

Indice

Indice.....	1
1. INTRODUZIONE.....	2
2. DEFINIZIONE DELL'OPERA.....	2
3. STABILITA' IDRAULICA E STRUTTURALE	3
3.1. Formule per la verifica della stabilità	3
3.2. Dimensionamento mantellata molo di completamento.....	7
3.3. Dimensionamento strati sottostanti e nucleo – molo di completamento.....	8
4. PROFILO DELLA DIGA	9
4.1. Dimensionamento berma del profilo ad S.....	10
4.2. Larghezza della cresta	10
4.3. Massiccio di coronamento.....	11
4.3.1. Verifiche di stabilità del massiccio di coronamento e del muro paraonde.....	12
5. PROGETTO DELLA TESTATA.....	16
6. STRATO DI FONDAZIONE	16
7. DESCRIZIONE COMPLESSIVA DEL MOLO DI COMPLETAMENTO.....	17
8. POTENZIAMENTO DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO ESISTENTE	18
NOTE DI CAPITOLATO	20
Bibliografia.....	38

1. INTRODUZIONE

In condizioni meteo avverse, lo stato attuale della configurazione del porto di Portopalo rende difficile sia le condizioni di navigabilità che lo stazionamento delle imbarcazioni all'interno del bacino portuale: questo si traduce in rischi per l'incolumità dei pescatori e in pericolo di danneggiamento per le imbarcazioni.

Un altro aspetto importante è legato alla nautica da diporto, attività che non può aver luogo in assenza di un bacino protetto ed adeguato alle esigenze dei diportisti.

Allo stato attuale, il porto, relativamente al lato di levante, è costituito da una diga foranea radicata nella baia, che si sviluppa in direzione Est-Ovest. Tale diga ha una lunghezza di circa 470 m e protegge uno specchio acqueo utilizzato dai pescherecci del posto. Lo scopo di tale progetto definitivo è quello di creare un opportuno bacino portuale, protetto dagli eventi meteo-marini e volto a migliorare le condizioni di sicurezza, con l'intento di sviluppare le attività commerciali, pescherecce e diportistiche.

Il presente progetto prevede:

- il potenziamento e il prolungamento della diga foranea esistente;
- la realizzazione di una diga di sottoflutto;
- la realizzazione della banchina di ripa.

2. DEFINIZIONE DELL'OPERA

Il molo esistente nel bacino di Levante è definito in letteratura come *diga a gettata*: questo tipo di opera provoca il frangimento dell'onda incidente realizzando la dissipazione di gran parte dell'energia ondosa.

Una diga a gettata consta generalmente di:

- una sottostruttura (o imbasamento), idonea a ripartire i carichi sul sedime, per lo più costituita da scapolame;
- una infrastruttura in blocchi naturali o artificiali, di peso determinato in funzione dell'entità della sollecitazione ondosa agente, disposti secondo pendenze e configurazioni diverse in base alla zona in cui ricadono. Lo strato inclinato più esterno è detto *mantellata* e la natura e la disposizione del materiale di cui è costituita, nonché le asperità e i vuoti esistenti fra masso e masso contribuiscono efficacemente a dissipare la maggior parte dell'energia dell'onda incidente, limitando l'aliquota di energia riflessa. Il *nucleo interno*, sottratto quasi totalmente all'azione del moto ondoso va protetto da massi naturali o artificiali disposti a strati successivi, le cui dimensioni ,crescenti verso la mantellata, seguono la regola dei filtri rovesci di Terzaghi;
- una sovrastruttura di coronamento comprendente il *muro paraonde*, la cui finalità è quella di evitare frequenti sormonti da parte dell'onda.

Le modalità di danneggiamento di un diga a gettata e le relative verifiche di stabilità riguardano:

- la rimozione o rottura degli elementi della mantellata;
- la perdita di massi dallo strato-filtro sottostante la mantellata e di materiale fine dal nucleo;

- l'erosione della berma al piede della mantellata;
- lo spostamento o la rottura del massiccio di coronamento;
- la tracimazione o sormonto dell'onda;
- la perdita degli elementi del paramento interno;
- la rottura o il cedimento della fondazione;
- l'erosione del fondale al piede dell'opera;
- gli eccessivi cedimenti sotto carico della struttura e della fondazione.

3. STABILITA' IDRAULICA E STRUTTURALE

La verifica della stabilità delle varie parti strutturali di una diga a gettata ha inizio dalla mantellata, cioè dalla parte che interagisce direttamente con i carichi agenti, proteggendo a sua volta il nucleo sottostante.

La verifica riguarda sia la *stabilità idraulica*, ossia la capacità del singolo elemento a restare nella propria sede, sia la *stabilità strutturale*, cioè la capacità di resistenza a rottura dell'elemento stesso.

Alla luce di tale distinzione, si definiscono due tipi di danno: *danno* relativo alla stabilità idraulica e *danno* relativo alla stabilità strutturale.

3.1. Formule per la verifica della stabilità

La mantellata è dimensionata attraverso l'utilizzo di formule semplici, come quella fornita da Hudson, valida sia per massi naturali che per massi artificiali:

$$M = \frac{\delta_c \cdot H^3}{K_D \Delta^3 \cot g(\alpha)}$$

dove:

M è la massa dell'elemento di mantellata;

$\Delta = (\delta_c / \delta_w - 1)$, ove δ_c è la densità del materiale impiegato per la costruzione dell'elemento e δ_w quella dell'acqua;

α è l'angolo formato dalla scarpata con l'orizzontale;

H è l'altezza d'onda di progetto;

K_D è il *coefficiente di stabilità* che varia con la forma dell'elemento, con il grado di concatenamento ottenuto nella posa in opera, con il numero di massi compresi nello spessore di mantellata, con il tipo di onda agente sulla struttura (frangente o meno) e con altre variabili. I valori di K_D sono tabellati secondo le Istruzioni tecniche italiane.

La formula di Hudson può essere riscritta in funzione del *numero di stabilità*:

$$N_s = \frac{H}{\Delta \cdot D_n} = (K_D \cot g \alpha)^{1/3}.$$

D_n è il diametro nominale dell' elemento ed è legato al peso W (o alla massa) del masso ed al peso specifico γ_r (o alla densità) del materiale dalla relazione:

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} .$$

Il numero di stabilità viene spesso utilizzato per classificare le opere a gettata dal punto di vista del comportamento della mantellata. Secondo tale classificazione, quando $N_s = 1 \div 4$ le dighe si dicono *staticamente stabili*, ovvero il loro profilo originario non subisce nel tempo modifiche apprezzabili e, per le mareggiate estreme, sono ammessi solo piccoli danni (dighe a scogliera di tipo tradizionale).

Il coefficiente di stabilità K_D è stato ricavato per condizioni di moto ondoso regolare e per la condizione di danno compreso fra 0 e 5%, intendendo la percentuale di danno come il rapporto tra il volume complessivo dei massi spostati ed il volume totale della mantellata.

I limiti della formula di Hudson sono:

- l'ipotesi di *onde regolari*;
- il non tenere conto della durata della mareggiata, della permeabilità della struttura, del tipo di frangimento delle onde e del periodo dell'onda (infatti essa fu ricavata nel campo $d/L = 0,15 \div 0,50$, in cui l'effetto del periodo d'onda non è rilevante).

Per tutti questi motivi, Van der Meer ha ricavato nuove relazioni di stabilità, ottenute dall'analisi di dati sperimentali, che tengono conto dei parametri trascurati da Hudson. In particolare ha definito il *parametro di frangimento medio* ξ_m che permette di distinguere tra onde frangenti di tipo "plunging" e onde frangenti di tipo "surging" e dato da:

$$\xi_m = \frac{tg\alpha}{\sqrt{H/L_0}}$$

dove

$H/L_0 = 2\pi H / gT_m^2$ è il *parametro di ripidità dell'onda*,

H è l'altezza significativa davanti alla struttura,

L_0 è la lunghezza d'onda al largo riferita al periodo medio T_m .

Inoltre, introdusse un *parametro critico di surf similarità*, ξ_{mc} :

$$\xi_{mc} = \left[6,2 \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{tg(\alpha)} \right]^{1/P+0,5} ,$$

definendo:

frangimento di tipo plunging se $\xi_m < \xi_{mc}$,

frangimento di tipo surging se $\xi_m > \xi_{mc}$,

frangimento di tipo collapsing se $\xi_m = \xi_{mc}$.

In Figura 1 sono mostrati i diversi tipi di frangimento in funzione del parametro ξ_m .

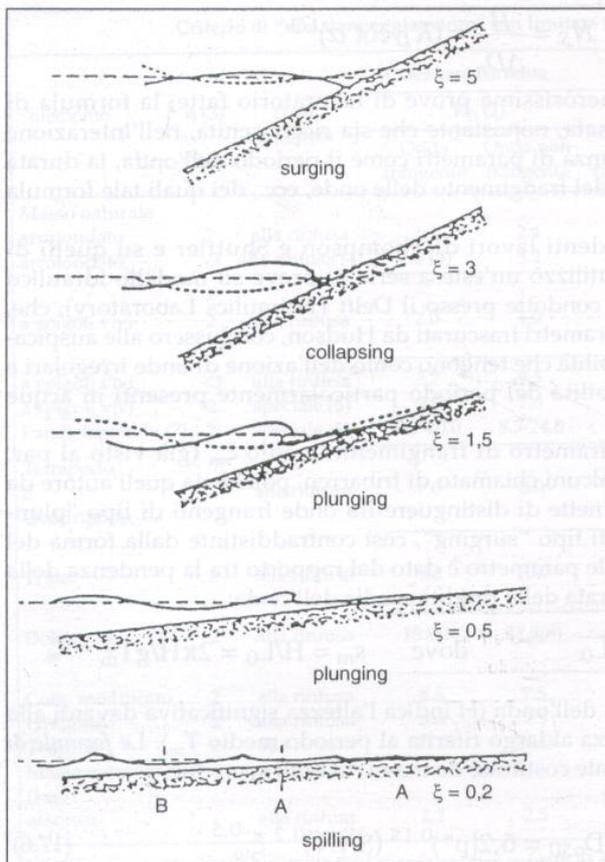


Figura 1 – Tipi di frangimento in funzione del parametro ξ_m (da Tomasicchio, 2001)

Lo **spilling** (defluimento) è il tipo di frangimento che si manifesta generalmente per lievi pendenze del fondo: la rottura dell’onda avviene gradualmente con formazione di schiuma sulla cresta.

Il **plunging** (cascata) è il tipo di frangimento che si ha generalmente per pendenze elevate del fondo: la rottura dell’onda è brusca e si manifesta con il distacco dalla cresta di un getto liquido.

Il **surging** (ondeggiamento) è una variazione del plunging: la cresta, però, non riesce a ricadere in avanti, ostacolata dal graduale aumento del livello del mare.

Il **collapsing** (collasso) è un caso intermedio fra plunging e surging.

Le formule di Van der Meer per mantellate costituite da massi naturali in acque basse sono:

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8,7 \cdot P^{0,18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad \text{frangimento di tipo } \mathbf{plunging} \ (\xi_m < \xi_{mc}),$$

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1,4 \cdot P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot g \alpha} \cdot \xi_m^P \quad \text{frangimento di tipo } \mathbf{surging} \ (\xi_m > \xi_{mc}),$$

dove:

$$H_{2\%} = 1,4H_s,$$

H_s è l'altezza d'onda di progetto;

D_{n50} è il diametro nominale del masso di peso mediano;

P è la permeabilità dell'opera (varia da 0,1 per nucleo impermeabile a 0,6 per struttura omogenea composta solo da massi di mantellata);

S è il livello di danneggiamento espresso come rapporto $\frac{A_e}{D_{n50}^2}$, con

A_e area della sezione trasversale erosa dalla mareggiata;

N è il numero di onde massimo dello stato di mare (D/T_m); i valori suggeriti sono nel range 3000 ÷ 5000.

I valori suggeriti per S sono 2÷3, equivalenti alla definizione di non danneggiamento di Hudson.

Formule analoghe sono state ricavate per *massi artificiali* (cubi, tetrapodi ed accropodi).

Per ciascun tipo di elemento artificiale esaminato, Van der Meer considerò un solo valore di pendenza della mantellata (per i tetrapodi ed i cubi: $\cot g\alpha = 1,5$; per gli accropodi: $\cot g\alpha = 1,33$), motivo per cui il parametro di frangimento medio ξ_m , che è funzione dell'angolo α non compare nelle formule proposte. Inoltre, per la permeabilità P è stato fissato un unico valore pari a 0,4 valido per tutti e tre i tipi di elementi.

