



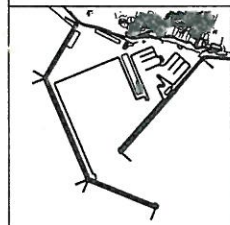
MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI  
UFFICIO DEL GENIO CIVILE PER LE OPERE MARITTIME  
PALERMO

OPERE PER CONTO DELL'ASSESSORATO REGIONALE LAVORI PUBBLICI  
POR 2000-2006

PORTO DI GELA  
(2° Cat. - 2° Classe)

LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO  
DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI

PROGETTO DEFINITIVO



ELABORATO

DIMENSIONAMENTO OPERE A GETTATA

TAVOLA N.

**R05**

SCALA

N.

PALERMO

CODICE

R05-DimOpereGettata

REDATTO DA:

*Ing. Giovanni Coppola*

*Ing. Francesco Di Sarcina*

*Ing. Giuseppe Scorsone*

*Geom. Vincenzo Pisciotta*

COORDINATORE DELL'UFFICIO PROGETTAZIONE:

*Ing. Lorenzo Ceraulo*

## RELAZIONE

Per il dimensionamento delle opere a gettata si è fatto riferimento alle verifiche ed agli studi di cui al progetto Agip.

In particolare per le sezioni più significative, quelle su fondali di m (-7.50) e m (-9.50), sono stati condotti studi effettuati su modello fisico e di cui nel seguito si riporta integralmente la relativa relazione. Detti studi hanno pertanto riguardato sezioni direttamente riconducibili al primo stralcio del progetto Agip ma anche a quelle relative all'intero porto nella sua configurazione finale prevista dal P.R.P.

Sulla base delle risultanze dei predetti studi e verifiche si sono dimensionate le opere foranee le cui principali caratteristiche sono di seguito riportate.

*- Molo di sopraflutto dalla progr. m 0,00 alla progr. m 315,00*

Opera a gettata su fondali variabili tra m 0,00 e m (-4,00). La struttura è costituita da un nucleo di scogli di 1° cat. e pietrame avente larghezza in sommità di m 17,30 a quota m 0,50 sul l.m.m. con scarpa interna 3:2 e foranea 2:1. Il nucleo sarà imbasato su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di m 0,50, previo escavo in zone ristrette del terreno di sedime. La protezione sul lato foraneo è assicurata da una mantellata di scogli di 3° cat con berma a quota m 3,50 di larghezza m 5,50 e scarpa 2:1.

Sull'opera a gettata sarà posto il massiccio di sovraccarico delle dimensioni di m 10,50x2,50 con praticabile a quota m 3,00, sormontato da un muro paraonde con sommità a quota m 5,00 e larghezza variabile da m 2,70 a m 2,00.

*- Molo di sopraflutto dalla progr. m 315,00 alla progr. m 495,00*

Opera a gettata su fondali variabili tra m (-4,00) e m (-5,80). La struttura è costituita da un nucleo di scogli di 1° cat. e pietrame avente larghezza in sommità di m 15,90 a quota m (-1,90) con scarpa interna 3:2 e foranea 2:1. Il nucleo sarà imbasato su uno strato di bonifica in pietrame

dello spessore di m 0,50, previo escavo in zone ristrette del terreno di sedime. Il nucleo sarà sormontato da uno strato di transizione costituito da scogli di 2° cat. dello spessore di m 2,40, avente larghezza in sommità di m 17,20 a quota m 0,50 e disposto con scarpe parallele al nucleo. La protezione sul lato foraneo è assicurata da una mantellata di scogli di 4° cat con berma a quota m 4,00 avente larghezza di m 5,50 e scarpa 2:1. Al piede della mantellata sarà realizzata, al fine di contrastare l'azione erosiva del moto ondoso, una berma stabilizzante ammorsata nel terreno di sedime, costituita da scogli di 1 cat. e pietrame dello spessore di m 2,00.

Sull'opera a gettata sarà posto il massiccio di sovraccarico delle dimensioni di m 10,50x2,50 con praticabile a quota m 3,00, sormontato da un muro paraonde con sommità a quota m 5,00 e larghezza variabile da m 2,70 a m 2,00.

*- Molo di sopraflutto dalla progr. m 495,00 alla progr. m 765,00*

Opera a gettata su fondali variabili tra m (-5,80) e m (-7,00). La struttura è costituita da un nucleo di scogli di 1° cat. e pietrame avente larghezza in sommità di m 20,15 a quota m (-1,90) con scarpa interna 3:2 e foranea 2:1. Il nucleo sarà imbasato su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di m 0,50, previo escavo in zone ristrette del terreno di sedime. Il nucleo sarà sormontato da uno strato di transizione costituito da scogli di 2° cat. dello spessore di m 2,40, che aumenta fino a m 3,80 nel tratto centrale lato esterno, e disposto con scarpe parallele al nucleo. La protezione sul lato foraneo è assicurata da una mantellata di massi speciali in conglomerato cementizio  $R_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$  del tipo Antifer del peso singolo di t 12,000 disposti in doppio strato per uno spessore di m 3,60 con berma a quota m 5,50 avente larghezza di m 7,00 e scarpa 2:1. Al piede della mantellata sarà realizzata una risberma in scogli di 3° cat. avente larghezza in sommità di m 3,00, spessore di m 2,70, scarpa interna 1:1 ed esterna 2:1. Al di sotto verrà sempre realizzata una berma stabilizzante ammorsata nel terreno di sedime, costituita da scogli di 1° cat. e pietrame dello spessore di m 2,60.

Sull'opera a gettata sarà posto il massiccio di sovraccarico delle dimensioni di m 10,50x3,00 con praticabile a quota m 3,50, sormontato da un muro paraonde con sommità a quota m 6,50 e larghezza variabile da m 3,00 a m 2,00.

*- Molo di sopraflutto dalla progr. m 765,00 alla progr. m 2065,00*

Opera a gettata su fondali variabili tra m (-7,00) e m (-9,50). La struttura è costituita da un nucleo di scogli di 1° cat. e pietrame avente larghezza in sommità di m 13,00 a quota m (-1,90) con scarpa interna 3:2 e foranea 2:1. Il nucleo sarà imbasato su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di m 0,50, previo escavo in zone ristrette del terreno di

sedime. Il nucleo sarà sormontato da uno strato di transizione costituito da scogli di 2° cat. dello spessore di m 2,40, disposto con scarpe parallele al nucleo. Sul solo lato esterno verrà poi realizzato un ulteriore strato di scogli di 3° cat. dello spessore di m 3,00 disposti con scarpa 2:1 e berma a quota m 1,75. La protezione sul lato foraneo è assicurata da una mantellata di massi speciali in conglomerato cementizio  $R_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$  del tipo Antifer del peso singolo di t 25,000 disposti in doppio strato per uno spessore di m 4,25 con berma a quota m 6,00 avente larghezza di m 7,00 e scarpa 2:1. Al piede della mantellata sarà realizzata una risberma in scogli di 3° cat. avente larghezza in sommità di m 3,00, spessore di m 3,15, scarpa interna 1:1 ed esterna 2:1. Al di sotto verrà sempre realizzata una berma stabilizzante ammorsata nel terreno di sedime, costituita da scogli di 1 cat. e pietrame dello spessore di m 3,00.

Sull'opera a gettata sarà posto il massiccio di sovraccarico delle dimensioni di m 10,50x3,00 con praticabile a quota m 3,50, sormontato da un muro paraonde con sommità a quota m 7,00 e larghezza variabile da m 3,00 a m 2,00.

*- Molo di sottoflutto dalla progr. m 607,00 alla progr. m 1050,00*

Opera a gettata su fondali variabili tra m (-4,00) e m (-8,00). La struttura è costituita da un nucleo di scogli di 1° cat. e pietrame avente larghezza in sommità di m 20,15 a quota m (-1,90) con scarpa interna 3:2 e foranea 2:1. Il nucleo sarà imbasato su uno strato di bonifica in pietrame dello spessore di m 0,50, previo escavo in zone ristrette del terreno di sedime. Il nucleo sarà sormontato da uno strato di transizione costituito da scogli di 2° cat. dello spessore di m 2,40, che aumenta fino a m 3,80 nel tratto centrale lato esterno, e disposto con scarpe parallele al nucleo. La protezione sul lato foraneo è assicurata da una mantellata di massi speciali in conglomerato cementizio  $R_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$  del tipo Antifer del peso singolo di t 12,000 disposti in doppio strato per uno spessore di m 3,60 con berma a quota m 5,50 avente larghezza di m 7,00 e scarpa 2:1. Al piede della mantellata sarà realizzata una risberma in scogli di 3° cat. avente larghezza in sommità di m 3,00, spessore di m 2,70, scarpa interna 1:1 ed esterna 2:1. Al di sotto verrà realizzata una berma stabilizzante ammorsata nel terreno di sedime, costituita da scogli di 1° cat. e pietrame dello spessore di m 2,60.

Sull'opera a gettata sarà posto il massiccio di sovraccarico delle dimensioni di m 10,50x2,50 con praticabile a quota m 3,00, sormontato da un muro paraonde con sommità a quota m 6,50 e larghezza variabile da m 3,00 a m 2,00.

# SOCIETA' AGIP S.p.A.

## NUOVO PORTO DI GELA

(2<sup>a</sup> Categoria - 2<sup>a</sup> classe)

*PROGETTO STRALCIO DEL PIANO REGOLATORE  
GENERALE DEL PORTO DI GELA PER UN ACCOSTO  
DI SUPPLY VESSELS AD USO AGIP*

**All. 8.3.2** PROVE SU MODELLO FISICO DELL'OPERA  
A GETTATA

PALERMO 9 MAR. 1991

MINISTERO dei LAVORI PUBBLICI  
UFFICIO GENIO CIVILE OO. MM.  
PALERMO

VISTO: Si esprime parere tecnico favorevole ai  
sensi della nota di questo Ufficio di pari numero  
e data.

N. 3065 Palermo, li 18 MAR. 1991



L'INGEGNERE CAPO  
ISPETTORE GENERALE

(O. F. L. ...)

*[Handwritten signature]*

PROGETTAZIONE:  
SIGMA INGEGNERIA S.r.l. PALERMO



Ing.  
GIORDANO  
FRANCESCO  
n. 3152

**SIGMA** s.r.l.  
INGEGNERIA  
Via G. Ugueleni n. 30  
90143 PALERMO

*[Handwritten signature]*

## PREMESSA

Lo scopo dello studio e' quello di verificare la stabilita' della nuova diga foranea del Porto di Gela e controllare il numero di overtopping per le sezioni proposte con prove su modello fisico a scala ridotta in canaletta.

Le prove sono state eseguite presso il laboratorio di Delft Hydraulics.

Le sezioni proposte si differenziano fundamentalmente per il tipo di blocco costituente la mantellata, per le dimensioni dei singoli blocchi e per la pendenza della mantellata foranea stessa.

Come blocchi di mantellata da testare sono stati presi in considerazione i Tetrapodi e gli Antifer, per le due sezioni di tronco della nuova diga foranea del porto di Gela: una sezione a profondita' -7,50 m e l'altra alla profondita' di - 9,50 m.

Le sezioni della diga sono state riprodotte a scala 1:40 e 1:45.

Le prove sono state effettuate in canaletta nel

laboratorio "De Voorst" della Delft Hydraulics (figg. 1 e 2); la canaletta utilizzata e' lunga 50,00 m, larga 1,00 m ed alta 1,2 m ed e' provvista di un generatore di onde irregolari, in grado di riprodurre moti sia traslatori che rotatori per mezzo di sistemi idraulici, programmato da un servosistema chiuso controllato da un computer.

Per le misurazioni e' stato usato un nuovo sistema sviluppato dalla Delft Hydraulics; con questo sistema viene esclusa la possibilita' del verificarsi di onde stazionarie e fenomeni di risonanza nel bacino.

L'utilizzo del computer consente una rapida e completa valutazione dei dati caratteristici ondosi rilevati.

In prossimita' del porto di Gela i fondali si presentano con non elevate profondita' e con dolci pendenze, pertanto nei tests e' stata adottata una pendenza del fondo di 1:250; la configurazione della canaletta e' riportata in fig. 2.

L'elevazione massima del livello medio mare dipendente dall'azione delle maree e delle mareggiate in condizioni estreme e' stata valutata in 0,50 m; per i tests su modello

fisico si e' adottata una elevazione di 0,50 m rispetto l.m.m..

