

Provincia di Siracusa
COMUNE DI SIRACUSA

MARINA DI SIRACUSA
RIELABORAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO
"MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO
PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA
STABILITA' IDRAULICA DELLE OPERE MARITTIME

GIUGNO 2023

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
01	EMISSIONE			21/06/2023
NOME FILE:			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

INDICE

1. GENERALITA'	1
1.1 PREMESSA.....	1
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
1.3 ANALISI METODOLOGICA	2
2. RISK-ANALYSIS E DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO PER LE OPERE	4
3. STATO DEL MARE DI PROGETTO	7
4. I LIVELLI IDRICI DI PROGETTO	9
5. ELENCO DELLE OPERE DA REALIZZARE	11
6. MOLO FORANEO SU PALI	12
6.1 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SUI PALI	12
6.1.1 MODELLO DI CALCOLO	12
6.1.2 CALCOLO DELLA FORZANTE	13
6.2 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SUL DISPOSITIVO DI PROTEZIONE DEL BACINO ¹⁴	
6.2.1 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SULLO SCHERMO A PROFONDITA' PARZIALE ¹⁵	
6.2.2 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SULLO SCHERMO A PROFONDITA' TOTALE	17
7. SCOGLIERA	21
7.1 INQUADRAMENTO GENERALE SULLA STABILITA' DELLA SCOGLIERA	21
7.1.1 POSSIBILI TIPI DI DISSESTO	21
7.1.2 LIVELLO DI DANNO DI PROGETTO	23
7.1.3 PROGETTAZIONE CON CRITERIO DI AFFIDABILITA' O DELLA PROBABILITA' DI DISSESTO	24
7.1.4 INTERAZIONE ONDA/STRUTTURA	24
7.1.5 CALCOLO DELLA STABILITA' IDRAULICA DEGLI ELEMENTO DELLA MANTELLATA	26
7.2 CALCOLO DELLE OPERE	27
7.2.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO	27
7.2.2 TABELLE DI CALCOLO	28
8. BANCHINA DI RIVA	38
8.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO	38
8.2 DETERMINAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI PROGETTO	38
8.3 PROTEZIONE DEL PIEDE LATO MARE.....	38
9. ANALISI DELLA TRACIMABILITA' DELLE OPERE	40
9.1 GENERALITA' SULLA TRACIMABILITA'.....	40
9.2 SCOGLIERA.....	43
9.3 BANCHINA DI RIVA	44

9.4 MOLO FORANEO	45
9.4.1 PUNTO DI CONTROLLO A	46
9.4.2 PUNTO DI CONTROLLO B	47
9.4.3 PUNTO DI CONTROLLO F	48
9.4.4 CONCLUSIONI SULLE VERIFICHE DI TRACIMIBILITA' DEL MOLO FORANEO	49
9.5 VERIFICHE DI TRACIMIBILITA' IN FASE DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE	49
9.5.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO DURANTE LA FASE DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE	49
9.5.2 SCOGLIERA	50
9.5.3 BANCHINA DI RIVA	51
10. DIMENSIONAMENTO DELLE BITTE	53
11. DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI.....	58
12. RIQUALIFICAZIONE DELLA BATTIGIA	66
13. VERIFICHE DEL PONTILE GALLEGGIANTE	73

1. GENERALITA'

1.1 PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli e le verifiche delle opere marittime previste nel **PROGETTO DEFINITIVO DELL'APPRODO TURISTICO "MARINA DI SIRACUSA" SVILUPPATO SULLA BASE DEI CONTENUTI DEL PROGETTO PRESENTATO E DISCUSO IN CONFERENZA DEI SERVIZI IN DATA 15.02.2021**

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09-1994 n.156 – “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”
- PIANC - 2003 – “Breakwaters with vertical and inclined concrete walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses
- PIANC - 1997 – “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086. – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica ‘
- Circ. Min LL.PP. 6 novembre 1967, n. 3797. – “Istruzione per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni ”.
- Legge 02 febbraio 1974, n. 64. – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” D.M. LL. PP. 11 marzo 1988”
- Circ. Min. LL. PP. 24 settembre 1988, n. 30483. – Legge 02 febbraio 1974, n. 64, art. 1 – D.M. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 – 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 Succ. Modd.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- NTC 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

1.3 ANALISI METODOLOGICA

La pianificazione di un'opera marittima segue generalmente un iter canonico:

- 1) definire chiaramente le specifiche del problema, includendo e illustrando tutti gli obiettivi;
- 2) definire ed identificare le attuali e le più probabili future condizioni nell'ipotesi di non intervento;
- 3) identificare ed analizzare le alternative possibili;
- 4) per ogni alternativa valida sviluppare e verificare il comportamento funzionale;
- 5) per ogni alternativa valida sviluppare e testare il comportamento strutturale;
- 6) per ogni alternativa valida verificare la cantierabilità delle opere, l'operatività e la manutenibilità delle stesse, nonché i costi del loro ciclo di vita utile;
- 7) selezionare la soluzione finale, e sviluppare gli elaborati progettuali esecutivi;
- 8) costruire quanto previsto nel progetto esecutivo;
- 9) monitorare e valutare la risposta delle opere costruite rispetto alle previsioni progettuali.

Per addivenire ad un progetto nella sua forma definitiva, è necessario continuare il processo iterativo iniziato con la fase di pianificazione fin quando tutti gli scopi non siano raggiunti.

Le fasi pianificatorie precedenti propedeutiche sono state sviluppate nelle sezioni opportune del presente progetto.

Dacché il processo metodologico seguito per il progetto ingegneristico di dettaglio è stato il seguente:

- a) specifica delle caratteristiche funzionali e della vita utile di servizio (criteri di progetto)
- b) stabilire le caratteristiche del clima d'onda locale a breve ed a lungo termine, anche in relazione dei possibili cambiamenti geomorfologici
- c) selezione dei livelli idrici per la risposta idraulica: runup, overtopping, trasmissione, riflessione (per esempio: il 20% di probabilità che la portata di overtopping ecceda i $10^{-5} \text{m}^3/\text{s m}$ durante 1 h in un periodo di 50 anni)
- d) 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)
- e) selezione di diverse geometrie strutturali da indagare successivamente (strutture miste con cassone, strutture a gettata con o senza muri di coronamento)
- f) identificazione di tutti i possibili tipi di dissesto per le strutture selezionate (per esempio dislocazione degli elementi della mantellata)

- g) 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)
- h) disegno concettuale delle parti strutturali basato sulla scelta dei livelli di danno ammissibile e sulla risposta idraulica (per esempio: determinazione della dimensione dei blocchi della scogliera e della altezza della cresta della scogliera)
- i) valutazione dei costi di strutture alternative e selezione della soluzione/i per le successive analisi più dettagliate e per l'ottimizzazione
- j) 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.

2. RISK-ANALYSIS E DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO PER LE OPERE

L'analisi delle strutture costiere sta mutando verso un approccio sempre meno deterministico e sempre più probabilistico, con metodologie basate sul rischio e ciò grazie all'evoluzione calcolistica ed alla disponibilità di dati storici.

I principali obiettivi nell'adozione della risk analysis sono:

- identificare esplicitamente le incertezze;
- fornire informazioni avanzate in merito alla relazione tra i rischi ed i costi derivanti;
- migliorare la capacità di decisione per l'ottimizzazione del progetto.

La determinazione del grado di rischio accettabile per l'opera consente di stabilire i criteri per la scelta della probabilità di superamento dell'evento, della "durata di vita del progetto" e dei parametri dell'evento estremo da considerare.

Per determinare il tempo di ritorno dello stato del mare di progetto si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che suggeriscono una espressione che fornisce il Tempo di Ritorno dell'onda di progetto per il dimensionamento di varie strutture marittime. Tale espressione dipende da:

- la *durata minima di vita* delle opere progettate, desumibile, in funzione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, dalla seguente tabella:

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Tabella 1 – Valutazione del livello di sicurezza richiesto e della vita di progetto in funzione della tipologia dell'opera.

Per strutture ad uso generale si intendono le opere di difesa di complessi civili e/o industriali che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita utile o funzionale.

Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali o piattaforme di carico e scarico petrolifere.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un piccolo rischio di perdite di vita o di danni ambientali in caso di danneggiamento (difese costiere, porti minori e marina, scarichi a mare, strade litoranee).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di danneggiamento (grandi opere portuali, scarichi di grandi città).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere ed installazioni per la protezione dall'inondazione di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane e di danno ambientale in caso di danneggiamento.

- *massima probabilità di danneggiamento ammissibile* nel periodo di vita operativa dell'opera desumibile dal tipo di danneggiamento, dalla ripercussione economica e dal rischio per la vita umana come da tabella seguente

<i>Danneggiamento incipiente</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Tabella 2 – Valutazione della tipologia di danneggiamento ammissibile in funzione del grado e della tipologia di rischio e della ripercussione economica.

Le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale vengono assunte in relazione alle modificazioni subite dalle opere in caso di danneggiamento o alle difficoltà di subire il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a pareti verticali) per le quali è difficile riparare i danni, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente intenso come il livello di danneggiamento predefinito per la tipologia di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Per rischio limitato di vite umane si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vita; se le perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione bassa, media e alta si intendono i casi in cui il rapporto fra i costi di danneggiamento diretti ed indiretti e il costo totale di realizzazione dell'opera è rispettivamente minore di 5, compreso tra 5 e 20 e maggiore di 20.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp} con la seguente espressione:

$$T_{rp} = \frac{T_v}{[-\ln(1 - P_f)]}$$

Relativamente alle opere portuali, si assume:

- $T_v = 15$ poiché l'infrastruttura in progetto si può assumere ad uso specifico ed il livello di sicurezza richiesto è 1;
- $P_f = 0,15$ poiché si assume la probabilità di distruzione totale, con rischio per la vita umana limitato e ripercussione economica media;

Si ottiene un T_{rp} pari a 92 anni. A favore di sicurezza, per le determinazioni del presente studio, si assume $T_{rp} = 100$ anni.

3. STATO DEL MARE DI PROGETTO

Al fine del calcolo di stabilità idraulica delle opere in progetto, si considera lo stato del mare caratterizzato dalla maggiore onda significativa che è risultato dall'analisi statistica in corrispondenza del tempo di ritorno idoneo alle finalità.

Le simulazioni effettuate ai fini della propagazione dell'onda dal largo verso la costa per le caratteristiche di attacco d'onda più gravose considerando i fenomeni di rifrazione shoaling e frangimento dell'onda (cfr. Studio Idraulico Marittimo), hanno restituito distribuzioni di onde che si presentano sottocosta con direzioni d'attacco secondo la seguente condizione $130^{\circ}\text{N} < J_{\text{sott}} < 135^{\circ}\text{N}$.

In corrispondenza di alcuni punti di controllo in prossimità delle opere in progetto per il tempo di ritorno pari a 100 anni sono stati determinati i parametri ondametrici altezza dell'onda significativa H_s (m) e del periodo di picco T_p (s).

EVENTI ESTREMI - $T_{RP}=100$ anni					
AL LARGO			PUNTO 0		
H_s (m)	T_p (s)	D (°N)	H_s (m)	T_p (s)	D (°N)
5.17	9.69	30	0.34	10.00	131
7.45	11.64	45	0.50	11.10	132
6.25	10.66	60	0.47	11.10	133
6.52	10.89	75	0.55	11.10	132
6.10	10.53	90	0.66	11.10	131
6.31	10.70	105	0.77	11.10	133
4.66	9.20	120	0.55	9.80	132
5.02	8.34	135	0.43	8.30	132
2.41	6.62	150	0.25	6.60	130
4.75	9.29	165	0.31	9.10	132

Tabella 3 —Valutazione dell'altezza d'onda significativa per $T_{RP}= 100$ anni al largo e sottocosta.

EVENTI ESTREMI - $T_{RP}=100$ anni - $130^\circ N < D_{sott} < 135^\circ N$														
AL LARGO			PUNTO A		PUNTO B		PUNTO C		PUNTO D		PUNTO E		PUNTO F	
H_s (m)	T_p (s)	D (°N)	H_s (m)	T_p (s)	H_s (m)	T_p (s)	H_s (m)	T_p (s)	H_s (m)	T_p (s)	H_s (m)	T_p (s)	H_s (m)	T_p (s)
5,17	9,69	30	0,62	10	0,33	10	0,12	10	0,13	10	0,40	10	0,14	10
7,45	11,64	45	0,95	11,1	0,53	11,1	0,22	11,1	0,36	11,1	0,66	11,1	0,20	11,1
6,25	10,66	60	0,89	11,1	0,50	11,1	0,20	11,1	0,34	11,1	0,62	11,1	0,19	11,1
6,52	10,89	75	1,05	11,1	0,58	11,1	0,24	11,1	0,40	11,1	0,72	11,1	0,22	11,1
6,10	10,53	90	1,25	11,1	0,70	11,1	0,28	11,1	0,48	11,1	0,86	11,1	0,26	11,1
6,31	10,70	105	1,46	11,1	0,82	11,1	0,33	11,1	0,55	11,1	1,01	11,1	0,31	11,1
4,66	9,20	120	1,01	9,8	0,54	9,8	0,20	9,8	0,14	9,8	0,64	9,8	0,22	9,8
3,82	8,34	135	0,82	8,3	0,44	8,3	0,13	8,3	0,16	8,3	0,50	8,3	0,17	8,3
2,41	6,62	150	0,48	6,6	0,26	6,6	0,08	6,6	0,10	6,6	0,29	6,6	0,10	6,6
4,75	9,29	165	0,57	9,1	0,30	9,1	0,11	9,1	0,08	9,1	0,36	9,1	0,12	9,1

Tabella 4 – Valutazione dell'altezza d'onda significativa per fissati tempi di ritorno in prossimità delle opere in progetto

Per il tempo di ritorno pari a 100 anni è stato determinato che l'attacco d'onda al largo più gravoso risulta essere quello proveniente da $J=105^\circ N$, con $H_s=6,31m$ e $T_p=10,70s$, che si presenta sottocosta (Punto di controllo 0) con $H_s=0,77m$ e $T_p=11,10s$ e $130^\circ N < J < 135^\circ N$.

L'onda di progetto in prossimità della testata del molo foraneo lato porto (punto di controllo F) è caratterizzata da $H_s=0,31 m$ e $T_p=11,10s$.

L'onda di progetto in prossimità della testata del molo foraneo lato mare (punto di controllo A) è caratterizzata da $H_s=1,50 m$ e $T_p=11,10s$.

L'onda di progetto in prossimità della banchina di riva (punto di controllo D) è caratterizzata da $H_s=0,55 m$ e $T_p=11,10s$.

L'onda di progetto in prossimità della testata del pennello (punto di controllo C) è caratterizzata da $H_s=0,33 m$ e $T_p=11,10s$.

4. I LIVELLI IDRICI DI PROGETTO

I livelli idrici del sito, ovvero le profondità dei fondali in un determinato momento nel paraggio in esame, possono avere un ruolo determinante nell'attività di studio e di analisi marittimistica dei siti e delle strutture.

Tali livelli, infatti, influenzando la meccanica delle onde che si propagano, possono determinare condizioni più o meno gravose rispetto a quelle riferite al livello medio del mare, che, se non prese in opportuna considerazione, possono portare a risultati falsati ed erronei.

Valga pensare al fenomeno del frangimento, certamente connesso, tra l'altro, alla profondità del fondale. Considerazioni superficiali sui livelli idrici effettivamente verificabili possono portare ad onde frangenti sottostimate, con gravi conseguenze sul calcolo strutturale delle opere, come è avvenuto in molteplici situazioni.

Occorre evidenziare che considerarsi che i livelli idrici effettivi in un sito sono condizionati principalmente da:

- marea
- *storm surge*, ovvero dalla combinazione di effetti meteorologici connessi alla tempesta, tra cui l'elevazione da gradiente di pressione, l'azione eolica e gli effetti dovuti al frangimento;

La combinazione degli effetti delle suddette componenti è una caratteristica peculiare tempesta per tempesta per cui, ai fini di studio, l'unica previsione fattibile prende le mosse da considerazioni di tipo statistico.

Ancora meglio andrà osservata la risposta del dimensionamento strutturale in funzione della variazione dei livelli idrici tra un minimo e un massimo possibile e ciò perché tali livelli giocano in modo differente a secondo dell'opera da progettare (scogliere non sormontabili, scogliere sormontabili, o scogliere soffolte).

Lo studio dei livelli idrici è stato effettuato durante la redazione degli elaborati "B.2-SIM-Studio Idraulico Marittimo" e "B.3.1-SDC-Studio Idrodinamico".

Per il bacino del Porto Grande (cfr. B.3.1-SDC-Studio Idrodinamico e B.2-SIM-Studio Idraulico Marittimo) sono stati riscontrati i seguenti valori di escursione di livello idrico al variare della forzante:

ESCURSIONE DI LIVELLO IDRICO		
FORZANTE	DH (m)	
MAREA	-0.35	+0.24
SCIROCCO	-0.25	+0.18
GRECALE	-0.25	+0.32

Tabella 5 – Valutazione dell'escursione del livello idrico sotto varie forzanti all' interno del Porto Grande.

Relativamente allo storm surge, SS, dalle analisi effettuate, assumendo in via cautelativa come verosimile la composizione lineare dei fattori S_{wave} , S_p e S_w , si ottengono i valori riportati nella tabella seguente:

SS(m)										
R (anni)	30°N	45°N	60°N	75°N	90°N	105°N	120°N	135°N	150°N	165°N
2	0.49	0.55	0.57	0.60	0.63	0.62	0.57	0.43	0.34	0.33
5	0.58	0.71	0.73	0.76	0.80	0.79	0.73	0.56	0.44	0.43
10	0.66	0.84	0.88	0.85	0.87	0.95	0.80	0.62	0.51	0.50
25	0.75	0.99	1.04	1.00	1.00	1.14	0.99	0.69	0.54	0.56
50	0.79	1.10	1.11	1.08	1.07	1.20	1.04	0.75	0.58	0.59
73	0.81	1.12	1.14	1.11	1.10	1.26	1.07	0.77	0.60	0.61
100	0.84	1.21	1.19	1.14	1.13	1.29	1.11	0.79	0.62	0.64

Tabella 6 - Rappresentazione tabellare del valore storm surge SS in funzione del periodo di ritorno R e della direzione (°N).

L'innalzamento idrico dovuto al cambiamento climatico è caratterizzato da una limitata affidabilità, per via delle difficoltà relative alla previsione di alcuni fenomeni e soprattutto alle loro interazioni.

Nelle stime dei livelli idrici delle coste italiane per tempi di ritorno lunghi si possono cautelativamente considerare i seguenti incrementi di valore per via dei cambiamenti climatici (cfr. studio idraulico marittimo):

ANNO	D
2050	+9 cm
2100	+18 cm

Tabella 7 – Previsione degli incrementi di livello idrico previsti nel Mar Mediterraneo per via dei cambiamenti climatici

Per ciascuna progettazione verrà utilizzato il livello idrico maggiormente idoneo in funzione delle scelte di calcolo.

5. ELENCO DELLE OPERE DA REALIZZARE

Il progetto prevede la realizzazione delle seguenti opere marittime principali:

- Molo foraneo di ponente su pali con dispositivo di protezione,
- Banchinamento di riva con cella antiriflettente,
- Pennello antisedimentazione,
- Riqualficazione della battigia a tergo del banchinamento di riva,
- Pontili galleggianti.

