



Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Centro Settentrionale



NUOVO PORTO COMMERCIALE DI FIUMICINO

PROGETTO ESECUTIVO I LOTTO FUNZIONALE I STRALCIO "Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere"

Committente:

Il presidente
AVV. Francesco Maria Di Majo

Il responsabile del procedimento
Dott. Ing. Maurizio Marini

Il coordinatore generale
Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progettazione:

ACQUA
TECNO

Ing. Renato Marconi
Ing. Paolo Turbolente
Ing. Barbara Doronzo



Titolo elaborato

Elaborato

A.2202.12 | PE | R

OME

Scala

RELAZIONE TECNICA OPERE MARITTIME ESTERNE

Data	Preparato	Controllato	Approvato
Novembre 2020	Ing. Barbara Doronzo	Ing. Paolo Turbolente	Ing. Renato Marconi
Revisione	Data		
01	Giugno 2021		
02	Febbraio 2022		

INDICE

1. PREMESSA	7
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE “DARSENA PESCHERECCI E SCALO DI ALAGIGO”	7
3. CONTENUTO DELL’ELABORATO	9
4. ANALISI IDRAULICO MARITTIMA – SINTESI DEGLI STUDI EFFETTUATI E IPOTESI PROGETTUALI	9
5. DEFINIZIONE DEI TEMPI DI RITORNO	12
5.1. Opere foranee	12
5.2. Pennello di protezione (zona alaggio)	14
6. VARIAZIONI DEL LIVELLO MEDIO MARINO E DEFINIZIONE DEL MASSIMO SOVRALZO E DEL MINIMO ABBASSAMENTO	15
7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA	17
7.1. Diga di Sopraflutto – Sezione H-H	18
7.1.1. Dimensionamento della mantellata	19
7.1.2. Dimensionamento degli strati filtro.....	20
7.1.3. Nucleo	21
7.1.4. Dimensionamento della berma al piede	21
7.1.5. Valutazione del Run-up.....	23
7.1.6. Determinazione della portata di tracimazione.....	24

7.2.	Diga di Sopraflutto – Sezione G-G.....	31
7.2.1.	Dimensionamento della mantellata	31
7.2.2.	Dimensionamento degli strati filtro.....	33
7.2.3.	Nucleo	33
7.2.4.	Dimensionamento della berma al piede	34
7.2.5.	Dimensionamento della mantellata interna	35
7.2.6.	Valutazione del run-up	36
7.2.7.	Determinazione della portata di tracimazione	36
7.3.	Diga di Sopraflutto – Sezione F-F	38
7.3.1.	Dimensionamento della mantellata	38
7.3.2.	Dimensionamento degli strati filtro.....	40
7.3.3.	Nucleo	41
7.3.4.	Dimensionamento della berma al piede	41
7.3.5.	Dimensionamento della mantellata interna	42
7.3.6.	Valutazione del run-up	42
7.3.7.	Determinazione della portata di tracimazione	42
7.4.	Banchina Sud – Sezione E-E	44
7.4.1.	Dimensionamento della mantellata	45
7.4.2.	Dimensionamento degli strati filtro.....	46
7.4.3.	Nucleo	47
7.4.4.	Dimensionamento della berma al piede	47

7.4.5.	Valutazione del run-up	48
7.4.6.	Determinazione della portata di tracimazione	48
7.5.	Banchina Sud – Sezione D-D	50
7.5.1.	Dimensionamento della mantellata	51
7.5.2.	Berma al piede.....	57
7.5.3.	Strato filtro	58
7.5.4.	Nucleo	59
7.5.5.	Valutazione del run-up	59
7.5.6.	Determinazione della portata di tracimazione	60
7.6.	Banchina Sud – Sezione C-C	62
7.6.1.	Dimensionamento della mantellata	62
7.6.2.	Berma al piede.....	64
7.6.3.	Strato filtro	65
7.6.4.	Nucleo	65
7.6.5.	Valutazione del run-up	65
7.6.6.	Determinazione della portata di tracimazione	66
7.7.	Banchina Sud – Sezione B-B	67
7.7.1.	Dimensionamento della mantellata	68
7.7.2.	Berma al piede.....	69
7.7.3.	Strato filtro	70
7.7.4.	Nucleo	70

7.7.5.	Valutazione del run-up	70
7.7.6.	Determinazione della portata di tracimazione	71
7.8.	Diga di Sottoflutto – Sezione M-M.....	72
7.8.1.	Dimensionamento della mantellata	73
7.8.2.	Dimensionamento degli strati filtro.....	74
7.8.3.	Nucleo	75
7.8.4.	Dimensionamento della berma al piede	75
7.8.5.	Valutazione del run-up	76
7.8.6.	Determinazione della portata di tracimazione	77
7.9.	Banchina Nord Pescherecci – Sezione L-L.....	80
7.9.1.	Dimensionamento della mantellata	81
7.9.2.	Dimensionamento degli strati filtro.....	82
7.9.3.	Nucleo	83
7.9.4.	Dimensionamento della berma al piede	83
7.9.5.	Valutazione del run-up	84
7.9.6.	Determinazione della portata di tracimazione	84
7.10.	Banchiana Nord-Pescherecci – Sezione I-I.....	86
7.10.1.	Dimensionamento della mantellata	87
7.10.2.	Berma al piede.....	93
7.10.3.	Strato filtro	94
7.10.4.	Nucleo	95

7.10.5.	Valutazione del run-up	96
7.10.6.	Determinazione della portata di tracimazione	96
7.11.	Pennello di protezione Alaggio Sezione T-T	98
7.11.1.	Dimensionamento della mantellata	98
7.11.2.	Strato filtro	104
7.11.3.	Nucleo	105
7.11.4.	Valutazione del run-up	105
7.11.5.	Determinazione dell'“overtopping” (sormonto della scogliera)	105
8.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	108
8.1.	Calcestruzzo strutturale e non strutturale	108
8.2.	Terreno di fondazione	108
8.3.	Materiale da cava e interti	108
9.	IL MASSICCIO DI CORONAMENTO: CARATTERISTICHE E COMPOSIZIONE. .	110
9.1.	Metodo di calcolo delle Pressioni indotte dal moto ondoso sui muri paraonde	110
9.2.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)	113
9.2.1.	Verifiche di stabilità	114
1.	<i>Verifiche alla traslazione</i>	115
2.	<i>Verifiche al ribaltamento</i>	115
3.	<i>Verifiche della capacità portante in condizioni drenate</i>	115
3.1	<i>Fattori di capacità portante</i>	116

9.3.	Muro Paraonde Sez E-E – Verifica SLU.....	117
9.3.1.	Calcolo delle pressioni agenti sul muro	117
9.3.2.	Verifiche.....	119
9.4.	Muro Paraonde Sez D-D– Verifica SLU	124
9.4.1.	Calcolo delle pressioni agenti sul muro	124
9.4.1.	Verifiche.....	126
9.1.	Muro Paraonde Sez C-C– Verifica SLU	131
9.1.1.	delle pressioni agenti sul muro	131
9.1.2.	Verifiche.....	133
9.1.	Muro Paraonde Sez B-B– Verifica SLU.....	138
9.1.1.	pressioni agenti sul muro.....	138
9.1.2.	Verifiche.....	140
	BIBLIOGRAFIA.....	145
	IINDICE DELLE FIGURE.....	146

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto in conformità all'art. 23 del D.lgs 50/2016 e s.mm.ii. e al Regolamento di attuazione ed esecuzione del Codice dei contratti DPR 207/2010 ss.mm.ii., rappresenta la relazione tecnica delle opere marittime esterne ricadenti nella Darsena Pescherecci e nello scalo di alaggio nell'ambito del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino (RM).

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE “DARSENA PESCHERECCI E SCALO DI ALAGIGO”

L'infrastruttura portuale oggetto della progettazione esecutiva è articolata nelle seguenti opere (Figura 1).

- il dragaggio dei fondali fino alla quota - 6,00 m s.l.m.;
- la realizzazione di due opere foranee ovvero la Diga di Sopraflutto (L = 442,50 m), la Diga di Sottoflutto (L = 339,30 m), il Pennello di protezione dello scalo di alaggio (L=167,50 m di cui L₁= 90,00 m a sezione completa).
- un banchinamento a giorno, denominato Banchina Sud (realizzato mediante un impalcato su pali e riempimento a tergo) adibita ai servizi portuali (Lunghezza L= 372,20 m, S_{pavimentata}= 12.430 m², quota del piano di calpestio compresa tra +1,80 m e +2,00 m s.l.m.m a consolidazione avvenuta);
- un pontile su pali all'estremità della Banchina sud, adibito alle operazioni di bunkeraggio (Lunghezza L= 42,2m, profondità B= 5,40 m, quota del piano di calpestio a +2,00 m s.l.m.m a consolidazione avvenuta) e realizzato mediante impalcato su pali.
- una banchina a parete verticale, denominata Banchina Nord, adibita al comparto peschereccio (Lunghezza L=323,30 m, S_{pavimentata}=5.916 m², quota del piano di calpestio compresa tra +1,50 m e +1,80 m s.l.m.m a consolidazione avvenuta consolidazione avvenuta);
- una banchina a parete verticale, denominata Banchina di riva, adibita al comparto peschereccio e ai servizi portuali (Lunghezza L=135,00 m, Spavimentata= 3.043m²);
- uno scalo di alaggio a servizio della cantieristica (dimensionato per Travel Lift da 400 t) a nord della Darsena Pescherecci costituito da una banchinamento avente lunghezza complessiva L=129,4 ed un bacino (dimensioni L₁= 40,5 m L₂ = 12,50 m) destinato alle operazioni di varo ed alaggio (lunghezza L=40,50 m, larghezza =12,50 m) è costituito da un doppio palancolato tipo “Cofferdam”;

- piazzali operativi a servizio dello scalo di alaggio e della darsena pescherecci per una superficie complessiva di 67.023m² di cui 18.007m² pavimentati (pavimentazione di tipo flessibile).
- le predisposizioni impiantistiche (impianto antincendio, impianto idrico potabile, impianto di scarico acque reflue, impianto di smaltimento acque meteoriche, Impianto di distribuzione FM, illuminazione esterna, impianto telefonico e rete dati).

E' prevista l'installazione di arredi di banchina, ovvero bitte in ghisa sferoidale con tiro compreso tra 10 t e 60 t, in relazione alla flotta pescherecci e alle imbarcazioni di servizio attualmente ormeggiate nel Porto Canale di Fiumicino;

Il porto avra' uno specchio acqueo di 86.513 m², una imboccatura di 150 m (in corrispondenza del l.m.m) con un fondale di progetto di -6,00 m s.l.m. garantito attraverso un intervento di dragaggio (Volume 36.863,50 m³).

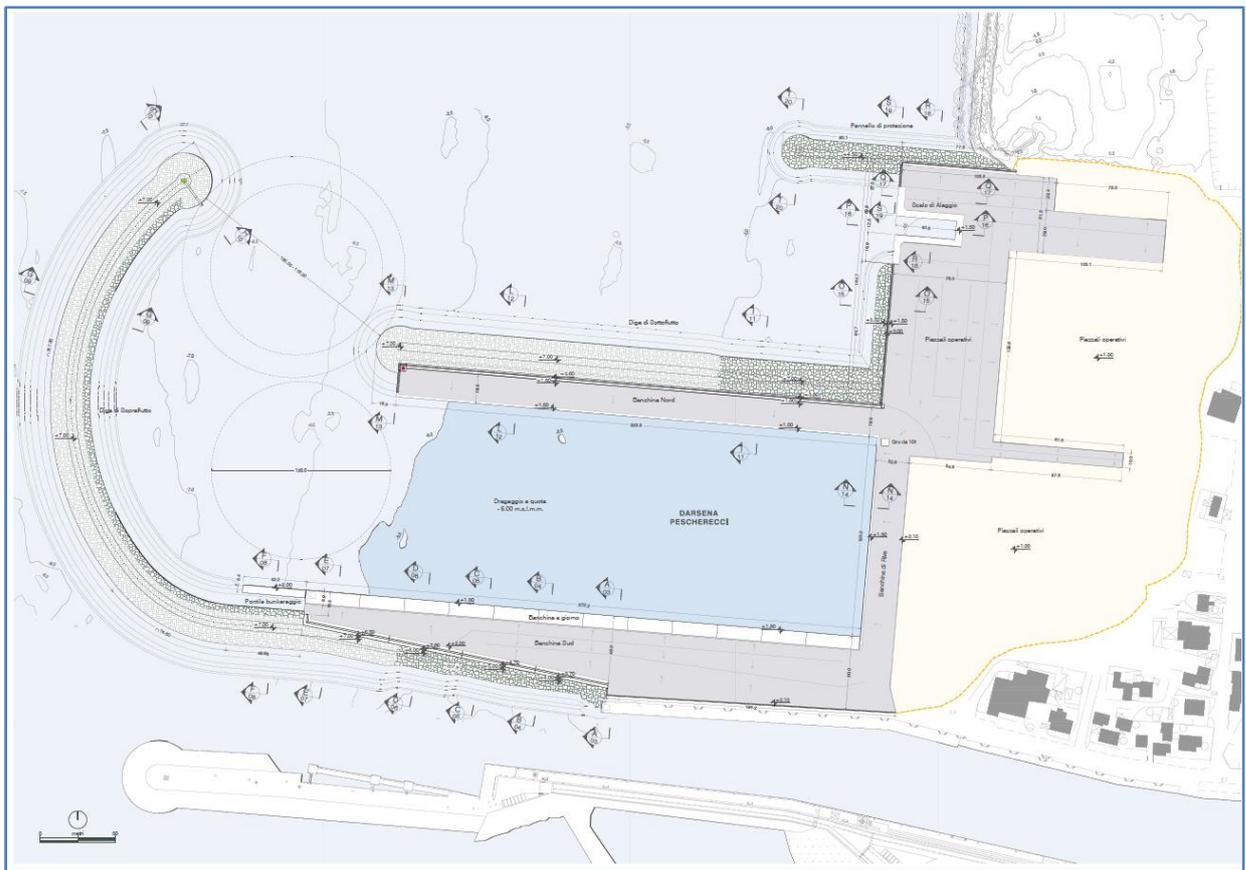


Figura 1 - Planimetria di Progetto "Darsena Pescherecci e Scalo di Alaggio" (Elab. OM.01)

3. CONTENUTO DELL'ELABORATO

Nell'elaborato in oggetto vengono riportate le verifiche previste dalle NTC 2018 e dalla Normativa di riferimento riportata nel Capitolato Speciale di Appalto. In particolare, i seguenti paragrafi esplicitano il calcolo delle seguenti opere:

- **Diga di Sopraflutto:** Calcoli idraulico-marittimi dell'opera a gettata e valutazione teorica della risalita ondosa e della tracimazione (sez. G-G., sez. H-H, sez.FF, sez. E-E, sez. D-D, sez. C-C, sez.B-B.);
- **Diga di Sottoflutto:** Calcoli idraulico-marittimi dell'opera a gettata e valutazione teorica della risalita ondosa e della tracimazione (sez. M-M);
- **Pennello a protezione dello scalo di alaggio:** Calcoli idraulico-marittimi dell'opera a gettata e valutazione teorica della risalita ondosa e della tracimazione (sez. T-T);
- **Banchina Sud:** Muro paraonde di sez. E-E, Muro paraonde di sez. D-D; Muro paraonde di sez. C-C
Muro paraonde di sez. B-B;
- **Banchina Nord:** Calcoli idraulico-marittimi dell'opera a gettata e valutazione teorica della risalita ondosa e della tracimazione (sez. I-I, sez L-L).

L'ubicazione planimetria delle sezioni di cui sopra è riportata nella Planimetria di Progetto (*Elab. OM.01 – Planimetria di Progetto*) Si veda Figura 1.

Le analisi effettuate si riferiscono a quelle sezioni che presentano le condizioni di carico più gravose e pertanto la verifica delle stesse può essere estesa a tutte le sezioni di uguale geometria, ma sottoposte a carichi inferiori.

4. ANALISI IDRAULICO MARITTIMA – SINTESI DEGLI STUDI EFFETTUATI E IPOTESI PROGETTUALI

Nell'ambito del Progetto Definitivo - I Lotto Funzionale del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino sono stati redatti studi idraulico marittimi finalizzati al dimensionamento delle opere marittime, alla valutazione del run-up in corrispondenza dei banchinamenti interni e allo studio dell'agitazione ondosa.

Premesso quanto sopra, tenuto conto:

- delle Prescrizioni del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici (Adunanza del 12.02.2019, Prot. 71/2018) sul Progetto Definitivo del “Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale” in merito agli “aspetti di idraulica marittima”;
- dell’intervallo temporale intercorso tra la redazione del suddetto studio e l’attuale progettazione esecutiva e, altresì, degli evidenti cambiamenti climatici che hanno caratterizzato l’ultimo ventennio, in via preliminare alla progettazione delle opere marittime;

il Progetto Esecutivo del Nuovo Porto Commerciale – I Lotto – I Stralcio (Darsena Pescherecci e Scalo di Alaggio) è stato impostato sulla base di studi idraulico – marittimi aggiornati (dati ondametrici registrati negli ultimi 10 anni) e redatti con l’impiego di modelli numerici bidimensionali di ultima generazione (Mike 21 SW Spectral Wave Model, Mike 21 BW Boussinesq Wave Model). In particolare, preliminarmente al dimensionamento delle opere foranee, sono state eseguiti i seguenti studi:

- l’inquadramento meteo-marino del paraggio costiero in cui ricadrà la futura Darsena Pescherecci di Fiumicino, la definizione del regime ondoso e delle condizioni ondose estreme di largo (si rimanda all’elaborato *SM - Studio Meteomarino*);
- la propagazione da largo a riva, ovvero in corrispondenza delle opere di progetto, del clima ondoso individuato a largo di Fiumicino, finalizzato alla determinazione delle caratteristiche dell’onda di progetto (H_s , T_p , θ_m) sulla Diga di Sopraflutto e di Sottoflutto e delle onde da utilizzare per lo studio specialistico idraulico-marittimo relativo alla penetrazione ondosa (si rimanda all’elaborato *SPO - Studio di propagazione ondosa*);
- l’agitazione ondosa interna alla futura Darsena Pescherecci per differenti layout portuali al fine di verificare e ottimizzare il layout portuale di progetto (si rimanda all’elaborato *SAO - Studio di agitazione ondosa interna*);

A valle degli studi eseguiti, parte integrante del Progetto Esecutivo, le onde di largo propagate a riva sono riassunte nella tabella che segue (Tabella 1):

Onde	Tr (anni)	Hs di largo (m)	Tp di largo (s)	Direzione (°N)
Onda 1	5	5,90	11,95	250
Onda 2	50	7,06	12,45	250
Onda 3	70	7,23	12,50	250
Onda 4	140	7,57	12,70	250

Tabella 1 - Onde di largo propagate

I risultati ottenuti dalla propagazione largo-riva sono riportati nelle seguenti tabelle.

Zona di estrazione	Tr (anni)	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)
Testata Diga Sopraflutto	5	3,6	8,5	250
	50	3,6	9	250
	70	3,6	9	250
	140	3,65	9,7	250
Tronco Diga Sopraflutto	5	3,8	8,6	250
	50	3,8	9,1	250
	70	3,8	9,1	250
	140	3,9	9,8	250

Tabella 2 - Risultati ottenuti dalla propagazione delle onde verso riva in corrispondenza della Diga di Sopraflutto

Zona di estrazione	Tr (anni)	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)
Testata Diga Sottoflutto	5	3,3	8,5	250
	50	3,4	8,9	250
	70	3,4	9	250
	140	3,4	9,6	250
Tronco Diga Sottoflutto	5	2,6	8,4	250
	50	2,8	8,8	250
	70	2,8	9	250
	140	2,9	9,4	250

Tabella 3 - Risultati ottenuti dalla propagazione delle onde verso riva in corrispondenza della Diga di Sottoflutto

5. DEFINIZIONE DEI TEMPI DI RITORNO

5.1. Opere foranee

Le opere a a gettata (Diga Sottoflutto, Diga di Sopraflutto e Pennello di protezione) sono state dimensionate in ottemperanza ai criteri contenuti nelle “*Istruzioni Tecniche Italiane per la Progettazione delle dighe marittime*” (1996) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; il tempo di ritorno di progetto per le opere a gettata “TRP” è definito, dalla relazione:

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

dove Tv rappresenta la durata minima dell’opera determinata in relazione alle sue caratteristiche funzionali ed al livello di sicurezza richiesto e Pf rappresenta la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita dell’opera. La durata minima dell’opera è desumibile in relazione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, come da tabella seguente:

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

Tabella 4 - Livello di sicurezza in funzione del tipo di opera

- Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell’opera (difese costiere – porti minori – ecc.);
- Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad installazioni di interesse generale, comportanti rischio moderato di perdita di vite umane (opere di grandi porti – ecc.);
- Il livello di sicurezza 3 si riferisce alle opere d’interesse sopranazionale e di protezione dalle ondate, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane (difese costiere – porti minori – ecc.).

La massima probabilità di danneggiamento ammissibile è associata alle tipologie di rischio di danneggiamento incipiente o di distruzione totale, secondo le tabelle allegate:

Danneggiamento Incipiente Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0,50	0,30
Media	0,30	0,20
Alta	0,25	0,15

Tabella 5 - Livello del Danno e Rischio vita umana Pf (Danneggiamento incipiente)

Distruzione Totale 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 6 - Livello del Danno e Rischio vita umana Pf (Distruzione totale)

Con riferimento alle istruzioni sopracitate, considerato che l'infrastruttura struttura prevista è "di suo generale" e che il livello di sicurezza richiesto è 2, risulta una a un tempo di vita dell'opera di 50 anni, ($T_v=50$ anni).

Per la valutazione del danneggiamento ammissibile è stata considerata la probabilità relativa alle condizioni di danneggiamento incipiente essendo le sezioni tipo previste costituite da strutture flessibili e riparabili.

