AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

ELABORATI GENERALI
SCOGLIERA IN RADICE PIATTAFORMA
RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-G-L-R-005-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	G. Bragantini	A. Lizzadro	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-G-L-R-005-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATI GENERALI
SCOGLIERA IN RADICE PIATTAFORMA
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. INTRODUZIONE 6
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 7
3. RIFERIMENTI 12
3.1. Norme 12
3.1.1. Norme e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime 12
3.1.2. Programmi di calcolo 12
4. CRITERI DI PROGETTO 13
4.1. Vita utile di progetto 13
4.2. Periodo di ritorno dell'onda di progetto 14
4.3. Accettabilità dei danni alle mantellate 16
4.4. Dimensioni della mantellata e dello strato filtro 16
4.5. Dimensionamento degli strati filtro 17
4.6. Dimensionamento del geotessile 17
4.7. Dimensionamento della berma al piede 18
4.8. Verifica di tracimazione dell'opera 18
5. DATI DI BASE 19
5.1. Condizioni meteomarine 19
6. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN SCOGLIERA 22
6.1. Stabilità della mantellata 22
6.2. Spessori della mantellata e dello strato filtro 25
6.3. Verifica degli strati di filtro 25
6.4. Stabilità della berma al piede 27
6.5. Verifica della tracimazione dell'opera 29
6.6. Verifiche geotecniche 32

ELENCO FIGURE

Fig. 2.1 - Ubicazione della scogliera oggetto della progettazione 9
Fig. 2.2 - Planimetria di dettaglio della scogliera oggetto della progettazione 9
Fig. 2.3 - Sezione 1-1 10
Fig. 2.4 - Sezione 2-2 10
Fig. 2.5 - Sezione 3-3 11
Fig. 2.6 - Sezione 4-4 11
Fig. 6.1 - Parametri per il calcolo della stabilità della mantellata (Hudson) 22
Fig. 6.2 - Verifica di stabilità della scogliera - Tr 100 anni 24
Fig. 6.3 - Parametri per il calcolo della stabilità della berma al piede (van der meer 1998) 28
Fig. 6.4 - Parametri caratteristici per la verifica della scogliera alla tracimazione (modello neural networks) 30
Fig. 6.5 - Spostamenti totali della scogliera e del terrapieno a tergo a fine costruzione, per la sezione con fondale alla -6,00 m l.m.m. 32
Fig. 6.6 - Spostamenti totali della scogliera e del terrapieno a tergo a fine costruzione, per la sezione in adiacenza al cassone N18 33

ELENCO TABELLE

Tab. 4.1 - Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo t_v 13
Tab. 4.2 - Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera p_f 15
Tab. 4.3 - Criterio per la definizione del geotessile 17
Tab. 5.1 - Condizioni ondose di progetto in prossimità della scogliera 19
Tab. 5.2 - Risultati dell'analisi statistica dei livelli estremi di alta marea 20
Tab. 5.3 - Combinazione altezze d'onda e livelli estremi - Tr 100 anni 21
Tab. 6.1 - Spessori della mantellata e dello strato di filtro 25
Tab. 6.2 - Verifica degli strati di filtro 26
Tab. 6.3 - Requisiti dei geotessili di progetto 27
Tab. 6.4 - Verifica di stabilità delle berme al piede: livelli di danneggiamento 29
Tab. 6.5 - Parametro di rugosità/permeabilità per le tipologie di rivestimento più comuni 31
Tab. 6.6 - Portate medie di tracimazione 31
Tab. 6.7 - Scogliera in radice piattaforma - fattori di sicurezza SLU alla stabilità globale 33

1. INTRODUZIONE

L'area adiacente alla zona del radicamento a terra della piattaforma è costituita da un rilevato conterminato e sostenuto da cassoni cellulari in cemento armato o da opere in scogliera.

Procedendo in senso antiorario dal radicamento a terra in corrispondenza alla spiaggia di Porto Vado fino al radicamento a terra nella zona dei cantieri Eurocraft, la prima opera di conterminazione del terrapieno che si incontra è costituita da una scogliera che presenta uno sviluppo di circa 160 m.

La scelta di impiegare un'opera di questa tipologia è dettata dal fatto che in corrispondenza alla spiaggia di Porto Vado non è richiesto fondale per la funzionalità della nuova piastra multifunzionale.

La presente relazione rappresenta un aggiornamento di quella consegnata nell'ambito del Progetto Esecutivo - Fase 2 e contestuale perizia di variante della fase 1. Le sezioni tipo della scogliera di rivestimento del rilevato, infatti, sono state revisionate alla luce delle modifiche apportate alla sovrastruttura della piattaforma in prossimità del suo radicamento a terra.

Le attività eseguite nell'ambito del presente studio, presentate più in dettaglio nei capitoli successivi, sono le seguenti:

- analisi delle condizioni di moto ondoso incidenti e definizione dell'onda di progetto in corrispondenza dell'opera;
- definizione dei criteri di progetto finalizzati al dimensionamento dell'opera nonché di quelli relativi agli aspetti operativo - funzionali dell'opera;
- dimensionamento della scogliera di rivestimento del rilevato.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La scogliera di protezione del rilevato situato alla radice della piattaforma si estende per circa 160 m ed è realizzata sul fondale esistente fino ad una profondità di circa -6.00 m l.m.m., a partire dalla quale viene imbasata sulla superficie dello scavo che raccorda il fondale esistente al dragaggio eseguito per l'imbasamento dei cassoni reggispinta della banchina container (-18,50 m l.m.m.).

Si veda a riguardo la planimetria della piattaforma con l'ubicazione della scogliera oggetto della progettazione in Fig. 2.1 e la planimetria di dettaglio della scogliera in Fig. 2.2.

Dal radicamento a terra fino alla profondità del fondale di -3,00 m l.m.m., il rilevato in tout venant è realizzato direttamente sul fondale naturale mentre su profondità superiori del fondale il rilevato è posato su uno strato di bonifico che assume spessore via via crescente fino alla profondità -6,00 m l.m.m., in corrispondenza della quale presenta uno spessore di 3 m.
A partire dalla profondità -6,00 m l.m.m. lo spessore dello strato di bonifico diminuisce gradualmente fino a raccordarsi allo strato di bonifico di spessore 1,0 m presente sotto i cassoni reggispinta.
Nell'ultimo tratto, fino al raccordo con il cassone reggispinta N18 della banchina container, il nucleo in tout venant della scogliera è posato su uno strato di pietrame di pezzatura 20-100 mm di spessore 1,0 m, realizzato nell'area in questione ai fini dell'imbasamento dei cassoni reggispinta e fondato a sua volta su uno strato di bonifico di spessore 1,0 m disposto sul fondale naturale.

La scogliera è costituita da un nucleo in tout venant sul quale viene posato uno strato intermedio costituito da massi naturali di pezzatura 2-300 kg che svolge la funzione di filtro.
La mantellata di rivestimento, realizzata con massi di pezzatura 300-1000 kg, presenta una scarpata di pendenza 3/2 e quota di sommità variabile da +2,26 m l.m.m. a +4,50 m l.m.m..

