



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl
Via Banchina F - Val da Rio
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni
CCC Società Cooperativa
Via Marco Emilio Lepido, 182/2
40132 Bologna

PROGETTAZIONE



favero&milan ingegneria

30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere 8/10
www.favero-milan.com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
fm@favero-milan.com



20143 Milano
Viale Cassala, 11

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

**OPERE DI PROTEZIONE A SCOGLIERA
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI PROTEZIONE
A SCOGLIERA E RIPASCIMENTO**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

G797FMFR067

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMFR067.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO V.C. - F.F.	APPROVATO T.T.

Indice Generale

1	INTRODUZIONE E CONTENUTI DELLA RELAZIONE	4
1.1	IMPOSTAZIONE DELLE RELAZIONI RELATIVE AGLI ASPETTI IDRAULICO MARITTIMI	4
1.2	CONTENUTI DEL PRESENTE ELABORATO	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	6
2.2	NORME NAZIONALI.....	6
2.3	NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA	7
3.2	ACCIAIO	7
3.3	MASSI NATURALI.....	7
4	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	8
5	SCOGLIERA LATO SUD E LATO NORD.....	9
5.1	ONDE DI PROGETTO.....	9
5.2	SCELTA DEL TIPO DI MASSO ARTIFICIALE.....	10
5.3	DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA	12
5.4	DIMENSIONAMENTO DEI SOTTOSTRATI DELLA MANTELLATA	13
6	TRACIMAZIONE.....	15
6.1	ONDE PER IL CALCOLO DELLA TRACIMAZIONE	15
6.2	APPLICAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO.....	15
6.3	ANALISI DEI RISULTATI.....	16
7	SCOGLIERE DI PROTEZIONE DEL RIPASCIMENTO	16
7.1	LAYOUT PROGETTUALE	17
7.2	ONDE DI PROGETTO.....	19
7.3	DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA DELLA SCOGLIERA EMERSA	19
7.3.1	Accettabilità dei danni alle mantellate	19
7.3.2	Formula di Van der Meer per scogliere emerse	20
7.3.3	Applicazione del codice BREAKWAT (mantellata scogliera emersa).....	21
7.4	DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA DELLA SCOGLIERA SOMMERSA	22
7.4.1	Formula di Van der Meer per scogliere sommerse	22
7.4.2	Dimensionamento mantellata scogliera sommersa	23
7.4.3	Applicazione del codice BREAKWAT (mantellata scogliera sommersa).....	23
7.5	DIMENSIONAMENTO DEGLI STRATI FILTRO	27
8	RIPASCIMENTO PROTETTO.....	29
8.1	CALCOLO DEL PROFILO DI EQUILIBRIO	29
9	RIPASCIMENTO NON PROTETTO.....	31
10	ULTERIORI INTERVENTI DI PROTEZIONE COSTIERA.....	32
11	CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA.....	35
12	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' GLOBALE.....	36
12.1	PARAMETRI DI RESISTENZA E MODALITA' DI VERIFICA	36
12.2	VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	37

12.3	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCOGLIERA AREA SUD	38
12.3.1	Stato limite di esercizio in fase statica	38
12.3.2	Stato limite di esercizio in fase sismica: SLD.....	38
12.3.3	Stato limite ultimo in fase statica.....	39
12.3.4	Stato limite ultimo in fase sismica:SLV	39
12.4	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCOGLIERA AREA NORD	39
12.4.1	Stato limite di esercizio in fase statica	40
12.4.2	Stato limite di esercizio in fase sismica: SLD.....	40
12.4.3	Stato limite ultimo in fase statica.....	40
12.4.4	Stato limite ultimo in fase sismica:SLV	41
13	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE	42
13.1	SCOGLIERA AREA SUD	42
13.1.1	RISULTATI ANALISI DI STABILITA'	43
13.2	SCOGLIERA AREA NORD	43
13.2.1	RISULTATI ANALISI DI STABILITA'	43

Indice delle Figure

Figura 1- Schema dell'articolazione delle relazioni relative agli aspetti idraulico-marittimi del presente Progetto Definitivo	5
Figura 2 – Posizione dei punti locali di valutazione del moto ondoso	10
Figura 3 – Dimensioni dell'elemento CORE-LOC da 3.9 m ³	13
Figura 4 – Sezione tipo scogliera lato sud	14
Figura 5 - Sezione tipo scogliera lato nord	14
Figura 6 - Schermata del “calculation tool” online utilizzato per il calcolo della tracimazione delle scogliere	15
Figura 7 – Esempio di protezione di un litorale con scogliere parallele	17
Figura 8 – Esempio dell'evoluzione di un litorale protetto da scogliere simili a quelle in progetto	18
Figura 9 - Sezione tipo scogliera emersa	27
Figura 10 - Sezione tipo scogliera sommersa	28
Figura 11 Andamento del parametro A in funzione della granulometria e della velocità di caduta del sedimento	29
Figura 12 – Profili di equilibrio secondo la formula di Dean	29
Figura 13 – Sezione tipo del ripascimento	30
Figura 14 - Risultati ENDEC per un'onda propagata su fondale con e senza barra sommersa	32
Figura 15 – sez. E-E- $F_s=1.540>1.43$	38
Figura 16 – sez. E-E- $F_s=2.329>1.43$	38
Figura 17 – sez. E-E- $F_s=1.234>1.21$	39
Figura 18 – sez. E-E- $F_s=1.407>1.21$	39
Figura 19– $F_s=2.270>1.43$	40
Figura 20 – $F_s=1.909>1.43$	40
Figura 21 – $F_s=1.818>1.21$	41
Figura 22 – $F_s=1.318>1.21$	41
Figura 23 – Area Sud potenzialmente suscettibile di liquefazione .	42
Figura 24 – $F_s=1.24>1.21$	43
Figura 25 – Area Nord soggetta a intervento di vibroflottazione.	43
Figura 26 – $F_s=1.214>1.21$	44

1 INTRODUZIONE E CONTENUTI DELLA RELAZIONE

1.1 IMPOSTAZIONE DELLE RELAZIONI RELATIVE AGLI ASPETTI IDRAULICO MARITTIMI

Il Progetto Definitivo delle opere marittime ha richiesto analisi in molteplici settori di studio ed indagine. Alcuni aspetti sono già stati oggetto di analisi approfondite in sede del progetto preliminare a base di gara, analisi che si considerano esaustive ed i cui risultati vengono quindi conformati ed assunti a base della progettazione definitiva.

