

REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITA'
DIPARTIMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA MOBILITA' E DEI TRASPORTI

ISOLA DI SALINA (MESSINA)

COMUNE DI MALFA

LAVORI DI RIQUALIFICA E DI ADEGUAMENTO DELLE OPERE FORANEE, DELLE BANCHINE, DELLO SCALO DI ALAGGIO E DEI FONDALI DELL' APPRODO DI SCALO GALERA

Progetto Definitivo:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi Ufficio del Genio Civile di Messina in data 21.07.2004

Progetto Esecutivo 1° stralcio funzionale:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 20.12.2006 dell'importo complessivo di € 4.800.000,00

Progetto Esecutivo 1° stralcio di completamento:

A seguito di rescissione contrattuale ed approvazione Perizia di riparazione danni di forza maggiore di variante in diminuzione in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 07 marzo-26 marzo 2013 dell'importo complessivo di € 1.612.247,45

Progetto Esecutivo stralcio di completamento:

Approvato in linea tecnica in Conferenza Speciale di Servizi del Genio Civile di Messina in data 19.07.2017 dell'importo complessivo di € 13.700.00,00



PROGETTO ESECUTIVO DI RIUNIONE ED AGGIORNAMENTO DEI LAVORI DEL 1° STRALCIO E DI QUELLO DI COMPLETAMENTO

REV.	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
0	27/06/19	PRIMA EMISSIONE	A.INCONTRERA	F.GIORDANO	F.GIORDANO
1					
2					
CODICE PROGETTO 1 9 0 1		ELABORATO: All. 41.1	REV. A	SCALA: -	



Verifica di stabilità mantellata
DINAMICA S.r.l.
PROGETTO VERIFICATO

IL R.U.P.:

Geom. Arturo Ciampi

4° Settore Tecnico Lavori Pubblici



IL SUPPORTO ESTERNO AL R.U.P.:

Ing. Salvatore Perillo



IL PROGETTISTA:

Ing. Francesco Giordano
ingfrancescogiordano@gmail.com

COLLABORAZIONE:

Sigma Ingegneria S.r.l.
sigmaingegneria@gmail.com

IL SINDACO:

Dott.ssa Clara Rametta

Clara Rametta

Parere n° 128
Il Relatore: Ing. Antonino Platania
(Ing. Capo Ufficio del Genio Civile di Messina)



REGIONE SICILIANA
UFFICIO DEL GENIO CIVILE - MESSINA

Visto. Si esprime parere favorevole in linea tecnica ai sensi dell'art. 12 della L. n. 40 del 28.2.97 e con riferimento alla nota di parti datata e firmata al protocollo.

14.5 NOV. 2019

REGIONALE TECNICA
Firma
CAPO
Platania

N. 22829

UFFICIO DEL GENIO CIVILE
— MESSINA —

La legge n. 100 del 1974, pubblicata nel presente progetto, è stata approvata dal Parlamento e pubblicata nel Bollettino Ufficiale n. 13 del 1974, e il suo testo è stato pubblicato nel Bollettino Ufficiale n. 13 del 1974, e il suo testo è stato pubblicato nel Bollettino Ufficiale n. 13 del 1974.

174 NOV 5 2019

15 NOV. 2017

REGIONE CAPO

Antônio Platanio

Sommario

1. PREMESSE	2
2. VERIFICA DI STABILITA' IDRAULICA DELLA MANTELLATA IN MASSI ARTIFICIALI DELL'OPERA FORANEA.....	9
2.1. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 0.00 M ALLA PROGR. 34.10 M.....	14
2.2. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 34.10 M ALLA PROGR. 135.80 M.....	15
2.3. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 135.80 M ALLA PROGR. 140.80 M.....	16
3. VERIFICA DI STABILITA' IDRAULICA DELLA SCOGLIERA DI SOSTEGNO DELLA MANTELLATA	17
4. VALUTAZIONE DELLA FUNZIONALITA' IDRAULICA DELLA DIGA FORANEA 19	
4.1. CALCOLO DEL RUN-UP	19
4.2. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE	21
5. CONCLUSIONI SUI RISULTATI DELLE VERIFICHE ANALITICHE E CONFRONTO CON QUELLE OTTENUTE CON LE PROVE SU MODELLO FISICO....	24

1. PREMESSE

Il progetto e la verifica di stabilità di una struttura marittima richiede la conoscenza dell'azione del moto ondoso e in particolare la caratterizzazione degli eventi ondosi estremi.

Nel caso delle opere in progetto, le opere che dovranno essere dimensionate tenendo conto delle azioni del moto ondoso sono: la diga foranea e le banchine interne.

La diga foranea, dello sviluppo di circa 140.80 m in direzione Est-Ovest, sarà costituita da un primo tratto a gettata dello sviluppo di circa 50.15 m e da un secondo tratto da cassoni protetti da un'opera a gettata per uno sviluppo complessivo di 90.65 m oltre il riccio di testata.

La diga foranea e il moletto oggi esistente, che assumerà la funzione di molo di sottoflutto, delimiteranno uno specchio acqueo di superficie circa 7400 m².

Le banchine interne avranno uno sviluppo complessivo di circa 320 m e come si evince dal layout del nuovo porto riportato in **fig. 1**, saranno nella parte più esposta alle mareggiate, provenienti dal I settore del tipo antiriflettenti.

In particolare la banchina di levante e quella centrale sono state progettate del tipo antiriflettente in conseguenza all'impossibilità di utilizzare i due cassoni posti in opera, durante i lavori di primo stralcio, come strutture antiriflettenti in relazione al loro stato attuale di deterioramento dovuto alle mareggiate che hanno interessato Scalo Galera negli ultimi anni.

In **fig. 2** sono riportate alcune fotografie in cui è evidente lo stato di ammaloramento dei cassoni posti in opera con i lavori del primo stralcio, in particolare dalle fotografie si evince che la parete lato terra dei cassoni nella parte emergente, in prossimità delle celle antiriflettenti, è stata completamente distrutta dall'azione delle mareggiate.

Per il dimensionamento della diga foranea è necessario effettuare le verifiche del massiccio di sovraccarico e del muro paraonde tenendo conto delle azioni idrodinamiche dovute alle mareggiate estreme provenienti dal paraggio di Scalo Galera.

Per valutare le azioni idrodinamiche sulle banchine interne è necessario determinare lo stato di agitazione all'interno dello specchio acqueo protetto in occasione delle mareggiate estreme.

Ai fini del dimensionamento è necessario valutare con attendibilità le massime sollecitazioni che potranno verificarsi durante la vita dell'opera, al fine di mantenere integra la struttura o, come più logico e reale, prevedere un livello del danno accettabile.

Per la determinazione delle caratteristiche ondose a largo del paraggio di Scalo Galera di Malfa è stato redatto un apposito studio idraulico-marittimo nel quale, non avendo a disposizione una

serie di dati ondametrici di lunga durata, si è fatto ricorso ai dati anemometrici di archivio rilevati nella stazione di Ustica rappresentativa del basso Mare Tirreno.

Elaborando i dati anemometrici è stato possibile, tramite modelli matematici di previsione, definire le caratteristiche ondametriche estreme per le direzioni di attacco del moto ondoso a largo di 315°N, 337.50°N, 360°N, 22.50°N, 45°N, 67.50°N e per diversi tempi di ritorno variabili da 3 a 100 anni.

Successivamente partendo da questi valori si sono calcolate le trasformazioni che le onde subiscono nell'avanzare da largo verso la costa con l'utilizzo del modello numerico STWAVE determinando le caratteristiche del moto ondoso al piede dell'opera per le direzioni di provenienza sopra citate i cui risultati sono riassunti nella tabella di seguito riportata.

