

COMMITTENTE



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

**PROGETTO DEFINITIVO
PROGETTO GENERALE**

TITOLO

RELAZIONE TECNICHE

STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE

INTERVENTO 2: RIFIORIMENTO MANTELLATA DELLA DIGA FORANEA

ELABORATO B.10.2	SCALA -	NS. RIF B_10_2.doc	RIF. ARC. - NA4 AUTAPA11 - 29
---------------------	------------	-----------------------	----------------------------------

DATA	REVISIONE	REDATTORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
17 giugno 2013	emissione	AL	GI	EC



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

PROGETTAZIONE IMPIANTI

Ing. Salvatore Acquista
Ing. Enrico Petralia

*Collaboratori per la progettazione
degli impianti*

Geom. Vincenzo D'Amico
Geom. Antonino Martorana

**IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO**
Ing. Sergio La Barbera

**COORDINATORE PER
LA SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE**

Ing. Paolo Tusa



IL PROGETTISTA

*Responsabile dell'integrazione
tra le prestazioni specialistiche*

Ing. Elio Ciralli

Coordinamento
Ing. Giancarlo Inserra

Collaboratori
Arch. Ivana Lorenzano
Ing. Alfredo Lucarelli

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO

Porti di Palermo e Termini Imerese

**LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO
DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE**

**PROGETTO DEFINITIVO
PROGETTO GENERALE**

STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE

**INTERVENTO 2: RIFIORIMENTO MANTELLATA
DELLA DIGA FORANEA**

GIUGNO 2013

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
00	EMISSIONE	AL	GI	17 GIU 2013
NOME FILE: B_10_2.DOC			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

PROGETTI E OPERE S.R.L.

sede: viale delle magnolie, 36 – 90144 Palermo – tel. 091 6852121 fax 091 6850224 – postmaster@progettieopere.it
iscriz.trib.pa reg.soc.n.38076 vol.306129 - c.c.i.a.a. n. 162785 – c.f. e p.i.: 03955900828 - cap.soc. € 57.000,00 i.v.

INDICE

1. PREMESSA	2
2. INTRODUZIONE	3
3. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO	5
4. INDIVIDUAZIONE DELLA VITA DI PROGETTO DELL'OPERA	7
5. INDIVIDUAZIONE DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO	8
5.1 LIVELLI IDRICI DI PROGETTO	8
5.2 STATO DEL MARE DI PROGETTO	8
5.2.1 <i>Verifica della condizione di frangenza dello stato del mare di progetto</i>	8
6. INDIVIDUAZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI DELL'OPERA	10
6.1 RUN-UP E RUN-DOWN	10
6.2 OVERTOPPING	11
6.3 TRASMISSIONE.....	12
6.4 RIFLESSIONE	12
6.5 STABILITÀ IDRAULICA.....	12
6.6 INTEGRITÀ STRUTTURALE	13
7. MATERIALI E TECNICHE DI COSTRUZIONE DISPONIBILI	14
8. SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI OPERA	16
8.1 ANAMNESI	17
8.2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	17
9. DETERMINAZIONE DEI TIPI DI DISSESTO E DEI LIVELLI DI DANNO	19
10. VERIFICHE DIMENSIONALI DI PROGETTO	22
10.1 QUOTA DI CORONAMENTO DEL MURO PARAONDE	22
10.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA LATO MARE DA RIFIORIRE	22
22	
10.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA BERMA AL PIEDE LATO MARE	23
10.3.1 <i>Formula di Van Der Meer (1988)</i>	24
10.3.2 <i>Formula di Van der Meer, d'Angremord e Gerding (1995)</i>	24
10.3.3 <i>Formula di Burtchart (1995)</i>	25
10.3.4 <i>Formula di Markle (1989)</i>	26
10.3.5 <i>Scelta delle dimensioni dei massi della protezione al piede della mantellata da rifiorire</i>	26
10.3.6 <i>Riduzione dei gradienti di pressione agenti sugli elementi del piede</i>	26
10.4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA LATO PORTO DA RIFIORIRE	27

1. PREMESSA

L'Autorità Portuale di Palermo, a seguito di gara espletata secondo i principi della procedura negoziata, ex art.125, comma 11, del D.Lgs 163/2006, e secondo il criterio dell'offerta economicamente più vantaggiosa, e in virtù dei finanziamenti regionali ex art. 111 della L.R.S. n. 11/2010, ha affidato alla "Progetti e Opere S.R.L." il servizio di redazione del progetto definitivo dei "Lavori di completamento del molo foraneo di sopraflutto del porto di Termini Imerese".

La presente relazione di calcolo è relativa a:

- intervento 2: rifiorimento della mantellata della diga foranea (dalla prog. 0,00 m alla prog. 1205,00 m).

In essa saranno riportate le verifiche relative:

- al dimensionamento degli elementi della mantellata lato mare e lato piede;
- alla protezione al piede;
- alla valutazione del run-up e del run-down e dei possibili fenomeni di sormonto.

con riferimento ai dati idraulico-marittimi e geologico-tecnici disponibili.

2. INTRODUZIONE

Per addivenire al progetto di un'opera marittima nella sua forma definitiva ed ottimale si segue generalmente un iter procedurale costituito dai seguenti step:

- individuazione delle caratteristiche funzionali e della durata di servizio;
- individuazione del clima d'onda locale a breve ed a lungo termine, anche in relazione ai possibili cambiamenti geomorfologici;
- individuazione dei livelli idrici per la risposta idraulica: run-up, overtopping, trasmissione, riflessione;
- considerazioni sull'attrezzatura di cantiere necessaria e sulle tecniche di costruzione, nonché sulla disponibilità e sulla durevolezza dei materiali da costruzione (per esempio: mezzi di cantiere solo terrestri disponibili a costi ragionevoli, roccia di dimensioni sufficienti disponibile con facilità);
- identificazione di tutti i possibili tipi di dissesto per le strutture selezionate (per esempio: dislocazione degli elementi della mantellata);
- selezione dei livelli di danno di progetto per i tipi di dissesto identificati (per esempio: 50% di probabilità di dislocazione del 5% degli elementi della scogliera entro 50 anni);
- disegno concettuale delle parti strutturali basato sulla scelta dei livelli di danno ammissibili e sulla risposta idraulica (per esempio: determinazione della dimensione dei blocchi della scogliera e dell'altezza della cresta della scogliera);
- valutazione dei costi di strutture alternative e selezione della/e soluzione/i per le successive analisi più dettagliate e per l'ottimizzazione;
- progettazione di dettaglio che includa l'ottimizzazione economica e la valutazione della sicurezza globale della struttura; questo livello comprenderà test su modello e/o analisi computazionali avanzate per le strutture maggiori e non standard.

Dapprima in questo elaborato verrà fornita una descrizione generale del sito di interesse e delle caratteristiche generali dell'intervento.

In seguito verranno descritti i requisiti funzionali e indicate la vita di progetto dell'opera e le condizioni di progetto.

Successivamente saranno riportate alcune considerazioni sui materiali e sui mezzi da impiegare e sui possibili fenomeni di dissesto.

Quindi saranno descritte le modalità che hanno portato alla scelta della tipologia di opera e illustrate le caratteristiche generali dell'opera stessa.

Infine saranno illustrate le calcolazioni da cui sono state derivate le principali caratteristiche dell'opera.