Le formule proposte sono:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(6,7 \cdot \frac{S^{0,4}}{N^{0,3}} + 1 \right) \cdot \left(\frac{H}{L_o} \right)^{-0,1} \quad \text{per i } \mathbf{cubi};$$

per danno nullo si semplifica nella:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(\frac{H}{L_o} \right)^{-0,1};$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(3,75 \cdot \frac{S^{0,5}}{N^{0,25}} + 0,85 \right) \cdot \left(\frac{H}{L_o} \right)^{-0,2} \quad \text{per i } \mathbf{tetrapodi};$$

per danno nullo si semplifica nella:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0,85 \cdot \left(\frac{H}{L_o} \right)^{-0,2};$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4,1 \quad \text{per gli } \mathbf{accropodi};$$

per danno nullo:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 3,7.$$

3.2. Dimensionamento mantellata molo di completamento

Per il dimensionamento della mantellata si sono assunti, come condizioni di progetto, i dati relativi alle mareggiate estreme, con onde provenienti rispettivamente da 130°NE, da 190°NE e da 220°NE; in particolare per l'utilizzo della formula di Hudson si è posto:

$H_s = 3,5$ m altezza di progetto (ottenuta maggiorando opportunamente l'altezza d'onda significativa davanti all'opera);

$\delta_c = 2600$ kg/m³ peso specifico del materiale utilizzato (considerando massi naturali);

$\delta_w = 1030$ kg/m³ peso specifico dell'acqua;

$K_D = 2$ coeff. di stabilità per il corpo dell'opera (massi a spigoli vivi, numero strati = 2, posa in opera alla rinfusa, onda frangente);

$K_D = 1,6$ coeff. di stabilità per la testata (massi a spigoli vivi, numero strati = 2, posa in opera alla rinfusa, onda frangente);

$\cot g\alpha = 1,5$ pendenza della scarpata per il corpo dell'opera;

$\cot g\alpha = 2$ pendenza della scarpata per la testata.

Si è così ottenuto un valore del diametro nominale del masso pari a 1,59 m e peso 10492,26 kg per il corpo dell'opera e pari a 1,56 m e peso 9836,49 kg per la testata.

Ponendo, invece:

$\delta_c = 2500$ kg/m³ peso specifico del materiale utilizzato (considerando massi artificiali) e tenendo costanti gli altri valori, si ottiene un valore del diametro nominale del masso pari a 1,70 m e peso 12290,87 kg per il corpo dell'opera e pari a 1,66 m e peso 11522,69 kg per la testata.

Le dimensioni ottenute sono paragonabili a quelle dei massi artificiali che ricoprono l'attuale diga foranea.

Si è poi tenuto conto di altri fenomeni, tra cui il frangimento, dimensionando con l'utilizzo della formula di Van der Meer. Si è posto:

$H_s = 3,5$ m altezza di progetto (ottenuta maggiorando opportunamente l'altezza d'onda significativa davanti all'opera);

$H = 2$ m altezza d'onda significativa davanti all'opera;

$\delta_c = 2600$ kg/m³ peso specifico del materiale utilizzato (considerando massi naturali);

$S = 2$ livello di danneggiamento;

$\cot g\alpha = 1,5$ pendenza della scarpata per il corpo dell'opera;

$P = 0,4$ permeabilità dell'opera;

$N = 4000$ numero di onde.

Dall'analisi si deduce un frangimento di tipo plunging e un valore del diametro nominale del masso pari a 1,52 m e peso 9147,35 kg per il corpo dell'opera, valori vicini a quelli ottenuti con la formula di Hudson.

Dimensionando, invece, con massi cubici di tipo artificiale, si è posto:

$H_s = 3,5$ m altezza di progetto (ottenuta maggiorando opportunamente l'altezza d'onda significativa davanti all'opera);

$H = 2$ m altezza d'onda significativa davanti all'opera;
 $\delta_c = 2500$ kg/m³ peso specifico del materiale utilizzato.

I risultati evidenziano un valore massimo del diametro nominale del masso pari a 1,85 m e peso 15745,3 kg per il corpo dell'opera.

Per la ***mantellata esterna*** del molo di sopraflutto si è scelto di posare in opera massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1,50 m, di peso specifico pari all'incirca a 2500 kg/m³, di peso all'incirca pari a 12000 kg, posizionati in due strati. L'alternativa possibile sarebbe quella di utilizzare massi artificiali di forma prossima a quella cubica di diametro nominale pari a 1,50 m, di peso specifico pari all'incirca a 2500 kg/m³, di peso all'incirca pari a 9000 kg, posizionati su due strati.

Per la ***mantellata interna*** del molo di sopraflutto si è scelto di posare in opera massi naturali a spigoli vivi di diametro nominale pari a 1,30 m, di peso specifico pari all'incirca a 2600 kg/m³, di peso all'incirca pari a 6000 kg (III categoria), posizionati su uno strato fino ad una quota appena al di sotto del livello medio del mare; da questo punto fino a quota del fondale si è scelto di distribuire, su uno strato, massi artificiali di peso 7000 kg circa, di peso specifico 2500 kg/m³ e diametro nominale pari a circa 1,40 m.

3.3. Dimensionamento strati sottostanti e nucleo – molo di completamento

Affinché una mantellata sia stabile, tali devono risultare anche gli strati sottostanti e il nucleo.

Il ***nucleo***, disposto nella parte centrale dell'opera a gettata, è formato generalmente da un ammasso lapideo ottenuto da materiale di cava. La granulometria deve rispettare alcune esigenze fondamentali come la compattezza e la non trasmissibilità del moto ondoso attraverso il corpo. A tal proposito si veda il Capitolo dedicato alle caratteristiche dei materiali nella Relazione generale allegata al presente progetto definitivo.

La funzione dello ***strato filtro*** consiste nella protezione del nucleo dall'azione del moto ondoso, che potrebbe asportare il materiale fine che lo costituisce. A sua volta lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da pietrame di dimensioni tali da non poter essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata. Lo strato filtro, inoltre, deve fornire alla mantellata un sufficiente contrasto allo scivolamento.

Per il dimensionamento dello strato filtro si può scegliere lo schema di una diga a gettata con permeabilità all'incirca pari a 0,4 ovvero con proporzioni e rapporti dati dalle seguenti relazioni:

$$D_{n50}^{Mant} / D_{n50}^{Filtro} = 2 ;$$

$$Spessore_{mantellata} = 2D_{n50}^{Mant} ;$$

$$Spessore_{filtro} = 1 \div 1,5D_{n50}^{Mant} .$$

Dai calcoli risulterebbe un diametro nominale di peso mediano pari circa a 0,75 m.

Per il **filtro** in oggetto si sono scelti massi naturali di diametro nominale pari a 0,9 m, di peso specifico pari all'incirca a 2600 kg/m³, di peso all'incirca pari a 2000 kg (II categoria), posizionati su uno strato.

Per il **nucleo** si è scelto del materiale misto cava (I categoria) con pezzatura di peso compreso nel range 0,1÷1000 kg.

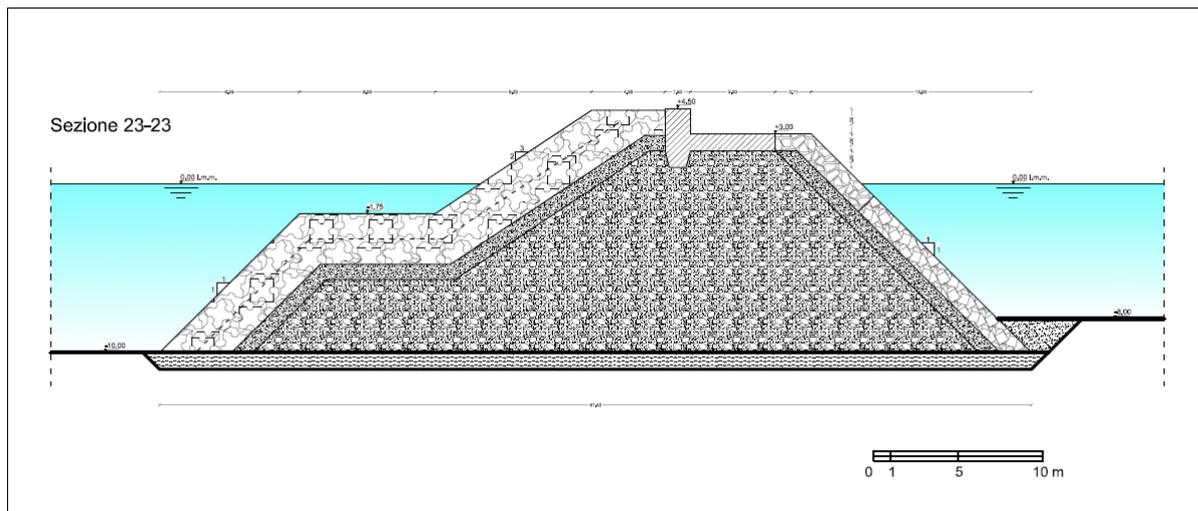


Figura 2 – Sezione del molo di completamento di sopraflutto

4. PROFILO DELLA DIGA

Si è osservato che la scarpata esterna di una diga a scogliera tradizionale, quando viene sottoposta ad azioni ondose inferiori ad una certa soglia ma sufficienti a produrre lo spostamento dei blocchi della mantellata, assume una diversa configurazione del profilo, ovvero una forma ad S, che risulterà successivamente stabile nei confronti di ulteriori ondate, anche uguali a quelle che hanno determinato la nuova condizione di equilibrio.

Pertanto, si ritiene di assecondare la tendenza alla forma ad S delle opere a gettata riscontrata in esercizio e di realizzarle quindi secondo tale forma fin dall'inizio.

L'adozione di una pendenza più dolce nella fascia soggetta alle maggiori azioni ondose e più ripida nelle altre, trova anche una conferma analogica nei profili di equilibrio che una spiaggia naturale assume spontaneamente.

I criteri di calcolo e costruttivi, suggeriti dalle verifiche di laboratorio e sul campo condotte a tal proposito, hanno permesso non trascurabili economie; infatti, notevoli sono i vantaggi costruttivi ed economici (riduzione del costo fino al 50%) consentiti da questa nuova tecnica costruttiva.

Le indagini effettuate hanno confermato come i massi sono più stabili su una scarpa composita rispetto ad una a pendenza costante e che la stabilità di scarpate composite è governata dalla profondità e dalla larghezza della berma (la scelta ottimale della profondità della berma riduce l'impatto dovuto al frangimento delle onde; infatti, le onde più

alte, come su una spiaggia, sono costrette ad un prefrangimento che riduce sensibilmente l'azione dell'onda residua sul tratto di scarpa successivo). Ne deriva una diminuzione dell'altezza di "discesa" dell'onda, che previene il verificarsi del fenomeno di risonanza e diminuisce la forza di sollevamento, e un aumento della forza stabilizzatrice della scarpa così configurata.

4.1. Dimensionamento berma del profilo ad S

- La profondità relativa h_1 della berma del profilo composito ottimale è nel range:

$$0,4 < h_1 / H < 0,9$$

dove H è l'altezza d'onda di progetto.

Per il dimensionamento della berma della diga di sopraflutto si è scelta una profondità rispetto al l.m.m. pari a 0,5 l'altezza d'onda di progetto, pertanto h_1 risulta essere pari a 1,75 m (si veda la Figura 2).

- La larghezza relativa della berma è approssimativamente data dalla relazione:

$$l_b / L_0 = 0,2$$

dove

l_b =larghezza della berma;

L_0 =lunghezza d'onda al largo riferita al periodo medio T_m .

Nel caso in esame si è scelto un valore pari a 8 m (si veda la Figura 2).

4.2. Larghezza della cresta

La larghezza della **cresta** è strettamente connessa al grado di tracimazione atteso; in genere risulta antieconomico realizzare un'opera per la quale si escluda del tutto la possibilità di sormonto della stessa.

Ai soli fini della stabilità ed escludendo ogni considerazione sulla tracimazione, si può assumere una larghezza di cresta minima pari a quella ottenibile affiancando 3 massi di mantellata.

La cresta dovrà essere abbastanza larga da consentire l'impiego delle attrezzature sia per la costruzione che per la manutenzione.

Per il dimensionamento della diga di sopraflutto si è scelto una larghezza della cresta pari a 6,50 m (si veda la Figura 3).