Le opere inoltre saranno dotate di accessori, quali bitte di ormeggio e parabordi.

6. MOLO FORANEO SU PALI

Il molo foraneo di ponente sarà lungo circa 520 m e sarà fondato su pali; il diametro dei pali sarà pari ad 1,00 m fino a fondali di -5m, e pari a 1,20 m per fondali fino ai 9,0 m. La disposizione dei pali segue uno schema ortogonale 6 x 6 m.

In questo studio è stato effettuato sia l'analisi del calcolo delle forzanti indotte dal moto ondoso sui pali sia sugli dispositivi antiriflessione, da utilizzare nelle verifiche di stabilità, oggetto degli studi strutturali e geotecnici.

6.1 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SUI PALI

6.1.1 MODELLO DI CALCOLO

In analogia con i meccanismi che sviluppano le forze indotte da un fluido di corrente unidirezionale, Morrison et al. (1950) hanno dedotto che la forza orizzontale per unità di lunghezza su un palo cilindrico può essere espressa da una relazione empirica. Tale relazione è composta da due componenti: una componente di inerzia ed una di *drag* (trascinamento).

In particolare, la "forza d'inerzia", per unità di lunghezza, che un'onda esercita su un palo è data da:

$$F_i = c_m \rho \frac{\pi D^2}{4} a_{\max}$$

invece la "forza di *drag*", per unità di lunghezza, che un'onda esercita su un palo è data da:

$$F_d = \frac{1}{2} c_d \rho D v_{\max}^2$$

dove:

- c_m = coefficiente di massa;
- D = diametro del palo;
- a_{\max} = accelerazione massima ricavabile dalla teoria del primo ordine di Stokes;
- c_d = coefficiente di drag;
- v_{\max} = velocità massima ricavabile dalla teoria del primo ordine di Stokes.

dove:

D = diametro del palo cilindrico;

L_A = lunghezza d'onda per fissato periodo T e fissata profondità.

Il coefficiente di drag c_d sperimentalmente è stato visto che varia con il numero di Re in particolare:

$$Re < 1 \times 10^5 \quad c_d = 1,2;$$

$$1 \times 10^5 < Re < 4 \times 10^5 \quad c_d \text{ variabile};$$

$$Re > 4 \times 10^5 \quad c_d = 0,6-0,7.$$

Il coefficiente di massa per piccoli rapporti tra il diametro del palo e la lunghezza d'onda, come nei casi in studio, è stato riscontrato (Mc Camy, Fuchs, 14954) essere pari a $c_m = 1,78$.

Integrando le equazioni su tutta la lunghezza del palo e considerando un'altezza d'onda di progetto pari alla profondità di imbasamento della struttura si ottiene:

$$F_i = c_m \rho \frac{\pi D^2}{4} \int_{-d}^0 gk \frac{H \cosh(k(d+z))}{2 \cosh kd} dz ;$$

$$F_d = c_d \gamma D g \frac{H^2}{8\omega^2} \frac{k^2}{\cosh^2(kd)} \int_{-d}^0 \cosh^2 k(d+z) dz$$

in cui i simboli sono quelli già sopra esposti ed inoltre:

- k = numero d'onda
- ρ = densità dell'acqua
- γ = peso specifico dell'acqua

In definitiva le espressioni usate sono le seguenti:

$$F_i = c_m \gamma \pi H \frac{D^2}{4} \left(\frac{1}{2} \tanh(kd) \right)$$

$$F_d = c_d \gamma D g \frac{H^2}{8\omega^2} \frac{k^2}{\cosh^2(kd)} \left(\frac{d}{2} + \frac{1}{4k} \sinh 2kd \right)$$

6.1.2 CALCOLO DELLA FORZANTE

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo della forzante per l'opera in questione.

Per la localizzazione dei punti di controllo si faccia riferimento alla figura 1.

DATI DI PROGETTO	PUNTO A	PUNTO B	PUNTO E
Altezza d'onda H (m)	1,46	0,82	1,01
Periodo di picco T_p (s)	12	12	12
Profondità d_m (m)	9	5	7
Lunghezza d'onda a largo L (m)	224,71	224,71	224,71
Lunghezza d'onda alla profondità d Ld (m)	55	31	43
Diametro palo D (m)	1,2	1,0	1,2

Tabella 8 – Dati di progetto per il calcolo della forzante indotta sul palo del pontile secondo la metodologia di Morrison

PARAMETRI IDRAULICI	PUNTO A	PUNTO B	PUNTO E
γ_w (kg/m ³)	1030	1030	1030
$\nu=9,3 \cdot 10^{-7}$ m ² /s	0.00000093	0.00000093	0.00000093
k	0.113	0.201	0.145
v_{max} (m/s)	1.5	1.5	1.4
a_{max} a $z=0$ (m/s ²)	0.778	0.809	0.716
a_{max} a $z=-d$ (m/s ²)	0.496	0.522	0.460
w	0.5	0.5	0.5
numero $K_e = v_{max} T/D$	12.75	18.55	16.42
numero di Reynolds Re	2238585.341	1661852.119	1471123.931
Re/ K_e	175627.2401	89605.735	89605.735
c_m	1.78	1.78	1.78
c_d	0.62	0.62	0.62

Tabella 9 – Parametri idraulici e fisici richiesti dal modello di Morrison per il calcolo della forzante indotta sui pali.

PUNTO	D (m)	F_i (t/m)	F_d (t/m)	F_{tot} (t/m)
A	1,20	1,12	0,45	1,57
B	1,00	0,45	0,23	0,68
E	1,20	0,86	0,25	1,04

Tabella 10 – Stima della forzante indotta dal moto ondoso sui pali e delle sue due componenti.

Sui fondali profondi circa 5 m, la forzante indotta dal moto ondoso sui pali è pari a 0,68 t/m.

Sui fondali profondi circa 9 m, la forzante indotta dal moto ondoso sui pali è pari a 1,57 t/m

6.2 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SUL DISPOSITIVO DI PROTEZIONE DEL BACINO

Il dispositivo scelto è costituito da:

- Uno schermo verticale, immerso parzialmente sino ad una profondità relativa $d=0.324 h$, da posizionare lungo la fila di pali lato porto;
- Uno schermo verticale, a profondità totale esteso sino al fondale, da posizionare lungo la fila lato mare.

Tramite questo dispositivo si prevede di ridurre l'agitazione residua all'interno del bacino protetto.

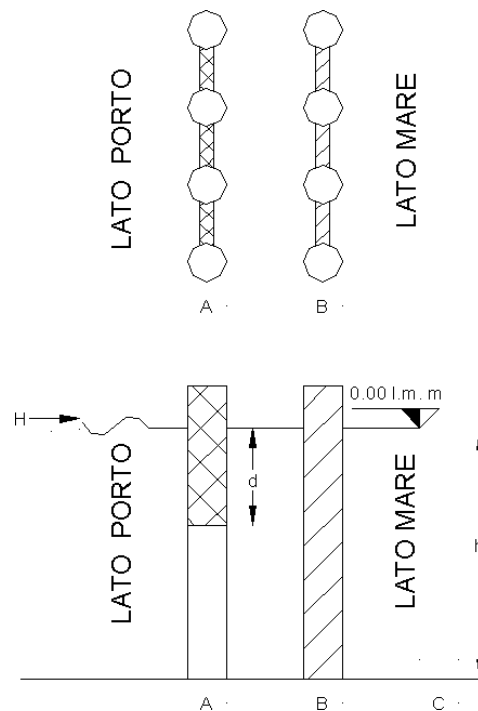


Figura 6.1. Sezione tipologica del dispositivo di protezione adottato.

Dapprima sono state calcolate le forzanti sull'elemento parzialmente immerso; di seguito saranno calcolate quelle sull'elemento totalmente immerso.

6.2.1 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SULLO SCHERMO A PROFONDITA' PARZIALE

6.2.1.1 METODOLOGIA

Per il calcolo delle forzanti indotte dal moto ondoso su elementi parzialmente immersi si è fatto riferimento alla metodologia di Kriebel, Sollit and Gerken (1998).

Per i dettagli su questa metodologia si faccia riferimento al documento EM 1110-2-1100 (PART VI) del settembre 2001.

Gli autori a seguito di prove di laboratorio sono riusciti a ricavare la seguente equazione:

$$F_{m_0} = 0.5(4\sqrt{m_0}) / B$$

In cui:

- F_{m_0} è la forzante per unità di larghezza orizzontale di barriera,
- m_0 è l'area al di sotto dello spettro delle forzanti,
- B è la larghezza orizzontale della barriera,

F_{mo} è anche calcolabile tramite la seguente equazione:

$$F_{mo} = F_o (d / h)^{0.386(h / L_p)^{-0.7}}$$

In cui :

- F_o è la forza significativa per una di larghezza di muro verticale,
- d è l'immersione dello schermo verticale,
- h è la profondità dei fondali,
- L_p è la lunghezza d'onda associato al periodo di picco T_p

F_o a sua volta è calcolabile tramite l'equazione:

$$F_o = \rho g H_{mo} \frac{\sinh K_p h}{K_p \cosh K_p h}$$

In cui :

- r è la densità dell'acqua
- g è l'accelerazione di gravità
- H_{mo} è l'altezza d'onda significativa
- K_p è il numero d'onda associato al periodo di picco T_p
- h è la profondità del fondale

Si osserva che il campo di applicazione della metodologia rientra nel range: $0,4 < d/h < 0,7$ e $0,14 < h/L_p < 0,5$.

Gli autori affermano che il carico di progetto su una barriera verticale corrispondente ad un'onda di progetto $H_d = 1,8 H_{mo}$, secondo la teoria di Goda (1985), ciò implica che

$$F_d = 1.8 F_o$$

6.2.1.2 DETERMINAZIONE DELLA FORZANTI

Il calcolo delle forzanti è stato effettuato per il seguente attacco d'onda:

- $H_s = 0.31$ m, $T_p = 11,10$ s, $T_R = 100$ anni, che si osserva in prossimità della testata del molo foraneo dal lato del bacino portuale (punto di controllo F, cfr. figura 1).

Di seguito di riporta il prospetto riepilogativo relativo al calcolo delle forzanti di progetto per l'elemento in analisi, secondo varie condizioni di livello idrico, applicando la metodologia di Kriebel.

FORZANTI DISPOSITIVO PARZ. IMMERSO (d=0,324 h)			
h (m)	F _d (kN/m)		
	l.m.m.	l.m.m. + M.	l.m.m. + M. +SS.
5	0,11	0,12	0,13
6	0,25	0,26	0,27
7	0,49	0,51	0,53
8	0,82	0,84	0,88
9	1,26	1,27	1,33

l.m.m. = livello medio marino ; M. = marea ; SS. = Storme Surge

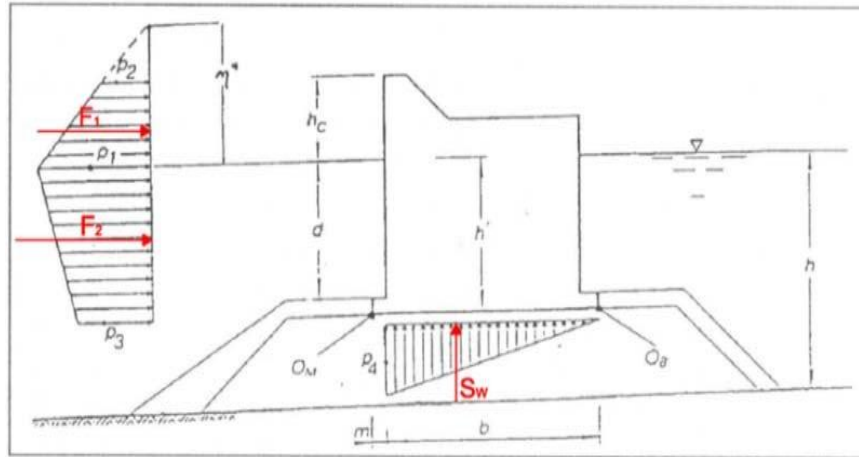
Tabella 11 – Stima della forzante indotta dal moto ondoso sull'elemento parzialmente immerso.

6.2.2 CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE SULLO SCHERMO A PROFONDITA' TOTALE

Per il calcolo delle forzanti indotte dal moto ondoso si è fatto riferimento allo schema di onda regolare cilindrica e alle formule di Goda per la determinazione delle pressioni in fase di cresta e di cavo, previa verifica della condizione di stazionarietà dell'onda.

In particolare l'elemento totalmente immerso è stato assimilato ad un cassone a parete verticale, avente la dimensione "b" trascurabile (cfr. schema successivo), per cui risulta anche trascurabile la spinta ricevuta dal terreno sottostante.

Di seguito si riportano sia gli schemi di riferimento relativi alla teoria generale di Goda, sia le principali formule di riferimento.



$$p_1 = \gamma \left(d + \frac{H}{\cosh kd} \right) \frac{\eta^*}{d + \eta^*}$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

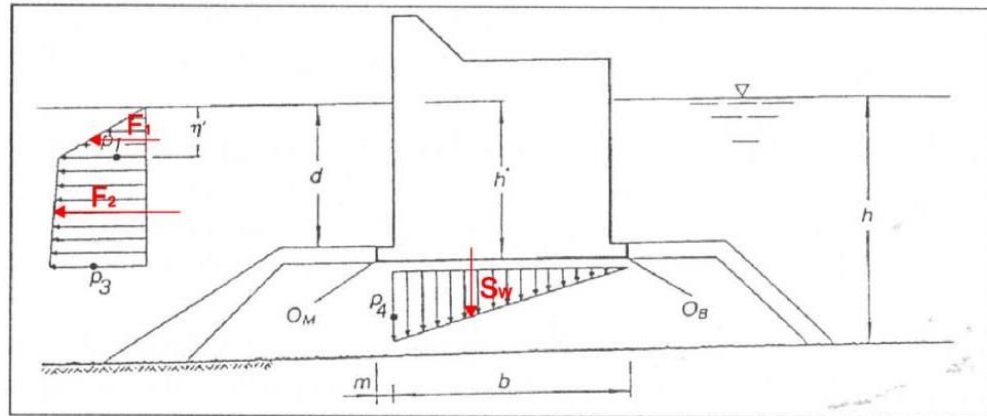
$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \frac{h'}{d} - p_1 \left(\frac{h'}{d} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

Figura 6-2 Schema di riferimento per il calcolo delle forzanti da moto ondoso in fase di cresta



$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

Figura 6-3 Schema di riferimento per il calcolo delle forzanti da moto ondoso in fase di cavo

6.2.2.1 DETERMINAZIONE DELLE FORZANTI

Il calcolo delle forzanti è stato effettuato per il seguente attacco d'onda:

- $H_s = 1.50$ m, $T_p = 11,10$ s, $T_R = 100$ anni, che si osserva in prossimità della testata del molo foraneo dal lato esposto al mare aperto (punto di controllo A, cfr. figura 1).

Preliminarmente è stato verificato che l'onda risulta non frangente in quanto viene rispettato il seguente criterio di non frangimento dell'onda.

$$\frac{d}{H} \geq 1,5$$

in cui :

- d = altezza libera della parete sotto il livello dell'acqua in condizioni di bassa marea

- $H = H_{1/100} \cong 1,67 H_s$, relativa al tempo di ritorno di progetto.

Nel caso in esame si ha:

- $H = H_{1/100} \cong 1,67 H_s \cong 2,51$ m;
- $d \cong 9,00 - 0,3 \cong 8,70$ m;

da cui risulta $d/H = 8,70/2,51 \cong 3,50 > 1,50$.

Una volta note le caratteristiche dimensionali e fisiche per ogni elemento progettato, nonché le caratteristiche dell'onda di progetto relative, sono state calcolate le risultanti delle pressioni e delle forze indotte dal moto ondoso ed i relativi bracci al variare del livello idrico.

FORZANTI SULL'ELEMENTO TOT.IMMERSO - CASO DI CRESTA			
h (m)	F _d (kN/m)		
	I.m.m.	I.m.m. + M.	L.m.m. + M. +SS.
1	23,8	24,1	24,2
2	47,6	47,8	47,9
3	71,1	71,2	71,3
4	93,1	93,2	93,3
5	114,8	115,1	115,2
6	136,4	136,7	136,8
7	157,5	157,9	158,1
8	178,5	178,7	178,8
9	199,1	199,3	199,4

I.m.m. = livello medio marino ; M. = marea ; SS. = Storme Surge

Tabella 12 – Stima della forzante indotta dal moto ondoso sull'elemento totalmente immerso nel caso di cresta

FORZANTI SULL'ELEMENTO TOT.IMMERSO - CASO DI CAVO			
h (m)	F _d (kN/m)		
	I.m.m.	I.m.m. + M.	L.m.m. + M. +SS.
1	32,2	32,3	32,4
2	32,3	32,4	45,2
3	42,1	45,5	68,1
4	64,5	68,1	91,6
5	88,1	91,6	115,5
6	111,9	115,5	139,8
7	136,1	139,8	163,9
8	161,1	163,9	187,8
9	184,1	187,8	211,6

I.m.m = livello medio marino ; M = marea ; SS = Storme Surge

Tabella 13 – Stima della forzante indotta dal moto ondoso sull'elemento totalmente immerso nel caso di cavo

7. SCOGLIERA

Nella realizzazione delle opere di scogliera, la configurazione ottimale prevede un'opera con mantellata realizzata in scogli di 2° categoria; la scarpata avrà una pendenza 2/1 e sarà realizzata a doppio strato con uno spessore complessivo di 1.60 m; il nucleo sarà realizzato in pietrame; infine la berma sarà posizionata a +0.50 rispetto il l.m.m. con larghezza pari a circa 6,7 m.

Dapprima verrà fatto un breve inquadramento generale sulla stabilità di una scogliera, a partire dai possibili tipi di dissesto, indicandone sia le possibili interazioni opera-scogliera e sia le verifiche da effettuare.

Infine verrà riportato il dimensionamento dell'opera secondo le verifiche di stabilità che hanno condotto alla configurazione descritta.

7.1 INQUADRAMENTO GENERALE SULLA STABILITA' DELLA SCOGLIERA

7.1.1 POSSIBILI TIPI DI DISSESTO

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

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

La forza del moto ondoso che agisce su una struttura a gettata può causare il movimento delle unità componenti. In tal caso si parla di "instabilità idraulica". La rottura delle singole unità, invece, è un altro tipo di instabilità che deve essere appositamente trattata.

Il livello del danno che può subire la struttura è un parametro di fondamentale importanza. Esso può essere caratterizzato dal numero di unità della mantellata dislocate o dalla misura della superficie della sezione erosa lungo la mantellata. In ogni caso il livello di danno è messo in relazione ad uno specifico stato del mare per una specifica durata.