Le altezze dell'onda al largo considerate per le prove sono:  $H_s = 7,80$  m ed  $H_s = 6,20$  m, relative a tempi di ritorno di 50 e 10 anni rispettivamente (fig. 3).

Le onde irregolari sono state caratterizzate da uno spettro di densita' energetica tipo Jonswap (figg. 4 e 5).

Si sono sviluppati dei tests di calibrazione per determinare la relazione tra l'altezza dell'onda significativa al largo e quella misurata nella posizione dei frangiflutti in assenza della sezione della diga nella canaletta.

La tab. 1 e le figg. 6 e 7 riportano i risultati di tests di calibrazione. Dai risultati dei tests si puo' dedurre che il regime ondoso in prossimita' della diga e' influenzato dal frangimento.

Le onde piu' alte subiscono il frangimento, di conseguenza il massimo possibile dell'altezza dell'onda nella posizione dei frangiflutti raggiunge alla fine un valore asintotico.

I risultati del test possono venire riassunti come segue:



- per una profondita' sottocosta di 8,0 m l'altezza dell'onda significativa non supera  $H_s = 4,6$  m mentre il valore massimo per  $H$  1% non supera il valore di 5,8 m;
- per una profondita' locale di 10,00 m l'altezza dell'onda significativa non supera  $H_s = 5,6$  mentre il valore massimo per  $H$  1% non supera il valore 7,00 m.

I disegni delle sezioni trasversali proposte dall'Ufficio del Genio Civile per le Opere Marittime di Palermo per la difesa foranea sono riportati nelle figg. 8 e 9.

In fig. 10 e' presentata una alternativa della sezione trasversale per il progetto della sezione posta su fondali -9,5 m.

Questa alternativa differisce dalla sezione proposta per la realizzazione di un "dente" di ancoraggio nel massiccio sovraccarico e per la riduzione dell'angolo di scarpata da 2 a 4:3.

Le figg. 11 e 12 mostrano le alternative per il progetto della sezione trasversale posta su fondali di -7,5 m..

La prima alternativa differisce dalla sezione proposta per

l'angolo di scarpata ridotto da 2:1 e 4:3.

La seconda alternativa differisce per la quota del coronamento del muro paraonde portata da +6,50 m. a +5,50 metri.

Nel corso dello studio i massi Antifer si sono rivelati una alternativa economicamente vantaggiosa per gli elementi della mantellata; pertanto, si e' ritenuto altresì opportuno testare le due sezioni poste su fondali a quota -7,5 m. e -9,5 m. utilizzando tali blocchi (vedi figg. 13 e 14).

I tests sono stati realizzati adottando una scala lineare di 1:40 per la serie di prove 1, 2, 3, 4, 5 e 7, e 1:45 per la serie 6; la differenziazione delle scale e' stata adottata unicamente per la disponibilita' in laboratorio di blocchi Antifer di adeguato peso.

Il peso specifico dei massi artificiali e' stato adeguatamente modificato, infatti, nella realta' il peso specifico dell'acqua marina e'  $\gamma_a = 1025 \text{ Kg/mc}$  e quello del cemento sia per i tetrapodi che per i blocchi Antifer e'  $\gamma_c = 2350 \text{ Kg/mc}$ ; su modello si e' usata acqua dolce con  $\gamma_a = 1000 \text{ Kg/mc}$ ,

pertanto il peso specifico degli elementi e' stato valutato 2321 Kg/mc.

Il fondale nella canaletta e' stato costituito da sabbia sovrastante uno strato in calcestruzzo; la geometria del fondale e' mostrata in fig. 2. Il materiale costituente il nucleo della sezione della diga e' stato posto sul fondale così realizzato e reso compatto per simulare il compattamento naturale che si ha nella realta' durante lo svolgimento dei lavori di costruzione a causa dell'azione del moto ondoso.

Le curve di vagliatura degli elementi lapidei usati per le serie di prove con scala 1:40 sono presentate in fig. 15 mentre quelle relative alle serie di tests (scala 1:45) sono presentate in fig. 16.

Le onde sono state generate alla profondita' di -26 m. e si propagano in acque meno profonde lungo un fondale di transizione inclinato (fig. 2).

Le effettive profondita' lungo il fronte della diga sono state riprodotte per una lunghezza di circa 900 m, per consentire alle onde generate di risentire dell'influenza de

fondale prima di raggiungere la diga.

Due stazioni di misura sono state poste nella sezione in acque profonde della canaletta e 2 stazioni sono state poste ad una distanza di circa 450 m dalla mantellata della diga. Con l'istallazione di questi due punti di misurazione e' stato possibile determinare l'onda incidente e quella riflessa.

Inoltre una stazione di misura e' stata montata proprio sul muro paraonde della diga allo scopo di determinare il numero delle onde di overtopping.

La sezione da provare e' stata costruita ad una distanza di circa 1500 m (per  $nL = 40$ ) dal generatore d'onda.

Gli strati costituenti la diga sono stati realizzati con colorazioni diverse per evidenziare gli eventuali spostamenti.

Prima e dopo ogni serie di prove la struttura e' stata fotografata. Per prevenire un aumento del livello dell'acqua dietro la sezione della diga dovuto ad overtopping, l'acqua al di sopra di +0,5 m e' stata pompata indietro.

## 1 - TESTS SU MODELLO FISICO

### 1.1 - Programma dei tests e relative procedure

In tutto sono state realizzate 7 serie di tests; r  
serie 1, 2 e 6 e' stata testata la sezione della diga getta  
quota -9,5 m, mentre nella serie 3, 4, 5 e 7 e' stata tes  
la sezione relativa a quota -7,5 m.; le sezioni trasver  
testate sono riportate nelle figg. 8÷14.

Per la mantellata foranea si sono predisposti tetra  
nelle serie da 1 a 5, blocchi Antifer nelle serie 6 e 7.

Tutte le serie dei tests sono riassunte nella tabella  
le caratteristiche ondametriche sono relative al regime onco  
al largo.

Tramite le stazioni di misura sono state determinate  
seguenti caratteristiche d'onda:

- 1) spettro di densita' dell'energia;
- 2) Curve di eccedenza delle altezze d'onda, che mostrano  
percentuale delle altezze d'onda in un treno d'onda, che s  
maggiori di un certo valore;

- 3) L'altezza dell'onda significativa delle onde incidenti,  $H_{s.i.}$ ;
- 4) Il periodo di picco,  $T_p$ ;
- 5) Il coefficiente di riflessione  $r$ , che e' determinato da :

$$r^2 = \frac{\int_0^{\infty} S_r(f) df}{\int_0^{\infty} S_i(f) df}$$

in cui:

$S_r(f)$  = densita' dell'energia delle onde riflesse

$S_i(f)$  = densita' dell'energia delle onde incidenti

$f$  = frequenza d'onda.

Il segnale della stazione di misurazione posta sul muro paraonde e' servito per determinare la quantita' di onde di overtopping, inoltre dopo ogni fase e' stato determinato il numero degli elementi spostati.

I risultati delle prove su modello fisico sono riportati nelle tabelle da 3 a 9.

Il danno sulla mantellata lato mare e' espressa sia dal

numero di "unita' spostate" che dal numero delle "unita' instabili".

La quantita' di blocchi spostati rappresenta il numero cumulativo di unita' spostate in tutte le fasi precedenti delle serie di tests; il danno non e' stato riparato dopo ogni fase.

#### Serie di tests n. 1

La sezione trasversale testata e' rappresentata in fig. 9 ed i risultati sono riassunti nella tabella 3.

Durante le prove e' risultato instabile un solo tetrapodo; non si e' osservata nessun'altra instabilita' delle parti di materiale lapideo costituente l'opera a gettata.

Il massiccio di sovraccarico, tuttavia, ha subito piccoli spostamenti (nella direzione del porto) durante la prova 1.5 (foto 1).

L'attrito tra il massiccio in calcestruzzo ed il materiale lapideo costituente lo strato inferiore si e' rivelato insufficiente; pertanto la resistenza allo scorrimento e'

risultata essere limitata, ma tutto cio' e' dovuto al fatto che il massiccio non e' stato versato in opera ma prefabbricato e posto sul coronamento dell'opera a gettata; nella realta' l'attrito tra il massiccio in calcestruzzo ed il sottostante strato di scogli sara' notevolmente maggiore.

#### Serie di tests n. 2

La sezione trasversale testata e' riportata in fig.10 ed i risultati sono riassunti nella tabella 4.

Rispetto alla sezione trasversale testata nella serie di prove 1 e' stato aggiunto un dente al massiccio per aumentare l'attrito tra tale elemento e lo strato inferiore di pietrame. Inoltre, la scarpata lato mare e' stata incrementata da 2:1 a 4:3. A causa delle scarpate piu' scoscese, la quantita' di overtopping e' aumentata significativamente rispetto alla serie di prove 1.

L'accrescimento dell'overtopping e' risultato evidenziato dall'aumento del danno nella parte interna (lato porto) della



sezione del molo (foto 2).

L'influenza del periodo dell'onda sulla quantita' di overtopping e quindi sul danno nel lato interno e' evidente.

Sono stati, quindi, effettuati due ulteriori tests (tests 2.6 e 2.7) rispetto a quelli prefissati. Il regime ondoso per questi due tests e' stato scelto in modo che le onde vicino alla struttura risultassero piu' ripide.

#### Serie di tests n. 3

La sezione trasversale testata e' riportata in fig. 8 ed i risultati sono riassunti nella tabella 5.

Durante questa serie di prove si e' constatata soltanto una minima instabilita' degli elementi costituenti la mantellata.

#### Serie di tests n. 4

La sezione trasversale testata e' riportata in fig. 11 ed i risultati nella tabella 6.

Rispetto alla serie di prove 3 la scarpata del lato mare e' ridotta da 2:1 a 4:3; a causa della maggiore ripidita' della scarpata aumenta la quantita' di overtopping, che tuttavia provoca sul lato interno un danno limitato.

#### Serie di tests n. 5

La sezione trasversale e' riportata in fig. 12 ed i risultati nella tabella 7.

Questa sezione trasversale e' simile a quella della serie di tests 3; l'unica differenza e' costituita dal coronamento del massiccio posto a quota +5,5 m anzicche' +6,5 m.

Conseguentemente la quantita' di overtopping e' significativamente piu' alta che durante le prove 3, cioe':

- 19% durante il test 5.5;
- 4% durante il test 3.5.

L'aumento dell'overtopping ha danneggiato il paramento interno della sezione di tronco della diga (foto 3).

### Serie di tests n. 6

La sezione trasversale testata e' riportata in fig. 13 e i risultati sono presentati nella tabella 8.

Rispetto ai risultati ottenuti con le serie di prove 1 l'1 quantita' di overtopping e' piu' elevata, sebbene l'altezza del muro paraonde e l'angolo di scarpata lato mare sono identici.

Il motivo principale dell'aumento dell'overtopping e' la superficie relativamente liscia della scarpata nel caso in cui siano usati blocchi Antifer al posto dei tetrapodi (foto 3 e 4).

Le percentuali di overtopping sono rispettivamente:

- 15% nel test 1.5;
- 27% nel test 6.5.

### Serie di test n. 7

La sezione trasversale testata e' riportata in fig. 14 e i risultati sono presentati nella tabella 9.

E' da notare che anche in questa serie di tests la quantita' di overtopping e' piu' elevata che durante la serie di tests 3.

## 1.2 - Stabilita' della mantellata lato mare

Utilizzando i dati sul regime ondoso locale, si puo' determinare il peso del blocco della mantellata lato mare sia con la formula di Hudson, sia tramite le relazioni di stabilita' di v.d. Meer.

### Formula di Hudson

Il peso necessario per i blocchi costituenti la mantellata puo' essere calcolato con la seguente formula:

$$M = \frac{\gamma_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha}$$

in cui:

$\gamma_c$  = peso specifico del calcestruzzo ( $\gamma_c = 2350 \text{ Kg/mc}$ );

H = altezza rappresentativa dell'onda sottocosta che puo'

assumersi pari ad H 10;

$K_D$  = fattore di stabilita';

$\alpha$  = angolo della scarpata;

$$\Delta = (\gamma_c - \gamma_w) / \gamma_w = (2350 - 1025) / 1025 = 1,29;$$

w = peso specifico dell'acqua = 1025 Kg/mc.

Lo "Shore Protection Manual" presenta il seguente valore  $K_D$  per tetrapodi e cubi modificati, per criteri di non danneggiamento.

- tetrapodi  $K_D = 8$

- cubi modificati  $K_D = 7,5$ .