Per altri aspetti progettuali, che si ritengono particolarmente qualificanti per il progetto definitivo proposto, si sono invece effettuate attività integrative od originali.

Per maggiore chiarezza e facilità di consultazione degli elaborati di progetto si ritiene opportuno premettere uno schema che individua:

- le relazioni attinenti gli aspetti idraulico-marittimi che compongono il Progetto Definitivo
- i contenuti delle singole relazioni
- le parti delle relazioni del Progetto Preliminare che vengono confermate ed allegate in copia controfirmate
- le attività integrative ed originali sviluppate.

Lo schema è presentato nella Fig. 1.1.

1.2 CONTENUTI DEL PRESENTE ELABORATO

La seguente relazione riporta i calcoli effettuati per il dimensionamento delle opere di difesa a gettata e degli interventi di protezione costiera con ripascimento previsti dal progetto Definitivo dello scalo marittimo di Tremestieri.

La relazione è divisa nei seguenti punti fondamentali:

- dimensionamento delle scogliere a lato sud e lato nord dello scalo;
- tracimazione delle scogliere lato sud e nord;
- stabilità geotecnica globale delle scogliere;
- dimensionamento della scogliera di protezione del ripascimento;
- profilo di equilibrio del ripascimento;
- verifica geotecnica dei pendii e alla liquefazione del terreno.

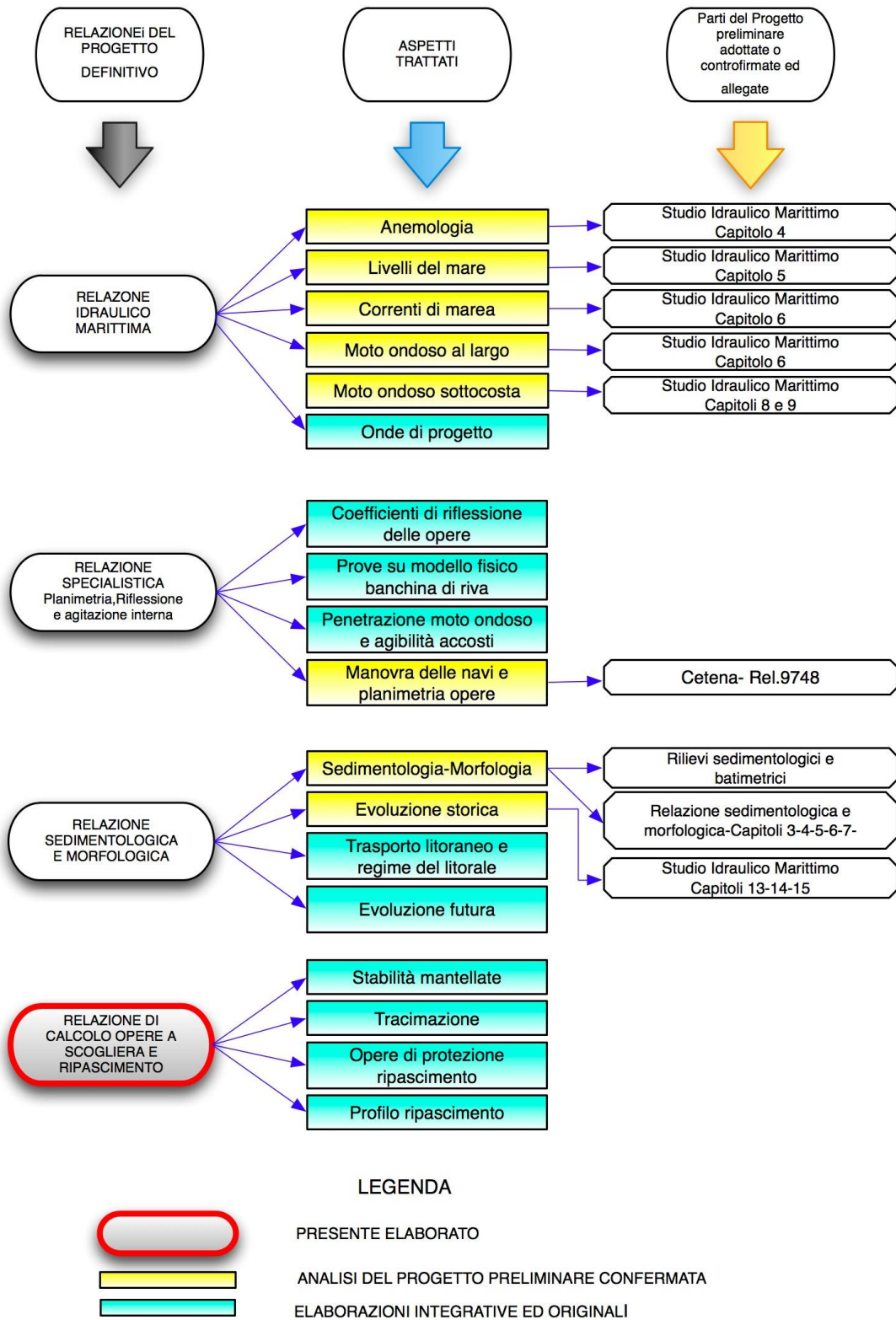


Figura 1- Schema dell'articolazione delle relazioni relative agli aspetti idraulico-marittimi del presente Progetto Definitivo

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*”.
- D.M. 14.1.2008 – “*Norme tecniche per le costruzioni*”.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – “*Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. 14.1.2008.

2.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 – “*Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità*”
- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: “*Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*”.
- Circ. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./S.T.C.: “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*”.

2.3 NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI

- Shore Protection Manual (SPM), 1984, 4th ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2003, Coastal Engineering Manual (CEM), Pub Number EM 110-2-1100, Part VI.
- The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition), 2007, CIRIA; CUR, CETMEF; C683, CIRIA, London.
- UNI EN 1992-1-1:2005 – “*Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici*”.
- UNI EN 1997-1:2005 – “*Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali*”.
- UNI EN 1998-5:2005 – “*Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”.