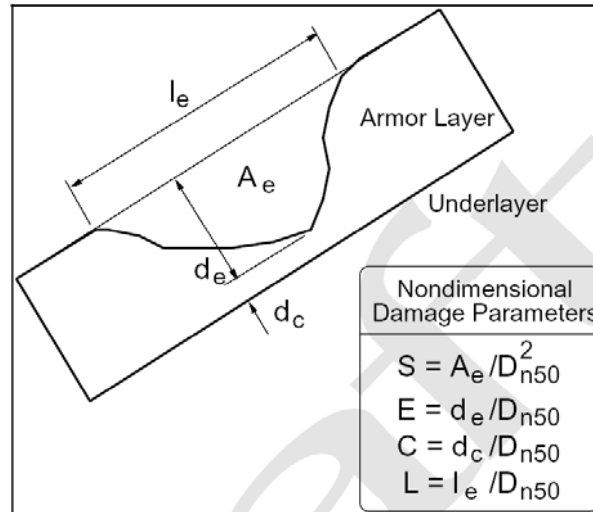


Figure VI-5-35. Damage parameters for structure armor layer (after Melby and Kobayashi 1998b)

Figura 1 Schema per la valutazione dei parametri di danno

Broderick (1983) ha definito un parametro adimensionale per mantellate di scogliere definito come:

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

Essendo S il rapporto tra la superficie erosa e la superficie indice dell'elemento della mantellata.

E' stata effettuata una classificazione convenzionale del livello di danno¹, 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

Figura-7-2 Livelli di danno

In cui deve intendersi,

Nessun danno: $S < 2$, nessun elemento della mantellata dislocato

¹ Van der Meer, 1988

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 paria 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.

Valga considerare come nella produzione di studi sperimentali da parte di molti autori, si possa sintetizzare che le formulazioni da prendere in considerazione attengono sia alla tipologia di struttura in esame che alla sua risposta idraulica-marittima (sommerse, soggette ad overtopping, non sommergibili).

7.1.2 LIVELLO DI DANNO DI PROGETTO

Occorre effettuare la 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).

Tra i tipi di dissesto ritenuti possibili, si enumerano i relativi livelli di danno di progetto:

- erosione del piede: 50% di probabilità di dislocamento del 5% degli elementi del piede entro 30 anni;
- dislocamento o rottura degli elementi della mantellata: 50% di probabilità di dislocazione del 5% degli elementi della scogliera entro 30 anni;
- cedimento per assestamento del nucleo: 50% di probabilità di un assestamento del 10% in 30 anni.

7.1.3 PROGETTAZIONE CON CRITERIO DI AFFIDABILITÀ O DELLA PROBABILITÀ DI DISSESTO

La valutazione della sicurezza strutturale è sempre messa in relazione alla risposta strutturale in funzione dei tipi di dissesto possibili.

Ogni tipo di dissesto può essere descritto da una formula e la interazione (correlazione) tra i tipi di dissesto deve essere nota.

Nelle equazioni di stabilità sono riconoscibili parametri che giocano in termini di resistenza (a valore maggiore corrisponde una maggior sicurezza) e parametri che giocano in termini di carico (a valore maggiore corrisponde minor sicurezza).

Le equazioni di stabilità possono venir scritte quindi nella forma di funzione di dissesto:

$$g(X) = f(X_{res}) - f(X_{car}) \quad \begin{cases} < 0 \text{ dissesto} \\ = 0 \text{ stato limite del dissesto} \\ > 0 \text{ sicurezza} \end{cases}$$

ovvero la differenza tra una funzione delle variabili di resistenza e una funzione delle variabili di carico.

Si può definire la probabilità di dissesto come:

$$P_f = \text{Prob} (g(X) \leq 0)$$

Da cui l'affidabilità:

$$R_f = 1 - P_f$$

7.1.4 INTERAZIONE ONDA/STRUTTURA

L'interazione tra onda e struttura è riconducibile ai seguenti termini:

- risposta idraulica (runup, overtopping, riflessione e trasmissione)
- risposta strutturale alle forzanti.

Il livello di runup è uno dei fattori importanti nella progettazione di opere costiera giacché 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 runup. 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 giacché questa può provocare disturbi all'accessibilità del naviglio, 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.

7.1.4.1 RUNUP e RUNDOWN

Il runup ed il rundown sono la massima e minima elevazione della superficie d'acqua, misurata rispetto al LMM, a seguito del frangimento dell'onda sull'opera foranea.

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".

7.1.4.2 OVERTOPPING

L'overtopping accade quando la cresta del muro dell'opera di coronamento è al disotto del massimo runup possibile.

I criteri di progetto dell'overtopping includono due livelli:

- 1) overtopping nelle condizioni di esercizio ordinario
- 2) overtopping durante le condizioni estreme di progetto durante le quali potrebbero essere ammissibili alcuni danni alle installazioni permanenti ed alle strutture

Le onde generate dall'overtopping hanno un periodo molto inferiore rispetto a quelle dell'onda che le ha generate.

Molto importante è considerare gli spruzzi e lo spray che può arrivare a danneggiare merci e cose anche molto distanti in funzione dei venti.

E' importante notare che la portata media di overtopping per unità di struttura, così come definita, nulla dice in termini dell'effettiva portata di overtopping per le onde considerate individualmente.

Tuttavia quest'ultima informazione riveste una importanza capitale, giacché è questo valore che determina effettivamente il danno più o meno grave a persone o a cose.

7.1.4.3 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.

7.1.5 CALCOLO DELLA STABILITÀ IDRAULICA DEGLI ELEMENTO DELLA MANTELLATA

La condizione più severa da considerare per il calcolo di qualsiasi parte di una struttura a gettata è usualmente la combinazione del livello idrico e dell'onda estrema al largo che producano una onda incidente che franga direttamente sulla struttura.

Goda (1985) raccomanda di utilizzare un'onda di progetto computata ad una distanza $5H_s$ dal piede della struttura, per tener conto della distanza di trasferimento delle grandi onde frangenti.

Bisogna inoltre tener conto della variazione di profondità per il calcolo di ogni segmento della struttura, e ciò è tanto più vero per i pennelli e i moli perpendicolari alla riva.

In particolare una struttura perpendicolare alla riva potrebbe sopportare il maggior attacco delle onde in segmenti intermedi, anziché alla testata.

7.1.5.1 STABILITÀ DELLA SEZIONE DI TESTATA

A parità di condizioni di mare, la testata di una scogliera in genere sopporta danneggiamenti più estesi e frequenti rispetto al tronco. Una ragione è dovuta alla concentrazione delle velocità, in alcuni casi aggravata dalla rifrazione delle onde. Altra ragione è il supporto ridotto degli elementi vicini.

7.1.5.2 STABILITÀ E PROTEZIONE DEL PIEDE

Il piede della berma è finalizzato al sostenimento della mantellata e a contrastare il danneggiamento per scalzamento al piede.

In acque molto basse (con onde di progetto limitate dalla profondità) il piede è sufficientemente costituito da una o due file ulteriori di massi della mantellata. E' anche possibile utilizzare massi di dimensioni inferiori rispetto quelli della mantellata.

Per le acque profonde non è essenziale che la mantellata di massi primari si estenda fino al fondo. In tali casi il piede può crearsi ad una profondità inferiore.

La stabilità del piede della berma è determinata da: altezza dell'onda, profondità dell'acqua alla cima del piede, larghezza del piede, densità dei blocchi.

I fondali rocciosi non garantiscono una buona fondazione per i piedi della berma (pendenza del fondo e superfici relativamente poco scabre).

I massi del piede su fondali duri possono essere meglio sostenuti da una incisione (trincea) o da ancoraggi.

La profondità della protezione del piede necessaria per prevenire lo scalzamento può essere definita a seguito della stima della profondità di scalzamento con metodi appositi.

7.2 CALCOLO DELLE OPERE

L'iter progettuale canonico di un'opera frangiflutti prevede (Dally, Pope 1986) un processo in tre fasi:

- uno studio che impieghi relazioni empiriche per mettere in relazione la struttura proposta con le caratteristiche del sito ai fini di definire le varie alternative progettuali in funzione della risposta della linea di riva;
- un'applicazione di modelli fisici o numerici per la rifinitura e l'ottimizzazione delle proposte alternative;
- quindi, se fattibile, un modello fisico prototipo per verificare e correggere il progetto preliminare.

In progetti di minore importanza in termini di dimensioni e di rischi potenziali, in relazione ai corrispondenti *budget* limitati, il prototipo fisico, seppur sempre proposto dal progettista, se non esplicitamente richiesto dall'Amministrazione, viene sostituito da studi matematici di simulazione sempre più rifiniti.

Dallo studio delle condizioni idrodinamiche in situazione di non intervento, a seguito di molteplici simulazioni, è stata ottimizzata la posizione e la forma delle scogliere ai fini di ottenere:

- una sufficiente protezione del litorale ottenuta a seguito di un deciso abbattimento del contenuto energetico dell'onda incidente;
- una agitazione residua opportunamente ridotta a tergo delle scogliere;
- una condizione di atterraggio in sicurezza garantita anche in condizioni di mare più gravose rispetto a quanto accade attualmente.
- un contenuto impatto paesaggistico delle opere

Vengono di seguito riportati i calcoli conclusivi relativi alle singole opere in questione. Quando si è utilizzato un approccio di tipo sperimentale, possono venir riportate per opportuno confronto le risultanze in base agli studi dei vari autori indicati.

7.2.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO

Si osserva che dalle risultanze derivanti dalle simulazioni relative alla propagazione degli eventi estremi dal largo verso riva è emerso che l'onda più gravosa associata al tempo di ritorno di progetto $T_{RP}=100$ anni è caratterizzata da H_s

= 0.33 m; $T_p = 11.00s$ (punto di controllo C, in prossimità della testata della scogliera, cfr. figura 1).

Inoltre è stato verificato che l'onda risulta non frangente in quanto viene rispettato il criterio di non frangimento dell'onda.

$$\frac{d}{H} \geq 1,5$$

in cui :

- d = altezza libera della parete sotto il livello dell'acqua in condizioni di bassa marea

- $H = H_{1/100} \cong 1,67 H_s$, relativa al tempo di ritorno di progetto (nel caso in esame 100 anni).

Infatti nel caso in esame:

- $H = H_{1/100} \cong 1,67 H_s \cong 0,55$ m;
- $d \cong 2.00 - 0.25 \cong 1.75$ m;

da cui risulta $d/H = 1,75/0,55 = 3,20 > 1,50$.

Infine, la relazione tra T_s e T_p , che verranno utilizzati secondo le occorrenze, è quella ricondotta a considerazioni sugli spettri energetici d'onda ed in particolare quella ricavata in base alle considerazioni sugli spettri di tipo JONSWAP e PIERSON-MOSKOWITZ².

7.2.2 TABELLE DI CALCOLO

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo per l'opera in questione con l'avvertenza che per ciascuna di esse è indicata la finalità, l'autore di riferimento per gli studi di carattere teorico sperimentale e la verifica o meno del rispetto delle condizioni di applicazione fornite negli studi relativi.

7.2.2.1 Formula di Hudson (1974)

Questo modello è applicabile a scogliere naturali formati da due strati, escludendo il fenomeno dell' overtopping.

La formula base è la seguente:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

² Coastal Engineering Manual, U.S.A.C.E.

In cui

- $H=H_s$ (m) in SPM 1977,
- D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente,
- $\Delta=\rho_s/\rho_w - 1$, con ρ_w (kg/m^3), densità dell'acqua e ρ_s (kg/m^3), densità della roccia,
- $\cot \alpha$, cotangente angolo della scarpata, che nel caso in esame vale 2
- K_D , coefficiente di stabilità.

Il coefficiente di stabilità è stato scelto in base al valore $\cot \alpha$, nonché alla tipologia dell'unità di ricoprimento, secondo i principi riportati nelle "istruzioni tecniche per la costruzione delle dighe marittime".

In particolare per il caso in esame in cui le unità di ricoprimento sono massi naturali collocati alla rinfusa vale:

SCARPA	TRONCO		TESTATA	
2	Z.F.	Z.N.F.	Z.F.	Z.N.F.
K_D	1,2	2,4	1,1	1,9

Z.F. = zona frangente ; Z.N.F. = zona non frangente

Tabella 14- Stima del parametro K_D

Data la presenza di onde non in frangenza, viene scelto $K_D=1.9$ per la zona di testata e $K_D=2.4$ per la zona di tronco; tale scelta implica rispettivamente un valore di D_{n50} pari a 0.156 m per il tratto in testata e un valore $D_{n50}=0.17$ per il tratto troncoconico.

7.2.2.2 Formula di Van der Meer (1990)

Questo modello è applicabile a scogliere basse o soffolte, monostrato.

La formula di riferimento è :

$$h_c = A_t / \exp(a N_s^*)$$

Affinché non vi sia danno si pone $h_c = h'_c$, altezza iniziale della struttura la piede.

Di seguito si riporta il prospetto riepilogativo ottenuto per il caso in esame (fondali intorno -2,0 m rispetto al l.m.m.)

Si ricorda che la larghezza ipotizzata per la berma è 6 metri mentre la scarpa ha pendenza 1/2.

VERIFICA DELLA FORMULA DI VAN DER MEER (1990)							
h (m)	α	h'_c/h	h/h'_c	L_p (m)	dia. D_{n50}	Peso, W_{50} (kg)	N^*_s
1.40	0.23	1.786	0.56	32.17	0.16	9.7	6.42
1.50	0.23	1.667	0.60	33.30	0.15	9.5	6.54
1.60	0.22	1.563	0.64	34.39	0.15	9.4	6.64
1.70	0.22	1.471	0.68	35.44	0.15	9.3	6.73
1.80	0.22	1.389	0.72	36.46	0.15	9.2	6.82
1.90	0.21	1.316	0.76	37.45	0.15	9.1	6.90
2.00	0.21	1.250	0.80	38.42	0.15	9.1	6.97
2.10	0.21	1.190	0.84	39.36	0.15	9.0	7.04
2.20	0.21	1.136	0.88	40.28	0.15	9.0	7.10
2.30	0.21	1.087	0.92	41.18	0.15	9.0	7.16

Tabella 15- Valutazione di D_{N50} secondo a formula di Van der Meer ,1990

Si osserva che il calcolo ha fornito come valore massimo di D_{n50} di 0.16 m.

7.2.2.3 Formula di Powell e Allsop (1985) e Van der Meer (1991)

Questo schema è applicabile per scogliere naturali non soffolte, senza tralasciare il fenomeno dell' Overtopping.

La formula base è

$$\frac{f_i H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{Plunging } (\xi_m < \xi_{mc})$$

$$\frac{f_i H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 S^{-0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad \text{Surging } (\xi_m > \xi_{mc})$$

Sotto le condizioni:

$$f_i = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{op}}{2\pi}} \right)^{-1}$$

$$0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{op}}{2\pi}} < 0.052$$

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

Nelle formule appena riportate i parametri utilizzati sono:

- H_s , altezza d'onda significativa;
- T_p , periodo di picco
- R_c bordo libero l.m.m.
- $S_{op} = H_o/L_p$
- r_w (kg/m^3), densità dell'acqua
- r_s (kg/m^3), densità della roccia
- D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente
- S , livello di danno
- P , permeabilità
- N_z , numero di onde
- $Cota$ = pendenza della scarpa
- e_m numero di Irribarren
- g accelerazione di gravità
- h = profondità al piede

Sono stati fissati i seguenti parametri:

PARAMETRI	DATI
H_s (m)	0.33
T_p (s)	11
R_c (m), bordo libero lmm	0.5
$s_{0p} = H_0/L_p$	
ρ_w (kg/m ³), densità dell'acqua	1030
ρ_s (kg/m ³), densità della roccia	2600
$\Delta = \rho_s/\rho_w - 1$	1.52
D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente	
S_r , area erosa relativa (livello di danno)	2
P , permeabilità	0.5
N_z , numero di onde, con durata evento pari a ore	12
$\cot \alpha$, cotangente angolo della scarpata	2
$\xi_m = \tan \alpha / (s_{0m})^{1/2}$, numero di Iribarren (surf similarity parameter)	
$\xi_{mc} = (6,2 P^{0,31} (\tan \alpha)^{0,5})^{1/(P+0,5)}$	3.54
g , accelerazione di gravità	9.80665
h , profondità al piede lmm (m)	2
M_{50} (m), massa media degli scogli, $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$	
escursione di marea (m)	0.6

Di seguito si riporta il prospetto finale dei risultati ottenuti in seno all' applicazione di questo metodo.

METODO DI POWELL e ALLSOP (1985) e VAN DER MEER (1991)									
d	Hs	H'0	s0p	Rc	Rc/Hs	fi	ξm	Dn50-plu	Dn50-sur
m	m	m		m				m	m
1.70	0.33	0.22	0.00175	0.20	0.606	0.832	9.45		0.10
1.77	0.33	0.23	0.00175	0.27	0.808	0.844	9.45		0.10
1.83	0.33	0.23	0.00175	0.33	1.010	0.855	9.45		0.10
1.90	0.33	0.23	0.00175	0.40	1.212	0.867	9.45		0.11
1.97	0.33	0.23	0.00175	0.47	1.414	0.880	9.45		0.11
2.03	0.33	0.23	0.00175	0.53	1.616	0.892	9.45		0.11
2.10	0.33	0.24	0.00175	0.60	1.818	0.905	9.45		0.11
2.17	0.33	0.24	0.00175	0.67	2.020	0.919	9.45		0.11
2.23	0.33	0.24	0.00175	0.73	2.222	0.933	9.45		0.11
2.30	0.33	0.24	0.00175	0.80	2.424	0.947	9.45		0.12

Tabella 16- Valutazione di D_{N50} secondo la formula di di Powell e Allsop (1985) e Van der Meer (1991)

Si osserva che il calcolo ha fornito come valore massimo di D_{n50} di 0.12 m.

7.2.2.4 Formula di Carver ed Heinbaugh, 1989

Questo schema è applicabile alle scogliere in massi o dolos, ipotizzando l'assenza di overtopping.

La formula di riferimento è

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = A \xi^2 + B \xi + C_C$$

in cui:

- D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente
- H (m), altezza d'onda caratteristica
- $x = \text{tg } a / (H/L)^{1/2}$, numero di Iribarren (surf similarity parameter)
- L, lunghezza d'onda locale al piede della struttura
- $\cot a$, cotangente angolo della scarpata
- A, B, C_C , coefficienti che valgono rispettivamente 0.198; .1,234 e 3.289 con $1.8 < x < 3.4$.

Le verifiche sono state fatte per il tratto in testata dove i fondali sono intorno ai -2.0 m rispetto all.m.m.

Di seguito di riporta il prospetto riepilogativo

Formula di Carver ed Heinbaugh, 1989					
h (m)	H m	L m	ξ	dia. D_{n50} m	Peso, W_{50} (kg)
1.70	0.33	10.6	2.84	0.16	10.0
1.77	0.33	11.1	2.89	0.16	10.1
1.83	0.33	11.5	2.95	0.16	10.2
1.90	0.33	11.9	3.00	0.16	10.3
1.97	0.33	12.3	3.05	0.16	10.3
2.03	0.33	12.7	3.10	0.16	10.3
2.10	0.33	13.1	3.15	0.16	10.3
2.17	0.33	13.5	3.20	0.16	10.3
2.23	0.33	14.0	3.25	0.16	10.3
2.30	0.33	14.4	3.30	0.16	10.2

Tabella 17- Valutazione di DN50 secondo la formula di Carver,1989 per la stabilità della testata

Si osserva che per garantire la stabilità della testata della scogliera secondo la formula di Carver il $D_{n50 \text{ max}}$ è pari 0.16 m.