L'opera presenta una berma al piede di larghezza pari a 3,00 m realizzata con massi della stessa pezzatura dello strato filtro (2-300 kg). Dal radicamento a terra fino alla profondità del fondale di -6,00 m l.m.m. (sez. 1-1 in Fig. 2.3 e sez. 2-2 in Fig. 2.4), la berma al piede presenta uno spessore di 1,00 m e quota di sommità variabile. Nel tratto seguente (sez. 3-3 in Fig. 2.5), per uno sviluppo di circa 30 m, la berma al piede è caratterizzata da spessore e quota di sommità variabili. L'ultimo tratto della scogliera (sez. 4-4 in Fig. 2.6), fino al raccordo con il cassone reggispinta N18 della banchina container, presenta una berma con quota di sommità costante (-8,00 m l.m.m.) e spessore variabile. Al fine di evitare la perdita dei materiali fini dagli strati di base, è previsto l'impiego di un geotessile tra lo strato filtro in massi di pezzatura 2-300 kg e il nucleo della scogliera in tout venant e bonifico e tra la berma al piede in massi 2-300 kg e il fondale naturale.

A tergo dell'opera, nel tratto più prossimo al radicamento a terra della piattaforma, è previsto un mascheramento a verde dietro al quale sarà realizzato un parcheggio a raso a servizio della piattaforma. Tale parcheggio si sviluppa per circa 80 m in direzione parallela alla scogliera e sorge sull'area dove in precedenza era prevista un'autorimessa interrata.

Procedendo verso mare, a tergo della scogliera si trovano prima l'edificio amministrativo e successivamente un edificio con funzione di deposito, per il quale è prevista una schermatura realizzata mediante vasche con alberature, fino ad arrivare al raccordo con il cassone reggispinta N18 della banchina container.