3 MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

3.1 CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell'inerte $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- Classe di esposizione XS3
- Minimo contenuto di cemento 360 kg/m^3
- Massimo rapporto a/c 0.45

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot 35^{2/3}}{1.5} = 1.49 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

3.2 ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UNI EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Percentuale di allungamento $(A_{gtk})_k \geq 7.5 \%$
Rapporto $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
Rapporto $(f_y/f_{y \text{ nom}})_k \leq 1.25$

3.3 MASSI NATURALI

per quanto riguarda l'utilizzo di massi naturali di origine calcarea per la formazione delle scogliere si rimanda al capitolato speciale di appalto allegato al presente Progetto.

4 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- ENDEC - sviluppato da Delft Hydraulics permette di ottenere una riproduzione dettagliata ed affidabile degli effetti di dissipazione di energia nella zona di frangimento;
- BREKWAT sviluppato da Delft Hydraulics implementa le formule di Van der Mer per il calcolo e la verifica della stabilità degli elementi delle mantellate delle scogliere;
- OVERTOPPING ONLINE TOOL - Sviluppato da HR Wallingford nell'ambito del progetto europeo di ricerca CLASH, basato su un metodo empirico ricavato da un database di oltre 6000 dati permette di calcolare la tracimazione attraverso un'opera di difesa soggetta a moto ondososo incidente;
- SLIDE – Version 5.035 (2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes) prodotto dalla *Rocscience Inc.*, 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada (www.rocscience.com). I metodi di calcolo del coefficiente di sicurezza sono quelli di *Bishop* e *Janbu semplificato*. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].

5 SCOGLIERA LATO SUD E LATO NORD

5.1 ONDE DI PROGETTO

Per il dimensionamento delle mantellate delle scogliere di protezione dei piazzali sono state utilizzate le onde riportate nello Studio Idraulico Marittimo del Progetto Preliminare e riprese nella relazione Idraulico Marittima del presente progetto.

Per quanto riguarda la scogliera lato sud si deve far riferimento al punto A, situato in posizione omogenea per distanza e caratteristiche del fondale praticamente identiche al sito in cui ricadrà la scogliera. Analogamente per quanto riguarda la scogliera lato nord si fa riferimento alle onde del punto C e D (vedi Figura 2).

Tali onde sono state ulteriormente elaborate con un codice di calcolo che permette di valutare l'effetto della rifrazione, dello shoaling e del frangimento nei pressi della riva in maniera tale da adottare l'onda trasformata per il dimensionamento dei massi di mantellata e per la valutazione della tracimazione.

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative delle onde utilizzate.

Punto A

Stabilità	$T_R = 100$ anni	$H_S = 4.70$ m	$T_P = 9.80$ s
Tracimazione	$T_R = 1$ anno	$H_S = 3.10$ m	$T_P = 7.92$ s
	$T_R = 10$ anni	$H_S = 4.0$ m	$T_P = 9.00$ s
	$T_R = 50$ anni	$H_S = 4.5$ m	$T_P = 9.57$ s

Punto C e D

Stabilità mantellate	$T_R = 100$ anni	$H_S = 4.80$ m	$T_P = 9.80$ s
Tracimazione	$T_R = 1$ anno	$H_S = 3.24$ m	$T_P = 7.92$ s
	$T_R = 10$ anni	$H_S = 4.10$ m	$T_P = 8.98$ s
	$T_R = 50$ anni	$H_S = 4.59$ m	$T_P = 9.57$ s



Figura 2 – Posizione dei punti locali di valutazione del moto ondoso

5.2 SCELTA DEL TIPO DI MASSO ARTIFICIALE

Data la magnitudine del moto ondoso incidente si è escluso a priori la possibilità di realizzare le mantellate con massi naturali, in quanto i massi ciclopici, delle dimensioni che preliminarmente erano state determinate, sono di difficile reperimento e difficile gestione sia dal punto di vista del cantiere che del loro trasporto e messa in opera. I massi artificiali possono invece essere realizzati in sito, danno delle prestazioni in termini di rapporto tra stabilità e peso molto migliori e a parità di peso possono essere posizionati secondo una pendenza della scarpa molto più ripida.

Per quanto riguarda il tipo di masso artificiale la scelta poteva ricadere su una serie di tipologie che sono disponibili attualmente e che possono vantare un vasto numero di applicazioni nel mondo e una serie di studi sperimentali che ne garantiscono le caratteristiche prestazionali. Gli elementi che sono attualmente più utilizzati in campo internazionale e che permettono le migliori prestazioni sono i tetrapodi, i *dolos*, i cubi o cubi modificati tipo “antifer”, gli accropodi ed i CORE-LOC.

Nel caso specifico è necessario che la scogliera:






- sia più stretta possibile per ottimizzare gli spazi a terra considerando che l'elevata pendenza del fondale non permette di andare troppo verso largo;
- riduca al minimo il fenomeno della tracimazione dato che a tergo della banchina vi è un piazzale destinato a parcheggio.

Considerata la nota fragilità dei dolos e le scarse prestazioni di stabilità dei cubi rispetto agli altri tipi di massi citati sono stati esaminati i “tetrapodi”, gli “accropodi” e i “CORE-LOC”.

Dal punto di vista della stabilità i **tetrapodi** hanno un coefficiente K_D (detto appunto coefficiente di stabilità o anche di *non danneggiamento*) di circa 7-8 e per questi sono raccomandate pendenze di 2:3 (o scarpe di 3:2) o superiori e devono essere disposti in doppio strato. A vantaggio hanno la capacità di ridurre notevolmente la tracimazione con un coefficiente γ_f di 0.38.

Gli **accropodi** hanno un coefficiente di stabilità di circa 15 sono posizionabili su pendenze di 3:4 e possono essere disposti in singolo strato. Per contro hanno un coefficiente di tracimazione di γ_f di 0.46. I **CORE-LOC** hanno un coefficiente K_D molto simile a quello degli accropodi, pari a circa 16 e anche essi possono essere disposti con pendenze di 4:3 e su singolo strato, hanno però un miglior coefficiente di tracimazione con γ_f di 0.44. Inoltre i **CORE-LOC** richiedono un minore utilizzo di calcestruzzo a parità di onda di progetto.