7.2.2.5 Formula di Markle, 1989

Questo schema è riferito alla stabilità del piede della scogliera.

La formula di riferimento è:

$$N_s = H / \Delta D_{n50}$$

Con:

- H, altezza d'onda incidente sulla scogliera
- $D = r_s / r_w - 1$
- r_w (kg/m^3), densità dell'acqua
- r_s (kg/m^3), densità della roccia
- D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente
- N_s , minimo numero di stabilità di progetto (compreso tra 2 e 22)

Di seguito si riporta lo schema riepilogativo dei calcoli effettuati:

h (m)	H (m)	D_{n50} vs N_s		W_{50} vs N_s	
		2	22	2	22
1.70	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
1.77	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
1.83	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
1.90	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
1.97	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
2.03	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
2.10	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
2.17	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
2.23	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00
2.30	0.33	0.108	0.010	3.30	0.00

Tabella 18- Valutazione di D_{N50} secondo la formula di Markle, 1989

Si osserva che per garantire la stabilità al piede della scogliera secondo la formula di Marke il D_{n50} degli elementi dovrebbe essere pari almeno a 0.108 m.

7.2.2.6 Formula per il calcolo del Run Up ed del Run down: Van der Meer at Delft Hydraulics, 1988

Questo modello è adatto per il calcolo del Run Up e del Run Down, per le scogliere sia permeabili, sia non permeabili.

Le formule di riferimento sono:

$$\begin{array}{l}
 \text{I)} \\
 \text{II)} \\
 \text{III)}
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 R_{ui\%}/H_s \\
 \\
 \\
 \end{array}
 = \begin{array}{l}
 A \xi_{0m} \\
 B (\xi_{0m})^C \\
 D
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \text{for } 1.0 < \xi_{0m} \leq 1.5 \\
 \text{for } 1.5 < \xi_{0m} \leq (D/B)^{1/C} \\
 \text{for } (D/B)^{1/C} \leq \xi_{0m} < 7.5
 \end{array}$$

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2 P^{0.15} + 1.5 e^{-(60 s_{0m})}$$

H_s (m), altezza significativa dell'onda incidente	0.33
per $i\%$ = 2 % :	A = 0.96
	B = 1.17
	C = 0.46
$(D/B)^{1/C} = 3.10394$	D = 1.97
(coefficienti definiti in base al programma di prove a Delf Hydraulics, 1988)	
$\cot \alpha$, cotangente angolo della scarpata	2
$\xi_{0m} = \tan \alpha / (s_{0m})^{1/2}$, numero di Irribarren (surf similarity parameter)	
$s_{0m} = H_s / L_m$	
T_p (s)	11
P, permeabilità	0.5
h, profondità al piede lmm (m)	2
escursione di marea (m)	0.6

Di seguito si riporta il prospetto riepilogativo della simulazione effettuata.

d m	H_s m	s_{0m}	ξ_{0m}	I) $R_{ui\%}$ m	II) $R_{ui\%}$ m	III) $R_{ui\%}$ m	$R_{d2\%}$ m
1.70	1.326	0.01125	4.71479			2.61222	1.54787
1.77	1.378	0.01169	4.62498			2.71466	1.58108
1.83	1.43	0.01213	4.54011			2.8171	1.61296
1.90	1.482	0.01257	4.45975			2.91954	1.64357
1.97	1.534	0.01301	4.38351			3.02198	1.67297
2.03	1.586	0.01345	4.31105			3.12442	1.70122
2.10	1.638	0.01389	4.24207			3.22686	1.72837
2.17	1.69	0.01433	4.17629			3.3293	1.75448
2.23	1.742	0.01477	4.11349			3.43174	1.77959
2.30	1.794	0.01522	4.05343			3.53418	1.80375

Tabella 19- Valutazione del Run Up e del Run Off secondo la formula Van der Meer, 1988

7.2.2.7 Formule per la valutazione del coefficiente di riflessione: Formula di Postma

Questo modello è applicabile alle strutture senza overtopping .

La formula base è :

$$C_r = 0.071 (P)^{-0.082} (\cot \alpha)^{-0.62} (s_{op})^{-0.46}$$

con:

$C_r = H_{sr}/H_s$, coefficiente di riflessione globale

P, permeabilità

$\cot \alpha$, cotangente angolo della scarpata

$s_{op} = H_s/L_{0p}$, ripidità dell'onda per il T_p

Ipotizzando una profondità media dei fondali intorno ai - 2.0 m rispetto al l.m.m. e applicando l'onda di progetto di $H=0,33$ m e $T=11,00$ s, è stato ottenuto un coefficiente di riflessione pari a 0,9.

Ipotizzando un'onda di calcolo avente le caratteristiche rilevate nel Punto di controllo A, ($H=1,4$ m ed $T=11,0$ s), è stato ottenuto un coefficiente di riflessione pari 0.45.

7.2.2.8 Conclusioni sul dimensionamento della mantellata

Le calcolazioni appena effettuate determinano un D_{N50} (m) massimo pari 0,18 m, corrispondente alla tipologia di materiale "pietrame" (peso del singolo elemento compreso tra 5 e 50 Kg).

Tenendo in considerazione i possibili fenomeni di sormonto nonché gli aspetti connessi alla funzionalità dell'opera (possibile calpestio) ed al paesaggio, si è optato, a favore di sicurezza, di realizzare la mantellata della scogliera con scogli naturali di 2° categoria, aventi un $0,70$ m $< D_{N50}$ (m) $< 1,05$ m e 1 t $< W_{N50}$ < 3 t

Lo spessore dello strato è stato determinato in seguito all'applicazione della seguente formula

$$r = n k_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{1/3}$$

In cui :

- r (m) è lo spessore dello strato
- n è il numero di strati
- K_D è il coefficiente di piano
- W è il peso dell' elemento della mantellata
- w_a è il peso specifico dell'elemento della mantellata.

Anche per la stima della larghezza della berma B (m) vale una formula analoga:

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{1/3}$$

in cui però n è assunto pari al numero degli elementi che compongono la berma.

Nel caso in esame ipotizzando che la mantellata sia composta da un doppio strato e che la berma sia composta da 5 elementi e ponendo K_D pari a 1 si ottiene che $r=1,6$ m e $B=6,7$ m.

8. BANCHINA DI RIVA

8.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO

Si ricorda che l'onda di progetto è:

- $T_r = 100$ anni;
- $H_s = 0,55$ m;
- $T_s = 11,00$ s;
- $J_{sott} = 130^\circ N$

8.2 DETERMINAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI PROGETTO

Per tale tipologia di opere il dimensionamento viene condizionato dal più alto livello idrico possibile su cui procede il treno d'onda.

Per le condizioni estreme di progetto si può considerare un livello idrico massimo che proviene dalla combinazione statistica dei principali parametri in gioco, ovvero storm surge, livelli di marea e nel caso che occorra innalzamento per il cambiamento climatico.

Alla luce delle considerazioni e delle elaborazioni condotte nell'apposita sezione dello studio idraulico marittimo, si determina per il caso in specie di utilizzare come massimo livello idrico una quota di +1,0 m sopra il livello medio del mare.

8.3 PROTEZIONE DEL PIEDE LATO MARE

Per le pareti verticali del genere tipologico scelto, la determinazione delle dimensioni degli elementi da utilizzare la protezione al piede lato mare dipende da considerazioni idrodinamiche.

Per tale protezione è stato ipotizzato l'uso di massi guardiani in cls.

Si è quindi verificato l'entità di tali elementi adattando al caso in esame la formula di Madrigal e Valdes (1995), [documento EM 1110-21100 PART VI Cap.5] adatta per la protezione al piede di strutture a parete verticale:

$$H_s \left(\frac{5.8 h_b}{h_s} - 0.6 \right) N_{0.19} = D$$

In cui:

- r_w (kg/m^3), densità dell'acqua
- r_s (kg/m^3), densità del materiale
- $D = r_w / r_s - 1$
- H_s altezza d'onda di progetto;

- N, numero di stabilità posto pari a 0.5 (nessun danno → 3% degli elementi fuori allineamento)
- h_b : profondità della sommità del masso, posta pari a -4,0 rispetto al l.m.m.
- h_s : profondità del piano di posa; posta pari a -5,0 rispetto al l.m.m.
- D, diametro del cubo equivalente

Dai calcoli effettuati è emerso che $D=0,12$ m.

A vantaggio di sicurezza, si conviene che la protezione a piede della parete verticale della banchina di riva venga eseguita tramite il posizionamento di massi parallelepipedi aventi dimensioni 1.0 x 1.0 x 0.5 m.

9. ANALISI DELLA TRACIMABILITA' DELLE OPERE

9.1 GENERALITA' SULLA TRACIMABILITA'

Al fine di determinare le condizioni di utilizzo e di eventuale danno delle opere, è stata valutata la tracimazione con i metodi dell' "Overtopping Manual" ("Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures – Assessment Manual", agosto 2007), frutto del recentissimo progetto europeo di ricerca CLASH (Crest Level Assessment of Coastal Structures). Il manuale è stato sviluppato per conto dei dipartimenti ambientali inglese (Environment Agency), olandese (Expertise Netwerk Waterkeren) e tedesco (Kuratorium für Forschung in Küsteningenieurwesen), dalla HR Wallingford, dall'Università di Edimburgo, dal Leichtweiss Institut (Germania), dal Bundesanstalt für Wasserbau (Germania) e dall'Infram (Olanda).

Secondo i principi espressi in questo testo, vengono stabiliti i limiti di sicurezza per le varie categorie in funzione della portata media tracimante in l/s per m:

LIMITI DI SICUREZZA PER I PEDONI	
RISCHIO POSSIBILE	PORTATA MEDIA TRACIMANTE l/s per m
Personale ben addestrato ed equipaggiato, ben consapevole della possibilità di bagnarsi e della possibilità di caduta dalle passerelle	1-10
pedoni che si muovono su un ampio camminamento non spaventati e non turbati, aventi chiara visuale del mare, consapevoli della possibilità di bagnarsi	0,1

Tabella 20- – Limiti di sicurezza per le persone

LIMITI DI SICUREZZA PER I VEICOLI	
RISCHIO POSSIBILE	PORTATA MEDIA TRACIMANTE l/s per m
Possibilità di guida a bassa velocità, con la presenza di overtopping impulsivo, dovuto a un flusso pulsante e a battenti	10-50
Possibilità di guida a velocità alta o moderata, in presenza di overtopping impulsivo e di getti ad alta velocità	0.01-0.05

Tabella 21 – Limiti di sicurezza per i veicoli

LIMITI DI SICUREZZA PER LE IMBARCAZIONI E GLI ARREDI	
RISCHIO POSSIBILE	PORTATA MEDIA TRACIMANTE l/s per m
Danni o affondamento delle barche più grandi	50
Affondamento di piccole imbarcazioni situate a 5-10 m dalla parete	10
Danni alle strutture in costruzione	1
Danni alle attrezzature e agli arredi fino ad una distanza di 5-10m	0,4

Tabella 22 – Limiti di sicurezza per gli arredi portuali e per le imbarcazioni

		LIMITI DI SICUREZZA PER LE STRUTTURE	
		RISCHIO POSSIBILE	PORTATA MEDIA TRACIMANTE l/s per m
BANCHINA SU DIGA VERTICALE	Nessun danno se la berma e la mantellata sono ben protette	50	
	Nessun danno alla berma e alla scarpata anche se in argilla e/o inerbite	10	
	Nessun danno alla berma e alla mantellata anche se non ben protette	1	
BANCHINA DI RIVA	Danni al banchinamento sia se asfaltato sia se pavimentato	0,4	
	Danni al banchinamento se inerbito o con una protezione di tipo "leggero"	0,4	

Tabella 23 – Limiti di sicurezza per le strutture di difesa

Per il calcolo delle portate di tracimazione si è utilizzato in particolare un metodo empirico, una volta definite la geometria della struttura e le caratteristiche dell'onda.

Di seguito vengono descritte le verifiche per ognuna delle tipologie di opere in analisi.

9.2 SCOGLIERA

Nel caso della scogliera, poichè la struttura in esame non è destinata ad ospitare imbarcazioni in ormeggio, nè traffico veicolare e pedonale, saranno effettuate solo al fine dell'integrità strutturale.

Lo schema adottato è di "armoured simple slope" in conformità alla tipologia di opera da realizzare, una scogliera avente mantellata a doppio strato in massi naturali (a cui viene associato un coefficiente di riduzione pari a 0.4), con scarpa 1:2.

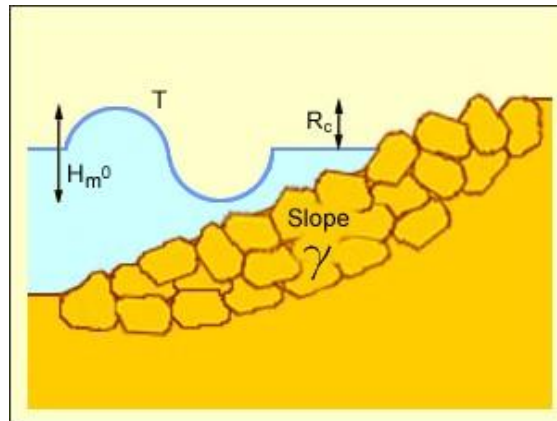


Figura 3 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità della scogliera

Il tempo di progetto T_{PR} è pari a 100 anni.

L'onda di progetto è caratterizzata da $H=0,33$ m e $T=11,00$ s (punto di controllo C, cfr. figura 1) ed è non frangente sull'opera, secondo il criterio di non frangimento dell'onda (cfr. il paragrafo 7.2.2.1)

La profondità di progetto è posta pari a $Z= - 2,00$ rispetto al l.m.m.

La quota della berma di progetto è pari a 0.50 m.

Sono stati ipotizzati due possibili casi:

- Livello medio marino;
- Innalzamento del livello idrico pari alla massimo livello di marea di 0,30 m.

Nel primo caso è stata valutata una portata tracimante di 0.02 l/s per m.

Nel secondo caso è stata valutata una portata tracimante di 0.70 l/s per m.

Si conviene quindi che le verifiche di tracimabilità per la scogliera hanno fornito esito positivo e che non sono direttamente riscontrabili particolari rischi legati al fenomeno dell'overtopping.

9.3 BANCHINA DI RIVA

Nel caso della banchina di riva, struttura destinata ad ospitare imbarcazioni in ormeggio, e traffico veicolare e pedonale, è stato adottato lo schema "vertical wall", schema che risulta essere cautelativo per la tipologia di opera in esame.

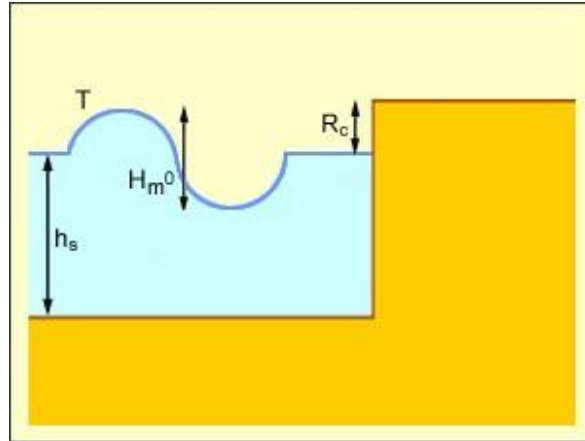


Figura 4 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità della banchina di riva

Il tempo di progetto T_{PR} è pari a 100 anni.

L'onda di progetto è caratterizzata da $H=0,55$ m e $T=11,00$ s (punto di controllo D, cfr, figura 1).

La profondità di progetto è posta pari a $Z= - 5,00$ rispetto al l.m.m.

Per tali condizioni l'onda di progetto è non frangente, secondo il criterio di non frangimento dell'onda (cfr. il paragrafo 7.2.2.1).

La quota di progetto del piano di calpestio della banchina è pari a 1.20 m.

Sono stati simulati quindi tre scenari di livello idrico:

1. Livello medio marino
2. Aumento del livello pari alla massimo livello di marea di + 0,30 m.
3. Aumento del livello pari ad un'innalzamento per storm surge di + 1,00 m

Nel primo caso, è stata valutata una portata tracimante di 1,00 l/s per m.

Tale valore non implica nessun danno di tipo strutturale, alle imbarcazioni e agli arredi portuali.

Inoltre, il traffico veicolare e pedonale non risentono di nessun tipo di rischio.

Nel secondo caso, è stata valutata una portata tracimante di 2,75 l/s per m.

Tale valore non implica nessun danno di tipo strutturale, alle imbarcazioni e agli arredi portuali.

L'uso del banchinamento è consentito solo al personale ben addestrato e ben equipaggiato, e a veicoli a bassa velocità.

Nel terzo caso, è stata valutata una portata tracimante di 19.75 l/s per m.

In questo caso:

- non è previsto nessun danno di tipo strutturale;
- l'uso del banchinamento è consentito a veicoli a bassa velocità.

Si conviene quindi che le verifiche di tracimabilità per la banchina hanno fornito esito positivo e che non sono direttamente riscontrabili particolari rischi legati al fenomeno dell'overtopping.

9.4 MOLO FORANEO

Anche nel caso del molo foraneo, struttura destinata ad ospitare imbarcazioni in ormeggio e traffico veicolare e pedonale, è stato adattato lo schema "vertical wall".

Tale scelta è cautelativa trattandosi di un molo su pali con schermo verticale arretrato rispetto al fronte d'onda.

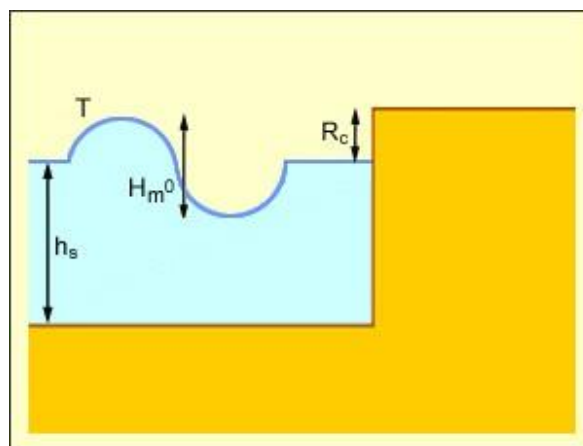


Figura 5 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità del molo foraneo

Il tempo di progetto T_{PR} è pari a 100 anni.

La verifica è stata effettuata per i seguenti casi:

- $H=1,50$ m $T=11,00$ s , $Z=-9,00$ m sul l.m.m.(Punto di controllo A, cfr. figura 1).
- $H=0.80$ m $T=11,00$ s, $Z= -4,00$ sul l.m.m.(punto di controllo B, cfr. figura 1).
- $H=0.31$ m $T=11,00$ s, $Z=- 9,00$ sul l.m.m.(punto di controllo F, cfr. figura 1).

Per tali condizioni ognuna delle onde di progetto è non frangente, secondo il criterio di non frangimento dell'onda (cfr. il paragrafo 7.2.2.1).

La quota di progetto del piano di calpestio del molo è pari a 1.60 m rispetto al l.m.m.

Per ognuno dei tre casi sono stati simulati i seguenti scenari:

- Livello medio marino
- Aumento del livello pari al massimo incremento di marea di + 0,30 m.
- Aumento del livello pari ad un'innalzamento per storm surge di + 1,00 m.