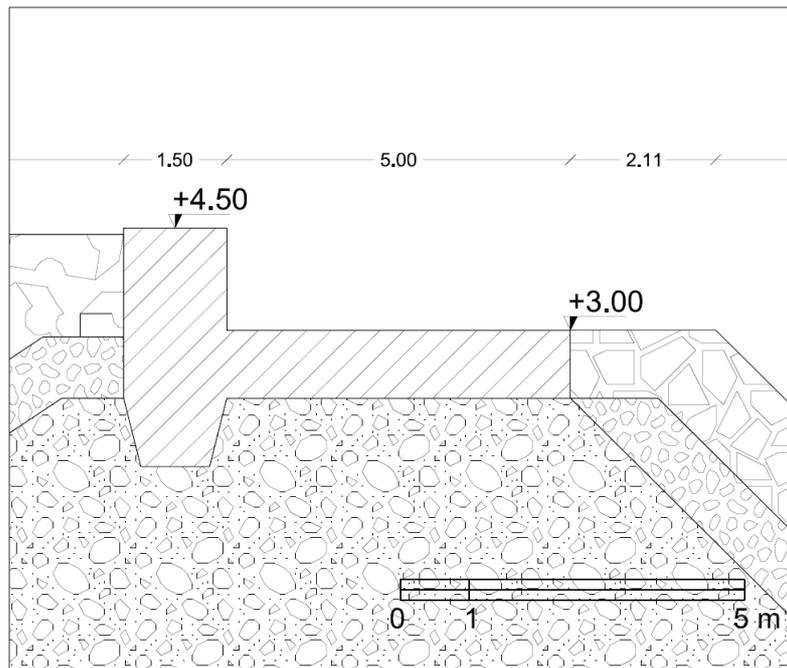


Figura 3 – Particolare del massiccio di coronamento

4.3. Massiccio di coronamento

Il **massiccio di coronamento** o **sovrastuttura** di una diga frangiflutti è normalmente una struttura resistente a gravità e ha la funzione di ridurre la portata tracimante e di consentire l'utilizzo della parte superiore della diga per alloggiarvi tubazioni o simili infrastrutture portuali e di consentire il transito ai mezzi per le operazioni di controllo e riparazione (piattaforma di circolazione).

Il massiccio è realizzato in conglomerato cementizio gettato in opera non armato o debolmente armato per resistere alle sollecitazioni flessionali dovute a possibili cedimenti differenziali della fondazione o alle spinte delle onde sul muro verticale. Inoltre, per evitare che assestamenti di diversa entità portino alla rottura del coronamento (danni provocati da cedimenti differenziali di maggiore entità e dalle tensioni di ritiro durante l'indurimento), il massiccio viene di norma realizzato a strati ognuno dello spessore massimo di 50 cm e in conci indipendenti di 5÷10 m, intervallati da giunti.

Per ridurre gli inconvenienti (lesioni) dovuti a possibili cedimenti, si fa trascorrere un certo tempo fra l'ultimazione della infrastruttura e l'inizio della costruzione della sovrastruttura; spesso si favoriscono gli assestamenti attraverso operazioni di precarica.

Nello specifico si è realizzata una sovrastruttura di coronamento comprendente il massiccio di carico e il muro paraonde: la quota di imposta della sovrastruttura è a 2 m sul l.m.m. per consentire un più sicuro transito dei mezzi d'opera durante le fasi costruttive e di manutenzione. Inoltre, la larghezza del massiccio, pari a 5 m, permette l'impiego di mezzi terrestri per effettuare gli eventuali ripristini delle parti che risultano danneggiate da mareggiate durante la vita dell'opera, operazioni queste che risulterebbero costose se si utilizzassero, invece, mezzi marittimi.

Lo spessore del massiccio si prevede pari a 1,00 m, mentre per la quota di estradosso si conserva quella del massiccio del molo di sopraflutto esistente, pari a 3 m sul l.m.m. e riscontrata in sede di rilievo topografico.

Per ridurre i pericoli dovuti allo slittamento del massiccio di coronamento si è adottato un taglione profondo 1,00 m e con larghezza variabile da 1,50 m a 1,00 m (si veda la Figura 3).

Per il muro paraonde, la cui finalità è quella di evitare frequenti sormonti da parte dell'onda, si è cercato di mantenere la quota del muro paraonde del molo di sopraflutto esistente, ricavata in sede di rilievo topografico e pari a 4,50 m sul l.m.m.; inoltre, esso avrà larghezza pari a 1,50 m e altezza totale di 2,50 m.

4.3.1. Verifiche di stabilità del massiccio di coronamento e del muro paraonde

Le modalità di danneggiamento cui può essere soggetto il coronamento sono diverse, come si vede dalla Figura 4. Esse dipendono dalla resistenza strutturale della sovrastruttura e dal carico d'onda e, in alcuni casi, coinvolgono le caratteristiche del sottostrato e delle altre parti della struttura.

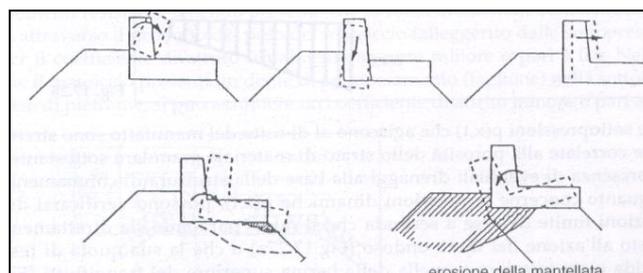


Figura 4 – Modalità di danneggiamento del massiccio di carico (da Tomasicchio, 2001)

Le forze idrodinamiche agenti sulla struttura di coronamento sono dovute all'azione della corrente pulsante che si sviluppa nella fase di risalita delle onde incidenti e che è funzione del tempo e dello spazio (vedi Figura 5).

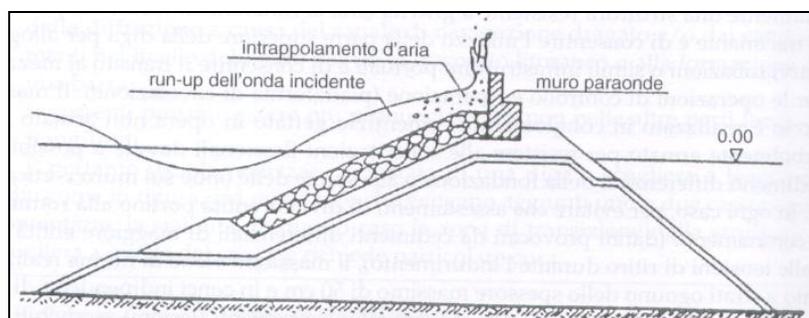


Figura 5 – Interazione del moto ondoso col muro paraonde (da Tomasicchio, 2001)

La pressione lungo il paramento verticale del manufatto è dovuta alla somma di un contributo di tipo statico e di un contributo di tipo dinamico.

Per quanto riguarda le pressioni dinamiche, occorre distinguere due zone sulle quali tali pressioni fanno risentire la loro azione: quella in cui il muro paraonde è direttamente esposto all'azione del moto ondoso e quella in cui esso è completamente riparato dal frangiflutti.

Nella prima zona le pressioni assumono un andamento di tipo impulsivo (valori molto elevati in tempi brevissimi) in quanto generate dall'impatto dell'onda incidente sulla parete; nella seconda zona, invece, l'azione impulsiva viene attenuata dalle cospicue dissipazioni attraverso i meati della mantellata e, pertanto, assumono valori minori. Inoltre, l'intensità dell'azione dinamica sul muro paraonde dipende anche dalle caratteristiche del frangimento (di tipo plunging o di tipo surging). Perciò, si capisce come la complessità del fenomeno fisico e il notevole numero di parametri in gioco, di natura idrodinamica, geometrica, geotecnica e costruttiva, renda difficile la trattazione del problema.

Le sottopressioni che agiscono al di sotto del massiccio sono legate alla porosità dello strato di materiale granulare sottostante.

La *verifica di stabilità* viene condotta con il consueto confronto fra forze e momenti destabilizzanti e forze e momenti resistenti. In particolare, le ***Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime*** suggeriscono:

- Verifica allo **slittamento orizzontale**:

$$\frac{\mu \cdot (P - \bar{W} - F_v)}{F_H} > 1,4$$

dove μ è il coefficiente di attrito usualmente assunto minore o pari a 0,6 (0,7 se è presente un taglione).

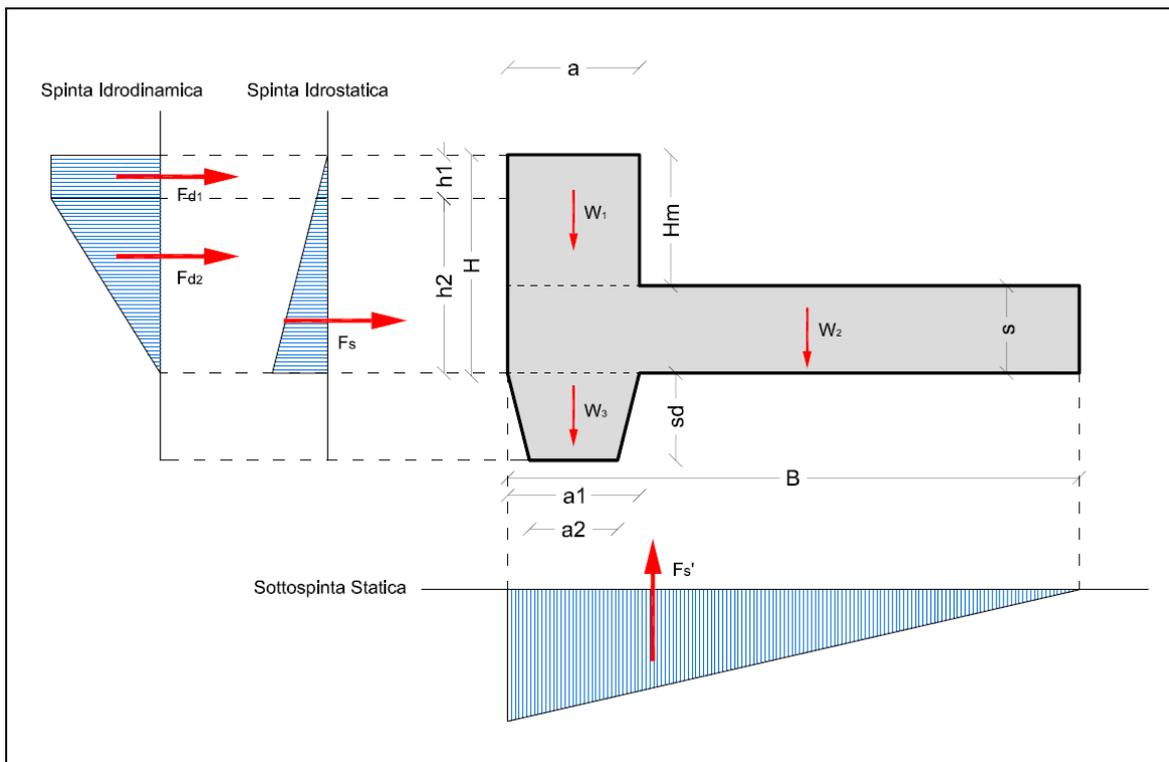
- Verifica al **ribaltamento lato mare e terra**:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5.$$

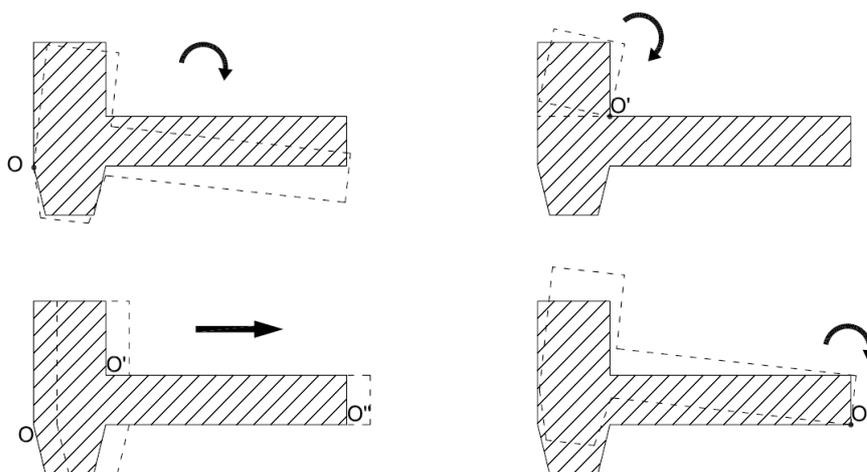
Nel presente progetto le dimensioni del massiccio e del muro paraonde sono state assegnate tenendo conto delle suddette esigenze di natura statica (stabilità allo scorrimento e al ribaltamento). Di seguito si mostrano i risultati delle verifiche effettuate.