Per tali motivi sono stati preferiti i massi tipo **CORE-LOC** per la realizzazione delle scogliere sud e nord.

Unit	Mass (t)	Number of Units	Total Concrete Mass (t)	Design Wave height (m)	3-D Image
CORE-LOC	15.0	800	12 000	7.1	
Accropode	11.8	1 017	12 000	6.0	
Dolos	6.3	1 905	12 000	5.1	
Tetrapod	3.2	3 750	12 000	4.1	
Cube	2.2	5 454	12 000	2.6	

Nella tabella comparativa della capacità prestazionale degli elementi artificiali si evince come, a parità di peso totale di una scogliera presa a riferimento, i **CORE-LOC** richiedono un minore numero di elementi ed offrano una capacità di difesa per onde decisamente migliore.

5.3 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA

Il dimensionamento della mantellata è stato fatto secondo quanto indicato e raccomandato nel CEM (Coastal Engineering Manual nel quale si riporta la formula di Hudson:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{N50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \text{ oppure } M_{50} = \frac{\rho_c H_s^3}{(K_D \cot \alpha) \Delta^3}$$

dove:

- H_s è l'altezza dell'onda di progetto;
- D_{N50} è la lunghezza del lato equivalente del cubo avente la stessa massa del CORE-LOC;
- M_{50} è la massa dell'elemento artificiale;
- ρ_c il peso specifico del calcestruzzo (23.5 kN/m^3);
- Δ è $(\rho_c/\rho_a)-1$
- ρ_a è il peso specifico dell'acqua (10.1 kN/m^3);
- $\cot \alpha$ è il rapporto di scarpa (orizzontale/verticale)
- K_D è il coefficiente di stabilità dell'elemento.

Considerando H_s pari a 4.8 m, la scarpa pari a 4:3 (1.33) e il K_D pari a 11 si ottiene che il D_{N50} è:

$$D_{N50} = \frac{H_s}{\Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} = \frac{4.8}{1.32(11 \cdot 1.333)^{1/3}} = 1.49m$$

da cui si ottiene un volume di:

$$V = D_{N50}^3 = 1.49^3 = 3.28m^3$$

Per quanto riguarda il valore di K_D utilizzato nella formula bisogna tener presente che si è in presenza di onde frangenti o al limite del frangimento e che il fondale ha una pendenza molto maggiore del 1% (dal 7 al 10%). Nelle tabelle di calcolo dei parametri degli elementi si raccomanda l'utilizzo di un K_D inferiore proprio nel caso in cui si sia in presenza di onde frangenti e di fondali con pendenza maggiore del 1%.

La valutazione del K_D è stata inoltre basata sul fatto che le scogliere presentano in pianta alcune curve e che i massi sono direttamente appoggiati al muro paraonde che delimita il piazzale. Risulta quindi ragionevole utilizzare un coefficiente di sicurezza di 1.2.

Ne deriva che il coefficiente di stabilità K_D indicato per le zone curve pari a 13 diventi pari a 11 in sede di calcolo.

Un ulteriore metodo di valutazione della dimensione dell'elemento consiste nel riferirsi al numero di stabilità di Van der Meer:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{N50}}$$

dove N_s valutato per massi di simile tipologia disposti su un unico strato vale 4.1 per condizioni di collasso e vale 3.7 per condizioni di danno incipiente. Essendo tali valori molto simili significa che tra la condizione di danno incipiente ed il collasso non vi è molto margine pertanto si valuta un coefficiente di sicurezza che secondo alcuni autori può variare tra 1.3 e 1.5. Date le condizioni particolarmente gravose (pendenza elevata del fondale, frangimento delle onde, scogliere curve) si

ritiene ragionevole utilizzare un coefficiente di sicurezza di 1.5 per ridurre il coefficiente di danno incipiente. Ne deriva un coefficiente N_s pari a circa 2.46.

Dal calcolo si ottiene dunque:

$$D_{N_{50}} = \frac{H_s}{\Delta N_s} = \frac{4.8}{1.32 \cdot 2.46} = 1.48m$$

da cui si ottiene un volume di:

$$V = D_{N_{50}}^3 = 1.48^3 = 3.23m^3$$

praticamente identico al valore ottenuto con la formula di Hudson.

La pezzatura standard immediatamente maggiore al volume ottenuto è di: $3.9 m^3$ che corrispondono alle dimensioni caratteristiche riportate nel seguente schema.