9.4.1 PUNTO DI CONTROLLO A

Per l'onda di progetto $H=1,50$ m e $T=11,0$ s (estremità del molo foraneo sul lato rivolto alla foce del fiume Anapo, punto di controllo A, cfr. figura 6) sono stati ottenuti i seguenti risultati.

Per la verifica riferita al livello idrico la portata tracimante è pari a 14,35 l/s.

Dalle tabelle di riferimento si riscontra:

- non è previsto nessun danno di tipo strutturale;
- l'uso del banchinamento è consentito a veicoli a bassa velocità.

Per la verifica relativa ad un'innalzamento di circa 30 cm, rispetto al l.m.m., è stata valutata una portata tracimante di 24.20 l/s per m.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza strutturale, si osserva che tale valore non implica nessun danno alle strutture se le stesse risultano essere "ben protette", ovvero "integre" al momento dell'inizio del fenomeno dell'overtopping; questo implica

ovviamente che dovrà essere pienamente rispettato il piano di manutenzione dell'opera.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza veicolare e pedonale, si osserva che tale valore implica l'uso limitato dei camminamenti a veicoli a bassa velocità.

Per la verifica relativa ad un'innalzamento da storm surge pari a circa 1,0 m rispetto al l.m.m. è stata valutata una portata trascinante di 48.00 l/s per m.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza strutturale, si osserva che per le strutture non vi è rischio di danneggiamento.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza veicolare e pedonale, si osserva che tale valore implica l'uso limitato dei camminamenti a veicoli a bassa velocità.

9.4.2 PUNTO DI CONTROLLO B

Per l'onda di progetto $H=0,80$ m e $T=11,0$ s (approdo di bel tempo, punto di controllo B, cfr. figura 7) sono stati ottenuti i seguenti risultati.

Per la verifica riferita al livello idrico la portata trascinante pari a 5,35 l/s.

Dalle tabelle di riferimento si riscontra:

- non è previsto nessun danno di tipo strutturale;
- non è previsto nessun danno alle imbarcazioni e agli arredi.
- l'uso del banchinamento è consentito a veicoli a bassa velocità è a personale ben addestrato

Per la verifica relativa ad un'innalzamento di circa 30 cm, rispetto al l.m.m., è stata valutata una portata tracimante di 10.00 l/s per m.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza strutturale, si osserva che tale valore non implica nessun danno alle strutture ; dalla tabella di riferimento per la sicurezza veicolare e pedonale, si osserva che tale valore implica l'uso limitato dei camminamenti a veicoli a bassa velocità e a personale ben addestrato, dalla tabella di riferimento per la sicurezza delle imbarcazioni e degli arredi, non si riscontrano particolari rischi.

Per la verifica relativa ad un'innalzamento per storne surge pari a circa 100 cm, rispetto al l.m.m., è stata valutata una portata tracimante di 50.00 l/s per m.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza strutturale, si osserva che tale valore non implica nessun danno alle strutture se ben protette.

Dalla tabella di riferimento per la sicurezza veicolare e pedonale, si osserva che tale valore implica l'uso limitato dei camminamenti a veicoli a bassa velocità.

9.4.3 PUNTO DI CONTROLLO F

Per l'onda di progetto $H=0,31$ m e $T=11,0$ s (estremità del molo foraneo lungo il lato rivolto verso l'approdo protetto, punto di controllo F, cfr. figura 8) per ognuna delle tre condizioni di livello idrico simulato si è riscontrato una portata tracimante nulla.

Ciò implica l'assenza di rischi per la mobilità in banchina per pedoni e veicoli, per le strutture portuali, per le imbarcazioni e per gli arredi.

9.4.4 CONCLUSIONI SULLE VERIFICHE DI TRACIMIBILITA' DEL MOLO FORANEO

Si conclude quindi che tutte le verifiche di tracimabilità per il molo foraneo hanno fornito esito positivo e che non sono direttamente riscontrabili particolari rischi di entità elevata legati al fenomeno dell'overtopping.

9.5 VERIFICHE DI TRACIMIBILITA' IN FASE DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE

9.5.1 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO DURANTE LA FASE DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE

Per la verifica di tracimabilità relative alla fase di realizzazione della banchina di riva e della scogliera in assenza del molo foraneo, è stato necessario effettuare le seguenti considerazioni preliminari:

- 1) per quanto riguarda i fenomeni della propagazione delle onde dal largo verso riva, gli effetti principali di modifica delle caratteristiche ondametrichhe sono legati alla rifrazione, allo shoaling, alla diffrazione e alla riflessione;
- 2) gli effetti diffrattivi e riflessivi sono da considerare trascurabili in assenza e durante le prime fasi di realizzazione delle opere;
- 3) gli effetti dovuti ai fenomeni della rifrazione e dello shoaling sono non trascurabili; in generale durante i fenomeni di trasposizione dell'onda dal largo verso riva si osserva in generale una riduzione delle altezze;
- 4) a seguito delle numerose simulazioni numeriche effettuate con i modelli STWAVE, CGWAVE e ACES (cfr. i capitoli 10,11,12,13 dell'elaborato B2-SIM "Studio Idraulico Marittimo") è stato possibile determinare le caratteristiche dell'onda di progetto associata al tempo di ritorno delle opere ($R=100$ anni) nel punto di controllo O (sull'isobata di -10 m rispetto al l.m.m., cfr. figura 1), per cui vale che $H(O)=0,77$ m, $T(O)=11$ s $D(O)=130^\circ N$.
- 5) in assenza delle opere e durante le prime fasi di realizzazione delle stesse le caratteristiche ondametrichhe nei punti di controllo scelti per le verifiche da effettuare, saranno in generale minori o uguali a quelle dell'onda di progetto caratterizzata da $H(O)=0,77$ m, $T(O)=11$ s $D(O)=130^\circ N$.

Si conviene che ai fini delle verifiche di tracimabilità delle opere durante la fase di realizzazione, a vantaggio di sicurezza, di considerare l'attacco d'onda rilevato nel punto di controllo O, che risulta essere alquanto cautelativo e caratterizzato da:

- $H(O)=0,77$ m, $T(O)=11$ s $D(O)=130^\circ N$, $T_{RP}=100$ anni.

Di seguito verranno illustrate le ulteriori verifiche effettuate per la banchina di riva, la scogliera antisedimentazione e il molo foraneo.

9.5.2 SCOGLIERA

Lo schema adottato è sempre di “armoured simple slope” cfr. paragrafo 10.2).

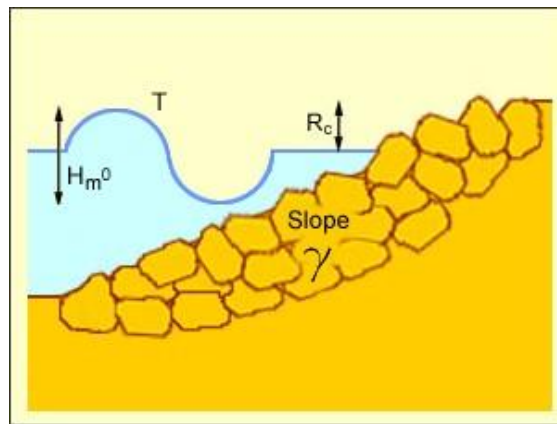


Figura 9 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità della scogliera

L'onda di progetto scelta dalle considerazioni effettuate nel paragrafo 10.5.1 è caratterizzata da $H=0,77$ m, $T=11,00$ s, $T_{PR} = 100$ anni. Essa risulta essere sicuramente cautelativa e non frangente sull'opera, secondo il criterio di non frangimento dell'onda (cfr. il paragrafo 7.2.2.1)

La profondità è posta pari a $Z = - 2,00$ rispetto al l.m.m.

La quota della berma è pari a 0.50 m.

Sono stati ipotizzati due possibili casi:

- Livello medio marino;
- Innalzamento del livello idrico pari alla massimo livello di marea di 0,30 m.

Nel primo caso è stata valutata una portata tracimante di 6,0 l/s per m.

Nel secondo caso è stata valutata una portata tracimante di 30,0 l/s per m.

Dalle tabelle di riferimento (cfr. tabella 24) si osserva che per la scogliera non sono direttamente riscontrabili particolari rischi per la struttura legati al fenomeno dell'overtopping.

Per quanto riguarda i rischi legati alla mobilitazione dei materiali, dei macchinari e della manodopera necessaria per la realizzazione della struttura, si osserva che il periodo di realizzazione sarà coincidente con quello ritenuto più favorevole per la realizzazione di opere marittime (semestre Maggio-Ottobre, generalmente definito “semestre di buon tempo”) e che comunque qualsiasi attività legata alla fase di realizzazione della struttura sarà immediatamente interrotta in presenza di marosi; ciò implica che tutte le operazioni di realizzazione saranno svolte in modo tale da ridurre al minimo gli eventuali rischi.

Si conviene quindi che non vi siano rischi legati al fenomeno dell'overtopping durante la fase di realizzazione della scogliera.

9.5.3 BANCHINA DI RIVA

Lo schema adottato è sempre quello di “vertical wall”.

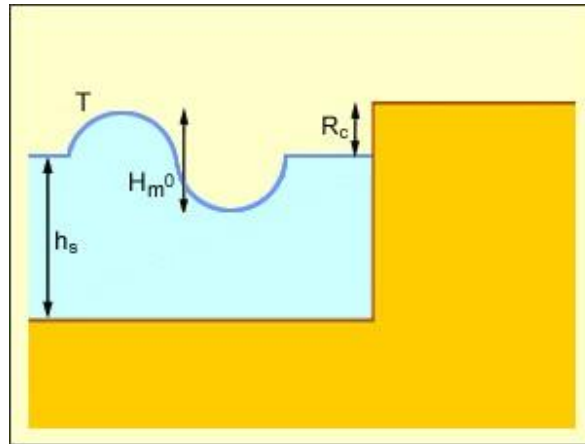


Figura 10 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità della banchina di riva

L'onda di progetto scelta (cfr. paragrafo 10.5.1) è caratterizzata da $H=0,77$ m e $T=11,00$ s, $T_{PR}=100$ anni. Essa risulta essere sicuramente cautelativa e non frangente sull'opera, secondo il criterio di non frangimento dell'onda (cfr. il paragrafo 7.2.2.1)

La profondità è posta pari a $Z= - 3,00$ rispetto al l.m.m, corrispondente alla quota batimetrica nelle condizioni di stato di fatto.

La quota del piano di calpestio della banchina è pari a 1.20 m.

Sono stati simulati quindi tre scenari di livello idrico:

- Livello medio marino
- Aumento del livello pari alla massimo livello di marea di + 0,30 m.

Nel primo caso, è stata valutata una portata tracimante di 7,00 l/s per m.

Tale valore non implica nessun danno di tipo strutturale.

L'uso del banchinamento è consentito solo al personale ben addestrato e ben equipaggiato, e a veicoli a bassa velocità.

Nel secondo caso, è stata valutata una portata tracimante di 19,00 l/s per m.

Tale valore non implica nessun danno di tipo strutturale.

L'uso del banchinamento è consentito solo al personale ben addestrato e ben equipaggiato, e a veicoli a bassa velocità.

Si osserva che per quanto riguarda il fenomeno dell'overtopping legati alla mobilitazione dei materiali, dei macchinari e della manodopera necessaria per la realizzazione della struttura non sono direttamente riscontrabili particolari rischi.

Inoltre si osserva che il periodo di realizzazione sarà coincidente con quello ritenuto più favorevole per la realizzazione di opere marittime (semestre maggio-ottobre, generalmente definito “semestre di buon tempo”) e che comunque qualsiasi attività legata alla fase di realizzazione della struttura sarà immediatamente interrotta in presenza di marosi.

Ciò implica che tutte le operazioni di realizzazione saranno svolte in modo tale da ridurre al minimo gli eventuali rischi.

Si conviene quindi che non vi siano rischi legati al fenomeno dell’overtopping durante la fase di realizzazione della banchina di riva.

10. DIMENSIONAMENTO DELLE BITTE

Il dimensionamento delle bitte di ormeggio o dei sistemi di ormeggio equivalenti generalmente viene valutato in base ad apposite tabelle in funzione del dislocamento e delle dimensioni delle imbarcazioni.

In questo caso al fine di valutare l'entità delle forzanti esercitate sui sistemi di ormeggio si è scelto di utilizzare l'espressione di Nichol:

$$F=0,72 E D S V^2$$

In cui

- F è la forza di sollecitazione
- E è l'area delle sezione trasversale della parte emergente del natante (m²)
- D è un fattore di direzione dell' angolo di incidenza del vento
- S è un fattore di schermo in funzione della posizione dell' imbarcazione all' interno dell' approdo (se in prima fila → S=1; secondo fila →S=0,5)
- V è la velocità del vento (in m/s)

Per la determinazione del fattore di direzione si fa riferimento al seguente schema:

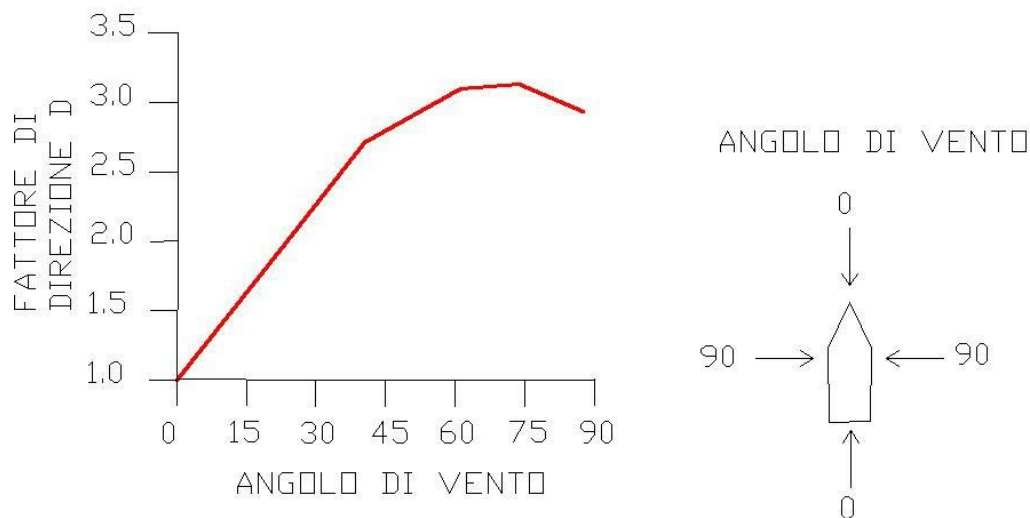


Figura 11 – Schema di riferimento per la stima del fattore di direzione

Come si è mostrato più volte negli studi specialistici facenti parti del corpo documentale del progetto definitivo, per il sito del Porto Grande di Siracusa i venti predominanti sono quelli del I e del II quadrante.

Le direzioni di riferimento utilizzate in queste calcolazioni saranno quelle di Greco, di Levante e da Scirocco.

In ogni caso la velocità del vento viene posta pari a 20 m/s.

Per i natanti ormeggiati presso i pontili galleggianti e la banchina di riva si osserva che:

- nel caso di vento da scirocco l'angolo di vento vale 0° a cui si associa D pari a 1,10;
- nel caso di vento da levante l'angolo di vento vale 45° a cui si associa D pari a 2,75;
- nel caso di vento da grecale l'angolo di vento vale 90° a cui si associa D pari a 3,00;

A vantaggio di sicurezza il fattore di schermatura S viene fissato pari ad 1.

E_x , E_y sono le aree normali esposte alla sollecitazione rispettivamente secondo l'asse X e l'asse Y .

Per valutare tali parametri si può considerare la tabella di riferimento degli standards australiani (AS3962) per natanti fino a 50 m di lunghezza e la tabella di calcolo fornita da Trelleborg per natanti tipo "Passenger Ship" da 60 e 90 m di lunghezza:

LUNGHEZZA NATANTE (m)	AREA ESPOSTA* (m ²)			
	DIPORTO - PESCA		YACHTS	
	X	Y	X	Y
5	5	18	4	11
10	7	22	5	15
12	11	29	8	20
15	18	45	9	28
18	22	64	11	40
20	24	78	12	44
25	30	95	15	50
30	48	120	35	92
35	54	167	38	122
40	78	213	40	152
45	85	284	50	210
50	90	285	60	240

* secondo gli standard australiani AS3962

Tabella 24 – Norma AS3962. (AUSTRALIA). Area di Esposizione.

L (m)	AREA ESPOSTA E (m ²) ⁺	
	X	Y
60	197	486
90	311	1010

⁺ secondo le tabelle di calcolo fornite da Trelleborg

Tabella 25 – Estratto della tabella di Calcolo fornita da Trelleborg. Area di Esposizione.

le forze che agiscono sui due lati dei natanti stessi sono:

- $F_x = 0,72 E_x D_x S V^2 \cos a$
- $F_y = 0,72 E_y D_y S V^2 \sin a$

In cui a è l'angolo che la direzione del vento forma con l'asse X, corrispondente al complementare dell'angolo di vento già calcolato.

Per i natanti ormeggiati presso i pontili galleggianti e la banchina di riva:

- nel caso di vento da scirocco l'angolo a vale 90°
- nel caso di vento da levante l'angolo a vale 45°
- nel caso di vento da grecale l'angolo a vale 0° .

La forza di sollecitazione complessiva sarà:

$$F = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2}$$

La flotta di progetto è descritta nel seguente prospetto:

categoria	dimensione	n°post	superficie
II	8.5x3.0	44	1122
III	10.0x3.5	41	1435
IV	11.5x4.0	39	1794
V	13.0x4.5	42	2457
VI	15.5x5.0	14	1085
VII	18.0x5.5	21	2079
VIII	21.0x6.0	10	1260
IX	24.0x6.5	10	1560
X	28.0x7.0	10	1960
XI	32.0x7.5	10	2400
XII	36.0x8.0	9	2592
	40.0x8.5	6	2040
	50.0x9.5	6	2850
	60.0x10.5	3	1890
	80.0x12.5	1	1000
	90.0x13.5	1	1215

Tabella 26 – Flotta di Progetto.