Nella tabella seguente sono riportati i pesi risultanti da calcoli con la formula di Hudson per le sette sezioni trasversali esaminate.

Serie di Tests	cotga	H 10 (m)	KD	Peso (t)	KD	Peso (t)	Peso masso nei tests (t)
1	2	6.4	8	18	10.8	15	20.5
2	1.33	6.4	8	27	>10.8	<20	20.5
3	2	5.35	8	10.5	10.8	8	14.1
4	1.33	5.35	8	15.8	10.8	12	14.1
5	2	5.35	8	10.5	10.8	8	14.1
6	2	6.4	7.5	19.2			24.7
7	2	5.35	7.5	11.2			12.1

Tranne le serie di prove 2 tutte le altre sono state

realizzate con blocchi piu' pesanti di quelli calcolati (vedi tabella sopra). Così non vi è da stupirsi se durante le serie di prove 1, 3, 4, 5, 6 e 7 non è stato constatato alcun danno. Tuttavia per le serie 2, la stabilità si è rivelata piu' elevata di quanto ci si aspettava.

Sulla base dei risultati delle serie di prove 2 si è ricavato un valore di  $K_D$  per i tetrapodi maggiore di 10,8; per questa elevata stabilità possono darsi diverse spiegazioni, cioè:

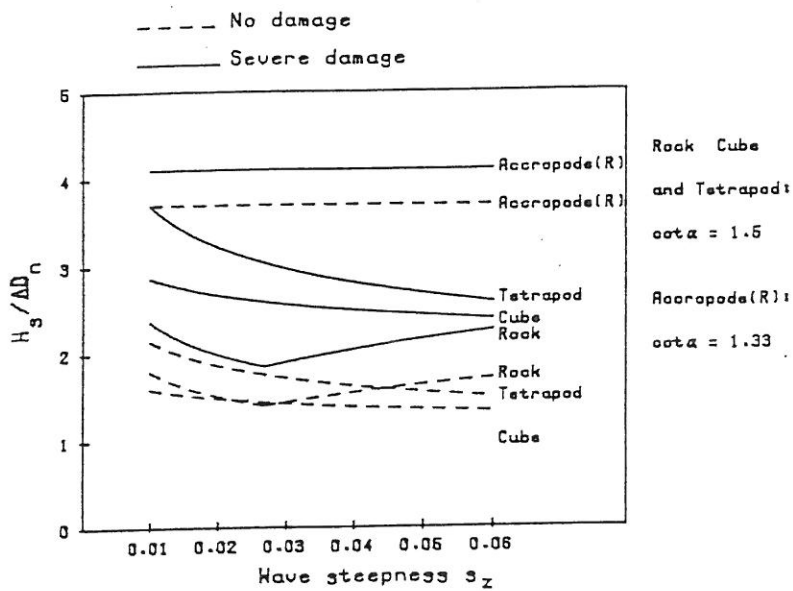
- a causa del frangimento diminuisce il rapporto tra  $H_{1\%}$  e  $H_{10}$  e soprattutto le onde alte sono responsabili del danno;
- la formula di Hudson è valida per le strutture di non overtopping, tuttavia durante la serie di tests si è verificato parecchio overtopping, fenomeno che ha un effetto positivo sulla stabilità della scarpata del lato mare.

La formula di Hudson ha dei limiti come:

- l'influenza del periodo dell'onda non viene presa in considerazione;
- la durata della mareggiata non è inclusa nella formula.

Sulla base dei risultati di test empirici v.d. Meer ha formulato relazioni di stabilita' per diversi blocchi artificiali. Sia il periodo dell'onda che la durata della mareggiata sono inclusi in queste relazioni.

I risultati dei tests v.d. Meer sono riassunti nella fig. seguente.



dove:

$H_s$  = altezza d'onda sottocosta;

$Lz.0$  = lunghezza d'onda al largo;

$S_z$  =  $H_s / Lz.0$ .

Dall'esame della suddetta figura si deduce che sia per i



blocchi parallelepipedi che per i tetrapodi il numero di stabilita'  $H_s/\Delta D_n$  decresce all'aumentare di  $S_z$ .

Nel caso in esame, le piu' gravose condizioni per  $H_s$  e  $T_z$  sono le seguenti:

- per la sezione posta a quota -9,50 m:

( $H_s = 5,6$  m;  $T_z = 10,45$  s) -  $Lz.0 = 170$  m;  $S_z = 0,03$

- per la sezione posta a quota -7,50 m:

( $H_s = 4,6$  m;  $T_z = 9,44$  s) -  $Lz.0 = 139$  m;  $S_z = 0,03$

Utilizzando le relazioni di stabilita' di v.d. Meer e' stato possibile compilare la seguente tabella relativa ai pesi dei blocchi per condizioni di "danno serio" e "danno nullo".

	$H_s/\Delta D_n$		Hs (m)	Pesi	
	Danno nullo	Danno serio		Danno nullo (t)	Danno serio (t)
Tetrapodi	1.8	3.1	5.6	33	6
			4.6	18	4
cubo mod.	1.5	2.6	5.6	57	11
			4.6	32	6

A tal fine sono stati usati per  $\Delta$ ,  $\gamma_c$  e  $\cotg \alpha$  i seguenti

valori:

$$\Delta = 1,29$$

$$\gamma_c = 2350 \text{ Kg/mc}$$

$$\cotga = 1,5$$

Da quanto esposto si evince che:

- a causa del frangimento la relazione  $H_{1\%}/H_s$  e' significativamente piu' piccola che nel caso della distribuzione Rayleigh normale delle onde;
- le relazioni di stabilita' sono state ottenute per situazioni in cui la scarpata del litorale era molto piu' ripida che nel caso di Gela;
- non e' stato considerato il fenomeno dell'overtopping per la formulazione delle equazioni.

Il risultato di queste osservazioni e' una stima prudenziale dei pesi dei blocchi.

Si puo' pertanto concludere che i risultati delle prove su modello fisico relativi ai danni subiti dall'opera a gettata

sono in accordo con i sopradetti risultati teorici.

### 1.3 -Overtopping e stabilita' delle scarpate interne

Riguardo alla percentuale di overtopping si possono ricavare le seguenti conclusioni sulla base dei risultati ottenuti dalle prove.

La percentuale di overtopping e' influenzata negativamente da:

- variazioni della scarpa foranea da 2:1 e 4:3;
- riduzione dell'altezza del muro paraonde;
- uso di blocchi Antifer al posto di tetrapodi.

La scelta di un criterio overtopping dipende fortemente dal suo effetto locale:

- ostacolo determinato dall'overtopping sulle banchine operative;
- ostacolo delle onde nelle zone di manovra sul lato sottovento del molo;
- instabilita' della scarpata interna del molo.

Pertanto occorre formulare criteri differenti a seconda delle varie parti della diga. Dietro la sezione posta a

profondita' di -7,5 m saranno presenti attrezzature per le operazioni di banchina, pertanto l'ostacolo dovuto all'overtopping deve essere ridotto al minimo.

Per la sezione posta a profondita' -9,5 m e' importante solamente la stabilita' della scarpata del lato sottovento.

Come si puo' vedere nella tabella seguente la percentuale di overtopping supera il 5% nella serie di prove 5 e 7.

Test	Percentuale di overtopping (%)
3.3	2
4.3	4
5.3	12
7.3	12

## 2 - CONCLUSIONI

Dai risultati dei tests si possono trarre le seguenti conclusioni:

- 1) Tutte le mantellate foranee provate sono stabili, si e' verificata solo una oscillazione irrilevante di alcuni elementi.
- 2) Il massiccio di sovraccarico provato in alcuni tests non soddisfa l'esigenza di stabilita'.

Infatti, collocare un massiccio di sovraccarico con la superficie orizzontale poggiante sullo strato sottostante in scogli, non e' accettabile.

La forza d'attrito fra tale elemento ed il materiale lapideo sottostante risulta minore della forza orizzontale risultante dal run-up dell'onda.

E' necessario aumentare la forza d'attrito tra il massiccio ed il sottostante materiale.

Questo aumento puo' essere ottenuto o inserendo un dente come nelle sezioni provate o gettando il calcestruzzo sul

sottostante strato di scogli di 2<sup>a</sup> categoria; in questo modo il conglomerato penetrerà nei vuoti del materiale lapideo con un consistente aumento del coefficiente di scorrimento.

3) L'uso di una scarpata esterna scoscesa per la sezione della diga a quota -7,5 m. può costituire uno svantaggio dovuto all'overtopping delle onde nelle aree di banchina a ridosso della diga foranea.

4) Lo stesso si verifica se la mantellata viene realizzata con blocchi di Antifer al posto dei tetrapodi.

5) La mantellata in Antifer pur presentando un maggior numero di overtopping, presenta dei vantaggi di stabilità e durabilità, in quanto gli Antifer per la loro forma compatta sono da considerarsi meno fragili dei Tetrapodi; infatti quest'ultimi sia durante la fase di collocazione che in presenza di attacchi ondosi di notevole entità, possono subire degli ammaloramenti tali da compromettere la perfetta efficienza e funzionalità della mantellata.

La mantellata in Antifer, inoltre, rispetto a quella in

tetrapodi, offre maggiori vantaggi di natura economica sia in fase di realizzazione (aree di stoccaggio di minore sviluppo, ingombri minori, facilita' di confezionamento e di movimentazione), sia negli eventuali rifiorimenti.



### 3 - COSTITUZIONE DELLA NUOVA DIGA FORANEA DEL PORTO DI GELA

Sulla scorta delle prove, studi e considerazioni precedentemente esposte, la diga foranea del porto di Gela sarà costituita da un'opera a gettata che, su fondali da -6,00 m a -8,00 m, potrà essere mantellata con Antifer da 12÷15 t, e su fondali da -8,00 m a -10,00 m con Antifer da 25 t.

In dettaglio la sezione proposta, posta su fondali da quota -6,00 m a quota -8,00 m (fig. 17) è costituita:

- strato di bonifica in pietrame dello spessore di 0,50 m;
- nucleo in scogli di 1<sup>a</sup> categoria e pietrame fino a quota -1,90 m avente scarpa foranea 2/1 ed interna 3/2;
- rivestimento del nucleo con uno strato di scogli di 2<sup>a</sup> categoria dello spessore di 2,40 m fino a quota +0,50 m nel lato interno, e quota +1,90 m lato foraneo;
- mantellata foranea in massi Antifer di peso non inferiore a 12 t, dello spessore di 3,60 m avente scarpa 2/1 con berma orizzontale a quota +5,50 m della larghezza di 7,50 m;

- bonifica del piede della mantellata realizzata con scogli di 2<sup>a</sup> categoria e pietrame avente spessore di 3,00 m e larghezza alla base di 9,00 m, sormontata da un'opera a gettata in scogli di 3<sup>a</sup> categoria avente larghezza in sommità di 3,00 m, scarpa esterna 2/1 ed interna 1/1;
- massiccio di sovraccarico in conglomerato cementizio da quota +0,50 m a quota +3,50 m della larghezza di 10,50 m, sormontato da un muro paraonde con base di 3,00 m e coronamento a quota +6,50 m della larghezza di 2,00 m.

