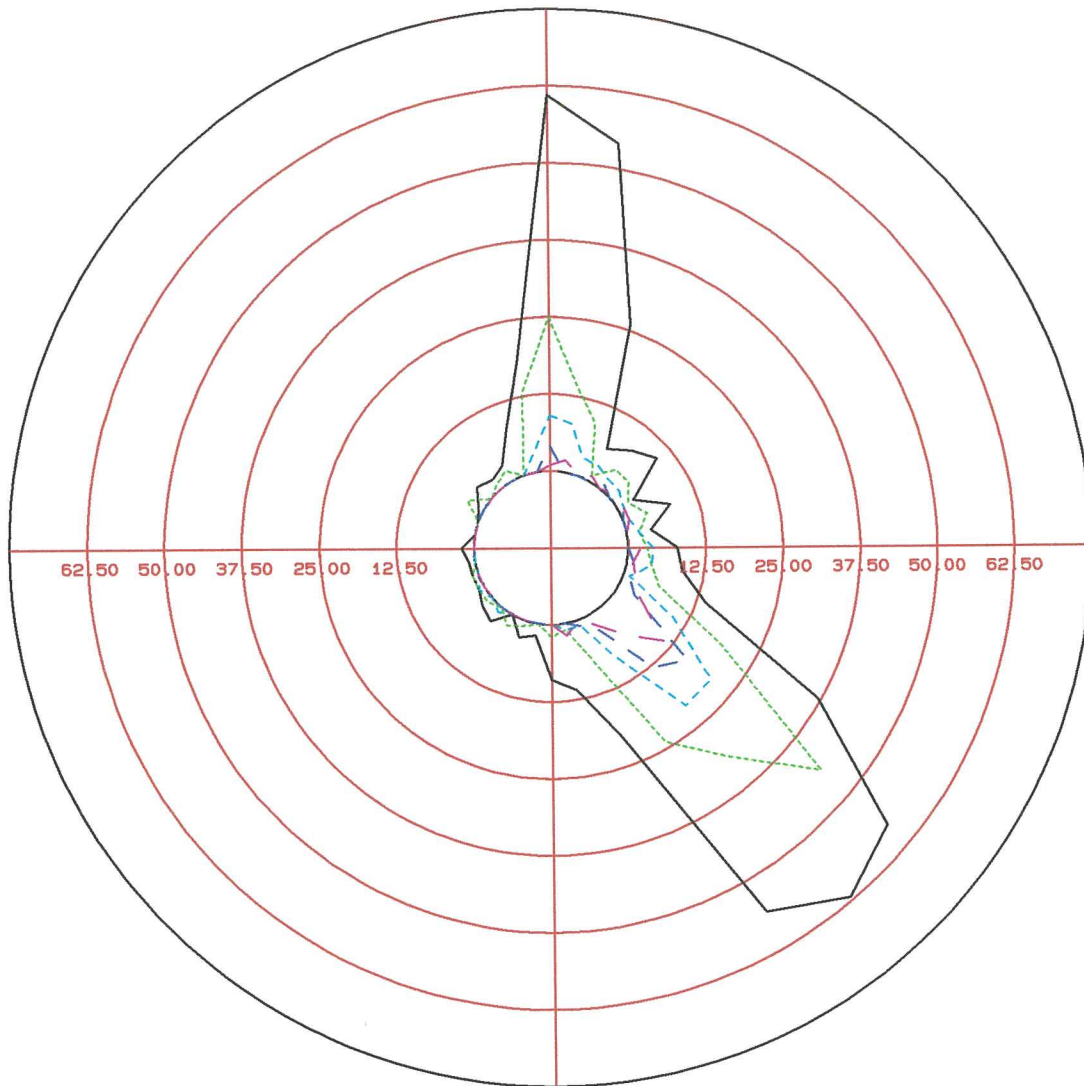
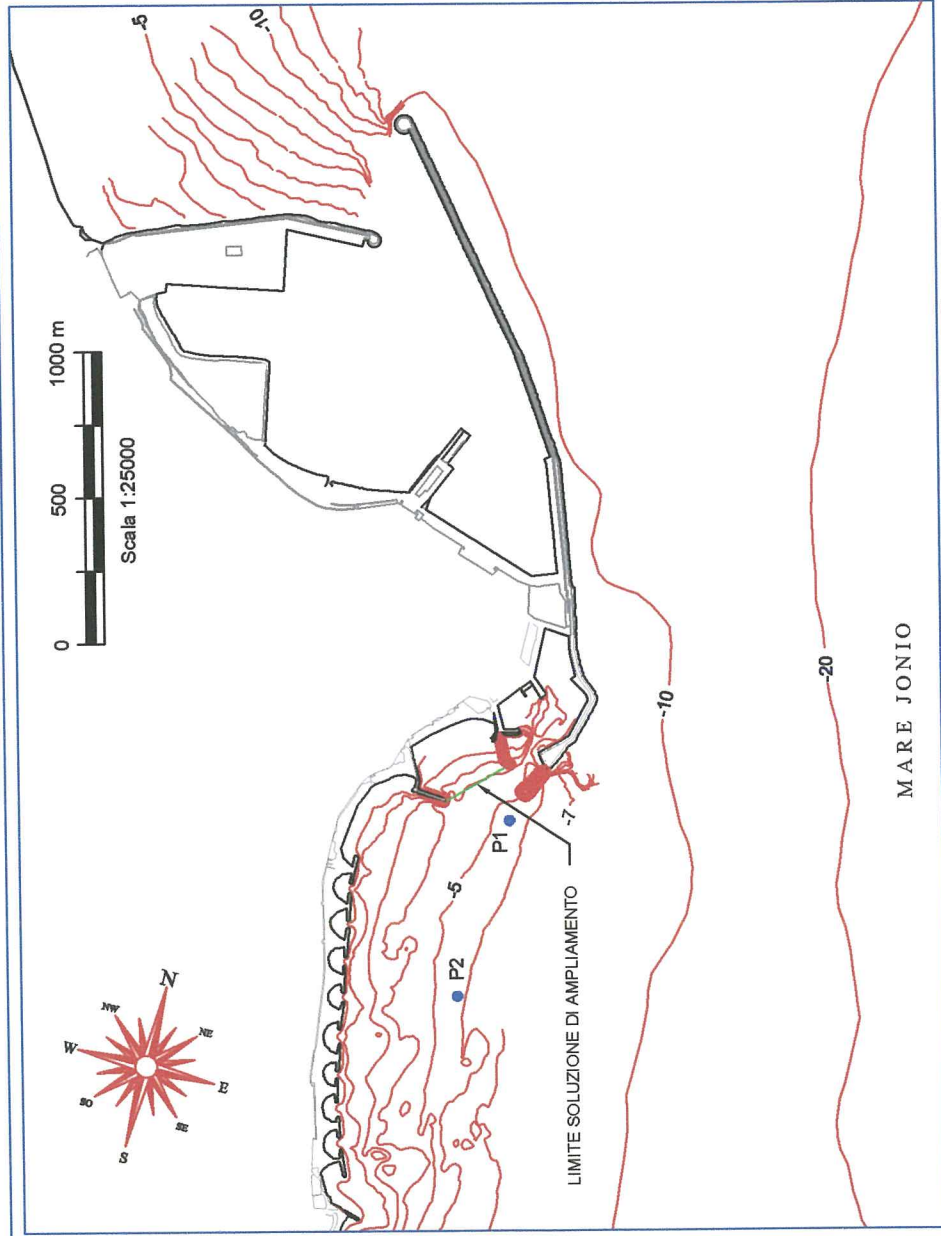