Dati Geometrico-Meccanici		
H=	2,50	m
B=	6,50	m
H _m =	1,50	m
s=	1,00	m
a=	1,50	m
a ₁ =	1,50	m
a ₂ =	1,00	m
sd=	1,00	m
h ₁ =	0,10	m
h ₂ =	2,40	m
g _c =	2500,00	kg/m ³ <i>Peso specifico cls</i>
g _a =	1030,00	kg/m ³ <i>Peso specifico acqua</i>
db=	4,30	m <i>Prof. Frang.</i>
C _f =	2,91	m/s <i>Vel. Acqua</i>
C _f ² /2g	= 0,431576	
m=	0,7	<i>Coeff. Di Attrito</i>
S _{max} =	5	kg/cm ² <i>Tensione massima</i>

Forze Agenti		Bracci			
		Rispetto O	Rispetto O'	Rispetto O''	
		m	m	m	
W1=	5625,00 kg <i>Peso muro paraonde</i>	b _{W1} =	0,75	0,75	5,75
W2=	16250,00 kg <i>Peso massiccio</i>	b _{W2} =	3,25		3,25
W3=	3125,00 kg <i>Peso dente</i>	b _{W3} =	0,75		5,75
		Nel caso del solo muro			
Fs=	3218,75 kg <i>Spinta idrostatica</i>	b _{Fs} =	0,83	0,5	0,83
Fd1=	44,45 kg <i>Spinta idrodinamica 1</i>	b _{Fd1} =	2,45	1,45	2,45
Fd2=	533,43 kg <i>Spinta idrodinamica 2</i>	b _{Fd2} =	1,60	0,76	1,60
Fs'=	3218,75 kg <i>Sottospinta</i>	b _{Fs'} =	2,17		4,33
R=	162500 kg <i>Reazione vincolare del terreno</i>	b _R =	4,33		



Verifiche di Stabilità Massiccio di Coronamento e Muro Paraonde



Verifica a Scorrimento		Verifiche a Ribaltamento			
Fa=	15246,88 kg	M _s	M _r	M _s /M _r	
SFo=	3796,63 kg	Rispetto O:	711140,63	63019,68	11,28
Fa/SFo=	4,02	Rispetto O':	4218,75	1018,96	4,14
		Rispetto O'':	103125,00	17592,60	5,86

VERIFICA

VERIFICA
VERIFICA
VERIFICA

5. PROGETTO DELLA TESTATA

La testata della diga rappresenta una parte della struttura particolarmente vulnerabile e pertanto richiede una speciale considerazione nella verifica della sua stabilità.

Le parti della testata possono essere più esposte per i seguenti motivi:

- la testata è usualmente ubicata in acqua più profonda;
- essa è spesso esposta all'attacco di onde che giungono da un più ampio settore di traversia;
- le onde incidenti possono essere riflesse, rifratte o diffratte dalla struttura o da un altro frangiflutti all'ingresso del porto;
- le correnti possono essere più pronunciate che non nelle altre parti lungo il frangiflutti.

Pertanto, di solito si realizza la testata a tronco di cono con pendenza ridotta rispetto a quella del restante corpo della diga. Particolare cura richiederà la posa in opera dei massi poiché la curvatura della parte rotonda può ridurre l'interconnessione fra i massi della mantellata.

Nello specifico si è scelto di realizzare la testata del molo di completamento con pendenza della scarpata 1:2 e con massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1,50 m, dello stesso tipo di quelli utilizzati per la mantellata esterna del molo.

In Figura 4 è mostrato il particolare, in pianta, della testata dell'opera.

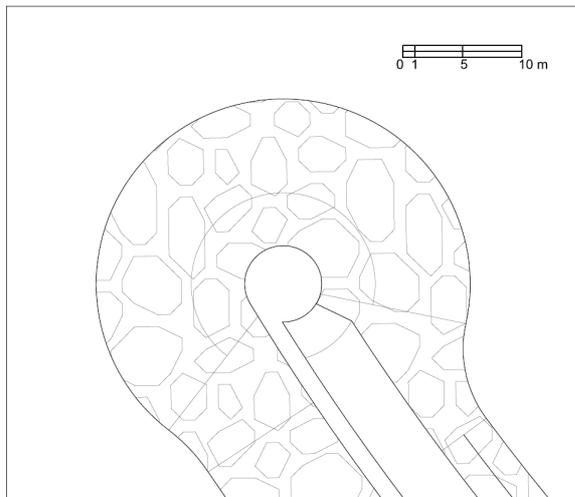


Figura 6 – Testata del molo di completamento di sopraflutto

6. STRATO DI FONDAZIONE

L'azione dell'onda contro una struttura in pietrame, anche a profondità normalmente considerate non interessate da tale azione, crea turbolenza nella struttura e nel terreno sottostante, per cui il terreno stesso può essere trascinato all'interno della struttura, con conseguente affondamento del pietrame.

Se si devono collocare grosse pietre direttamente sul terreno sabbioso, in un'area interessata da onde e correnti che agiscono sul fondo, il pietrame dovrà essere sistemato nella sabbia a profondità tale che il materiale fino non sia disturbato dalle correnti.

La struttura in pietrame può anche essere protetta da un eccessivo assestamento dovuto a percolazione, scalzamento o erosione, con l'interposizione di uno strato filtro: può essere usato un filtro in geotessile o di ghiaia, ma i terreni argillosi, limosi e alcuni di sabbia devono prima essere coperti da uno strato di sabbia grossolana.

Per il molo di completamento di sopraflutto si è scelto di posizionare la struttura sopra un basamento costituito da pietrame scapolo di pezzatura da 5 a 50 kg: tra il terreno sabbioso e il basamento si interpone uno strato di pietrisco e sabbia avente funzione di filtro. Si veda la Figura 2. Nelle tavole di progetto l'imbasamento è denominato *bonifica*.

7. DESCRIZIONE COMPLESSIVA DEL MOLO DI COMPLETAMENTO

L'opera di completamento del molo di sopraflutto, prevista nel presente Progetto definitivo, consta di un prolungamento del molo esistente di circa 103 m (testata non inclusa) che si raccorda con il molo esistente e da questo si diparte dopo un opportuno rimodellamento della testata attuale (vedi Tavola di progetto 4.3).

Alla luce di quanto detto nei paragrafi precedenti, l'opera ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- **dalla sezione 22 alla sezione 23** il prolungamento è realizzato con un'opera a getta costituita da un *nucleo* di materiale misto cava (I categoria) con pezzatura di peso compreso nel range 0,1÷1000 kg con coronamento a quota 2 m sul l.m.m., con scarpata lato porto pari a 1:1, con scarpata lato mare pari a 3:2 e berma, dello stesso materiale, della larghezza di circa 7,55 m a quota -5,65 m sotto il l.m.m. con pendenza 1:1; il nucleo è protetto da uno strato *filtro* dello spessore di 0,90 m formato da massi naturali a spigoli vivi di II categoria, con pendenza lato porto pari a 1:1, lato mare pari a 3:2 con berma, dello stesso materiale, della larghezza di circa 7,65 m, a quota -4,75 m sotto il l.m.m. e avente pendenza 1:1. La *mantellata esterna* sarà formata da massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1,50 m, di peso all'incirca pari a 12000 kg, posizionati su due strati con pendenza 3:2, con berma superiore larga circa 4,30 m a quota 4,40 m sul l.m.m., berma inferiore larga 8 m a quota -1,75 m sotto il l.m.m. e con pendenza 1:1. L'opera prevede, inoltre, una *mantellata interna* realizzata con massi naturali a spigoli vivi di diametro nominale pari a 1,30 m, di peso all'incirca pari a 6000 kg (III categoria), posizionati su uno strato con pendenza 1:1 fino ad una quota appena al di sotto del l.m.m. e con berma larga circa 2,10 m a quota 3 m sul l.m.m.; questo strato poggerà su uno strato di massi artificiali di peso 7000 kg circa con pendenza 1:1. Tutta la struttura poggia su uno *strato di sottofondo* costituito da pietrame scapolo di pezzatura da 5 a 50 kg e tra il terreno sabbioso e il basamento si interpone uno strato di pietrisco e sabbia avente funzione di filtro. In sommità si prevede un *massiccio di sovraccarico* largo 5 m con quota di imposta 2 m sul l.m.m. e quota di estradosso pari a 3 m, e un *muro paraonde* avente altezza di 1,50 m, larghez-

za 1,50 m e quota 4,50 sul l.m.m.. La larghezza complessiva della sovrastruttura è di 6,50 m;

- **dalla sezione 23 alla sezione 24** il prolungamento è realizzato con un'opera a getta della stessa tipologia della precedente.

Si veda la Tavola di progetto 4.3.

8. POTENZIAMENTO DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO ESISTENTE



Dai sopralluoghi in situ e dalla documentazione fotografica si evince che, attualmente, la diga di sopraflutto si sviluppa per un tratto lungo circa 470 m, risulta parzialmente banchinata e presenta carenze funzionali dovute al dilavamento di parte del nucleo e allo spostamento di massi della mantellata e dello strato sottostante.

Per ovviare a tali carenze e consentire la protezione dall'agitazione del mare del bacino portuale e dell' area di manovra si prevede il potenziamento della diga esistente. L'intervento è definito come segue:

- **dalla sezione 17 alla sezione 18** sarà realizzata una berma al piede di larghezza pari a 6 m, a quota -1,75 m sotto il l.m.m., con pendenza 1:1 e formata da massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1,50 m e di peso all'incirca pari a 12000 kg;
- **dalla sezione 18 alla sezione 19** sarà realizzata una berma al piede di larghezza pari a 8 m, a quota -1,75 m sotto il l.m.m., con pendenza 1:1 e formata da massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1,50 m e di peso all'incirca pari a 12000 kg;
- **dalla sezione 19 alla sezione 21** si prevede una berma al piede della stessa tipologia della precedente.

Si veda la Tavola di progetto 4.4. Nelle Figure 5 e 6 sono mostrate rispettivamente le sezioni 17 e 21 del molo di sopraflutto esistente.

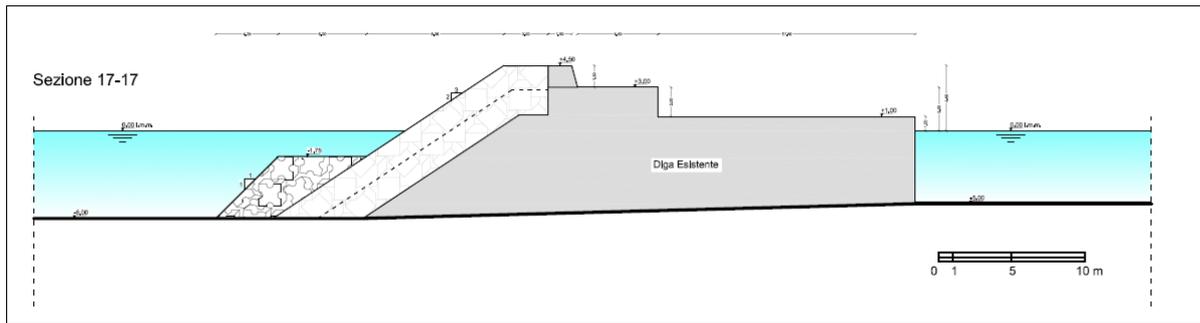


Figura 7 – Sezione 17-17: consolidamento molo di sopraflutto

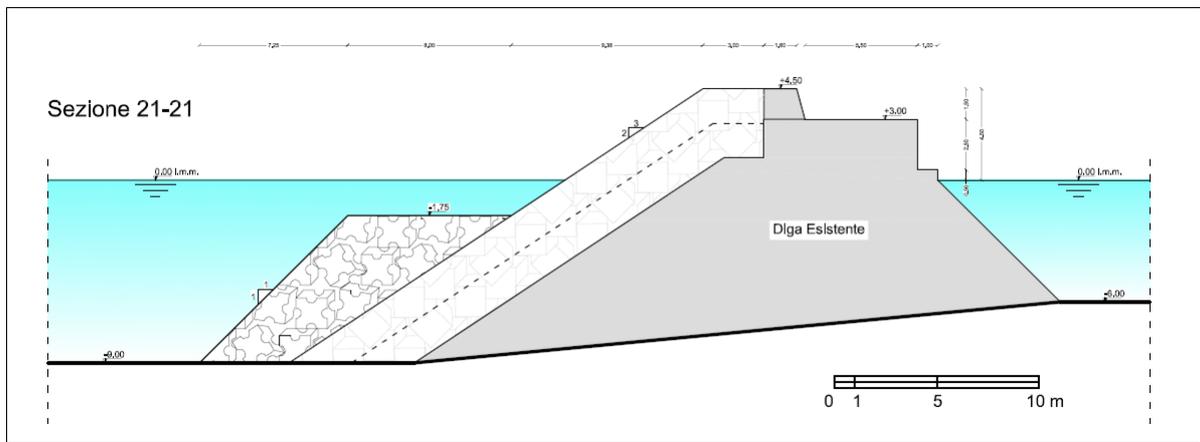


Figura 8 – Sezione 21-21: consolidamento molo di sopraflutto

NOTE DI CAPITOLATO

PARTE I - PROVENIENZA E QUALITÀ DEI MATERIALI E RELATIVE PRESCRIZIONI

Art. 1 - Provenienza e qualità dei materiali

In genere i materiali occorrenti per la costruzione delle opere proverranno da ditte fornitrici o da cave e località che l'impresa riterrà di sua convenienza, purché gli stessi siano rispondenti ai requisiti di cui ai seguenti articoli.