Di seguito si riporta gli schemi di calcolo per la tipologia di natanti previste nella schema di progetto:

TIRO ALLA BITTA - FORZANTE DA SCIROCCO						
K=0.72	S=1	D _x =3.00	D _y =1.1	α=90°	V=20 m/s	
CLASSE	L (m)	E _x (m ²)	E _y (m ²)	F _x (kN)	F _y (kN)	F (kN)
II	8.5	7	22	0.000	6.970	6.970
III	10	7	22	0.000	6.970	6.970
IV	11.5	11	29	0.000	9.187	9.187
V	13	18	45	0.000	14.256	14.256
VI	15.5	18	45	0.000	14.256	14.256
VII	18	22	64	0.000	20.275	20.275
VIII	21	30	95	0.000	30.096	30.096
IX	24	30	95	0.000	30.096	30.096
X	28	45	120	0.000	38.016	38.016
fino a 40	40	78	213	0.000	67.478	67.478
fino a 60	60	197	486	0.000	153.965	153.965
fino a 90	90	311	1010	0.000	319.968	319.968

TIRO ALLA BITTA - FORZANTE DA LEVANTE						
K=0.72	S=1	D _x =2.75	D _y =2.75	α=45°	V=20 m/s	
CLASSE	L (m)	E _x (m ²)	E _y (m ²)	F _x (N)	F _y (kN)	F (kN)
II	8.5	7	22	3.922	12.316	12.925
III	10	7	22	3.922	12.316	12.925
IV	11.5	11	29	6.163	16.234	17.365
V	13	18	45	10.085	25.191	27.135
VI	15.5	18	45	10.085	25.191	27.135
VII	18	22	64	12.326	35.828	37.888
VIII	21	30	95	16.808	53.182	55.774
IX	24	30	95	16.808	53.182	55.774
X	28	45	120	25.211	67.177	71.752
fino a 40	40	78	213	43.700	119.239	126.994
fino a 60	60	197	486	110.370	272.065	293.600
fino a 90	90	311	1010	174.238	565.404	591.642

TIRO ALLA BITTA - FORZANTE DA GRECALE						
K=0.72	S=1	D _x =3.00	D _y =1.10	α=0°	V=20 m/s	
CLASSE	L (m)	E _x (m ²)	E _y (m ²)	F _x (kN)	F _y (kN)	F (kN)
II	8.5	7	22	6.048	0.000	6.048
III	10	7	22	6.048	0.000	6.048
IV	11.5	11	29	9.504	0.000	9.504
V	13	18	45	15.552	0.000	15.552
VI	15.5	18	45	15.552	0.000	15.552
VII	18	22	64	19.008	0.000	19.008
VIII	21	30	95	25.920	0.000	25.920
IX	24	30	95	25.920	0.000	25.920
X	28	45	120	38.880	0.000	38.880
fino a 40	40	78	213	43.700	0.000	43.700
fino a 60	60	197	486	110.370	0.000	110.370
fino a 90	90	311	1010	174.238	0.000	174.238

Tabella 27 – Valutazione tiro alla bitta. Calcolo delle Forzanti.

Secondo il piano di approdo di progetto, i calcoli effettuati mostrano che le sollecitazioni maggiori sono quelle da Levante; tali forzanti saranno utilizzati per il dimensionamento al tiro delle bitte.

In particolare si ipotizza che ogni natante venga vincolato tramite un punto di ormeggio; di seguito si riporta il prospetto riepilogativo del “tiro alla bitta” di progetto per tipologia di natante:

TIRO ALLA BITTA DI PROGETTO		
Numero punti di ormeggio : 1		
CLASSE	L (m)	T (kN)
II	8.5	12.925
III	10	12.925
IV	11.5	17.365
V	13	27.135
VI	15.5	27.135
VII	18	37.888
VIII	21	55.774
IX	24	55.774
X	28	71.752
fino a 40	40	126.994
fino a 60	60	293.600
fino a 90	90	591.642

Tabella 28 – Valutazione del “tiro alla bitta”.

E' stata quindi effettuata la scelta della tipologia di bitta da utilizzare.

A vantaggio di sicurezza ed in ragione della flotta di progetto si prevede la collocazione di n. 2 bitte o elementi equivalenti per l'ormeggio di ogni singolo natante resistenti alle seguenti sollecitazioni di progetto:

- tiro da 15 kN per natanti fino alla lunghezza di 10 m,
- tiro da 40 kN per natanti da 10 m fino a 18 m,
- tiro da 60 kN per natanti da 18 m fino a 24 m,
- tiro da 100 kN per natanti da 24 m fino a 28 m ,
- tiro da 150 kN per di natanti da 28 m a 40 m di lunghezza,
- tiro da 300 kN per natanti da 40 m a 90 m di lunghezza.



Figura 12 – Immagine di una delle possibili tipologie di bitta da usare per l'ormeggio presso i pontili galleggianti e la banchina di riva

11. DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI

Il dimensionamento dei parabordi è stato effettuato considerando l'imbarcazioni di di lunghezza pari :

- L1= 90 m
- L2= 24 m

previste tra quelle facenti parte della flotta di progetto.

Il primo natante di progetto è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- DISPLACEMENT (Peso): 3000 t
- LOA (Lunghezza fuori acqua): 93 m
- LBP (Lunghezza dentro acqua): 86 m
- BEAM (Larghezza):16 m
- DEPTH (Altezza): 8.0m
- DRAFT (Immersione): 4.2 m.

Il secondo natante di progetto è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- DISPLACEMENT (Peso): 70 t
- LOA (Lunghezza fuori acqua): 24 m
- LBP (Lunghezza dentro acqua): 20 m
- BEAM (Larghezza):6.5 m
- DEPTH (Altezza): 3.0m
- DRAFT (Immersione): 2.1 m.

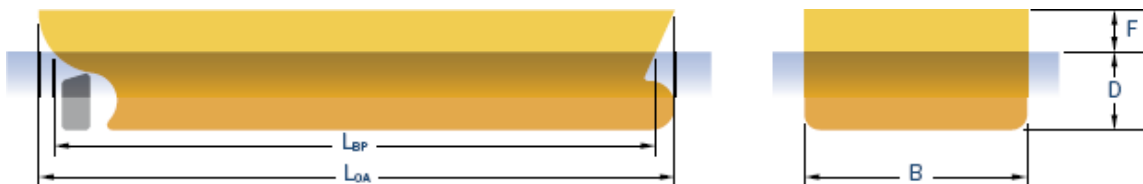


Figura 13 – Schema di riferimento per l'individuazione delle dimensioni caratteristiche del natante.

Assumendo che il natante si avvicini all' ormeggio lateralmente l'energia di accosto E (in KN m) vale:

$$E = 0,5 M_d (V_b^2) C_M C_E C_S C_C$$

Con:

- M_d è il peso del natante
- V_b la "velocità di accosto" (m/s)
- C_e è il "coefficiente di eccentricità "
- C_c è il "coefficiente di "configurazione"
- C_M è il "coefficiente di "massa aggiuntiva"
- C_s è il "coefficiente di "delicatezza"

La “velocità di accosto” V_b viene fissata in funzione del peso del natante e dalle condizioni di difficoltà di ormeggio ed esposizione ai marosi secondo la seguente schema di calcolo:

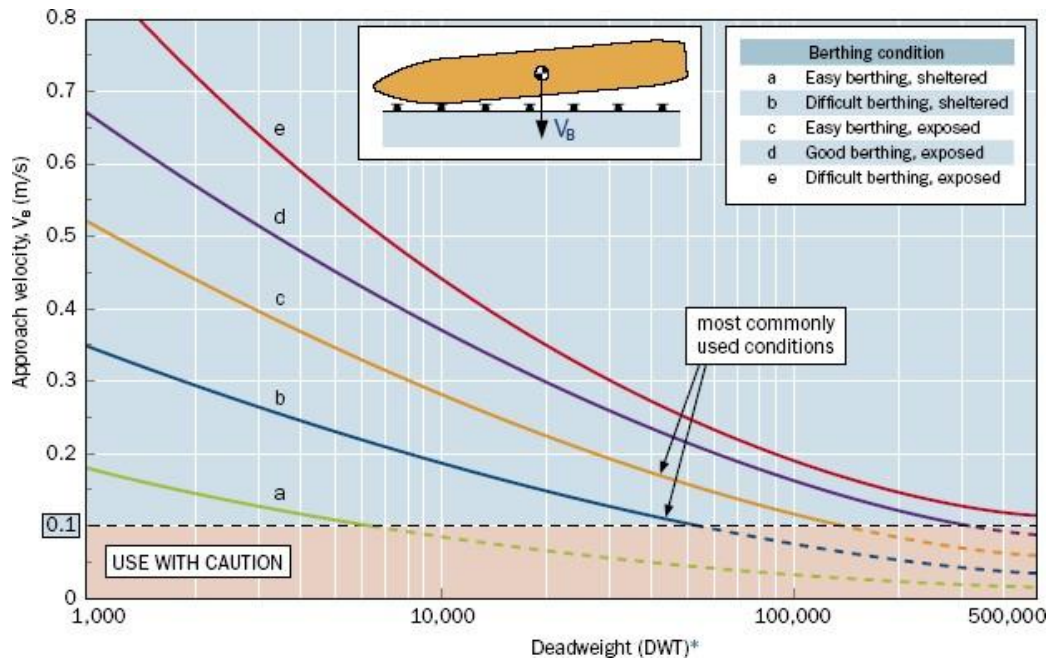


Figura 14 – Diagramma delle velocità di ormeggio V_b .

DWT	Velocity, V_b (m/s)				
	a	b	c	d	e
1,000	0.179	0.343	0.517	0.669	0.865
2,000	0.151	0.296	0.445	0.577	0.726
3,000	0.136	0.269	0.404	0.524	0.649
4,000	0.125	0.250	0.374	0.487	0.597
5,000	0.117	0.236	0.352	0.459	0.558
10,000	0.094	0.192	0.287	0.377	0.448
20,000	0.074	0.153	0.228	0.303	0.355
30,000	0.064	0.133	0.198	0.264	0.308
40,000	0.057	0.119	0.178	0.239	0.279
50,000	0.052	0.110	0.164	0.221	0.258
100,000	0.039	0.083	0.126	0.171	0.201
200,000	0.028	0.062	0.095	0.131	0.158
300,000	0.022	0.052	0.080	0.111	0.137
400,000	0.019	0.045	0.071	0.099	0.124
500,000	0.017	0.041	0.064	0.090	0.115

Tabella 29 – Tabella di riepilogo della velocità di ormeggio.

Il “coefficiente di eccentricità” C_e rappresenta l’aliquota di energia dissipata durante la rotazione del naviglio quando il punto di rotazione X non è il centro di massa.

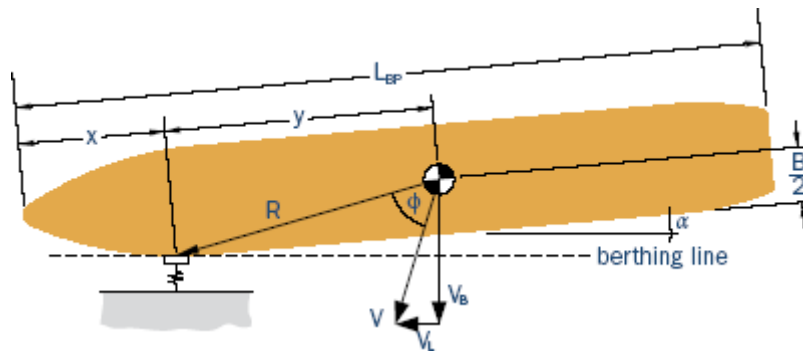


Figura 15 – Schema di riferimento per il parametro C_e

Si osserva che:

- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.25 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.4-0.6
- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.33 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.6-0.8
- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.5 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.9 -1.0

Il coefficiente di “delicatezza” C_s misura l’aliquota dell’energia assorbita per deformazione elastica del sistema scafo – fender:

- vale 0,9 se la freccia ammessa è minore di 150 mm;
- vale 1.0 se la freccia ammessa è maggiore di 150 mm.



Figura 16 – Schema di riferimento per il parametro C_s

Il coefficiente di “massa aggiuntiva” C_M misura gli effetti inerziali dovuti alla deformazione del fluido.

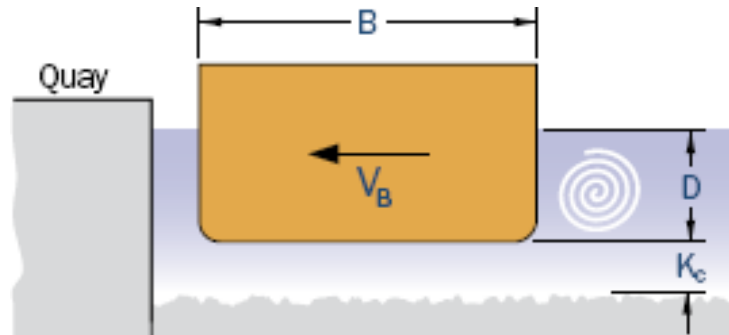


Figura 17 – Schema di riferimento per il parametro C_M .

Esso viene misurato con la formula di Vasco Costa :

$$C_M = 1 + (2D/B)$$

in cui:

- D è il draft, cioè l'immersione dello scafo (in m)
- B è il Beam cioè la larghezza dello scafo (in m).

Il coefficiente di "configurazione" C_C misura gli effetti di ammortizzazione dell'acqua intrappolata tra lo scafo e l'ormeggio.

Esso è funzione della tipologia di ormeggio utilizzato:

- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "chiusa" (pareti di tipo verticali) C_C vale 0.8.
- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "semichiusa" (opere su pali in fondali con pendenza elevata) C_C vale 0.9.
- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "aperta" (opere su pali in fondali piani) C_C vale 1.0.

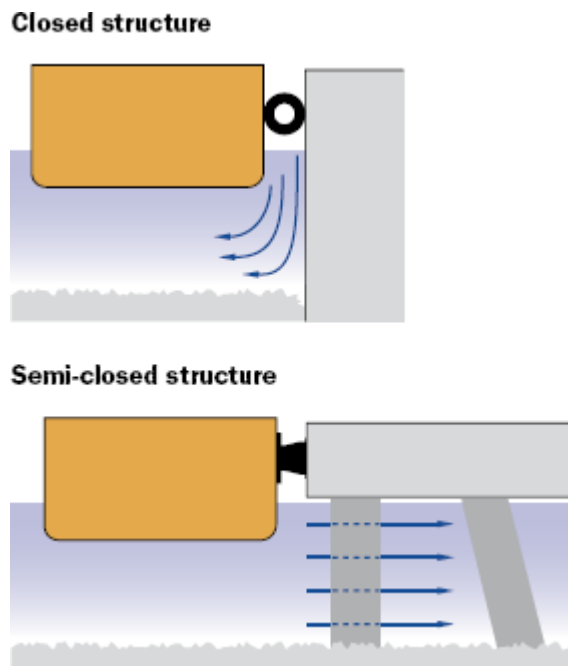


Figura 18 – Schemi di riferimento per parametro C_C (Struttura aperta in alto, struttura semichiusa in basso).

A vantaggio di sicurezza nei casi in esame si è ritenuto di fissare:

- $V_{b1} = 335$ mm/s e $V_{b2} = 267$ mm/s in quanto si suppone che il grado di esposizione ai marosi sia il massimo e il grado di difficoltà di accosto sia minimo,
- $C_c = 1.0$ poichè le strutture in progetto corrispondono al caso "strutture aperte",
- $C_e = 0.5$ poichè si considera che il naviglio si accosti lateralmente all'ormeggio con punto di rotazione localizzato 0.25 volte la lunghezza dello scafo,
- $C_s = 1,0$ poichè si ammette che la freccia ammessa sia maggiore di 150 mm.

Inoltre:

- $C_{m1} = 1,5$ poichè le dimensioni tipo del natante di lunghezza pari a 90 m sono $D = 3,4$ m e $B = 16$ m,
- $C_{m2} = 1,5$ poichè le dimensioni tipo del natante di lunghezza pari a 24 m sono $D = 2,1$ m e $B = 6.5$ m,

E vale:

- 80 kNm, per il natante di lunghezza 90 m,
- 2 kNm, per il natante di lunghezza 24 m,

Il valore di progetto E_a viene determinato amplificando E con un coefficiente di sicurezza posto pari a 2.

E_a viene fissato pari a :

- 160 kNm per il natante da 90 m
- 4 kNm per il natante da 24 m.

Si è ipotizzato l'uso dei seguenti parabordi:

- per il natante da 24 m: "DD FENDER" tipo FENTEK da 200 mm, il cui valore di progetto E_a è pari 5,7 kNm
- per il natante da 90 m: "AN ARC FENDER" tipo FENTEK da 1000 mm, il cui valore di progetto E_a è pari 191 kNm

I parabordi di tipo "AN ARC FENDER" sono realizzati in unico elemento dotato di flange che ne facilita l'installazione. Il fender è dotato di un contatto in gomma. Essi possono essere posizionati sia in orizzontale che in verticale.

I parabordi di tipo "DD FENDER" sono realizzati tramite processo di estrusione. Essi sono ideali per le banchine e pontili. La superficie piana posteriore facilita le operazioni di installazione. Essi possono essere posizionati sia in orizzontale che in verticale.

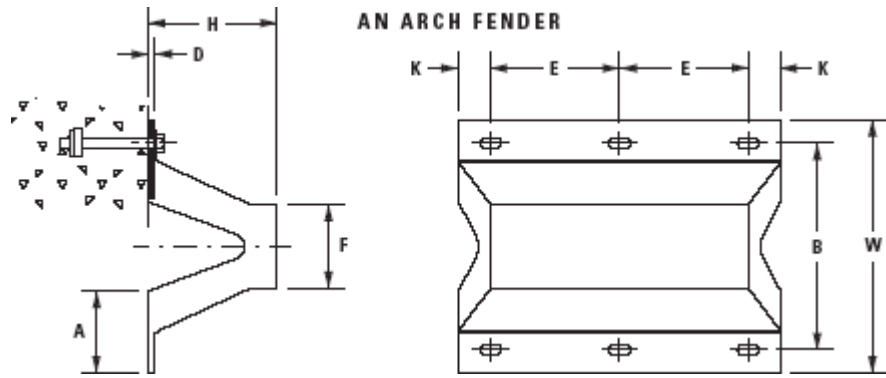


Figura 19 –Schemi di riferimento per i parabordi “ AN ARC FENDER”.



Figura 20 –Esempio di applicazione del parabordo di tipo “ AN ARC FENDER”.

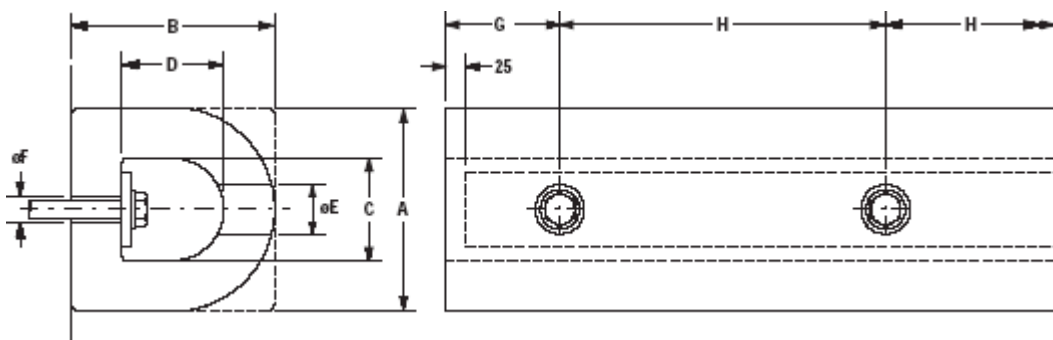


Figura 21 –Schemi di riferimento per i parabordi “ DD FENDER”.



Figura 22 –Esempio di applicazione del parabordo di tipo “ DD FENDER”.

La spaziatura tra i singoli parabordi viene calcolata tramite l'espressione:

$$S \sim 2 (R_B^2 - R_B - P_U + d + C)^{1/2}$$

In cui:

- R_B è il raggio di curvatura della Prua che vale $0,5[(B/2) + (LOA^2/8B)]$
- P_U è lo spessore del barabordo,
- d è la deformazione ammessa,
- $C = P_U - d$.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.