Fig. 7b



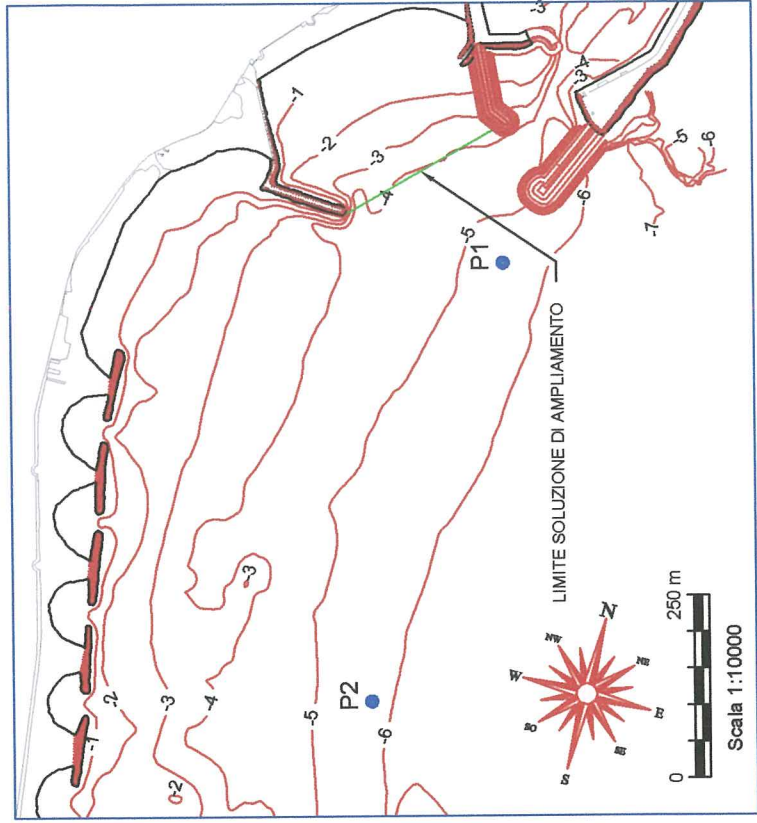
# UBICAZIONE DEI PUNTI DI CALCOLO A RIVA



COORDINATE GEOGRAFICHE DEI PUNTI DI CALCOLO A RIVA

P1 = 39° 04' 30" N - 17° 08' 11"

P2 = 39° 04' 20" N - 17° 08' 10"



Legenda:

- Improbrio delle opere sul livello medio mare
- Soluzione di adeguamento
- Soluzione di ampliamento

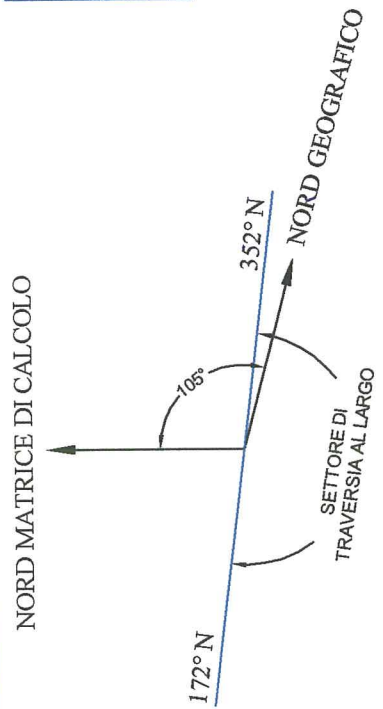


Fig. 8

# CROTONE PUNTO DI CALCOLO A RIVA P1

Distribuzione della frequenza % dei moti ondosi a riva  
Settore di traversia 355° N - 175° N