Tuttavia, resta sempre all'impresa la piena responsabilità circa i materiali adoperati o forniti durante l'esecuzione dei lavori, essendo essa tenuta a controllare che tutti i materiali corrispondano alle caratteristiche prescritte e a quelle dei campioni esaminati, o fatti esaminare, dalla Direzione dei lavori.

Art. 2 - Prescrizioni relative ai materiali

2.1 *Massi naturali*

I massi per scogliera devono rispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità, durabilità; essere esenti da giunti, fratture e piani di sfaldamento, e risultare inoltre inalterabili all'acqua di mare e al gelo; il peso specifico deve essere di norma non inferiore a 2.400 kg/m^3

Le prove di resistenza del materiale alla compressione, all'abrasione, alla salsedine marina e alla gelività, che la Direzione dei lavori riterrà di disporre, saranno effettuate a carico dell'impresa seguendo le norme in vigore.

2.2 *Sabbia*

Deve essere costituita da granelli non gelivi, non friabili e deve risultare priva di polvere, di frazioni limose, argillose e di sostanze organiche, nonché di sostanze dannose all'impiego a cui la sabbia è destinata ⁽¹⁾.

2.3 *Misto di cava (o tout-venant)*

Nei nuclei di scogliera, rin fianchi, riempimenti e simili il misto di cava deve essere di dimensioni comprese tra $0,02 \text{ cm}$ e 50 cm , non solubile, privo di frazioni limose o argillose e di sostanze organiche.

2.4 *Acqua*

L'acqua occorrente per lo spegnimento della calce, per la formazione dei calcestruzzi e delle malte, per le murature in genere deve essere dolce e priva di sostanze aggressive.

⁽¹⁾ In relazione all'impiego a cui la sabbia è destinata si dovranno indicare l'assortimento granulometrico ed eventuali altre caratteristiche di accettazione.

In casi particolari la Direzione dei lavori potrà autorizzare per iscritto, previo accertamento con opportune analisi, l'impiego di acqua di mare nell'impasto dei conglomerati cementizi non armati, purché l'acqua sia scevra da impurità e materiali in sospensione e purché il grado di salinità non sia superiore al 40‰.

2.5 Calci idrauliche

Devono soddisfare alle norme vigenti.

2.6 Cemento

Il cemento da impiegare deve essere pozzolanico o di altoforno (o in generale solfato-resistente) nei tipi normale (R 325) e ad alta resistenza (R 425).

Il cemento deve essere sempre di recente preparazione e fornito in sacchetti bene asciutti, o sfuso per essere conservato in silos.

Per tutto quanto si riferisce ai cementi, si prescrive l'osservanza delle norme vigenti.

2.7 Pozzolana

La pozzolana deve essere ricavata da strati mondi da cappellaccio ed esente da sostanze eterogenee, da parti inerti e a granulometria grossolana; qualunque sia la sua provenienza, deve rispondere a tutti i requisiti prescritti dalle norme vigenti.

2.8 Inerti per conglomerati cementizi

Gli inerti naturali e di frantumazione devono essere costituiti da elementi non gelivi, non friabili e privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso e di sostanze comunque nocive all'indurimento del conglomerato ed alla buona conservazione delle armature; la ghiaia ed il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

La curva granulometrica degli aggregati per i conglomerati – contenuta nel fuso indicato in progetto – sarà proposta dall'impresa in base alla destinazione, al dosaggio ed alle condizioni della messa in opera dei calcestruzzi.

L'Impresa dovrà garantire per ogni lavoro la costanza delle caratteristiche granulometriche.

2.9 Pietre da taglio

Le pietre da taglio di ogni genere per coronamenti, rivestimenti di qualunque tipo devono provenire dalle migliori cave e soddisfare alle condizioni di forma e dimensioni prescritte.

Le pietre devono essere sempre tratte dai banchi più compatti, essere di grana omogenea, prive di scaglie e brecce, di vene, macchie, caranfole, spaccature, nodi, pomice ed altri difetti e corrispondere alle norme vigenti .

2.10 Legname

Il legname deve essere sempre bene stagionato ed asciutto, a fibra diritta, sana, senza nodi, fenditure, tarli ed esente da qualunque altro difetto che, dalla Direzione dei lavori, fosse giudicato incompatibile con la regolare esecuzione dei lavori.

Il legname deve soddisfare alle condizioni delle vigenti norme UNI sulle prove di accettazione .

2.11 Acciaio da cemento armato normale

Deve rispondere alle vigenti norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

2.12 Acciaio da cemento armato precompresso

Deve rispondere alle vigenti norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

2.13 Acciaio per costruzioni

– Profilati, barre, piatti, larghi piatti, lamiere: devono rispondere alle vigenti norme tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici .

– Elementi di acciaio profilati a freddo: devono rispondere alle vigenti norme.

2.14 Bitumi - Emulsioni bituminose - Bitumi liquidi - Catrami

Devono soddisfare alle vigenti norme per l'accettazione per usi stradali .

2.15 Materiali per riempimenti

I riempimenti a tergo di banchine, o in generale per la realizzazione di rilevati, devono essere eseguiti con materiali provenienti da scavi, dragaggi, demolizioni e cave ritenute idonee dalla Direzione dei lavori.

2.16 Materiali diversi

I materiali diversi da quelli specificati nei precedenti articoli devono dall'Appaltatore essere somministrati in conformità alle prescrizioni dei corrispondenti articoli di elenco ed essere, comunque, delle migliori qualità esistenti in commercio.

Essi devono rispondere alle vigenti norme ⁽²⁾.

Art. 3 - Prove dei materiali

In relazione a quanto prescritto circa la qualità e le caratteristiche dei materiali, l'impresa resta obbligata ad effettuare a sue spese in ogni tempo le prove dei materiali impiegati o da impiegarsi, nonché quelle di campioni da prelevarsi in opera, sostenendo inoltre tutte le spese di prelevamento e di invio ad Istituto Sperimentale debitamente riconosciuto.

Dei campioni potrà essere ordinata la conservazione nel competente Ufficio Dirigente, munendoli di sigilli e firma del Direttore dei lavori e dell'impresa, nei modi più adatti a garantirne l'autenticità.

⁽²⁾ Ulteriori prescrizioni potranno essere eventualmente aggiunte per l'impiego di materiali in relazione alle particolarità dei lavori previsti.

Art. 4 - Occupazione, apertura e sfruttamento delle cave

Fermo restando quanto prescrive l'art. 1 circa la provenienza del materiale resta stabilito che tutte le pratiche e gli oneri inerenti alla ricerca, occupazione, apertura e gestione delle cave sono a carico esclusivo dell'Impresa, rimanendo l'Amministrazione sollevata dalle conseguenze di qualsiasi difficoltà che l'Impresa potesse incontrare a tale riguardo; al movimento della consegna dei lavori, l'Impresa dovrà indicare le cave di cui intende servirsi e garantire che queste siano adeguate e capaci di fornire in tempo utile e con continuità tutto il materiale necessario ai lavori con le prescritte caratteristiche.

L'Impresa resta responsabile di fornire il quantitativo e di garantire la qualità dei massi e degli scapolo occorrenti al normale avanzamento dei lavori anche se, per far fronte a tale impegno, l'Impresa medesima dovesse abbandonare la cava o località di provenienza, già divenuta idonea, per attivarne altre ugualmente idonee; tutto ciò senza che l'Impresa possa avanzare pretese di speciali compensi o indennità.

Anche tutti gli oneri e prestazioni inerenti al lavoro di cava – come pesatura del materiale, trasporto al sito di imbarco, costruzione di scali di imbarco, lavori inerenti alle opere morte, pulizia della cava con trasporto a rifiuto della terra vegetale e del cappellaccio, costruzione di strade di servizio e di baracche per ricovero di operai o del personale di sorveglianza dell'amministrazione e quanto altro occorrente – sono ad esclusivo carico dell'Impresa.

L'Impresa ha la facoltà di adottare, per la coltivazione delle cave, quei sistemi che ritiene migliori nel proprio interesse, purché si uniformi alle norme vigenti ed alle ulteriori prescrizioni che eventualmente fossero impartite dalle Amministrazioni statali e dalle Autorità militari, con particolare riguardo a quella mineraria e di pubblica sicurezza, nonché dalle Amministrazioni regionale provinciali e comunali.

L'Impresa resta in ogni caso l'unica responsabile di qualunque danno od avaria possa verificarsi in dipendenza dei lavori di cava od accessori.

Art. 5 - Malte e calcestruzzi cementizi

Le caratteristiche dei materiali da impiegare per la confezione delle malte, ed i rapporti di miscela, devono corrispondere alle prescrizioni delle voci dell'Elenco Prezzi per i vari tipi d'impasto ed a quanto verrà, di volta in volta, ordinato dalla Direzione dei lavori.

5.1 Malte cementizie

La resistenza alla penetrazione delle malte deve soddisfare alle norme vigenti.

Di norma, le malte per muratura di mattoni vanno dosate con 400 *kg* di cemento per m^3 di sabbia e passate al setaccio per evitare che i giunti tra i mattoni siano troppo ampi; le malte per muratura di pietrame vanno dosate con 350 *kg* di cemento per m^3 di sabbia; quelle per intonaci, con 400 *kg* di cemento per m^3 di sabbia e così pure quelle per la stuccatura dei paramenti delle murature.

Il dosaggio dei materiali e dei leganti deve essere effettuato con dispositivi meccanici suscettibili di esatto controllo, che l'impresa deve fornire e mantenere efficienti a sua cura e spese.

Gli impasti devono essere preparati solamente nelle quantità necessarie per l'impiego immediato; gli impianti residui che non avessero immediato impiego saranno sollecitamente e senza indugio portati a rifiuto.

I cementi da impiegare nella confezione delle malte devono essere solo di tipo pozzolanico o d'alto forno (o solfato-resistenti).

5.2 Calcestruzzi

Il calcestruzzo per l'impiego nelle opere di conglomerato cementizio semplice, armato e precompresso, deve essere del tipo detto "a resistenza garantita"; in ambiente marino si deve sempre usare cemento pozzolanico o d'alto forno (o comunque solfato-resistente); il rapporto in peso acqua/cemento non dovrà superare il valore di $0,40 \div 0,45$ ovviamente tenendo conto anche del contenuto di acqua degli inerti all'atto del confezionamento del calcestruzzo. Posta D la dimensione massima dell'aggregato, il dosaggio del cemento (kg/m^3) deve essere non inferiore a:

300 kg/m^3 per D = 70 mm

330 kg/m^3 per D = 50 mm

370 kg/m^3 per D = 30 mm

420 kg/m^3 per D = 20 mm

Le resistenze caratteristiche per i calcestruzzi armati e precompressi non devono essere inferiori a quelle previste dalle leggi vigenti ed essere corrispondenti a quelle indicate dal Progettista.

Per il raggiungimento delle resistenze caratteristiche potrà essere necessario ricorrere a dosaggi di cemento superiori a quelli sopra indicati o anche per ottenere una sufficiente durabilità e compattezza; in tali casi la scelta deve essere orientata al maggiore dei dosaggi. Provvedimenti particolari di protezione ai fini della durabilità del calcestruzzo saranno adottati in corrispondenza delle zone di bagnasciuga, secondo le previsioni del progetto.