Per i calcoli presentati nel documento la scrivente ha fatto riferimento alla letteratura corrente ed alla normativa vigente in materia, ed in particolare:

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 23 settembre 1994 n. 156 – “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, 6 novembre 1967 n. 3797 – “Istruzione per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni”

- Legge 5 novembre 1971 n.1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, 20 marzo 2003 n. 3274 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e ss.mm.ii.;
- Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”;
- Eurocodice 8 – “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- D.M. 14 gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2 febbraio 2009 n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008”;
- Coastal Engineering Manual (doc. EM 1110-2-1100) - U.S. Army Corps of Engineers (USACE) – 1ª Ed. anno 2002 – Ultima revisione: anno 2011;
- The Rock Manual (doc. CIRIA C683) – 2 Edizione: Anno 2007 – Aggiornamento anno 2012.

3. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

Il comune di Termini Imerese si estende a ridosso della costa tirrenica, dal vallone Burgio ad ovest al fiume Imera ad est, per una lunghezza complessiva di 18 km.

Topograficamente, il porto di Termini Imerese ricade nella tavoletta "Termini Imerese" all'interno del Foglio 259, Quadrante I, Orientamento NE della Carta d'Italia in scala 1:25.000 edita dall'I.G.M..



Figura 3.1 – Inquadramento del porto di Termini Imerese (Foglio 259, Quadrante I, Orientamento NE, Scala 1:25.000, I.G.M.)

Si tratta di un porto artificiale formato da un molo di sopraflutto, da un molo di sottoflutto e da un molo trapezoidale, il quale divide lo specchio acqueo in due differenti bacini; tra il molo di sopraflutto e il molo trapezoidale si sviluppa la banchina di riva (cfr. Figura 3.2).



Figura 3.2 – Inquadramento di dettaglio del porto di Termini Imerese

L'intervento prevede il rifiorimento dell'opera di sopraflutto mutuando la sezione tipologica dagli schemi previsti dal "Progetto esecutivo generale di prolungamento della diga foranea e completamento della banchina S.Veniero" (Prof. Ing. G. Mallandrino, 1985).

La mantellata di protezione lato mare, dalla progr. 0,00 m alla progressiva 1.205,00 m sarà rifiorita in massi artificiali cubici in calcestruzzo da 40 t, in modo tale da formare una sagoma avente le seguenti caratteristiche:

- pendenza della scarpa: 3/1;
- quota della berma da: 5,50 m slm dalla progr. 0,00 m alla progr. 895,00 m, 6,50 m slm dalla progr. 895,00 m alla progr. 1.205,00 m;
- larghezza della berma: 7,00 m dalla progr. 0,00 m alla progr. 895,00 m, 6,10 m dalla progr. 895,00 m alla progr. 1.205,00 m.

La protezione al piede della mantellata da rifiorire sarà costituita da massi artificiali cubici da 40 t. Questi massi saranno caratterizzati dalla presenza di appositi fori verticali, al fine di ridurre l'azione destabilizzante derivante dai gradienti di pressione che si instaurano tra gli strati superiore ed inferiore del singolo blocco.

La mantellata di protezione lato porto, dalla progressiva 706,00 m alla progressiva 982,50 m, sarà rifiorita in massi naturali di III categoria in modo tale da formare una sagoma avente le seguenti caratteristiche:

- pendenza della scarpa: 3/2;
- quota della berma: 2,50 m slm;
- larghezza della berma: 4,60 m.

L'intervento infine prevede la regolarizzazione della quota di coronamento del muro paraonde sino a quota +9,00 m slm.

Le modalità di determinazione delle caratteristiche dimensionali dell'opera sono descritte nei capitoli successivi di questo elaborato. Per maggiori chiarimenti sulle sezioni tipo si rimanda agli elaborati di progetto (cfr. l'elaborato OP.05.02).

4. INDIVIDUAZIONE DELLA VITA DI PROGETTO DELL'OPERA.

Per verificare i requisiti funzionali dell'opera e la vita di progetto della stessa si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con voto n° 156 del 23.09.1996.

Come già dettagliatamente descritto nell'elaborato B.10.1 "Studio sulla Stabilità delle Strutture - Intervento 1: Prolungamento Diga Foranea", avendo posto la tipologia di infrastruttura ad uso generale con un livello di sicurezza richiesto pari a 2 e quindi un tempo di vita di progetto di 50 anni, ed una probabilità di danneggiamento incipiente con rischio per la vita umana limitato e ripercussione economica media, è stato determinato che il tempo di ritorno T_{rp} dell'evento di progetto è pari a 150 anni.

5. INDIVIDUAZIONE DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO

Di seguito si riportano le principali considerazioni sui livelli idrici e sui dati ondometrici di progetto.

5.1 LIVELLI IDRICI DI PROGETTO

Come già riportato nello “Studio Meteomarino” l’escursione di marea è pari a circa 30 cm.

Per quanto riguarda i fenomeni di “storm surge”, in via cautelativa, si è scelto di considerare il livello idrico massimo a 150 anni pari ad 1,2 m.

5.2 STATO DEL MARE DI PROGETTO

Come già riportato nell’elaborato B.10.1 “Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1”, in accordo con la teoria di Goda (1985), lo stato di mare di progetto è $H_{s,sott}$ valutata ad una distanza di $5 H_{s,Largo}$ dal piede delle opere e associata a T_{rp} .

Sono stati determinati in alcuni punti di controllo le caratteristiche ondometriche.

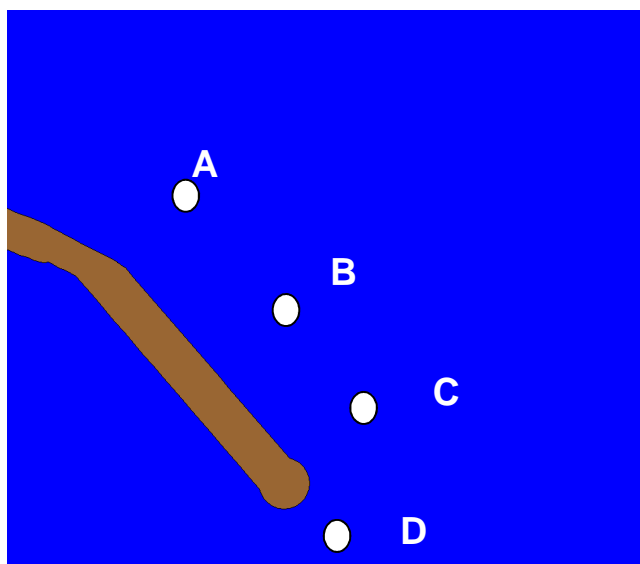


Figura 5.1 – Localizzazione dei punti di controllo sottocosta

In particolare nel punto di controllo A ($Z= 8,50$ m slm), localizzato all’estremità attuale del molo di sopraflutto, nelle condizioni di progetto si è ottenuto che:

- $H_{s,sott}$ a 150 anni con livello idrico pari al l.m.m è pari a 5,90 m;
- $H_{s,sott}$ a 150 anni con livello idrico pari a +1, 2 m rispetto al l.m.m è pari 5,70 m.

Lo stato del mare di progetto, per il dimensionamento della mantellata esterna risulta quello con $H_s= 5,9$ m.

Invece, per il dimensionamento della mantellata interna, lo stato del mare di progetto è quello con $H_s= 3,20$ m .

5.2.1 Verifica della condizione di frangenza dello stato del mare di progetto

Di seguito si riportano alcune considerazioni sulla verifica delle condizioni di frangenza degli stati del mare di progetto.

L'onda massima frangente H_b è stata determinata applicando la teoria di Komar e Gaughan (1973). Per applicare tale teoria è necessario calcolare l'altezza d'onda al largo non rifratta H_o' : ciò è stato fatto in riferimento alla teoria di Nielsen (1984).