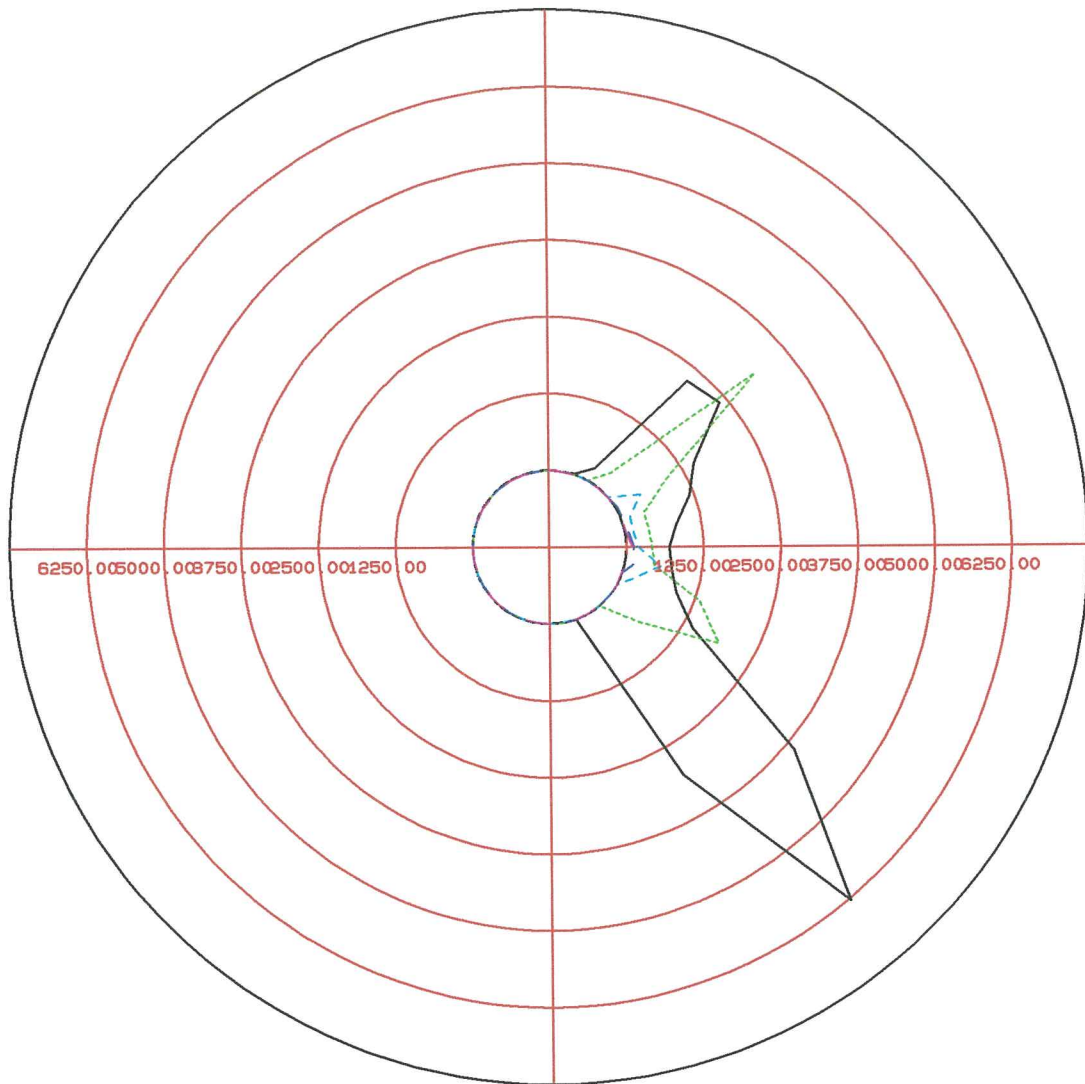


Fig. 9a

# CROTONE PUNTO DI CALCOLO A RIVA P1

Distribuzione della frequenza % dei moti ondosi a riva  
Settore di traversia 355° N - 175° N