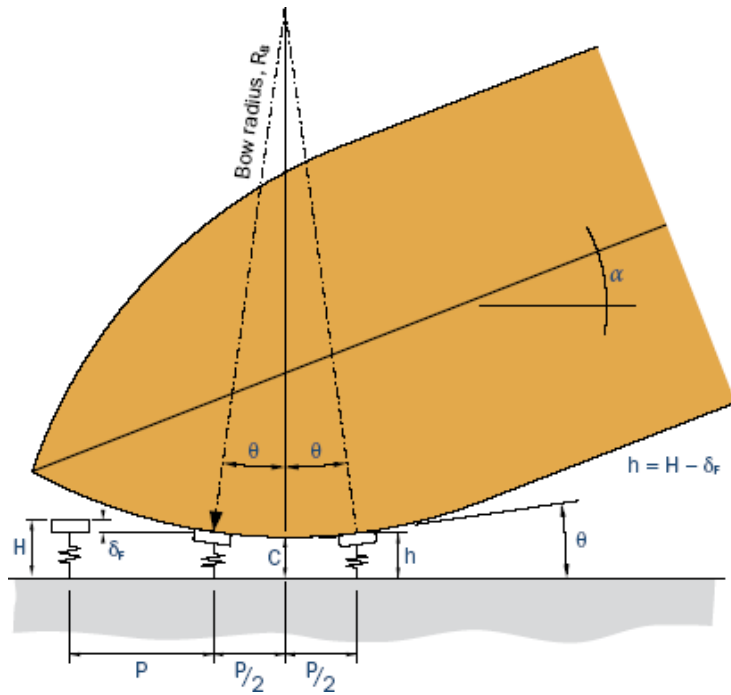


Figura 23-Schema di riferimento per il calcolo della Spaziatura.

Nel caso dell'imbarcazione da 90 m, per cui la tipologia di parabordato scelta ha spessore 1000 mm, si ha che la spaziatura deve essere inferiore a 35m.

Nel caso dell'imbarcazione da 24 m, per cui la tipologia di parabordato scelta ha spessore 200 mm, si ha che la spaziatura deve essere inferiore a 8 m

12. RIQUALIFICAZIONE DELLA BATTIGIA

Stante la bassissima appetibilità delle spiagge di cui si tratta, parzialmente interessate dalle opere in progetto, è stato previsto di riqualificare quella antistante il complesso industriale ex Spero, per renderla fruibile come solarium ed anche per attività elioterapiche.

Infatti l'attuale spiaggia è costituita da limi sabbiosi che a contatto con l'acqua formano una poltiglia fangosa, non idonea per la balneazione.

Il progetto prevede quindi la sovrapposizione di uno strato corticale della spiaggia con materiale granulometricamente più idoneo e compatibile con quello già presente.

Per la riqualificazione dell'arenile, in particolare, sarà realizzato un ripascimento artificiale, che consiste nel versamento di materiale con idonea granulometria sulla spiaggia, integrato da un manufatto di contenimento e protezione costituito da geosacchi, a formare una scarpata.

Di seguito si riporta la sezione del tipo di intervento proposto.

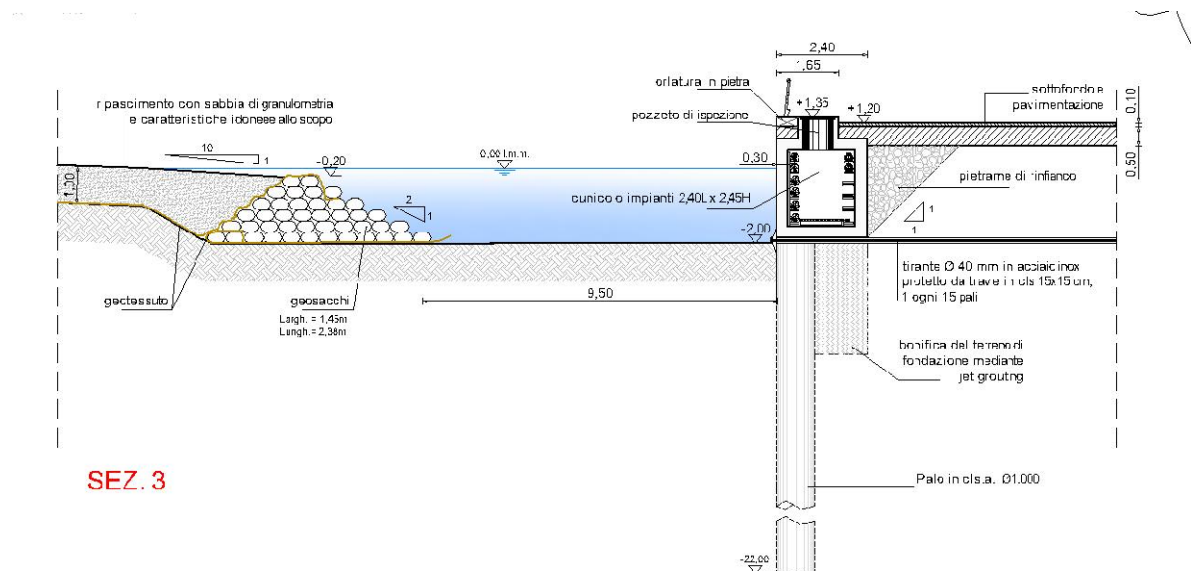


Figura 1 -Sezione tipo del ripascimento

I ripascimenti presentano una forma planimetrica ed un profilo trasversale strettamente correlati con le modalità di esecuzione e con la tipologia di materiale impiegata. La scelta fra le diverse modalità di esecuzione di un ripascimento è legata alle condizioni meteorologiche e geomorfologiche dell'area di intervento, ma anche a fattori quali costi e tempi di esecuzione.

Ai fini della reale efficacia dell'intervento di ripascimento artificiale, occorre l'impiego di materiali di granulometria adeguata; naturalmente i sedimenti che costituiscono il ripascimento debbono possedere requisiti di compatibilità in termini stratigrafici, sedimentologici, nonché cromatici, col materiale autoctono.

I ripascimenti artificiali possono essere caratterizzati in relazione alla localizzazione del materiale di apporto nella zona costiera.

Questa può avvenire con differenti modalità:

- a) in corrispondenza del sistema dunale o nella zona retrostante ad esso (Backshore Nourishment);
- b) in corrispondenza della zona emersa della spiaggia (Beach Nourishment);
- c) nella zona sommersa del profilo di spiaggia (Shoreface o Nearshore Nourishment).

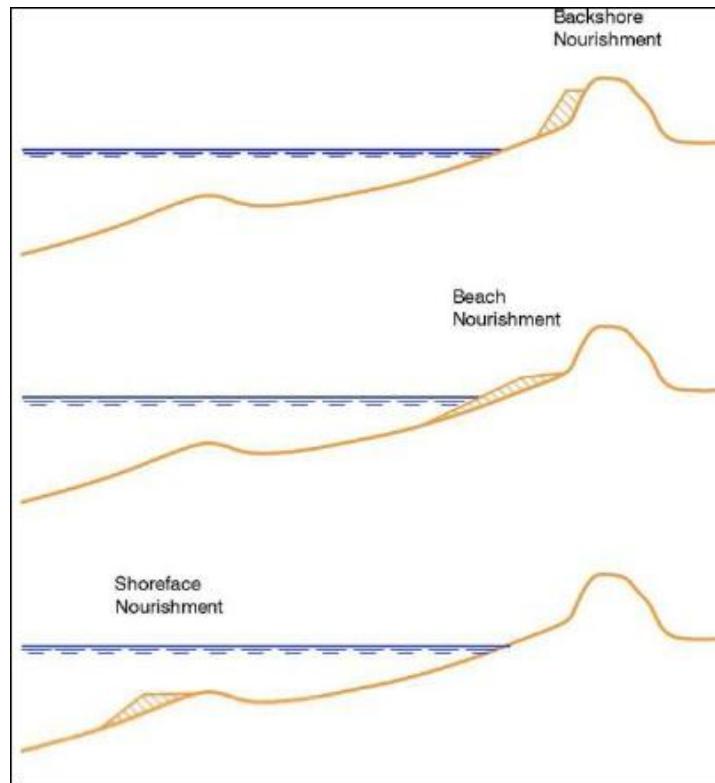


Figura 2 – tipologie di ripascimento.

I ripascimenti di tipo a si caratterizzano per il fatto che gli attacchi ondosi più difficilmente riescono ad attingere livelli di intensità tali da determinarne modifiche sostanziali una volta che essi siano stati posti in opera. Ciò consente di posizionare i volumi di materiale direttamente nella zona interessata da fenomeni erosivi.

Nei casi b e c, dal momento che il materiale di apporto viene collocato in una zona soggetta all'azione diretta delle forzanti idrauliche, la localizzazione della zona di stoccaggio può essere differente da quella in cui è necessaria la sabbia.

I ripascimenti vengono anche catalogati in funzione del tipo di profilo. Un profilo intersecante presenta un andamento parabolico ed è definito intersecante in quanto esso interseca il fondo ad una profondità minore della profondità h^* di chiusura, il profilo non intersecante invece interseca il fondo a profondità maggiori di h^* .

E' chiaro che una soluzione con profilo intersecante si lascia preferire in quanto, a parità di volume di materiale impiegato, produce, rispetto alla soluzione con profilo non intersecante, un maggiore avanzamento della linea di riva.

L'intervento previsto può essere catalogato come intermedio tra quelli di tipo a e di tipo b; inoltre risulta essere caratterizzato da un profilo intersecante.

Il dimensionamento di un ripascimento si risolve essenzialmente nella determinazione del diametro dei sedimenti e nel calcolo del volume di materiale da impiegarsi per ottenere il desiderato avanzamento della linea di riva.

Per la scelta del diametro ideale, sono state effettuate simulazioni con il modello SBEACH, sviluppato dall'US Corps of Engineers, per determinazione degli effetti sul trasporto trasversale dovuti alle mareggiate, sia valutazioni di tipo empirico, per valutare gli effetti longitudinali dovuti alle correnti all'interno del canale di vivificazione.

Per ulteriori informazioni sul modello SBEACH si rimanda all'elaborato B.3.2-SDC "Studio della Dinamica della Costa", in cui è presente una sezione dedicata al modello suddetto.

Per quanto riguarda le valutazioni degli effetti trasversali, è stata simulata una mareggiata alquanto cautelativa per il litorale in esame: tale tratto di costa in realtà risulta essere ben protetto dalla colmata del marina e dalle opere relative.

Essa risulta caratterizzata da:

- durata della mareggiata $D=72$ ore,
- altezza significativa $H_s=0,50$ m
- periodo di picco dell'onda $T_p=6$ s.

Il D_{50} è stato fissato a valore minimo del range consentito dal programma e cioè 0,1 mm.

Il profilo trasversale è stato determinato dalla sezione tipo dell'intervento di ripascimento (cfr. elaborato OM.02).

L'intervento di ripascimento è caratterizzato da una pendenza 10/1 ed a sua protezione sarà realizzata una barriera in geosacchi avente scarpa 2/1.

A seguito delle simulazioni effettuate, si evince che il profilo iniziale e finale corrispondono, ciò implica che gli effetti trasversali indotti dalle mareggiate siano nulli o trascurabili.

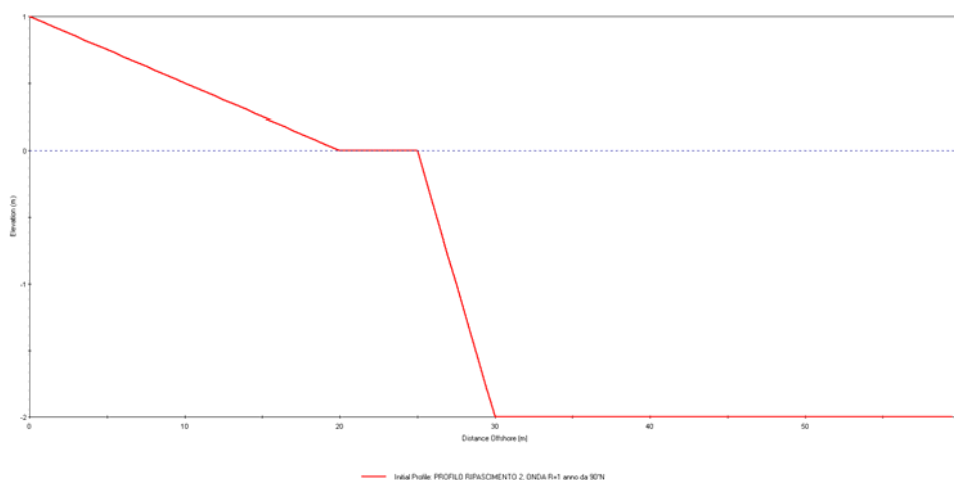


Figura 3 -Dimensionamento dell'intervento di ripascimento. Valutazioni degli effetti di trasporto trasversale. Profilo iniziale.

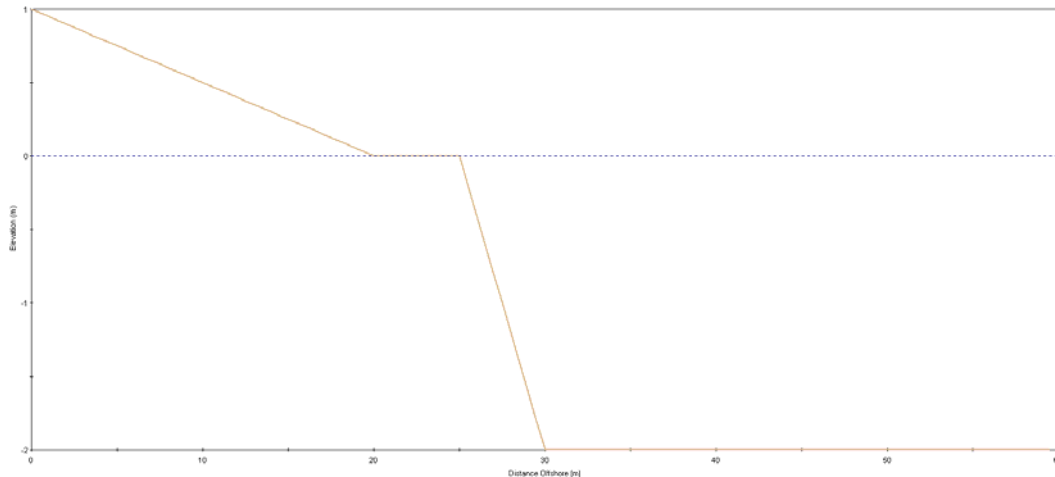


Figura 4 -Dimensionamento dell'intervento di ripascimento. Valutazioni degli effetti di trasporto trasversale. Profilo finale.

Per quanto riguarda le valutazioni degli effetti longitudinali, sono state effettuate considerazioni di tipo empirico, a partire dai risultati ottenuti durante le simulazioni idrodinamiche all'interno del canale di vivificazione (cfr. elaborato B.4-SQA "Studio della qualità delle acque").

Da tali simulazioni per la configurazione ritenuta ottimale di progetto è stato riscontrato che le velocità massime all'interno del canale di vivificazione sono comprese tra 0,032 m/s e 0,019 m/s.

Al fine di determinare il diametro delle particelle che non subiscono l'effetto trascinatore delle correnti presenti sono state determinate le velocità di sedimentazione e di trascinamento incipiente.

Per la determinazione della velocità di sedimentazione è stata utilizzata la legge di Stokes:

$$v = \frac{2(\rho_s - \rho_f)}{9} \frac{g r^2}{\eta}$$

In cui

- ρ_s : densità della particella
- ρ_f : densità del fluido
- η : coefficiente di attrito viscoso del fluido
- g : accelerazione gravitazionale
- r : raggio della particella.

La velocità di Stokes, rappresenta il limite del campo delle velocità al di sotto del quale la particella di diametro $2r$ comincia a sedimentare.

Per la determinazione della velocità di trascinamento incipiente è stata utilizzata la legge di Thiery:

$$V_c = s_2 g d / k [(g_s - g)/g] (f \cos a - \sin a) t^{1/2}$$

In cui:

- g è l'accelerazione di gravità
- d è il diametro delle particelle
- g_s è il peso specifico dei sedimenti
- g è il peso specifico del fluido
- k è il coefficiente idrodinamico
- f è il coefficiente di attrito
- a è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del fondale.

La velocità di Thiery, rappresenta il limite del campo delle velocità al di sopra della quale la particella di diametro d subisce l'azione di trascinamento della corrente.

Per queste applicazioni è stato supposto che la pendenza dell'intervento sia pari a 10/1 e che il range di variazione del D_{50} sia compreso tra 0,0001 m e 0,001 m.

Di seguito si riporta il prospetto riepilogativo relativo ai risultati ottenuti durante le simulazioni di calcolo.

$D_{50}(m)$	$V_t (m/s)$	$V_s (m/s)$
1,00E-04	5,10E-02	9,00E-05
1,80E-04	6,80E-02	2,92E-04
2,50E-04	8,00E-02	5,63E-04
1,00E-03	1,59E-01	9,00E-03

Tabella 30- Prospetto riepilogativo per la valutazione delle velocità di trascinamento e sedimentazione.

Da tale prospetto si evince che:

- le particelle aventi D_{50} compreso tra 0,0001 m e 0,001 m, già in sospensione, sono soggette all'azione di trascinamento delle correnti in quanto la velocità nel canale sono sempre maggiori di quella di Stokes.
- le particelle aventi D_{50} compreso tra 0,0001 m e 0,001 m, già ferme, non sono soggette all'azione di trascinamento delle correnti in quanto le velocità nel canale sono sempre minori di quella di Thiery.

Da queste risultanze si conviene di utilizzare sabbie con granulometria tale che $D_{50}=0,001$ m.

Per determinare i volumi di ripascimento è stato effettuato il calcolo, secondo i principi della teoria di Moore (1982) e Dean (1987), valido per profili intersecanti, come enunciata nell'elaborato "Strutture convenzionali e non per la difesa delle coste" redatto dal Prof. Ing. G. Tomasicchio e dal Prof. Ing. Petrillo nell'agosto 2010, allegato agli "Studi propedeutici per la predisposizione del piano stralcio della dinamica delle coste" della Regione Puglia.

Per la valutazione delle grandezze in gioco si faccia riferimento al seguente schema grafico.

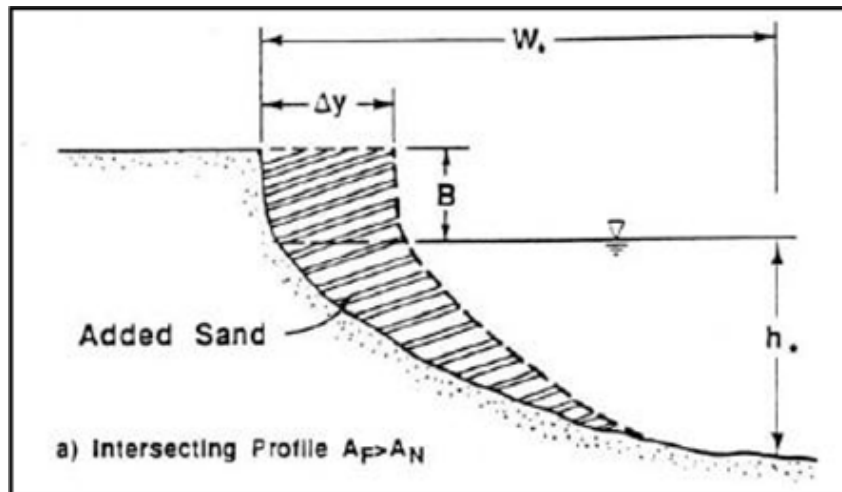


Figura 5 – Schema grafico di riferimento per il dimensionamento del ripascimento (Dean, 1991).