L'altezza d'onda frangente H_b è stata calcolata pari:

- a 4,60 m sui fondali prossimi ai 5,80 m slm;
- a 6,80 m sui fondali prossimi ai 8,50 m slm;

Lo stato del mare di progetto per la mantellata lato mare con $H_s= 5,9$ m, frange su fondali prossimi ai 7,60 m secondo la teoria di McCowan e su fondali prossimi ai 7,20 m secondo la teoria di Komar.

L'onda significativa associata a tale stato del mare frangerà quindi sulla mantellata.

L'onda significativa sottocosta dello stato del mare di progetto per la mantellata lato porto, $H_s= 3,2$ m, frange su fondali prossimi ai 4,10 m secondo la teoria di McCowan e su fondali prossimi ai 4,50 m secondo la teoria di Komar.

Ciò implica che tale stato del mare frangerà sugli strati inferiori della mantellata con entrambi gli scenari di livello idrico ipotizzati.

6. INDIVIDUAZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI DELL'OPERA

I requisiti funzionali dell'opera derivano fondamentale dall'interazione tra forzanti idrauliche e struttura e sono riconducibili ai seguenti termini:

- risposta idraulica (run-up, overtopping, riflessione e trasmissione);
- risposta strutturale alle forzanti.

Il livello di run-up è uno dei fattori più importanti nella progettazione di opere costiere giacchè determina il livello della cresta dell'opera in riferimento all'accettabilità o meno che avvenga l'overtopping.

L'overtopping occorre in tutti quei casi in cui la cresta dell'opera foranea progettata è inferiore rispetto al livello di run-up. L'overtopping, se ammissibile, deve essere compatibile con la funzione e l'operabilità stessa della struttura foranea.

La trasmissione dell'onda è strettamente dipendente dalla tipologia dell'opera, se permeabile o meno e se sormontabile o meno.

La riflessione dell'onda riveste aspetti molto delicati giacchè questa può provocare disturbi all'accessibilità dei navigli, soprattutto se di piccole dimensioni, e, nei casi maggiori, all'interazione con le condizioni ondose che interessano i litorali, anche aumentando l'impatto delle onde sui processi di evoluzione dei litorali sabbiosi.

La risposta strutturale alle forzanti è rappresentata dal duplice aspetto:

- stabilità idraulica degli elementi costituenti l'opera;
- integrità strutturale degli elementi costituenti l'opera.

6.1 RUN-UP E RUN-DOWN

I treni d'onda, quando incontrano strutture a paramento inclinato, subiscono il fenomeno di frangimento; durante i fenomeni di frangimento i livelli idrici massimo e minimo raggiunti rispetto al l.m.m. vengono definiti run-up (R_u) e run-down (R_d).

R_u e R_d dipendono:

- dall'altezza e ripidità dell'onda incidente;
- dalla sua interazione con l'onda riflessa;
- dall'angolo di inclinazione;
- dalla rugosità superficiale, dalla permeabilità e dalla porosità della mantellata.

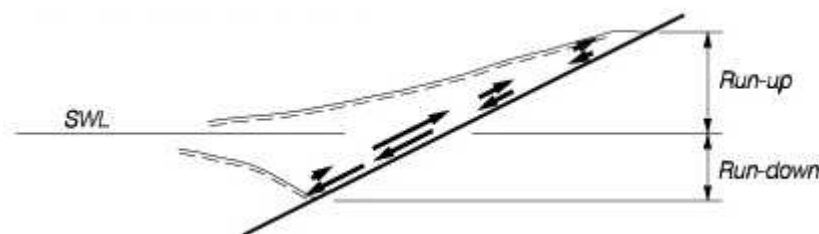


Figura 6.1 – Schema esemplificativo per la definizione del Run-Up e del Run-down

Queste grandezze dipendono dal tipo di frangimento in cui occorre l'onda. I tipi di frangimento vengono identificati in base al parametro di "surf-similarity" e quest'ultimo è messo in relazione al parametro di frangimento, detto anche "numero di Iribarren".

6.2 OVERTOPPING

Con il termine overtopping si intende la portata d'acqua che scavalca la cresta di una diga foranea. I disagi si manifestano nell'impossibilità, durante le mareggiate, di rendere sicura ed agibile a persone ed imbarcazioni la zona retrostante il muro paraonde.

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

La tracimazione può essere tollerata solo se non causa onde dannose a tergo della struttura e dipenderà dall'altezza di risalita dell'onda (run-up), dalle caratteristiche dell'onda e della scarpata, dalla porosità e dalla rugosità dello strato di copertura.

L'esigenza di evitare consistenti sormonti di una diga si traduce, quindi, nella ricerca della geometria ottimale del muro paraonde e della scogliera, tenendo sempre conto dell'impatto sul paesaggio e delle limitazioni economiche.

Gli effetti delle tracimazioni d'onda oltre le dighe, in termini di danni a persone o a strutture, sono stati riassunti da Van Der Meer (1994): ad ogni valore di portata lineare tracimante, espressa in m^3/s per metro lineare di struttura, corrisponde una valutazione qualitativa del danno causato a veicoli, pedoni e strutture.

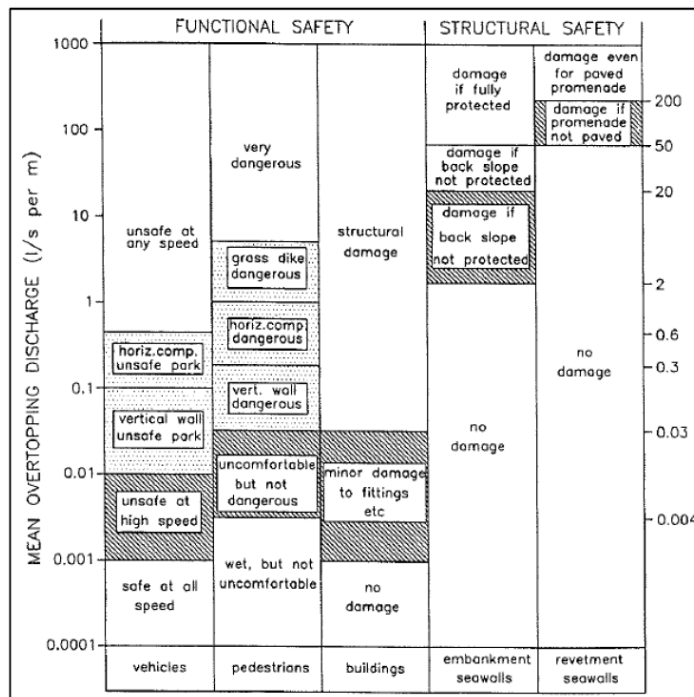


Tabella 6.1 - Stima di danni a persone e strutture al variare della portata tracimante (Van Der Meer, 1994)

6.3 TRASMISSIONE

La trasmissione dell'onda a tergo della struttura foranea avviene per overtopping o per penetrazione, nel caso che la struttura sia permeabile.

Il periodo dell'onda trasmessa è circa la metà di quello dell'onda incidente.

6.4 RIFLESSIONE

Se la riflessione dell'onda sulle strutture è significativa questa, componendosi con l'agitazione naturale, può provocare uno stato del mare molto confuso, con onde molto ripide che spesso arrivano al frangimento.

Questo è un problema tipico di molti ingressi di porti, dove la manovrabilità, soprattutto del piccolo naviglio, è rischiosa.

Inoltre le onde riflesse incrementano l'erosione potenziale delle spiagge poste in posizione adiacente alla struttura.

Il bilancio energetico applicato all'onda incidente vuole che:

$E_i = E_r + E_d + E_t$, stando i pedici per incidente, riflessa, dissipata e trasmessa.