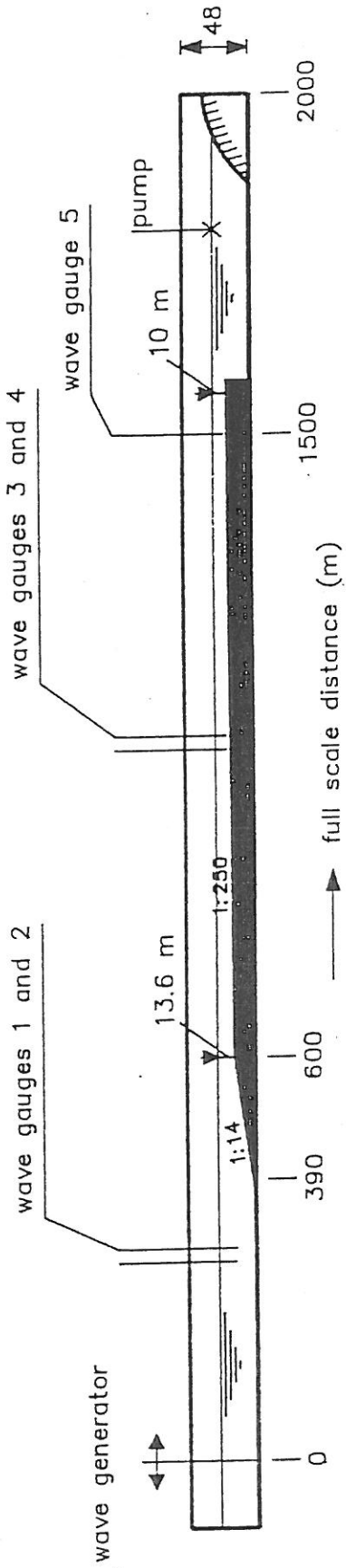
La sezione proposta, posta su fondali da quota -8,00 m a quota -10,00 m (fig. 18) e' così costituita:

- strato di bonifica in pietrame dello spessore di 0,50 m;
- nucleo in scogli di 1<sup>a</sup> categoria e pietrame fino a quota -1,90 m avente scarpa foranea 2/1 ed interna 3/2;
- rivestimento del nucleo con uno strato di scogli di 2<sup>a</sup> categoria dello spessore di 2,40 m fino a quota +0,50 m;
- strato di transizione, sul lato foraneo, in scogli di 3<sup>a</sup> categoria dello spessore di 3,00 m con scarpa 2/1 e berma a

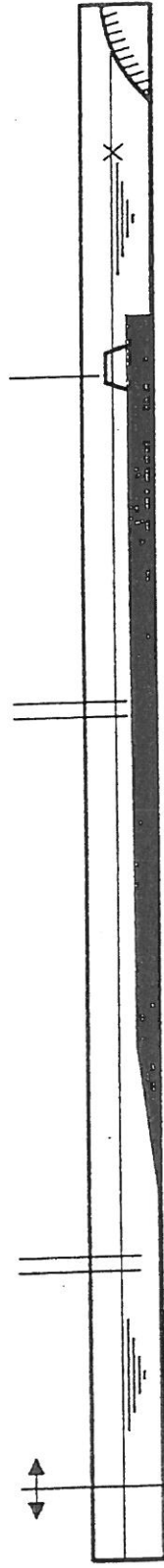
- quota +1,75 m;
- mantellata foranea in massi Antifer di peso non inferiore a 25 t, dello spessore di 4,25 m avente scarpa 2/1 con berma orizzontale a quota +6,00 m della larghezza di 7,50 m;
  - bonifica del piede della mantellata realizzata con scogli di 2^ categoria e pietrame avente spessore di 3,00 m e larghezza alla base di 12,00 m, sormontata da un'opera a gettata in scogli di 3^ categoria avente larghezza in sommita' di 3,00 m, scarpa esterna 2/1 ed interna 1/1;
  - mantellata interna in scogli di 4^ categoria dello spessore di 3,50 m fino a quota +3,50 m avente scarpa 3/2;
  - massiccio di sovraccarico in conglomerato cementizio da quota +0,50 m a quota +3,50 m della larghezza di 10,50 m, sormontato da un muro paraonde con base di 3,00 m e coronamento a quota +7,00 m della larghezza di 2,00 m.

IL CONSULENTE  
Ing. Francesco Giordano

F I G U R E



side view during calibration tests (tests C1...C5)



side view during stability tests



plan view

length scale 1:10,000  
height, width scale 1:5,000

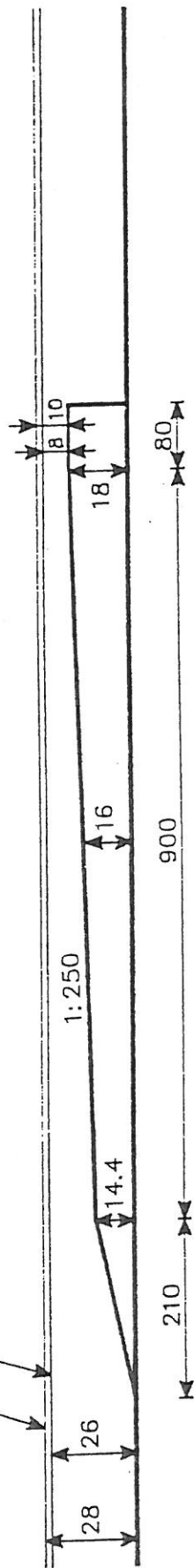
all dimensions in metres  
nature dimensions for  $n_L = 40$

TEST FACILITY

DELFT HYDRAULICS

Fig. 1

waterlevel for section M.S.L.-9.5  
 waterlevel for section M.S.L.-7.5



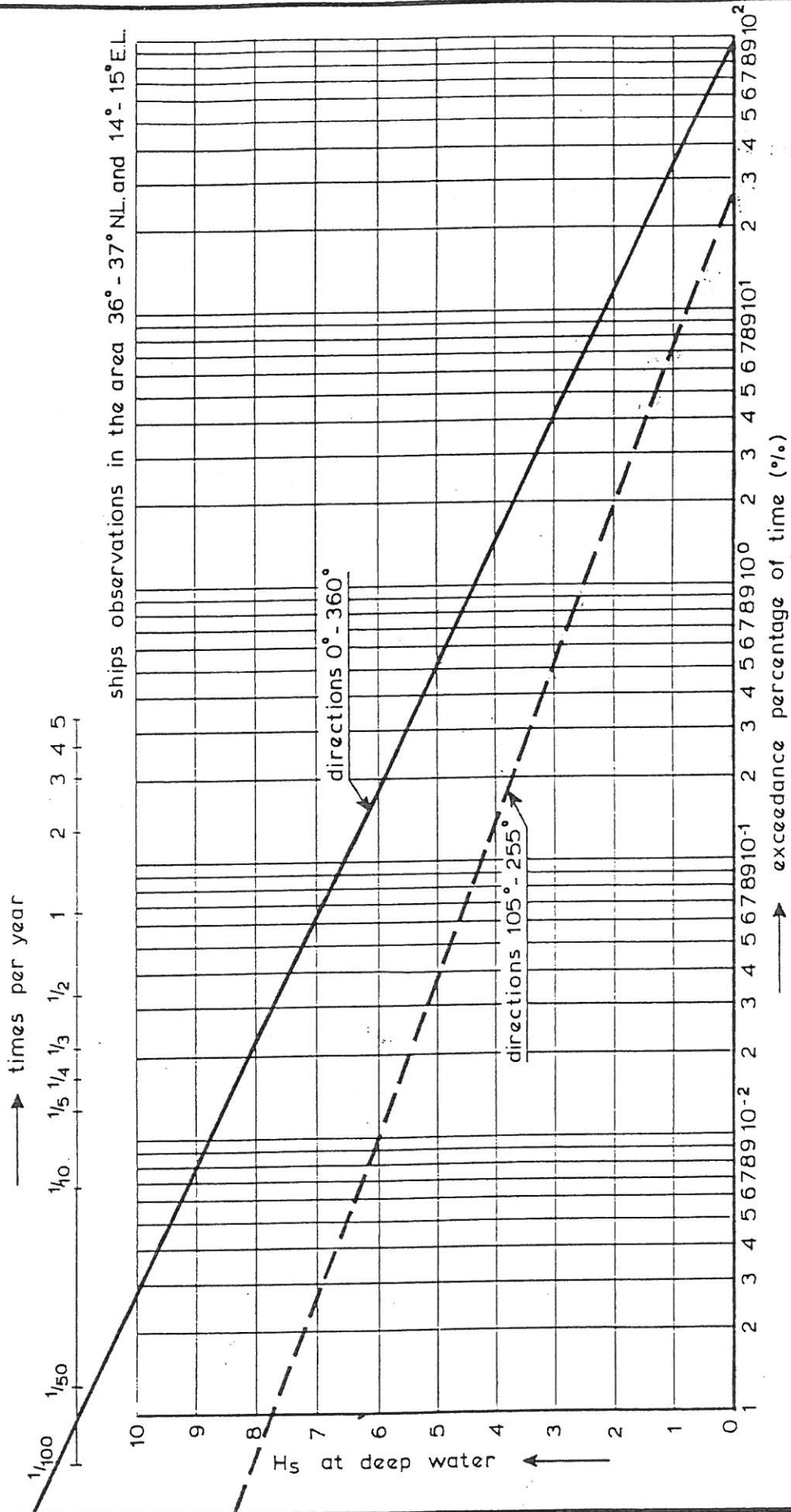
length scale 1:8000  
 height scale 1:2000

dimensions in metres  
 nature dimensions for  $n_L = 40$

FORESHORE GEOMETRY

DELFT HYDRAULICS

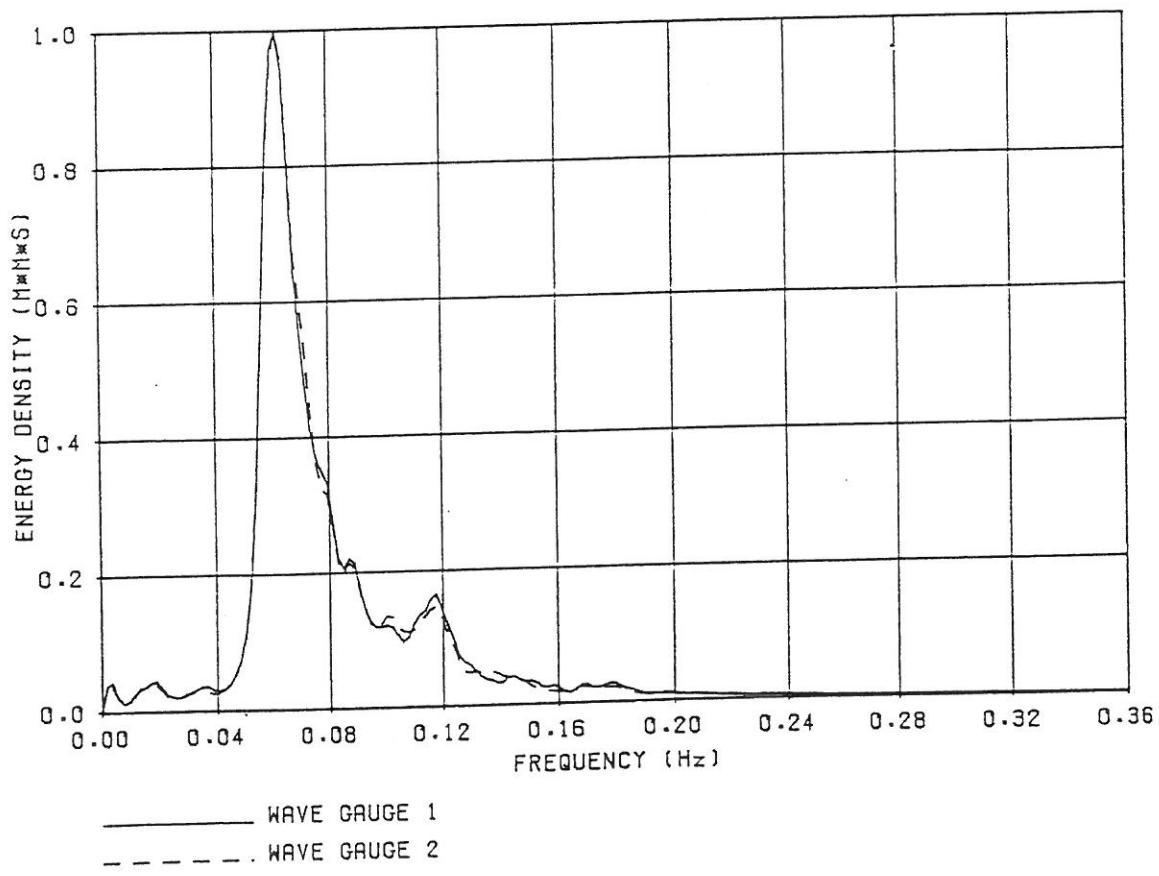
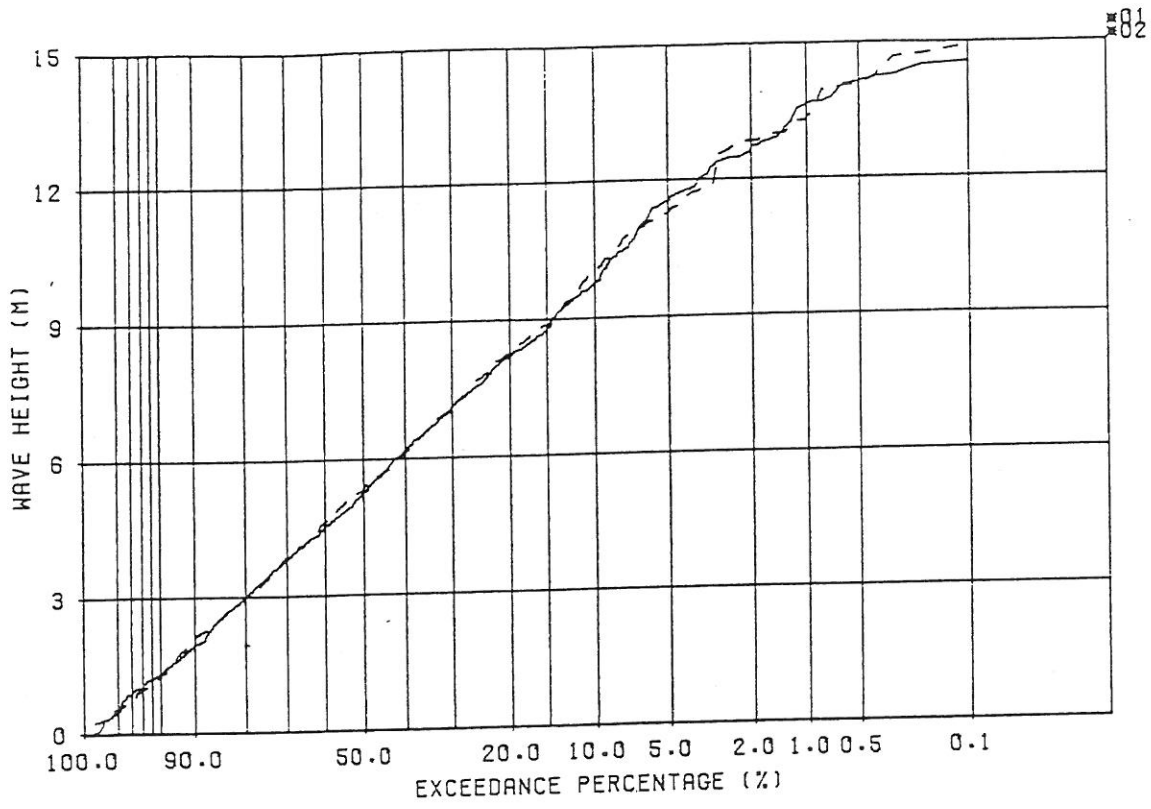
Fig. 2