Essendo il rischio di perdita per la vita umana nel caso di danneggiamento dell'opera considerabile "limitato" e la ripercussione economica (costituita dall'onere dell'intervento di manutenzione) o media, si è assunta una probabilità $P_f = 0,30$. Sulla base dei parametri selezionati, **il tempo di ritorno di progetto dell'opera risulta pari a circa 140 anni.**

Premesso quanto sopra, le caratteristiche delle onde di progetto utilizzate per il dimensionamento delle opere a gettata sono riportate nella seguente tabella:

Sezione di progetto e di calcolo	Hs (m)	Tp (s)
Diga di sopraflutto– Sezz. H-H	3,7 m	9,7
Diga di sopraflutto– Sezz. G-G	3,9	9,8
Diga di sopraflutto - Sezz. F-F	3,4	9,7
Diga di sopraflutto - Sezz. E-E	3,4	9,7

Diga di sopraflutto - Sezz. D-D	2,9	9,6
Diga di sopraflutto - Sezz. C-C	2,6	9,6
Diga di sopraflutto - Sezz. B-B	2,2	9,5
Diga di sottoflutto – Sezz. M-M	3,4	9,6
Diga di sottoflutto – Sezz. LL	2,8	9,4
Diga di sottoflutto – Sezz. I-I	2,7	9,2
Pennello Alaggio - Sezz. T-T	2,9	9,2

a vantaggio di sicurezza per il dimensionamento della mantellata delle opere foranee, riportato nei paragrafi successivi, è stato adoperato il valore di $H1/10$ (Coastal Engineering Manual – Part VI – 2011, Table VI-5-22).

5.2. Pennello di protezione (zona alaggio)

Lo scalo di alaggio previsto nell'ambito del Progetto è ubicato a Nord rispetto alla futura Darsena Pescherecci; lo specchio acqueo antistante risulta protetto dagli eventi ondosi del I, II e III quadrante, ma esposto ai venti di maestrale e ai fenomeni ondosi del IV quadrante. Per tale motivo, pur essendo l'opera classificabile come "infrastruttura ad uso specifico" (frequentemente realizzata in darsena protetta), a scopo cautelativo e a vantaggio di sicurezza, il calcolo del tempo di ritorno di progetto per il pennello di protezione è stato eseguito adottando nelle stesse ipotesi delle opere foranee di sopraflutto e sottoflutto. Pertanto, si considera:

- la struttura prevista è ad uso generale con il livello di sicurezza pari a 2, a cui corrisponde un tempo di vita di progetto di 50 anni, ($T_v=50$ anni).

Per la valutazione del danneggiamento ammissibile è stata considerata la probabilità relativa alle condizioni di danneggiamento incipiente essendo le sezioni tipo previste costituite da strutture flessibili e riparabili. Dato che il rischio di perdita per la vita umana nel caso di danneggiamento dell'opera è medio e che la ripercussione economica costituita dall'onere dell'intervento di manutenzione è piuttosto medio, si è assunta una probabilità $P_f = 0,30$. Sulla base dei parametri selezionati, **il tempo di ritorno di progetto dell'opera risulta pari a circa 140 anni.**

Utilizzando quindi i risultati dello studio di propagazione ondosa da largo a riva (si rimanda all'elaborato *SPO - Studio di propagazione ondosa*), ne deriva un'onda di progetto con le seguenti caratteristiche:

$$H_s = 2,9 \text{ m} \quad T_p = 9,20 \text{ s} \quad Dir = 250^\circ \text{C}$$

6. VARIAZIONI DEL LIVELLO MEDIO MARINO E DEFINIZIONE DEL MASSIMO SOVRALZO E DEL MINIMO ABBASSAMENTO

La conoscenza delle massime variazioni quasi-statiche del livello marino, dovute a cause diverse (principalmente marea astronomica e "meteorologica"), è necessaria per la corretta progettazione delle quote da assegnare alle opere di progetto. Si rimanda all'analisi eseguita in fase di progettazione definitiva (elab. RTM06 – Relazione tecnica opere marittime esterne) riportando nella presente relazione una sintesi dei risultati ottenuti.

“Nel zona del Mar Tirreno ove ricade il paraggio costiero di Fiumicino le escursioni del livello del mare sono di fatto modeste; per la stima della componente oscillatoria della marea astronomica le ampiezze ed i tempi di marea sono prevedibili per alcuni porti principali italiani in funzione delle "Tavole di Marea" pubblicate annualmente dall'Ufficio Idrografico della Marina Militare; per il caso in esame si possono utilizzare i dati forniti per il porto di Civitavecchia. L'andamento temporale risultante è di tipo semidiurno (periodo 12 ore e 30 minuti) con due alte maree e due basse maree al giorno di ampiezza diversa (marea di tipo sinodico-declinazionale). Le escursioni di marea astronomica sono contraddistinte da una periodicità bisettimanale distinta nelle fasi di sizigie (luna piena e nuova) e di quadratura. Nei periodi sizigiali si verificano i massimi dislivelli positivi e negativi che raggiungono valori di circa ± 0.25 m rispetto al livello medio marino (massimo dislivello pari a circa 0,40 m).

Per la definizione della marea meteorologica si distinguono:

- *sovrалzo ed abbassamento barico (legati al passaggio dei cicloni ed anticicloni): considerata una condizione di minimo barico pari a 978 mb rispetto ad una condizione media di 1013 mb ne consegue un effetto di sovrалzo marino massimo pari a 0.35 m; considerando che il massimo barico pluriennale osservato è di 1040 mb, si ha un abbassamento locale del livello marino di circa 27 cm.*

- sovrizzo di vento: l'effetto di innalzamento dei livelli sottocosta indotto dall'azione di venti foranei spiranti verso la costa laziale è definito in funzione dell'estensione della piattaforma continentale (l'isobata -100 si trova al massimo a 9.5 km dalla linea di riva). Il calcolo del sovrizzo di vento può essere effettuato con la nota relazione implicita:

$$S = \frac{K_p \cdot L_p \cdot U^2}{g(D - d - S)} \ln\left(\frac{D}{d + S}\right)$$

Questa fornisce un valore di 0.03 m alla profondità di 10 m (d), essendo D=100 m profondità limite assunta per la piattaforma continentale; L_p=9500 m estensione della piattaforma continentale; g = 9.81 m/s²; k_p=3x10⁻⁶; U=20 m/s velocità del vento.

Eseguendo il calcolo anche per profondità inferiori si osserva che il sovrizzo segue una legge esponenziale con un massimo lungo la linea di riva (d=0) pari a S = 0.08 m.

Infine, si devono considerare le variazioni a lungo termine dovute a fenomeni di eustatismo: le attuali proiezioni prevedono un progressivo innalzamento del livello marino dovuto all'incremento della temperatura terrestre (effetto serra) stimabile in circa 30 cm nei prossimi 50 anni.

Valutazioni meno pessimistiche considerano possibili incrementi di livello di poco superiori a quelli registrati nell'ultimo millennio (dell'ordine di 10 cm al secolo).

In definitiva è possibile calcolare il massimo sovrizzo lungo riva sommando tutti i diversi contributi di oscillazione del livello marino ma considerando che in generale non si verifica la piena concomitanza per i sovrizzi di carattere meteorologico ed astronomico.

Si può cautelativamente assumere una riduzione del 75% per il sovrizzo massimo di carattere meteorologico ed astronomico; in definitiva, a fronte di un sovrizzo massimo assoluto pari a circa 0.65 m (0.25 + 0.35 + 0.10); **il massimo livello marino da assumere per la progettazione delle opere può essere posto pari a + 0.50 m sopra il medio mare.**

Il minimo abbassamento del livello marino è pari alla somma dell'oscillazione di marea (20 cm) e dell'abbassamento barico (27 cm), ed è uguale a circa 47 cm; anche in questo caso si può ammettere un abbattimento del 25% dell'oscillazione massima, pertanto **il minimo livello da assumere per la progettazione delle opere è pari a 0.36 m sotto il medio mare** (0.47 × 0.75 = 0.36 m)''

7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA

Il dimensionamento delle opere a gettata è stato eseguito partendo dalle scelte progettuali eseguite nel Progetto Definitivo ed ottimizzandole in relazione all'oggetto della progettazione esecutiva. Il Progetto in essere, infatti, si riferisce al I Stralcio - I Lotto del Nuovo Porto Commerciale. La fase di realizzazione successiva prevederà (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

- il prolungamento della diga di Sopraflutto;
- l'ampliamento della Banchina Nord destinata alla nuova Area Cantieristica, nonché uil prolungamento della stessa;
- la realizzazione della restante parte del Porto Commerciale che si svilupperà a Nord rispetto alla Darsena Pescherecci, così come previsto nella variante al Piano Regolatore Portuale (ATF).

Premesso quanto sopra, le soluzioni progettuali di seguito proposte sono il risultato di analisi finalizzate non solo a garantire la sicurezza strutturale, geotecnica e marittima dell'infrastruttura, ma anche a realizzare delle opere rimodulabili rispetto al futuro scenario portuale (ovvero ai successivi Lotti del Progetto Esecutivo del Nuovo Porto Commerciale).

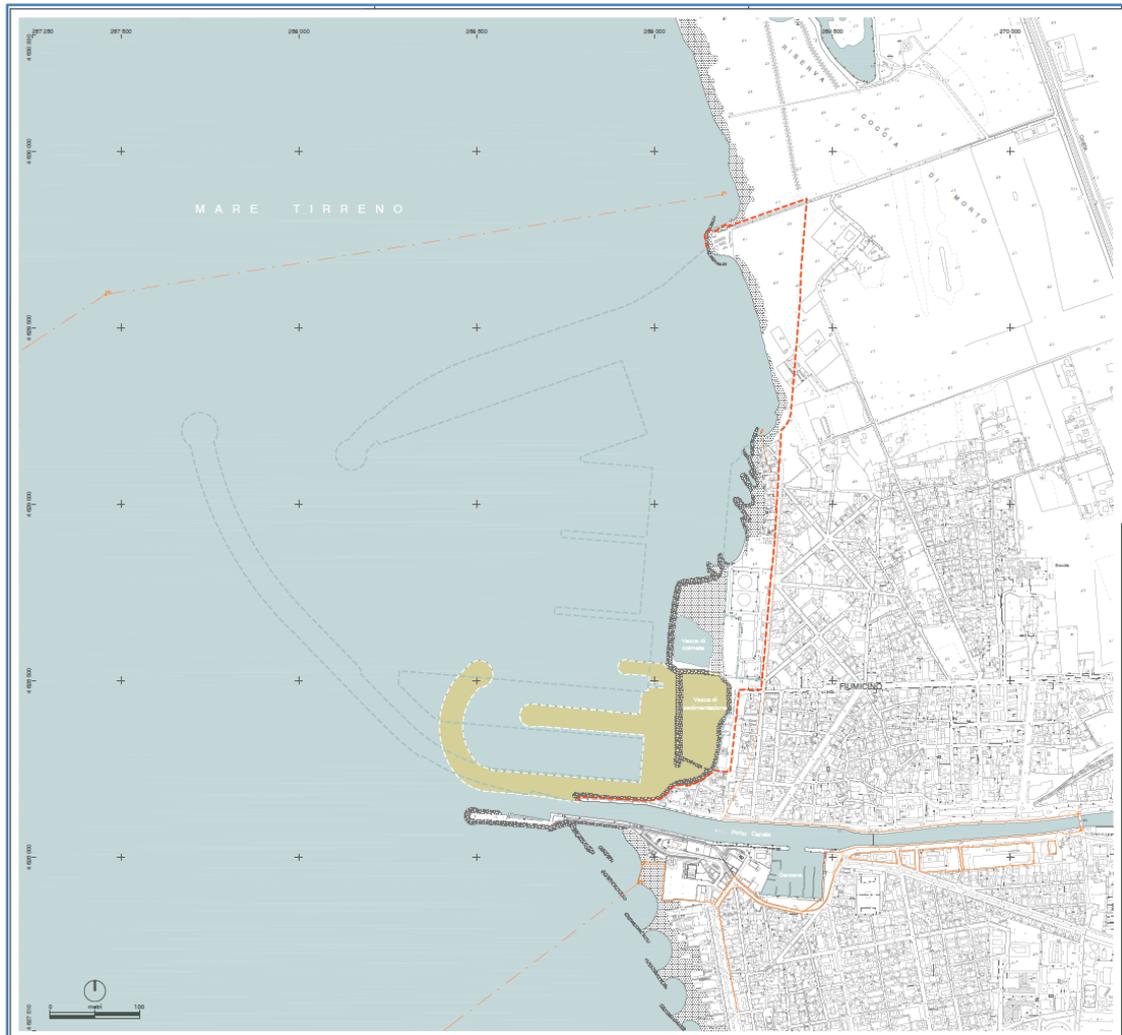


Figura 2 - Darsena Pescherecci e opere di futura progettazione (Elab. EG.IG.02)

7.1. Diga di Sopraflutto – Sezione H-H

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.10 Diga di Sopraflutto - Sezione tipo H-H*.

L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione H-H a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);

- Sezione H-H di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera e agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è la testata della Diga di Sopraflutto, imbasata su fondali dell'ordine di - 6,75 m÷ - 6,50 m s.l.m.m., è costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m.;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1÷3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m.;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo "Antifer" (da 5 m³) con pendenza 2:1 (sia sul "lato mare" sia sul "lato Darsena Pescherecci") fino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷7t) dello spessore di 2,40 m su strato filtro in massi di II categoria (1t÷3t) di 0,90 m.

Il corpo diga è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato $\phi \geq 150\text{mm}$) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto RCG - *Relazione di calcolo geotecnico*

7.1.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H1/10 = 1,27 H_s$, con:

- $H_s = 3,7$ m (altezza onda significativa);
- $T_p = 9,70$ s (periodo di picco);
- $h_b = 6,8$ profondità al piede dell'opera;
- **$H1/10 = 4,64$ m (altezza onda di progetto);**
- $T_m = 8,8$ s (periodo medio).

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3 \cotg \alpha$$

ove:

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer);
- $\gamma_s = 24 \text{ KN/m}^3$ (peso di volume dei massi);
- $\gamma_w = 10,25 \text{ t/m}^3$ (peso di volume dell'acqua marina);
- $\cotg \alpha = 2$ (pendenza del paramento pari a 2 su 1, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale);
- $K_d = 5$, essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in testata per onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite (formula di Miche):

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 75,30 m ;

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 6,8 m.

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,073 > (H/L)_{progetto} = 0,06$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente.

Si ottiene uno peso del masso $P = 11,5 \text{ t}$. Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un masso artificiale Antifer da 5 m^3 (11,57 t) in doppio strato.

Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_{\Delta} (P/\gamma_{cls})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata);
- $K_{\Delta} = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati);

Lo spessore del doppio strato di Antifer è pari a 3,40 m.

7.1.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei

massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso D50 si calcola con la formula:

$$D50 = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_s}}$$

Con $\gamma_s=26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi)

Ne deriva $Dn50 = 0,76 \text{ m}$.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} =$$

con:

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984),
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,57 \text{ m}$.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria (Pezzatura compresa tra 1 t e 3) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 \cdot D50 \text{ mantellata} < r_{\text{filtro}} < r_{\min}$).

7.1.3.Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg (Regola del Terzaghi). Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto eseguita via mare e via terra.

7.1.4.Dimensionamento della berma al piede

Al piede della mantellata verrà disposta una berma orizzontale in massi naturali, per impedire che gli elementi costituenti la mantellata possano, a causa del moto ondoso, scivolare sul fondale marino e scoprire così lo strato filtro sottostante. Il peso minimo necessario dei massi naturali costituenti la berma è stato ricavato applicando la formula di Gerding (Coastal Engineering Manual – Part VI – 2011, Table VI-5-46), di seguito riportata, mediante la quale si può ottenere il Dn50 (diametro nominale) dei massi naturali impiegati:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \frac{d}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove N_{od} è un parametro che quantifica il grado di danneggiamento previsto e che assume i seguenti valori:

- $N_{od}=0,5$ danno incipiente;
- $N_{od}=2,0$ spianamento parziale;
- $N_{od}=4,0$ spianamento totale;
- d è la profondità della berma rispetto al livello medio mare con $d \geq 1 \div 1,5 H_s$.

Lo spessore della berma b è calcolabile mediante la seguente formula di Gerding (1993)

$$b = n \cdot K_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

La larghezza minima in sommità deve risultare $b = 4 D_{n50}$.

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate per la sezione più critica ovvero quella di testata su fondali minori.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede (Sezione di Testata)			
Parametri di Progetto			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
h_b	6,75	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	2,39	m	Profondità minima della berma rispetto livello medio mare <i>Si è tenuto conto dello spessore di strato filtro sottostante e dell'abbassamento del livello mare..</i>
H_s	3,65	m	Altezza onda significativa
Parametri berma			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54		

M50	46	kN	Peso medio dei massi
	4,7	t	
Dn50	1,21	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,7	-	Parametro di danneggiamento
Ns	2	-	Numero di stabilità
KΔ	1,00	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,4	m	Spessore della berma
b	4,80	m	Larghezza minima della berma in sommità (4*Dn50)

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata nella sezione di testata con doppio strato di massi naturali di III categoria (3t-7t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,8 m e spessore 2,40 m.

7.1.5. Valutazione del Run-up

La valutazione del run-up (l'altezza di risalita) e della portata di tracimazione sono fondamentali per la determinazione della quota di coronamento della diga. La definizione della sommità dell'opera tiene conto di una serie di aspetti tecnico – idraulici, esecutivi, estetici e della destinazione d'uso delle aree sul lato interno della diga stessa, strettamente connessa al grado di sicurezza nei confronti della tracimazione ondata.

L'elemento geometrico principale, che condiziona l'entità della tracimazione, è l'altezza della cresta Rc. Ulteriori parametri geometrici influenzanti sono: la pendenza della mantellata, la larghezza e profondità della berma e la sua altezza rispetto a quella del muro paraonde.

La massima risalita ondata lungo il paramento esterno della mantellata viene determinata mediante le procedure riportate nel U.S. Army Coastal Engineering Manual (2011), secondo la formulazione proposta da Delft Hydraulics, di seguito riportata:

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = \begin{cases} A \cdot \xi_{0m} & \text{per } 1.0 < \xi_{0m} \leq 1.5 \\ B \cdot (\xi_{0m})^C & \text{per } 1.5 < \xi_{0m} \leq (D/B)^{1/C} \\ D & \text{per } (D/B)^{1/C} < \xi_{0m} \leq 7.5 \end{cases}$$

ove i valori dei parametri A, B, C e D risultano tabellati in funzione della probabilità di superamento $i\%$.

$i\%$	A	B	C	D
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
(Significativo)	0.72	0.88	0.41	1.35
50 (Medio)	0.47	0.6	0.34	0.82

Tabella 7 - Table VI-5-5 CEM

La massima risalita (Run-up) del moto ondoso sulla struttura $R_{ui\%}$ può essere quindi di principio determinata per diversi percentili di frequenza, ma il parametro di riferimento per la progettazione di opere costiere è rappresentato dalla massima risalita delle onde con percentile pari al 2%. Ipotizzando quindi un attacco dell'onda in direzione ortogonale, si è pervenuti ad un valore di $R_{u2\%}$ pari a 7,20 m (Tabella 8).

CALCOLO del RUN UP (Sezione H-H)			
γ_w	10,1	kN/m^3	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,5	-	Inclinazione
H	3,65	m	Altezza onda significativa H_s . Si assume $H_{1/10}$
T_{0m}	8,8	s	Periodo medio al largo
L_{0m}	114	m	Lunghezza d'onda
s_m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	2,9	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
$i\%$	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	2,0	-	
$R_{ui\%}$	7,2	m	Altezza run-up

Tabella 8 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.1.6. Determinazione della portata di tracimazione

La portata media di tracimazione q_m rappresenta nella pratica progettuale il valore attraverso cui è possibile valutare l'efficienza funzionale dell'opera che si va a realizzare nei confronti di possibili sormonti delle onde incidenti. Attraverso questo parametro si concilia quindi la necessità di mantenere le quote sommitali più basse possibili, così da consentire un migliore aspetto estetico e paesaggistico (visione del mare), garantendo parimenti la sicurezza delle banchine retrostanti, laddove esistenti, in relazione alle attività previste dal progetto del porto. Nel caso specifico la scogliera non è banchinata e risulta pertanto tracimabile.

Per il calcolo della portata di overtopping si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (**Figura 3**).

$$\begin{aligned} \text{onda frangente:} & \begin{cases} \frac{q_t}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\tan \alpha} \cdot \gamma_b \cdot \exp\left(-\frac{4,30R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\xi_0 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v}\right) \\ \text{con } q_{t,max}: \frac{q_{t,max}}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-\frac{2,30R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right) \end{cases} \\ \text{onda non frangente:} & \begin{cases} \frac{q_t}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\tan \alpha} \cdot \gamma_b \cdot \exp\left(-\frac{4,75R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\xi_0 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v}\right) \\ \text{con } q_{t,max}: \frac{q_{t,max}}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-\frac{2,60R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right) \end{cases} \end{aligned}$$

Figura 3 - Portate di overtopping (EurOtop Manual 2016)

Nel caso in esame andiamo a valutare la portata di overtopping nel caso di onda non frangente, dove:

- R_c = quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare (7,00 m s.l.m.m). Si tiene conto dell'effetto del sovrizzo di +,050 m.;
- H_{m0} = Si assume H_s al piede della diga;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β =fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondos, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b =fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma (in assenza di berma è uguale ad 1).

La Figura 4 seguente evidenzia l'andamento delle portate di tracimazione al variare della rugosità, della pendenza della struttura e della permeabilità.