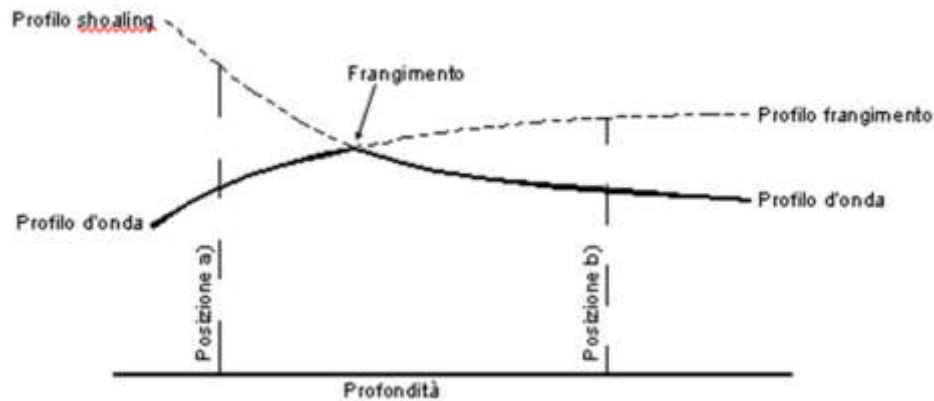
MALFA - SCALO GALERA – MODELLO NUMERICO STWAVE					
DD al largo (gradi)	H al largo (m)	T (s)	H sottocosta (m)	DD sottocosta (gradi)	tr (anni)
315,00	7,38	10,80	6,31	330,00	30
337,50	7,90	11,12	7,14	344,00	
360,00	8,63	11,65	7,82	358,00	
22,50	5,88	9,59	5,46	19,00	
45,00	4,67	8,48	4,30	38,00	
67,50	3,36	7,28	2,98	57,00	
315,00	8,10	11,27	6,92	331,00	50
337,50	8,94	11,87	8,12	344,00	
360,00	9,87	12,43	9,01	358,00	
22,50	5,88	9,59	5,46	19,00	
45,00	5,30	9,08	4,90	37,00	
67,50	3,36	7,28	2,98	57,00	
315,00	9,15	12,82	7,87	333,00	100
337,50	10,31	12,72	9,44	345,00	
360,00	11,62	13,47	9,61	358,00	
22,50	6,92	10,36	6,47	18,00	
45,00	6,23	9,80	5,81	36,00	
67,50	4,21	8,10	3,71	55,00	

Inoltre è necessario verificare se le caratteristiche ondose sopra citate possono propagarsi sull'opera senza subire il fenomeno del frangimento.

L'interazione con il fondale decrescente induce una modifica alle caratteristiche dell'onda come altezza e lunghezza; quest'ultima nel movimento verso costa si riduce generando un

aumento della ripidità (rapporto H/L); il fenomeno continua fin quando non si raggiunge una condizione di instabilità e l'onda frange dissipando energia.

Da questo punto in poi, le caratteristiche dell'onda non sono più riconducibili alla teoria lineare dello shoaling, e quindi bisogna far riferimento ai criteri per la determinazione del frangimento.



Dal grafico mostrato è facilmente intuibile che nella scelta del valore da attribuire all'onda di progetto non può essere trascurato il fenomeno dello shoaling e del frangimento in funzione della profondità. A seconda del posizionamento dell'opera (profondità di imbasamento), il dimensionamento dovrà essere eseguito con un valore di altezza in condizioni di shoaling (posizione **b**), oppure con un valore nelle condizioni di frangimento (posizione **a**).

Un altro parametro da considerare per la progettazione di un'opera marittima è la vita utile in relazione al progetto in cui è inserita l'opera tenendo conto delle caratteristiche funzionali dell'opera stessa.

Per tale motivo si deve procedere alla valutazione del livello di rischio, ossia della probabilità di danneggiamento ammissibile tenendo conto dei danni che possono accadere all'opera e della possibilità di ripristinare la stessa con operazioni di manutenzione al fine di non compromettere la funzionalità della stessa.

Per determinare la vita di progetto dell'opera foranea si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 1996.

In particolare le succitate Istruzioni prevedono che la durata minima di vita prevista per l'opera sia correlata alla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera stessa.

La durata minima di vita di progetto delle opere è desumibile, in funzione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, dalla tabella seguente

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 strutture ad uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili e/o industriali, non destinate ad uno specifico scopo e per le quali non è chiaramente identificabile il termine di vita utile o funzionale.

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

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

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

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

Oltre alla valutazione della vita di progetto occorre determinare anche la massima probabilità di danneggiamento ammissibile, desumibile dal tipo di danneggiamento, dalla ripercussione economica e dal rischio per la vita umana, come indicato nella seguente tabella.

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

Le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale sono assunte in relazione alle modificazioni subite dalle opere in caso di danneggiamento.

Per strutture rigide (dighe a pareti verticali), per le quali è difficile riparare i danni, si assume la probabilità di distruzione totale, mentre, per strutture flessibili o comunque opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente, inteso come il livello di

danneggiamento al di sopra del quale il danno è apprezzabile ed è necessario intervenire con lavori di manutenzione. Per rischio limitato si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è prevista alcuna perdita di vita; se le perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

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

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

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

Relativamente all'opera in progetto si assume:

- $T_v = 25$ poiché le opere in progetto si possono assumere ad *uso generale* con un *livello di sicurezza richiesto* pari a 1;
- $P_f = 0,50$ poiché si assume una *probabilità di danneggiamento incipiente*, con *rischio limitato* e *ripercussione economica bassa*.

Dall'espressione sopra riportata si ottiene un tempo di ritorno per l'evento ondoso T_{rp} pari a 36 anni, che a vantaggio di sicurezza viene posto pari a 50 anni.

Dallo studio idraulico-marittimo risulta che per un $T_r = 50$ anni, l'altezza d'onda che si verifica sottocosta più svantaggiosa ha le seguenti caratteristiche:

$$H_s = 9.01 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}; \text{Dir.sottocosta} = 358^\circ \text{N}$$

Tale onda proviene da un'onda a largo avente direzione 360°N e $H_s = 9.87 \text{ m}$.

Le prove effettuate su modello fisico eseguite dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania (All. 7.1 Modellazione fisica della stabilità della mantellata della diga foranea) e da Sogreah (All. 7.2 Prove su modello fisico anno 2000 – Sogreah) sulla sezione tipo della diga foranea sono state effettuate utilizzando come onda di progetto $H_s = 8.15 \text{ m}$ e periodo a scala di prototipo di picco 11.65 s.

Di seguito sono riportati i valori delle caratteristiche ondose prese in considerazione per le prove eseguite in laboratorio:

	Prototipo		Modello	
	H _s [m]	T _p [s]	H _s [m]	T _p [s]
40%	3.26	11.65	0.04	1.30
80%	6.52	11.65	0.08	1.30
100%	8.15	11.65	0.10	1.30
120%	9.78	11.65	0.12	1.30

Le prove hanno evidenziato la stabilità sia della mantellata in accropodi da 16 m³ per il tronco della diga e della berma sommersa, in scogli da 7÷15 t, di sostegno alla mantellata stessa.

Conseguentemente le verifiche della mantellata sono state condotte considerando:

$$\mathbf{H_s=8.15\ m; T=11.65\ s}$$

E in modo cautelativo per le verifiche si è considerata anche la situazione più gravosa ovvero quella avente sottocosta, in prossimità della nuova diga foranea di Scalo Galera le seguenti caratteristiche:

$$\mathbf{H_s = 9.01\ m ; T =12.43\ s}$$

Il piede lato mare della diga foranea ricade su fondali variabili da -6.00 m a -14.00 m s.l.m. Conseguentemente, per le verifiche di stabilità della mantellata e della funzionalità idraulica della stessa nei riguardi della tracimazione la diga è stata suddivisa in tre tratti:

- Dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m (**fig. 3**), tratto caratterizzato da una mantellata in accropodi da 16 m³, il fondale antistante il piede della diga presenta batimetriche variabili da -6.00 a -10.00 m s.l.m. e conseguentemente in tale tratto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose in condizioni di frangimento:

$$H_d = 7.80\ m; T=11.65\ s$$

$$H_d= 7.80\ m; T=12.43\ s$$

- Dalla progr. 34.10 m alla 135.80 m (**fig. 4**), tratto caratterizzato da una mantellata in accropodi da 16 m³, il fondale antistante il piede della diga presenta batimetriche variabili da -10.00 a -14.00 m s.l.m. e conseguentemente in tale tratto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose:

$$H_d = 8.15\ m; T=11.65\ s$$

$$H_d= 9.01\ m; T=12.43\ s$$

- Dalla progr. 135.80 m alla 140.80 m (**fig. 5**), in prossimità del riccio di testata, caratterizzato da una mantellata in accropodi da 20 m³, in cui il fondale antistante il piede della diga, presenta batimetriche variabili da -14.00 a -13.00 m s.l.m. e conseguentemente in tale tratto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose:

$$H_d = 8.15 \text{ m}; T = 11.65 \text{ s}$$

$$H_d = 9.01 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}$$

La stabilità della mantellata è garantita anche dagli strati sottostanti.