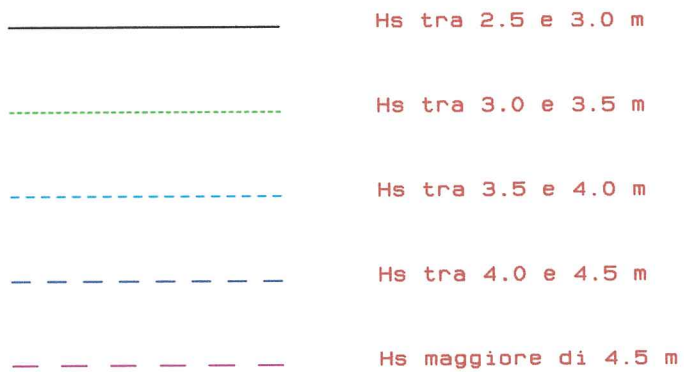
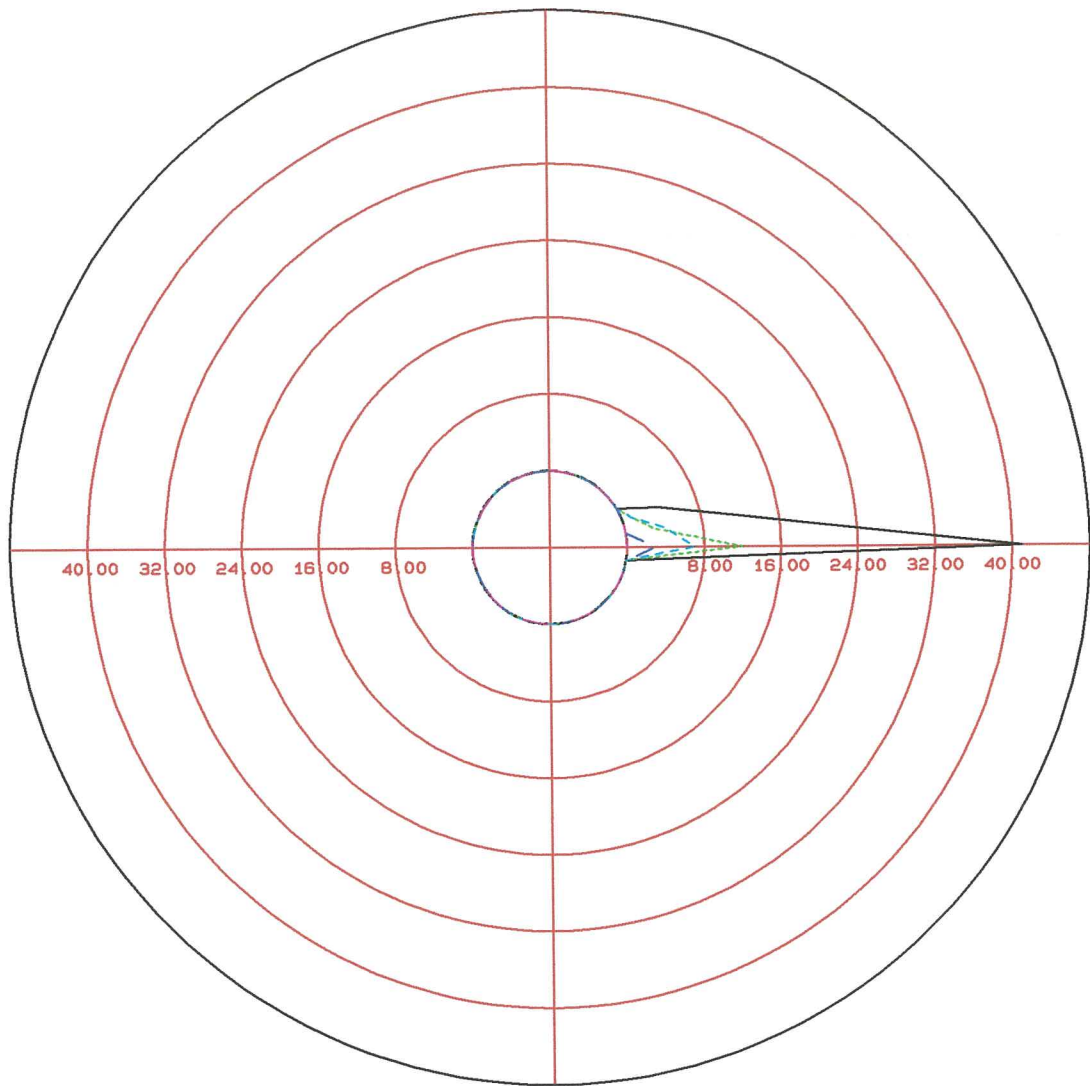
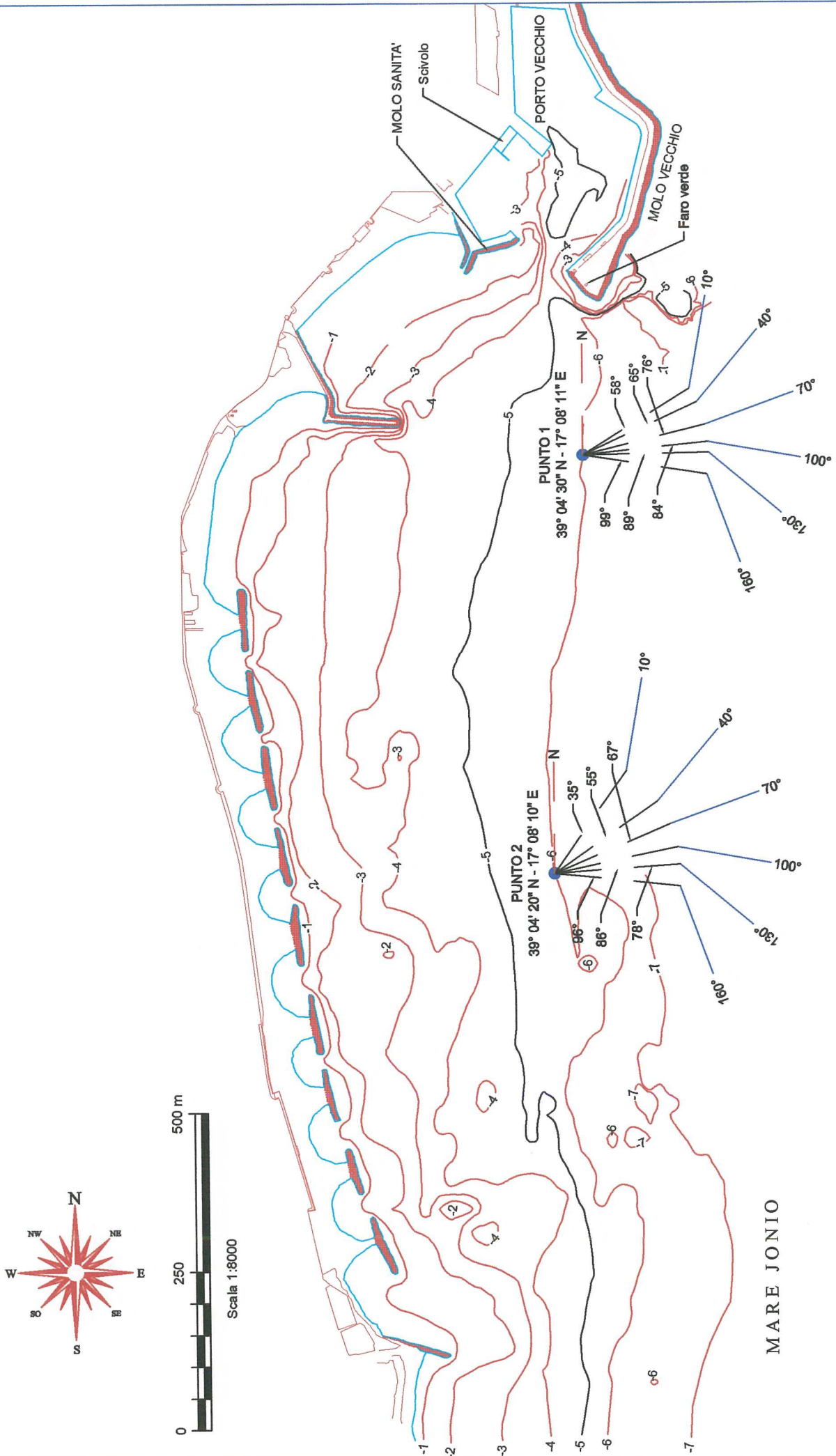