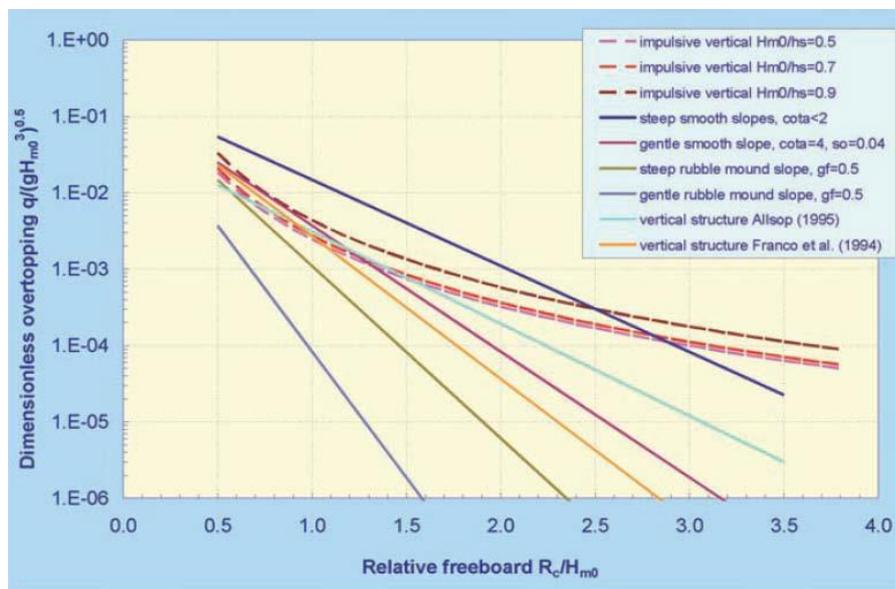


Figura 4 - Confronto tra le formule per il calcolo della portata massima tracimabile per diverse

Type of armour layer	γ_r	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Figura 5 - Eurotop II (2016)

Il calcolo di γ_b deriva dalla seguente espressione:

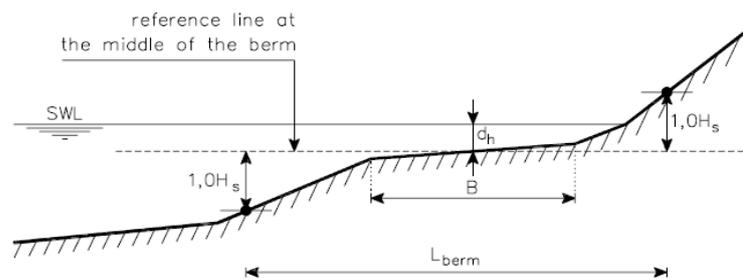


Figura 6 - Calcolo di γ_b (Vandermeer 1988)

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{berm}} \left(1 - 0.5 \left(\frac{d_h}{H_s} \right)^2 \right)$$

Con $0,6 \leq \gamma_b \leq 1,0$ e $-1,0 \leq d_h/H_s \leq 1,0$

Si perviene ad un valore della **portata di tracimazione massima pari a 0,42 l/s** per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
Hs	3,65	m
Tr	140	anni
R _{ui%}	7,2	m
Rc	7	m
γ_f	0,5	
γ_β	1	
q t,max	0,42	l/s/m

Tabella 9 - Calcolo dell'Overtopping

Il progetto non prevede alcun banchinamento in corrispondenza della sezione di calcolo, pertanto ai fini della valutazione dell'ammissibilità della portata di overtopping, tiene esclusivamente della sicurezza strutturale della stessa. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, la portata di tracimazione con onda Hs e Tr=140 anni rientra nei limiti di sicurezza strutturale (Figura 7.).

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Rubble mound breakwaters; H _{m0} > 5 m; no damage	1	2.000-3.000
Rubble mound breakwaters; H _{m0} > 5 m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10.000-20.000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; H _{m0} = 1 – 3 m	5	2.000-3.000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; H _{m0} = 0.5 – 3 m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; H _{m0} < 1 m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; H _{m0} < 0.3 m	No limit	No limit

Figura 7 - Limiti di overtopping (Eurotop II 2016)

Si riporta inoltre le tabelle riassuntive delle tracimazioni d’onda (oltre le dighe) in termini di danni a persone o a strutture (Van der Meer 1993 - Eurotop II 2006) Figura 8, Figura 9.

m ³ /s per m		litri/s per m					
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale				
	Veicoli	Pedoni	Costruzioni	Difese di argini	Dighe coperte da coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni	
10 ⁰							1000
10 ⁻¹	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni anche se interamenti protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200
						Danni per lungomari non pavimentati	100
							50
10 ⁻²	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	20
				Danni se la cresta non è protetta			10
10 ⁻³	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale	Pericoloso per opere a parete	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	2
10 ⁻⁴	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere a parete	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	0.1
10 ⁻⁵	Non percorribile con sicurezza alle alte velocità	Pericolo per opere a parete	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	0.02
10 ⁻⁶	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Pericolo per opere a parete	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	0.004
10 ⁻⁷	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Pericolo per opere a parete	Danni alla struttura	Danni se la scarpa a tergo non è protetta	Inizio di danno	Nessun danno	0.0001

Figura 8 - Portate critiche overtopping (J.W. Van der Meer - 1993)

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} > 5 m	>10	>5,000 – 30,000
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} = 3-5 m	>20	>5,000 – 30,000
Sinking small boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m Damage to larger yachts	>5	>3,000-5,000
Safe for larger yachts; H _{m0} > 5 m	<5	<5,000
Safe for smaller boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m	<1	<2,000
Building structure elements; H _{m0} = 1-3 m	≤1	<1,000
Damage to equipment set back 5-10m	≤1	<1,000

Figura 9 - Limiti delle portate di overtopping (Eurotop II 2016)

7.2. Diga di Sopraflutto – Sezione G-G

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.9 Diga di Sopraflutto - Sezione tipo G-G*.

L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione G-G a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni),
- Sezione G-G di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è il tronco della Diga di Sopraflutto, imbasata su fondali dell'ordine di -7,50 m÷ - 6,80 m s.l.m.m. e costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m.;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1t - 3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m.;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo "Antifer" (da 5 m³) con pendenza 3:2 sul "lato mare" e pendenza 4:3 sul "lato Darsena Pescherecci" fino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t ÷ 7t) dello spessore di 2,50 m su strato filtro in massi di II categoria (1t÷3t) di 0,90 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant con granulometria $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

7.2.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H1/10 = 1,27 H_s$, con:

- $H_s = 3,9$ m (altezza onda significativa);

- $T_p = 9,80$ s (periodo di picco);
- $hb = 7,50$ profondità al piede dell'opera;
- **$H1/10 = 4,95$ m (altezza onda di progetto);**
- $T_m = 8,9$ s (periodo medio).

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d(\gamma_s/\gamma_w-1)^3 \cotg \alpha$$

dove:

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer);
- $\gamma_s = 24$ KN/m³ (peso di volume dei massi);
- $\gamma_w = 10,25$ t/m³ (peso di volume dell'acqua marina);
- $\cotg \alpha = 1,5$ (pendenza del paramento pari a 3 su 2, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale);
- $K_d = 7,50$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per Onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 79,64 m;

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 7,50 m.

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,075 > (H/L)_{progetto}=0,062$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).

Si ottiene un peso del masso $P = 10,9$ t. Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un masso artificiale Antifer da 5m³ (11,57 t) in doppio strato.

Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_\Delta(P/\gamma_{cls})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata);
- $K\Delta = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati).

Si ha quindi uno spessore della mantellata esterna (lato mare) in doppio strato di Antifer pari a 3,40 m.

7.2.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il diametro nominale del masso Dn50 si calcola con la formula:

$$D50 = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Con $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi)

Ne deriva $Dn50 = 0,76 \text{ m}$.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con:

- $K\Delta = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,57 \text{ m}$.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria (1 t e 3 t) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 * D50 \text{ mantellata} < r_{\text{filtro}} < r_{\min}$).

7.2.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto eseguita via mare e via terra

7.2.4. Dimensionamento della berma al piede

Al piede della mantellata verrà disposta una berma orizzontale in massi naturali, per impedire che gli elementi costituenti la mantellata possano, a causa del moto ondoso, scivolare sul fondale marino e scoprire così lo strato filtro sottostante. Il peso minimo necessario dei massi naturali costituenti la berma è stato ricavato applicando la formula di Gerding, di seguito riportata, mediante la quale si può ottenere il Dn50 (diametro nominale) dei massi naturali impiegati:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \frac{d}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove Nod è un parametro che quantifica il grado di danneggiamento previsto e che assume i seguenti valori:

- Nod=0,5 danno incipiente;
- Nod=2,0 spianamento parziale;
- Nod=4,0 spianamento totale;
- d è la profondità della berma rispetto al livello medio mare con $d \geq 1,5 H_s$.

Lo spessore della berma b è calcolabile mediante la seguente formula di Gerding (1993):

$$b = n \cdot K_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

La larghezza minima in sommità deve risultare $b = 4 D_{n50}$.

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate per la sezione più critica ovvero quella di testata su fondali minori.

Van Der Meer

Dimensionamento della berma al piede (Sezione di Tronco)

<i>Parametri di Progetto</i>			
γ_w	10,1	kN/m^3	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	7,50	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	3,00	m	Profondità minima della berma rispetto livello medio mare <i>Si è tenuto conto dello spessore di filtro sottostante e dell'abbassamento del livello mare</i>
Hs	3,9	m	Altezza onda
<i>Parametri berma</i>			
γ_s	26	kN/m^3	Peso specifico massi
Δ	1,54		
M50	52	kN	Peso medio dei massi
	5,3	t	
Dn50	1,25	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,7	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,9	-	Numero di stabilità
$K\Delta$	1,00	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,5	m	Spessore della berma (<i>Si assume 2,5 m</i>).
b	4,8	m	Larghezza minima della berma in sommità ($4 \cdot Dn_{50}$). <i>Si assume 4,8 m</i> .

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata nella sezione di tronco con doppio strato di massi naturali di III categoria (3t-7t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,8 m e spessore 2,50 m.

7.2.5. Dimensionamento della mantellata interna

La mantellata interna ha la funzione di proteggere la scarpata interna della diga dalle onde presenti nello specchio acqueo portuale e dall'azione dell'onda che può trascinare il coronamento. La sezione di progetto prevede una pendenza più elevata per il paramento interno della diga non soggetto all'azione ciclica alternata del moto ondosso diretto, anche per favorire la ricaduta dei getti tracimanti sullo specchio acqueo. La mantellata interna della sezione G-G sarà costituita da massi di III categoria (3t ÷

7t) disposti in doppio strato con spessore totale di 2,50 m e pendenza 4:3. Al piede della mantellata interna è posizionata una berma di protezione al piede avente larghezza in sommità pari a 3,70 m (3Dn50) e spessore 2,50 m.

7.2.6. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. G-G)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H	3,9	m	Altezza onda significativa Hs. Si assume H _{1/10}
T _{0m}	8,9	s	Periodo medio al largo
L _{0m}	116	m	Lunghezza d'onda
s _m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	3,8	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
(D/B) ^{1/C}	3,1		
R _{ui%} /H _s	2,0	-	
R _{ui%}	7,0	m	Altezza run-up

Tabella 10 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.2.7. Determinazione della portata di tracimazione

La sezione non risulta banchinata. Per il calcolo della portata media di tracimazione qm (l/s per m), si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (Figura 3):

Nel caso di onda non frangente:

- R_c= quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 7,00 m (condizione R_c>H_{1/10} = 1,27 H_s);
- H_{m0}= Si assume H_{1/10} al piede della diga ;

- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β = fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondoso, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b = fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,83 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 11).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	3,9	m
R _{ui%}	7,7	m
R _c	7	m
γ_f	0,5	
γ_β	1	
q t,max	0,83	l/s/m

Tabella 11 - Calcolo dell'Overtopping

Il progetto non prevede alcun banchinamento a ridosso della scogliera pertanto ai fini della valutazione dell'ammissibilità della portata di overtopping, tiene esclusivamente della sicurezza strutturale della stessa. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016 e Van der Meer (1993), la portata di tracimazione con Tr=140 anni (Hs) rientra nei limiti di sicurezza strutturale (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.3. Diga di Sopraflutto – Sezione F-F

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.8 Diga di Sopraflutto - Sezione tipo F-F*.

L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione F-F a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione F-F di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori;

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è in corrispondenza della scogliera a tego del pontile "bunkeraggio" della Diga di Sopraflutto, imbasata su fondali dell'ordine di -6,70 m÷ -6,55 m s.l.m.m. è costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondososo fino alla quota +1,80 s.l.m.m.;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1-3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m.;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo "Antifer" da 5 m³ con pendenza 3:2 sul "lato mare" e pendenza 4:3 sul "lato Darsena Pescherecci" fino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷7t) dello spessore di 2,40 m su strato filtro in massi di II categoria (1t÷3t) di 0,90 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato on $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

7.3.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H_{1/10} = 1,27 H_s$, con

- $H_s = 3,4$ m (altezza onda significativa);

- $T_p = 9,70$ s (periodo di picco);
- $h_b = 6,70$ profondità al piede dell'opera;
- **$H1/10 = 4,32$ m (altezza onda di progetto);**
- $T_m = 8,8$ s (periodo medio).

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3 \cotg \alpha$$

dove:

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer);
- $\gamma_s = 24$ KN/m³ (peso di volume dei massi);
- $\gamma_w = 10,25$ t/m³ (peso di volume dell'acqua marina);
- $\cotg \alpha = 1,5$ (pendenza del paramento pari a 3 su 2, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale);
- $K_d = 7,50$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per onda. La formula è valida nel caso di onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 74,9 m;

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 6,70 m.

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,072 > (H/L)_{progetto} = 0,057$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente.

Si ottiene uno peso del masso $P = 8$ t. Tenuto conto della esigua disponibilità nel territorio laziale di massi naturali d IV Categoria (7 t - 11 t) e, pertanto, del costo che comporterebbe approvvigionare un tale materiale, si individua come masso di progetto per la matellata della sez. F-F un masso artificiale tipo Antifer da 5m³.

Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un masso artificiale Antifer da 5m^3 (11,57 t) in doppio strato. Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_{\Delta}(P/\gamma_{cls})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata)
- $K_{\Delta} = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati).

Si ha quindi uno spessore della mantellata in doppio strato di Antifer pari a 3,40 m.

7.3.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso D50 si calcola con la formula:

$$D50 = \sqrt[3]{\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)}$$

Con $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi)

Ne deriva $D_{n50} = 0,76 \text{ m}$

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r = nK_{\Delta}\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

con

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984).
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,57 \text{ m}$

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria (Pezzatura compresa tra 1 t e 3) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata < $r_{\text{filtro}} < r_{\text{min}}$).

7.3.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.3.4. Dimensionamento della berma al piede

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
<i>Parametri di Progetto</i>			
γ_w	10,25	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	6,70	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	2,5	m	Profondità minima della berma rispetto livello marino. <i>Si è tenuto conto anche dello spessore di filtro sottostante.</i>
HS	3,4	m	Altezza onda
<i>Parametri berma</i>			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54		
M50	46,5	kN	Peso medio dei massi
	4,7	t	
Dn50	1,20	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,5	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,8	-	Numero di stabilità
K Δ	1,00	-	
n	2	-	Numero strati

r	2,40	m	Spessore della berma
b	4,8	m	Larghezza della berma in sommità.

7.3.5. Dimensionamento della mantellata interna

Per la mantellata interna valgono le stesse considerazioni esposte con riferimento alla Sezione G-G tenuto altresì conto della presenza del pontile bunkeraggio (protezione al piede con massi di I categoria).

7.3.6. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. F-F)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H	3,4	m	Altezza onda significativa H _s . Si assume H _{1/10}
T _{0m}	8,8	s	Periodo medio al largo
L _{0m}	114	m	Lunghezza d'onda
s _m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	4	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
(D/B) ^{1/C}	3,1		
R _{ui%} /H _s	2,0	-	
R _{ui%}	6,7	m	Altezza run-up

Tabella 12 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.3.7. Determinazione della portata di tracimazione

Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per m) si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (Figura 3).

Nel caso di onda non frangente, e con:

- R_c= quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 7,00 m (condizione R_c>H_{1/10} = 1,27 H_s). Si tiene conto del sovrizzo 0,5 m s.l.m.m

- $H_{m0} = H_s$;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5).
- γ_β = fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondosso, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale).
- γ_b = fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,19 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{m0}	3,4	m
R _{ui%}	6,7	m
R _c	7	m
γ_f	0,5	
γ_β	1	
q t,max	0,19	l/s/m

Tabella 13 - Calcolo dell'Overtopping

La sezione F-F non è banchinata ma è prevista la realizzazione di un pontile destinato alle operazioni di bunkeraggio, come struttura indipendente. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, la portata di tracimazione con $T_r=140$ anni (H_s) rientra nei limiti di sicurezza strutturale e non comporta limiti all'operatività del pontile in presenza di personale qualificato e imbarcazioni in sosta per le operazioni di rifornimento (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.4. Banchina Sud – Sezione E-E

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.7 Banchina Sud - Sezione tipo E-E*.
L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione E-E a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni).
- Sezione E-E di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata alla testata della banchina a giorno, imbasata su fondali dell'ordine di 6,20 m ed è costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1-3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo "Antifer" da 5 m³ con pendenza 3:2 sul "lato mare" fino alla quota 7,00 m s.l.m.m..
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷7t) dello spessore di 2,40 m su strato filtro in massi di II categoria (1t÷3t) di 0,90 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo semplice per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

7.4.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H_{1/10} = 1,27 H_s$, con:

- $H_s = 3,4$ m (altezza onda significativa)
- $T_p = 9,70$ s (periodo di picco)
- $h_b = 6,20$ profondità al piede dell'opera
- **$H_{1/10} = 4,32$ m (altezza onda di progetto)**
- $T_m = 8,8$ s (periodo medio)

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3 \cotg \alpha$$

ove :

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer)
- $\gamma_s = 24$ KN/m³ (peso di volume dei massi)
- $\gamma_w = 10,25$ t/m³ (peso di volume dell'acqua marina)
- $\cotg \alpha = 1,5$ (pendenza del paramento pari a 3 su 2, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale)
- $K_d = 7,50$ (Essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per Onda non frangente. La formula è valida nel caso di onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 72,3 m

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 6,20 m

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,07 > (H/L)_{progetto} = 0,06$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).

Si ottiene un peso del masso $P = 7,5$ t. Tenuto conto della esigua disponibilità nel territorio laziale di massi naturali di IV Categoria (7 t ÷ 11 t) e, pertanto, anche del costo che comporterebbe approvvigionare

un tale materiale, si individua come massa di progetto per la mantellata della sez. F-F un massa Antifer da 5m^3 (11,57 t).

Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un massa artificiale Antifer da 5m^3 (11,57 t) in doppio strato.

Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_{\Delta}(P/\gamma_{cls})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata)
- $K_{\Delta} = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati).

Si ha quindi uno spessore della mantellata in doppio strato di Antifer pari a 3,40 m.

7.4.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il diametro nominale del massa Dn50 si calcola con la formula:

$$D50 = \sqrt[3]{\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)} =$$

Con $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi)

Ne deriva $Dn50 = 0,76 \text{ m}$.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,57$ m.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria (Pezzatura compresa tra 1t e 3t) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata $< r_{\text{filtro}} < r_{\min}$).

7.4.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto eseguita via mare e via terra.

7.4.4. Dimensionamento della berma al piede

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
<i>Parametri di Progetto</i>			
γ_w	10,25	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	6,20	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	2,1	m	Profondità minima della berma rispetto livello marino. <i>Si è tenuto conto anche dello spessore di filtro sottostante e dell'abbassamento livello mare.</i>
Hs	3,4	m	Altezza onda significativa
<i>Parametri berma</i>			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54		
M50	46	kN	Peso medio dei massi
	4,7	t	
Dn50	1,2	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,5	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,9	-	Numero di stabilità

K Δ	1,00	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,4	m	Spessore della berma
b	4,8	m	Larghezza della berma in sommità

7.4.5. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. E-E)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,8	-	Inclinazione
Hs	3,4	m	Altezza onda significativa
T _{0m}	8,8	s	Periodo medio al largo
L _{0m}	116	m	Lunghezza d'onda
s _m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	4,0	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
(D/B) ^{1/C}	3,1		
R _{ui%} /H _s	2,0	-	
R_{ui%}	6,7	m	Altezza run-up

Tabella 14 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.4.6. Determinazione della portata di tracimazione

La sezione E-E risulta banchinata. Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per m) si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer per onda non frangente. Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,19 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	3,4	m
R _{ui%}	6,7	m
R _c	7	m

γ_f	0,5	
γ_β	1	
$q_{t,max}$	0,19	l/s/m

Tabella 15 - Calcolo dell'Overtopping

Il progetto prevede un banchinamento adibito a servizi portuali. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, la portata di tracimazione con $Tr=140$ anni (H_s) rientra nei limiti di sicurezza strutturale dell'opera foranea, non comporta limiti all'operatività del pontile in presenza di personale qualificato e ad imbarcazioni in sosta. In condizione di eventi estremi, è da escludere in condizioni di evento estremo, la possibilità di parcheggio ovunque e l'accesso al personale non addetto. E' comunque da escludere la possibilità la possibilità di realizzare edifici a ridosso della scogliera e del muro paraonde (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.5. Banchina Sud – Sezione D-D

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.6 Banchina Sud - Sezione tipo D-D*.
L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione D-D a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni).
- Sezione D-D di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata alla tergo della banchina a giorno, imbasata su fondali dell'ordine di 5,00 m ed è costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1t - 3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,30 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi naturali (5t - 7t) con pendenza 3:2 sul "lato mare" ino alla quota 6,00 m s.l.m.m;
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷7t) dello spessore di 2,40 m su strato filtro in massi di II categoria (1t÷3t) di 0,70 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo semplice per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

7.5.1. Dimensionamento della mantellata

Il dimensionamento della sezione in oggetto è stato eseguito impiegando la formula di Hudson (1974) applicata secondo le indicazioni del Coastal Engineering Manual, edito da U.S. Army Corps of Engineering, che in condizioni di moto ondoso regolare, consente di ricavare il peso medio dei massi da adottare in funzione di un assegnato grado di stabilità valutato, tenendo conto della tipologia dei massi e considerando l'onda frangente o non frangente. Il dimensionamento è stato successivamente verificato con la formulazione di Van der Meer (1988) in modo tale da tener conto anche delle onde irregolari e del periodo d'onda. Si ricorda che la relazione semi-empirica di Hudson è espressa da:

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

oppure, esplicitando in funzione del peso mediano del singolo elemento, da:

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

dove:

- H = altezza d'onda caratteristica (H_s); [m] *Si assume H1/10 come onda di progetto;*
- D_{n50} = spigolo del cubo equivalente del masso mediano; [m]
- M_{50} = peso mediano dei massi, $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$; [KN]
- γ_s = densità del masso; [KN/m³]
- γ_w = densità dell'acqua marina; [KN/m³]
- α = angolo formato dalla scarpa con l'orizzontale;
- KD = coefficiente di stabilità (SPM 1984) dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento assunta < 5% (si veda Tabella 16).

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

Relazione tecnica opere marittime esterne

Criterio di "non danneggiamento" con limitata tracimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa Cot α
			K_D (2)		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
a spigoli vivi	<3	alla rinfusa	2.2	4.5	1.6	2.8	2.0
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	1.3	2.3	3.0
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	2.1	4.2	(5)
Tetrapodo					5.3	6.4	(5)
e	2	alla rinfusa	7.0	8.0	--	--	
Quadripodo					5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8(8)	31.8(8)	8.0	16.0	2.0(9)
					7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (k_{DR}) assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

(1) Avvertenza: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.

(2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/5.

(3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).

(4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera di massi.

(5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.

(6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.

(7) Massi sagomati con forma parallelepipeda quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).

(8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (<2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).

(9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

Tabella 16 - Valore del coefficiente di stabilità al variare dei massi utilizzati

Si assume $K_d = 4$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per massi naturali in doppio strato, in corrispondenza del tronco per onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere

soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

Con:

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 70,95 m;

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 5,00 m .