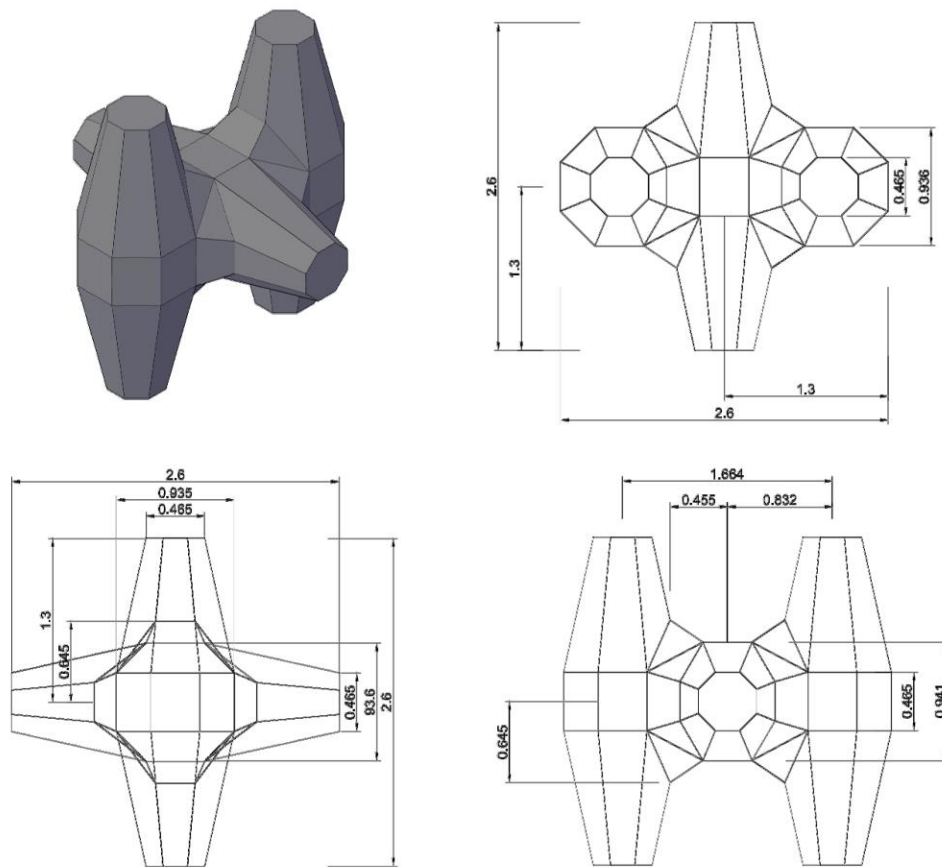


Figura 3 – Dimensioni dell'elemento CORE-LOC da $3.9 m^3$

5.4 DIMENSIONAMENTO DEI SOTTOSTRATI DELLA MANTELLATA

Il dimensionamento degli strati sottostanti alla mantellata è direttamente dipendente dalle caratteristiche geometriche della mantellata stessa e dai relativi elementi. Per quanto riguarda l'elemento di CORE-LOC da 3.9 m³ si adotta un sottostrato filtro di pezzatura compresa tra 600 e 1500 kg per uno spessore di 1.70m. Al di sotto di tale filtro è presente un ulteriore strato filtro di massi di origine calcarea di pezzatura compresa tra 50 e 200 kg che risultano essere circa 1/10 del peso degli elementi dello strato soprastante come raccomandato dal CEM.

Il nucleo è realizzato in tout venant di cava.

Il piede della mantellata è realizzato in massi naturali della pezzatura di 3-6 t che corrispondono ad un masso medio di D₅₀ pari a 1.30.

Di seguito nelle Figura 4 e Figura 5 si riportano le sezioni tipo della scogliera lato sud e lato nord.

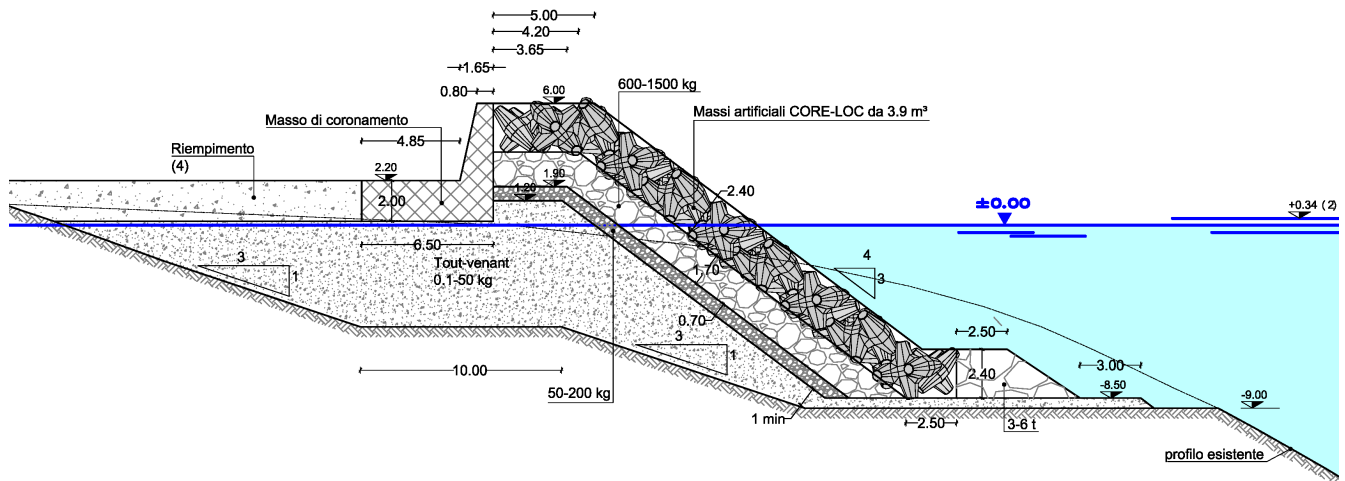


Figura 4 – Sezione tipo scogliera lato sud

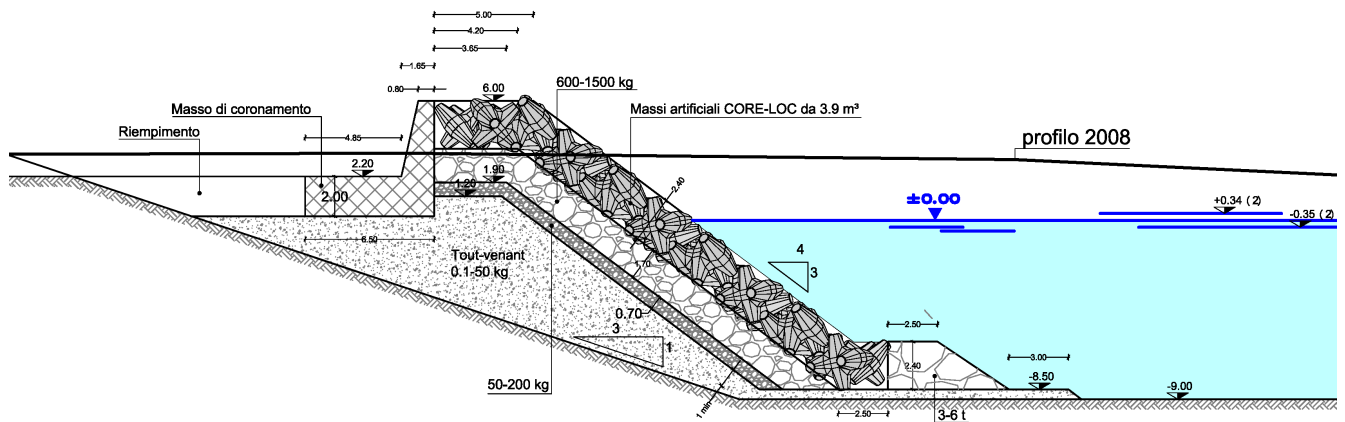


Figura 5 - Sezione tipo scogliera lato nord

6 TRACIMAZIONE

6.1 ONDE PER IL CALCOLO DELLA TRACIMAZIONE

Le condizioni ondose da considerare per il calcolo della tracimazione delle scogliere lato sud e lato nord sono riportate nel paragrafo 5.1.