La funzione dello strato-filtro o degli strati-filtro consiste nella protezione del nucleo dall'azione del moto ondoso, che potrebbe asportare il materiale fine che lo costituisce.

A sua volta lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da scogli di dimensioni tali da non poter essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata.

Lo strato-filtro, inoltre, deve fornire alla mantellata, specie se costituita da accropodi, un sufficiente contrasto allo scivolamento.

Per le sezioni costituite con mantellate di accropodi da 16 m³, compatibilmente alla tipologia di sezione interessata, è stato determinato uno spessore del sottostrato della mantellata pari a 2,40 m, mentre per le sezioni del riccio di testata con accropodi da 20 m³, è stato determinato uno spessore del sottostrato della mantellata pari a 2,80 m.

Tali dimensioni sono state ricavate dalle tabelle riguardanti le specifiche tecniche degli accropodi, dove min T indica lo spessore del sottostrato determinato.

V (m ³)	28	24	20	18	16	12	9	6.3	5
e (m)	3.92	3.72	3.50	3.38	3.25	2.95	2.68	2.38	2.20
n (nbr/100 m ²)	6.25	6.93	7.82	8.39	9.08	11.71	14.18	17.99	22.39
b concrete (m ³ /m ²)	1.75	1.66	1.57	1.51	1.45	1.41	1.28	1.13	1.12
min T (m)	4.5	4.0	2.8	2.6	2.4	2.0	1.5	1.0	0.8
max T (m)	9.0	8.0	5.6	5.2	4.8	4.0	3.0	2.0	1.7
f (m)	3.2	3.1	2.8	2.7	2.6	2.5	2.2	1.9	1.8

2. VERIFICA DI STABILITA' IDRAULICA DELLA MANTELLATA IN MASSI ARTIFICIALI DELL'OPERA FORANEA

Le verifiche di stabilità della mantellata foranee di una diga a gettata sono state messe a punto con una serie di modelli di verifica delle caratteristiche dei blocchi (lapidei o artificiali), ricavati con ricerche sperimentali su modelli idraulici effettuati in canalette di prova.

La più nota relazione matematica che permette la determinazione delle dimensioni delle unità costituenti le mantellate è quella di Hudson.

La relazione si presenta nel seguente modo:

$$M = \frac{\rho_c H^3}{K_D \delta^3 \cot \alpha}$$

dove:

M = peso del singolo blocco di mantellata [kg];

ρ_c = densità del blocco [kg/m³];

H = altezza dell'onda di progetto [m];

K_d = coefficiente di stabilità;

$\delta = (\gamma_c/\gamma_w - 1)$; γ_c = peso specifico del blocco; γ_w = peso specifico dell'acqua.

Il coefficiente K_d è scelto in funzione del grado di danneggiamento (ovvero funzione dello spostamento che subiscono elementi costituenti la mantellata). Tale coefficiente fu ricavato per condizioni di moto ondosso regolare e per la condizione di danno variabile da 0% a 5%.

La percentuale che quantifica il danno è data dal rapporto tra il volume complessivo dei massi spostati ed il volume totale della mantellata.

La formula di Hudson presenta degli indubbi vantaggi quali la semplicità, la vasta gamma di tipi di mantellate e configurazioni a cui può essere applicata, ma presenta anche molte limitazioni che possono essere così riassunte:

- ridotta potenzialità della scala di applicazione del modello, in relazione alle piccole scale con le quali sono stati condotti la maggior parte dei test;
- l'utilizzo di sole onde regolari;
- non si tiene conto del periodo dell'onda e della durata della mareggiata;
- non si tiene conto del livello del danno S;

- la formula è applicabile soltanto a strutture non tracimabili e permeabili.

Sulla base di queste limitazioni, alcuni lavori condotti da Thompson e Shutther (1975), affiancati ad alcuni tests condotti dalla Delft Hydraulics (Van der Meer 1988), hanno permesso di modificare la relazione di Hudson scrivendola in funzione del parametro strutturale $H_s/\delta D_{n50}$, con H_s = altezza d'onda significativa, δ = densità relativa di galleggiamento, D_{n50} = diametro nominale del masso.

Per mantellate costituite da massi naturali sono state messe a punto due formule rispettivamente per onde *plunging* e per onde *surgina*.

Per onde *plunging* ($\xi_m \leq 2.5$):

$$\frac{H_s}{\delta D_{n50}} = 6,2 \cdot P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5}$$

Per onde *surgina* ($\xi_m \geq 3.5$):

$$\frac{H_s}{\delta D_{n50}} = 1,0 \cdot P^{0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot \alpha \cdot \xi_m^P}$$

dove:

α e δ hanno lo stesso significato espresso nella formula di Hudson;

H_s = altezza d'onda significativa [m];

P = fattore teorico di permeabilità (variabile fra 0,1 e 0,6);

S = livello del danno;

ξ_m = parametro di frangimento (o numero di Iribarren)

N = numero di onde = durata dell'evento/ T_1 (periodo dell'onda);

$\delta = (\gamma_c/\gamma_w - 1)$; γ_c = peso specifico del blocco; γ_w = peso specifico dell'acqua.

Il livello di danneggiamento "S" è espresso come rapporto A_e/D_{n50}^2 , con A_e area della sezione trasversale erosa dalla mareggiata rispetto al profilo originale.

$\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{H/L_0}$ è il parametro di frangimento (numero di Iribarren), con H/L_0 parametro di ripidità dell'onda, dove H è l'altezza dell'onda significativa davanti alla struttura ed L_0 = lunghezza al largo riferita al periodo medio T_m .

La relazione del Van der Meer pone poi in evidenza il grado di danneggiamento ammissibile “S”, che, sfruttando la nota “flessibilità” delle dighe a gettata, il progettista può correlare alla rarità dell’evento ondoso considerato nello studio, all’importanza dell’opera, ecc.

Il danno iniziale viene valutato per $S = 2 \div 3$ ed in rapporto al criterio della formula di Hudson, che da $0 \div 5\%$ di danno. Un livello di danno tollerabile si identifica per S variabile $5 \div 8$; per S variabile $8 \div 12$ si parla invece di danno compatibile, mentre per valori più alti di 12 la deformazione della struttura diventa pregiudizievole per la stabilità della stessa.

Sono disponibili formule analoghe per i più comuni massi artificiali di calcestruzzo, con diversa definizione di danneggiamento, non essendo, per elementi di calcestruzzo, tollerabili spostamenti dei massi anche in assenza di erosione del profilo.

Il danno per unità artificiali in calcestruzzo formanti la mantellata può essere descritto dal numero del danno N_o che in generale individua il numero delle unità rimosse e oscillanti, relative ad una larghezza pari al diametro nominale D_n delle unità considerate (lungo l’asse longitudinale del frangionde).

La descrizione del danno utilizzata è la seguente:

N_{od} = unità rimosse della mantellata

N_{or} = unità oscillanti

N_{omov} = unità mobili

in cui $N_{omov} = N_{od} + N_{or}$.

La descrizione di N_{od} è sostanzialmente comparabile con la definizione di S; sebbene con S si tiene conto della porosità della mantellata.

In generale si può dire che S è circa due volte N_{od} .

L’influenza del periodo d’onda sarà data dalla ripidità dell’onda S_m . In definitiva le formule finali per la stabilità di unità in calcestruzzo includono il livello del danno N_{od} , il numero d’onde N e la ripidità dell’onda $S_m = H_{s\ crit} / L_0$.

L’influenza riguardante i blocchi artificiali in calcestruzzo si presenta nel seguente modo:

$$H_{s\ crit} / \delta D_n = (3,75 N_{od}^{0,5} / N^{0,25} + 0,85) (H_{s\ crit} / L_0)^{-0,2}$$

dove:

N = numero d'onde

L_0 = lunghezza d'onde su profondità infinita corrispondente al periodo medio T ($T=0,78 T_p$) [m];

$H_{s,crit}$ = altezza significativa tale per cui una prefissata percentuale di blocchi della mantellata viene spostata [m];

N_{od} = grado di danneggiamento prefissato = $N_{tot} D_n/l$

N_{tot} = numero di blocchi rimossi

D_n = diametro nominale = $\sqrt[3]{P/\gamma_c}$ (P = peso blocco, γ_c = peso specifico del blocco) [m];

l = lunghezza diga [m];

$\delta = (\gamma_c/\gamma_w - 1)$; γ_c = peso specifico del blocco; γ_w = peso specifico dell'acqua.