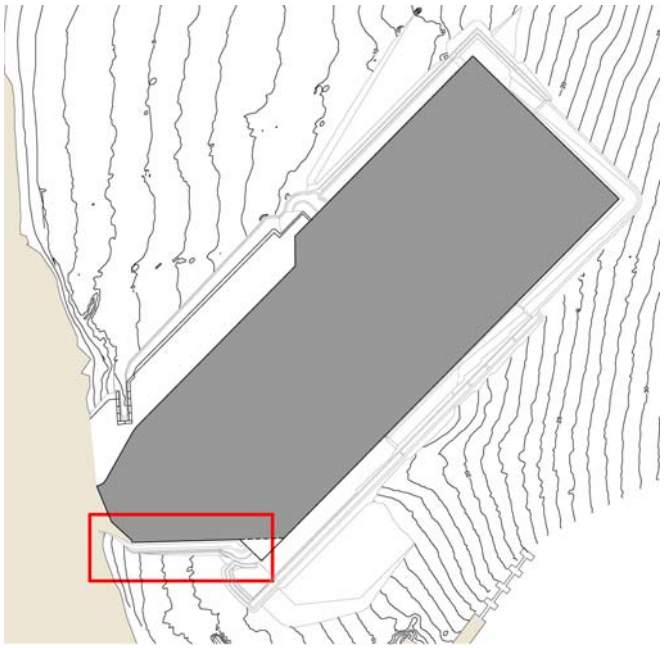


FIG. 2.1 - UBICAZIONE DELLA SCOGLIERA OGGETTO DELLA PROGETTAZIONE

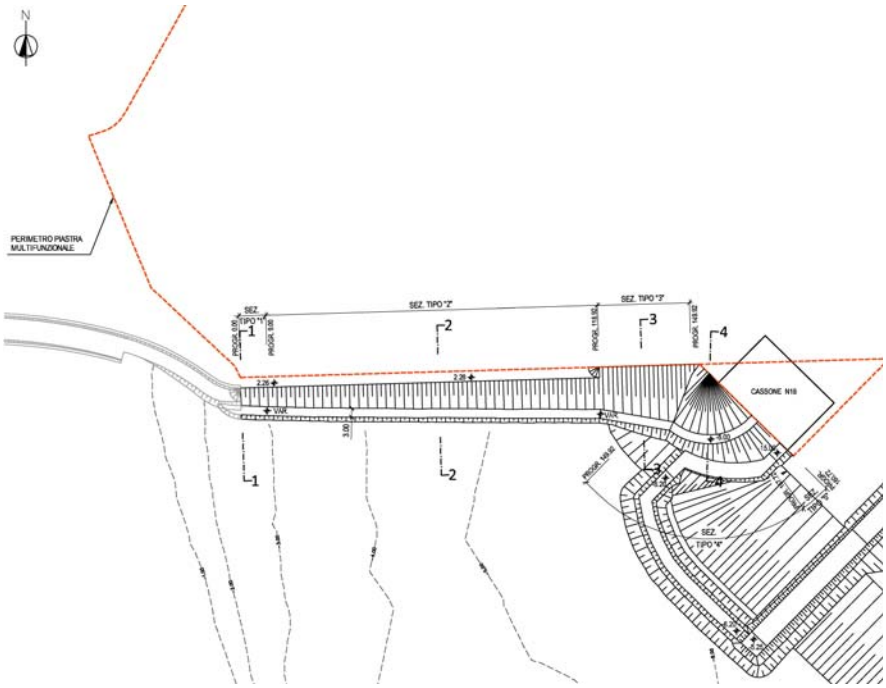


FIG. 2.2 - PLANIMETRIA DI DETTAGLIO DELLA SCOGLIERA OGGETTO DELLA PROGETTAZIONE

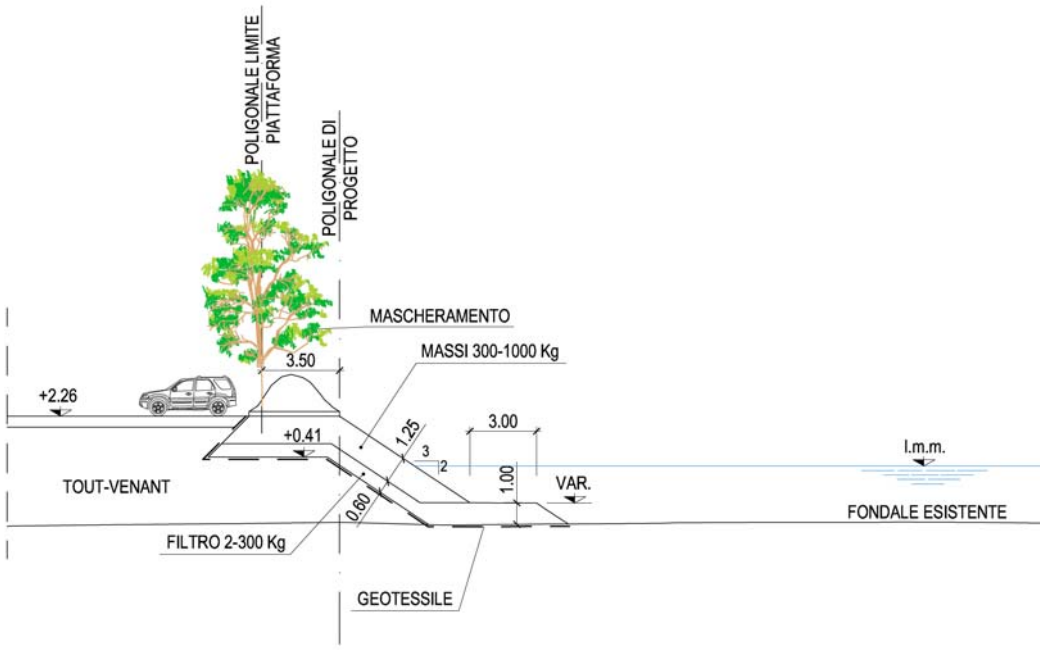


FIG. 2.3 - SEZIONE 1-1

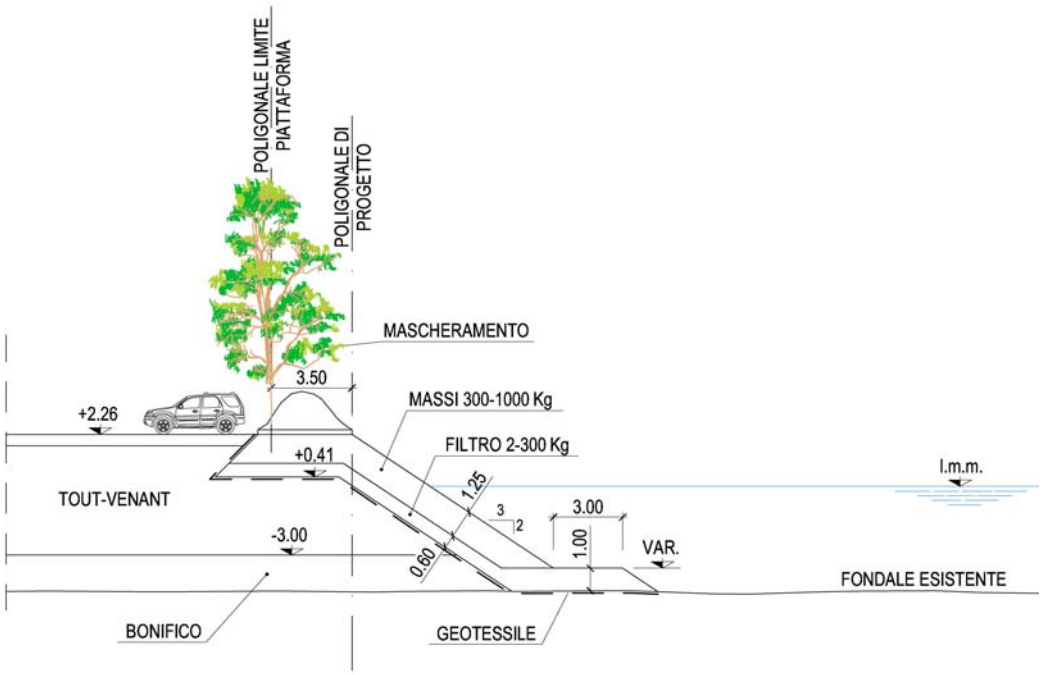


FIG. 2.4 - SEZIONE 2-2

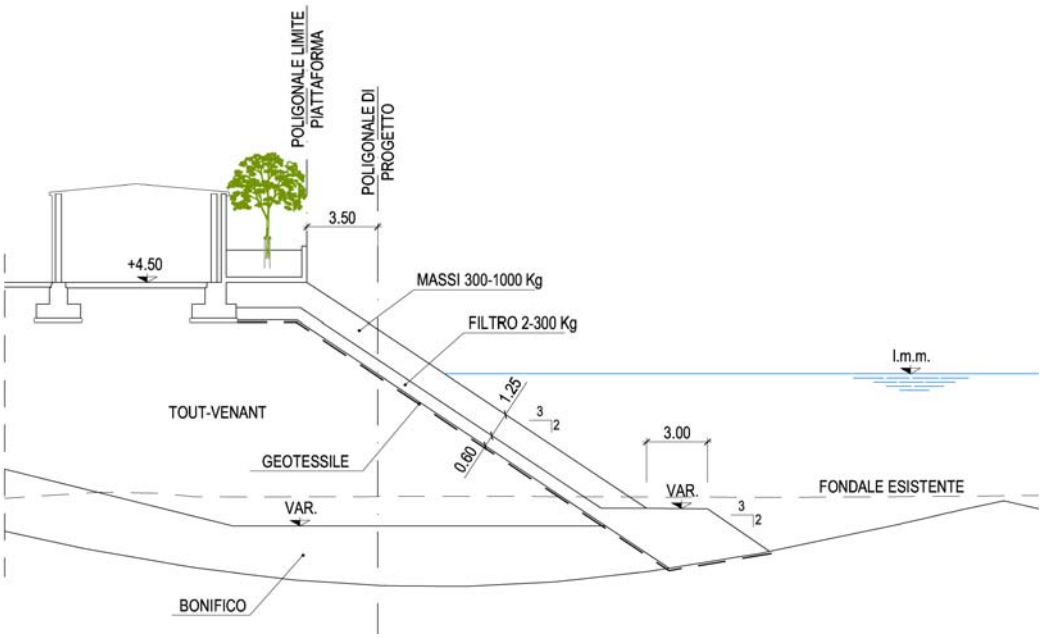


FIG. 2.5 - SEZIONE 3-3

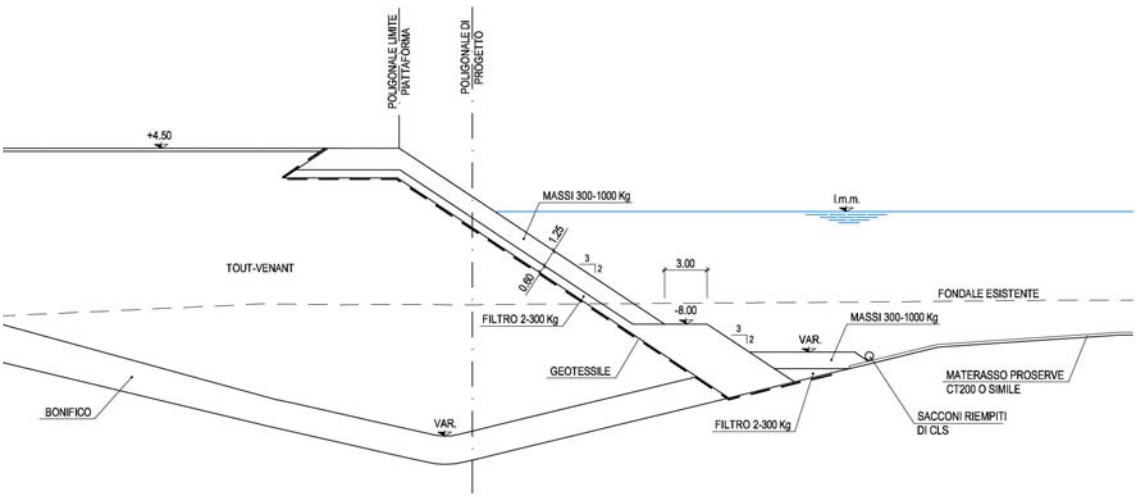


FIG. 2.6 - SEZIONE 4-4

3. RIFERIMENTI

3.1. Norme

3.1.1. Norme e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime

- BS 6349-1:2000. "Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria". British Standards Institution, London
- BS 6349-7:1991. "Maritime structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters". British Standards Institution, London
- C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996). "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime". Pubbl. GNDCI n.1450
- ROM 0.2-90. "Actions in the design of maritime and harbour works". Maritime Works Recommendations, Puertos del Estado, Madrid
- ROM 0.2-2000 – "General procedure and requirements in the design of harbour and maritime structures", Maritime works recommendations issued by Puertos del estado, Spain;
- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)". C683, CIRIA, London
- EA (UK), ENW (NL), KFKI (DE) (2007). "EurOtop - Wave Overtopping of sea defences and related structures: assessment manual"
- Kamphuis, J.W. (2000). "Introduction to coastal engineering and management". Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 16, World Scientific
- US Army Corps of Engineers (2006). "Coastal Engineering Manual". Engineer Manual 1110-2-1100, Part VI – Chapter 5: Fundamentals of Design
- BSI 6349: part 3 - 1988 – "Maritime structures - Part. 1 –Code of practice for general criteria", issued by the British Standard Institution;

3.1.2. Programmi di calcolo

- BREAKWAT Version 3.2. WL| Delft Hydraulics

4. CRITERI DI PROGETTO

4.1. Vita utile di progetto

La vita nominale è definita come il "numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata".
Con riferimento alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), la durata minima di vita per le opere è definita nella Tab. 5.1.