5.3 Armature metalliche

Prima di iniziare il getto, la Direzione dei lavori accerterà lo stato delle casseforme per ogni singola struttura e verificherà che le eventuali armature metalliche corrispondano per dimensioni e forma alle armature previste in progetto.

Il ferro per le armature deve essere fornito in barre delle sezioni e lunghezze prescritte da piegarsi e sagomarsi in conformità dei disegni approvati.

Le giunzioni sono di norma vietate: solo in casi eccezionali sarà consentita la sovrapposizione, da effettuare secondo le norme tecniche vigenti.

5.4 Casseforme

Le casseforme metalliche, che servono per il getto del calcestruzzo per i massi o per altre strutture, devono essere costituite nel modo più rigido e risultare accuratamente sagomate e pulite nella parte interna, affinché il getto risulti a regola d'arte.

In casi particolari può essere consentito l'uso di casseforme di legno.

Ai sensi delle norme tecniche vigenti per copriferrì eccedenti i 4 *cm* devono adottarsi opportuni provvedimenti, dispositivi o tecnologie, purché non controproducenti (ad esempio segregazione dei materiali). I materiali impiegati a tal fine e gli oneri connessi si intendono compensati con il prezzo unitario del calcestruzzo.

Particolare attenzione deve essere rivolta alla combinazione delle diverse frazioni di aggregati, al fine di realizzare un assortimento granulometrico con il minimo dei vuoti. La curva granulometrica, comunque, deve essere contenuta fra le curve limiti di cui alle norme UNI vigenti.

Per soddisfare le esigenze di lavorabilità del calcestruzzo, fermi restando i rapporti acqua/cemento prescritti, può essere consentito il ricorso ad additivi da giustificare con apposita documentazione che sarà sempre sottoposta all'approvazione della Direzione dei lavori.

PARTE II - OPERE A GETTATA

Art. 6 - Costituzione delle opere a gettata (o a scogliera) ⁽³⁾

All'atto esecutivo si dovrà verificare che le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione siano conformi alle ipotesi adottate nelle verifiche progettuali.

Rientrano nelle opere a gettata le scogliere soffolte a massi naturali o artificiali, gli imbasamenti a scogliera per le dighe di tipo misto e per le banchine a gravità, nonché le scogliere di rivestimento per le banchine a scarpa.

La realizzazione delle varie parti di un'opera a gettata deve avvenire procedendo dal basso verso l'alto e dall'interno verso l'esterno (l'argomento è trattato più diffusamente all'art. 11).

Il programma operativo dei lavori dovrà essere indicato dall'impresa nel rispetto del tempo utile contrattuale e sottoposto all'approvazione del Direttore dei lavori.

Per le opere di particolare importanza dovrà essere installato in idoneo fondale e in posizione significativa, a cura e spese dell'impresa, un sistema di misura delle caratteristiche ondose incidenti. Le specifiche tecniche degli apparecchi (del tipo accelerometrico, a pressione, ad ultrasuoni, ovvero a sonda capacitativa) dovranno essere approvate dal Direttore dei lavori.

In ogni caso il sistema di misura dovrà fornire in tempo reale i cronogrammi delle escursioni di altezza d'onda ad intervalli costanti di venti minuti e per una durata in con-

⁽³⁾ Sono denominate tradizionalmente in tal modo tutte le opere che più propriamente sono definite in geotecnica manufatti di "materiali sciolti".

tinuo non inferiore a cinque minuti. Il valore di soglia dell'altezza d'onda al di sopra della quale si ritiene necessaria la registrazione, verrà fissato dal Direttore dei lavori e comunque non sarà inferiore ad un metro.

Art. 7 - Classificazione dei materiali costituenti le opere a gettata in massi naturali

Le scogliere di massi naturali sono formate da materiale nelle seguenti categorie:

- a) tout-venant di cava;
- b) scogli (o massi).

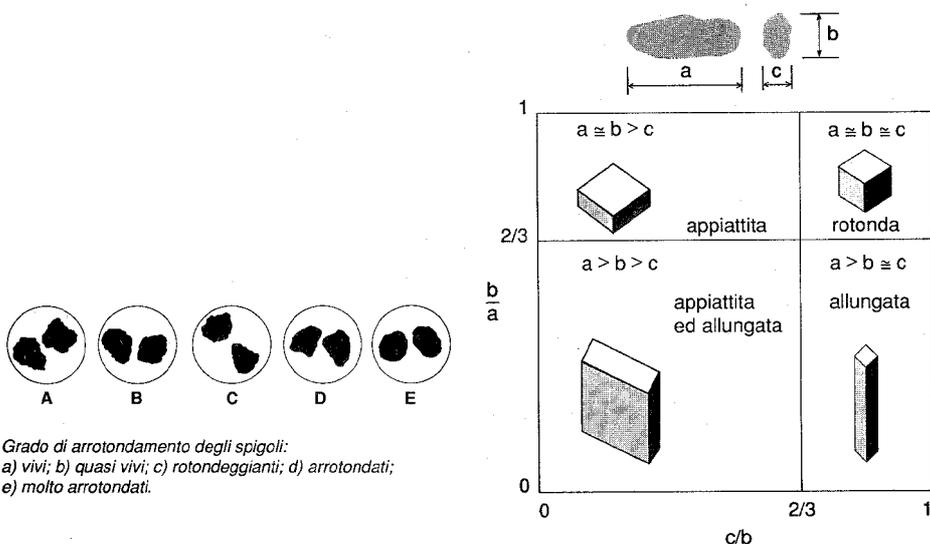
Il tout-venant di cava è costituito da materiale di cava con diametro compreso tra 0,02 e 50 cm, distribuito secondo una curva granulometrica il più possibile continua compresa nel fuso che è indicato dagli elaborati di progetto. La percentuale in peso di materiale di diametro inferiore a 2 cm deve essere al massimo pari al 10%.

Gli scogli vengono impiegati per costituire strati-filtro e mantellate di rivestimento: essi vengono suddivisi in categorie, definite dal peso minimo e massimo degli elementi ammessi in ogni singola categoria.

In linea generale, detto P il peso medio caratteristico di una categoria, il peso minimo e quello massimo devono essere pari a 0,5 e 1,5 P: ove la categoria di massi sia definita dai valori estremi del peso, s'intende per P la semisomma dei valori estremi. Nell'ambito di ogni categoria almeno il 50% in peso di materiale deve avere un peso superiore a P.

Gli scogli non devono presentare notevoli differenze tra le tre dimensioni e resta, pertanto, stabilito che la loro forma è definita dai rapporti di appiattimento b/a e di allungamento c/b (con a, b, c , i lati del prisma involuppo e $a > b > c$), che devono sempre avere valori superiori a 2/3.

Il grado di arrotondamento degli spigoli viene definito qualitativamente come in figura e corrisponderà almeno alla classe "vivi" o "quasi vivi".



Nei prezzi di elenco delle varie categorie di materiale lapideo sono comprese oltre le spese di estrazione, anche quelle di trasporto, pesatura, posa in opera nei siti designati e secondo le sagome stabilite, e ogni altra spesa o magistero occorrente per il compimento dell'opera a regola d'arte.

Art. 8 - Scelta dei massi naturali

I massi estratti dalle cave devono essere selezionati, in relazione alle norme del presente capitolato, scartando quelli che presentano lesioni o, comunque, si presentino non idonei.

La Direzione dei lavori, secondo le esigenze, ha facoltà di dare la precedenza al carico di massi di determinata categoria; come pure può ordinare la estrazione ed il trasporto in opera di massi di una determinata categoria, anche se in cava fossero già pronti massi di altre dimensioni che, in conseguenza, dovranno rimanere in sosta.

L'Impresa, pertanto, è obbligata a corrispondere prontamente e senza pretendere indennizzo alcuno, ad ogni richiesta di manovre e di modalità esecutive più onerose.

L'Impresa deve sollecitamente allontanare dal cantiere e dalla zona del lavoro quei massi che la Direzione dei lavori non ritenga idonei ad un utile impiego.

Art. 9 - Numerazione e taratura dei mezzi di trasporto

I mezzi da impiegare per il trasporto dei massi via terra devono essere distinti dalla propria targa o dal contrassegno permanente a cui corrisponderà la tara a vuoto, accertata da regolare pesatura i cui risultati dovranno essere riportati in apposito verbale.

Analogamente i pontoni e gli altri mezzi adibiti al trasporto dei massi via mare devono essere contrassegnati con una matricola d'identificazione ed essere stazzati col seguente sistema: per la taratura del mezzo, in bacino perfettamente calmo si segna a poppa, a prua e nelle fiancate, la linea di immersione a vuoto; si esegue poi un primo carico parziale e si segna la nuova linea di immersione; quindi si esegue un secondo carico dello stesso peso del primo e si segna la nuova linea di immersione, e così di seguito, fino a carico completo, avendo cura di distribuire regolarmente il materiale nello scafo allo scopo di evitare sbandamenti longitudinali o trasversali.

A bordo dei galleggianti non devono trovarsi, durante le operazioni di stazzatura, altri oggetti ed attrezzi oltre a quelli di dotazione fissa, che devono essere elencati nel verbale di stazzatura e così pure, durante il rilevamento della immersione dei galleggianti, sia all'atto della stazzatura, sia all'atto dei controlli del carico, il mezzo non deve essere gravato di carichi accidentali.

La Direzione dei lavori può sempre richiedere controlli della taratura e stazzatura iniziali: in ogni caso detti controlli devono farsi ad intervalli di tempo regolari di 4 mesi ed ogni volta che i mezzi terrestri o navali venissero comunque riparati o trasformati. Sia la taratura che la stazzatura iniziali che le successive tarature e stazzature di controllo,

vanno fatte tutte a spese dell'impresa ed in contraddittorio con la Direzione dei lavori, redigendosi, per ogni operazione, regolare verbale.

L'Impresa è tenuta ad adottare tutte quelle cure e cautele che valgano a garantire la buona riuscita delle operazioni ottemperando anche in questo campo a tutte le disposizioni che la Direzione dei lavori riterrà di impartire.

Art. 10 - Modalità di misurazione dei materiali impiegati nella costruzione delle dighe a gettata

10.1 Tout-venant di cava

Il tout-venant di cava verrà compensato a volume posato in opera, in base alle sezioni di progetto ed ai rilievi di prima e seconda pianta. Non verranno ammessi fuori sagoma all'interno delle sezioni di progetto.

Potranno essere accettati fuori sagoma all'esterno delle sezioni, purché contenuti nella misura di 30 *cm* in direzione normale ai paramenti teorici. I fuori sagoma non verranno comunque compensati.

10.2 Scogli

Di norma il peso degli scogli deve essere determinato con l'impiego della bilancia a bilico; in casi particolari, riconosciuti dalla Direzione dei lavori mediante ordine di servizio, la determinazione del peso dei massi naturali può essere effettuata mediante mezzi galleggianti stazzati.

L'operazione di pesatura verrà effettuata in contraddittorio tra la Direzione dei lavori e l'impresa, o suoi rappresentanti; le parti firmeranno le bollette, madre e figlie, nel numero disposto dalla Direzione dei lavori.

Per le operazioni di pesatura l'impresa deve disporre di uno o più bilici, secondo le disposizioni della Direzione dei lavori, rimanendo a tutto suo carico ogni spesa ed onere relativi alle operazioni di pesatura, ivi compresi l'impianto dei bilici ed il relativo controllo iniziale, quelli periodici da parte del competente Ufficio Metrico di Pesi e Misure, le eventuali riparazioni dei bilici e la costruzione di una baracca ad uso del personale dell'Amministrazione preposto alle operazioni di pesatura.

Il peso dei carichi viene espresso in tonnellate e frazioni di tonnellate fino alla terza cifra decimale; se ne detrae la tara del veicolo e della cassa, nonché il peso dei cunei o scaglioni usati per fermare i massi di maggiore dimensione, ottenendo così il peso netto che viene allibrato nei registri contabili.

L'Impresa deve fornire appositi bollettari; ciascuna bolletta viene datata e oltre il peso netto deve portare il peso lordo, la targa o il contrassegno del veicolo o delle casse a cui la bolletta stessa si riferisce, nonché la categoria del materiale.

Ad ogni veicolo o cassone carico corrisponde quindi una serie di bollette, di cui la madre resta al personale dell'Amministrazione che effettuato la pesatura e le figlie di norma vengono consegnate al rappresentante dell'impresa, al conducente del mezzo di trasporto ed al personale dell'Amministrazione che sorveglia la posa del materiale in opera.