STATISTICAL DISTRIBUTION OF SIGNIFICANT  
WAVE HEIGHTS

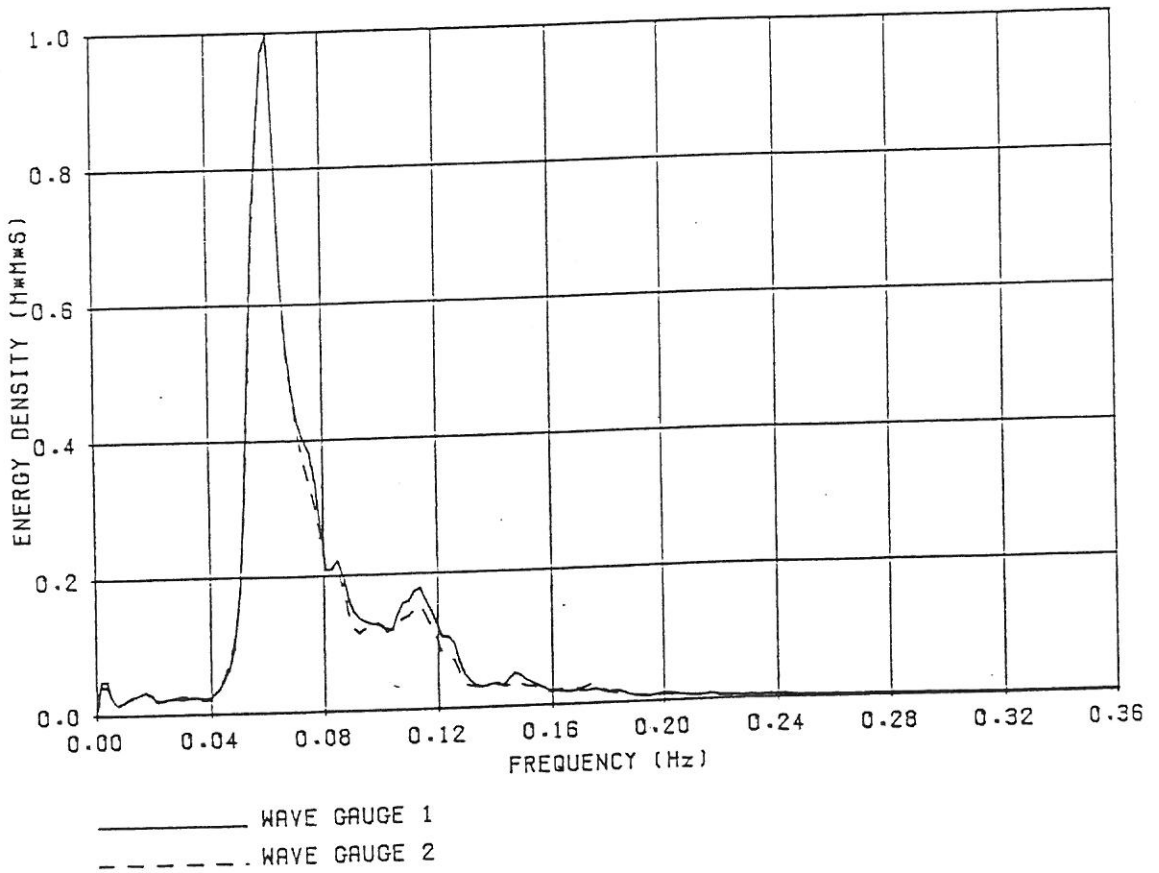
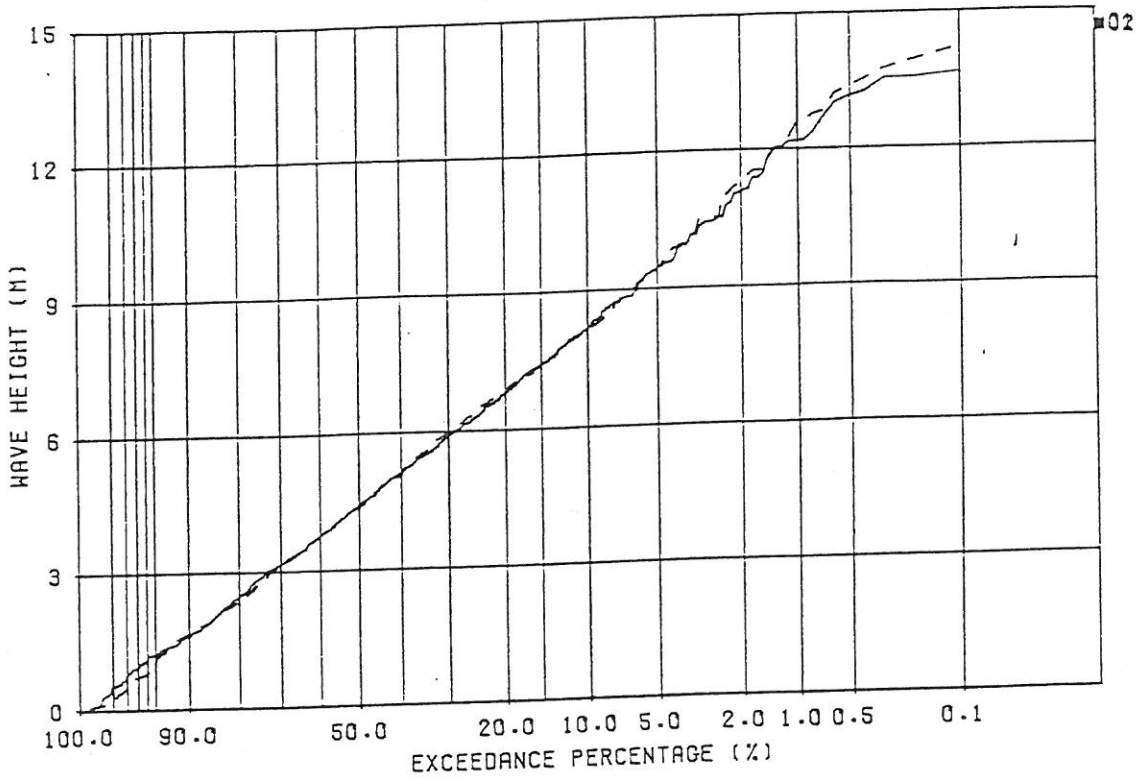
DELFT HYDRAULICS LABORATORY

Fig. 3



WAVE HEIGHT EXCEEDANCE CURVES AND  
WAVE DENSITY SPECTRA ON DEEP WATER

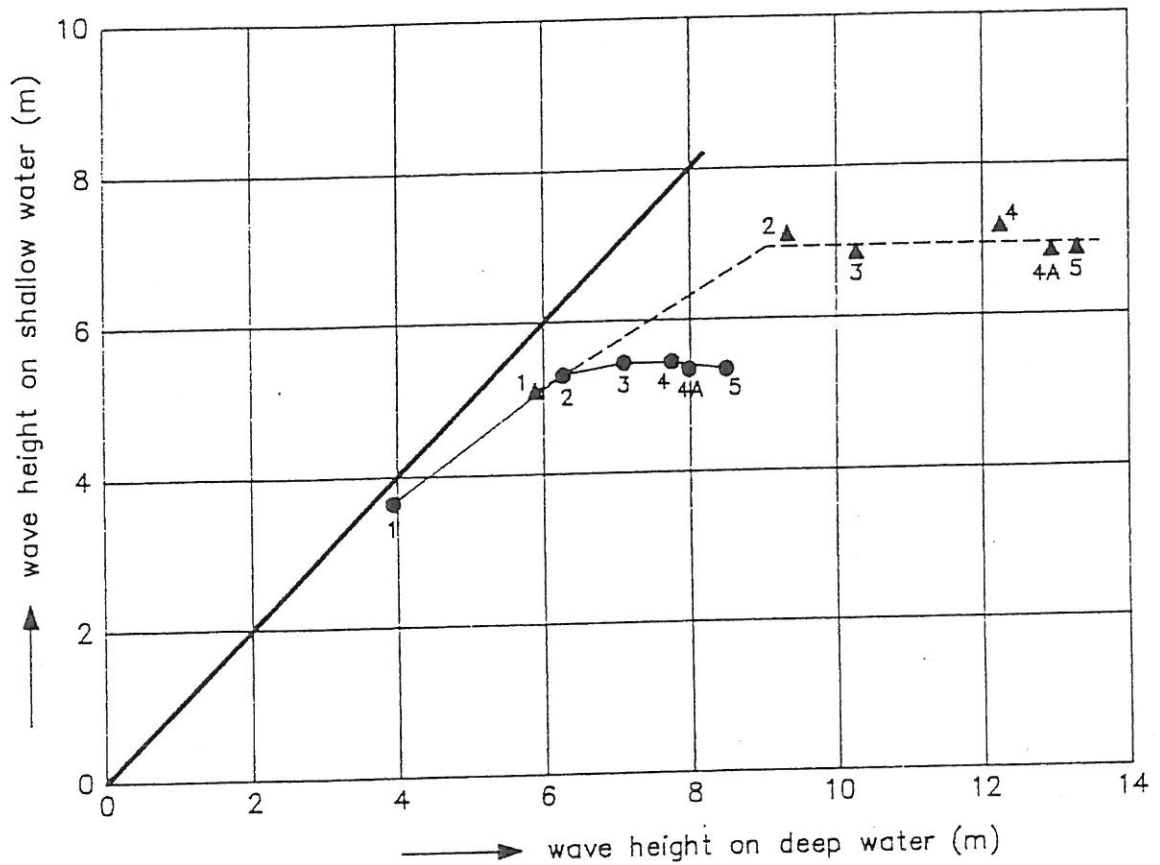




WAVE HEIGHT EXCEEDANCE CURVES AND  
WAVE DENSITY SPECTRA ON DEEP WATER

DELFT HYDRAULICS

Fig. 5



Test	$T_z$ (s)	$T_p$ (s)
C 1	7.8	10.0
C 2	9.5	12.6
C 3	10.6	14.0
C 4	11.2	14.8
C 4A	12.4	16.2
C 5	12.2	16.2