TAB. 4.1 - DURATA MINIMA DI VITA PER OPERE O STRUTTURE DI CARATTERE DEFINITIVO T_V

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

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.
Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.).
Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione o di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).
Alle opere della piattaforma, per la loro importanza, si può associare un livello di sicurezza pari a 2. Tutte le opere possono essere considerate come infrastrutture civili di uso generale, cui corrisponde quindi un tempo di vita di 50 anni.

4.2. Periodo di ritorno dell'onda di progetto

Il periodo di ritorno dell'onda di progetto dipende dalla vita tecnica dell'opera e dalla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera.
Per quanto riguarda la massima probabilità di occorrenza dell'onda di progetto, si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno subito (vedi Tab. 4.2).
Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale. Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili (ad es. dighe a scogliera), si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

TAB. 4.2 - MASSIMA PROBABILITÀ DI DANNEGGIAMENTO AMMISSIBILE NEL PERIODO DI VITA OPERATIVA DELL'OPERA P_F

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
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

Per queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.
Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.
Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed, il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.
La combinazione del tempo di vita dell'opera Tv e della probabilità di danneggiamento Pf, determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp}:

$$T_{rp} = Tv/[-\ln (1-Pf)]$$

Per l'opera in esame, trattandosi di una diga in scogliera, si assume il criterio del danno incipiente, considerando un rischio limitato di perdita di vita umana ed una ripercussione economica medio-bassa. Pertanto assumendo $P_f = 0,4$ si ottiene:

$$T_{rp} = 50/[-\ln (0,6)] = 100 \text{ anni}$$

In definitiva si seleziona quale onda di progetto l'altezza d'onda significativa con tempo di ritorno 100 anni, cui corrisponde un danno pressoché nullo dell'opera.

4.3. Accettabilità dei danni alle mantellate

La verifica del possibile danneggiamento delle mantellate viene effettuata con la formula di Hudson nella quale il livello di danno è caratterizzato dal parametro D, inteso come il rapporto tra il volume complessivo dei massi spostati ed il volume totale della mantellata.
In accordo con la formulazione di Hudson, un livello di danno inferiore al 5% corrisponde alla condizione di "non danno".

4.4. Dimensioni della mantellata e dello strato filtro

Gli spessori t_a adottati per la mantellata e lo strato di filtro vengono determinati tramite la seguente relazione:

$$t_a = nk_\Delta D_{n50}$$

dove:
n numeri di strati considerati (=2);
k_t coefficiente di spessore dello strato funzione del numero di strati considerati = 1;
D_{n50} diametro medio dei massi della mantellata o dello strato di filtro (m).

4.5. Dimensionamento degli strati filtro

La verifica della stabilità degli strati di filtro viene eseguita in conformità alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), adottando la regola dei filtri di Terzaghi:

$$\frac{d_{15s}}{d_{85i}} < 4-5 \qquad \text{e} \qquad \frac{d_{15s}}{d_{15i}} < 20-25$$

con i pedici *s* ed *i* si indicano rispettivamente il diametro dello strato di granulometria superiore (strato filtro) e quello di granulometria inferiore (strato base). La prima relazione è nota anche come "criterio di ritenzione", in quanto il suo soddisfacimento preventiva dalla perdita dei materiali dello strato base attraverso lo strato filtro.

4.6. Dimensionamento del geotessile

Il geotessile, per poter garantire un efficace effetto di filtro deve soddisfare due criteri principali:

- i pori, definiti dal parametro caratteristico O_{90}, devono essere sufficientemente piccoli da impedire la perdita di fini del materiale sottostante;
- la permeabilità deve essere sufficiente a prevenire l'accumulo di sottopressioni eccessive nel materiale sottostante.

Per soddisfare il primo criterio, il parametro O_{90} dovrà rispettare quanto riportato in Tab. 4.3.

TAB. 4.3 - CRITERIO PER LA DEFINIZIONE DEL GEOTESSILE

Terreno		
Coesivo	$O_{90}<10D_{50}$	$O_{90}<D_{90}$
Uniforme, non coesivo ($D_{60}/D_{10}<5$)	$O_{90}< 2.5\ D_{50}$	$O_{90}< D_{90}$
Ben assortito, non coesivo ($D_{60}/D_{10}>5$)	$O_{90}<10\ D_{50}$	$O_{90}<D_{90}$
Poco coesivo o non coesivo e >50% del peso di argilla	$O_{90}<200\mu m$	

Per rispettare invece il secondo criterio, la permeabilità del geotessile dovrà soddisfare la seguente condizione:

$$k_g > 5k_s$$

dove:

k_g permeabilità del geotessile (m/s);

k_s permeabilità del materiale sottostante il geotessile (m/s).

4.7. Dimensionamento della berma al piede

La stabilità della berma al piede viene calcolata usando la formula di Van der Meer (1998) nella quale il livello di danno è quantificato dal parametro N_{0d} che rappresenta il numero di elementi spostati in una striscia di larghezza pari a un D_{n50}.
Il livello di danneggiamento deve risultare sempre inferiore a 0,5, valore che rappresenta la soglia di inizio del danneggiamento della berma.

4.8. Verifica di tracimazione dell'opera

La quota di coronamento dell'opera a gettata è stata definita in modo tale da garantire adeguati margini di sicurezza nei confronti della tracimazione del moto ondoso. A tal fine sono state stimate le portate medie di tracimazione, verificando che l'entità di tali portate fosse compatibile con i limiti consentiti in base alle caratteristiche strutturali e alle diverse funzionalità delle opere.

Per il calcolo delle portate di tracimazione e per la definizione dei limiti di accettabilità si è fatto riferimento all'EurOtop Manual (2007).
In particolare, i limiti di tollerabilità delle portate sono stati definiti come segue, in relazione alle condizioni critiche per il normale esercizio e la sicurezza strutturale delle opere:

– q_{max} (Tr=100 anni) = 0,1 l/s/m per evitare il danneggiamento degli edifici a tergo della scogliera;
50-200 l/s/m per la sicurezza strutturale dell'opera.

5. DATI DI BASE

5.1. Condizioni meteomarine

L'area di interesse è stata oggetto di specifiche analisi per lo studio del moto ondoso e dei livelli del mare, riportati nel documento "MI010P-PE-G-L-R-1101-C0 Relazione meteomarina" elaborato nell'ambito del Progetto Esecutivo.