Fig. 9b



# DIREZIONE DEI MOTI ONDOSI A RIVA CON $T_r = 1$ ANNO

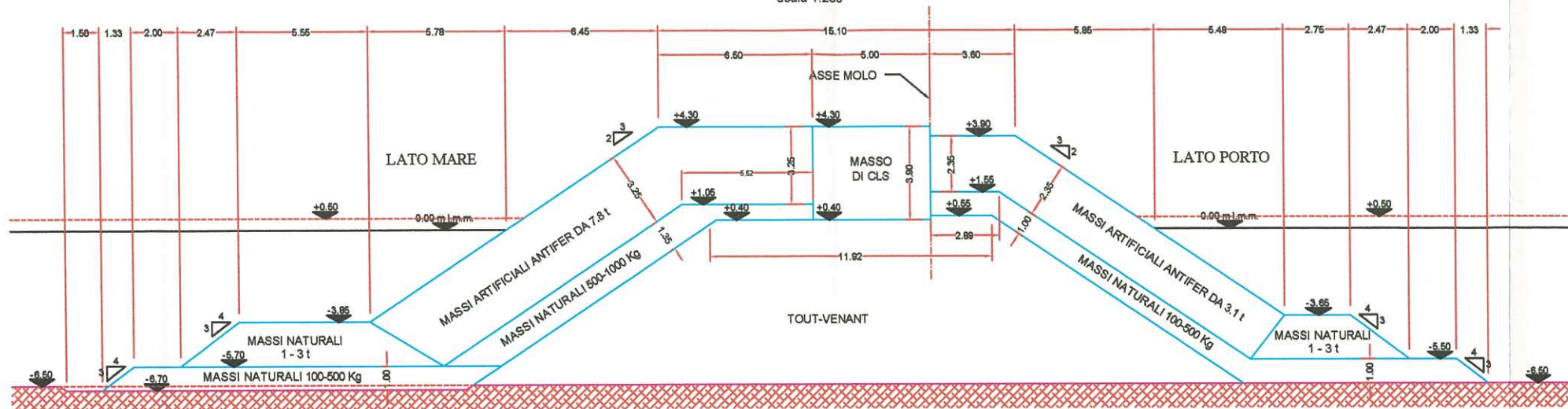


— DIREZIONE DI PROVENIENZA DEI MOTI ONDOSI AL LARGO CON  $T_r = 1$  ANNO  
 — DIREZIONE DI PROVENIENZA DEI MOTI ONDOSI A RIVA CON  $T_r = 1$  ANNO