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,06 > (H/L)_{progetto} = 0,05$ pertanto è verificata la condizione di onda non frangente

Per il dimensionamento si considera l'onda non frangente e massi a spigoli vivi. Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni effettuate.

Dimensionamento Massi Mantellata			
(Hudson 1974 - K_D values by SPM 1984)			
<i>Parametri di progetto</i>			
γ_w	10,1	KN/m ³	
Hs	2,9	m	
H1/10	3,68	m	Altezza onda di progetto
<i>Parametri della scogliera (Sezione Corrente)</i>			
γ_s	26,0	kN/m ³	Peso specifico massi
cot(α)	1,5	-	Inclinazione
n	2,0	-	Strati mantellata
K_D	4	-	Coefficiente di stabilità
M_{50}	59,7	kN	Peso medio massi
	6,1	t	
K_Δ	1,00	-	Coefficiente di forma (masso naturale su due strati)
r	2,70	m	Spessore mantellata
Bmin	4,00	m	Larghezza minima della sommità della mantellata

Lo spessore teorico r dello strato di copertura della mantellata è stato determinato tramite la seguente relazione:

$$r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con K_{Δ} , coefficiente di forma, assunto pari a 1.

A verifica del dimensionamento effettuato sono stati applicati i criteri di progetto espressi dal Van Der Meer (solo per massi naturali) in cui il diametro nominale dei massi è legato all'altezza significativa dalle seguenti espressioni:

- Per onda frangente tipo plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e per $\cot\alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

- Per onda frangente tipo surging ($\xi_m > \xi_{mc}$) e per $\cot\alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot\alpha} \xi_m^P$$

con :

- H_s = altezza d'onda significativa in corrispondenza della struttura;
- ξ_m = parametro di surf o numero di Iribarren per il periodo medio;

$$\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$$

- T_m = periodo d'onda medio (s);
- α = pendenza della mantellata ($^{\circ}$);
- γ_w = peso specifico dell'acqua marina (kN/m^3);

- γ_s = peso specifico del masso (kN/m^3);
- D_{n50} = diametro nominale del masso, $D_{n50} = (W_{50}/\gamma_m)^{1/3}$ (m);
- W_{50} = valore del peso corrispondente al 50% nella curva di distribuzione (kN);
- P = coefficiente di permeabilità della struttura (= 0,37 per scogliere convenzionali);
- S = livello di danneggiamento ammesso (Tabella 17);
- N = numero di onde assunto pari a 3000.

Pendenza	Livello di danno S		
	Danno iniziale	Danno intermedio	Danno totale
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Tabella 17 - Livelli di danno per mantellate in doppio strato in funzione della pendenza (Van der Meer 1988)

Il parametro critico di surf per paramenti ripidi è calcolato:

- $\xi_{mc} = \left[6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha < 3$ (paramenti ripidi);
- $\xi_{mc} = \left[3.58 P^{0.31} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha > 3$ (paramenti a pendenza lieve).

A valle dei calcoli effettuati e come riportato negli elaborati progettuali, la mantellata della scogliera presenterà uno **spessore pari a 2,70 m** sia in testata che lungo la sezione corrente.

Si riporta in sintesi tabellare i calcoli effettuati.

Verifica massi mantellata		
Van Der Meer (Van der Meer 1988)		
γ_w	10,1 kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
γ_s	26,0 kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
Hs	3,68 m	Altezza d'onda significativa (si assume H1/10)
D _{n50}	1,32 m	Diametro nominale del masso
P	0,37	Permeabilità
cot(α)	1,5	Inclinazione (1/2)
T _{0m}	8,73 s	Periodo medio
ξ_m	3,8	Numero di Iribarren
ξ_{mc}	4,5	Parametro critico di surf Plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e cot(α) < 3
L _{0m}	111,3 m	Lunghezza onda a largo
S _m	0,015	Ripidità onda
N _z	3000	Numero di onde
S	0,06	Grado di danneggiamento

Esplicitando le espressioni di Van der Meer in funzione del grado di danneggiamento si è proceduto a verificare il livello di danno corrispondente al masso naturale adottato (si veda Tabella 17). Dai calcoli effettuati si perviene ad un valore di S pari a 0,06 per la sezione corrente tali valori corrispondono ad un grado di danneggiamento nullo.

A valle del dimensionamento eseguito, tenuto conto delle dimensioni dell'attuale diga e a vantaggio di sicurezza, la mantellata del prolungamento del sopraflutto sarà realizzata con massi naturali di III categoria (pezzatura compresa tra 5 t e 7 t, D50 pari a 1,35 m) in doppio strato con uno spessore complessivo di 2,70 m sia in testata che lungo la sezione corrente.

La larghezza in sommità sarà pari a 4,00 m.

7.5.2. Berma al piede

Al piede della mantellata verrà disposta una berma orizzontale in massi naturali, per impedire che gli elementi costituenti la mantellata possano, a causa del moto ondoso, scivolare sul fondale marino e scoprire così lo strato filtro sottostante. Il peso minimo necessario dei massi naturali costituenti la berma è stato ricavato applicando la formula di Gerding, di seguito riportata, mediante la quale si può ottenere il Dn50 (diametro nominale) dei massi naturali impiegati:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \frac{d}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove Nod è un parametro che quantifica il grado di danneggiamento previsto e che assume i seguenti valori:

- Nod=0,5 danno incipiente;
- Nod=2,0 spianamento parziale;
- Nod=4,0 spianamento totale;
- d è la profondità della berma rispetto al livello medio mare con $d \geq 1,5 H_s$.

Lo spessore della berma b è calcolabile mediante la seguente formula:

$$b = n \cdot K_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

La larghezza minima in sommità deve risultare $b = 4 D_{50}$.

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede (Sezione di Tronco)			
Parametri di Progetto			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	5,00	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
h'b	1,8	m	Profondità minima berma rispetto livello marino
Hs	2,9	m	Altezza onda
Parametri berma			

γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	-	
M50	48	kN	Peso medio dei massi
	4,9	t	
Dn50	1,2	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,7	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,5	-	Numero di stabilità
K Δ	1	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,4	m	Spessore della berma
b	4,8	m	Larghezza minima della berma in sommità

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata per l'intero sviluppo lineare (dal tronco alla testata) con doppio strato di massi naturali di III categoria (3t-7t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,8 m e spessore 2,40 m.

7.5.3.Strato filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso Dn50 si calcola con la formula:

$$Dn50 = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_s}}$$

Per il dimensionamento dei massi costituenti il filtro si tiene conto della regola del Terzaghi:

(verifica secondo regola dei filtri rovesci di Terzaghi)

$$D_{15,s}/D_{85,i} < 4 \div 5 \quad \text{--->} \quad D_{85,i} > D_{15,s}/4$$

$$D_{15,s}/D_{15,i} < 20 \div 25 \quad \text{--->} \quad D_{15,i} > D_{15,s}/20$$

dove "s" ed "i" si riferiscono allo strato a granulometria superiore e inferiore, mentre D15 e D85 corrispondono al diametro minimo e al diametro massimo.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con: _

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di I Categoria (Pezzatura compresa tra 0,5 t e 1 t) e spessore pari a 1,50 m ($1,5 * D_{50}$ mantellata $> r_{\min}$).

7.5.4. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato dovrà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.5.5. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. D-D)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H_s	2,9	m	Altezza onda significativa
T_{0m}	8,7	s	Periodo medio al largo
L_{0m}	111	m	Lunghezza d'onda
S_m	0,02	-	Ripidità onda
ξ_{50m}	4,3	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
$i\%$	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	2,0	-	
$R_{ui\%}$	5,7	m	Altezza run-up

Tabella 18 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.5.6. Determinazione della portata di tracimazione

La sezione D-D risulta banchinata. Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per m) si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer per onde non frangenti (Figura 3).

Nel caso di onda non frangente, posto che:

- R_c = quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 6,00 m (condizione $R_c > H_{1/10} = 1,27 H_s$). Si + tenuto conto del sovrizzo di 0,50 m s.l.m.m;
- $H_{m0} = H_s$ = altezza d'onda significativa al piede della Diga di Sopraflutto;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β = fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondosio, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b = fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,4 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 19).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H_{m0}	2,90	m
$R_{ui\%}$	5,7	m
R_c	6	m
γ_f	0,55	
γ_β	1	
$q_{t,max}$	0,4	l/s/m

Tabella 19 - Calcolo dell'Overtopping

Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme di tempesta possono verificarsi, sormonti ondosio inferiori ai limiti previsti per assicurare la stabilità ed il non danneggiamento delle opere che costituiscono la Diga stessa.

Il progetto prevede un banchinamento a giorno adibito a servizi portuali. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, la portata di tracimazione con $T_r=140$ anni (H_s) rientra nei limiti di sicurezza strutturale dell'opera foranea, non comporta limiti all'operatività del pontile in presenza di personale qualificato e ad imbarcazioni in sosta. È da escludere la possibilità di realizzare edifici a

ridosso della scogliera e del muro paraonde. In condizione di eventi estremi è da escludere ovunque la possibilità di parcheggio e l'accesso al personale non addetto.

Le condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda significativa $H_s=2,9$ m al piede della scogliera lato mare. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarinò (SM – Studio Meteomarinò), si individua per onde di largo con $H_s>3,5$ m e direzione di provenienza 250° (Onda di Progetto $H_s=7,57$ m), una frequenza di accadimento pari a 0,09 ovvero 8 ore/anno, che rappresenta il tempo “non accessibilità” ai non addetti, e divieto di parcheggio in Banchina Sud (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.6. Banchina Sud – Sezione C-C

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.5 Banchina Sud - Sezione tipo C-C*.
L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione C-C a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione C-C di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata alla testata della banchina a giorno, imbasata su fondali di -4,50 m s.l.m.m e costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,00 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1-3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +2,50 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi naturali (3t ÷ 7t) con pendenza 3:2 sul "lato mare" fino alla quota 5,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t ÷ 7t) dello spessore di 2,30 m su strato filtro in massi di II categoria (1t ÷ 3t) di 0,70 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo semplice per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

7.6.1. Dimensionamento della mantellata

Dimensionamento Massi Mantellata

<i>(Hudson 1974 - K_D values by SPM 1984)</i>			
<i>Parametri di progetto</i>			
γ_w	10,1	KN/m ³	
Hs	2,6	m	
H1/10	3,30	m	Altezza onda di progetto
<i>Parametri della scogliera (Sezione Corrente)</i>			
γ_s	26,0	kN/m ³	Peso specifico massi
cot(α)	1,5	-	Inclinazione
n	2,0	-	Strati mantellata
K_D	4	-	Coefficiente di stabilità . Risulta: (H/L) _{max} = 0,06 > (H/L) _{progetto} =0,053 pertanto è verificata la condizione di onda non frangente.
M_{50}	43	kN	Peso medio massi
	4,4	t	
K_Δ	1,00	-	Coefficiente di forma (masso naturale su due strati)
r	2,50	m	Spessore mantellata
Bmin	3,75	m	Larghezza minima della sommità della mantellata

Si riporta in sintesi tabellare i calcoli effettuati per la Verifica del dimensionamento.

<i>Verifica Massi Mantellata</i>		
<i>Van Der Meer (Van der Meer 1988)</i>		
γ_w	10,1 kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
γ_s	26,0 kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
Hs	3,30 m	Altezza d'onda significativa (si assume H1/10)
D_{n50}	1,20 m	Diametro nominale del masso
P	0,37	Permeabilità
cot(α)	1,5	Inclinazione (1/2)
T_{0m}	8,73 s	Periodo medio
ξ_m	4	Numero di Iribarren
ξ_{mc}	4,5	Parametro critico di surf Plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e cot(α) < 3

L_{0m}	119 m	Lunghezza onda a largo
s_m	0,013	Ripidità onda
N_z	3000	Numero di onde
S	0,05	Grado di danneggiamento

Esplicitando le espressioni di Van der Meer in funzione del grado di danneggiamento si è proceduto a verificare il livello di danno corrispondente al masso naturale adottato. Dai calcoli effettuati si perviene ad un valore di S pari a 0,05 per la sezione corrente tali valori corrispondono ad un grado di danneggiamento nullo. A valle del dimensionamento eseguito, tenuto conto delle dimensioni dell'attuale diga e a vantaggio di sicurezza, la mantellata del prolungamento del sopraflutto sarà realizzata con massi naturali di III categoria (pezzatura compresa tra 3 t e 7 t) in doppio strato con uno spessore complessivo di 2,50 m sia in testata che lungo la sezione corrente. La larghezza in sommità sarà pari a 3,75 m.

7.6.2. Berma al piede

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
Parametri di Progetto			
γ_w	10,1	kN/ m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	4,5	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
h'b	1,6	m	Profondità berma rispetto livello marino . Si tiene conto dello strato filtro e dell'abbassamento del livello mare.
Hs	2,60	m	Altezza onda.
Parametri berma			
γ_s	26	kN/ m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	-	
M50	35	kN	Peso medio dei massi

	3,6	t	
Dn50	11	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,2	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,9	-	Numero di stabilità
K Δ	1	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,3	m	Spessore della berma
b	4,8	m	Larghezza minima della berma in sommità

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata per l'intero sviluppo lineare (dal tronco alla testata) con doppio strato di massi naturali di III categoria (3t-7t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,8 m e spessore 2,30 m.

7.6.3.Strato filtro

Il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di I Categoria (0,4 t e 0,7 t) e spessore pari a 1,50 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata $> r_{\min}$).

7.6.4.Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato dovrà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.6.5.Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. C-C)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
Hs	3,30	m	Altezza onda significativa
T _{0m}	8,7	s	Periodo medio al largo
S _m	0,03	-	Ripidità onda

ξ_{0m}	4	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	2,0	-	
$R_{ui\%}$	5,1	m	Altezza run-up

Tabella 20 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.6.6.Determinazione della portata di tracimazione

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	3,30	m
R _{ui%}	6,5	m
R _c	5	m
γ_f	0,55	
γ_β	1	
q t,max	0,73	l/s/m

Tabella 21 - Calcolo dell'Overtopping

Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme di tempesta possono verificarsi, sormonti ondosi inferiori ai limiti previsti per assicurare la stabilità ed il non danneggiamento delle opere che costituiscono la Diga stessa.

Il progetto prevede un banchinamento a giorno a ridosso della scogliera, adibito a servizi portuali. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, la portata di tracimazione con Tr=140 anni (H_s) rientra nei limiti di sicurezza strutturale dell'opera foranea, non comporta limiti all'operatività del pontile in presenza di personale qualificato e ad imbarcazioni in sosta. E' da escludere la possibilità la possibilità di realizzare edifici a ridosso della scogliera e del muro paraonde. In condizione di eventi estremi, è da escludere ovunque la possibilità di parcheggio e l'accesso al personale non addetto.

Le condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda significativa H_s=2,9 m al piede della scogliera lato mare. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarino (SM – Studio Meteomarino), si individua per onde di largo con H_s>3,5 m e direzione di provenienza 250° (Onda di Progetto H_s=7,57 m), una frequenza di accadimento pari a 0,09 ovvero 8 ore/anno, che rappresenta il tempo “non accessibilità” ai non addetti, e divieto di parcheggio in Banchina Sud (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.7. Banchina Sud – Sezione B-B

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.4 Banchina Sud - Sezione tipo B-B*.

L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione B-B a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione B-B- di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata alla testata della banchina a giorno, imbasata su fondali di -4,00 m s.l.m.m e costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +0,3 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1-3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +1,70 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi naturali (3t ÷ 7t) con pendenza 3:2 sul "lato mare" fino alla quota 4,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di II categoria (1t ÷ 3t) dello spessore di 2,00 m su strato filtro in massi di I categoria (0,1 t – 1 t) di 0,70 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo semplice per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

7.7.1. Dimensionamento della mantellata

Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni effettuate.

Dimensionamento Massi Mantellata			
(Hudson 1974 - K_D values by SPM 1984)			
<i>Parametri di progetto</i>			
γ_w	10,25	KN/m ³	
Hs	2,4	m	
H1/10	3,05	m	Altezza onda di progetto
<i>Parametri della scogliera (Sezione Corrente)</i>			
γ_s	26,0	kN/m ³	Peso specifico massi
cot(α)	1,5	-	Inclinazione
n	2,0	-	Strati mantellata
K_D			Coefficiente di stabilità. Risulta: $(H/L)_{max} = 0,061 >$ $(H/L)_{progetto} = 0,045$ pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).
	4	-	
M_{50}	33,8	kN	Peso medio massi
	3,4	t	
K_Δ	1,00	-	Coefficiente di forma (masso naturale su due strati)
r	2,30	m	Spessore mantellata
Bmin	3,50	m	Larghezza minima della sommità della mantellata

Si riporta in sintesi tabellare i calcoli effettuati per la verifica del dimensionamento.

Verifica Massi Mantellata		
Van Der Meer (Van der Meer 1988)		
γ_w	10,1 kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
γ_s	26,0 kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
Hs	3,05 m	Altezza d'onda significativa (si assume H1/10)
D_{n50}	1,10 m	Diametro nominale del masso
P	0,37	Permeabilità
cot(α)	1,5	Inclinazione (1/2)

T_{0m}	8,73 s	Periodo medio
ξ_{sm}	4,1	Numero di Iribarren
ξ_{mc}	4,5	Parametro critico di surf Plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e $\cot(\alpha) < 3$
L_{0m}	116,5 m	Lunghezza onda a largo
s_m	0,012	Ripidità onda
N_z	3000	Numero di onde
S	0,04	Grado di danneggiamento

Esplicitando le espressioni di Van der Meer in funzione del grado di danneggiamento si è proceduto a verificare il livello di danno corrispondente al massa naturale adottato. Dai calcoli effettuati si perviene ad un valore di S pari a 0,04 per la sezione corrente tali valori corrispondono per la sezione corrente ad un grado di danneggiamento nullo. A valle del dimensionamento eseguito, tenuto conto delle dimensioni dell'attuale diga e a vantaggio di sicurezza, la mantellata del prolungamento del sopraflutto sarà realizzata con massi naturali di III categoria (pezzatura compresa tra 3 t e 7 t, (Dn50 pari a 1,15 m) in doppio strato con uno spessore complessivo di 2,30 m sia in testata che lungo la sezione corrente. La larghezza in sommità sarà pari a 3,50 m.

7.7.2. Berma al piede

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
Parametri di Progetto			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	4,50	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
h'b	1,8	m	Profondità minima berma rispetto livello marino
Hs	2,40	m	Altezza onda.
Parametri berma			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi

Δ	1,54	-	
M50	24	kN	Peso medio dei massi
	2,6	t	
Dn50	1,00	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,3	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,6	-	Numero di stabilità
K Δ	1	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,00	m	Spessore della berma
b	4,00	m	Larghezza minima della berma in sommità

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata per l'intero sviluppo lineare (dal tronco alla testata) con doppio strato di massi naturali di II categoria (1t-3T) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,0 m e spessore 2,00 m.

7.7.3.Strato filtro

Il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di I Categoria (Pezzatura compresa tra 0,4 t e 0,65 t) e spessore pari a 1,40 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata $> r_{\min}$).

7.7.4.Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg.

Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato dovrà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.7.5.Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. B-B)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
Hs	2,4	m	Altezza onda significativa

T_{0m}	8,6	s	Periodo medio al largo
S_m	0,02	-	Ripidità onda
ξ_{50m}	4,3	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
$i\%$	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	2,0	-	
$R_{ui\%}$	4,7	m	Altezza run-up

Tabella 22 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.7.6. Determinazione della portata di tracimazione

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H_{mo}	2,4	m
$R_{ui\%}$	5,5	m
R_c	4	m
γ_f	0,55	
γ_β	1	
$q_{t,max}$	2,36	l/s/m (si considera un sovrizzo di + 0,50 m s.l.m.m)

Tabella 23 - Calcolo dell'Overtopping

La portata di tracimazione con $T_r=140$ anni (H_s), nelle ipotesi di sovrizzo a +0,50 m s.l.m.m, risulta dell'ordine di 2l/s. e pertanto rientra nei limiti di sicurezza strutturale dell'opera forajnea.

I valori di sormonto, in condizioni estreme (considerando la presenza di sormonto) non consentiranno il transito pedonale in condizioni di sicurezza, alle autorvetture; sarà quindi necessario prevedere un sistema di allerta in grado di consentire per tempo l'interdizione dell'accesso alla Banchina Sud. Non è consentito parcheggio. È da escludere la realizzazione di edifici a ridosso del muro.

Possiamo individuare dette condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda significativa $H_s=2,9$ m al piede della scogliera lato mare. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarine (SM – Studio Meteomarine) si individua per onde di largo con $H_s>3,5$ m e Direzione di Provenienza $250^\circ C$ (Onda di Progetto $H_s=7,57$ m), una frequenza di

accadimento pari a 0,09 ovvero 8 ore/anno, che rappresenta il tempo di “non accessibilità” della Banchina Sud.

Confrontando le tabelle fornite dalla letteratura tecnica e dagli standard americani, si evidenzia come la portata tracimazione pe la letteratura tecnica più recente valori di tracimazione compresi tra 1 l/s/m e 10 l/s/m sono considerati ancora situazione di pericolo per il transito di veicoli o pedoni a a ridosso della scogliera (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.8. Diga di Sottoflutto – Sezione M-M

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.13 Banchina Nord - Pescherecci - Sezione tipo M-M*. L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione M-M a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione M-M di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite “di progetto”.

La sezione di riferimento è ubicata alla testata della Diga di Sottoflutto (Nord/Pescherecci), imbasata su fondali di - 6,10 m s.l.m.m., è costituito da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m.;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1-3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m.;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo “Antifer” da 5 m³ con pendenza 3:2 sul “lato mare” e pendenza 2:1 “lato Darsena Pescherecci” fino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷7t) dello spessore di 2,40 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

7.8.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H1/10 = 1,27 H_s$, con:

- $H_s = 3,5$ m (altezza onda significativa);
- $T_p = 9,60$ s (periodo di picco);
- $h_b = 6,1$ profondità al piede dell'opera;
- **$H1/10 = 4,32$ m (altezza onda di progetto);**
- $T_m = 8,7$ s (periodo medio).

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3 \cotg \alpha$$

ove:

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer);
- $\gamma_s = 24$ KN/m³ (peso di volume dei massi);
- $\gamma_w = 10,25$ t/m³ (peso di volume dell'acqua marina);
- $\cotg \alpha = 1,5$ (pendenza del paramento pari a 3/2, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata esterna con l'orizzontale);
- $K_d = 5$, essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in testata per onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la formula di Miche:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 70,95 m

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 6,1 m

Risulta: $(H/L)_{\max} = 0,07 > (H/L)_{\text{progetto}}=0,062$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).