Le condizioni ondose in corrispondenza delle opere, di riferimento per il calcolo dei carichi indotti sulle varie tipologie di strutture, sono state determinate propagando il moto ondoso dalla diga foranea fino alla piattaforma, mediante l'impiego del modello matematico PHAROS (WL|Delft Hydraulics).

Per la progettazione della scogliera oggetto del presente studio, si adotteranno i valori di altezza d'onda riportati in Tab. 5.1, riferiti alle ricorrenze statistiche di interesse ai fini della progettazione e alla direzione di provenienza delle onde al largo che fornisce risultati più gravosi in termini di moto ondoso all'opera.

TAB. 5.1 - CONDIZIONI ONDOSE DI PROGETTO IN PROSSIMITÀ DELLA SCOGLIERA

Onda incidente				**Onda all'opera**
Tr *anni*	*dir* *°N*	*Tp* *s*	*Hs* *m*	*Hs* *m*
100	70	9,2	3,6	**0,8**

Per quanto riguarda i livelli del mare, nell'ambito dello studio meteomarino è stata analizzata la serie storica delle registrazioni disponibili presso il mareografo di Genova, relativa al periodo 1998 - 2008.
Per poter eseguire un'analisi statistica della componente meteorologica del segnale di marea, e fare quindi previsioni di livello legate al tempo di ritorno, le registrazioni di

marea sono state preventivamente elaborate, al fine di separare le due componenti astronomica e meteorologica.
I risultati dell'analisi statistica effettuata sono riportati in Tab. 5.2.

TAB. 5.2 - RISULTATI DELL'ANALISI STATISTICA DEI LIVELLI ESTREMI DI ALTA MAREA

T_r (anni)	**Livello marino (m)**
1	0,38
5	0,53
10	0,58
20	0,62
50	0,68
100	0,73

Le verifiche di stabilità della mantellata sono state eseguite in riferimento ad un'onda con periodo di ritorno 100 anni, individuata come onda di progetto nei capitoli precedenti.

Le verifiche di stabilità della berma al piede dell'opera sono state effettuate in riferimento all'onda centennale di progetto associata al livello -0.15 m l.m.m., corrispondente al MLWS (media delle basse maree sizigiali, desunta da "Admiralty Tide Tables" in riferimento a Genova), in quanto questa rappresenta la condizione più gravosa per le verifiche in questione.

Per il calcolo delle portate di tracimazione, sono invece state prese in considerazione le combinazioni altezza d'onda-livello del mare riportate in Tab. 5.3.
La combinazione più gravosa ai fini delle verifiche di tracimazione, in relazione ad eventi meteomarini caratterizzati da un tempo di ritorno di 100 anni, è risultata quella evidenziata in grassetto in Tab. 5.3, pertanto nei capitoli seguenti sono riportati solo i risultati delle valutazioni ad essa riferiti.

TAB. 5.3 - COMBINAZIONE ALTEZZE D'ONDA E LIVELLI ESTREMI - TR 100 ANNI

Tr evento (anni)	Onde e livelli estremi
100	**Tr livello: 1 anno** **Tr onda: 100 anni**
100	Tr livello: 100 anni Tr onda: 1 anno

6. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IN SCOGLIERA

6.1. Stabilità della mantellata

Per la verifica dei massi della mantellata è stata utilizzata la collaudata formula di Hudson (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007; USACE, 2006):

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \cdot H_S^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_W} - 1\right)^3 \cdot k_d \cdot \cot\alpha}$$

dove:

Hs = altezza d'onda significativa (m);
W_{50} = peso medio teorico dei singoli massi (t);
γ_m = peso specifico dei massi (t/m3);
γ_w = peso specifico dell'acqua marina (t/m3);
k_d = coefficiente di stabilità;
cotgα = pendenza della scarpata sull'orizzontale.

I calcoli sono stati implementati attraverso il software BREAKWAT ver. 3.2.0, sviluppato da WL | Delft Hydraulics; le verifiche sono state eseguite fornendo in input i parametri indicati in Fig. 6.1 e richiedendo in output il il valore del livello di danno D.

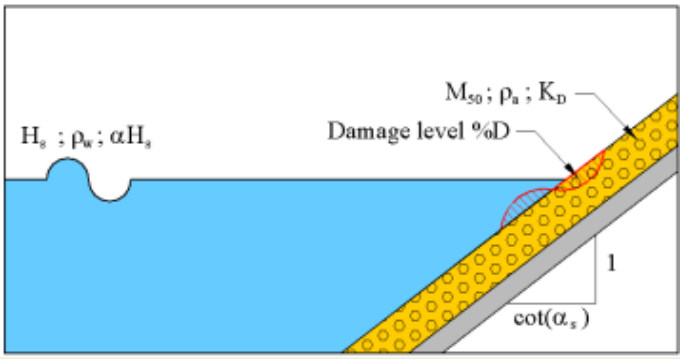
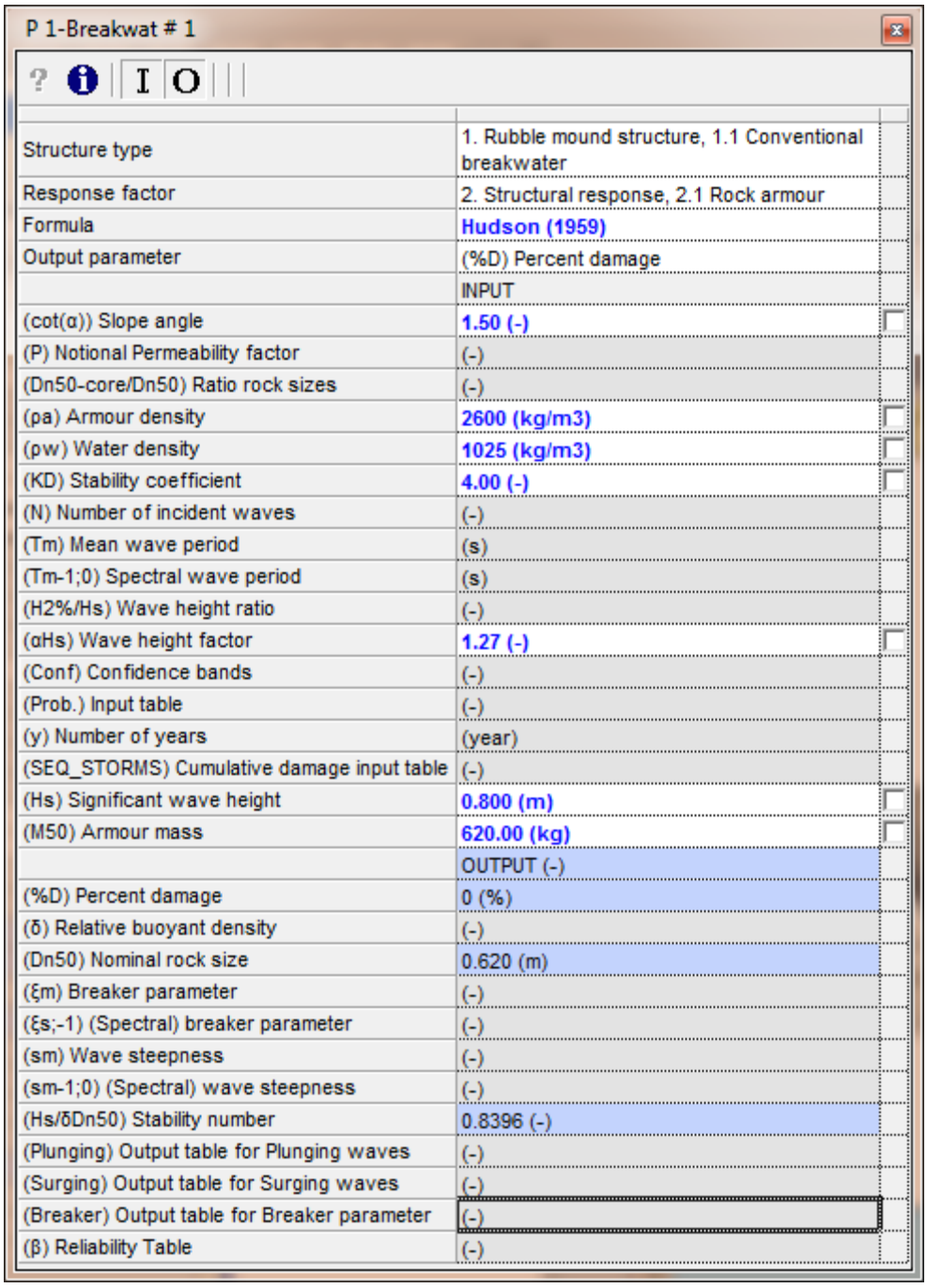