Quando i materiali vengono imbarcati sui pontoni o su altri galleggianti, ciascuno di tali mezzi deve essere accompagnato da una distinta di carico nella quale dovranno figurare la matricola di identificazione del galleggiante, la stazza a carico completo, l'elenco delle bollette figlie riguardanti ciascuno degli elementi imbarcati e la somma dei pesi lordi che in esse figurano.

La somma deve coincidere con la lettura della stazza a carico completo.

È ammessa la fornitura di massi naturali proveniente da salpamenti, previa autorizzazione della Direzione dei lavori.

Lo scarico non può essere mai iniziato senza autorizzazione del Rappresentante della Direzione dei lavori; questi, prima di autorizzare il versamento, controlla il carico; eseguito lo scarico verifica se lo zero della scala di stazza corrisponde alla linea di galleggiamento; quindi completa le bollette apponendovi la propria firma.

Il materiale comunque perduto lungo il trasporto non può essere contabilizzato.

Oltre a quanto stabilito nel presente Capitolato, la Direzione dei lavori ha la più ampia facoltà di aggiungere tutte quelle condizioni che ritenga più opportune per assicurare la buona riuscita delle operazioni di pesatura, nonché l'efficienza dei controlli sui pesi dei carichi, sulla regolarità dei trasporti e sul collocamento in opera dei massi.

Nessuno speciale compenso o indennità può riconoscersi all'impresa per il tempo necessario alle operazioni di taratura, stazzatura, pesatura dei materiali o per controlli su dette operazioni.

I materiali che non posseggano i requisiti di classificazione previsti per l'impiego non verranno accettati e dovranno essere sollecitamente rimossi a cura e spese dell'impresa.

L'Amministrazione si riserva la facoltà di effettuare il controllo dei quantitativi occorrendo anche mediante rilievi di 1^a e 2^a pianta, adottando le maglie e le metodologie più idonee.

Art. 11 - Costruzione della scogliera

Le varie parti dell'opera a gettata devono corrispondere sia per categoria, che per quantità alle indicazioni progettuali esplicitate negli elaborati che costituiscono parte integrante del contratto di appalto.

I materiali di cava per la formazione del nucleo e gli scogli fino a 1.000 *kg* potranno essere versati direttamente da automezzi o da bettoline. I massi di peso superiore dovranno essere posizionati individualmente con attrezzature opportune.

La Direzione dei lavori si riserva la facoltà di rimandare al bilico uno o più massi (o addirittura tutto il carico) per sottoporlo a nuove verifiche di peso ogni volta che sorga il dubbio che il peso dichiarato nelle bollette d'accompagnamento sia errato, o che nel carico vi siano massi aventi un peso minore di quello prescritto o, infine, quando risulti o si possa temere una qualunque altra irregolarità; e ciò senza che spetti indennità alcuna all'appaltatore.

In casi particolari il Progettista può prescrivere modalità speciali di costruzione della scogliera.

La costruzione deve essere effettuata a tutta sagoma salvo l'eventuale massiccio di sovraccarico, procedendo per tratte successive che, salvo quella terminale, non devono avere lunghezze superiori a 40 m (quaranta) e che dovranno essere rapidamente completate secondo la sagoma di progetto, ponendo ogni cura per realizzare una perfetta continuità tra le varie tratte.

La mantellata in prima fase può essere eseguita secondo una sagoma diversa da quella definitiva, purché venga raggiunta una quota di sommità tale da evitare danni in conseguenza di mareggiate nel corso dei lavori.

Dopo l'ultimazione dei successivi tratti di scogliera la Direzione dei lavori ne eseguirà il rilievo e, in base a tale lavoro di ricognizione, disporrà quello che ancora l'impresa dovrà fare affinché il lavoro pervenga a regolare compimento; in particolare, disporrà i necessari lavori di rifiorimento, ove la scogliera risulti deficiente, rispetto alla sagoma assegnata.

Si ammette che la sagoma esecutiva della scogliera, rispetto a quella di progetto, possa discostarsi al massimo – per la scarpata verso riva e per la scarpata e la berma della mantellata – di più o meno 0,50 m.

In qualsiasi momento, i rilievi delle scogliere eseguite potranno essere ripetuti per constatare e riparare ogni eventuale deficienza o degrado senza che per l'esecuzione di tali rilievi o riparazioni spetti indennità alcuna all'impresa; potrà altresì, senza dar diritto a speciali compensi, essere ordinata l'ispezione da parte di un palombaro di fiducia dell'Amministrazione, essendo in tal caso obbligata l'impresa a fornire tutto ciò che possa occorrere per effettuare detta ispezione subacquea.

I massi il cui versamento o collocamento fosse male eseguito o eseguito contrariamente alle disposizioni della Direzione dei lavori, oppure fossero caduti fuori della zona dei lavori, non verranno contabilizzati, fermo restando l'obbligo all'impresa di rimuoverli a sue spese trasportandoli in luogo ove non possano produrre ingombri od inconvenienti, ovvero a salparli se caduti in mare e collocarli dove verrà indicato dalla Direzione dei lavori.

In caso di forza maggiore documentata mediante andamento o attraverso dati del Servizio Mareografico, verranno riconosciuti e compensati solo i danni subiti dalla scogliera eseguita in tutti i suoi strati e rilevata dalla Direzione dei lavori, nonché i danni verificatisi nelle tratte in corso di esecuzione di lunghezza non superiore a 40 m (quaranta).

I danni subiti dalla sagoma incompleta, ma non condotta secondo le suddescritte modalità, rimangono a carico dell'impresa.

Art. 12 - Salpamenti

Nell'interesse della riuscita dell'opera e della sua economia, la Direzione dei lavori può ordinare all'impresa qualunque salpamento sia all'asciutto sia in acqua.

Il materiale salpato, ove debba essere impiegato nella costruzione della scogliera, prenderà il posto che gli compete, secondo le norme del presente Capitolato e le altre i-

struzioni che potrà impartire in merito la Direzione dei lavori e verrà pagato con il relativo prezzo di elenco.

Si precisa che nulla sarà dovuto all'impresa per salpamenti effettuati senza ordine scritto della Direzione dei lavori, o eseguiti non già allo scopo di sistemare in opera il materiale nella sede appropriata, ma solamente per rimuoverlo dal luogo dove, per qualunque ragione, non possa utilmente rimanere.

Art. 13 - Scogliere in massi artificiali

13.1 Costruzione dei massi

I massi artificiali di calcestruzzo devono avere forme, dimensioni, resistenza caratteristica, dosaggio di cemento conformi alle indicazioni risultanti dal progetto.

Le casseforme – metalliche o in legname – per la confezione di massi artificiali devono essere di robustezza tale da non subire deformazioni sotto la spinta del calcestruzzo. Esse devono avere dimensioni interne tali che i massi risultino delle dimensioni prescritte.

In linea generale, per la movimentazione dei massi vanno evitati dispositivi metallici da lasciare annegati nel calcestruzzo dei massi.

Le scanalature indispensabili per la movimentazione dei massi non daranno luogo a compenso, né a detrazione del relativo volume.

L'Impresa – a sua cura e spese e per particolari esigenze – può adottare, per la sospensione dei massi, organi di presa i cui disegni devono essere preventivamente approvati dalla Direzione dei lavori.

In ogni caso l'impresa stessa sarà unica responsabile della buona riuscita dei massi.

L'Impresa deve, inoltre, predisporre un numero sufficiente di casseforme in modo da corrispondere adeguatamente alle esigenze di produzione e stagionatura dei massi.

I piazzali del cantiere per la costruzione dei massi artificiali devono essere – a cura dell'impresa – spianati perfettamente e ricoperti da un sufficiente strato di calcestruzzo oppure di grossa sabbia e di minuto pietrisco di cava di sufficiente spessore, opportunamente costipato.

Le pareti interne delle casseforme devono essere preventivamente trattate con opportuni preparati disarmanti, al fine di evitare distacchi al momento del disarmo.

Quando le condizioni climatiche lo richiedano, e comunque in estate, l'Impresa è tenuta – con prestazione e a completo suo carico, essendosi di ciò tenuto conto nei prezzi unitari di elenco – all'aspersione dei manufatti con acqua, per almeno tre volte al giorno, o all'adozione di altri accorgimenti atti ad impedire l'evaporazione dell'acqua, necessaria per la regolare presa e idratazione del cemento.

Ciascun masso deve essere ultimato nello stesso giorno nel quale è stato iniziato il getto.

Il getto va effettuato in un'unica operazione senza interruzioni. Il disarmo e il sollevamento di ciascuna unità non possono essere eseguiti fino a che non si sia raggiunta nel calcestruzzo una resistenza tale da garantire un coefficiente di sicurezza non minore di 2 nei confronti delle sollecitazioni dovute a tali fasi di lavoro.

Il calcestruzzo deve essere opportunamente vibrato con l'impiego d'idoneo vibratore, così da ottenere la massima compattazione del getto.

I massi artificiali dovranno rimanere nelle loro casseforme durante tutto il tempo necessario per un conveniente indurimento del calcestruzzo, secondo le indicazioni della Direzione dei lavori in relazione a quanto prescritto dalle vigenti leggi.

I massi che si riscontrassero lesionati o difettosi all'atto della rimozione delle casseforme non saranno contabilizzati.

I massi sformati ed accettati dalla Direzione dei lavori non potranno essere sollevati e trasportati al sito d'impiego o di deposito provvisorio se non dopo trascorso il termine necessario al loro indurimento ad insindacabile giudizio della Direzione dei lavori. A tale scopo, in apposito registro, va tenuta nota delle date di costruzione, sformatura, stagionamento e posa in opera dei massi: ogni elemento confezionato verrà individuato con un numero di serie progressivo che verrà riportato sull'elemento, unitamente alla data di getto, con caratteri permanenti e facilmente leggibili a distanza.

13.2 Collocamento in opera dei massi

I massi artificiali devono essere collocati in opera con apposite apparecchiature di sollevamento e di posa, applicate nei punti tecnicamente più opportuni, curando che si realizzi un idoneo concatenamento tra i vari elementi nello strato del rivestimento previsto dagli elaborati di progetto. Un piano di posa in opera dovrà essere presentato dall'impresa ed approvato dalla Direzione dei lavori. La costruzione della mantellata deve essere effettuata a partire dal piede e procedendo verso l'alto.

Le modalità di posa devono essere studiate preventivamente, secondo uno schema di posizionamento che assicuri il massimo concatenamento e la percentuale dei vuoti prescritta nel progetto rispettando la desiderata "densità" (numero di massi per unità di area); in ogni caso la posizione reciproca dei massi dovrà essere tale da non indurre nel materiale sollecitazioni inammissibili, specie in prossimità degli spigoli.

Particolare cura deve adottarsi nella posa in opera dei massi artificiali di forma speciale, utilizzando apparecchiature di posa che consentano ampie libertà di movimento ed adottando velocità di discesa tali da evitare danneggiamenti per urti.

Gli elementi eventualmente rotti durante le operazioni di posa vanno rimossi e rimpiazzati a cura e spese dell'impresa.

PARTE III - CALCESTRUZZI IN ACQUA E MURATURE

Art. 14 - Calcestruzzo gettato entro casseri

Le paratie o casseri in legname, occorrenti per il contenimento di conglomerato per l'esecuzione del previsto getto, possono essere formati con pali, tavoloni o palanche infissi nel suolo, e con longarine o filagne di collegamento disposti in uno o più ordini, a distanza conveniente, della qualità e dimensioni necessarie.

I tavoloni debbono essere battuti a preciso contatto l'uno con l'altro; ogni palo o tavolone che si spezzi sotto la battitura, o che nella discesa devii dalla verticale, deve essere dall'appaltatore a sue spese estratto e sostituito, o rimesso regolarmente se ancora utilizzabile.

Le teste dei pali e dei tavoloni, previamente spianate, devono essere a cura e spese dell'impresa munite di adatte cerchiature di ferro, per evitare scheggiature o altri guasti che possono essere causati dai colpi di maglio.

Quando la Direzione dei lavori lo giudichi necessario, le punte dei pali, o dei tavoloni, debbono essere munite di puntazza di ferro. Le teste delle palancole debbono essere portate regolarmente al livello delle longarine, recidendone la parte sporgente, dopo la loro infissione fino a rifiuto.