Limiti

$$0.1 < P < 0.6$$

$$0.5 < H_s/\delta D_{n,50} < 4.5$$

$$1.3 < \xi_{m,-1} < 15$$

$$0 < S < 30$$

$$0 < N < 3000$$

La formula sopra citata, come in generale tutte le espressioni di questo tipo, è stata ottenuta mediante prove di laboratorio con onde irregolari cilindriche.

Dunque, non c'è un spettro direzionale, c'è solo uno spettro di frequenza per il quale si fissa di solito una forma caratteristica degli spettri delle onde di vento (tipo Jonswap).

Adoperato il criterio di nessun danno $N_{od} = 0$ la relazione diventa:

$$H_s/\delta D_n = 0.85 S_m^{-0.2}$$

dove:

H_s = altezza d'onda significativa [m];

Per gli accropodi della mantellata con scarpa 4/3 in unico strato si ha:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.5 \text{ per onde frangenti}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.7 \text{ per onde non frangenti}$$

Tenendo conto che il modello comporta per i massi di tipo accropodi collocati in opera con scarpa 4/3:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.7 \text{ inizio del danno } Nod = 0$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 4.1 \text{ dissesto della mantellata } Nod > 0.5$$

Per le verifiche si è utilizzato il software Breakwat versione 3.3.0.21 della Deltares (Delft Hydraulics) che tra le varie funzioni disponibili può essere utilizzato per le verifiche di stabilità delle mantellate delle opere a gettata. Il software si basa, ai fini di tali verifiche, sulle formule di Van Der Meer.

Per le specifiche degli accropodi (dimensioni, volume, porosità, numero di unità per m², spessore dello strato, etc..) si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dalla bibliografia internazionale.

In particolare per le caratteristiche degli accropodi è stata utilizzata la seguente tabella:

Unit Volume (m³)	V = 0.34m³		1.8	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	9.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Unit Height (m)	H = (V/0.34) ^{1/3}		1.43	1.81	2.07	2.27	2.45	2.60	2.87	3.08	3.28	3.45	3.61	3.75	3.89
Equivalent Cube Size (m)	Dn = V ^{1/3}		1.00	1.26	1.44	1.58	1.71	1.82	2.00	2.15	2.29	2.41	2.52	2.62	2.71
Armour Thickness (m)	T = 1.29 Dn		1.29	1.63	1.86	2.05	2.21	2.34	2.58	2.78	2.95	3.11	3.25	3.38	3.50
Armour concrete consumption and coverage	Packing density ϕ (-)		0.645	0.645	0.645	0.643	0.642	0.640	0.637	0.634	0.631	0.628	0.625	0.625	0.625
	Consumption (m³/m²)		0.645	0.813	0.930	1.021	1.098	1.164	1.275	1.366	1.445	1.514	1.575	1.638	1.697
	Number of units (unit/m²)		0.645	0.406	0.310	0.255	0.220	0.194	0.159	0.137	0.120	0.108	0.098	0.091	0.085
	Porosity (%)		50.00	50.00	50.00	50.12	50.24	50.36	50.60	50.83	51.07	51.31	51.55	51.55	51.55
Filter stone underlayer to meet the following requirement NUL/NLL < 3.6	NLL (tons)	Standard	0.17	0.34	0.50	0.67	0.84	1.01	1.34	1.68	2.02	2.35	2.69	3.02	3.36
		Min/Max ^a	0.1 0.2	0.2 0.4	0.4 0.7	0.5 0.8	0.8 1.1	0.7 1.3	0.9 1.7	1.2 2.2	1.4 2.6	1.6 3.1	1.9 3.5	2.1 5.6	2.4 4.4
	NUL (tons)	Standard	0.34	0.67	1.01	1.34	1.68	2.02	2.69	3.36	4.03	4.70	5.38	6.05	6.72
		Min/Max ^a	0.2 0.4	0.5 0.8	0.7 1.3	0.9 1.7	1.2 2.2	1.4 2.6	1.8 3.5	2.4 4.4	2.8 5.2	3.3 6.1	3.9 7.0	4.2 7.9	4.7 8.7
	Thickness (m) for standard NLL&NUL Specific density 2.4 t/m³	K=1.15	1.06	1.33	1.52	1.68	1.81	1.82	2.11	2.28	2.42	2.55	2.66	2.77	2.87
		K=0.9 ^a	0.83	1.04	1.19	1.31	1.41	1.50	1.65	1.78	1.89	1.98	2.06	2.17	2.24

2.1. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 0.00 M ALLA PROGR. 34.10 M

Come detto in premessa, in tale tratto, il fondale antistante il piede della diga, presenta batimetriche variabili da -6.00 a -10.00 m s.l.m. per cui come detto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose in condizioni di frangimento:

$$H_d = 7.80 \text{ m}; T = 11.65 \text{ s}$$

$$H_d = 7.80 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}$$

Le verifiche sono state condotte utilizzando il software Breakwat sopra citato considerando la mantellata formata da massi artificiali accropodi del volume di 16 mc per tre valori di densità ($\rho_c = 2350 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2400 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2450 \text{ kg/mc}$), scarpa foranea 4/3, porosità volumetrica $n_v = 51.55$, come coefficiente che tiene conto dello strato del masso $K_\Delta = 1.51$, come fattore di altezza d'onda si è utilizzato il valore di default pari a 1 e come coefficiente di stabilità K_D il valore 12, che corrisponde alla condizione di onde frangenti.

I risultati delle verifiche effettuate per le onde sopra richiamate sono riportate in **tab. 1a**, che comprende entrambe le onde considerate in quanto il metodo di calcolo utilizzato non è influenzato dal periodo dell'onda.

I risultati hanno evidenziato che per massi accropodi del volume di 16 m³ le altezze d'onda ottenute sono: $H_s = 8.20 \text{ m}$, $H_s = 8.51 \text{ m}$ e $H_s = 8.82 \text{ m}$ in relazione al peso specifico del calcestruzzo con il quale sarà confezionato il masso.

Un'ulteriore verifica è stata condotta considerando come dato input l'altezza d'onda e ottenendo i seguenti valori della massa dell'accropodo (**tab. 1b**): $M = 32348 \text{ kg}$, $M = 29561 \text{ kg}$, $M = 27111 \text{ kg}$ ottenendo risultati compatibili, dal punto di vista della stabilità, con la mantellata formata con massi accropodi del volume di 16 m³.

Inoltre si specifica che con i risultati ottenuti il numero di stabilità $H_s/\Delta D_n$ è pari a 2.52 per cui è garantita la condizione $Nod = 0$ (assenza di danno).

2.2. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 34.10 M ALLA PROGR. 135.80 M

In tale tratto il fondale antistante il piede della diga, presenta batimetriche variabili da -10.00 a -14.00 m s.l.m. per cui come detto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose :

$$H_d = 8.15 \text{ m}; T = 11.65 \text{ s}$$

$$H_d = 9.01 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}$$

Le verifiche sono state condotte utilizzando il software Breakwat sopra citato considerando la mantellata formata da massi artificiali accropodi del volume di 16 mc per tre valori di densità ($\rho_c = 2350 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2400 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2450 \text{ kg/mc}$), scarpa foranea 4/3, porosità n_v 51.55, coefficiente $K_\Delta = 1.51$, fattore di altezza d'onda si è utilizzato il valore di default pari a 1 e come coefficiente di stabilità K_D il valore 15, che corrisponde ad onde non frangenti, come suggerito per le mantellate in accropodi collocate in opera in singolo strato.

I risultati delle verifiche effettuate con l'altezza d'onda $H=8.15 \text{ m}$ riportati in **tab. 2a** hanno evidenziato che per massi accropodi del volume di 16 m³ le altezze d'onda che assicurano la stabilità della mantellata in accropodi da 16 m³ sono: $H_s = 8.83 \text{ m}$, $H_s = 9.17 \text{ m}$ e $H_s = 9.50 \text{ m}$ in relazione al peso specifico del calcestruzzo con il quale sarà confezionato il masso.

Un'ulteriore verifica è stata condotta considerando come dato input l'altezza d'onda e ottenendo i seguenti valori della massa dell'accropodo (**tab. 2b**): $M = 29520 \text{ kg}$, $M = 26978 \text{ kg}$, $M = 24741 \text{ kg}$ ottenendo risultati compatibili, dal punto di vista della stabilità, con la mantellata formata con massi accropodi del volume di 16 m³.