FIG. 6.1 - PARAMETRI PER IL CALCOLO DELLA STABILITÀ DELLA MANTELLATA (HUDSON)

Come specificato nel capitolo relativo ai criteri di progetto, le verifiche di stabilità della mantellata sono state eseguite considerando l'onda con periodo di ritorno centennale e accettando, per mareggiate con persistenza del valore di picco per 6 ore (corrispondente a N=3000 onde circa), un valore del livello di danno D compreso tra 0÷5%.

Di seguito viene riportata la verifica di stabilità eseguita in relazione alla sezione tipo della scogliera, che presenta una mantellata in massi di categoria 300-1000 kg.



P 1-Breakwat # 1

Structure type	1. Rubble mound structure, 1.1 Conventional breakwater
Response factor	2. Structural response, 2.1 Rock armour
Formula	Hudson (1959)
Output parameter	(%D) Percent damage
	INPUT
(cot(α)) Slope angle	1.50 (-)
(P) Notional Permeability factor	(-)
(Dn50-core/Dn50) Ratio rock sizes	(-)
(ρa) Armour density	2600 (kg/m3)
(ρw) Water density	1025 (kg/m3)
(KD) Stability coefficient	4.00 (-)
(N) Number of incident waves	(-)
(Tm) Mean wave period	(s)
(Tm-1;0) Spectral wave period	(s)
(H2%/Hs) Wave height ratio	(-)
(αHs) Wave height factor	1.27 (-)
(Conf) Confidence bands	(-)
(Prob.) Input table	(-)
(y) Number of years	(year)
(SEQ_STORMS) Cumulative damage input table	(-)
(Hs) Significant wave height	0.800 (m)
(M50) Armour mass	620.00 (kg)
	OUTPUT (-)
(%D) Percent damage	0 (%)
(δ) Relative buoyant density	(-)
(Dn50) Nominal rock size	0.620 (m)
(ξm) Breaker parameter	(-)
(ξs;-1) (Spectral) breaker parameter	(-)
(sm) Wave steepness	(-)
(sm-1;0) (Spectral) wave steepness	(-)
(Hs/δDn50) Stability number	0.8396 (-)
(Plunging) Output table for Plunging waves	(-)
(Surging) Output table for Surging waves	(-)
(Breaker) Output table for Breaker parameter	(-)
(β) Reliability Table	(-)

FIG. 6.2 - VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCOGLIERA - TR 100 ANNI

6.2. Spessori della mantellata e dello strato filtro

Gli spessori t_a adottati per la mantellata in massi di categoria 300-1000 kg e per lo strato di filtro in massi 2-300 kg vengono riassunti in Tab. 6.1 e sono stati determinati tramite la seguente relazione:

$$t_a = nk_\Delta D_{n50}$$

dove:

n numeri di strati considerati (=2);

k_t coefficiente di spessore dello strato, funzione del numero di strati considerati = 1;

D_{n50} diametro medio dei massi della mantellata o dello strato di filtro (m).

TAB. 6.1 - SPESSORI DELLA MANTELLATA E DELLO STRATO DI FILTRO

Categoria di massi	**D_{50} (m)**	**nK_t*D_{50} (m)**	**spessore adottato (m)**
300 - 1000 kg	0,62	1,24	1,25
2 - 300 kg	0,30	0,60	0,60

6.3. Verifica degli strati di filtro

La verifica della stabilità degli strati di filtro è stata eseguita in conformità alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), adottando la regola dei filtri di Terzaghi:

$$\frac{d_{15s}}{d_{85i}} < 4-5 \qquad \text{e} \qquad \frac{d_{15s}}{d_{15i}} < 20-25$$

con i pedici s ed i si indicano rispettivamente il diametro dello strato di granulometria superiore (strato filtro) e quello di granulometria inferiore (strato base). La prima relazione è nota anche come "criterio di ritenzione", in quanto il suo soddisfacimento preventiva dalla perdita dei materiali dello strato base attraverso lo strato filtro.

TAB. 6.2 - VERIFICA DEGLI STRATI DI FILTRO

Categoria di massi sup	**Categoria di massi inf**	**$D_{15,s}$ (mm)**	**$D_{15,i}$ (mm)**	**$D_{85,i}$ (mm)**	**$D_{15,s}$ / $D_{85,i}$**	**$D_{15,s}$ / $D_{15,i}$**
300 - 1000 kg	2 - 300 kg	516	140	440	**1,2**	**3,7**
2 - 300 kg	tout venant	140	2	76	**1,8**	**70**
2 - 300 kg	bonifico	140	0,3	17	**8,2**	**467**
2 - 300 kg	L1 - naturale	140	0,003	0,1	**1.400**	**46.667**
					< 4	***< 20***

Come si osserva dalla tabella precedente, la regola dei filtri non risulta verificata per lo strato di filtro in massi 2-300 kg posato sul nucleo in tout venant, sul bonifico o sul terreno naturale (si vedano i valori nelle caselle evidenziate in grigio).
Tra i materiali per i quali non è verificata la regola dei filtri, si prevede quindi la posa in opera di un geotessile avente caratteristiche di porometria e permeabilità tali da rispettare i criteri di progetto definiti nel par 4.6.

In funzione dei materiali su cui deve essere posato il geotessile (terreno naturale, nucleo in tout venant e bonifico), si definiscono i requisiti (O_{90} e permeabilità k_g) del geotessile di progetto (Tab. 6.3).