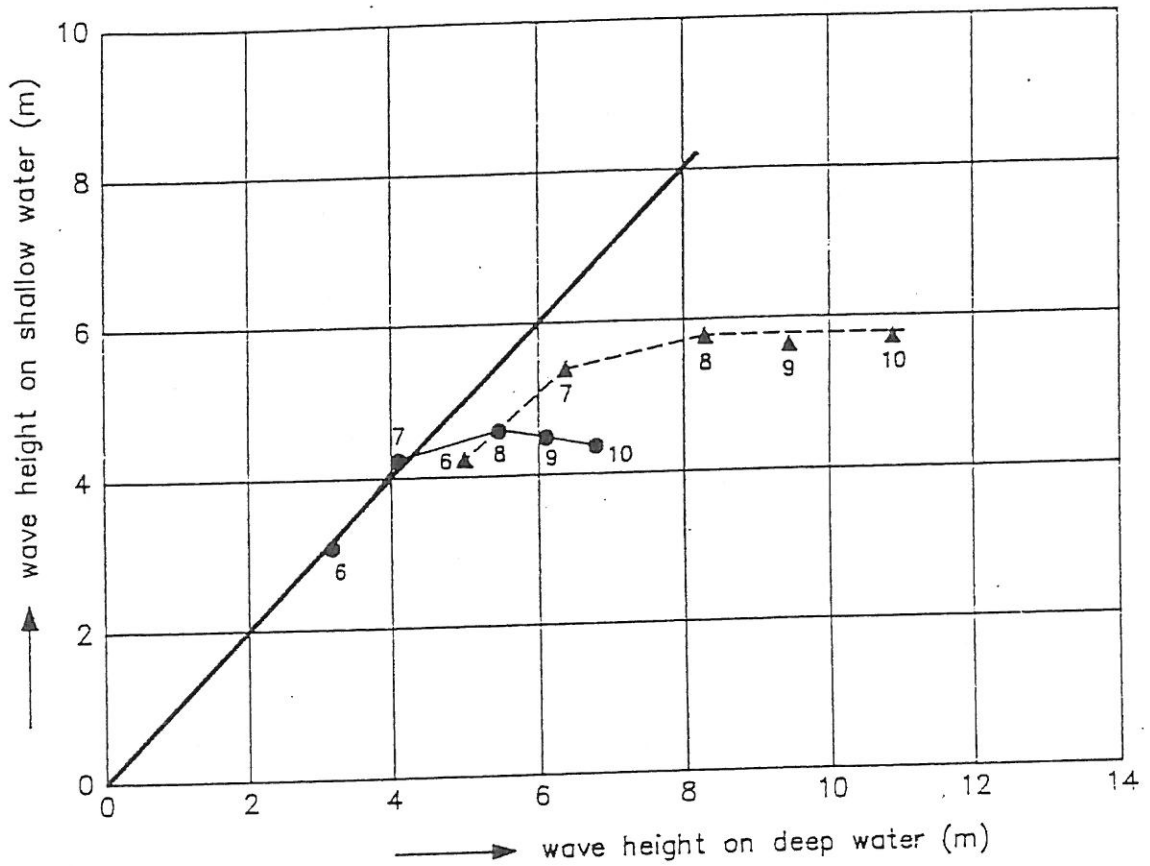
▲-----▲  $H_{1\%}$   
 ●-----●  $H_s$

deep shallow  
 $d = 28 \text{ m} \quad 10 \text{ m}$

RELATIONSHIP BETWEEN DEEP- AND SHALLOW  
 WATER WAVE HEIGHTS  
 (LOCAL DEPTH M.S.L.-9.5 m)

DELFT HYDRAULICS

Fig. 6



Test	$T_z$ (s)	$T_p$ (s)	
C 6	8.1	9.8	▲-----▲ H1%
C 7	9.3	10.5	●-----● H <sub>s</sub>
C 8	10.5	13.6	
C 9	11.1	14.8	
C 10	12.1	16.2	

deep                  shallow  
 d = 26 m              8 m

RELATIONSHIP BETWEEN DEEP- AND SHALLOW  
 WATER WAVE HEIGHTS  
 (LOCAL DEPTH M.S.L.-7.5 m)