Quando non sia opportuno procedere come sopra indicato, i tavoloni e le palancole, anziché infissi, possono essere posti orizzontalmente, sulla fronte dei pali infissi verticalmente, verso lo scavo e possono essere assicurati ai pali stessi con robusta chiodatura, in modo da formare una parete resistente, mentre si deve provvedere a collegare con tiranti le due linee opposte di pali per mantenere la larghezza prevista del getto durante il versamento del calcestruzzo.

Le casseforme vanno dimensionate in relazione all'opera da costruire: se di legname, devono essere di pino o di abete. La struttura e le dimensioni delle parti costituenti i casseri devono essere tali da assicurare la indeformabilità sotto la spinta del calcestruzzo fresco, nonché la tenuta.

L'Impresa, a richiesta della Direzione dei lavori, dovrà variare e irrobustire la struttura delle casseforme: nessun compenso spetta all'impresa per le variazioni e le modifiche in tal senso richieste.

Le paratie di contenimento del conglomerato versato in acqua devono essere costruite con l'ausilio del palombaro e di mezzi idonei, costituite da palancole di spessore superiore 5 cm, accostate l'una all'altra a filo vivo od a battente, infisse convenientemente nel fondo marino, sostenute da pali in legno o di ferro battuti a rifiuto, con diversi ordini di filagne e di tiranti fissati con bulloni, staffe e chiodi in modo da non subire apprezzabili deformazioni.

Le palancole devono sporgere non meno di 50 cm sul livello medio del mare. Il cassero deve risultare a perfetta tenuta; le connessioni dei tavoloni vanno tamponate con strisce di tavola chiodate. Al piede del cassero sarà disteso un telo geotessile, fermato al fondo con scapoli di pietrame e risvoltato almeno per 1 m lungo le pareti, chiodandolo alle pareti medesime.

Analogo rivestimento va eseguito in corrispondenza delle pareti interne del cassero.

Lo smontaggio va effettuato togliendo prima i pali, poi i telai, i tiranti ed infine le tavole.

Si definisce, ai fini contabili, "conglomerato in acqua" quando il versamento viene eseguito a partire da 0,50 m sotto il livello medio del mare verso il basso.

Quando il conglomerato sia da versare in acqua, devono impiegarsi tramogge, casse a fondo apribile, pompe collegate all'autobetoniera, o altri mezzi di immersione prescritti dalla Direzione dei lavori, operando con la diligenza necessaria per impedire la separazione degli inerti e il dilavamento del conglomerato.

Nella fase di versamento si deve ricorrere all'opera del palombaro, il quale verificherà la superficie esterna del cassero e libererà la superficie del conglomerato da sedimenti e residui formati nel periodo di sosta. Il getto, comunque, non dovrà essere sospeso se non sarà stato prima ultimato lo strato orizzontale di base sull'intera estensione.

Nella ripresa del getto la superficie dello strato di base va accuratamente ispezionata e liberata dalle materie estranee e sedimenti lattiginosi.

Nel getto la Direzione dei lavori può ordinare che sia inglobato pietrame in scapoli, nella quantità e nel modo da essa stabiliti.

Ultimato il getto e spianata con ogni diligenza la superficie superiore, il conglomerato va fatto maturare per tutto il tempo necessario per raggiungere il richiesto grado di indurimento.

Avvenuto lo smontaggio delle paratie, la superficie delle opere, in acqua e fuori acqua, sarà regolarizzata con malta confezionata con il medesimo legante del conglomerato, eventualmente additivata con prodotti approvati dalla Direzione dei lavori.

PARTE IV - DEMOLIZIONI, SALPAMENTI E SBANCAMENTI

Art. 15 - Demolizioni e salpamenti

Nelle demolizioni, scomposizioni, rimozioni e salpamenti, entro e fuori acqua, l'Impresa deve curare che i materiali utilizzabili vengano danneggiati il meno possibile, adottando ogni cautela e restando a suo carico ogni eventuale danno alle cose ed a terzi e provvedere alle eventuali necessarie puntellature.

I materiali di cui è previsto il reimpiego in progetto vanno accatastati, ripuliti e trasportati nei luoghi di impiego, mentre quelli di risulta non impiegabili devono essere trasportati alle discariche indicate dalla Direzione dei lavori.

Le demolizioni delle strutture in acqua possono essere fatte con quei mezzi che l'impresa ritiene più idonei.

Nelle demolizioni fuori acqua è vietato gettare dall'alto i materiali che invece debbono essere trasportati o guidati in basso; è vietato, inoltre, sollevare polvere, per cui sia la muratura che i materiali di risulta devono essere opportunamente bagnati.

PARTE V - NORME PER LA MISURAZIONE E LA VALUTAZIONE DELLE OPERE

Art. 16 - Massi naturali per scogliera

I massi per scogliera saranno esclusivamente valutati a peso netto nei modi specificati dal precedente art. 2.1. Il pietrame scapolo sarà valutato a volume ⁽⁴⁾.

Art. 17 - Calcestruzzi

Verranno valutati in base al volume effettivo risultante da misure geometriche, deducendo i vuoti di sezione superiore a 0,20 m^2 .

Nel prezzo per m^3 è di norma compreso, ove non diversamente precisato nel prezzo di elenco, l'onere delle casseforme, i pontili di servizio per il versamento, i ponteggi per il sostegno dei casseri, le operazioni per il disarmo, nonché quelle per la formazione dei giunti e la vibratura, se prescritta nell'elenco prezzi.

Nei prezzi unitari dei calcestruzzi per cemento armato è, invece, esclusa la fornitura e posa in opera dell'armatura in ferro.

Art. 18 - Massi artificiali

I massi artificiali saranno valutati in base ad un volume uguale alla capacità delle casseforme corrispondenti. Non verrà dedotto il vuoto delle scanalature per il passaggio delle catene e cavi ed altre apparecchiature occorrenti per la manovra di sollevamento dei massi stessi.

Non saranno contabilizzati quei massi artificiali:

- che cadessero in mare sia in dipendenza di false manovre che per qualsiasi altra causa, e ciò salvo che l'impresa non li salpi e li metta in opera nei siti prestabiliti;
- che non fossero collocati a posto nel modo e nei siti indicati e nella posizione prescritta dal Direttore dei lavori;
- che si fossero deteriorati o rotti nel caricamento, restando l'impresa in questo ed in tutti i suaccennati casi, obbligati a salpare, rimuovere ed asportare i massi caduti o mal disposti o rotti, a totali sue cure e spese.

I massi artificiali – sformati ed accettati (art. 18 precedente) – potranno essere inseriti in contabilità prima della loro posa in opera nella misura di non oltre il 50%: la loro integrale contabilizzazione resta subordinata all'avvenuta verifica di quanto sopra da parte del Direttore dei lavori.

Art. 19 - Spianamento scanni di imbasamento

Verranno misurati in base alla superficie effettivamente spianata.

⁽⁴⁾ La determinazione del volume può essere fatta o mediante rilievo di 1^a e 2^a pianta, oppure ricavando il volume mediante la definizione preventiva del peso specifico.

Art. 20 – Paratie

Le paratie verranno misurate per la loro superficie effettiva e strettamente necessaria per il contenimento dei getti.

Art. 21 - Ferro di armatura

Verrà valutato a peso diretto in *kg*, a lavorazione e posa in opera ultimata senza tener conto dello sfrido, ovvero in base a misure lineari applicando il peso specifico.

Art. 22 - Salpamenti

I salpamenti di scogliere o massi saranno valutati, sia a peso, mediante dinamometro, sia a volume.

Art. 23 - Sbancamenti, scavi, rinterrì e dragaggi

Il volume degli scavi verrà determinato con il metodo delle sezioni ragguagliate sulla base dei rilievi e scandagli di 1^a e 2^a pianta da effettuarsi a mano o mediante ecoscandagli ⁽⁵⁾.

Nell'esecuzione dei dragaggi sarà ammessa una tolleranza di 0,50 *m* in più nella profondità raggiunta, comprese anche le scarpate ⁽⁶⁾, ⁽⁷⁾, ⁽⁸⁾.

Lo scavo contenuto nei limiti della tolleranza verrà contabilizzato.

Art. 24 - Opere in ferro

Tutte le opere in ferro saranno valutate a peso che sarà determinato a spese dell'impresa con pesatura diretta prima della loro posa in opera. Nei prezzi di elenco sono compresi e compensati l'esecuzione dei necessari fori e incastri nelle murature, le sigillature, la malta di cemento, nonché la pitturazione con due mani di antiruggine.

⁽⁵⁾ Per i rilevamenti di ampie zone verranno usati scandagli acustici o altri sistemi equivalenti, previa accettazione da parte del Direttore dei lavori; la localizzazione dell'imbarcazione adibita ai rilevamenti potrà essere effettuata con sistemi radioelettronici.

⁽⁶⁾ In casi particolari in cui non risulti possibile la misurazione con rilievi di 1^a e 2^a pianta i volumi saranno misurati su mezzi di trasporto preventivamente stazzati.

⁽⁷⁾ In zone soggette ad interrimenti i rilievi di 2^a pianta verranno effettuati entro 15 giorni dall'ultimazione dell'escavazione di ciascuna zona.

⁽⁸⁾ Per lo scavo di canali in mare aperto è ammessa una tolleranza sulla larghezza complessiva al fondo della zona dragata pari al 5% della larghezza stessa e comunque non superiore a 5 *m*.

Art. 25 - Parabordi

Saranno valutati a metro ⁽⁹⁾; nel prezzo sono comprese la formazione dei fori, ferramenta, la mano d'opera e i materiali per il fissaggio dei parabordi.

Art. 26 - Noleggi

Per l'applicazione del prezzo di noleggio di macchinari in genere, il noleggio si intenderà corrisposto soltanto per quelle ore in cui essi saranno stati effettivamente in attività per conto dell'Amministrazione.

⁽⁹⁾ In casi particolari potranno essere valutati a unità.

Bibliografia

- NOLI A. 1979 – Corso di costruzioni marittime – Oceanografia Applicata La Gioliardica, Roma
- ING. GUIDO BENNASSAI – Corso su regime e protezione dei litorali – Analisi dati Meteomarini – Istituto Universitario Navale di Napoli
- ING. GIORGIO GALATEI – Corso su regime e protezione -dei litorali – Analisi delle Onde Estreme – ENEL- CRIS-Mestre (VE).
- Dott. ROBERTO RANGOGNI- Corso su regime e protezione dei litorali- Propagazione del Moto Ondoso da Largo a Riva- ENEL-DER-CRIS- Milano.
- ERNST NEUFERT- Enciclopedia Pratica- Norme e prescrizioni per PROGETTARE e COSTRUIRE- settima edizione Italiana- Editore ULRICO HOELPLI Milano.
- UGO MAIORE e ARMANDO BRATH- La difesa idraulica del territorio-Atti del corso di aggiornamento- Programma di Istruzione Permanente- Politecnico di Milano - 7-11 ottobre 1996- EDITORIALE BIOS-
- GIULIO SUPINO – LE RETI IDRAULICHE – Bonifiche Fognature Fiumi e Torrenti – Patron Editore Bologna.
- LEOPOLDO FRANCO e RENATO MARCONI – PORTI TURISTICI – Guida alla pianificazione, progettazione e costruzione dei marina– Maggioli Editore.
- ASSOCIAZIONE INTERNAZIONALE DI NAVIGAZIONE – AIPCN – PIANC - Sezione Italiana - Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici- FEBBRAIO 2002.
- DESING AND RELIABILITY OF COASTAL STRUCTURES – Venice, Scuola di S. Giovanni Evangelista – 1-3 Ottobre 1992 – attached to the 23th International Conference on Coastal Engigneering – ICCE 92.
- Prof. Ing. A. LAMBERTI – SURF ZONE HYDRODDYNAMICS –Appunti corso di COSTRUZIONI MARITTIME – Università Degli Studi di Bologna- DIPARTIMENTO DI IDRAULICA.
- CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI, 1994- Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime, ROMA.
- U. TOMASICCHIO – Manuale di Ingegneria Portuale e Costiera- EDITORIALE BIOS, 2001.

SITI INTERNET

- (www.imputitalia.it)-Istituto Nazionale della Portualità Turistica-
- (www.marina.difesa.it)- Marina Militare Italiana
- (www.dstm.it) – Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale-
- (www.coastal.udel.edu/faculty/rad/wavetheory.html) – University of Delaware – Wave Calculator-
- (www.eurometeo.com) - Servizio meteomarino- METEOMAR-
- (www.meteoam.it) –Aeronautica Militare Italiana- Servizio Meteorologico- Ufficio Generale per la Meteorologia-
- (www.idromare.com) –APAT (Agenzia per la protezione dell'Ambiente e per i servizi tecnici).