Si ottiene un peso del masso $P = 11,00$ t. Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un masso artificiale Antifer da 5m^3 (11,57 t) in doppio strato.

Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_{\Delta}(P/\gamma_{\text{cls}})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata);
- $K_{\Delta} = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati).

Si ha quindi uno spessore del doppio strato di Antifer pari a 3,40 m

7.8.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il diametro nominale del masso D50 si calcola con la formula:

$$D50 = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Con $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi).

Ne deriva $D_{n50} = 0,8$ m.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,6$ m.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria

(Pezzatura compresa tra 1 t e 3) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata < r filtro < r_{\min}).

7.8.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.8.4. Dimensionamento della berma al piede

Al piede della mantellata verrà disposta una berma orizzontale in massi naturali, per impedire che gli elementi costituenti la mantellata possano, a causa del moto ondoso, scivolare sul fondale marino e scoprire così lo strato filtro sottostante. Il peso minimo necessario dei massi naturali costituenti la berma è stato ricavato applicando la formula di Gerding, di seguito riportata, mediante la quale si può ottenere il D_{n50} (diametro nominale) dei massi naturali impiegati:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \frac{d}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove N_{od} è un parametro che quantifica il grado di danneggiamento previsto e che assume i seguenti valori:

- $N_{od}=0,5$ danno incipiente;
- $N_{od}=2,0$ spianamento parziale;
- $N_{od}=4,0$ spianamento totale;
- d è la profondità della berma rispetto al livello medio mare con $d \geq 1,5 H_s$.

Lo spessore della berma b è calcolabile mediante la seguente formula di Gerding (1993)

$$b = n \cdot K_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

La larghezza minima in sommità deve risultare $b = 4 D_{n50}$.

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate per la sezione più critica ovvero quella di testata su fondali minori.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
Parametri		di	
Progetto			
γ_w	10,1	kN/m^3	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	6,1	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	3,1	m	Profondità minima della berma rispetto livello medio mare.
Hs	3,50	m	Altezza onda
Parametri berma			
γ_s	26	kN/m^3	Peso specifico massi
Δ	1,54		
M50	41	kN	Peso medio dei massi
	4,2	t	
Dn50	1,20	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,2	-	Parametro di danneggiamento
Ns	2	-	Numero di stabilità
$K\Delta$	1,00	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,4	m	Spessore della berma
b	4,80	m	Larghezza minima della berma in sommità ($3 \cdot Dn_{50}$)

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata nella sezione di testata con doppio strato di massi naturali di III categoria (3t-7t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,8 m e spessore 2,40 m.

7.8.5. Valutazione del run-up

La valutazione del run-up (l'altezza di risalita) e della portata di tracimazione sono fondamentali per la determinazione della quota di coronamento di una diga frangiflutti a scogliera. La massima risalita ondata lungo il paramento esterno della mantellata viene determinata mediante le procedure riportate nel U.S. Army Coastal Engineering Manual (2011), secondo la formulazione proposta da Delft Hydraulics, di seguito riportata:

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = \begin{cases} A \cdot \xi_{0m} & \text{per } 1.0 < \xi_{0m} \leq 1.5 \\ B \cdot (\xi_{0m})^C & \text{per } 1.5 < \xi_{0m} \leq (D/B)^{1/C} \\ D & \text{per } (D/B)^{1/C} < \xi_{0m} \leq 7.5 \end{cases}$$

ove i valori dei parametri A, B, C e D risultano tabellati in funzione della probabilità di superamento $i\%$.

$i\%$	A	B	C	D
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
(Significativo)	0.72	0.88	0.41	1.35
50 (Medio)	0.47	0.6	0.34	0.82

Tabella 24 - Table VI-5-5 CEM

La massima risalita (Run-up) del moto ondoso sulla struttura $R_{ui\%}$ può essere quindi di principio determinata per diversi percentili di frequenza, ma il parametro di riferimento per la progettazione di opere costiere è rappresentato dalla massima risalita delle onde con percentile pari al 2%.

CALCOLO del RUN UP (SEZ. M-M)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H_s	3,50	m	Altezza onda significativa H_s .
T_{0m}	8,7	s	Periodo medio al largo
L_{0m}	111	m	Lunghezza d'onda
s_m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	3,9	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
$i\%$	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	1,97	-	
$R_{ui\%}$	6,9	m	Altezza run-up

Tabella 25 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.8.6. Determinazione della portata di tracimazione

La portata media di tracimazione q_m rappresenta nella pratica progettuale il valore attraverso cui è possibile valutare l'efficienza funzionale dell'opera che si va a realizzare nei confronti di possibili

sormonti delle onde incidenti. Nel caso in esame andiamo a valutare la portata di overtopping nel caso di onda non frangente (Figura 3), dove:

- R_c = quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 7,00 m (condizione $R_c > H_{1/10} = 1,27 H_s$); si tiene conto del sovralzato pari a +0,50 m s.l.m.m;
- H_{m0} = Si assume H_s al piede della diga;
- γ_r = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (Figura 10);
- γ_β =fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondoso, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b =fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma (in assenza di berma è uguale ad 1).

Type of armour layer	γ_r	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Figura 10 - Eurotop II (2016)

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,26 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 26).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	3,5	m
R _{ui%}	6,9	m
R _c	7	m
γ _f	0,5	
γ _β	1	
q t,max	0,26	l/s/m

Tabella 26 - Calcolo dell'Overtopping

Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme di tempesta possono verificarsi, sormonti ondosi inferiori ai limiti previsti per assicurare la stabilità ed il non danneggiamento delle opere che costituiscono la Diga stessa (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.9. Banchina Nord Pescherecci – Sezione L-L

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.12 Banchina Nord-Pescherecci - Sezione tipo L-L*. L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione L-L a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione L-L di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata lungo il tronco della scogliera a tergo della banchina a giorno, imbasata su fondali di -5,70 m s.l.m.m. La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +1,80 s.l.m.m.;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1÷3 t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +3,60 s.l.m.m.;
- mantellata esterna in massi artificiali tipo "Antifer" da 5 m³ con pendenza 3:2 sul "lato mare" fino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di III categoria (3t÷5 t) dello spessore di 2,40 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

7.9.1. Dimensionamento della mantellata

Tale mantellata di rivestimento esterna è stata dimensionata mediante un'altezza d'onda di progetto pari a $H_{1/10} = 1,27 H_s$, con:

- $H_s = 3,0$ m (altezza onda significativa);
- $T_p = 9,40$ s (periodo di picco);
- $h_b = 5,70$ profondità al piede dell'opera;
- **$H_{1/10} = 3,81$ m (altezza onda di progetto);**
- $T_m = 8,5$ s (periodo medio).

Di conseguenza, utilizzando la formula di Hudson:

$$P = \gamma_s H^3 / K_d (\gamma_s / \gamma_w - 1)^3 \cotg \alpha$$

ove:

- P = Peso del singolo elemento costituente la mantellata (masso Antifer);
- $\gamma_s = 24$ KN/m³ (peso di volume dei massi);
- $\gamma_w = 10,25$ t/m³ (peso di volume dell'acqua marina);
- $\cotg \alpha = 1,5$ (pendenza del paramento pari a 3 su 2, essendo α l'angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale);
- $K_d = 7,50$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per Onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la formula di Miche:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 67,3 m

d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 5,70 m.

Risulta: $(H/L)_{prog} = 0,0566 < (H/L)_{max} = 0,1$, pertanto è verificata la condizione di onda non frangente.

Si ottiene uno peso del masso $P = 9$ t. Tenuto conto della esigua disponibilità nel territorio laziale di massi naturali d IV Categoria (7 t -11 t) e, pertanto, anche del costo che comporterebbe approvvigionare

un tale materiale, si individua come masso di progetto per la mantellata della sez. L-L un masso Antifer da 5m³ in analogia alla sezione G-G.

Si sceglie di utilizzare per la mantellata della testata un masso artificiale Antifer da 5m³ (11,57 t) in doppio strato.

Lo spessore di tale doppio strato di massi naturali è pari a:

$$r = nK_{\Delta}(P/\gamma_{cls})^{1/3}$$

ove:

- $n = 2$ (numero di strati costituenti la mantellata);
- $K_{\Delta} = 1,10$ (coefficiente valido per i massi Antifer posti alla rinfusa su due strati).

Si ha quindi uno spessore della mantellata in doppio strato di Antifer pari a 3,40 m.

7.9.2. Dimensionamento degli strati filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso D50 si calcola con la formula:

$$D50 = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Con $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$ (peso specifico massi)

Ne deriva $Dn50 = 0,8 \text{ m}$

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984).
- $n = 2$ numero degli strati.

Risulta $r_{\min} = 1,6$ m

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di II Categoria (Pezzatura compresa tra 1 t e 3) e spessore pari a 1,80 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata $< r_{\text{filtro}} < r_{\min}$).

7.9.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

La sommità del nucleo è ubicata sopra il livello medio mare. La realizzazione del rilevato sarà pertanto eseguita via mare e via terra.

7.9.4. Dimensionamento della berma al piede

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede (Sezione di Tronco)			
Parametri		di	
Progetto			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	5,70	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
d	2,5	m	Profondità minima della berma rispetto livello marino. <i>Si è tenuto conto anche dello spessore di filtro sottostante.</i>
Hs	2,9	m	Altezza onda significativa
Parametri berma			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54		
M50	43	kN	Peso medio dei massi
	4,4	t	
Dn50	1,20	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,2	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,6	-	Numero di stabilità
K Δ	1,00	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,4	m	Spessore della berma

b	4,8	m	Larghezza della berma in sommità.
---	-----	---	-----------------------------------

7.9.5. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ L-L)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H _{m0}	3,00	m	Altezza onda significativa
T _{0m}	8,5	s	Periodo medio al largo
L _{0m}	114	m	Lunghezza d'onda
s _m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	4,1	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
(D/B) ^{1/C}	3,1		
R _{ui%} /H _s	1,97	-	
R _{ui%}	5,9	m	Altezza run-up

Tabella 27 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.9.6. Determinazione della portata di tracimazione

La sezione L-L risulta banchinata. Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per m) si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (Figura 3).

Nel caso di onda non frangente, posto che:

- R_c= quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 7,00 m (condizione R_c>H_{1/10} = 1,27 H_s). Si tiene conto del sovrizzo di +0,50 s.l.m.m;
- H_{m0}= H_s =altezza d'onda significativa al piede della Diga ;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β =fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondoso, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);

- γ_b =fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,04 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	3	m
R _{ui%}	5,9	m
R _c	7	m
γ_f	0,5	
γ_β	1	
q t,max	0,04	l/s/m

Tabella 28 - Calcolo dell'Overtopping

Il progetto prevede un banchinamento a ridosso della scogliera destinato a servizi portuali, pertanto, ai fini della valutazione dell'ammissibilità della portata di overtopping, si deve tener conto non solo della sicurezza strutturale della stessa, ma anche della sicurezza dei pedoni e dei veicoli. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme ovvero per onde con Tr =140 anni, la banchina a ridosso della scogliera della Sezione L-L risulta comunque operativa. I valori di overtopping rispettano i limiti di sicurezza e safety indicati dalle raccomandazioni tecniche. In condizioni di eventi estremo e' sconsigliato evitare di parcheggiare sotto il muro paraonde. Possiamo individuare dette condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda significativa H_s=2,9 m al piede della scogliera lato mare. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarino (SM – Studio Meteomarino) si individua per onde di largo con H_s>3,5 m e Direzione di Provenienza 250° (Onda di Progetto H_s=7,57 m a largo), una frequenza di accadimento pari a 0,09 ovvero 8 ore/anno, che rappresenta il tempo minimo di “non accessibilità” della Banchina Sud (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.10. Banchiana Nord-Pescherecci – Sezione I-I

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.11 - Banchina Nord-Pescherecci - Sezione tipo I-I*. L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione I-I a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione I-I di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata lungo il tronco della scogliera a tergo della banchina a giorno, imbasata su fondali di - 4,50 m rispetto al livello medio mare e costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +3,00 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (1÷3t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +4,40 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi naturali di III categoria (5t÷7t) con pendenza 3:2 sul "lato mare" ino alla quota 7,00 m s.l.m.m.;
- berma al piede in massi di II categoria (1t÷3t) dello spessore di 2,00 m.

L'opera a gettata è imbasata su uno scanno di imbasamento in misto granulare di cava (tout venant selezionato $\phi \geq 150$ mm) con funzione di ottimizzare la portanza del terreno di fondazione. L'opera prevede interventi di consolidamento preliminari per i quali si rimanda all'elaborato di progetto *RCG - Relazione di calcolo geotecnico*.

La scogliera presenta un massiccio di coronamento ovvero un muro paraonde in calcestruzzo semplice per la cui verifica di stabilità si rimanda ai paragrafi successivi.

7.10.1. Dimensionamento della mantellata

Il dimensionamento della sezione in oggetto è stato eseguito impiegando la formula di Hudson (1974) applicata secondo le indicazioni del Coastal Engineering Manual, edito da U.S. Army Corps of Engineering, che in condizioni di moto ondoso regolare, consente di ricavare il peso medio dei massi da adottare in funzione di un assegnato grado di stabilità valutato, tenendo conto della tipologia dei massi e considerando l'onda frangente o non frangente. Il dimensionamento è stato successivamente verificato con la formulazione di Van der Meer (1988) in modo tale da tener conto anche delle onde irregolari e del periodo d'onda.

Si ricorda che la relazione semi-empirica di Hudson è espressa da:

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

oppure, esplicitando in funzione del peso mediano del singolo elemento, da:

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

Dove:

- H = altezza d'onda caratteristica (H_s); [m] *Si assume H1/10 come onda di progetto;*
- D_{n50} = spigolo del cubo equivalente del masso mediano; [m]
- M_{50} = peso mediano dei massi; [KN]
- γ_s = densità del masso; [KN/m³]
- γ_w = densità dell'acqua marina; [KN/m³]
- α = angolo formato dalla scarpa con l'orizzontale;

- KD = coefficiente di stabilità (SPM 1984) dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento assunta < 5% (si veda Tabella 16).
Si assume $K_d = 4$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per Onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

con

- L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 58,94 m;
- d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 5,00 m.

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,06 > (H/L)_{progetto} = 0,058$ pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).

Criterio di "non danneggiamento" con limitata traccimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa
			K_D (2)		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0
Masso naturale arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
Masso a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
Masso a spigoli vivi	<3	alla rinfusa	2.2	4.5	1.6	2.8	2.0
Masso a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	1.3	2.3	3.0
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	2.1	4.2	(5)
Tetrapodo	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Tetrapodo e Quadripodo	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	4.5	5.5	2.0
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	7.8	8.5	2.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8(8)	31.8(8)	8.0	16.0	2.0(9)
Dolos	2	alla rinfusa	15.8(8)	31.8(8)	7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (KRS)	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	
Masso naturale assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

(1) Avvertenza: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.

(2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/5.

(3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).

(4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera di massi.

(5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.

(6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.

(7) Massi sagomati con forma parallelepipedica quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).

(8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (< 2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).

(9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

Tabella 29 - Valore del coefficiente di stabilità al variare dei massi utilizzati

Per il dimensionamento si considera l'onda non frangente e massi a spigoli vivi. Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni effettuate.

<i>Dimensionamento Massi Mantellata</i>			
<i>(Hudson 1974 - K_D values by SPM 1984)</i>			
<i>Parametri di progetto</i>			
γ_w	10,1	KN/m ³	
Hs	2,7	m	
H1/10	3,43	m	<i>Altezza onda di progetto</i>
<i>Parametri della scogliera (Sezione Corrente)</i>			
γ_s	26,0	kN/m ³	Peso specifico massi
cot(α)	1,5	-	Inclinazione
n	2,0	-	Strati mantellata
K_D	4	-	Coefficiente di stabilità
M_{50}	48	kN	Peso medio massi
	4,9	t	
K_Δ	1,00	-	Coefficiente di forma (masso naturale su due strati)
r	2,56	m	Spessore mantellata
Bmin	3,90	m	Larghezza minima della sommità della mantellata (3Dn50)

Lo spessore teorico r dello strato di copertura della mantellata è stato determinato tramite la seguente relazione:

$$r = nK_\Delta \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con K_Δ , coefficiente di forma, assunto pari a 1.

A verifica del dimensionamento effettuato sono stati applicati i criteri di progetto espressi dal Van Der Meer (solo per massi naturali) in cui il diametro nominale dei massi è legato all'altezza significativa dalle seguenti espressioni:

- Per onda frangente tipo plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e per $cot\alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

- Per onda frangente tipo surging ($\xi_m > \xi_{mc}$) e per $cot\alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P$$

con :

H_s = altezza d'onda significativa in corrispondenza della struttura;

ξ_m = parametro di surf o numero di Iribarren per il periodo medio;

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_m^2}}}$$

T_m = periodo d'onda medio (s);

α = pendenza della mantellata ($^\circ$);

γ_w = peso specifico dell'acqua marina (kN/m³);

γ_s = peso specifico del masso (kN/m³);

D_{n50} = diametro nominale del masso, $D_{n50} = (W_{50}/\gamma_m)^{1/3}$ (m);

W_{50} = valore del peso corrispondente al 50% nella curva di distribuzione (kN);

P = coefficiente di permeabilità della struttura (= 0,37 per scogliere convenzionali);

S = livello di danneggiamento ammesso (Tabella 17);

N = numero di onde assunto pari a 3000.

Pendenza	Livello di danno S		
	Danno iniziale	Danno intermedio	Danno totale
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Tabella 30 - Livelli di danno per mantellate in doppio strato in funzione della pendenza (Van der Meer 1988)

Il parametro critico di surf per paramenti ripidi è calcolato:

- $\xi_{mc} = \left[6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha < 3$ (paramenti ripidi)
- $\xi_{mc} = \left[3.58 P^{0.31} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha > 3$ (paramenti a pendenza lieve)

A valle dei calcoli effettuati e come riportato negli elaborati progettuali, la mantellata della scogliera presenterà uno **spessore pari a 2,70 m** sia in testata che lungo la sezione corrente. Si riportano in sintesi tabellare i calcoli effettuati.

<i>Verifica massi mantellata</i>		
Van Der Meer (Van der Meer 1988)		
γ_w	10,1 kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
γ_s	26,0 kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
Hs	3,43 m	Altezza d'onda significativa (si assume H1/10)
D _{n50}	1,20 m	Diametro nominale del masso
P	0,37	Permeabilità
cot(α)	1,5	Inclinazione (1/2)
T _{0m}	8,36 s	Periodo medio
ξ_m	3,8	Numero di Iribarren
ξ_{mc}	4,5	Parametro critico di surf Plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e $\cot(\alpha) < 3$
L _{0m}	102,3 m	Lunghezza onda a largo
s _m	0,014	Ripidità onda
N _z	3000	Numero di onde
S	0,05	Grado di danneggiamento

Esplicitando le espressioni di Van der Meer in funzione del grado di danneggiamento si è proceduto a verificare il livello di danno corrispondente al masso naturale adottato (si veda Tabella 17). Dai calcoli

effettuati si perviene ad un valore di S pari a 0,05 per la sezione corrente tali valori corrispondono per la sezione corrente ad un grado di danneggiamento nullo.

A valle del dimensionamento eseguito, tenuto conto delle dimensioni dell'attuale diga e a vantaggio di sicurezza, la mantellata del prolungamento del sopraflutto sarà realizzata con massi naturali di III categoria (pezzatura compresa tra 5 t e 7 t, D50 pari a 1,30 m) in doppio strato con uno spessore complessivo di 2,60 m. La larghezza in sommità sarà pari a 3,90 m in considerazione della vasca antistante con funzione di protezione della banchina dalla risaltà dell'onda.

7.10.2. Berma al piede

Al piede della mantellata verrà disposta una berma orizzontale in massi naturali, per impedire che gli elementi costituenti la mantellata possano, a causa del moto ondoso, scivolare sul fondale marino e scoprire così lo strato filtro sottostante. Il peso minimo necessario dei massi naturali costituenti la berma è stato ricavato applicando la formula di Gerding, di seguito riportata, mediante la quale si può ottenere il Dn50 (diametro nominale) dei massi naturali impiegati:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0.24 \frac{d}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove N_{od} è un parametro che quantifica il grado di danneggiamento previsto e che assume i seguenti valori:

- $N_{od}=0,5$ danno incipiente;
- $N_{od}=2,0$ spianamento parziale;
- $N_{od}=4,0$ spianamento totale;
- d è la profondità della berma rispetto al livello medio mare con $d \geq 1,5H_s$.

Lo spessore della berma b è calcolabile mediante la seguente formula:

$$b = n \cdot K_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

La larghezza minima in sommità deve risultare $b = 4 D50$.

Si riportano di seguito i risultati tabellati delle elaborazioni effettuate.

Van Der Meer			
Dimensionamento della berma al piede			
Parametri di Progetto			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
hb	4,80	m	Profondità fondale
s	0,36	m	Abbassamento livello mare
h'b	2,3	m	Profondità berma rispetto livello marino .Si tiene conto dell'abbassamento livello mare
Hs	2,7	m	Altezza onda significativa
Parametri berma			
γ_s	26	kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,54	-	
M50	23	kN	Peso medio dei massi
	2,4	t	
Dn50	0,96	m	Spigolo del cubo equivalente
Nod	0,3	-	Parametro di danneggiamento
Ns	1,8	-	Numero di stabilità
K Δ	1	-	
n	2	-	Numero strati
r	2,00	m	Spessore della berma
b	4,00	m	Larghezza minima della berma in sommità

In sintesi, al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera, la berma al piede della mantellata sarà realizzata per l'intero sviluppo lineare (dal tronco alla testata) con doppio strato di massi naturali di III categoria (1t-3t) con una larghezza della berma in sommità pari a 4,00 m e spessore 2,00 m.

7.10.3. Strato filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state

ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso D_{n50} si calcola con la formula:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)}$$

Per il dimensionamento dei massi costituenti il filtro si tiene conto della regola del Terzaghi:

(verifica secondo regola dei filtri rovesci di Terzaghi)

$$D_{15,s}/D_{85,i} < 4 \div 5 \quad \text{--->} \quad D_{85,i} > D_{15,s}/4$$

$$D_{15,s}/D_{15,i} < 20 \div 25 \quad \text{--->} \quad D_{15,i} > D_{15,s}/20$$

dove “s” ed “i” si riferiscono allo strato a granulometria superiore e inferiore, mentre D_{15} e D_{85} corrispondono al diametro minimo e al diametro massimo.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$r_{\min} = nK_{\Delta} \sqrt[3]{\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)}$$

con

- $K_{\Delta} = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di I Categoria (Pezzatura compresa tra 0,5 t e 1 t) e spessore pari a 1,40 m ($1,5 * D_{50}$ mantellata $> r_{\min}$).