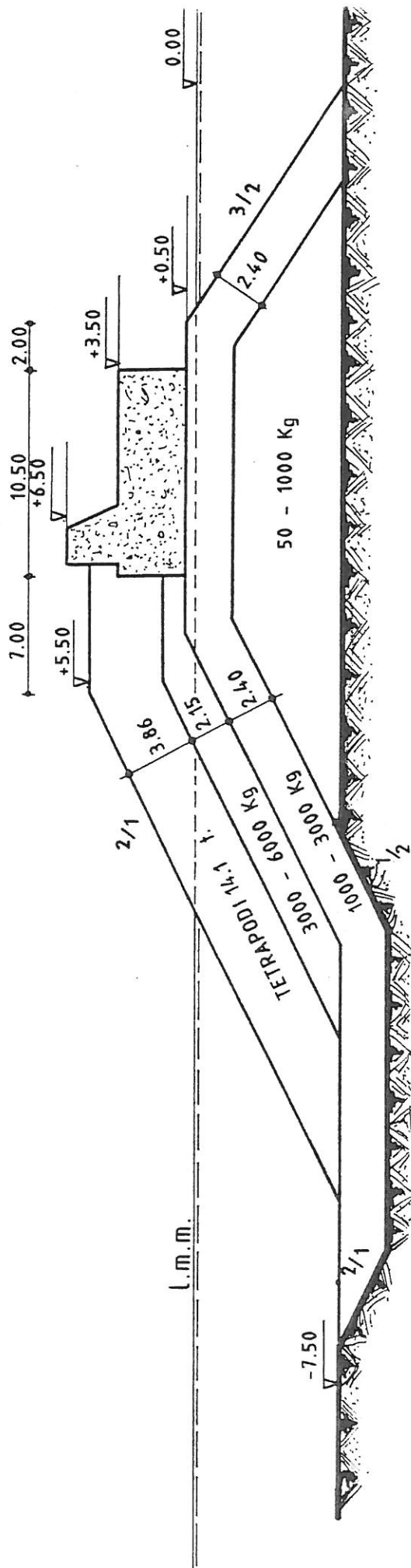


Fig. 8

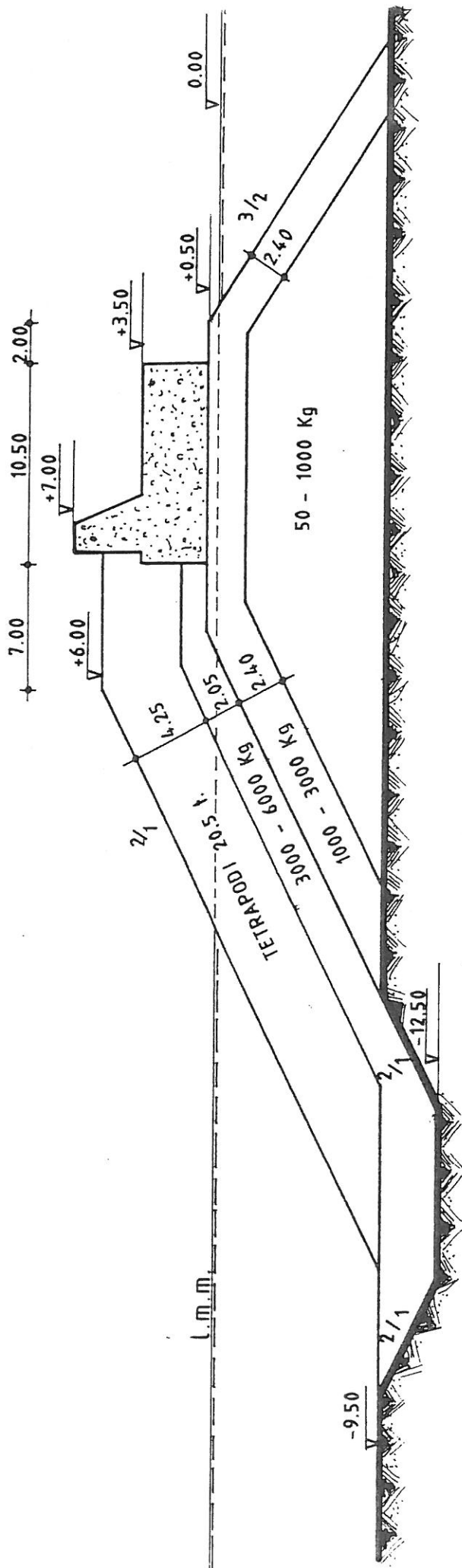


Fig. 9

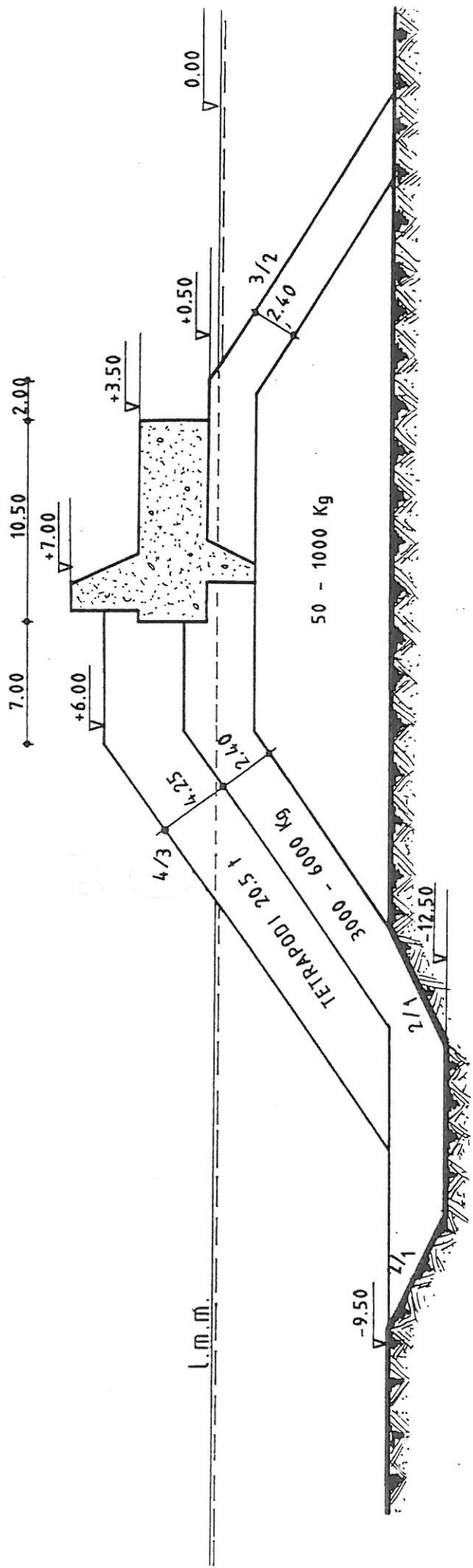


Fig. 10

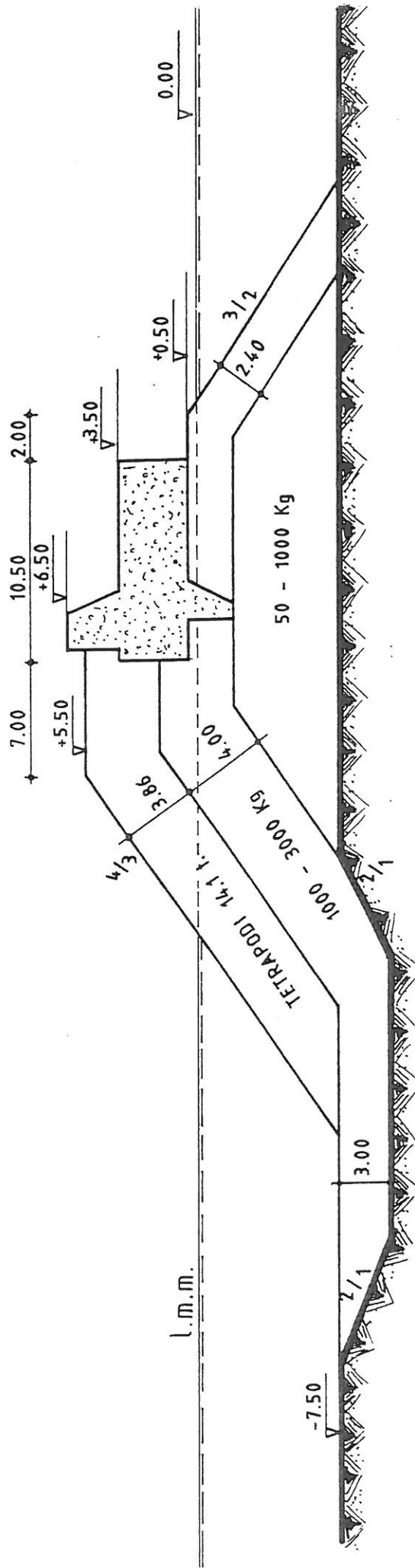


Fig. 11

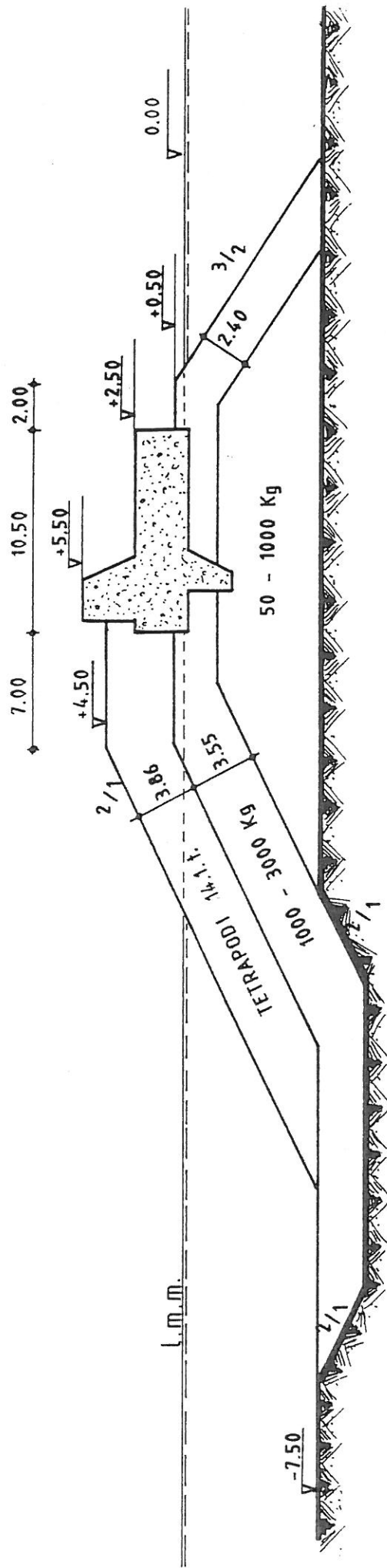


Fig. 12.



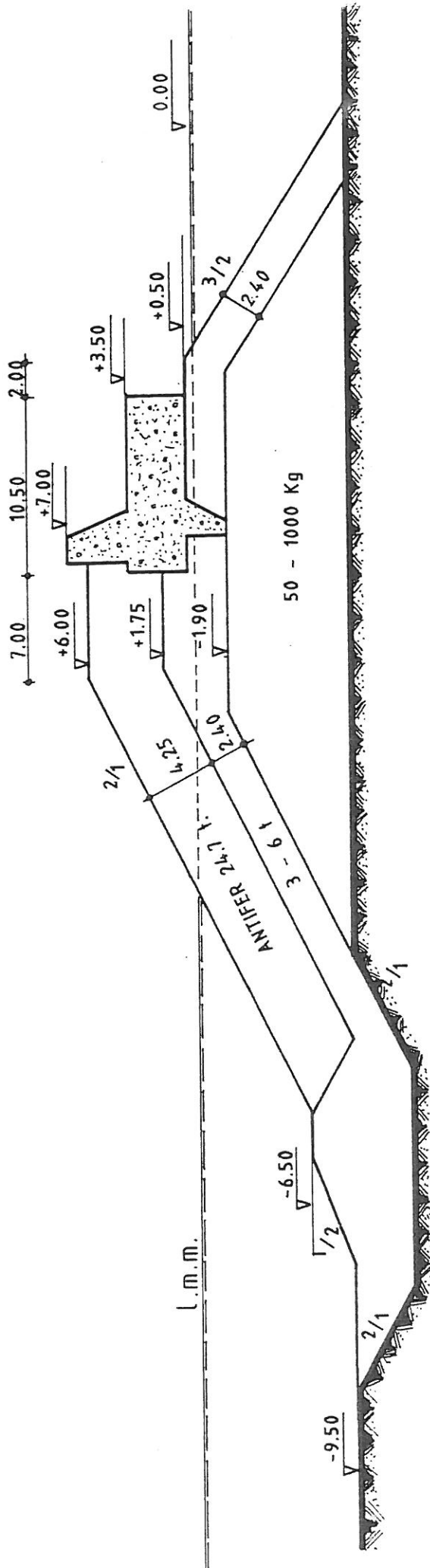


Fig. 13

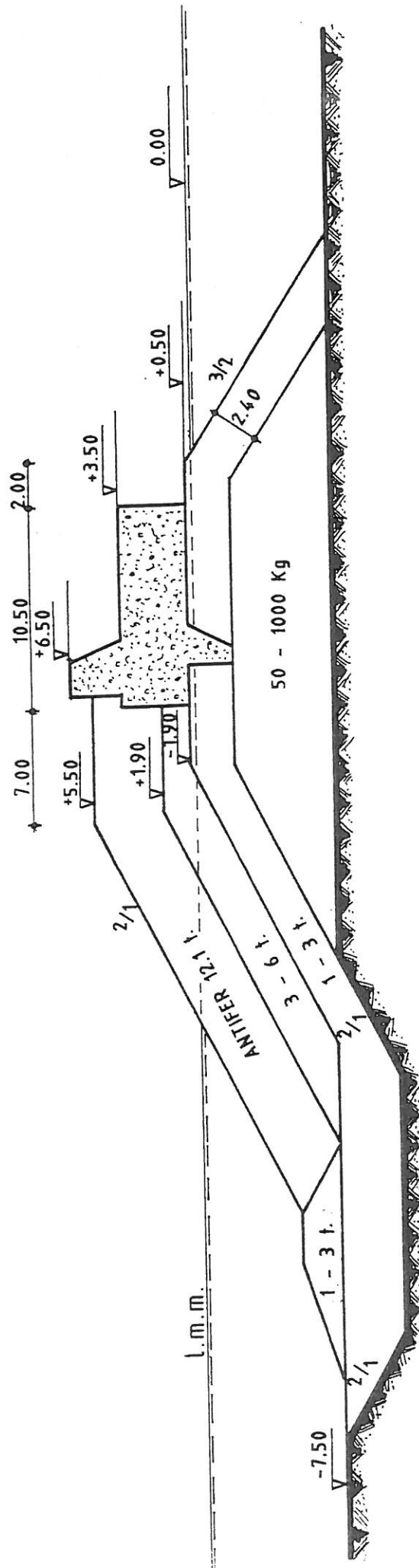
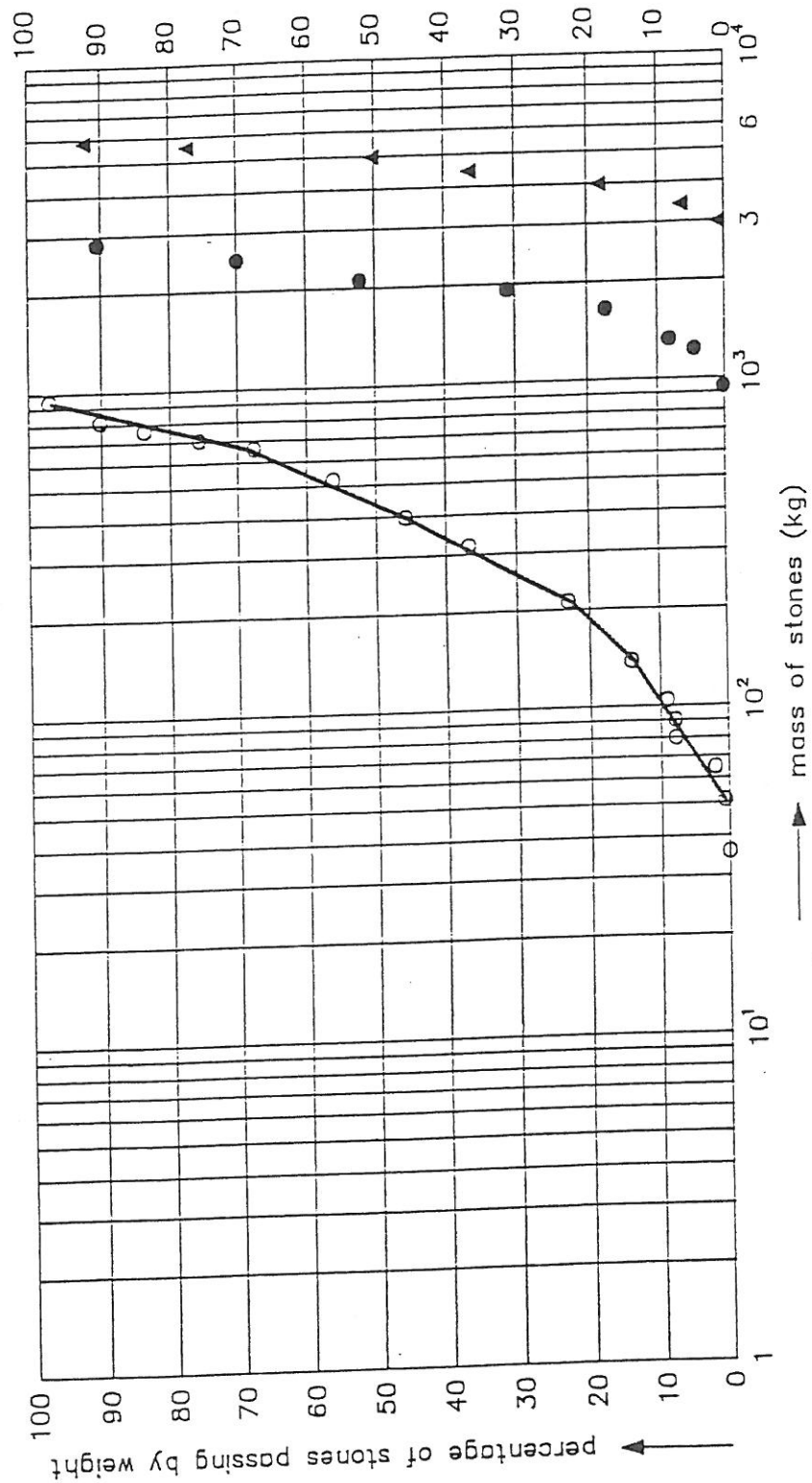
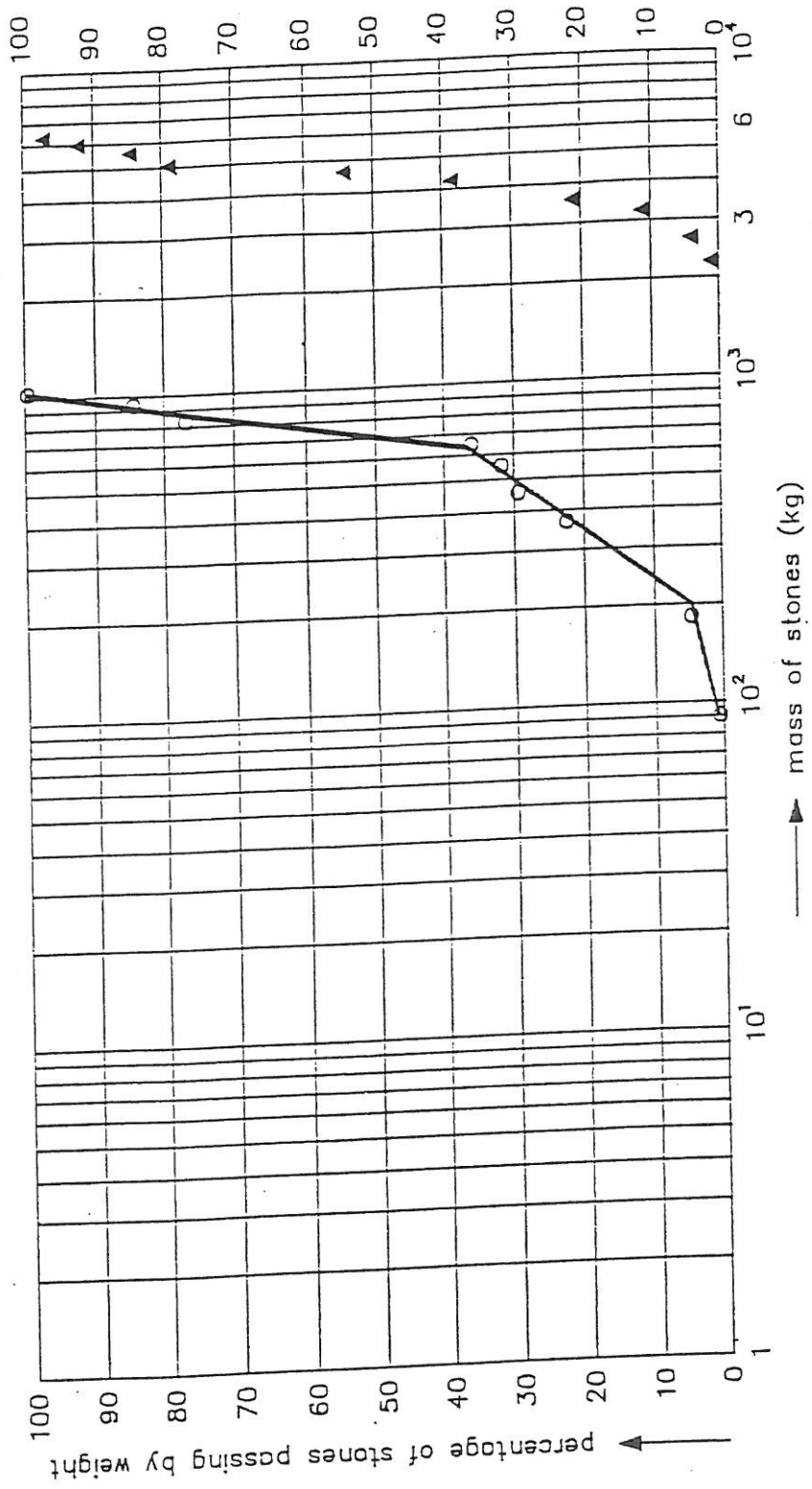