Per maggiori chiarimenti si rimanda a quanto riportato nell'elaborato "Studio dell'Agitazione Residua e dell'Operatività Nautica del Sistema Portuale".

6.5 STABILITA' IDRAULICA

In generale l'equilibrio delle forzanti indotte sugli elementi costituenti la mantellata possono essere espressi dalla seguente equazione:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G}$$

in cui F_D è la forza di drag, F_L la "forza di sollevamento" ed F_G la forza peso.

Supponendo la forza di drag trascurabile rispetto alla forza di sollevamento e alla forza peso si ottiene:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G} \approx \frac{\rho_w D_n^2 v^2}{g (\rho_s - \rho_w) D_n^3} = \frac{v^2}{g \Delta D_n}$$

Dove:

- D_n è la lunghezza del cubo equivalente;
- ρ_s e ρ_w sono le densità di massa del materiale e dell'acqua, con $\Delta = (\rho_s/\rho_w - 1)$;
- v è una velocità di flusso caratteristica.

Inserendo $v \approx (GH)^{1/2}$, dove H è l'altezza d'onda, si ottiene il seguente parametro di stabilità N_s :

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_n}$$

dove:

- H è lo stato di mare di progetto, pari all'altezza d'onda significativa H_s (cfr. il "Coastal Engineer Manual" del USACE e il "Rock Manual" della CIRIA).
- D_n è il diametro caratteristico (m), pari al D_{n50} (m) nel caso di rocce naturali o D (m), per i massi artificiali.

Se N_s è compreso tra 1 e 4, si parla di strutture a gettata staticamente stabili.

Se N_s è compreso tra 3 e 6 si parla di strutture a gettata dinamicamente stabili.

Il concetto di stabilità idraulica è legato profondamente a quello di danno ammissibile.

Per maggiori chiarimenti su quest'ultimo concetto si rimanda a quanto riportato al capitolo 8 del presente elaborato.

Solitamente la mantellata esterna di una scogliera viene progettata generalmente per un livello definito "nessun danno" o "danno iniziale".

6.6 INTEGRITA' STRUTTURALE

L'integrità strutturale dell'opera dipende da due aspetti:

- le caratteristiche di resistenza dei materiali adoperati;
- le sollecitazioni indotte sulla struttura dovute alle forzanti.

7. MATERIALI E TECNICHE DI COSTRUZIONE DISPONIBILI

I principali materiali disponibili per il progetto in questione e quindi utilizzabili saranno:

- calcestruzzo non armato per massi artificiali;
- roccia naturale;
- conglomerato cementizio (debolmente armato) per le sovrastrutture.

La durabilità del manufatto, del quale i massi artificiali costituiscono la parte preponderante, è connessa ai requisiti di durabilità del singolo masso e quindi alla cause di degrado che può presentare il calcestruzzo in ambiente marino.

I principali fenomeni di degrado sono:

- disgregamento prodotto dalla reazione espansiva dell'alluminato tricalcico;
- decalcificazione superficiale dovuta all'idratazione dei silicati di calcio;
- azione disgregante dei sali marini che cristallizzano con espansione di volume (nelle parti emerse e nelle zone di bagnasciuga).

Per contrastare tali fenomeni occorre:

- scegliere componenti dell'impasto di calcestruzzo in modo da limitare le reazioni chimiche che portano alla degradazione del calcestruzzo;
- scegliere un mix design tale da ottenere calcestruzzi poco permeabili per ridurre la penetrazione dell'acqua di mare;
- adottare opportuni criteri in fase esecutiva atti a controllare e a ridurre la comparsa di fessure e tali da garantire un'adeguata protezione del blocco dall'acqua di mare.
- effettuare un'ideale vibratura e costipazione del calcestruzzo in fase di getto.

Alla luce di quanto sopra, il calcestruzzo deve essere confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno, adatto per un ambiente fortemente aggressivo (ambiente marino) e deve possedere le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza: C35/45;
- classe d'esposizione: XS3;
- densità minima: 2.40 t/m³;
- massimo rapporto acqua/cemento: 0,43;
- massima temperatura di getto: 30 °C;
- classe di consistenza: S3;
- diametro massimo degli inerti: D_{max}= 40 mm.

Per quanto riguarda la roccia naturale, si è investigata precedentemente la disponibilità di tali materiali idonei per le opere in questione. Si è riscontrata la presenza in zona di almeno tre cave utili da cui è infatti possibile cavare materiale con caratteristiche idonee per le opere in questione, come meglio specificate nel "Capitolato Speciale d'Appalto" e negli elaborati progettuali a cui si rimanda.

In particolare il peso specifico della roccia dovrà essere 2,6 t/m³.

Per quanto riguarda i materiali per le sovrastrutture sono state riconosciute adeguate le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo:
 - classe di resistenza: C35/45;
 - classe di consistenza al getto: S3;
 - classe di esposizione: XS3;
 - massimo rapporto acqua/cemento: 0,43;
 - minimo contenuto in cemento: 360 kg/m³.
- materie:
 - aggregato: conforme alla UNI 8520 parte 2°;
 - contenuto di solfati: secondo UNI EN 1744/1;
 - contenuto di cloruri: secondo UNI EN 1744/1;
 - contenuto di sostanze organiche: secondo UNI EN 1744/1;
 - equivalente di sabbia e valore di blu: secondo UNI EN 993/8-9;
 - resistenza ai cicli di gelo-disgelo: secondo UNI EN 1367/1;
 - potenziale reattività agli alcali: secondo 8520 parte 2°-2002;
 - acqua: conforme alla UNI 8981/7;
 - Cemento: CEM IVa.

Le opere saranno costruite mediante l'uso dei seguenti mezzi:

- dumper e camion per il trasporto del materiale da cava, dei massi artificiali, delle materie prime;
- pontone idoneo;
- chiatte idonee;
- gru con rampino per il posizionamento singolo di precisione dei massi della mantellata.

Per le modalità di costruzione si rimanda integralmente al contenuto del "Capitolato Speciale d'Appalto".

8. SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI OPERA

Il molo di sopraflutto (dalla prog. 0,00 m alla prog 1.205,00 m) presenta oggi una mantellata in massi cubici con diversi elementi dislocati e frequenti spazi vuoti con conseguente aumento dell'esposizione del sottostrato all'azione diretta del moto ondoso e quindi della possibilità di dissesto catastrofico dell'intera opera. L'intervento che viene proposto intende ripristinare la sezione dell'opera foranea e nel contempo riqualificare questa porzione dell'opera.