Tali onde sono state inserite nello strumento di calcolo utilizzato per valutare la tracimazione, descritto nel paragrafo successivo, insieme alla geometria della scogliera e al tipo di masso utilizzato.

I calcoli sono stati effettuati per tempi di ritorno di 1, 10 e 50 anni.

6.2 APPLICAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Le aree poste a tergo delle scogliere in progetto sono piazzali adibiti a parcheggio e al transito di autoveicoli in sbarco od imbarco nel porto.

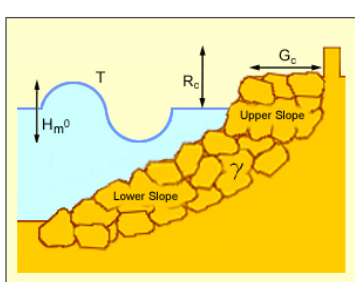
È quindi necessario calcolare la portata di tracimazione delle opere di protezione in relazione alle condizioni d'uso dei piazzali al variare del moto ondoso.

Lo strumento di calcolo con il quale si è determinata la portata di tracimazione è messo a disposizione online da HR Wallingford, che lo ha sviluppato nell'ambito del progetto europeo di ricerca CLASH, basato su un metodo empirico ricavato da un database di oltre 6000 dati.

Di seguito si riporta un esempio di schermata restituita dal codice di calcolo:

Armoured Composite Slope with (Small Vertical) Wall

Method Selection Probabilistic Deterministic



Beta Results

Breaking Type / Other Info

Mean overtopping discharge rate per metre run of seawall (l/s/m)


0.01


T (wave period) s Tm Tp Tm-1,0

Hm0 (Wave Height at the Toe of the Structure) m

Rc (Freeboard - The height of the crest of the wall above still water level) m

Gc (The width of the structure crest) m

Lower Slope  in (e.g. 1 in 2)

Upper Slope  in (e.g. 1 in 2)

gamma (coefficient for reduction factors)

Figura 6 - Schermata del “calculation tool” online utilizzato per il calcolo della tracimazione delle scogliere

I risultati dei calcoli sono riassunti nella tabella che segue:

	Tr (anni)	Hs (m)	Tp (s)	portata di tracimazione (l/s/m)
punto A (scogliera lato sud)	1	3.1	7.92	0.01
	10	4.0	4.0	0.33
	50	4.5	4.5	1.3
punti C e D (scogliera lato nord)	1	3.24	3.24	0.02
	10	4.1	4.1	0.45
	50	4.59	4.59	1.62

6.3 ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano di seguito i limiti di volume di sormonto riportati nell'Eurotop Manual del 2007 (anch'esso sviluppato nell'ambito del progetto europeo CLASH):

- pedoni - 0.10 l/s/m da utilizzare come riferimento generale per persone coscienti della possibile tracimazione, che abbiano una chiara visione del mare, non facilmente impressionabili, disposte a bagnarsi ed in presenza di spazi sufficientemente ampi. (Un limite più basso – di 0.03 l/s/m – può essere preso in esame per condizioni definite come “non usuali”, quando i pedoni non abbiano una chiara visione delle onde in arrivo, possano essere facilmente turbati o spaventati o non siano vestiti in maniera da non bagnarsi, si trovino in passaggi ristretti o a rischio di inciampare o cadere);
1.00 ÷ 10.00 l/s/m. per persone esperte, ben coperte e protette, coscienti di potersi bagnare e senza pericolo di cadere, in assenza di getti d'acqua ricadenti;
- veicoli - 0.01 ÷ 0.05 l/s/m per veicoli in transito a velocità moderata o elevata, in zone soggette a tracimazione impulsiva, con getti d'acqua ricadenti o di alta velocità;
10.00 ÷ 50.00 l/s/m per veicoli in transito a bassa velocità, in presenza di flussi d'acqua tracimanti ciclici e di bassa altezza, in assenza di getti ricadenti.

Si nota come per le condizioni con periodo di ritorno di 1 anno i valori calcolati siano ampiamente verificati sia nel caso di presenza di pedoni nelle aree a tergo delle scogliere che di veicoli.

Per i tempi di ritorno di 10 e 50 anni i volumi di tracimazione ottenuti dai calcoli non sono comunque tali da impedire l'utilizzo dei piazzali in condizioni climatiche sfavorevoli; in questi casi sarà sufficiente che i veicoli procedano con una velocità moderata (che verrà indubbiamente prescritta ed osservata all'interno del porto) per garantire la sicurezza durante il transito.

Le indicazioni fornite in questa sede sono comunque da ritenersi di massima. Nella fase di progettazione esecutiva si ritiene sia necessario uno studio su modello fisico che sarà in grado di determinare in maniera più accurata le portate di tracimazione delle scogliere.

7 SCOGLIERE DI PROTEZIONE DEL RIPASCIMENTO

7.1 LAYOUT PROGETTUALE

Il ripascimento previsto nei circa 1400 m a Nord dell'attuale scalo di Tremestieri sarà protetto da un sistema di scogliere emerse/sommerse. Il sistema prevede una serie di 5 scogliere emerse lunghe circa 120 m collegate tra di loro da delle scogliere sommerse con quota di cresta a -2.0 m s.l.m.m.. Le scogliere sommerse sono di lunghezza variabile da 120 a 320 m e sono imbasate a profondità variabili tra i 4.0 ed i 7.0 m.