Inoltre si specifica che con i risultati ottenuti il numero di stabilità $H_s/\Delta D_n$ è pari a 2.7 per cui è garantita la condizione $Nod=0$ (assenza di danno).

Le verifiche sono state condotte anche per l'onda avente caratteristiche $H=9.01 \text{ m}$ e $T=12.43 \text{ s}$ i cui risultati sono riportati in **tab. 3** e hanno evidenziato che i valori ottenuti della massa dell'accropodo: $M=39886 \text{ kg}$, $M= 36451 \text{ kg}$, $M=33429 \text{ kg}$ risultano compatibili, dal punto di vista della stabilità, con la mantellata formata con massi del volume di 16 m³.

2.3. VERIFICA MANTELLATA SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 135.80 M ALLA PROGR. 140.80 M

In prossimità del riccio di testata, il fondale antistante il piede della diga, presenta batimetriche variabili da -14.00 a -13.00 m s.l.m. per cui come detto le verifiche di stabilità sono state condotte tenendo conto delle seguenti caratteristiche ondose :

$$H_d = 8.15 \text{ m}; T=11.65 \text{ s}$$

$$H_d = 9.01 \text{ m}; T=12.43 \text{ s}$$

Le verifiche sono state condotte utilizzando il software Breakwat sopra citato considerando la mantellata formata da massi artificiali accropodi del volume di 20 mc per tre valori di densità ($\rho_c = 2350 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2400 \text{ kg/mc}$; $\rho_c = 2450 \text{ kg/mc}$), scarpa foranea 4/3, porosità n_v 51.55, coefficiente $K_\Delta = 1.51$, fattore di altezza d'onda si è utilizzato il valore di default pari a 1 e come coefficiente di stabilità K_D il valore 11.5, che corrisponde ad onde non frangenti, come suggerito per le testate delle mantellate in accropodi collocate in opera in singolo strato.

I risultati delle verifiche effettuate con l'altezza d'onda $H=8.15 \text{ m}$ riportati in **tab. 4a** hanno evidenziato che per massi accropodi del volume di 20 m³ le altezze d'onda che assicurano la stabilità della mantellata sono: $H_s=8.71 \text{ m}$, $H_s=9.04 \text{ m}$ e $H_s= 9.37 \text{ m}$ in relazione al peso specifico del calcestruzzo con il quale sarà confezionato il masso.

Un'ulteriore verifica è stata condotta considerando come dato input l'altezza d'onda e ottenendo i seguenti valori della massa dell'accropodo (**tab. 4b**): $M= 38505 \text{ kg}$, $M=35188 \text{ kg}$, $M= 32271 \text{ kg}$ ottenendo risultati compatibili, dal punto di vista della stabilità, con la mantellata formata con massi accropodi del volume di 20 m³.

Inoltre si specifica che con i risultati ottenuti il numero di stabilità $H_s/\Delta D_n$ è pari a ... per cui è garantita la condizione $Nod=0$ (assenza di danno).

Le verifiche sono state condotte anche per l'onda avente caratteristiche $H=9.01 \text{ m}$ e $T=12.43 \text{ s}$ i cui risultati sono riportati in **tab. 5** e hanno evidenziato che i valori ottenuti della massa dell'accropodo: $M=52026 \text{ kg}$, $M= 47544 \text{ kg}$, $M=43603 \text{ kg}$ risultano compatibili, dal punto di vista della stabilità, con la mantellata formata con massi accropodi del volume di 20 m³.

3. VERIFICA DI STABILITA' IDRAULICA DELLA SCOGLIERA DI SOSTEGNO DELLA MANTELLATA

In molti casi la mantellata nella parte immersa viene protetta da una scogliera di presidio al piede.

Ai fini delle verifiche di tale scogliera, un semplice riferimento viene fornito dal manuale CIRIA/CUR Rock Manual (2007) nel quale viene stabilita una semplice relazione tra il numero di stabilità $H_s/\Delta D_{n50}$ e la profondità relativa al piede h_t/h_s . Comunque questa relazione è applicabile solo per condizioni di profondità limitata. Vari studi (Gerding, 1993) e (Van der Meer et al., 1995) hanno approfondito gli argomenti con ulteriori dati, che sono stati analizzati e descritti nello studio di Van der Meer (1998). Con questa nuova formula il danno viene quantificato attraverso il parametro N_{od} ; per la berma del piede l'interpretazione del livello del danno è la seguente (Van der Meer, 1998):

$N_{od} = 0.50$: inizio del danno

$N_{od} = 2.0$: alcuni massi oscillano o subiscono movimenti

$N_{od} = 4.0$: i massi fuoriescono completamente del piede

I parametri di Input/Output e la formula sono di seguito elencati.

Input

$[H_s]$	Altezza dell'onda significativa	(m)
$[N_{od}]$	Numero di unità spostate in un D_n	(-)
$[D_{n50}]$	Scogli con passante in peso al 50%	(m)
h_t	Profondità del piede dal livello del mare	(m)
ρ_a	Densità del masso	(Kg/m ³)
ρ_w	Densità dell'acqua	(Kg/m ³)
h	Profondità dell'acqua dal livello del mare	(m)

I parametri tra parentesi quadre [...] possono essere parametri di input o output in funzione dell'uso della definizione.

Fattore di stabilità

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

Limiti

$$0.01 \text{ m} < H_s < 20 \text{ m}$$

$$0.4 < h_t/h < 0.9$$

$$3 < h_t/D_{n50} < 25$$

$$2 < N_{od}^{-0.15} H_s / (\Delta D_{n50})$$

Le verifiche sono state condotte, utilizzando il software Breakwat 3.3, per le seguenti sezioni tipo rappresentative della scogliera di sostegno per l'intera diga foranea:

- Sezione tipo F (**fig. 6**)

Considerando i seguenti casi:

- $h=-10.00 \text{ m}$; $h_t=-6.00 \text{ m}$; $H_d=7.80 \text{ m}$
- $h=-12.00 \text{ m}$; $h_t=-8.00 \text{ m}$; $H_d=8.15 \text{ m}$
- $h=-12.00 \text{ m}$; $h_t=-8.00 \text{ m}$; $H_d=9.01 \text{ m}$

- Sezione tipo I (**fig. 7**):

Considerando i seguenti casi:

- $h=-14.00 \text{ m}$; $h_t=-8.00 \text{ m}$; $H_d=8.15 \text{ m}$
- $h=-14.00 \text{ m}$; $h_t=-8.00 \text{ m}$; $H_d=9.01 \text{ m}$

Ciascuna configurazione è stata verificata utilizzando tre valori della densità degli scogli ρ_a (2650 – 2675 – 2700 kg/mc) e tre valori del coefficiente Nod (Nod= 0.5, Nod= 2, Nod= 4).

Le verifiche, condotte per le due sezioni tipo della diga foranea, hanno fornito il valore della massa M50 (kg) richiesta e il rispettivo diametro nominale (Dn50) (**tabb. 6-7-8-9-10**).

Dai risultati ottenuti si evince che il valore della massa richiesta alla berma per entrambe le sezioni risulta inferiore a quella adottata in fase di progetto.

In conclusione, le verifiche hanno messo in evidenza che gli scogli previsti in progetto da 7 a 15 t, disposti a presidio del piede della mantellata in accropodi garantiscono la stabilità del piede della stessa.

4. VALUTAZIONE DELLA FUNZIONALITA' IDRAULICA DELLA DIGA FORANEA

La valutazione della funzionalità idraulica di un'opera a gettata ha lo scopo di garantire la stabilità e la sicurezza della diga in presenza delle mareggiate estreme.

Tale valutazione viene effettuata con riferimento a due parametri chiave: il run-up e la portata di tracimazione.

La determinazione del run-up ha lo scopo di accertare che la quota di coronamento del muro paraonde (o della berma superiore nel caso in cui questa risultasse più elevata del muro) risulti adeguata tenendo conto anche delle esigenze paesaggistiche del sito. L'esito di tale verifica dipenderà poi essenzialmente dalla valutazione della portata di tracimazione e dal confronto di tale valore con i limiti previsti dal CEM (Coastal Engineering Manual) in funzione della destinazione d'uso della stessa.

4.1. CALCOLO DEL RUN-UP

La valutazione del run-up dipende fondamentalmente dalla permeabilità della struttura, dalla ripidità e dal periodo dell'onda.