Il volume di sedimento da aggiungere a mezzo della seguente formula:

$$\frac{V}{Be \cdot w^*} = \frac{\Delta y}{w^*} + \frac{3}{5} \cdot \left(\frac{h_*}{Be} \right) \cdot \left(\frac{\Delta y}{w^*} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{A_N}{A_F} \right)^{\frac{3}{2}} \right]^{\frac{2}{3}}}$$

In cui :

- ΔY è l'avanzamento della linea di riva per effetto del ripascimento,
- w^* , è la distanza dalla linea di riva della profondità di chiusura,
- Be è la quota della berma rispetto al livello medio mare
- A_N ed A_F sono i parametri di Moore (funzione del diametro del sedimento) rispettivamente per il materiale naturale e per quello di ripascimento.

Per determinare il generico parametro di Moore A è stato fatto riferimento o riferimento alle formule riportate nel technical report cerc 89-19 del settembre 2001 dell'U.S. Corps of Engineering:

- $A=0.41 D_{50}^{0.94}$ se $D_{50}<0.4$ mm
- $A=0.23 D_{50}^{0.32}$ se $0.4<D_{50}<10$ mm
- $A=0.23 D_{50}^{0.38}$ se $10<D_{50}<40$ mm
- $A=0.46 D_{50}^{0.11}$ se $D_{50}>40$ mm

Per l'intervento previsto si è ipotizzato di fissare:

- DY pari all'avanzamento in direzione cross-shore del nuovo arenile pari a circa a 10,0 m (pendenza del nuovo profilo pari a 10/1; cfr. elaborati OM.02 e OM.06);

- w^* viene posta pari alla distanza tra la linea di costa originale e la batimetrica di stato di fatto -2 rispetto al l.m.m, corrispondente alla profondità di chiusura individuata durante la redazione dello studio della dinamica della costa (cfr. elaborato B.3.2-SDC), cioè pari a 145 m (cfr elaborati OM.02 ed OM.06).
- $D_{50,N}$ è stato fissato pari a 0,1 mm,
- $D_{50,F}$ è stato fissato pari a 1 mm ,
- B_e pari a 1,00 m rispetto a l.m.m.

La stima effettuata un volume unitario di ripascimento pari a circa $15 \text{ m}^3/\text{m}$.

Considerando che lo sviluppo longitudinale dell'intervento è pari a circa 220 m, si prevede quindi un volume di ripascimento pari a circa 3500 m^3 .

13. VERIFICHE DEL PONTILE GALLEGGIANTE

INDICE

A.1 - INTRODUZIONE E GENERALITÀ.

A.2 - VERIFICHE DI ASSETTO E DI STABILITA'.

A.2.1 - Galleggiamento, bordo libero, sovraccarico.

A.2.2 - Stabilità ai carichi eccentrici.

A.3 - VERIFICHE STRUTTURALI DEL PONTILE GALLEGGIANTE.

A.3.1 - Verifica al sovraccarico di progetto.

A.3.2 - Verifica della struttura durante il sollevamento.

A.3.3 - Verifica della struttura al moto ondoso.

A.3.4 - Verifica della struttura al tiro delle imbarcazioni all'ormeggio.

A.3.5 - Verifica dei giunti di collegamento.

A.3.6 - Verifica degli attacchi delle catene.

A.1 - INTRODUZIONE E GENERALITÀ.

Questa relazione si riferisce all'elemento modulare di pontile galleggiante da m 12,00x2,35 con n.3 unità galleggianti in calcestruzzo (tipo ST/12-3). Questo modulo prefabbricato è progettato per realizzare infrastrutture per l'ormeggio di imbarcazioni in siti protetti (porti naturali od artificiali).

L'unità galleggiante in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- dimensioni: lunghezza m, 12,00x2,35x0,842;
- bordo libero: m 0,517 c.a.
- sovraccarico: 1143 N/m²;
- dislocamento: N 33354.

Normativa di riferimento.

- C.N.R - 10011 Costruzioni in acciaio: "Istruzioni per il calcolo, il collaudo e la manutenzione".

Caratteristiche dei materiali.

- Acciaio di qualità Fe 360, $\sigma_{am} = 160 \text{ N/mm}^2$.
- Legno yellow balau (latifoglia esotica dura).
sollecitazioni flettenti $\sigma_{am} = 20 \text{ N/mm}^2$
sollecitazione taglienti $\sigma_{am} = 2 \text{ N/mm}^2$
- lega leggera di alluminio Al Si tipo 6060
UNI 3569 TA 16 $\sigma_{am} = 95 \text{ N/mm}^2$.

A.2 - VERIFICA DI ASSETTO E STABILITA'

A.2.1. - Galleggiamento, bordo libero, sovraccarico.

Il bordo libero viene calcolato in assenza di carico e quindi considerando il solo dislocamento del pontile scarico. Per la simbologia e schematizzazione di quanto segue si fa riferimento alla fig.1.

Dati:

- area di galleggiamento di ogni unità galleggiante =

$$A = 1,50 \times 2,26 = 3,39 \text{ m}^2;$$

- numero di unità galleggianti: 3;

- dislocamento $D = 33354 \text{ N}$.

L'immersione risulta dalla seguente relazione:

$$i = \frac{D}{3 \times A \times 10.065} = 0,325 \text{ m};$$

e = altezza emergente di ogni unità galleggiante =

$$0,64 - 0,325 = 0,315 \text{ m};$$

b = bordo libero = $0,315 + 0,202 = 0,517 \text{ m}$.

Il sovraccarico massimo si ricava dalla seguente relazione:

$$S = e \times 3 \times A \times 10.065 = 0,315 \times 3 \times 3,39 \times 10.065 = 32243 \text{ N}$$

$$q = S/\text{Area pontile} = 1143 \text{ N/m}^2.$$

A.2.2 - Stabilità ai carichi eccentrici.

Si verifica la stabilità trasversale (quella più critica) per effetto della concentrazione di persone o cose su un lato del pontile. Sempre con riferimento alla fig. 1, si calcola quanto segue.

Il momento sbandante è dato dal carico eccentrico costituito dal peso di 4 persone poste sul bordo esterno del pontile.

$$M = 4 \times 80 = 320 \text{ kg} = \text{Massa};$$

$$C = 320 \times 9,81 \times 1,17 = 3672 \text{ N} \times \text{m} = \text{Coppia}.$$

Si calcola ora Y_g = posizione del baricentro lungo l'asse verticale, rispetto al fondo del galleggiante.

	Massa (kg)	Distanza asse rif.(m)	M x D
Persone	320	1,7	544
Telaio con legno	1720	0,74	1272
Galleggianti	1680	0,45	756
	-----	-----	-----
	$\Sigma M = 3720 \text{ kg}$		$\Sigma MD = 2572$
	=====		=====

$$Y_g = \frac{MD}{M} = \frac{2572}{3720} = 0,691 \text{ m}$$

$$J = \text{Inerzia della figura di galleggiamento (vedi fig. 1);}$$

$$J = 3 \times 1,5 \times 2,26^3 / 12 = 4,32 \text{ m}^4;$$

$$V = \text{Volume di carena} = \frac{D + M \times 9,81}{10.065} = 3,62 \text{ m}^3;$$

$$sm = \text{Distanza centro di carena - Metacentro} = J/V = 1,193 \text{ m};$$

$$i = \frac{D + M \times 9,81}{3 \times A \times 10.065} = 0,356 \text{ m};$$

$$s = \text{Posizione del centro di spinta} = i/2 = 0,178;$$

$gs =$ Distanza baricentro - centro di spinta;

$$gs = Yg - s = 0,691 - 0,178 = 0,513 \text{ m};$$

$$gm = \text{Distanza baricentro - metacentro} = sm - gs = 0,668 \text{ m}.$$

Valutiamo quindi l'angolo di assetto trasversale che assume il pontile per effetto della coppia sbandante C.

$$= \text{ARCSIN} \frac{C}{9,81 \text{ M/gm}} = \text{ARCSIN} \frac{3672}{9,81 \times 3720 \times 0,68} = 8,50^\circ$$

Questo valore è contenuto e corrisponde ad una differenza di immersione tra i due lati del pontile $d = b \times \text{tg} \ 8,50^\circ = 0,29 \text{ m}$. ($\pm 14,5 \text{ cm}$)

A.3 - VERIFICHE STRUTTURALI DEL PONTILE GALLEGGIANTE.

A.2.1 - Verifica al sovraccarico di progetto.

La fig. 2 riporta uno schema della struttura del pontile ed una sezione tipica con la rappresentazione del piano di calpestio. Questo è costituito da doghe trasversali in legno yellow balau della sezione di 90 x 22 mm avvitate ai sottostanti correnti con interasse 0,1 m. Il sovraccarico di progetto uniformemente distribuito è:

$$q = 1143 \text{ N/m}^2.$$

Dalla figura 3, rifacendoci allo schema di calcolo delle travi su quattro appoggi e luce di calcolo $l=0,55 \text{ m}$, otteniamo:

$$q' = 1143 \times 0,1 = 114,3 \text{ N/m};$$

$$M_{\max} = \frac{q' \times l^2}{12,5} \times 1.000 = 2766 \text{ mm}^2;$$

Il modulo di resistenza a flessione della doga è:

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{90 \times 22^2}{6} = 7260 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{2766}{7260} = 0,38 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{am}.$$

Passiamo ora alla verifica del longherone in lega leggera utilizzato per il fissaggio ed il supporto delle doghe; sempre con riferimento alla fig. 2 abbiamo una luce di appoggio di m 2 interasse 0,55 m, ed un carico che schematizziamo uniformemente distribuito:

$$q' = 1143 \times 0,55 = 628 \text{ N/m}.$$

Il momento flettente massimo in mezzera risulta:

$$M_{f\max} = \frac{q' \times l^2}{12,5} = 200,96 \text{ N} \times \text{m} = 200960 \text{ N} \times \text{mm}.$$

Il longherone è costituito da un profilo speciale a T estruso in l.l. di alluminio tipo 6060 UNI 3539, con $W_x = 11 \text{ cm}^3$. La sollecitazione unitaria massima di flessione è pertanto:

$$\sigma_{fmax} = \frac{200960}{11 \times 10^3} = 18,26 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{am}$$

I longheroni in lega leggera di alluminio sono supportati a loro volta da traversi IPE 80 in Fe 430 B con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{array}{ll} A = 7,64 \text{ cm}^2 & G = 6,00 \text{ kg/m} \\ J_x = 80 \text{ cm}^4 & W_x = 20 \text{ cm}^3 \end{array}$$

I traversi sono disposti con interasse di m 2 e sono gravati del carico, che schematizziamo come uniformemente distribuito:

$$q' = 1143 \times 2 = 2286 \text{ N/m};$$

essendo la luce di appoggio l pari a 2,28 m, considerando un incastro alle estremità otteniamo:

$$M_{fmax} = \frac{q' \times l^2}{12} = 990 \text{ Nxm}$$

La sollecitazione massima unitaria di flessione sarà pertanto:

$$f_{max} = \frac{990}{20} = 49,5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{am}$$

A.3.2 - Verifica della struttura durante il sollevamento.

Durante le operazioni di varo ed eventuale alaggio del pontile, il sollevamento viene effettuato utilizzando gli appositi golfari saldati alla struttura portante longitudinale che è pertanto gravata dal peso dei galleggianti ed è appoggiata in corrispondenza ai golfari usati per il sollevamento. (vedi fig. 3).

Dalla fig. 3 si ricava che il massimo momento flettente si ottiene in corrispondenza agli appoggi e deriva dalla somma del carico distribuito dovuto al telaio con i carichi concentrati dei galleggianti.

$$M_{dmax} = \frac{q \times c^2}{2} = \frac{1406 \times 3,05^2}{2} = 6539 \text{ N x m.}$$

Per effetto dei carichi concentrati abbiamo invece in corrispondenza all'appoggio:

$$M_c = 5494 \times 1,36 = 7471 \text{ N x m}$$

La somma dei due momenti calcolati vale:

$$M_c + M_d = 14010 \text{ N x m.}$$

I profili principali longitudinali sono costituiti da due UNP 180 in Fe 360 B che hanno le seguenti caratteristiche:

$$\begin{array}{ll} A = 28 \text{ cm}^2 & G = 22 \text{ kg/m} \\ J_x = 1354 \text{ cm}^4 & J_y = 114 \text{ cm}^4 \\ W_x = 150 \text{ cm}^3 & W_y = 22,4 \text{ cm}^3 \end{array}$$

La sollecitazione unitaria massima di flessione nella sezione esaminata è:

$$\sigma_f = \frac{M}{2 \times W_x} = \frac{14010 \times 10^3}{2 \times 150 \times 10^3} = 46,7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{am}$$

A 3.3 - Verifica della struttura al moto ondoso.

Procediamo alla verifica della struttura longitudinale dell'elemento da m 12,00 x 2,35 nell'ipotesi di pontile galleggiante con onda sinusoidale. Si ipotizza pertanto il pontile appoggiato sulla mezzeria dei galleggianti più esterni e gravato del peso proprio della struttura (distribuito) e del peso del galleggiante centrale (concentrato). Con riferimento alla figura 4:

$$q_d = 1.406 \text{ N/m,}$$

$$q_c = 5494 \text{ N.}$$

$$M_{d_{\max}} = \frac{1406 \times 8,62^2}{8} - \frac{1406 \times 1,69}{2} = 5138 \text{ N x m} \quad (\text{in mezzeria}).$$

$$M_{c_{\max}} = 2747 \times 3 = 8241 \text{ N x m}$$

$$M_{\max} = M_d + M_c = 13379 \text{ N x m.}$$

La sollecitazione massima unitaria di flessione su ciascuno dei due elementi principali longitudinali (UNP 180) è:

$$\sigma_{f_{\max}} = \frac{13379 \times 10^3}{150 \times 10^3 \times 2} = 44,5 \text{ N/mm}^2$$

A.3.4 - Verifica al tiro delle imbarcazioni all'ormeggio.

Il tiro massimo orizzontale esercitato sul pontile dalla cima di ormeggio di una imbarcazione della larghezza di 3 m è valutabile in $1.470 \times 3 = 4.410 \text{ N}$ e si va a scaricare sul profilo laterale del pontile ove sono avvitati gli anelli di ormeggio. Considerando l'ipotesi più gravosa di trazione al centro della campata di 2 m otteniamo (vedi fig.5)

$$M_f = \frac{4410 \times 2}{4} = 2205 \text{ N x m.}$$

$$\sigma_{f_{\max}} = 2205 / 22,4 = 98,4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{am}}$$

A.3.5 - Verifica dei giunti di collegamento tra i pontili.

La giunzione tra i vari elementi di pontile galleggiante è rappresentata in fig.6. La giunzione è realizzata da n° 4 perni in aisi 304 con filettatura M 24 e relativi ammortizzatori in gomma, disposti 2 su ogni lato. Per effetto del carico trasversale dovuto all'azione delle imbarcazioni e al moto ondoso si crea nella struttura un momento flettente che corrisponde a carichi di trazione/compressione sulle travi laterali della struttura del pontile. Questi carichi sono trasmessi da un elemento a quello contiguo dalle giunzioni in esame. Nella verifica seguente si ipotizza, cautelativamente, che lavorino solo i giunti più esterni mentre quelli interni rimangono di sicurezza.

Considerando un carico orizzontale di 300 Kgf/m ed una luce di 12 m, si calcola un momento flettente di 5400 Kgf·m. La distanza tra i giunti è di 2 m, per cui il carico di trazione/compressione su ciascun giunto sarà $T = 5400/2 = 2700$ Kgf.

Il carico di compressione viene sopportato dalle rondelle in gomma rinforzata con rete di poliammide, mentre il carico di trazione è sopportato dal tirante in aisi 304 del giunto opposto. Per quanto riguarda il tirante in aisi 304 M24 con area netta di 3,53 cm², nasce una tensione unitaria di trazione $\sigma = 765$ Kgf/cm², molto contenuta. Le rondelle in gomma hanno invece una area netta di 58 cm² per cui la sollecitazione unitaria di compressione vale 46 Kgf/cm², anch'essa contenuta.

Per quanto riguarda invece le travi principali della struttura, costituite da due profilati CNP 180, si calcola invece un momento flettente dovuto alla eccentricità del carico rispetto all'asse neutro:

$M_f = 2700 \times 12 = 32400$ Kgf·cm ed una corrispondente $\sigma_f = 32400 / 22,4 = 1446$ Kgf/cm². Sommando a questa sollecitazione unitaria quella dovuta alla trazione sulla trave: $\sigma = 2700 / A = 2700/28 = 96$ Kgf / cm² si ottiene una sollecitazione unitaria complessiva massima di trazione/compressione:

$$\sigma_t = 1542 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{amm} .$$

A.4.6 - Verifica del dispositivo di attacco catene.

Il dispositivo di attacco delle catene di ancoraggio è rappresentato nella fig. 7 ed è costituito da un piatto in acciaio zincato a caldo da mm 70x 15, opportunamente sagomato e fissato alla trave principale ed al pontile galleggiante con due viti in aisi 304 M 20. Fissato un carico orizzontale di 3600 Kgf, corrispondenti a 12 m di pontile, questo si suddividerà, secondo lo schema di fig. 7, sui due attacchi catene degli elementi di pontile contigui. Ipotizzando una inclinazione del tiro di 30° sull'orizzontale, avremo una componente orizzontale di Kgf $3600/2 = 1800$ Kgf, ed una verticale di 1039 kgf. Pertanto avremo un carico di trazione su ciascuna vite pari a Kgf $1800 / 2$ al quale si va a sommare quello dovuto alla componente verticale che si calcola: Kgf $(1039 \times 16 / 2) / 3,5 = 2374$ Kgf, complessivamente : $C = 1800/2 + 2374 = 3274$ Kgf. La vite M20 ha un'area netta di 2,45 cm², per cui la sollecitazione unitaria di trazione vale:

$$\sigma = 3274 / 2,45 = 1336 \text{ Kgf/cm}^2, \text{ accettabile.}$$

Per quanto riguarda il piatto sagomato di acciaio si verifica la sezione critica A:
che soggetta ad uno sforzo di trazione pari a:

$$T = 1800 / 2 \cos(90^\circ - 42^\circ) = 1345 \text{ Kgf.}$$

E ad un momento flettente dovuto alla componente verticale del tiro catena :

$$M_f = 1039 \times 16 / 2 = 8312 \text{ Kgf} \times \text{cm.}$$

Poichè il piatto 70 x 15 ha area resistente di 10,5 cm² e modulo di resistenza a flessione $W = 1,5 \times 7^2 / 6 = 12,25 \text{ cm}^3$, la sollecitazione unitaria risultante sarà pertanto:

$$\sigma = 1345 / 10,5 + 8312 / 12,25 = 939 \text{ Kgf/cm}^2 < \sigma_{amm} .$$

Siracusa, 30/06/2023

IL TECNICO

Ing. Paolo Calafiore