Le **scogliere emerse** hanno una sagoma planimetrica a “V” con angolo al vertice di circa 150° con la parte concava rivolta verso mare e la parte convessa radicata alla riva tramite un tombolo artificiale. Tale forma, che viene molto usata nei grandi estuari degli USA (vedi foto riportate dal Coastal Engineering Manual), permette, nei paraggi soggetti a forti correnti e moto ondoso unimodale, di ottenere una stabilizzazione di entrambe spiagge adiacenti. Si tratta in sostanza di un'evoluzione del “headland breakwater”, ovvero del tipo di pennello inclinato rispetto alla riva che permette l'accrescimento e la stabilizzazione della spiaggia sottoflutto secondo una forma a spirale nota anche come spirale di Silvester. Il miglioramento di tale tipo di struttura consiste in un pennello sopraflutto, inclinato rispetto al primo di un angolo ottuso (circa 120-150° appunto), il quale permette di far accumulare il sedimento anche sopraflutto proteggendo altresì il tombolo dall'attacco delle onde. Nelle figure seguenti tratte dal CEM e da Google Earth sono riportati due differenti interventi. Nel primo si notano le scogliere emergenti che difendono una zona con andamento della linea di battigia convessa (di solito più soggette ai problemi erosivi per il fenomeno della diffrazione) e nel secondo caso sono mostrate foto risalenti a tre diversi periodi, in cui si nota come vi sia stata una decisa stabilizzazione sottoflutto (nella foto il lato destro delle scogliere) ed un accrescimento nel lato sopraflutto dalla linea di riva.



Figura 7 – Esempio di protezione di un litorale con scogliere parallele



Figura 8 – Esempio dell’evoluzione di un litorale protetto da scogliere simili a quelle in progetto

La scogliera sommersa ha sostanzialmente lo scopo di soffocare la spiaggia artificiale. Quest’ultima infatti sarà costituita da sedimenti con una granulometria tale per cui il profilo di equilibrio risulta essere circa parallelo al profilo di declivio naturale. Inoltre la presenza del gradino di fondo rende necessaria l’adozione di una barriera che impedisca al sedimento di venire trasportato troppo facilmente verso largo. In ogni caso la presenza di tale barriera con una quota di berma di -2 m s.l.m.m. permette comunque di ridurre l’energia del moto ondoso e quindi di preservare il ripascimento negli anni e ridurre la necessità di interventi di ripristino e manutenzione degli arenili.

7.2 ONDE DI PROGETTO

Per il dimensionamento delle mantellate delle scogliere della protezione del ripascimento sono state utilizzate le onde riportate nello Studio Idraulico Marittimo del Progetto Preliminare e riprese nella relazione Idraulico Marittima del presente progetto e riferite al punto E della Figura 2

Tali onde sono state ulteriormente elaborate con il codice di calcolo ENDEC sviluppato da WL-Delft che permette di valutare l'effetto della rifrazione, dello shoaling e del frangimento nei pressi della riva in maniera tale da adottare l'onda trasformata per il dimensionamento dei massi.

L'onda di progetto è la seguente:

Punto E:

$T_R = 50$ anni $H_s = 3.50$ m e $T_P = 9.57$ frangenti

7.3 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA DELLA SCOGLIERA EMERSA

Le scogliere per la protezione del ripascimento sono state progettate con massi naturali.

Il dimensionamento degli elementi lapidei mantellata della scogliera emersa è stata valutata preliminarmente con la formula di Hudson.

$$M_{50} = \frac{\rho_c H_s^3}{(K_D \cot \alpha) \Delta^3}$$

i parametri della formula sono riportati nel paragrafo 5.3

considerando una mantellata con scarpa 3:2 si ottiene un M50 paria a: 10 t.

Per ottimizzare tali elementi è stata diminuita la pendenza della mantellata adottando una scarpa di 2:1.

In questo caso si ottiene un M50 pari a 7.6 t.

Appare evidente che la scarpa meno ripida permette una notevole riduzione del peso del masso. Per un calcolo più preciso sono state quindi applicate le formule di Van der Meer.

7.3.1 Accettabilità dei danni alle mantellate

La verifica del possibile danneggiamento delle mantellate viene effettuata con la formula di Van der Meer nella quale il livello di danno è caratterizzato dal parametro **S**. Tale parametro è definito come il numero di quadrati di lato D_{n50} , che è contenuto nell'area di erosione (A_e) valutata sulla sezione trasversale della diga ($S = A_e/D_{n50}^2$) oppure come il numero di massi cubici di lato D_{n50} erosi in una fascia di struttura di larghezza pari a D_{n50} .

Si riportano di seguito i valori assunti da "S" in funzione della pendenza della sezione ($\cot\alpha$), per mantellata in doppio strato.

$\cot\alpha$	Danno incipiente	Danno moderato	Strato di filtro visibile
1.5 ÷ 2	2	4	8
3	3	8	12

Il livello di danno di 2÷3 corrisponde alla condizione di "non danno" di Hudson che, per definizione, corrisponde ad un danno inferiore al 5%.

Il danno e le variazioni di profilo dell'opera dipendono dalla durata della mareggiata. Nel dimensionamento della scogliera definitiva si è stabilito di:

- garantire $S = 2$ per scogliere definitive
- accettare $S = 3$ per scogliere provvisorie

7.3.2 Formula di Van der Meer per scogliere emerse

La formula di Van der Meer esprime il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso: la valutazione del peso dei massi necessari per realizzare le varie parti costituenti le strutture previste può essere effettuata stimando il numero di stabilità N_s , e da questo il peso del masso W_{50} tramite la formula:

$$M_{50} = \gamma_s H_s^3 / \left[N_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \right], \text{ ovvero} \quad N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

dove γ_s indica il peso specifico del materiale lapideo, γ_w il peso specifico dell'acqua marina, H_s l'onda significativa di progetto incidente direttamente sull'opera, M_{50} e D_{50} rispettivamente il peso ed il diametro relativo al 50% del passante in peso.

In caso di *altezza d'onda limitata dal frangimento* (Van der Meer, 1992), è più corretto valutare un numero di stabilità riferito direttamente all'onda massima, piuttosto che risalire a questa tramite l'onda significativa.

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è:

$$N_{s2\%} = \frac{H_{2\%}}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

$$N_{s2\%} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$N_{s2\%} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{per frangimento tipo surging}$$

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

dove $H_{2\%}$ è l'altezza d'onda media calcolata sul 2% delle onde più alte (con buona approssimazione l'altezza dell'onda frangente in acque basse), P un fattore di permeabilità della struttura pari a 0.5 nelle opere con nucleo e 0.6 in quelle che ne sono prive, S il grado di danneggiamento ($S = 2$ equivale ad assumere che non è ammesso alcun danneggiamento), N il numero di onde della mareggiata, $\cot \alpha$ la scarpa del paramento dell'opera e ξ_m il parametro di Iribarren.