Fig. 10

# MOLO DI SOPRAFLUTTO - SEZIONI TIPO

## MOLO DI SOPRAFLUTTO - SEZIONE A-A scala 1:250



## MOLO DI SOPRAFLUTTO - SEZIONE B-B scala 1:250

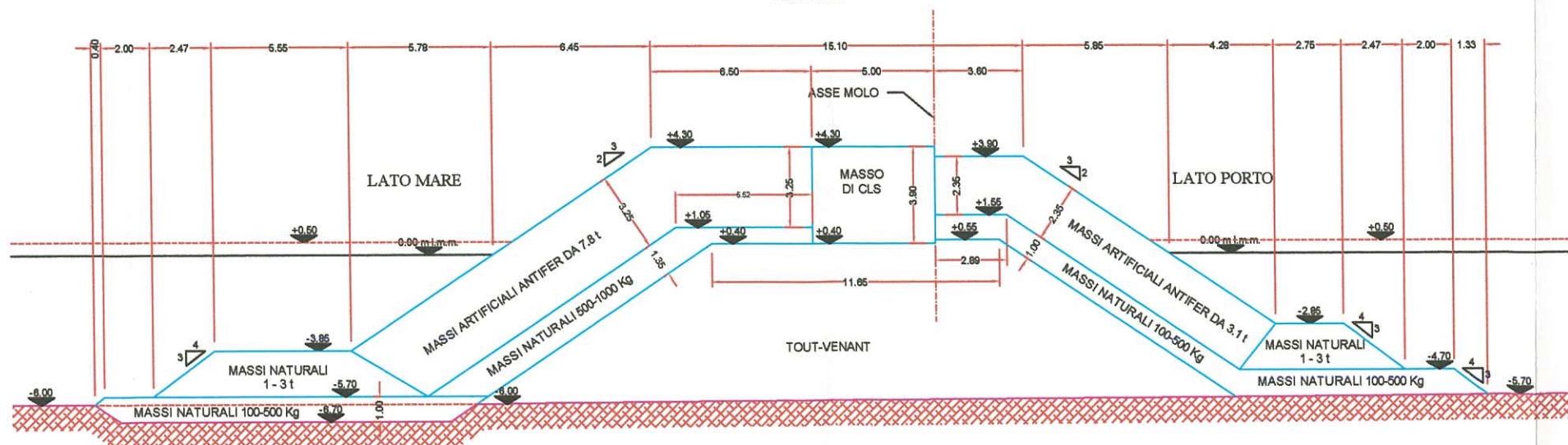


Fig. 12



# MOLO DI SOPRAFLUTTO - SEZIONI TIPO

## MOLO DI SOPRAFLUTTO - TESTATA - SEZIONE C-C scala 1:250

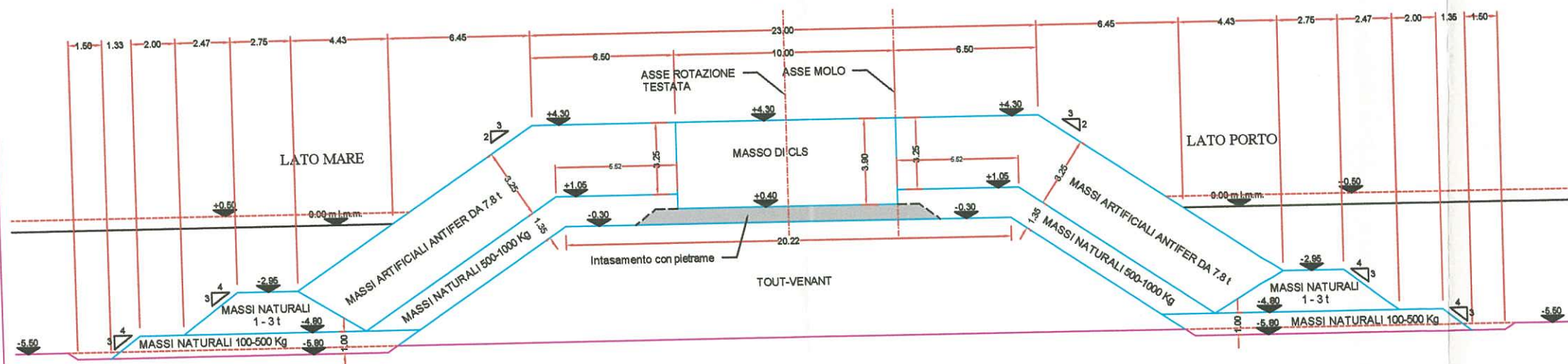


Fig. 13

MOLO SANITA' - SEZIONE TIPO

PROLUNGAMENTO MOLO SANITA'  
SEZIONE D - D  
scala 1:200

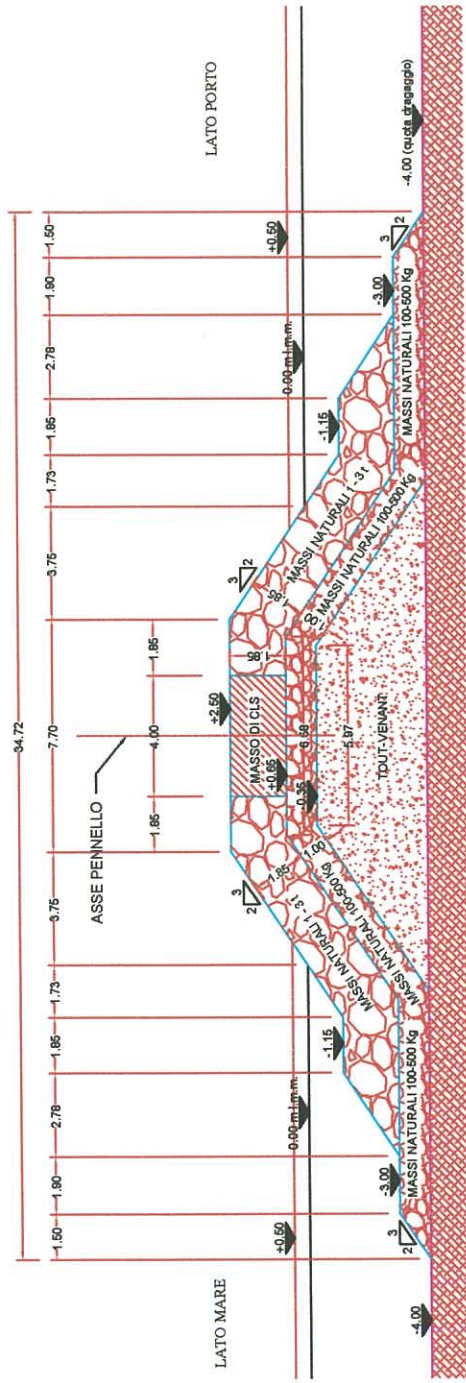


Fig. 14

# MOLO SOTTOFLUTTO - SEZIONE TIPO

MOLO DI SOTTOFLUTTO  
SEZIONE E-E  
scala 1:200

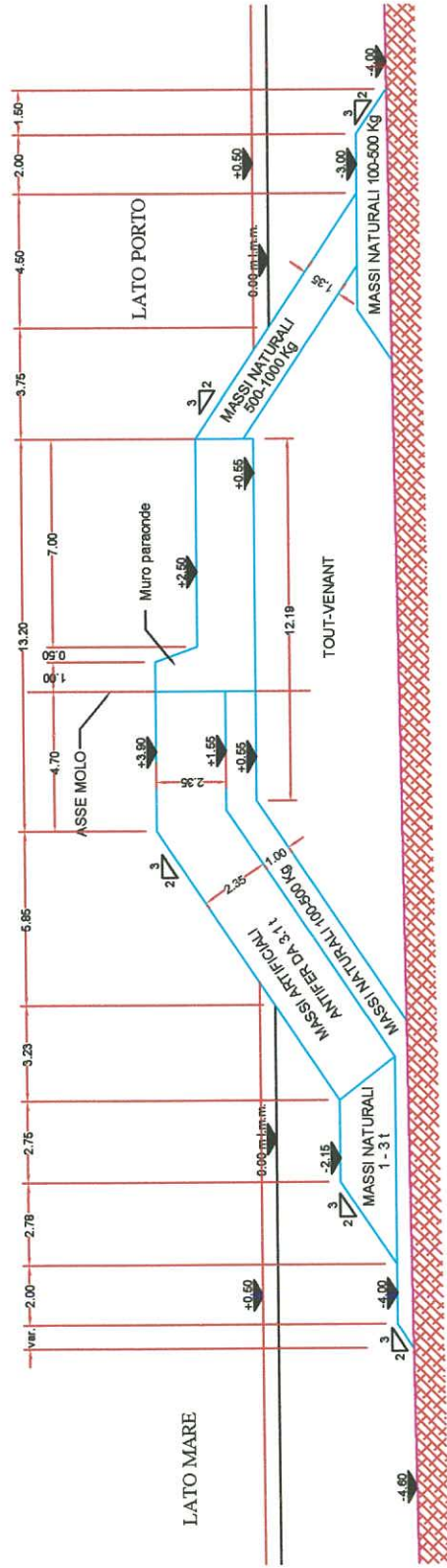
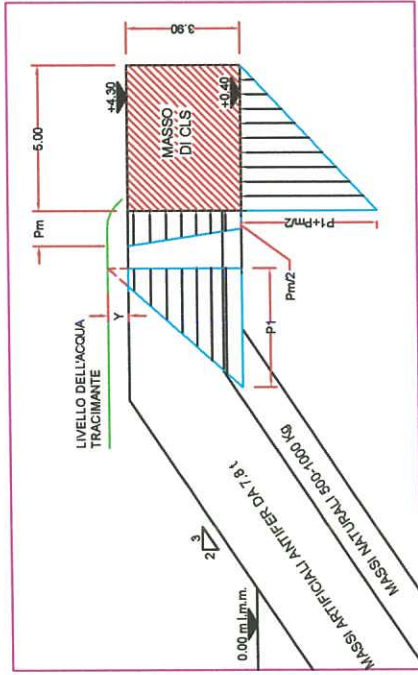