7.10.4. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 e 500 Kg.

La realizzazione del rilevato dovrà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.10.5. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. I-I)			
γ_w	10,1	kN/m^3	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,7	-	Inclinazione
H_{m0}	2,70	m	Altezza onda significativa
T_{0m}	8,4	s	Periodo medio al largo
L_{0m}	109	m	Lunghezza d'onda
S_m	0,02	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	4,2	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
$i\%$	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
$R_{ui\%}/H_s$	2,0	-	
$R_{ui\%}$	5,3	m	Altezza run-up

Tabella 31 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.10.6. Determinazione della portata di tracimazione

La sezione I-I risulta banchinata. Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per msi è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (**Figura 3**).

Nel caso di onda non frangente, posto che:

- R_c = quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 6,00 m (condizione $R_c > H_{1/10} = 1,27 H_s$). Si tiene conto del sovrizzo di +0,5 m s.l.m.m;
- $H_{m0} = H_s$ = altezza d'onda significativa al piede della Diga;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β =fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondososo, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b =fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 0,03 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H _{mo}	2,7	m
R _{ui%}	5,3	m
R _c	7	m
γ _f	0,55	
γ _β	1	
q _{t,max}	0,03	l/s/m

Tabella 32 - Calcolo dell'Overtopping

Il progetto prevede un banchinamento destinato a servizi portuali, pertanto, ai fini della valutazione dell'ammissibilità della portata di overtopping, si deve tener conto non solo della sicurezza strutturale della stessa, ma anche della sicurezza dei pedoni e dei veicoli. Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme ovvero per onde con Tr =140 anni, la banchina in corrispondenza della Sezione L-L risulta comunque operativa. I valori di overtopping rispettano i limiti di sicurezza e safety indicati dalle raccomandazioni tecniche. In condizioni di eventi estremo è consigliato evitare di parcheggiare sotto il muro paraonde.

Possiamo individuare dette condizioni estreme di tempesta come quelle caratterizzate da un valore di altezza d'onda significativa H_s=2,9 m al piede della scogliera lato mare. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarina (SM – Studio Meteomarina) si individua per onde di largo con H_s>3,5 m e Direzione di Provenienza 250°C (Onda di Progetto H_s=7,57 m), una frequenza di accadimento pari a 0,09 ovvero 8 ore/anno che rappresenta il tempo di “non accessibilità” della Banchina Sud (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

7.11. Pennello di protezione Alaggio Sezione T-T

Si fa riferimento all'elaborato grafico di progetto *EG.OM.20 I-I*.

L'elaborato riporta due sezioni:

- Sezione T-T a fine lavori, si riferisce all'opera nella sua configurazione al termine dei lavori maggiorata in funzione dei cedimenti cui sarà soggetta fino al termine del normale consolidamento (dell'ordine di 25 anni);
- Sezione T-T- di progetto, si riferisce all'opera nella sua configurazione a consolidazione avvenuta, dopo 25 anni rispetto alla fine lavori.

Si rimanda agli elaborati geotecnici per l'approfondimento degli aspetti connessi ai cedimenti dell'opera, agli interventi di consolidamento previsti in progetto.

Il dimensionamento idraulico-marittimo fa riferimento alle sezioni definite "di progetto".

La sezione di riferimento è ubicata lungo la testata della scogliera di protezione dello scalo di alaggio imbasata su fondali di - 4,80 m rispetto al livello medio mare. La scogliera è costituita da:

- un nucleo interno in tout-venant di cava non soggetto all'azione diretta del moto ondoso fino alla quota +0,50 s.l.m.m;
- doppio strato filtro in massi naturali di II categoria (0,5t÷1t) con funzione di impedire l'asportazione del tout-venant di cava attraverso le cavità della mantellata esterna, fino alla quota +1,8 s.l.m.m;
- mantellata esterna in massi naturali di III categoria (5t÷7t) con pendenza 2:1 sul "lato mare" ino alla quota 4,50 m s.l.m.m..

Trattando di un'opera provvisoria in attesa che venga realizzato il II Lotto di interventi, non sono previsti interventi di consolidamento suol'impronta del pennello.

7.11.1. Dimensionamento della mantellata

Il dimensionamento della sezione in oggetto è stato eseguito impiegando la formula di Hudson (1974) applicata secondo le indicazioni del Coastal Engineering Manual, edito da U.S. Army Corps of Engineering, che in condizioni di moto ondoso regolare, consente di ricavare il peso medio dei massi da adottare in funzione di un assegnato grado di stabilità valutato, tenendo conto della tipologia dei massi e considerando l'onda frangente o non frangente. Il dimensionamento è stato successivamente verificato

con la formulazione di Van der Meer (1988) in modo tale da tener conto anche delle onde irregolari e del periodo d'onda.

Si ricorda che la relazione semi-empirica di Hudson è espressa da:

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

oppure, esplicitando in funzione del peso medio del singolo elemento, da:

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

Dove:

- H = altezza d'onda caratteristica (H_s); [m] *Si assume H1/10 come onda di progetto;*
- D_{n50} = spigolo del cubo equivalente del masso mediano; [m]
- M_{50} = peso medio dei massi; [KN]
- γ_s = densità del masso; [KN/m³]
- γ_w = densità dell'acqua marina; [KN/m³]
- α = angolo formato dalla scarpa con l'orizzontale;
- KD = coefficiente di stabilità (SPM 1984) dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento assunta < 5% (*si veda Tabella 16*).
Si assume $K_d = 4$ essendo K_d il coefficiente di Hudson per Antifer in corrispondenza del tronco per Onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la *formula di Miche*:

$$\left(\frac{H}{L} \right)_{max} = 0,142 \tanh \left(\frac{2 \pi d}{L} \right)$$

con

- L : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso) corrispondente a 57,8 m ;
- d : profondità del mare al piede dell'opera, corrispondente a 4,80 m .

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

Relazione tecnica opere marittime esterne

Risulta: $(H/L)_{max} = 0,068 > (H/L)_{progetto} = 0,063$ pertanto è verificata la condizione di onda non frangente).

Criterio di "non danneggiamento" con limitata traccimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa Cot α
			K _D (2)		K _D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
e spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
e spigoli vivi	<3	alla rinfusa	2.2	4.5	2.1	4.2	(5)
e spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
e					4.5	5.5	2.0
Quadrupodo					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8(8)	31.8(8)	8.0	16.0	2.0(9)
					7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (k _{RR})							
assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

(1) Avvertenza: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.
(2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/5.
(3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).
(4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera di massi.
(5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.
(6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.
(7) Massi sagomati con forma parallelepipeda quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markie e Davidson, 1979).
(8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (<2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).
(9) La stabilità dei dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

Tabella 33 - Valore del coefficiente di stabilità al variare dei massi utilizzati

Per il dimensionamento si considera l'onda non frangente e massi a spigoli vivi. Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni effettuate.

Dimensionamento Massi Mantellata			
(Hudson 1974 - K_D values by SPM 1984)			
<i>Parametri di progetto</i>			
γ_w	10,1	KN/m ³	
Hs	2,9	m	
H1/10	3,68	m	Altezza onda di progetto
<i>Parametri della scogliera (Sezione Corrente)</i>			
γ_s	26,0	kN/m ³	Peso specifico massi
cot(α)	2	-	Inclinazione
n	2,0	-	Strati mantellata
K_D	2,8	-	Coefficiente di stabilità (testata non frangente)
M_{50}	44,8	kN	Peso medio massi
	4,6	t	
K_Δ	1,00	-	Coefficiente di forma (masso naturale su due strati)
r	2,7	m	Spessore mantellata
Bmin	5,20	m	Larghezza della sommità della mantellata (3÷4Dn50)

Lo spessore teorico r dello strato di copertura della mantellata è stato determinato tramite la seguente relazione:

$$r = nK_\Delta \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

con K_Δ , coefficiente di forma, assunto pari a 1.

A verifica del dimensionamento effettuato sono stati applicati i criteri di progetto espressi dal Van Der Meer (solo per massi naturali) in cui il diametro nominale dei massi è legato all'altezza significativa dalle seguenti espressioni:

- Per onda frangente tipo plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e per $cot\alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

- Per onda frangente tipo surging ($\xi_m > \xi_{mc}$) e per $\cot \alpha < 3$ (paramenti ripidi):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P$$

con :

H_s = altezza d'onda significativa in corrispondenza della struttura;

ξ_m = parametro di surf o numero di Iribarren per il periodo medio;

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}};$$

T_m = periodo d'onda medio (s);

α = pendenza della mantellata ($^\circ$);

γ_w = peso specifico dell'acqua marina (kN/m³);

γ_s = peso specifico del masso (kN/m³);

D_{n50} = diametro nominale del masso, $D_{n50} = (W_{50}/\gamma_m)^{1/3}$ (m);

W_{50} = valore del peso corrispondente al 50% nella curva di distribuzione (kN);

P = coefficiente di permeabilità della struttura (= 0,37 per scogliere convenzionali);

S = livello di danneggiamento ammesso (Tabella 17);

N = numero di onde assunto pari a 3000.

Pendenza	Livello di danno S		
	Danno iniziale	Danno intermedio	Danno totale
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Tabella 34 - Livelli di danno per mantellate in doppio strato in funzione della pendenza (Van der Meer 1988)

Il parametro critico di surf per paramenti ripidi è calcolato:

- $\xi_{mc} = \left[6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha < 3$ (paramenti ripidi)
- $\xi_{mc} = \left[3.58 P^{0.31} \right]^{1/P+0.5}$ per $\cot \alpha > 3$ (paramenti a pendenza lieve)

A valle dei calcoli effettuati e come riportato negli elaborati progettuali, la mantellata della scogliera presenterà uno **spessore pari a 2,70 m** sia in testata che lungo la sezione corrente. Si riportano in sintesi tabellare i calcoli effettuati

<i>Verifica massi mantellata</i>		
<i>Van Der Meer (Van der Meer 1988)</i>		
γ_w	10,1 kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
γ_s	26,0 kN/m ³	Peso specifico massi
Δ	1,57	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
Hs	3,68 m	Altezza d'onda significativa (si assume H1/10)
D _{n50}	1,35 m	Diametro nominale del masso
P	0,37	Permeabilità
cot(α)	2	Inclinazione (1/2)
T _{0m}	8,4 s	Periodo medio
ξ_m	2,7	Numero di Iribarren
ξ_{mc}	3,8	Parametro critico di surf Plunging ($\xi_m < \xi_{mc}$) e $\cot(\alpha) < 3$
L _{0m}	102,3 m	Lunghezza onda a largo
S _m	0,015	

		Ripidità onda
N _z	3000	Numero di onde
S	0,02	Grado di danneggiamento

Esplicitando le espressioni di Van der Meer in funzione del grado di danneggiamento si è proceduto a verificare il livello di danno corrispondente al masso naturale adottato (si veda Tabella 17). Dai calcoli effettuati si perviene ad un valore di S pari a 0,02 per la sezione corrente tali valori corrispondono per la sezione corrente ad un grado di danneggiamento nullo.

A valle del dimensionamento eseguito, tenuto conto delle dimensioni dell'attuale diga e a vantaggio di sicurezza, la mantellata del prolungamento del sopraflutto sarà realizzata con massi naturali di III categoria (pezzatura compresa tra 5t e 7t, Dn50 pari a 1,35 m) in doppio strato con uno spessore complessivo di 2,70 m. La larghezza in sommità sarà pari a 5,20 m in considerazione della vasca antistante con funzione di protezione della banchina dalla risaltà dell'onda.

7.11.2. Strato filtro

La funzione degli strati filtro è quella di evitare il sifonamento del materiale costituente il nucleo o corpo centrale dell'opera a gettata. Le dimensioni dei massi che costituiscono il filtro sono state ricavate con la regola empirica per cui il peso del materiale del filtro deve essere circa 1/10 del peso dei massi utilizzati per la formazione della mantellata. Il Diametro nominale del masso Dn50 si calcola con la formula:

$$Dn50 = \sqrt{\left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}}$$

Per il dimensionamento dei massi costituenti il filtro si tiene conto della regola del Terzaghi:

(verifica secondo regola dei filtri rovesci di Terzaghi)

$$\begin{aligned} D_{15,s}/D_{85,i} < 4 \div 5 & \text{ ---> } D_{85,i} > D_{15,s}/4 \\ D_{15,s}/D_{15,i} < 20 \div 25 & \text{ ---> } D_{15,i} > D_{15,s}/20 \end{aligned}$$

dove “s” ed “i” si riferiscono allo strato a granulometria superiore e inferiore, mentre D15 e D85 corrispondono al diametro minimo e al diametro massimo.

Per il calcolo dello spessore minimo r_{\min} del filtro si è impiegata la seguente espressione:

$$nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$r_{\min} =$

con

- $K\Delta = 1,02$ coefficiente di forma (Shore Protection Manual 1984);
- $n = 2$ numero degli strati.

In sintesi, il filtro della scogliera sarà costituito da un doppio strato di massi di I Categoria (Pezzatura compresa tra 0,5 t e 1 t) e spessore pari a 1,30 m ($1,5 \cdot D_{50}$ mantellata $> r_{\min}$).

7.11.3. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,1 kg e 500 Kg. La realizzazione del rilevato dovrà pertanto essere eseguita via mare e via terra.

7.11.4. Valutazione del run-up

CALCOLO del RUN UP (SEZ. T-T)			
γ_w	10,1	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua di mare
$\tan(\alpha)$	0,5	-	Inclinazione
H _{mo}	2,9	m	Altezza onda significativa
T _{0m}	8,4	s	Periodo medio al largo
L _{0m}	102	m	Lunghezza d'onda
S _m	0,03	-	Ripidità onda
ξ_{0m}	3,1	-	Surf Similary Parameter (Plunging)
i%	2,0		
$(D/B)^{1/C}$	3,1		
R _{ui%} /H _s	2,0	-	
R_{ui%}	5,7	m	Altezza run-up

Tabella 35 - Altezza di risalita con probabilità di essere superata pari al 2%

7.11.5. Determinazione dell'overlapping" (sormonto della scogliera)

Per il calcolo della portata media di tracimazione q_m (l/s per m) si è applicata l'espressione empirica di Van der Meer che tiene conto del frangimento ξ_0 e distingue le onde tra frangenti e non frangenti (Figura 3). Dove nel caso di onda non frangente, posto che:

- R_c = quota di sommità della scogliera misurata a partire dal livello medio del mare posta uguale a 6,00 m (condizione $R_c > H_{1/10} = 1,27 H_s$). Si tiene conto del sovralzato di +0,5 m s.l.m.m;
- $H_{m0} = H_s$ = altezza d'onda significativa al piede del pennello;
- γ_f = fattore di riduzione della risalita dell'onda per effetto della rugosità della struttura, i cui valori sono tabellati in funzione del tipo di masso adottato (si veda Figura 5);
- γ_β = fattore di riduzione dovuto alla obliquità dell'attacco ondoso, posto uguale ad 1 (ipotesi di attacco ortogonale);
- γ_b = fattore di riduzione dovuto alla presenza della berma, che si assume pari a 1 a vantaggio di sicurezza.

Si perviene ad un valore della portata di tracimazione massima pari a 2,37 l/s per metro lineare di scogliera (Tabella 9).

CALCOLO DELL'OVERTOPPING		
H_{m0}	2,9	m
$R_{ui\%}$	5,7	m
R_c	4	m
γ_f	0,5	
γ_β	1	
$q_{t,max}$	2,37	l/s/m

Tabella 36 - Calcolo dell'Overtopping

Con riferimento all'Eurotop Manual II – 2016, si osserva che in condizioni estreme ovvero per onde con $T_r = 140$ anni (Dir 250°N), la tracimazione non compromette la sicurezza strutturale della scogliera né la sicurezza delle imbarcazioni che potrebbero essere in sosta a ridosso della scogliera, se di LOA > 5,00 m (Figura 8, Figura 7, Figura 9).

Sebbene la presenza del pennello protegga il bacino di alaggio dall'attacco diretto delle onde provenienti da Nord in condizione estreme, l'area di alaggio risulta esposta ai venti di Maestrale e agli eventi ondosi del IV quadrante, con altezze d'onda dell'ordine di 2,8÷2,6 m s.l.m.m, anche con tempi di ritorno dell'ordine di 5 anni. Si raccomanda quindi di prevedere un sistema di misurazione dei dati ondometrici e di rilevazione delle allerte meteo e interdire l'impiego del bacino in presenza di onde superiori al metro. Facendo riferimento alle elaborazioni riportate nello Studio Meteomarina (SM – Studio Meteomarina) si individua per onde di largo dal settore 290°N – 350°N una frequenza di

accadimento pari a 10,14 ovvero 38 giorni/anno, che rappresenta il tempo minimo di “non accessibilità” allo Scalo.

Resta in capo alle Autorità Marittime la definizione delle condizioni e dei limiti di accessibilità alla zona di alaggio.

8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate.

8.1. Calcestruzzo strutturale e non strutturale

- Classe di resistenza del calcestruzzo per sottofondazioni C12/15 (Rck 15 N/mm²)
- Classe di resistenza del calcestruzzo per getti in opera ed elementi prefabbricati: **C35/45**
- Classe di esposizione XS3: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
- Massimo rapporto a/c :0,45
- Contenuto minimo di cemento: 360 kg/mc
- Per il calcestruzzo dei massi prefabbricati e dei getti in opera per la realizzazione del muro paraonde sono stati assunti i seguenti pesi di volume:
 - Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso: $\gamma_c' = 13.40 \text{ kN/m}^3$

8.2. Terreno di fondazione

Il terreno di fondazione delle opere foranee e dei banchinamenti in base alle NTC/2018 ricade all'interno della categoria "C" – *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)”*.

8.3. Materiale da cava e interti

Le caratteristiche geo-meccaniche del tout-venant di cava impiegato per la formazione del nucleo della parte esterna della diga frangiflutti e per la formazione dell'imbasamento dei muri paraonde sono le seguenti:

- Peso specifico dei massi naturali: $\gamma_s = 26.0 \text{ kN/m}^3$

- Peso specifico del tuot venat di cava: $\gamma_s = 19.02 \text{ kN/m}^3$.

9. IL MASSICCIO DI CORONAMENTO: CARATTERISTICHE E COMPOSIZIONE.

Il muro paraonde è realizzato in calcestruzzo non armato e presenta una sezione schematicamente riportata nelle seguenti figure (Figura 15, Figura 16, Figura 17, Figura 18) con altezze variabili del paramento verticale da 1,70 m a 4,50 m. s.l.m.m. Lo sviluppo totale del muro è di circa 214 m ed è anch'esso provvisto di giunti dotati di chiave di taglio posti ad interasse di 20 m c.a. Il muro paraonde è gettato in opera su materiale da cava (tout venant).

Il massiccio di coronamento è riparato per tutta la sua altezza dalla scogliera retrostante (Diga di sopraflutto) mediante una berma di tre massi (antifer o massi naturali al variare della sezione di progetto). Tale soluzione è finalizzata a ridurre l'azione di shock provocata dall'urto dell'acqua e contiene l'effetto di riflessione del muro.

Sulla Diga di Sottoflutto non è prevista la realizzazione del muro paraonde ma di un cordolo in calcestruzzo non armato; infatti, il futuro ampliamento della Banchina Nord (previsto nel Progetto del II Lotto di Interventi per la realizzazione del Nuovo Porto Commerciale) prevede la realizzazione di un ulteriore banchinamento adiacente a quello di Progetto e, pertanto, un eventuale muro paraonde dovrebbe essere soggetto a successiva demolizione. Si è optato, quindi, per un'opera che delimiti il banchinamento rispetto alla scogliera a tergo (per la sicurezza dei pedoni e dei mezzi) e che, al tempo stesso, non sia soggetta a successiva demolizione.

La mantellata interna e quella esterna presentano la stessa pendenza al fine di evitare scivolamenti di materiali lapideo o artificiale e favorire la dissipazione dell'energia dell'onda incidente.

9.1. Metodo di calcolo delle Pressioni indotte dal moto ondoso sui muri paraonde

L'azione delle onde sul muro è diversa a seconda che le onde sulla mantellata siano in forma plunging o surging. Nel primo caso si può avere un effetto di tipo impulsivo (impact) con risonanze che variano rapidamente; nel secondo caso un effetto di "corrente che investe il muro" (Figura 11). Nel caso di progetto, le onde sono in forma plunging.

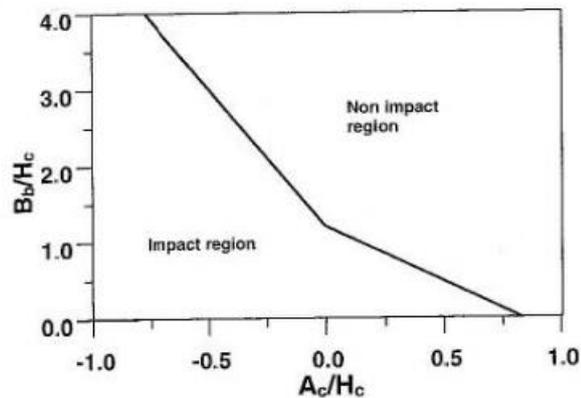
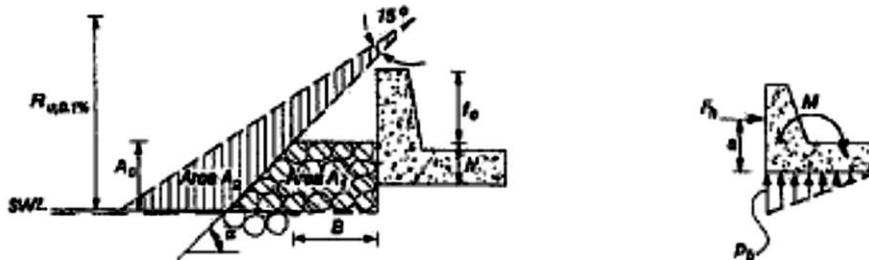


Figura 11 - Definizione degli eventi di impatto di tipo “shock”

IL dimensionamento è riferito alle sezioni di fine lavori (condizione più critica).

Le azioni esercitate dal moto ondoso sul muro paraonde sono calcolate mediante il procedimento introdotto dal EM 2006 - Pedersen 2006 che non prevede la distinzione a priori impact/non impact, applicabile in acque profonde e intermedie. Nel 2013, il metodo di Pedersen è stato esteso da Nørgaard (Nørgaard, et al., 2013) in modo tale da poter essere applicato anche in acque basse. Nørgaard studia ed analizza sia il caso di muro paraonde non totalmente protetto dalla scogliera a tergo sia il caso di muro completamente protetto.