Fig. 14



- gravel for core ( $\rho_s = 2610 \text{ kg/m}^3$ )
- stones 1-3 ton ( $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ )
- ▲ stones 3-6 ton ( $\rho_s = 2690 \text{ kg/m}^3$ )

ROCK CHARACTERISTICS USED FOR THE TESTS  
(SCALE  $n_L = 40$ )



○ gravel for core ( $\rho_s = 2610 \text{ kg/m}^3$ )  
 ▲ stones 3-6 ton ( $\rho_s = 2690 \text{ kg/m}^3$ )

ROCK CHARACTERISTICS USED FOR THE TESTS  
 (SCALE  $n_L = 45$ )

T A B E L L E

Profondità (m)	Stazione di misura	TEST	C1	C2	C3	C4	C5
28	1,2	Hs.i (m)	3.9	6.3	7.1	7.8	8.5
		H1% (m)	5.8	9.4	10.3	12.3	13.2
		Tz (s)	7.8	9.5	10.6	11.2	12.2
		Tp (s)	10.0	12.6	14.0	14.8	16.2
		R (-)	14	15	16	18	18
12	3,4	Hs.i (m)	3.8	5.7	5.9	6.0	6.2
10	5	Hs.i (m)	3.7	5.3	5.5	5.4	5.3
		H1% (m)	5.0	7.0	6.9	7.1	6.9
		Tz (s)	8.5	10.9	11.6	11.6	2.7
		Tp (s)	10.0	14.0	14.4	14.8	4.4
		TEST	C6	C7	C8	C9	C10
26	1,2	Hs.i (m)	3.2	4.1	5.5	6.1	6.8
		H1% (m)	5.0	6.4	8.3	9.5	10.9
		Tz (s)	8.1	9.3	10.5	11.1	12.1
		Tp (s)	9.8	12.6	13.6	14.8	16.2
		R (-)	15	18	16	18	16
10	3,4	Hs.i (m)	3.3	4.3	4.9	4.9	5.0
8	5	Hs.i (m)	3.1	4.2	4.6	4.5	4.4
		H1% (m)	4.2	5.4	5.8	5.7	5.8
		Tz (s)	8.8	10.3	11.2	11.5	11.6
		Tp (s)	10.6	14.0	14.4	14.8	16.2

Tab. 1 - Risultati dei test di calibrazione

Serie di test	Livello fondo (l.m.m.) (m)	Quota paraonde (l.m.m.) (m)	TEST	Hs. i (m)	Tz (m)	Scarpata lato mare		
						Scarpata	Peso blocchi (t)	
1	-9.5	+7.0	1.1	4.1	8.2	2/1	20.5	
			1.2	5.5	9.4			
			1.3	7.0	10.9			(vedi Fig. 9)
			1.4	7.8	11.3			
			1.5	8.9	12.5			
2	-9.5	+7.0	2.1	4.1	8.2	4/3	20.5	
			2.2	5.4	9.4			
			2.3	6.9	10.8			(vedi Fig. 10)
			2.4	7.8	11.3			
			2.5	8.8	12.4			
			2.6	7.2	8.8			
			2.7	5.8	7.8			
3	-7.5	+6.5	3.1	3.1	8.1	2/1	14.1	
			3.2	4.2	10.1			
			3.3	5.6	10.7			(vedi Fig. 8)
			3.4	6.0	11.6			
			3.5	7.5	12.5			
			3.6	6.3	9.5			
4	-7.5	+6.5	4.1	3.1	8.1	4/3	14.1	
			4.2	4.3	10.0			
			4.3	5.6	10.9			(vedi Fig. 11)
			4.4	6.0	11.6			
			4.5	7.4	12.4			
5	-7.5	+5.5	5.1	3.1	8.1	2/1	14.1	
			5.2	4.3	10.0			
			5.3	5.6	10.8			(vedi Fig. 12)
			5.4	6.1	11.6			
			5.5	7.6	12.7			
6	-9.5	+7.0	6.1	3.9	8.1	2/1	24.7	
			6.2	5.9	9.6			
			6.3	7.2	10.9			(vedi Fig. 13)
			6.4	8.3	11.7			
			6.5	9.7	12.7			
			6.6	5.9	8.1			
7	-7.5	+6.5	7.1	3.2	8.1	2/1	12.1	
			7.2	4.3	9.9			
			7.3	5.8	10.8			(vedi Fig. 14)
			7.4	6.2	11.6			
			7.5	7.6	12.4			
			7.6	6.0	8.5			

Tab. 2 - Programma delle prove

TEST	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)				3
				1	2		
1.1	4.1	8.2	10.6	0	2	0	0
1.2	5.5	9.4	12.6	0	0	2	0
1.3	7.0	10.9	14.0	0	0	6	0
1.4	7.8	11.3	14.8	0	1	9	1
1.5	8.9	12.5	16.2	0	1	15	3

Livello medio mare : = +0,50 m  
 Sezione testata : vedi Fig. 9  
 Blocchi : 293 Tetrapodi,  
           P = 20,5 t,  
           c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati  
 Danno 2: blocchi instabili  
 Danno 3: scogli spostati

Densità di compat-  
 tazione : 7,33 tetrapodi per metro  
           di frangiflutto

Fattore lineare di  
 scala : 1:40

Tab. 3 - Risultati serie di prove 1



Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)	-----			3
				1	2		
2.1	4.1	8.2	10.7	0	0	0	0
2.2	5.4	9.4	12.6	0	1	3	0
2.3	6.9	10.8	14.0	0	6	11	10
2.4	7.8	11.3	15.0	0	4	15	13
2.5	8.8	12.4	16.2	0	4	20	21
2.6	7.2	8.8	10.6	n.a.d.	n.a.d.	-	n.a.d.
2.7	5.8	7.8	9.2	n.a.d.	n.a.d.	-	n.a.d.

Livello medio mare : = +0,50 m  
 Sezione testata : vedi Fig. 10  
 Blocchi : 267 Tetrapodi,  
 P = 20,5 t,  
 c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati  
 Danno 2: blocchi instabili  
 Danno 3: scogli spostati  
 n.a.d = no additional damage

Densità di compat-  
 tazione : 6,68 tetrapodi per metro  
 di frangiflutto

Fattore lineare di  
 scala : 1:40

Tab. 4 - Risultati serie di prove 2

Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs. i (m)	Tz (s)	Tp (s)				3
				1	2		
3.1	3.1	8.1	10.6	0	1	0	
3.2	4.2	10.1	12.6	0	1	0	
3.3	5.6	10.7	14.4	0	1	0	
3.4	6.0	11.6	15.2	0	3	0	
3.5	7.5	12.5	16.2	0	2	0	
3.6	6.3	9.5	12.5	n.a.d.	n.a.d.	n.a.d.	

Livello medio mare : = +0,50 m  
 Sezione testata : vedi Fig. 8  
 Blocchi : 363 Tetrapodi,  
           P = 14,1 t,  
           c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati  
 Danno 2: blocchi instabili  
 Danno 3: scogli spostati  
 n.a.d. = no additional damage

Densità di compat-  
 tazione : 9,08 tetrapodi per metro  
           di frangiflutto

Fattore lineare di  
 scala : 1:40

Tab. 5 - Risultati serie di prove 3

Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)	-----			-----
				1	2		
4.1	3.1	8.1	10.4	0	1	0	0
4.2	4.3	10.0	12.8	0	2	2	0
4.3	5.6	10.9	14.4	0	3	4	2
4.4	6.0	11.6	15.5	0	2	7	2
4.5	7.4	12.4	16.5	0	2	11	2

Livello medio mare : = +0,50 m

Sezione testata : vedi Fig. 11

Blocchi : 304 Tetrapodi,

P = 14,1 t,

c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati

Danno 2: blocchi instabili

Danno 3: scogli spostati

Densità di compat-  
tazione

: 7,60 tetrapodi per metro  
di frangiflutto

Fattore lineare di  
scala

: 1:40

Tab. 6 - Risultati serie di prove 4

Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)				3
				1	2		
5.1	3.1	8.1	10.4	0	1	0	0
5.2	4.3	10.0	12.8	0	3	5	1
5.3	5.6	10.8	14.4	0	4	12	5
5.4	6.1	11.6	15.7	0	5	13	9
5.5	7.6	12.6	16.7	0	3	19	14

Livello medio mare : = +0,50 m

Sezione testata : vedi Fig. 12

Blocchi : 316 Tetrapodi,  
P = 14,1 t,  
c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati

Danno 2: blocchi instabili

Danno 3: scogli spostati

Densità di compat-  
tazione : 7,90 tetrapodi per metro  
di frangiflutto

Fattore lineare di  
scala : 1:40

Tab 7 - Risultati serie di prove 5

Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)	-----			3
				1	2		
6.1	3.9	8.1	10.6	0	1	0	
6.2	5.9	9.6	12.2	0	1	0	
6.3	7.2	10.9	13.7	0	1	2	
6.4	8.3	11.7	14.9	0	2	2	
6.5	9.7	12.7	16.2	0	1	3	
6.6	5.9	8.1	10.6	n.a.d.	n.a.d.	4	n.a.d.

Livello medio mare : = +0,50 m  
 Sezione testata : vedi Fig. 13  
 Blocchi : 481 Tetrapodi,  
           P = 24,7 t,  
           c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati  
 Danno 2: blocchi instabili  
 Danno 3: scogli spostati  
 n.a.d.= no additional damage

Densità di compat-  
 tazione : 10,69 tetrapodi per metro  
           di frangiflutto

Fattore lineare di  
 scala : 1:45

Tab. 8 - Risultati serie di prove 6

Test	Acque profonde			Danno scarpata lato mare		Percentuale di overtopping	Danno scarpata interna
	Hs.i (m)	Tz (s)	Tp (s)	-----			-----
				1	2		
7.1	3.2	8.1	10.4	0	0	0	0
7.2	4.3	9.9	13.0	0	1	7	0
7.3	5.8	10.8	14.0	0	0	12	1
7.4	6.2	11.6	15.2	0	0	16	2
7.5	7.6	12.4	16.2	0	0	19	4
7.6	6.0	8.5	10.4	n.a.d.	n.a.d.	4	n.a.d.

Livello medio mare : = +0,50 m  
 Sezione testata : vedi Fig. 14  
 Blocchi : 741 Tetrapodi,  
           P = 12,1 t,  
           c = 2350 Kg/mc

Danno 1: blocchi spostati  
 Danno 2: blocchi instabili  
 Danno 3: scogli spostati  
 n.a.d. = no additional damage

Densità di compat-  
 tazione : 18,53 tetrapodi per metro  
           di frangiflutto

Fattore lineare di  
 scala : 1:40

Tab. 9 - Risultati serie di prove 7