Fig. 15

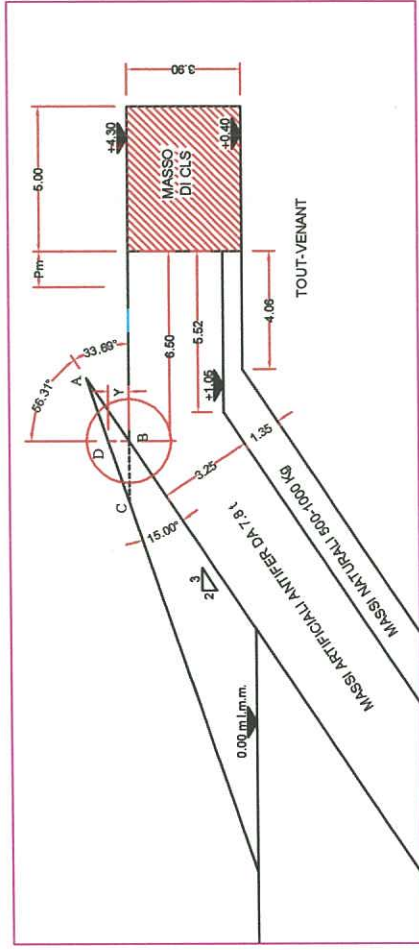


# SCHEMI DI CALCOLO PER IL MASSO DI CORONAMENTO DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO

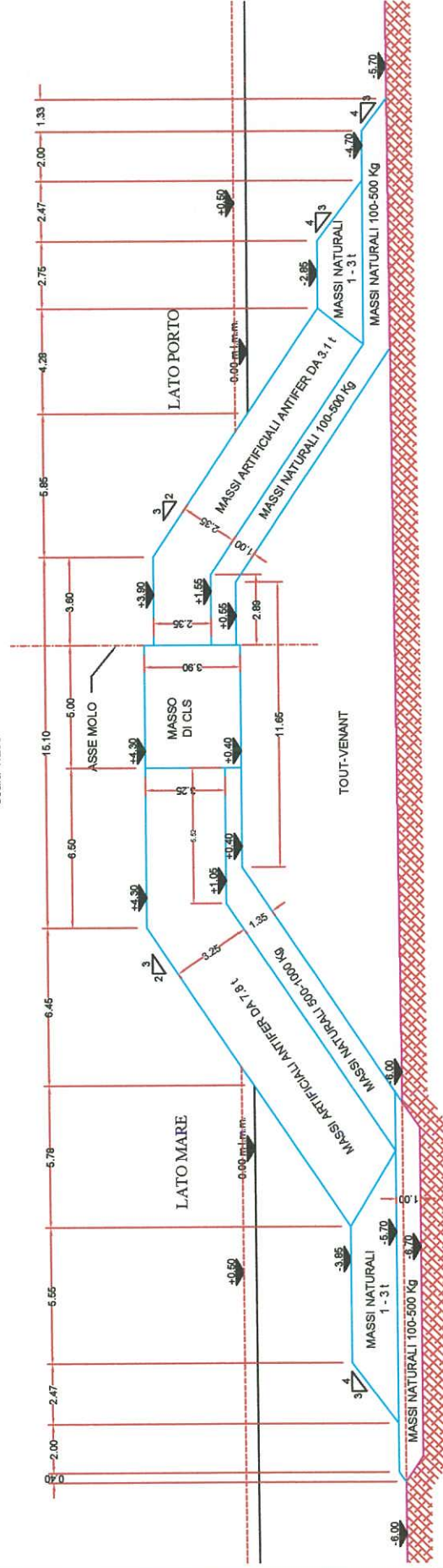
SCHEMA DELLE SPINTE IDROSTATICHE E IDRODINAMICHE  
scala 1:250



SCHEMA PER LA DETERMINAZIONE  
DEL SOVRALZO DELL'ONDA TRACIMANTE  
scala 1:250



MOLO DI SOPRAFLUTTO - SEZIONE TIPO  
scala 1:250



# TABELLE

MOTI ONDOSI ESTREMI AL LARGO

Settore	Tempo di ritorno (anni)	Hs (m)	Tp (s)
355 °N - 25 °N	1	3,61	6.97
	2	3,92	7.32
	5	4,33	7.76
	10	4,63	8.08
	25	5,04	8.49
	50	5,35	8.80
	100	5,66	9.09
25 °N - 55 °N	1	3,00	6.25
	2	3,37	6.70
	5	3,86	7.25
	10	4,23	7.66
	25	4,73	8.18
	50	5,10	8.55
	100	5,47	8.91
55 °N - 85 °N	1	2,86	6.08
	2	3,25	6.55
	5	3,76	7.14
	10	4,15	7.57
	25	4,67	8.12
	50	5,06	8.51
	100	5,45	8.89
85 °N - 115 °N	1	3,52	6,87
	2	4,06	7.47
	5	4,78	8.23
	10	5,32	8.77
	25	6,04	9.45
	50	6,58	9.94
	100	7,12	10.41
115 °N - 145 °N	1	4,56	8.00
	2	4,90	8.35
	5	5,33	8.78
	10	5,66	9.09
	25	6,09	9.49
	50	6,41	9.79
	100	6,74	10.08
145 °N - 175 °N	1	3,52	6.87
	2	3,87	7.27
	5	4,33	7.76
	10	4,68	8.13
	25	5,14	8.59
	50	5,49	8.93
	100	5,84	9.26