La formula utilizzata è quella suggerita dall'Eurotop Manual 2018:

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = 1.07 \gamma_{f,surging} \gamma_{\beta} \left(4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}}} \right)$$

Dove:

- $\gamma_{f,surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) (1 - \gamma_f) / 8.2$
- γ_f fattore di scabrezza, che dipende dalla tipologia di mantellata
- H_{m0} è l'altezza d'onda spettrale
- γ_{β} fattore di riduzione per onde oblique, che dipende da β
- γ_b è il fattore di riduzione in presenza di berma intermedia
- $\xi_{m-1,0}$ è il parametro di frangimento spettrale

Inoltre $R_{u,2\%}/H_{m0}$ presenta un massimo, nel caso di strutture permeabili pari a 2.14.

Nel caso in esame la valutazione del run-up si riduce essenzialmente a quella relativa a due tratti della diga foranea: il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m e il tratto che va dalla progr. 34.10 m alla 140.80 ovvero il caso di onda frangente e quello di onda non frangente. Infatti, per le rimanenti sezioni, l'interazione tra le caratteristiche del moto ondoso e l'opera foranea non risulta differente dal punto di vista della funzionalità idraulica.

Per il tratto che va *dalla progr. 0.00 alla progr. 34.10 m*, il calcolo del run -up è stato effettuato considerando le seguenti caratteristiche ondose:

$$H=7.80 \text{ m e } T=11.65 \text{ s}$$

$$H=7.80 \text{ m; } T=12.43 \text{ s}$$

Sulla base di quanto detto sono stati ricavati i rispettivi valori di run-up riportati nelle **tabb.**

11-12 pari a:

$$Ru,2\% = 10.33 \text{ m}$$

$$Ru,2\% = 10.40 \text{ m}$$

Per il tratto che va *dalla progr. 34.10 alla progr. 140.80 m*, , il calcolo del run -up è stato effettuato considerando le seguenti caratteristiche ondose:

$$H=8.15 \text{ m e } T=11.65 \text{ s}$$

$$H=9.01 \text{ m; } T=12.43 \text{ s}$$

Sulla base di quanto detto sono stati ricavati i rispettivi valori di run-up riportati nelle **tabb.**

13-14 pari a:

$$Ru,2\% = 10.77 \text{ m}$$

$$Ru,2\% = 11.92 \text{ m}$$

4.2. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE

Per quanto riguarda la tracimazione, generalmente, la portata di overtopping è funzione dei seguenti parametri:

- H_{m0} : [m] altezza d'onda significativa al piede della struttura;
- $T_{m-1.0}$: [s] periodo d'onda spettrale;
- R_c : [m] quota della sommità del muro paraonde rispetto al livello medio del mare (l.m.m.);
- α : [°] angolo che il paramento della mantellata forma con il piano orizzontale;
- β : [°] angolo tra la direzione di propagazione delle onde e la perpendicolare all'asse della struttura ;
- g : [m/s²] accelerazione gravitazionale;
- Geometria della struttura.

La formula utilizzata per opere a gettata è quella riportata nell'Eurotop Manual 2018 ovvero:

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.1035 * \exp[-(1.35 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_f * \gamma_\beta})^{1.3}]$$

Dove:

- γ_f : fattore di scabrezza, che dipende dalla tipologia di mantellata
- γ_β : fattore di riduzione per onde oblique, che dipende da β .

γ_β è definito come:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063|\beta| \quad \text{per } 0^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$$
$$\gamma_\beta = 0.496 \quad \text{per } |\beta| > 80^\circ$$

Per tenere conto della presenza della berma sulla cresta della mantellata, si introduce un fattore riduttivo C_r da applicare alla portata media tracimata (correzione di Besley, 1999).

C_r si calcola mediante la seguente formula:

$$C_r = 3.06 * \exp(-\frac{1.5 * G_c}{H_{m0}})$$

Nella tabella seguente sono riportati i gradi di rischio in funzione della portata di overtopping (CEM).

m ³ /s per m			litri/s per m				
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale				
	Veicoli	Pedoni	Costruzioni		Dighe coperte da coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni	
10 ⁰				Difese di argini			1000
10 ⁻¹	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni anche se interamente protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200
						Danni per lungomari non pavimentati	100
							50
				Danni se la scarpa a tergo non è protetta			20
10 ⁻²				Danni se la cresta non è protetta			10
10 ⁻³					Inizio di danno		2
							1
10 ⁻⁴	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berna orizzontale				Nessun danno	
		Pericoloso per opere a parete					0.1
							0.03
10 ⁻⁵	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale	Percorso		Nessun danno			0.02
		difficoltoso ma					0.01
10 ⁻⁶	Non percorribile con sicurezza alle alte velocità	non pericoloso	Qualche danno alle opere accessorie		Nessun danno		0.004
10 ⁻⁷	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Percorso bagnato non difficoltoso	Nessun danno				

Per il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m la valutazione della portata di overtopping è stata effettuata con riferimento alla condizione di frangimento corrispondente alle seguenti caratteristiche ondose:

$$H_d = 7.80 \text{ m}; T = 11.65 \text{ s}$$

$$H_d = 7.80 \text{ m}; T = 12.43 \text{ s}$$

Sulla base di tali considerazioni e dei parametri input riportati in **tabb. 15-16** è stata determinata in entrambi i casi ua portata q di overtopping pari a:

$$q = 23.24 \text{ l/s (per m)}$$

Per il tratto che va *dalla progr. 34.10 m alla progr. 140.80 m* la valutazione della portata di overtopping è stata effettuata con riferimento alla condizione di non frangimento corrispondente alle seguenti caratteristiche ondose:

$$H_d=8.15 \text{ m}; T=11.65 \text{ s}$$

$$H_d=9.01 \text{ m}; T=12.43 \text{ s}$$

Sulla base di tali considerazioni e dei parametri input riportati nelle **tabb. 17-18** è stata determinata la portata q di overtopping rispettivamente pari a:

$$q= 35.43 \text{ l/s (per m)} \quad \text{per } H_d=8.15 \text{ m}; T=11.65 \text{ s}$$

Nel caso più critico con $T = 50$ anni, si può arrivare a valori della portata di overtopping:

$$q= 82.46 \text{ l/s (per m)} \quad \text{per } H_d=9.01 \text{ m}; T=12.43 \text{ s}$$

che può provocare danni alle pavimentazioni ma non il collasso della struttura, che può essere pericolosa per il traffico di veicoli e pedoni sulle banchine.

Per cui, in caso di mareggiate di elevate intensità, la pubblica fruizione delle banchine della diga foranea dovrà essere interdetta.

A tal fine saranno installati dei cartelli di segnalazione del pericolo per il pubblico.

Comunque bisogna tenere conto che dalle prove su modello fisico i valori della portata di overtopping sono risultati di entità minore pari a circa 12 l/s per m e pari a 19 l/s per m in base alle configurazioni testate.

5. CONCLUSIONI SUI RISULTATI DELLE VERIFICHE ANALITICHE E CONFRONTO CON QUELLE OTTENUTE CON LE PROVE SU MODELLO FISICO

Le verifiche analitiche, effettuate con il software BREAKWAT, sul tronco della mantellata e in particolare nei tratti presi in considerazione, dalla progr. 0.00 m alla 34.10 m e dalla progr. 34.10 m alla progr. 135.80 m per i tratti con gli accropodi da 16 m^3 , hanno messo in evidenza che la stabilità della mantellata viene sempre assicurata per il volume sopra considerato, con massi confezionati con conglomerato cementizio del peso specifico non inferiore a 2400 kg/m^3 . La berma al piede della diga di presidio alla mantellata in accropodi, costituita con scogli dal peso compreso tra 7 e 15 t, garantisce la stabilità della struttura nel suo complesso.

Quanto sopra conferma i risultati delle prove su modello fisico effettuate dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania, secondo cui la configurazione proposta mostra caratteristiche di resistenza complessivamente migliori rispetto alle altre configurazioni testate in laboratorio, assicurando una stabilità adeguata anche nei riguardi delle portate tracimanti, che sono risultate dell'ordine di 12 l/sm, non preoccupanti per la sicurezza della struttura ma non nei confronti della sicurezza del traffico.

Pertanto, in presenza di mareggiate bisogna provvedere alla interdizione dell'affluenza del pubblico sulla banchina della diga foranea.

Anche per la testata, per la quale si è ritenuto di utilizzare massi accropodi del volume pari a 20 m^3 , la stabilità della stessa è sempre assicurata considerando un peso specifico del calcestruzzo non inferiore a 2400 kg/m^3 .