Table VI-5-81
Horizontal Wave Force, Uplift Wave Pressure and Turning Moment on Concrete Caps (Pedersen 1986)



e effetto "coerente" e effetto "idrostatico"

$$F_{h,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B}} \left(1.6 p_m y_{eff} + A \frac{p_m}{2} h' \right) \quad (VI-5-187)$$

$$M_{0.1\%} = \alpha \times F_{h,0.1\%} = 0.55 (h' + y_{eff}) F_{h,0.1\%} \quad (VI-5-188)$$

$$p_{b,0.1\%} = 1.00 A p_m \quad (VI-5-189)$$

- where $F_{h,0.1\%}$ Horizontal wave force per running meter of the wall corresponding to 0.1% exceedance probability
 $M_{0.1\%}$ Wave generated turning moment per running meter of the wall corresponding to 0.1% exceedance probability
 $p_{b,0.1\%}$ Wave uplift pressure corresponding to 0.1% exceedance probability
 L_{om} Deepwater wavelength corresponding to mean wave period
 B Berm width of armor layer in front of the wall
 $p_m = \rho_w g (R_{u,0.1\%} - A_c)$
 $R_{u,0.1\%}$ Wave runup corresponding to 0.1% exceedance probability

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \zeta_m & \zeta_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s \zeta_m^{0.55} & \zeta_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\zeta_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{om}}$$

- α Slope angle of armor layer
 A_c Vertical distance between MWL and the crest of the armor berm
 $A = \min\{A_2 / A_1, 1\}$, where A_1 and A_2 are areas shown in the figure
 $y_{eff} = \min\{y/2, f_c\}$

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases}$$

- h' Height of the wall protected by the armor layer
 f_c Height of the wall not protected by the armor layer

Uncertainty of the formulae	factor in the formulae	0.21	1.6	0.55	1.00
	standard deviation σ	0.02	0.10	0.07	0.30

Tested range: See Table VI-5-12

Figura 12 – Metodo Pedersen 1996 (successivamente esteso da Norgaard 2013)

Parameter	Description	$d_{ca}=0$ (protected crown wall)	$d_{ca}>0$ (partly exposed crown wall)
ξ_{m0}	Breaker parameter using T_m	2.3-4.9	3.31-4.64
$\frac{H_s}{A_c}$	Relative wave height	0.5-1.63	0.52-1.14
$\frac{R_c}{A_c}$	Relative run up level	0.78-1	1-1.7
$\frac{A_c}{B}$	Relative berm width	0.58-1.21	0.58-1.21
$\frac{H_{m0}}{h}$	Relative water depth	0.19-0.55	0.19-0.55
$\frac{H_{m0}}{L_{m0}}$	Wave steepness	0.018-0.073	0.02-0.041

Figura 13 - Campo di applicazione Metodo Pedersen/Norgaard (2013)

Parameter	Symbol	Unit
Crest crown wall above SWL	R_c	m
Armour crest above SWL	R_{CA}	m
Difference between armour crest and crown wall	d_{CA}	m
Height of the rubble mound breakwater	d	m
Crest width of the armour	B_A	m
Width of the crown wall	B_C	m
Thickness of the armour and filter layer	t_a and t_f	m
Slope of the breakwater	α	-
Water depth above toe	h_t	m

Table 2-1: Governing parameters rubble mound breakwater

Figura 14 - Definizione dei parametri

9.2. Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Le verifiche dei muri paraonde sono state condotte, in conformità a quanto disposto dalle NTC 17.01.2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, attraverso il metodo dei coefficienti

parziali secondo cui gli effetti delle condizioni di carico non devono superare quelle compatibili con lo stato limite considerato. Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi quanto detto si traduce nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitate mediante le seguenti combinazioni:

Combinazione SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;
- E azione sismica;
- Q_{k1} azione variabile dominante;
- Q_{kj} azioni variabili restanti;
- γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- Ψ_{0j}, Ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni.

9.2.1. Verifiche di stabilità

1. Verifiche alla traslazione

La condizione di stabilità alla traslazione dei muri paraonde è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1,10$$

dove:

R_d è dato dal prodotto della risultante della combinazione delle forze favorevoli per il coefficiente di attrito μ ;

E_d è la risultante della combinazione delle forze sfavorevoli.

Per il coefficiente di attrito μ si assumono i seguenti valori:

$\mu = \tan(\phi_d)$ nel caso di verifica rispetto alla base della fondazione dell'intero muro, essendo ϕ_d l'angolo di attrito interno di progetto del terreno, ottenuto come:

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

ove $\gamma_{\phi'}$ è il coefficiente parziale riportato nella Tab. 6.2.II delle NTC 18 dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici.

2. Verifiche al ribaltamento

La condizione di stabilità alla rotazione dei muri paraonde è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1,15$$

dove:

- R_d è dato dalla risultante della combinazione dei momenti favorevoli (stabilizzanti);
- E_d è la risultante della combinazione dei momenti sfavorevoli (ribaltanti).
-

3. Verifiche della capacità portante in condizioni drenate

La verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1,4$$

con:

- R_d coincidente con la tensione limite q_{lim} ammessa dal terreno;
- E_d pari alla pressione massima agente sul terreno in conseguenza dell'applicazione della combinazione delle azioni considerata.

Per la valutazione del carico unitario limite si adotta la formulazione di Brinch-Hansen (11) per fondazione nastriforme e carico inclinato.

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \quad (11)$$

con:

- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito ϕ' ;
 i_c, i_q, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
 d_c, d_q, d_γ fattori correttivi che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Nelle verifiche effettuate, il coefficiente γ è stato assunto pari al peso immerso dell'unità di volume γ ,
 Per il calcolo dei fattori di inclinazione i_q ed i_γ si adotta la formulazione di Hansen (1970), “(...) usando però un esponente 2 nell'espressione di i_q e di 3 in quella di i_γ , invece del 5...” come indicato nel testo “Foundation Analysis and Design” (Joseph E. Bowles, 1988). Rimossa l'ipotesi di carico baricentrico, il valore B' della base ridotta, definita come la minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato (Meyerhof, 1953), è stato calcolato come:

- $B'=B-2e$ nel caso di sezione interamente reagente, con B larghezza della fondazione ed e eccentricità data da:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_A}{E_d}$$

ove M_A rappresenta la risultante dei momenti calcolati rispetto al polo di rotazione A ed E_d la risultante delle azioni verticali;

- $B'=2u$ nel caso di parzializzazione della sezione di fondazione. In questo caso la larghezza della sezione reagente risulta pari al doppio della distanza u tra il punto di applicazione delle azioni verticali E_d e il lembo compresso della sezione.

3.1 Fattori di capacità portante

Fattori di capacità portante	$N_q = \text{tg}^2(45+\phi'/2) \cdot e^{-\pi \text{tg}\phi'}$ (Prandtl, 1921)	$N_c = (N_q-1)/\text{tg}\phi'$ (Reissner, 1924)	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q+1) \cdot \text{tg}\phi'$ (Vesic, 1970)
Fattori di inclinazione	$i_q = [1-0.5 \cdot H/(V+B' \cdot L \cdot c' \cdot \text{cotg}\phi')]^2$ (Hansen, 1970)	$i_c = i_q - [(1-i_q)/(1-N_q)]$ (Hansen-Vesic, 1973)	$i_\gamma = [1-0.7 \cdot H/(V+B' \cdot L \cdot c' \cdot \text{cotg}\phi')]^3$ (Hansen, 1970)
Fattori di Profondità	$d_q = 1+2k \cdot \tan\phi' \cdot (1-\text{sen}\phi')^2$ (Brinch-Hansen, 1970)	$d_c = 1+0.4 \cdot k$ (Brinch-Hansen, 1970)	$d_\gamma = 1$ (Brinch-Hansen, 1970)

9.3. Muro Paraonde Sez E-E – Verifica SLU

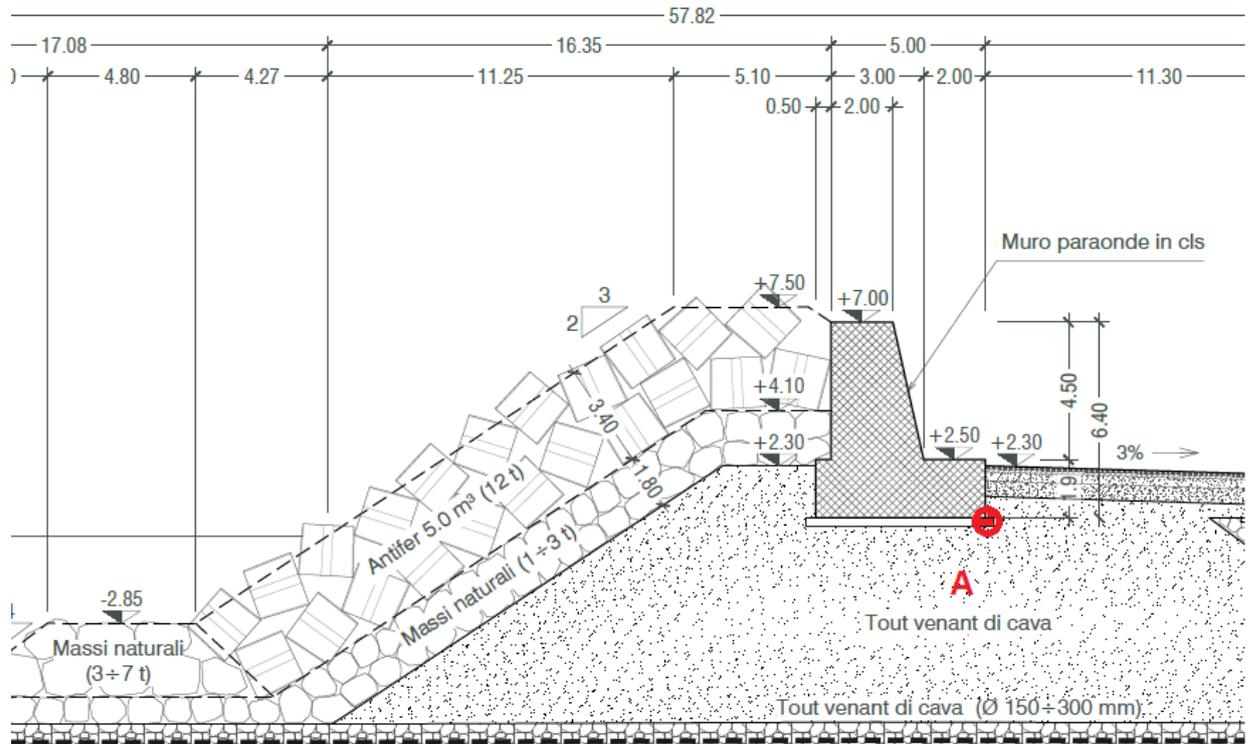


Figura 15 - Muro Paraonde Sez. E-E (Fine lavori)

9.3.1. Calcolo delle pressioni agenti sul muro

DATI DI INPUT			
Cod.	Descrizione	Misura	u.m.
L_b	Larghezza in fondazione del muro paraonde	5,5	m
l_b	Lunghezza del tratto di banchina (considerato per il calcolo)	20	m
A_c	Distanza verticale tra il livello medio mare e la sommità della mantellata	7,5	m
h'	Altezza del muro protetto dalla mantellata (Antifer)	3,4	m
α	Angolo formato tra la berma e l'orizzontale	0,5880026	rad
B	Larghezza in sommità della berma	5,1	m
L_{om}	Lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo di picco T_p	121,5	m
$tg\alpha$	Tangente di α	0,66667	
H_s^*	Altezza significativa al piede della scogliera	3,4	m

s	sovrizzo	0,5	m
Hs	Altezza di progetto per il calcolo delle pressioni	3,9	m
fc	Altezza del muro non protetta da scogliera	0	m
OUTPUT			
ξ_m	$Tan\alpha/(Hs/L_{om})^{0,5}$ (Risulta maggiore di 1,5)	3,72	
Ru 0,1%	$1,34 * Hs * \xi_m^{0,55}$	10,76	
pm	$\gamma_w * (Ru\ 0,1\% - Ac)$	32,81	KN/m ²
A2	Schema Pedersen	73,36	m ²
A1	Schema Pedersen	71,36	m ²
A	min [A2/A1, 1]	1	
y _{eff}	min [y/2, fc]	0	
Fh _{0,1%}	$0,21 * (L_{om}/B)^{0,5} * (A * (pm/2) * h')$	57,16	KN/m
	<i>Effetto corrente nullo</i>		
Ph _{0,1%}	Fh _{0,1%} * l _b	1143,316	KN
a	$0,55 * (h' + Y_{eff})$	1,87	
M _{0,1%}	a * Fh _{0,1%}	106,9	KN
M _{0,1% Lungh}	M _{0,1%} * l _b	2138,0	KN/m
p _{b,0,1%}	1.00Apm	32,81	KN/m ²
P _{b,0,1%}	l _b * (p _{b,0,1%} * L _b)/2	1804,6	KN
r	Braccio della forza	3,67	m
M _{b,0,1%}	P _{b,0,1%} * r	6622,9	KNm

9.3.2. Verifiche

Peso Proprio del muro paraonde e relativo momento rispetto al polo A

N_{p-p}	10180,2	kN
b_{p-p}	3,26	m
M_{p-p}	33158,88	Kn*m

Spinte idrodinamiche orizzontali, sottospinte e relativo momento rispetto al polo A**Spinta orizzontale**

S_{w-dp}	1143,32	kN
b_{w-dp}	1,87	m
M_{w-dp}	2138,0	kN/m per m

Sottospinta

S_{S-dp}	1804,60	kN
b_{S-dp}	3,67	m
M_{S-dp}	6620,90	kN/m per m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,10
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	terreno	terreno	scorrimento
	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0J}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1,00	-	-	10180,2
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	1143,32	-
Sottospinta Vertic	1,50	-	-	-1804,60
$\phi'k$ [°] NUCLEO	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito muro e terreno di fondazione	
37,5	37,5	0,7673		
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * \mu * Fv$		6426,82	
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * Sd$		1714,97	
Rd/Ed	1,99	> 1.10	SODDISFATTA	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,15
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni			
	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1,00	-	33158,88	-
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	-	2138,00
Sottospinta Vertic			-	6622,90
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * Mstab$			33158,88
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * (Mrib_sottop + Mrib\ spinta)$			13141,35
Rd/Ed	2,52	> 1.15	SODDISFATTA	

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE						
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)						
A1			M1		R3	
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$		$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,50		1,00	1,00	2,30
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	spinta Δq_b		terreno	terreno	schacciamento
	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1,00	-	-	10180,20	33158,88	-
Spinta di impatto	1,50	-	1143,32	-	-	2138,00
Sottospinta Vertic	1,50			-1804,60		6622,90
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]		eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [ed L'm]	lb
5,5	8375,60	20017,52		0,36	4,78	20,00
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento		fattori di capacità portante			
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	Nq	Nc		Ny	
0	8,5	45,81	58,40		71,84	
componente verticale del carico	componente orizzontale del carico	fattori correttivi per carichi inclinati				
V [kN]	H [kN]	iq	ic		iy	
8375,60	1714,97	0,808	0,81		0,63	

pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	Fattori correttivi per la profondità					fattore di forma della base	
	D/B' <1 fondazione superficiale	dq	dc	dy	sγ		
0	1	1	1	1	1		
Ed [kN]	$\gamma G_{1,fav} * F_v$			8375,60			
Rd [kN]	$q_{lim} = L * B * (c * N_c * d_c * i_c * s_c + q * N_q * d_q * i_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * i_{\gamma} * d_{\gamma} * s_{\gamma})$			87713,99			
Rd/Ed	10,47	>	1,4	SODDISFATTA			

9.4. Muro Paraonde Sez D-D– Verifica SLU

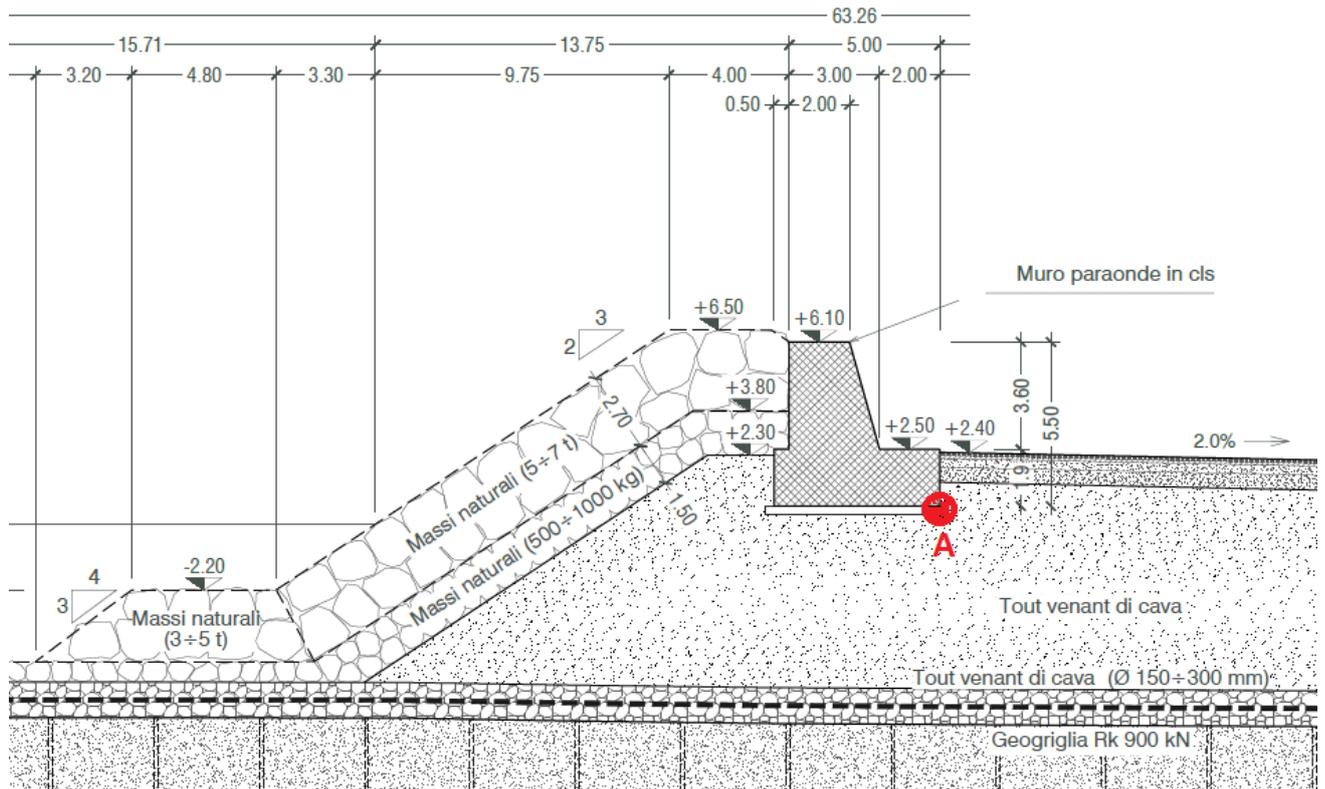


Figura 16 - Muro Paraonde Sez. D-D

9.4.1. Calcolo delle pressioni agenti sul muro

DATI DI INPUT			
Cod.	Descrizione	Misura	u.m.
L_b	Larghezza in fondazione del muro paraonde	5,5	m
l_b	Lunghezza del tratto di banchina (considerato per il calcolo)	20	m
Ac	Distanza verticale tra il livello medio mare e la sommità della mantellata	6,5	m
h'	Altezza del muro protetto dalla scogliera	2,7	m
α	Angolo formato tra la berma e l'orizzontale	0,5880026	rad
B	Larghezza in sommità della berma	4	m
L_{om}	Lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo di picco T_p	118,23	m

tg α	Tangente di α	0,66667	
Hs*	Altezza significativa al piede della scogliera	2,9	m
s	sovralzo	0,5	m
Hs	Altezza di progetto per il calcolo delle pressioni	3,4	m
fc	Altezza del muro non protetta da scogliera	0	m
OUTPUT			
ξ_m	$\text{Tan}\alpha / (\text{Hs}/L_{om})^{0,5}$ (Risulta maggiore di 1,5)	3,93	
Ru 0,1%	$1,34 * \text{Hs} * \xi_m^{0,55}$	9,67	
pm	$\gamma_w * (\text{Ru } 0,1\% - \text{Ac})$	31,89	KN/m ²
A2	Schema Pedersen	52,31	m ²
A1	Schema Pedersen	49,9	m ²
A	min [A2/A1, 1]	1	
y _{eff}	min [y/2, fc]	0	
Fh _{0,1%}	$0,21 * (L_{om}/B)^{0,5} * (A * (\text{pm}/2) * h')$	49,15	KN/m
	<i>Effetto corrente nullo</i>		
Ph _{0,1%}	$\text{Fh}_{0,1\%} * l_b$	983,17	KN
a	$0,55 * (h' + Y_{eff})$	1,485	
M _{0,1%}	$a * \text{Fh}_{0,1\%}$	73,00	KN
M _{0,1% Lung}	$M_{0,1\%} * l_b$	1460,00	KN/m
p _{b,0,1%}	1.00Apm	31,89	KN/m ²
P _{b,0,1%}	$l_b * (p_{b,0,1\%} * L_b) / 2$	1754,14	KN
r	Braccio della forza	3,67	m
M _{b,0,1%}	$P_{b,0,1\%} * r$	6437,69	KNm

9.4.1. Verifiche

Peso Proprio del muro paraonde e relativo momento rispetto al polo A

N_{p-p}	9141,5	kN
b_{p-p}	3,20	m
M_{p-p}	29284,525	Kn*m

Spinte idrodinamiche orizzontali, sottospinte e relativo momento rispetto al polo A**Spinta orizzontale**

S_{w-dp}	983,17	kN
b_{w-dp}	1,485	m
M_{w-dp}	1460,01	kN/m per m

Sottospinta

S_{S-dp}	1754,14	kN
b_{S-dp}	3,67	m
M_{S-dp}	6437,69	kN/m per m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,10
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	terreno	terreno	scorrimento
	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0J}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1,00	-	-	9141,50
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	983,17	-
Sottospinta Vertic	1,50	-		-1754,14
ϕ'_k [°] NUCLEO	ϕ'_d [°]	μ	Coefficiente di attrito muro e terreno di fondazione	
37,5	37,5	0,7673		
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * \mu * F_v$		5668,52	
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * S_d$		1474,75	
Rd/Ed	3,84	> 1.10	SODDISFATTA	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,15
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni			
	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1,00	-	29284,53	-
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	-	1460,01
Sottospinta Vertic			-	6437,69
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * Mstab$			29284,53
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * (Mrib_sottop + Mrib\ spinta)$			11846,54
Rd/Ed	2,47	> 1.15	SODDISFATTA	