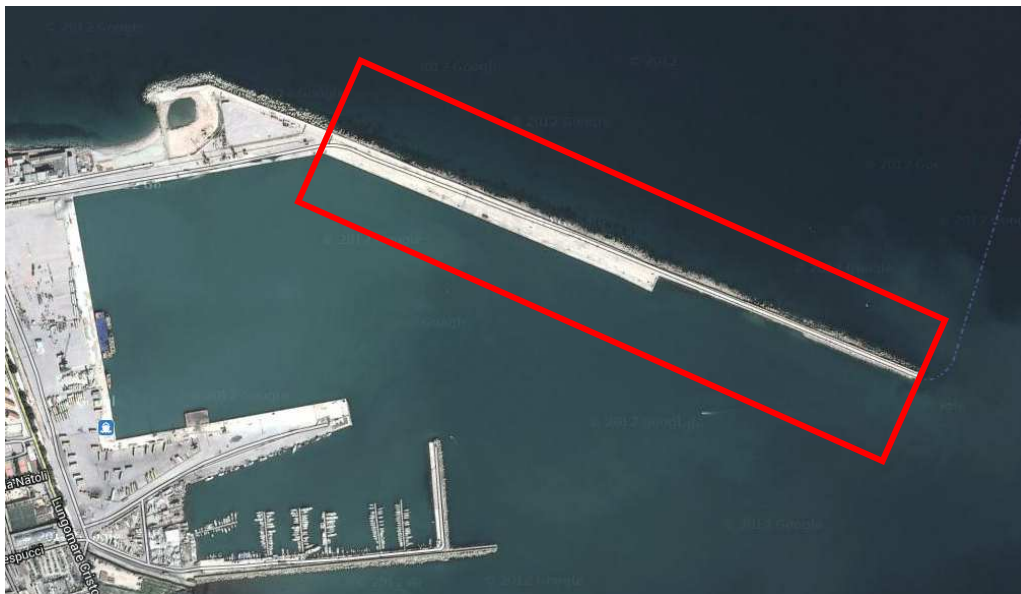
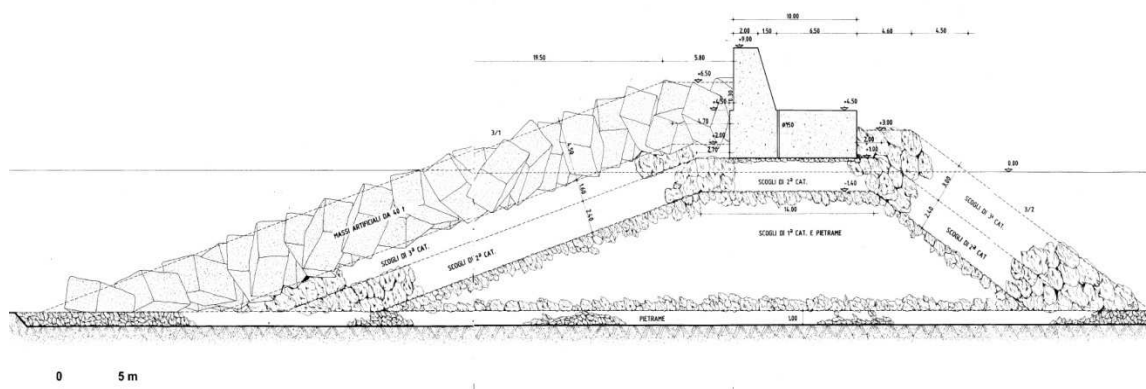


Figura 8.1 – Molo di sopraflutto: tratto con mantellata da rifiorire

I lavori oggi esistenti della diga foranea del porto di Termini Imerese sono stati realizzati e terminati da alcuni decenni.

Avendo riscontrato che la sagoma della mantellata oggi visibile risulta notevolmente difforme da quella riportata nei disegni del progetto originario, ci si è intanto interrogati sulle probabili cause che hanno determinato l'attuale situazione.

La sezione tipologica originaria prevedeva una mantellata in massi cubici attestata direttamente su di uno scanno di imbasamento dello spessore di un metro, alla quota del fondale allora esistente.



8.2 – Sezione tipo del progetto della diga foranea (“Progetto esecutivo generale di prolungamento della diga foranea e completamento della banchina S.Veniero”, prof. Ing. G. Mallandrino, 1985)

8.1 ANAMNESI

Occorre tener presente che in quei tempi era presente e documentato un notevole apporto sedimentario proveniente principalmente dal fiume San Leonardo. Ne era testimonianza diretta la così detta “secca di San Giovanni”, notevole accumulo sabbioso presente nel tratto terminale della diga foranea ed utilizzata come spiaggia balneare dagli abitanti della zona (Cfr. Studio della Dinamica delle Coste).

Successivamente allo sbarramento del fiume San Leonardo con la costruzione della diga Rosamarina, il flusso sedimentario si è notevolmente ridotto, tanto che oggi la secca di cui sopra è completamente scomparsa.

Appare quindi presumibile che tale riduzione dell’apporto solido litoraneo, combinato alle mareggiate da maestrale che interessano il sito, abbiano nel tempo comportato l’abbassamento delle quote di fondale su cui era impostata l’opera, portando a nudo lo scanno di imbasamento e quindi determinando estesi fenomeni di scalzamento al piede.

Conseguentemente può essere avvenuta una rotazione degli elementi della mantellata verso mare con delocalizzazione di alcuni massi sui fondali prospicienti.

Non possono comunque escludersi a priori scostamenti costruttivi rispetto alle sezioni di progetto.

8.2 DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO

Il progetto prevede la ricostituzione dell’integrità della sagoma di sezione dell’opera (in attinenza a quella del “Progetto esecutivo generale di prolungamento della diga foranea e completamento della banchina S.Veniero”, prof. Ing. G. Mallandrino, 1985) ai fini di un deciso miglioramento delle performance idrauliche e statiche della struttura. Naturalmente non si è trascurato di riverificare l’efficacia della sezione a suo tempo progettata rispetto le condizioni meteomarine di progetto oggi stimate con informazioni e metodi aggiornati.

Come è dimostrato nella specifica sezione della relazione di calcolo, il ripristino della mantellata con massi cubici in calcestruzzo non armato permette di resistere all’azione delle maggiori ondate con una riduzione notevole dell’overtopping.

La sezione costruttiva della mantellata, scelta per analogia con la scogliera preesistente, prevede la realizzazione di un piede composto da tre massi cubici da 40 t su uno strato di pietrame, quest’ultimo previsto al fine del necessario miglioramento meccanico dell’appoggio in considerazione della qualità dei terreni interessati (cfr. OP.05.02 e OP.06.02).

Per rendere remote le possibilità di scalzamento che hanno interessato fin qui l'opera, in considerazione del fatto che la diga foranea risulta sub parallela all'andamento delle batimetriche naturali del sito, si è scelto di collocare il piede, dalla prog. 0,00 m alla prog. 911,30 m, ad una profondità fissa, pari ad una quota di fondale verosimilmente non modificabile dalle eventuali fluttuazioni future del regime sedimentario.

In questo modo è stata definita una sezione di progetto uniforme e facilmente misurabile, sia in fase costruttiva che nei successivi monitoraggi. La particolare cura costruttiva del piede garantisce un punto fermo contro eventuali scivolamenti.

Il piede verrà infatti realizzato tramite una bonifica meccanica puntuale della qualità del terreno fondale a mezzo di pietrame, dopo aver delocalizzato la modesta quantità di sedimento preesistente in situ su batimetrie leggermente più profonde al fine di garantire una migliore protezione del piede stesso. Ciò è reso possibile dalle buone risultanze delle analisi di caratterizzazione compiute sui sedimenti.

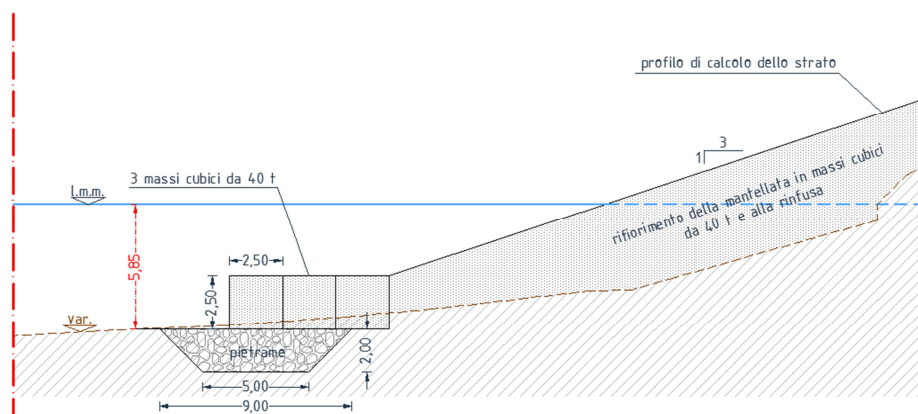


Figura 8.3 – Sezione intervento di rifiorimento, piede della mantellata

È stata inoltre prevista una risagomatura del massiccio e del muro paraonde, che ad oggi si presentano con una sagoma non omogenea. Al fine di garantire una quota costante lungo tutto lo sviluppo del sopraflutto, il massiccio si regolarizzerà a +3,50m per la parte carrabile e a +9,00 m sul l.m.m. per la parte del coronamento. Quest'ultima quota è quella verificata durante le analisi di funzionalità dell'opera in caso di overtopping (cfr. la sezione 10.1 di questo elaborato).