Tab. 1

EVENTI DI MOTO ONDOSO / WAVE EVENTS

NUMERO DI EVENTI / EVENTS NUMBER

STAZIONE / STATION: CROFONE PUNTO DI CALCOLO A RIVA 1

Periodo di registrazione / Recording period: 7/1989-6/2005

Mese / Month - 1- 2- 3- 4- 5- 6- 7- 8- 9-10-11-12-

DIREZIONE DI PROVENIENZA		Mese / Month - 1- 2- 3- 4- 5- 6- 7- 8- 9-10-11-12-												Tot.										
Inf.(' N)	Sup.(' N)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	
0- .0	4013	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	111	
0- .5	25431		15	227	2837	2381	4467	1174	845	694	763	932	4431	3902	6292	3044	7							
5- 1.0	9969				338	3128	944	394	388	415	476	1396	1902	668										
1.0- 1.5	1731						4	455	144	139	187	584	218											
1.5- 2.0	424								30	37	58	110	189											
2.0- 2.5	150									3	15	17	102	13										
2.5- 3.0	96										4	11	41											
3.0- 3.5	16										1	3	12											
3.5- 4.0	13											1	4	7										
4.0- 5.0	0																							
5.0- 5.5	0																							
5.5- 6.0	0																							
6.0- 6.5	0																							
6.5- 7.0	0																							
7.0- 7.5	0																							
7.5- 8.0	0																							
8.0- 8.5	0																							
8.5- 9.0	0																							
9.0- 9.5	0																							
9.5-10.0	0																							
10.0-10.5	0																							
10.5-11.0	0																							
11.0-11.5	0																							
11.5-12.0	0																							
12.0-12.5	0																							
12.5-13.0	0																							
13.0-13.5	0																							
13.5-14.0	0																							
14.0-14.5	0																							
14.5-15.0	0																							
15.0-15.5	0																							
15.5-16.0	0																							
16.0-16.5	0																							
16.5-17.0	0																							
17.0-17.5	0																							
17.5-18.0	0																							
18.0-18.5	0																							
18.5-19.0	0																							
19.0-19.5	0																							
19.5-20.0	0																							
20.0-***	0																							
Tot.	41805	111	111	126	338	2706	5624	3010	1871	1576	1682	2136	2597	3444	4671	6403	3155	118	111	111	111	111	111	111

Numero totale di eventi / Total number of events.....: 41805  
 Eventi indeterminati / Indefinite events.....: 0  
 Eventi determinati / Definite events.....: 41805

ALTEZZE D'ONDA SIGNIFICATIVE ESTREME IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI CALCOLO 1 - PROFONDITÀ -6.0 m S.L.M.M.

SETTORE DI PROVENIENZA AL LARGO  $\theta_0$  (° N)

Tempo di ritorno (anni)	355°N - 25°N			25°N - 55°N			55°N - 85°N			85°N - 115°N			115°N - 145°N			145°N - 175°N		
	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)	Tp (s)	H <sub>so</sub> (m)	H <sub>s1</sub> (m)
1	7.32	3.61	1.65	6.25	3.00	1.96	6.08	2.86	2.11	6.87	3.52	2.81	8.00	4.56	3.46	6.87	3.52	1.90
2	7.76	3.92	1.79	6.70	3.37	2.22	6.55	3.25	2.54	7.47	4.06	3.29	8.35	4.90	3.73*	7.27	3.87	2.10
5	8.08	4.33	2.00	7.25	3.86	2.56	7.14	3.76	2.97	8.23	4.78	3.73*	8.78	5.33	3.73*	7.76	4.33	2.39
10	8.49	4.63	2.15	7.66	4.23	2.84	7.57	4.15	3.32	8.77	5.32	3.73*	9.09	5.66	3.73*	8.13	4.68	2.63
25	8.80	5.04	2.35	8.18	4.73	3.22	8.12	4.67	3.73*	9.45	6.04	3.73*	9.49	6.09	3.73*	8.59	5.14	2.96
50	9.09	5.35	2.54	8.55	5.10	3.51	8.51	5.06	3.73*	9.94	6.58	3.73*	9.79	6.41	3.73*	8.93	5.49	3.22

\* altezza limitata da frangimento indotto dal fondale

Tab. 3



DIREZIONI DEL MOTO ONDOSO CON TR=1 ANNO IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI CALCOLO 1						
Punto di calcolo	SETTORE DI PROVENIENZA AL LARGO $\theta_0$ ( $^{\circ}$ N)					
	355°N -25°N	25°N - 55°N	55°N 85°N	85°N - 115°N	115°N - 145°N	145°N - 175°N
Largo	10	40	70	100	130	160
Punto 1	58	65	76	84	89	99

Tab. 4

DIREZIONI DEL MOTO ONDOSO CON TR=25 ANNI IN CORRISPONDENZA DEL PUNTO DI CALCOLO 1						
Punto di calcolo	SETTORE DI PROVENIENZA AL LARGO $\theta_0$ ( $^{\circ}$ N)					
	355°N -25°N	25°N - 55°N	55°N 85°N	85°N - 115°N	115°N - 145°N	145°N - 175°N
Largo	10	40	70	100	130	160
Punto 1	61	67	75	81	87	94

Tab. 5

## APPLICAZIONE DELLA RETE NEURALE CLASH

INPUT DEL MODELLO														
Sezione	Parametri*													
	h(m)	H (m)	Tm(s)	ht (m)	Bt	gamma	cosd	cosu	Rc(m)	B	hb(m)	tanb	A	G
Radice sopraflutto	7.000	4.100	8.630	6.200	2.000	0.500	1.500	1.500	3.800	2.850	4.350	0.000	3.800	6.500
Corrente sopraflutto	6.500	3.800	8.630	6.200	2.000	0.500	1.500	1.500	3.800	2.850	4.350	0.000	3.800	6.500
Corrente sottoflutto	5.100	2.980	8.630	4.500	2.000	0.500	1.500	1.500	3.400	3.900	2.650	0.000	3.400	4.700

\*Per la descrizione dei parametri si rimanda al manuale 'NeuralNetworkManual\_DH\_v3.pdf' disponibile sul sito [www.clash-eu.org](http://www.clash-eu.org)

RISULTATI DEL MODELLO									
Sezione	q (m <sup>3</sup> /s/m)	q[ 2.50%]	q[ 5.00%]	q[25.00%]	q[50.00%]	q[75.00%]	q[95.00%]	q[97.50%]	REMARK
Radice sopraflutto	0.7001E-02	0.9914E-03	0.1286E-02	0.3724E-02	0.7150E-02	0.1361E-01	0.3413E-01	0.4856E-01	1
Corrente sopraflutto	0.4372E-02	0.5202E-03	0.7703E-03	0.2194E-02	0.4502E-02	0.8767E-02	0.2021E-01	0.3108E-01	2
Corrente sottoflutto	0.2725E-02	0.3727E-03	0.4896E-03	0.1337E-02	0.2823E-02	0.5231E-02	0.1397E-01	0.2046E-01	3

REMARK 1 > For prototype, rough-sloping structures, a correction factor is applied: q =0.7010E-02

REMARK 2 > For prototype, rough-sloping structures, a correction factor is applied: q =0.4439E-02

REMARK 3 > For prototype, rough-sloping structures, a correction factor is applied: q =0.2889E-02