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE						
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)						
A1			M1		R3	
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$		$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,50		1,00	1,00	2,30
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	spinta Δq_b		terreno	terreno	schacciamento
	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	F_o [kN]	F_v [kN]	M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]
Peso proprio	1,00	-	-	9141,50	29284,53	-
Spinta di impatto	1,50	-	983,17	-	-	1460,01
Sottospinta Vertic	1,50			-1754,14		6437,69
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]		lunghezza corretta B' [ed L'm]	lb
5,5	7387,36	17437,99	0,39		4,72	20,00
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento		fattori di capacità portante			
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	N_q	N_c		N_{γ}	
0	8,5	45,81	34,38		71,84	
componente verticale del carico	componente orizzontale del carico	fattori correttivi per carichi inclinati				
V [kN]	H [kN]	i_q	i_c		i_{γ}	
7387,36	1474,75	0,813	0,82		0,64	

pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	Fattori correttivi per la profondità					fattore di forma della base	
	D/B' <1 fondazione superficiale	dq	dc	dy	sγ		
0	1	1	1	1	1		
Ed [kN]	$\gamma G_{1, fav} * F_v$			7387,36			
Rd [kN]	$q_{lim} = L * B * (c * N_c * d_c * i_c * s_c + q * N_q * d_q * i_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * i_{\gamma} * d_{\gamma} * s_{\gamma})$			86644,27			
Rd/Ed	11,73	>	1,4	SODDISFATTA			

9.1. Muro Paraonde Sez C-C– Verifica SLU

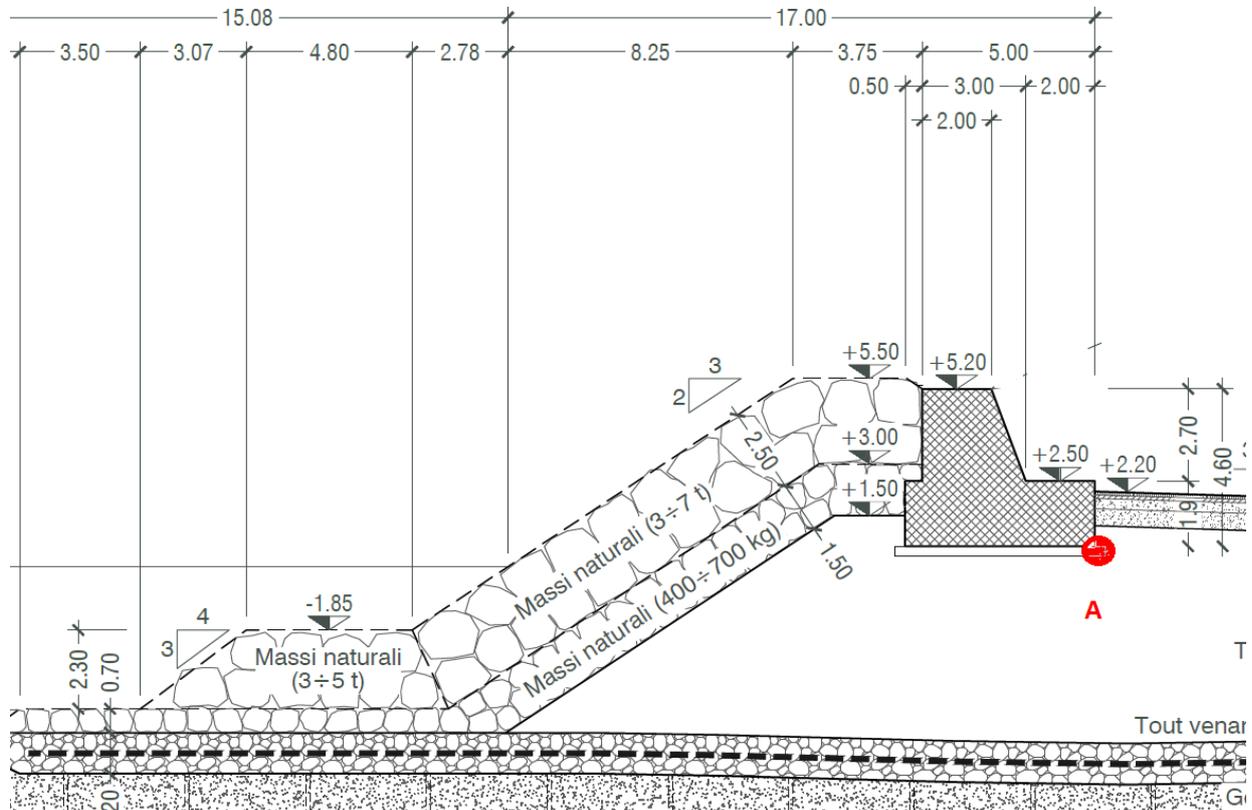


Figura 17 - Muro paraonde Sez. C-C

9.1.1.delle pressioni agenti sul muro

DATI DI INPUT			
Cod.	Descrizione	Misura	u.m.
L_b	Larghezza in fondazione del muro paraonde	5,5	m
l_b	Lunghezza del tratto di banchina (considerato per il calcolo)	20	m
Ac	Distanza verticale tra il livello medio mare e la sommità della mantellata	5,5	m
h'	Altezza del muro protetto dalla scogliera	2,5	m
α	Angolo formato tra la berma e l'orizzontale	0,5880026	rad
B	Larghezza in sommità della berma	3,75	m
L_{om}	Lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo di picco T_p	118,23	m
$tg\alpha$	Tangente di α	0,66667	

Hs*	Altezza significativa al piede della scogliera	2,6	m
s	sovralzo	0,5	m
Hs	Altezza di progetto per il calcolo delle pressioni	3,1	m
fc	Altezza del muro non protetta da scogliera	0	m
OUTPUT			
ξ_m	$\tan\alpha / (H_s/L_{om})^{0,5}$ (Risulta maggiore di 1,5)	4,12	
Ru 0,1%	$1,34 * H_s * \xi_m^{0,55}$	9,04	
pm	$\gamma_w * (Ru_{0,1\%} - A_c)$	35,64	KN/m ²
A2	Schema Pedersen	48,82	m ²
A1	Schema Pedersen	42,13	m ²
A	$\min [A_2/A_1, 1]$	1	
y _{eff}	$\min [y/2, fc]$	0	
Fh _{0,1%}	$0,21 * (L_{om}/B)^{0,5} * (A * (pm/2) * h')$	52,54	KN/m
	<i>Effetto corrente nullo</i>		
Ph _{0,1%}	$Fh_{0,1\%} * l_b$	1050,81	KN
a	$0,55 * (h' + Y_{eff})$	1,375	
M _{0,1%}	$a * Fh_{0,1\%}$	72,24	KN
M _{0,1% Lungh}	$M_{0,1\%} * l_b$	1444,872	KN/m
p _{b,0,1%}	$1.00 A_{pm}$	35,65	KN/m ²
P _{b,0,1%}	$l_b * (p_{b,0,1\%} * L_b) / 2$	1960,52	KN
r	Braccio della forza	3,67	m
M _{b,0,1%}	$P_{b,0,1\%} * r$	6437,69	KNm

9.1.2. Verifiche

Peso Proprio del muro paraonde e relativo momento rispetto al polo A

N_{p-p}	8046,45	kN
b_{p-p}	3,14	m
M_{p-p}	25236,65	Kn*m

Spinte idrodinamiche orizzontali, sottospinte e relativo momento rispetto al polo A**Spinta orizzontale**

S_{w-dp}	1050,825	kN
b_{w-dp}	1,375	m
M_{w-dp}	1444,87	kN/m per m

Sottospinta

S_{S-dp}	1960,52	kN
b_{S-dp}	3,67	m
M_{S-dp}	7195,12	kN/m per m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,10
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	terreno	terreno	scorrimento
	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0J}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1,00	-	-	8046,40
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	1050,82	-
Sottospinta Vertic	1,50	-		-1960,52
ϕ'_k [°] NUCLEO	ϕ'_d [°]	μ	Coefficiente di attrito muro e terreno di fondazione	
37,5	37,5	0,7673		
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * \mu * F_v$		4669,86	
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * S_d$		1576,22	
Rd/Ed	2,96	> 1.10	SODDISFATTA	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,15
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni			
	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1,00	-	25236,65	-
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	-	1444,87
Sottospinta Vertic			-	7195,12
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * Mstab$			25236,65
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * (Mrib_sottop + Mrib\ spinta)$			12959,99
Rd/Ed	1,95	> 1.15	SODDISFATTA	

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE						
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)						
A1			M1		R3	
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$		$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,50		1,00	1,00	2,30
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	spinta Δq_b		terreno	terreno	schacciamento
	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	F_o [kN]	F_v [kN]	M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]
Peso proprio	1,00	-	-	8046,40	25236,65	-
Spinta di impatto	1,50	-	1050,82	-	-	1444,87
Sottospinta Vertic	1,50			-1960,52		7195,12
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]		eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [ed L'm]	lb
5,5	6085,88	12276,66		0,73	4,03	20,00
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento		fattori di capacità portante			
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	N_q	N_c		N_{γ}	
0	8,5	45,81	34,38		71,84	
componente verticale del carico	componente orizzontale del carico	fattori correttivi per carichi inclinati				
V [kN]	H [kN]	i_q	i_c		i_{γ}	
6085,88	1576,22	0,762	0,77		0,55	

pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	Fattori correttivi per la profondità					fattore di forma della base	
	D/B' <1 fondazione superficiale	dq	dc	dy	sγ		
0	1	1	1	1	1		
Ed [kN]	$\gamma G1, fav * Fv$			6085,88			
Rd [kN]	$qlim = L * B * (c * Nc * dc * ic * sc + q * Nq * dq * iq * iq + 0.5 * \gamma * B * Ny * iy * dy * s\gamma)$			6085,88			
Rd/Ed	8,96	>	1,4	SODDISFATTA			

9.1. Muro Paraonde Sez B-B– Verifica SLU

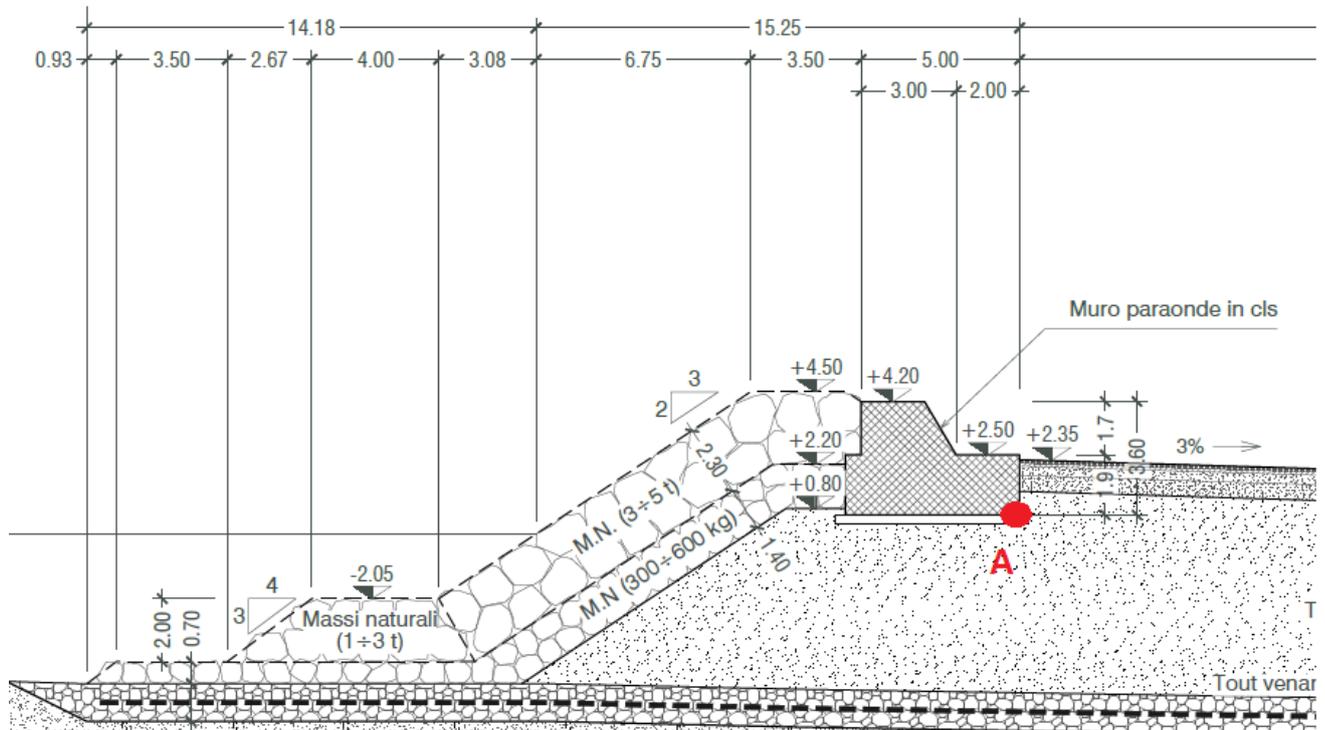


Figura 18 - Muro paraonde Sez. B-B

9.1.1.pressioni agenti sul muro

DATI DI INPUT			
Cod.	Descrizione	Misura	u.m.
L_b	Larghezza in fondazione del muro paraonde	5,5	m
l_b	Lunghezza del tratto di banchina (considerato per il calcolo)	20	m
Ac	Distanza verticale tra il livello medio mare e la sommità della mantellata	4,5	m
h'	Altezza del muro protetto dalla scogliera	2,70	m
α	Angolo formato tra la berma e l'orizzontale	0,5880026	rad
B	Larghezza in sommità della berma	3,5	m
L_{om}	Lunghezza d'onda in acque profonde corrispondente al periodo di picco T_p	116,5	m
$tg\alpha$	Tangente di α	0,66667	
H_s^*	Altezza significativa al piede della scogliera	2,2	m
s	sovralzo	0,5	m

Relazione tecnica opere marittime esterne

Hs	Altezza di progetto per il calcolo delle pressioni	2,7	m
fc	Altezza del muro non protetta da scogliera	0	m
OUTPUT			
ξ_m	$\text{Tan}\alpha / (\text{Hs} / \text{L}_{\text{om}})^{0,5}$ (Risulta maggiore di 1,5)	4,38	
Ru 0,1%	$1,34 * \text{Hs} * \xi_m^{0,55}$	8,15	
pm	$\gamma_w * (\text{Ru } 0,1\% - \text{Ac})$	36,7	KN/m ²
A2	Schema Pedersen	35,33	m ²
A1	Schema Pedersen	29,66	m ²
A	$\min [A2/A1, 1]$	1	
y _{eff}	$\min [y/2, fc]$	0	
Fh _{0,1%}	$0,21 * (\text{L}_{\text{om}} / \text{B})^{0,5} * (\text{A} * (\text{pm}/2) * h')$	51,13	KN/m
	<i>Effetto corrente nullo</i>		
Ph _{0,1%}	$\text{Fh}_{0,1\%} * l_b$	1022,60	KN
a	$0,55 * (h' + Y_{\text{eff}})$	1,265	
M _{0,1%}	$a * \text{Fh}_{0,1\%}$	64,68	KN
M _{0,1% Lung}	$M_{0,1\%} * l_b$	1293,58	KN/m
p _{b,0,1%}	$1,00 \text{Apm}$	36,70	KN/m ²
P _{b,0,1%}	$l_b * (\text{p}_{b,0,1\%} * \text{L}_b) / 2$	2018,31	KN
r	Braccio della forza	3,67	m
M _{b,0,1%}	$\text{P}_{b,0,1\%} * r$	7407,231	KNm

9.1.2. Verifiche

Peso Proprio del muro paraonde e relativo momento rispetto al polo A

N_{p-p}	8046,45	kN
b_{p-p}	3,14	m
M_{p-p}	25236,65	Kn*m

Spinte idrodinamiche orizzontali, sottospinte e relativo momento rispetto al polo A**Spinta orizzontale**

S_{w-dp}	1022,6	kN
b_{w-dp}	1,265	m
M_{w-dp}	1293,58	kN/m per m

Sottospinta

S_{S-dp}	2018,32	kN
b_{S-dp}	3,67	m
M_{S-dp}	7407,23	kN/m per m

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,10
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	terreno	terreno	scorrimento
	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0J}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1,00	-	-	6909,00
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	1022,59	-
Sottospinta Vertic	1,50	-		-2018,32
$\phi'k$ [°] NUCLEO	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito muro e terreno di fondazione	
37,5	37,5	0,7673		
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * \mu * Fv$		3752,75	
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * Sd$		1533,89	
Rd/Ed	2,45	> 1.10	SODDISFATTA	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO				
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)				
A1		M1		R3
$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{Q,sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,00	1,00	1,15
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni			
	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1,00	-	20957,30	-
Spinta ORIZZONTALE	1,50	-	-	1293,58
Sottospinta Vertic			-	7407,23
Rd [kN]	$\gamma_{G1,fav} * Mstab$			20957,30
Ed [kN]	$\gamma_{Q,sfav} * (Mrib_sottop + Mrib\ spinta)$			13051,22
Rd/Ed	1,61	> 1.15	SODDISFATTA	

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE						
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE (A1+M1+R3)						
A1			M1		R3	
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$		$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1,00	1,50	1,50		1,00	1,00	2,30
peso proprio	Pressioni orizzontali e sottopressioni	spinta Δq_b		terreno	terreno	schacciamento
	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0J}	F_o [kN]	F_v [kN]	M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]
Peso proprio	1,00	-	-	6909,00	20957,30	-
Spinta di impatto	1,50	-	1022,59	-	-	1293,58
Sottospinta Vertic	1,50			-2018,32		7407,23
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]		lunghezza corretta B' [ed L'm]	lb
5,5	4890,68	7906,08	1,13		3,23	20,00
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento		fattori di capacità portante			
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	N_q	N_c		N_{γ}	
0	8,5	45,81	34,38		71,84	
componente verticale del carico	componente orizzontale del carico	fattori correttivi per carichi inclinati				
V [kN]	H [kN]	i_q	i_c		i_{γ}	
4890,68	1533,89	0,715	0,72		0,48	

pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	Fattori correttivi per la profondità					fattore di forma della base
	D/B' <1 fondazione superficiale	dq	dc	dy	sγ	
0	1	1	1	1	1	
Ed [kN]	$\gamma G1, fav * Fv$			4890,68		
Rd [kN]	$qlim = L * B' * (c' * Nc * dc * ic * sc + q * Nq * dq * iq * iq + 0.5 * \gamma' * B' * Ny * iy * dy * s\gamma)$			30343,66		
Rd/Ed	6,20	>	1,4	SODDISFATTA		

BIBLIOGRAFIA

- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – Coastal Engineering Manual - Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 2001.
- U.S. CORP OF ENGINEERS - Shore Protection Manual - Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 1984.
- C.A. THORESEN – Port Designer’s handbook: Recommendations and Guidelines – Thomas Telford, 2003.
- PIANC 1992 – Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geo-textiles for inland waterways - Suppl. Bull. 78/79.
- DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 14.01.2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni (pubblicato su S.O. n. 30 della G.U. 4 febbraio 2008, n.29).
- CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI – Circolare esplicativa n. 617 del 2.2.2009 (pubblicata su S.O. n. 27 della G.U. 26 febbraio 2009, n. 47).
- Nuove Linee Guida sul Calcestruzzo (Decreto Presidente Consiglio Superiore Lavori Pubblici n.361 del 26.09.2017)
- Marine Structures Engineering: Specialized Applications - Gregory P. Tsinker, 1995.
- ISTRUZIONI TENICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE DIGHE MARITTIME CSLPP (Pubbl. GNCDI n. 1450, 1996)
- Owen – Conceptual design of rubble mound breakwaters –1993
- EurOtop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual – 2007
- F. L. Martin et al. Coastal Engineering 37 (1999) 149–174
- Ocean Engineering 30 (2003) 1433–1451 - The stability of the armor units used on breakwaters in case of irregular placement O. Yagci , S. Kapdasli, H.K. Cigizoglu Civil Engineering Faculty, Division of Hydraulics, Istanbul Technical University, 34469 Maslak, Istanbul, Turkey Received 12 Jun 2003; accepted 7 October 2003
- Wave run-up and overtopping Jentsje W. van der Meer Infram, PObox 688, 7500 AR Enschede, 1988
- Nørgaard, J., Andersen, L., Andersen, T. L. & Burcharth, H. F., 2012. Displacement of monolithic rubble-mound breakwater crown-walls. *Coastal Engineering*.
- Nørgaard, J. Q. H., Andersen, T. L. & Burcharth, H. F., 2013. Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions. *Coastal Engineering*, Issue 80, pp. 137-147.
- Pedersen, J., 1996. *Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters*. Aalborg: Centertrykkeriet.
-

IINDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Planimetria di Progetto “Darsena Pescherecci e Scalo di Alaggio” (Elab. OM.01).....	8
Figura 2 - Darsena Pescherecci e opere di futura progettazione (Elab. EG.IG.02).....	18
Figura 4 - Portate di overtopping (EurOtop Manual 2016).....	25
Figura 5 - Confronto tra le formule per il calcolo della portata massima tracimabile per diverse.....	26
Figura 6 - Eurotop II (2016).....	27
Figura 7 - Calcolo di γ_b (Vandermeer 1988)	27
Figura 8 - Limiti di overtopping (Eurotop II 2016).....	28
Figura 9 - Portate critiche overtopping (J.W. Van der Meer - 1993)	29
Figura 10 - Limiti delle portate di overtopping (Eurotop II 2016).....	30
Figura 11 - Eurotop II (2016).....	78
Figura 12 - Definizione degli eventi di impatto di tipo “shock”	111
Figura 13 – Metodo Pedersen 1996 (successivamente esteso da Norgaard 2013).....	112
Figura 14 - Campo di applicazione Metodo Pedersen/Norgaard (2013).....	113
Figura 15 - Definizione dei parametri	113
Figura 16 - Muro Paraonde Sez. E-E (Fine lavori)	117
Figura 17 - Muro Paraonde Sez. D-D	124
Figura 18 - Muro paraonde Sez. C-C	131
Figura 19 - Muro paraonde Sez. B-B	138