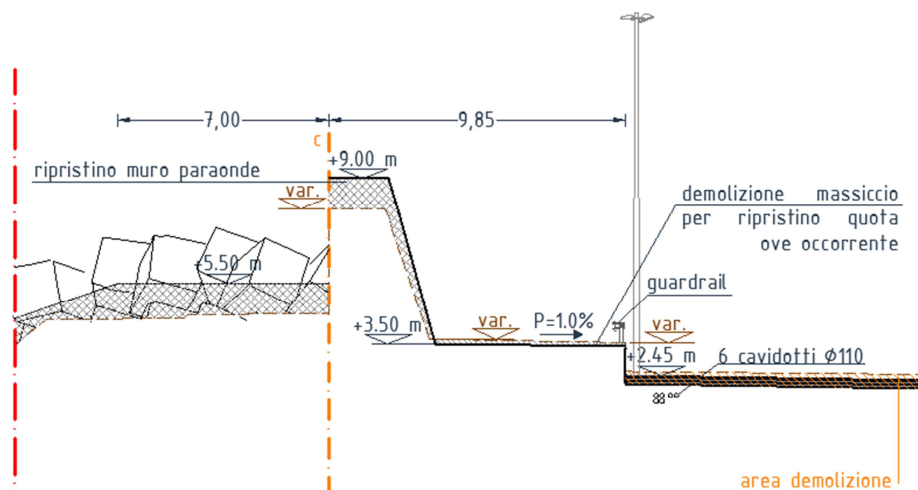


Figura 8.4 – Sezione intervento di rifiorimento, massiccio e muro paraonde

Per quanto riguarda il rifiorimento lato porto, l'intervento prevede la collocazione in opera di massi naturali di III categoria, sulla base della sezione costruttiva tipologica originaria.

9. DETERMINAZIONE DEI TIPI DI DISSESTO E DEI LIVELLI DI DANNO

La progettazione di una diga a gettata richiede l'esecuzione di un'analisi idraulica, strutturale e geotecnica in modo tale da identificare tutti i possibili meccanismi di rottura.

Il dissesto è definibile come il danno risultante nella ridotta operatività e funzionalità della struttura al di sotto del minimo previsto dal progetto.

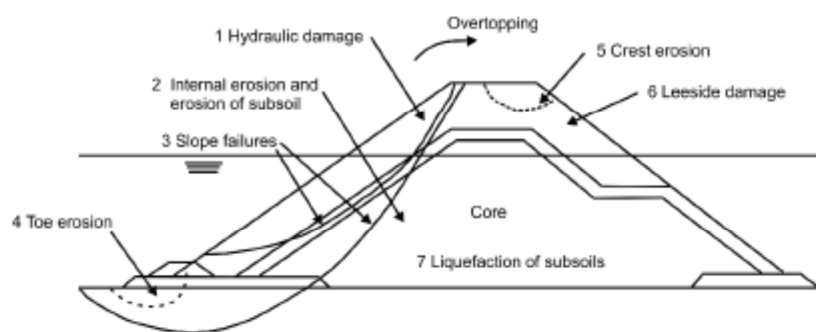


Figura 9.1 – Schema esemplificativo delle possibili tipologie di dissesto su un'opera a gettata

I tipi di dissesto classificabili per le opere a gettata sono:

- scalzamento del piede;
- erosione del piede;
- dissesto per scivolamento;
- dislocamento o rottura degli elementi della mantellata;
- rottura, ribaltamento, scorrimento del coronamento;
- cedimento per assestamento del nucleo;
- cedimento per assestamento della fondazione.

L'azione delle forzanti idrauliche dopo la costruzione può comportare un cedimento della mantellata o degli strati inferiori.

Solitamente la mantellata esterna di una scogliera viene progettata per un livello definito "nessun danno" o "danno iniziale".

Il concetto che sta alla base della determinazione del livello di danno è l'individuazione del numero di unità delocalizzate per lo sviluppo del danno, cioè differenze nella sezione trasversale prima e dopo le mareggiate.

Il "livello di danno" dello strato della mantellata può essere determinato usando più parametri.

Uno dei primi parametri è la percentuale di danno (%) definito come il volume normalizzato eroso nella zona attiva che va da $+H/2$ a $-H$.

Il parametro S o S_d (grado di danneggiamento) è definito come:

$$S_d = A_e / D_{n50}^2$$

dove A_e è l'area erosa intorno al livello medio marino.

E' stata effettuata una classificazione convenzionale del livello di danno che nel caso del parametro adimensionale S riporta:

Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 - 1 : 6	3	8-12	17

Tabella 9.1– Livelli di danno per le strutture a scogliera

in cui deve intendersi:

- nessun danno:

$S < 2$, nessun elemento della mantellata dislocato;

- danno iniziale:

pochi elementi dislocati. Questo livello corrisponde all'omonimo utilizzato nello Shore Protection Manual (1977 e 1984) in relazione al coefficiente di stabilità della formula di Hudson, dove lo stesso è definito come al massimo il 5% degli elementi dislocati entro la zona che si estende dalla metà dell'altezza della cresta ad una profondità sotto il livello medio del mare pari ad H_s ;

- danno intermedio:

variabile tra moderato e severo, gli elementi sono dislocati senza causare l'esposizione degli strati sottostanti all'attacco diretto delle onde;

- collasso:

gli strati sottostanti sono esposti all'attacco diretto delle onde.

Nel caso di elementi artificiali il livello di danno viene espresso in termini di numero di unità dislocate N_{od} o di percentuale di danneggiamento N_d (%), aventi le seguenti definizioni:

- N_{od} = numero di unità dislocate all'interno di una striscia di larghezza D_n (diametro nominale dell'elemento definito come dimensione del cubo equivalente) lungo la scarpa;
- N_d = percentuale di danno riferita al numero di elementi dislocati sul numero totale di unità inizialmente presenti nello strato della mantellata lungo la fascia attiva (tra $+1,5 H$ e $-1,5 H$).

I valori di N_{od} e di N_d sono stati studiati e tabellati per differenti tipologie di elementi in calcestruzzo. Di solito è preferibile l'uso del parametro N_{od} .

Per mantellate realizzate con elementi artificiali in doppio strato i valori relativi ai livelli di danno di progetto sono i seguenti:

Parametro	Livello di danno			
	Danno nullo	Danno iniziale	Danno intermedio	Collasso
N_{0d}	0	0,2-0,5	1	2
N_d	0%	<5%	>5%	

Tabella 9.2– Livelli di danno per le mantellate in massi artificiali.

Appare utile evidenziare come la scelta di $N_{0d}=0$ come “danno iniziale” risulta a vantaggio di sicurezza essendo equivalente ad una percentuale di danno N_d pari a zero.

In letteratura tecnica vi sono numerose espressioni che legano il numero di stabilità idraulica con i parametri che identificano il livello di danno.