Tab. 1a - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 0.00 m ALLA 34.10 m - FRANGIMENTO				
INPUT		V =16 m3, Hd = 7.80 m		
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.5	51.5	51.5
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	12	12	12
(M) Armour unit mass	kg	37600	38400	39200
OUTPUT				
(Hs) Significant wave height	m	8.20	8.51	8.82
(Dn) Nominal armour size	m	2.52	2.52	2.52
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.52	2.52	2.52
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.115	0.115	0.115

Tab. 1b - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 0.00 m ALLA 34.10 m - FRANGIMENTO				
INPUT		V =16 m3, Hd = 7.80 m		
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.5	51.5	51.5
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	12	12	12
(Hs) Significant wave height	m	7.8	7.8	7.8
OUTPUT				
(M) Armour unit mass	kg	32348	29561	27111
(Dn) Nominal armour size	m	2.40	2.31	2.23
(V) Unit Volume	m3	13.8	12.3	11.1
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.52	2.52	2.52
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.128	0.137	0.147

Tab. 2a - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 34.10 m ALLA 135.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT	V=16 m3; Hd=8.15 m;			
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.5	51.5	51.5
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	15	15	15
(M) Armour unit mass	kg	37600	38400	39200
OUTPUT				
(Hs) Significant wave height	m	8.83	9.17	9.50
(Dn) Nominal armour size	m	2.52	2.52	2.52
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.712	2.712	2.712
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.115	0.115	0.115

Tab. 2b - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 34.10 m ALLA 135.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT	Hs=8.15 m; V=16 m3			
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.5	51.5	51.5
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	15	15	15
(Hs) Significant wave height	m	8.15	8.15	8.15
OUTPUT				
(M) Armour unit mass	kg	29520	26978	24741
(Dn) Nominal armour size	m	2.325	2.24	2.161
(V) Unit Volume	m3	12.56	11.24	10.10
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.71	2.71	2.71
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.136	0.146	0.157

Tab. 3 - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 34.10 m ALLA 135.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT	V = 16 m3, Hd = 9.01 m			
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.55	51.55	51.55
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	15	15	15
(Hs) Significant wave height	m	9.01	9.01	9.01
OUTPUT				
(M) Armour unit mass	kg	39886	36451	33429
(Dn) Nominal armour size	m	2.57	2.476	2.39
(V) Unit Volume	m3	16.97	15.19	13.64
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.71	2.71	2.71
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.11	0.12	0.13

Tab. 4a - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 135.80 m ALLA 140.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT		V = 20 m3, Hd = 8.15 m		
([rho]a) Armour density	kg/m3	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.55	51.55	51.55
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	11.5	11.5	11.5
(M) Armour unit mass	kg	47000	48000	49000
OUTPUT				
(Hs) Significant wave height	m	8.71	9.04	9.37
(Dn) Nominal armour size	m	2.71	2.71	2.71
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.482	2.482	2.482
(Nr/A) Placement density	units/m2	0.10	0.10	0.10

Tab. 4b - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 135.80 m ALLA 140.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT		V=20 m ³ ; Hs=8.15 m		
([rho]a) Armour density	kg/m ³	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m ³	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.5	51.5	51.5
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	11.5	11.5	11.5
(Hs) Significant wave height	m	8.15	8.15	8.15
OUTPUT				
(M) Armour unit mass	kg	38505	35188	32271
(Dn) Nominal armour size	m	2.54	2.45	2.36
(V) Unit Volume	m ³	16.39	14.66	13.17
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.482	2.482	2.482
(Nr/A) Placement density	units/m ²	0.11	0.12	0.13

Tab. 5 - SEZIONE TIPO DALLA PROGR. 135.80 m ALLA 140.80 m - NO FRANGIMENTO				
INPUT		V = 20 m ³ , Hd = 9.01 m		
([rho]a) Armour density	kg/m ³	2350	2400	2450
([rho]w) Water density	kg/m ³	1025	1025	1025
(cot([alpha]s)) Structure slope angle	-	1.33	1.33	1.33
(nt) Number of armour layers	-	1	1	1
(nv) Volumetric porosity	%	51.55	51.55	51.55
(K[delta]) Armour layer coefficient	-	1.51	1.51	1.51
([alpha]Hs) Wave height factor	-	1	1	1
(KD) Stability coefficient	-	11.5	11.5	11.5
(Hs) Significant wave height	m	9.01	9.01	9.01
OUTPUT				
(M) Armour unit mass	kg	52026	47544	43603
(Dn) Nominal armour size	m	2.81	2.71	2.61
(V) Unit Volume	m ³	22.14	19.81	17.80
(Hs/[delta]Dn) Stability number	-	2.482	2.482	2.482
(Nr/A) Placement density	units/m ²	0.09	0.10	0.11

Tab. 6 - Verifica di stabilità della scogliera di presidio della SEZIONE TIPO F - Hs =7.80 m										
INPUT		h= -10.00 m; ht=-6.00 m; Hs=7.80 m								
(h) Water depth	m	10	10	10	10	10	10	10	10	10
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650	2675	2700	2650	2675	2700	2650	2675	2700
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025
(Nod) No. of displaced units	-	0.5	0.5	0.5	2	2	2	4	4	4
(ht) depth of toe below swl	m	6	6	6	6	6	6	6	6	6
(Hs) Significant wave height	m	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
OUTPUT										
(M50) Armour mass	kg	9548	9206	8882	5116	4933	4760	3745	3612	3484
(ht/h) Relative toe depth	m	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
(Dn50) Nominal rock size	m	1.53	1.51	1.49	1.25	1.23	1.21	1.12	1.11	1.09
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	3.21	3.21	3.21	3.95	3.95	3.95	4.38	4.38	4.38
(ht/Dn50) Relative toe depth	m	3.91	3.97	4.03	4.82	4.89	4.97	5.35	5.43	5.51

Tab. 7 - Verifica di stabilità della scogliera di presidio della SEZIONE TIPO F - Hs =8.15 m										
INPUT		h= -12.00 m; ht=-8.00 m; Hs=8.15 m								
(h) Water depth	m	12	12	12	12	12	12	12	12	12
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650	2675	2700	2650	2675	2700	2650	2675	2700
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025
(Nod) No. of displaced units	-	0.5	0.5	0.5	2	2	2	4	4	4
(ht) depth of toe below swl	m	8	8	8	8	8	8	8	8	8
(Hs) Significant wave height	m	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15
OUTPUT										
(M50) Armour mass	kg	7270	7010	6763	3896	3756	3624	2852	2750	2653
(ht/h) Relative toe depth	m	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
(Dn50) Nominal rock size	m	1.4	1.379	1.358	1.137	1.12	1.103	1.025	1.009	0.994
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	3.67	3.67	3.67	4.52	4.52	4.52	5.02	5.02	5.02
(ht/Dn50) Relative toe depth	m	5.72	5.80	5.89	7.04	7.14	7.25	7.81	7.93	8.05

Tab. 8 - Verifica di stabilità della scogliera di presidio della SEZIONE TIPO F - Hs =9.01 m										
INPUT		h= -12.00 m; ht=-8.00 m; Hs=9.01 m								
(h) Water depth	m	12	12	12	12	12	12	12	12	12
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650	2675	2700	2650	2675	2700	2650	2675	2700
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025
(Nod) No. of displaced units	-	0.5	0.5	0.5	2	2	2	4	4	4
(ht) depth of toe below swl	m	8	8	8	8	8	8	8	8	8
(Hs) Significant wave height	m	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01
OUTPUT										
(M50) Armour mass	kg	9823	9471	9138	5264	5076	4897	3853	3716	3585
(ht/h) Relative toe depth	m	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
(Dn50) Nominal rock size	m	1.55	1.52	1.50	1.26	1.24	1.22	1.13	1.12	1.10
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	3.67	3.67	3.67	4.52	4.52	4.52	5.02	5.02	5.02
(ht/Dn50) Relative toe depth	m	5.17	5.25	5.33	6.36	6.46	6.56	7.06	7.17	7.28