TAB. 6.3 - REQUISITI DEI GEOTESSILI DI PROGETTO

Materiale sottostante il geotessile	**D_{50} (mm)**	**D_{90} (mm)**	**k_s (m/s)**	**Criterio O_{90}**	**O_{90max} (mm)**	**$k_{g,\,min} = 5 \cdot k_s$ (m/s)**
L1 - naturale	0,02	0,13	$3 \cdot 10^{-8}$	$O_{90}<10\ D_{50} = 0{,}20$ mm $O_{90}<D_{90} = 0{,}13$ mm	0,13	$1{,}5 \cdot 10^{-7}$
Bonifico	2,20	21,5	$5 \cdot 10^{-4}$	$O_{90}<2.5\ D_{50} = 5{,}50$ mm $O_{90}<D_{90} = 21{,}5$ mm	5,50	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$
Tout venant	13	92	$5 \cdot 10^{-4}$	$O_{90}<2.5\ D_{50} = 32{,}5$ mm $O_{90}<D_{90} = 92$ mm	32,5	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$

In conclusione, volendo scegliere un'unica tipologia di geotessile, esso dovrà avere $O_{90}<130$ µm e $k_g>2{,}5 \cdot 10^{-3}$ m/s.

6.4. Stabilità della berma al piede

La verifica di stabilità della berma al piede della scogliera è stata effettuata utilizzando la formula di Van der Meer (1998) che definisce il fattore di stabilità:

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

in funzione:

- dell'altezza d'onda significativa (Hs)
- della profondità della berma al piede (h_t)
- della profondità del fondale al piede dell'opera (h)
- del grado di danneggiamento quantificato dal parametro N_{0d} che rappresenta il numero di elementi spostati in una striscia di larghezza pari a un D_{n50}.

I calcoli di verifica sono stati implementati attraverso il software BREAKWAT ver. 3.2.0, sviluppato da WL | Delft Hydraulics. La formula di Van der Meer è stata implementata in modo da determinare il livello di danneggiamento N_{od} della berma al piede indotto dall'azione dell'onda centennale di progetto associata al livello -0.15 m l.m.m., corrispondente al MLWS (media delle basse maree sizigiali, desunta da "Admiralty Tide Tables" in riferimento a Genova).

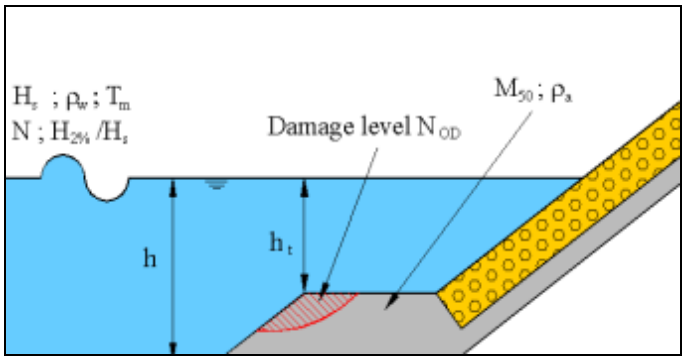


FIG. 6.3 - PARAMETRI PER IL CALCOLO DELLA STABILITÀ DELLA BERMA AL PIEDE (VAN DER MEER 1998)

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite per le diverse sezioni della scogliera, che presentano tutte una berma al piede in massi di pezzatura 300-1000 kg ma sono caratterizzate da un diverso valore del rapporto h_t/h.
Come si può notare, il livello di danneggiamento risulta sempre inferiore a 0,5, valore che rappresenta la soglia di inizio del danneggiamento della berma. Pertanto le verifiche di stabilità delle berme al piede dell'opera risultano soddisfatte.

TAB. 6.4 - VERIFICA DI STABILITÀ DELLE BERME AL PIEDE: LIVELLI DI DANNEGGIAMENTO

Sezione	h (m)	h_t (m)	h_t/h (-)	N_{od} (-)
1-1	2,35	1,35	0,57	0,012
2-2	2,85	1,85	0,65	0,004
3-3	9,85	7,85	0,80	0,0006
4-4	15,85	7,85	0,50	0,03
5-5	16,35	7,85	0,48	0,04

6.5. Verifica della tracimazione dell'opera

La quota di coronamento dell'opera è stata definita in modo tale da garantire adeguati margini di sicurezza nei confronti della tracimazione del moto ondoso.
Più precisamente si è fatto riferimento al criterio di verifica delle condizioni di tracimazione della nuova opera in grado di garantire la sicurezza strutturale in situazioni meteomarine estreme.

Per la definizione dei limiti di accettabilità si è fatto riferimento all'EurOtop Manual (2007), come illustrato in precedenza nei criteri di progetto riportati nel paragrafo 4.8.
Sulla base dei limiti delle portate massime di tracimazione definiti, è stata fissata la quota di sommità della scogliera, al fine di garantire le funzioni sopra evidenziate.

Il calcolo delle portate medie di tracimazione dell'opera è stato effettuato utilizzando il modello Neural Networks per le opere in scogliera funzione dei seguenti parametri:

$H_{m0,piede}$ Altezza significativa dell'onda al piede della struttura [m]
$T_{m-1,piede}$ Periodo medio dell'onda al piede della struttura [s]
β Direzione d'attacco dell'onda con riferimento alla normale alla struttura [°]
h Tirante d'acqua davanti alla struttura [m]
ht Tirante d'acqua sopra il piede della struttura [m]
Bt Larghezza del piede della struttura [m]
γ_f Rugosità/permeabilità della struttura [-]

$\cot(\alpha_d)$	Pendenza della struttura al di sotto della berma	[-]
$\cot(\alpha_u)$	Pendenza della struttura al di sopra della berma	[-]
B	Larghezza della berma	[m]
h_b	Profondità della berma	[m]
$\tan \alpha_b$	Pendenza della berma	[-]
Rc	Quota di coronamento del muro paraonde	[m]
Ac	Quota di coronamento della scogliera	[m]
Gc	Larghezza della berma di sommità	[m]

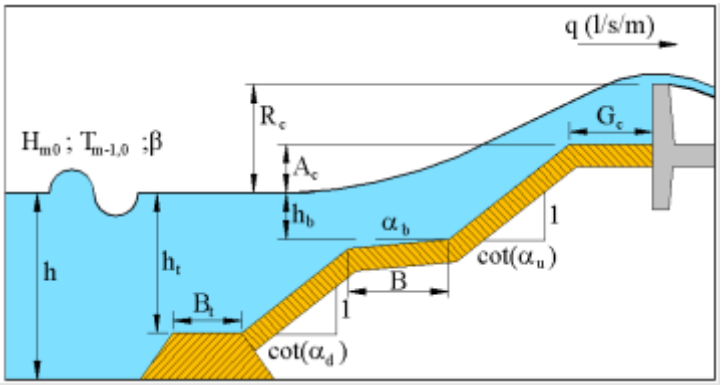


FIG. 6.4 - PARAMETRI CARATTERISTICI PER LA VERIFICA DELLA SCOGLIERA ALLA TRACIMAZIONE (MODELLO NEURAL NETWORKS)

Il parametro γ_f, dà un'indicazione della rugosità e della permeabilità della struttura: più ruvida e permeabile è la struttura, minore è la tracimazione. Infatti una struttura grezza dissipa più energia e una struttura permeabile ne assorbe di più.
In Tab. 6.5 sono riportati i valori del parametro di rugosità/permeabilità per le tipologie di rivestimento più comuni.
Nel presente progetto, trattandosi di una mantellata in massi naturali (doppio strato), γ_f è stato assunto pari a 0,55.