10. VERIFICHE DIMENSIONALI DI PROGETTO

Di seguito si riporta la descrizione del procedimento applicato per il dimensionamento delle grandezze da determinare che sono:

- la quota di coronamento del muro paraonde;
- caratteristiche geometriche della mantellata lato mare;
- caratteristiche geometriche della berma di protezione al piede lato mare;
- caratteristiche geometriche della mantellata lato bacino portuale.

10.1 QUOTA DI CORONAMENTO DEL MURO PARAONDE

La quota di coronamento della berma e/o del muro paraonde dipende dai livelli idrici e dalle portate tracimanti indotte dai fenomeni di overtopping.

Dalla valutazione del run-up e dell'overlapping (cfr. l'elaborato "Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1") risulta che la quota del muro paraonde pari a 9,00 m slm è tale che i fenomeni di tracimazione, per eventi con tempi di ritorno di 150 anni, non comportino danni alle strutture e alle persone.

10.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA LATO MARE DA RIFIORIRE

Nelle costruzioni marittime, la mantellata e i sottostrati proteggono il materiale del nucleo o della fondazione dai fenomeni erosivi, indotti dal moto ondoso e dalle correnti, senza un eccessivo accumulo di pressione nei pori del materiale sottostante.

In considerazione della situazione attuale e delle performance richieste, si è scelto di ripristinare le sagome originarie con massi cubici in analogia a quanto previsto negli schemi dei progetti originari. Il blocco cubico è il sostituto più semplice alla pietra naturale in quanto è una forma facile da realizzare e da collocare. Tali blocchi lavorano per gravità e per attrito.

La pendenza della mantellata è stata mantenuta pari a 1:3.

Il peso specifico di progetto è pari 2.400 kg/m^3 per i massi cubici in conglomerato cementizio.

In conformità al progetto originario si sono fissate le seguenti caratteristiche dimensionali.

La quota della berma sarà pari:

- o a 5,50 m slm fino alla progressiva 895,00 m;
- o a 6,50 m slm dalla progressiva 895,00 alla progressiva 1.205 m.

La larghezza della berma sarà pari:

- o a 7,00 m fino alla progressiva 895,00 m;
- o a 6,10 m dalla progressiva 895,00 alla progressiva 1.205 m.

Per quanto riguarda il dimensionamento del peso dell'elemento della mantellata da rifiorire si fa riferimento alle seguenti considerazioni.

Nell'elaborato "Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1" a cui si rimanda, relativo alla mantellata di protezione del prolungamento, con stato del mare di progetto $H_s = 5,9 \text{ m}$, applicando la formula di Van der Meer, con un correttivo per compensare la pendenza della mantellata, si è valutato che lungo il tratto tronco-conico con $W_{50} = 44 \text{ t}$ il livello di danneggiamento è $N_{od} = 0$.

Formula di Van der Meer 1988		
N _{od}	N=4173	
	D ₅₀ (m)	W ₅₀ (kg)
0	2,62	44223
0,2	2,03	20665
0,5	1,85	15561
1	1,70	11887
2	1,52	8615

Tabella 10.1 – Applicazione della formula di Van Der Meer (1988, rif. CEM eq. VI-5-72): caratteristiche dimensionali degli elementi della mantellata lato mare ottenute con il metodo correttivo

Alla luce di ciò, in considerazione anche che l'opera esistente è realizzata in massi da 40 t e che con blocchi di tale peso con la formula di Van Der Meer si ottiene $N_{od} \cong 0$, si conviene di porre il peso caratteristico dell'elemento della mantellata lato mare pari a 40 t.

10.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA BERMA AL PIEDE LATO MARE

Secondo il progetto originario, la scogliera esistente non è provvista di protezione al piede.

Si ricorda a tal fine che la funzione della berma di protezione al piede è quella di sostenere la mantellata principale e di prevenire i danni derivanti dai fenomeni erosivi al piede indotti dal moto ondoso e dalle correnti.

Si è deciso quindi di realizzare tale piede di protezione usando elementi simili a quelli che costituiscono la mantellata secondo uno schema mutuato da quello suggerito da McConnell (1998).

Secondo lo schema adottato, la larghezza della berma al piede in massi artificiali dovrebbe essere tale da permettere il collocamento di almeno 3 elementi.

La stabilità della protezione al piede è influenzata da:

- altezza delle onde;
- affondamento della sommità del piede;
- larghezza del piede.

Come vedremo nelle sezioni seguenti, tali formule si basano sulla determinazione del rapporto tra affondamento della sommità della berma al piede e la profondità del fondale, come mostra la figura successiva.

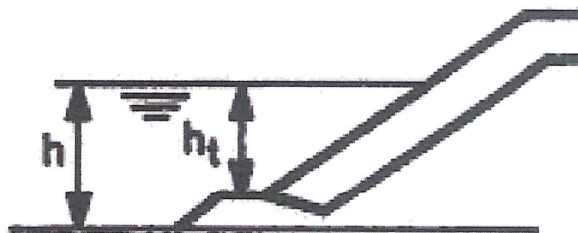


Figura 10.1 – Schema di calcolo per il dimensionamento della berma di protezione al piede della mantellata.

L'affondamento della sommità del piede, indicato in letteratura con i simboli h_t o h_b , è generalmente compreso tra $1,0 H_s$ e $1,5 H_s$. Come regola empirica, il "Rock Manual" indica che una profondità di 3 m può essere considerata accettabile nella maggior parte dei casi.

Per la stima del peso dei massi del piede della mantellata sono state applicate alcune delle formule più usate in letteratura tecnica:

- formula di Van Der Meer (1988);
- formula di Van Der Meer, d'Angremord e Gerding (1995);
- formula di Burtchart (1995);
- formula di Markle (1989).

Per questa applicazione è stato considerato il livello idrico di bassa marea pari a -0,30 m slm a vantaggio di sicurezza, in quanto al diminuire del rapporto h_t/h le caratteristiche geometriche del masso aumentano.

Lo stato del mare di progetto è pari a $H_s = 5,90$ m.

Considerando che:

- i fondali variano tra -8,50 e -5,80 m slm;
- l'escursione media di marea è stata valutata pari a 30 cm (cfr. l'elaborato "Studio Meteomarinò");
- lo spigolo del masso da 40 t è circa 2,50 m;

è stato valutato che h_b varia tra -5,70 m e -3,00 m slm.

10.3.1 Formula di Van Der Meer (1988)

La formula adottata discende da quella utilizzata per la stabilità della mantellata ed ha l'espressione seguente in funzione del rapporto h_t/h :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{1.4}$$

dove :

- H_s è l'altezza dell'onda significativa pari a 5,90 m;
- Δ vale $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della berma al piede;
- h è la profondità del fondale;
- h_t è l'affondamento della superficie della berma al piede.

Posto il peso specifico di progetto degli elementi pari a 2.400 kg/m^3 e il livello idrico di progetto pari a -0,30 m slm si ottiene:

- per $Z \cong 8,50$ m slm, $h \cong 8,2$ m; $h_t \cong 5,7$ m; $W_n \cong 1,5$ t; $D_{50} \cong 0,85$ m;
- per $Z \cong 5,80$ m slm, $h \cong 5,5$ m; $h_t \cong 3,0$ m; $W_n \cong 4,0$ t; $D_{50} \cong 1,20$ m.

10.3.2 Formula di Van der Meer, d'Angremord e Gerding (1995)

La formula adottata discende da quella utilizzata per la stabilità della mantellata ed ha l'espressione seguente in funzione del rapporto h_t/h :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = [2 + 6.2 * (h_t/h)^{2.7}] * N_{od}^{0.15}$$

dove:

- H_s è l'altezza d'onda significativa pari a 5,90 m;
- Δ vale $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della berma al piede;
- h è la profondità del fondale;
- h_t è l'affondamento della superficie della berma al piede;
- N_{od} è il numero di massi estratti dalla berma al piede per una fascia di larghezza pari a D_n .