Tab. 9 - Verifica di stabilità della scogliera di presidio della SEZIONE TIPO I - Hs =8.15 m										
INPUT		h= -14.00 m; ht=-8.00 m; Hs=8.15 m								
(h) Water depth	m	14	14	14	14	14	14	14	14	14
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650	2675	2700	2650	2675	2700	2650	2675	2700
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025
(Nod) No. of displaced units	-	0.5	0.5	0.5	2	2	2	4	4	4
(ht) depth of toe below swl	m	8	8	8	8	8	8	8	8	8
(Hs) Significant wave height	m	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15	8.15
OUTPUT										
(M50) Armour mass	kg	12869	12409	11973	6896	6650	6416	5048	4868	4697
(ht/h) Relative toe depth	m	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
(Dn50) Nominal rock size	m	1.69	1.67	1.64	1.38	1.36	1.33	1.24	1.221	1.20
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	3.04	3.04	3.04	3.74	3.74	3.74	4.15	4.15	4.15
(ht/Dn50) Relative toe depth	m	4.72	4.80	4.87	5.82	5.91	6.00	6.45	6.55	6.65

Tab. 10 - Verifica di stabilità della scogliera di presidio della SEZIONE TIPO I - Hs =9.01 m										
INPUT		h= -14.00 m; ht=-8.00 m; Hs=9.01 m								
(h) Water depth	m	14	14	14	14	14	14	14	14	14
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650	2675	2700	2650	2675	2700	2650	2675	2700
([rho]w) Water density	kg/m3	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025	1025
(Nod) No. of displaced units	-	0.5	0.5	0.5	2	2	2	4	4	4
(ht) depth of toe below swl	m	8	8	8	8	8	8	8	8	8
(Hs) Significant wave height	m	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01
OUTPUT										
(M50) Armour mass	kg	17388	16766	16177	9318	8985	8669	6821	6577	6346
(ht/h) Relative toe depth	m	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
(Dn50) Nominal rock size	m	1.87	1.84	1.82	1.52	1.50	1.48	1.37	1.35	1.33
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	3.04	3.04	3.04	3.74	3.74	3.74	4.15	4.15	4.15
(ht/Dn50) Relative toe depth	m	4.27	4.34	4.41	5.26	5.34	5.42	5.84	5.93	6.02

INPUT	
Hs =	8.15 m
T =	11.65 s
$T_{m-1,0}$ =	12.68
$H_{m,0}$ =	7.80 m
g =	9.81 m/s ²
γf =	0.40
$\gamma f, \text{surg}$ =	0.30
$\gamma \beta$ =	0.95
γb =	1
tg α =	0.75
$s_{m-1,0}$ =	0.0311
$\xi_{m-1,0}$ =	4.25
OUTPUT	
Ru,2% =	10.33 m

Tabella 11 - Determinazione del run-up per il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m per H=7.80 m, T=11.65 s

INPUT	
Hs =	7.80 m
T =	12.43 s
$T_{m-1,0}$ =	13.55 s
$H_{m,0}$ =	7.80 m
g =	9.81 m/s ²
γf =	0.40
$\gamma f, \text{surg}$ =	0.35
$\gamma \beta$ =	0.95
γb =	1
tg α =	0.75
$s_{m-1,0}$ =	0.0272
$\xi_{m-1,0}$ =	4.55
OUTPUT	
Ru,2% =	10.40 m

Tabella 12 - Determinazione del run-up per il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m per H=7.80 m, T=12.43 s

INPUT	
Hs =	8.15 m
T =	11.65 s
$T_{m-1,0}$ =	12.68
$H_{m,0}$ =	8.15 m
g =	9.81 m/s ²
γ_f =	0.40
$\gamma_{f,surg}$ =	0.30
$\gamma\beta$ =	0.95
γ_b =	1
$\tan \alpha$ =	0.75
$s_{m-1,0}$ =	0.0325
$\xi_{m-1,0}$ =	4.16
OUTPUT	
Ru,2% =	10.77 m

Tabella 13 - Determinazione del run-up per il tratto che va dalla progr. 34.10 m alla progr. 140.80 m per H=8.15 m, T=11.65 s

INPUT	
Hs =	9.01 m
T =	12.43 s
$T_{m-1,0}$ =	13.55
$H_{m,0}$ =	9.01 m
g =	9.81 m/s ²
γ_f =	0.40
$\gamma_{f,surg}$ =	0.31
$\gamma\beta$ =	0.95
γ_b =	1
$\tan \alpha$ =	0.75
$s_{m-1,0}$ =	0.0314
$\xi_{m-1,0}$ =	4.23
OUTPUT	
Ru,2% =	11.92 m

Tabella 14 - Determinazione del run-up per il tratto che va dalla progr. 34.10 m alla progr. 140.80 m per H=9.01 m, T=12.43 s

INPUT			
Altezza d'onda incidente	H_{m0}	7.80	[m]
Periodo d'onda spettrale	$T_{m-1.0}$	12.68	[s]
Quota di coronamento sul l.m.m.	R_c	7.50	[m]
Pendenza della scogliera	$\tan \alpha$	0.75	[-]
Angolo di incidenza onde	β	8.67	[°]
Larghezza berma superiore	G_c	9.70	[m]
Fattore di riduzione per onde oblique	$\gamma\beta$	0.95	-
Fattore di scabrezza	γf	0.40	
Fattore di scabrezza “surging”	$\gamma f, \text{surg}$	0.31	
Parametro di ripidità dell'onda	$sm-1.0$	0.0311	-
Fattore di correzione per berma in cresta	Cr	0.47	
OUTPUT			
Portata di tracimazione	q	23.24	[l/s l/s (per m)]

Tabella 15 – Calcolo della portata di overtopping per il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m per $H=7.80$ m, $T=11.65$ s

INPUT			
Altezza d'onda incidente	H_{m0}	7.80	[m]
Periodo d'onda spettrale	$T_{m-1.0}$	13.55	[s]
Quota di coronamento sul l.m.m.	R_c	7.50	[m]
Pendenza della scogliera	$\tan \alpha$	0.75	[-]
Angolo di incidenza onde	β	8.67	[°]
Larghezza berma superiore	G_c	9.70	[m]
Fattore di riduzione per onde oblique	$\gamma\beta$	0.95	-
Fattore di scabrezza	γf	0.40	
Fattore di scabrezza “surging”	$\gamma f, \text{surg}$	0.35	
Parametro di ripidità dell'onda	$sm-1.0$	0.0314	-
Fattore di correzione per berma in cresta	Cr	0.58	
OUTPUT			
Portata di tracimazione	q	23.24	[l/s l/s (per m)]

Tabella 16 - Calcolo della portata di overtopping per il tratto che va dalla progr. 0.00 m alla progr. 34.10 m per $H=7.80$ m, $T=12.43$ s

INPUT			
Altezza d'onda incidente	H_{m0}	8.15	[m]
Periodo d'onda spettrale	$T_{m-1.0}$	12.68	[s]
Quota di coronamento sul l.m.m.	R_c	7.50	[m]
Pendenza della scogliera	$\tan \alpha$	0.75	[-]
Angolo di incidenza onde	β	8.67	[°]
Larghezza berma superiore	G_c	9.70	[m]
Fattore di riduzione per onde oblique	$\gamma\beta$	0.95	-
Fattore di scabrezza	γf	0.40	
Fattore di scabrezza “surging”	$\gamma f, \text{surg}$	0.30	
Parametro di ripidità dell’onda	$sm-1.0$	0.0325	-
Fattore di correzione per berma in cresta	Cr	0.51	
OUTPUT			
Portata di tracimazione	q	35.43	[l/s (per m)]

Tabella 17 - Calcolo della portata di overtopping per il tratto che va dalla progr. 34.10 m alla progr. 140.80 m per H=8.15 m, T=11.65 s

INPUT			
Altezza d'onda incidente	H_{m0}	9.01	[m]
Periodo d'onda spettrale	$T_{m-1.0}$	13.55	[s]
Quota di coronamento sul l.m.m.	R_c	7.50	[m]
Pendenza della scogliera	$\tan \alpha$	0.75	[-]
Angolo di incidenza onde	β	8.67	[°]
Larghezza berma superiore	G_c	9.70	[m]
Fattore di riduzione per onde oblique	$\gamma\beta$	0.95	-
Fattore di scabrezza	γf	0.40	
Fattore di scabrezza “surging”	$\gamma f, \text{surg}$	0.31	
Parametro di ripidità dell’onda	$sm-1.0$	0.0314	-
Fattore di correzione per berma in cresta	Cr	0.58	
OUTPUT			
Portata di tracimazione	q	82.46	[l/s l/s (per m)]

Tabella 18 - Calcolo della portata di overtopping per il tratto che va dalla progr. 34.10 m alla progr. 140.80 m per H=9.01 m, T=12.43 s