TAB. 6.5 - PARAMETRO DI RUGOSITÀ/PERMEABILITÀ PER LE TIPOLOGIE DI RIVESTIMENTO PIÙ COMUNI

Tipo di scogliera	γ_f
Superficie liscia ed impermeabile	1
Massi naturali (singolo strato)	0,7
Massi naturali (doppio strato)	**0,55**
Rivestimento basaltico	0,9
Cubi (doppio strato, alla rinfusa)	0,4
Tetrapodi (doppio strato)	0,4

Sebbene dall'analisi della propagazione del moto ondoso in corrispondenza dell'opera risulti che la direzione di propagazione delle onde sia pressochè parallela alla scogliera, nella valutazione della portata tracimante è stato cautelativamente considerando un angolo d'attacco dell'onda di 50° rispetto alla normale all'opera.
Il calcolo delle portate medie di tracimazione è stato implementato attraverso il software BREAKWAT ver. 3.2.0, sviluppato da WL | Delft Hydraulics; in Tab. 6.6 si riportano i risultati ottenuti in riferimento all'onda con tempo di ritorno centennale (Hs=0,8 m) associata al livello marino atteso con tempo di ritorno un anno, ovvero +0,38 m l.m.m..
Si fa presente che i risultati dei calcoli effettuati vengono riportati solo per le due sezioni tipo più sollecitate (sez. 1-1 e sez. 2-2) in quanto per le altre sezioni le portate di tracimazione sono risultate trascurabili.

TAB. 6.6 - PORTATE MEDIE DI TRACIMAZIONE

Sezione	**h calcolo** [m]	**Ac di calcolo** [m]	**Rc di calcolo** [m]	q_{calc} (l/s/m)	q_{lim} (l/s/m)
1-1	2,88	1,88	1,88	0,08	50
2-2	3,38	1,88	1,88	0,08	50

Dai risultati dei calcoli effettuati si evince che le portate di tracimazione si mantengono sempre al di sotto dei valori limite precedentemente definiti nei criteri di progetto.

6.6. Verifiche geotecniche

Le verifiche di stabilità globale del sistema opera-terreno sono state eseguite mediante il modello matematico PLAXIS; a titolo esemplificativo, nelle Fig. 6.5 e Fig. 6.6 si riportano i risultati ottenuti dal modello, relativamente agli spostamenti totali della scogliera e del terrapieno a tergo a fine costruzione, in relazione a due diverse sezioni lungo lo sviluppo dell'opera.
Le figure riportano l'entità del vettore spostamento totale, ovvero la risultante vettoriale degli spostamenti verticali ed orizzontali, per le due sezioni di scogliera analizzate.
Vista la presenza importante del dragaggio per la sezione in adiacenza al cassone N18, si ha che i suoi cedimenti risultano inferiori a quelli misurati per la sezione con fondale alla -6,0, in quanto la maggior parte della costruzione avviene in totale ricarico dei terreni di fondazione.

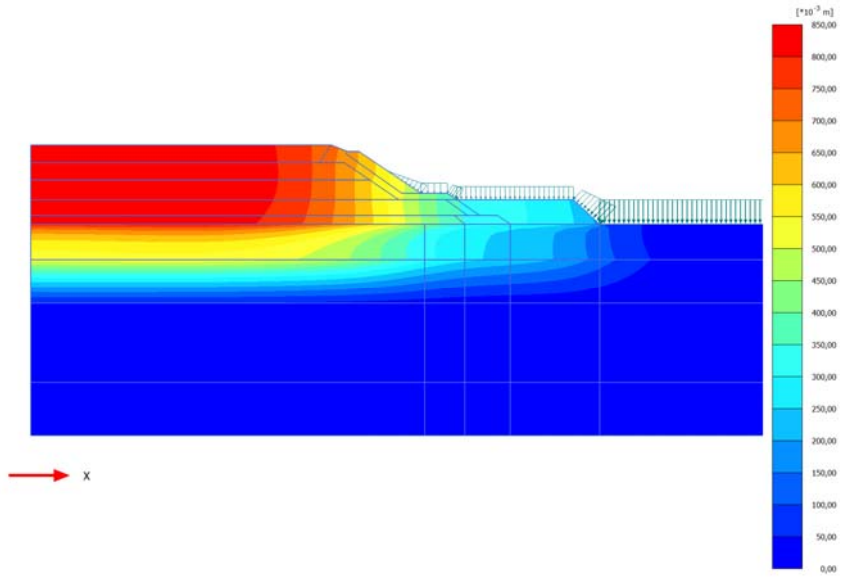


FIG. 6.5 - SPOSTAMENTI TOTALI DELLA SCOGLIERA E DEL TERRAPIENO A TERGO A FINE COSTRUZIONE, PER LA SEZIONE CON FONDALE ALLA -6,00 M L.M.M.

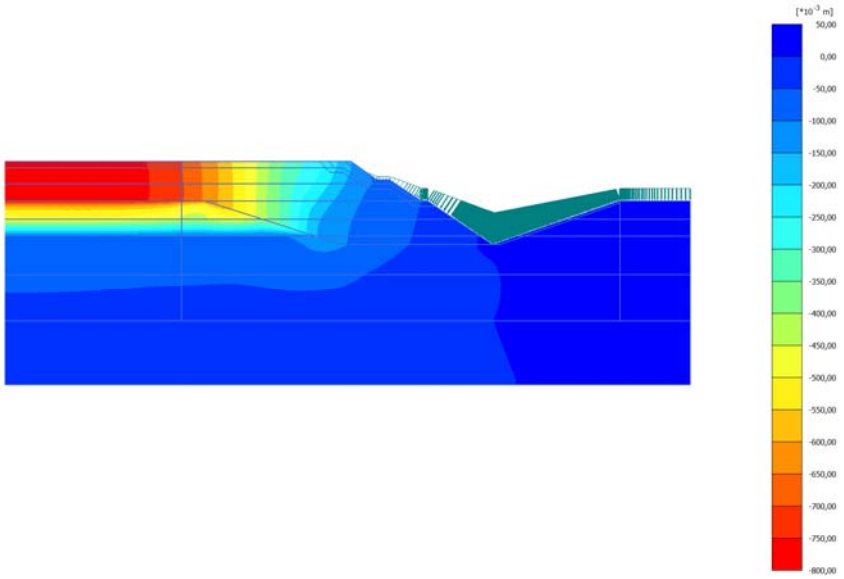


FIG. 6.6 - SPOSTAMENTI TOTALI DELLA SCOGLIERA E DEL TERRAPIENO A TERGO A FINE COSTRUZIONE, PER LA SEZIONE IN ADIACENZA AL CASSONE N18

Per quanto riguarda le analisi di stabilità globale, in Tab. 6.7 vengono riportati sinteticamente i fattori di sicurezza ottenuti dall'analisi eseguita con PLAXIS, dai quali si evince che le verifiche risultano soddisfatte in relazione a tutte le situazioni progettuali esaminate.

TAB. 6.7 - SCOGLIERA IN RADICE PIATTAFORMA - FATTORI DI SICUREZZA SLU ALLA STABILITÀ GLOBALE

FASE COSTRUTTIVA	SEZIONE DI CALCOLO	FATTORE DI SICUREZZA
Fine costruzione scogliera	fondale -6,0	1,50
	fondale -16,5	1,26
Esercizio	fondale -6,0	1,56
	fondale -17,0	1,24
sisma	fondale -6,0	1,32
	fondale -16,5	1,14