Per maggiori chiarimenti sul significato di N_{od} si rimanda a quanto riportato al capitolo 6 dell'elaborato "Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1".

N_{od} viene posto pari a 2, che equivale ad un danno accettabile e cioè che il 10% degli elementi è fuori allineamento.

Ricordando che il peso specifico di progetto degli elementi è 2.400 kg/m³ e che il livello idrico di progetto è pari a -0,30 m slm si ottiene:

- per $Z \cong 8,50$ m slm, $h \cong 8,2$ m; $h_t \cong 5,7$ m; $W_n \cong 2,0$ t; $D_{50} \cong 1,00$ m;
- per $Z \cong 5,80$ m slm, $h \cong 5,5$ m; $h_t \cong 3,0$ m; $W_n \cong 5,0$ t; $D_{50} \cong 1,30$ m.

10.3.3 Formula di Burchart (1995)

La Formula è adatta per berme di larghezza variabile di protezione al piede di strutture a gettata formato da due strati di pietre o massi artificiali;

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0.4 \frac{h_b}{\Delta D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

- H_s è l'altezza d'onda significativa;
- Δ vale $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della mantellata;
- h_b è l'affondamento della superficie della berma;
- N_{od} è il numero di massi estratti dalla mantellata per una fascia di larghezza pari a D_n .

Per maggiori chiarimenti sul significato di N_{od} si rimanda a quanto riportato nell'elaborato "Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1".

N_{od} viene posto pari a 2, che equivale ad un danno accettabile e cioè che il 10% degli elementi è fuori allineamento.

Posto il peso specifico di progetto degli elementi pari a 2.400 kg/m³ e il livello idrico di progetto pari a -0,30 m slm si ottiene:

- per $Z \cong 8,50$ m slm, $h_b \cong 5,7$ m; $W_n \cong 12,0$ t; $D_{50} \cong 1,60$ m;
- per $Z \cong 5,80$ m slm, $h_b \cong 3,0$ m; $W_n \cong 21,0$ t; $D_{50} \cong 2,00$ m.

10.3.4 Formula di Markle (1989)

Lo studioso Markle nel 1989 elaborò una serie di test empirici relativi alla valutazione degli elementi costituenti la protezione al piede a seguito dei quali egli elaborò alcune curve empiriche, relative a differenti tipologie di opere marittime.

Il diagramma empirico permette di individuare, noti h_b/h_s e la tipologia di opera, il numero di stabilità N_s elevato al cubo.

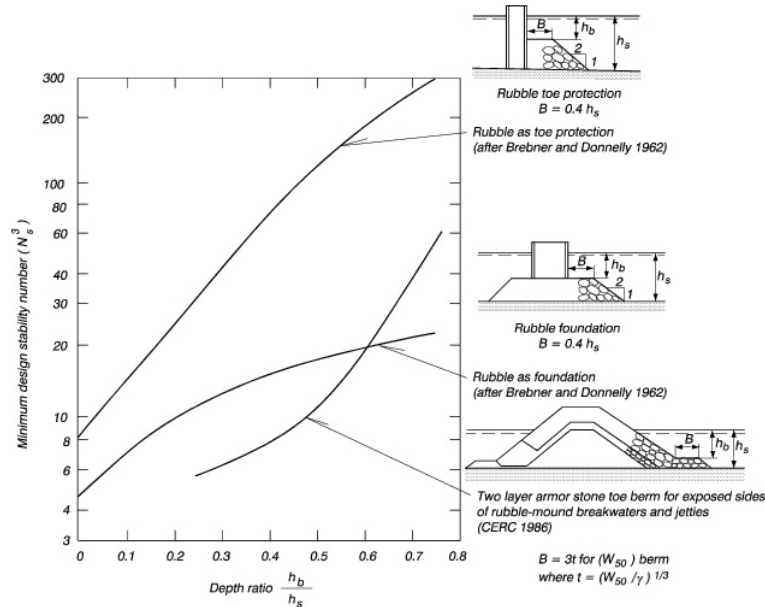


Figura 10.2 – Diagramma di Markle per il dimensionamento della berma di protezione al piede della mantellata da rifiorire

Con le stesse assunzioni poste in precedenza, l'applicazione del metodo di Markle per il caso della protezione al piede di un'opera getata ha portato ai seguenti risultati:

- per $Z \cong 8,50$ m slm, $h_s \cong 8,2$ m; $h_b \cong 5,7$ m; $N_s^3 \cong 19$; $W_{n50} \cong 11,0$ t; $D_{50} \cong 1,8$ m;
- per $Z \cong 5,80$ m slm, $h_s \cong 5,5$ m; $h_b \cong 3,0$ m; $N_s^3 \cong 16$; $W_{n50} \cong 14,0$ t; $D_{50} \cong 1,7$ m.

10.3.5 Scelta delle dimensioni dei massi della protezione al piede della mantellata da rifiorire

Dalle calcolazioni eseguite è emerso che:

- per $Z \cong 8,50$ m slm, il $W_{n,max}$ dei massi costituenti la protezione al piede è pari 12,0 t;
- per $Z \cong 5,80$ m slm il $W_{n,max}$ dei massi costituenti la protezione al piede è pari a 21,0 t.

Secondo i risultati sopraindicati, l'uso di massi cubici da 40 t è sicuramente cautelativo per garantire la protezione al piede della scogliera lungo il tratto da rifiorire.

Tali massi saranno realizzati in modo simile ai massi cubici della mantellata e avranno spigolo pari a circa 2,50 m. Il volume lordo sarà circa 16 m^3 .

10.3.6 Riduzione dei gradienti di pressione agenti sugli elementi del piede

Per ridurre l'azione destabilizzante derivante dai gradienti di pressione che si instaurano tra gli strati superiore ed inferiore del singolo blocco, il progetto prevede di predisporre su ogni masso artificiale al piede 4 fori; il diametro di ogni foro sarà di 20 cm. Il volume totale occupato

dai fori è $0,314 \text{ m}^3$ che corrisponde a circa il 2% del volume totale del masso, in linea con le direttive tecniche specifiche che prevedono una soglia massima del 10%.

Per maggiori chiarimenti si rimanda agli elaborati di progetto.

10.4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA LATO PORTO DA RIFIORIRE

La mantellata della scogliera lato porto, in analogia al progetto originario, sarà realizzata in roccia naturale.

Come determinato nell'elaborato B.10.1 "Studio sulla Stabilità delle Strutture – Intervento 1" al quale si rimanda, applicando la metodologia di Hudson per massi naturali su mantellata con pendenza 3/2 con uno stato di mare di progetto pari a $H_s = 3,20 \text{ m}$, è stato determinato che il peso W_{50} dei massi della mantellata lato porto sarà pari a 4 t.

Poiché anche per il dimensionamento di questa mantellata si ha:

- lo stesso stato del mare di progetto pari a $H_s = 3,20 \text{ m}$;
- la stessa pendenza della mantellata lato porto pari a 3/2;

si conviene che anche il rifiorimento della mantellata lato porto lungo il tratto esistente sia eseguito usando massi naturali aventi le seguenti caratteristiche:

- almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W = 4 \text{ t}$;
- $W_{\max} \leq 1,25 W = 5 \text{ t}$;
- $W_{\min} \geq 0,75 W = 3 \text{ t}$.

La quota della berma sarà pari a 2,50 m slm mentre la larghezza della berma sarà 4,60 m.

Per maggiori chiarimenti sulla sezione tipologica si rimanda agli elaborati di progetto.