Van der Meer consiglia di assumere il valore in funzione di un valore critico del parametro di Iribarren:

$$\xi_{m,c} = \left(6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{(P+0.5)}}$$

Ove la struttura sia assimilabile al tipo cosiddetto a cresta bassa, la formula di Van der Meer, può essere applicata tenendo conto di un fattore di riduzione ϕ delle dimensioni del masso di progetto, funzione dell'altezza della cresta fuori dall'acqua:

$$\phi = \frac{1}{1.25 - 4.8 R_p^*}$$

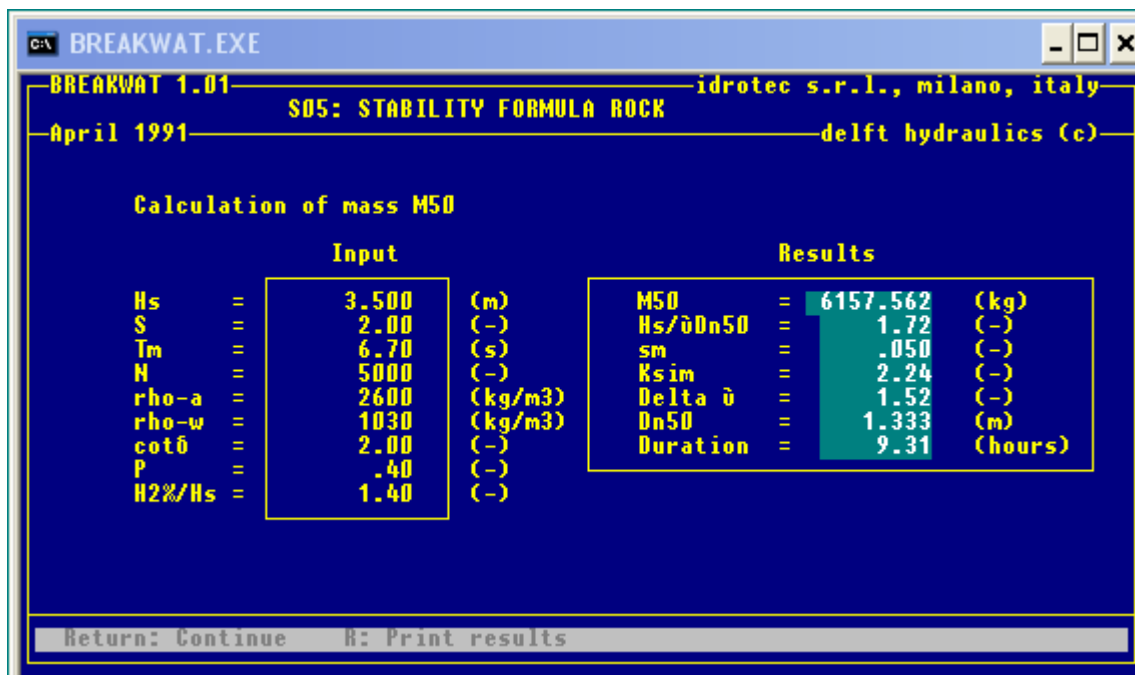
$$R_p^* = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s}{2\pi}}$$

dove R_c è l'altezza del coronamento rispetto al livello del mare e s la ripidità dell'onda.

Le formule di Van der Meer sono implementate nel codice di calcolo BREAKWAT sviluppato dal WL-Delft

7.3.3 Applicazione del codice BREAKWAT (mantellata scogliera emersa)

Di seguito si allegano le schermate che riportano i risultati ottenuti:



si ottiene quindi un peso del masso M50 pari a 6160 kg.

A tale valore può essere applicato il fattore di riduzione per scogliera a cresta bassa (low crested structures) che calcolato con il BREAKWAT vale: 0.93 per i diametri e 0.80 per il peso come riportato nella seguente schermata.



si ottiene infine un masso del peso medio di 4930 kg.

La mantellata delle scogliere emerse andranno quindi realizzate con massi di III categoria del peso compreso tra 3 e 7 t.

7.4 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA DELLA SCOGLIERA SOMMERSA

7.4.1 Formula di Van der Meer per scogliere sommerse

La metodologia proposta da Van der Meer propone l'impiego di un numero di stabilità N_s^* funzione della profondità h al piede dell'opera, della quota h_c del coronamento della struttura rispetto al fondo e del grado di danneggiamento ammissibile S :

$$\frac{h_c}{h} = (2.1 + 0.1S)e^{-0.14N_s^*}$$

Il diametro nominale D_{n50} dei massi che garantisce la stabilità della mantellata nelle ipotesi descritte risulta secondo Van der Meer pari a:

$$D_{n50} = \frac{H^{\frac{2}{3}} L^{\frac{1}{3}}}{N_s^* \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1 \right)}$$

dove H è l'altezza dell'onda di progetto, L la sua lunghezza d'onda al piede dell'opera, γ_s il peso specifico dei massi e γ_a il peso specifico dell'acqua di mare. Il peso risulta uguale a:

$$M_{50} = \gamma_s D_{n50}^3$$

L'onda H di progetto è stata scelta sulla base delle indicazioni fornite da Van der Meer (1992) per il dimensionamento di opere in acque basse, assumendo quindi coefficienti che tengono conto della diversa forma dello spettro (e quindi anche di altezze e frequenze delle onde) nella zona dei frangenti.

La formula indicata è valida per valori del rapporto tra sommergenza e D_{n50} compresi tra 3 e 25.

Lo scarto ammissibile rispetto ai pesi indicati deve essere del 25% e la posa in opera deve comunque avvenire partendo con i massi di dimensione inferiore, in modo che quelli più grandi restino nello strato più esterno esposto all'azione del moto ondoso.

7.4.2 Dimensionamento mantellata scogliera sommersa

Applicando le formule riportate sopra si ottiene, al variare dei valori di h_c e h , e mantenendo S costante:

S	h_c (m)	h (m)	N_s^*	D_{n50} (m)	M_{50} (kg)
2	3	5	9.59	0.66	760
2	3.5	5.5	9.05	0.7	910
2	4	6	8.84	0.72	975
2	5	7	8.34	0.76	1160
2	6	8	8	0.8	1320

7.4.3 Applicazione del codice BREAKWAT (mantellata scogliera sommersa)

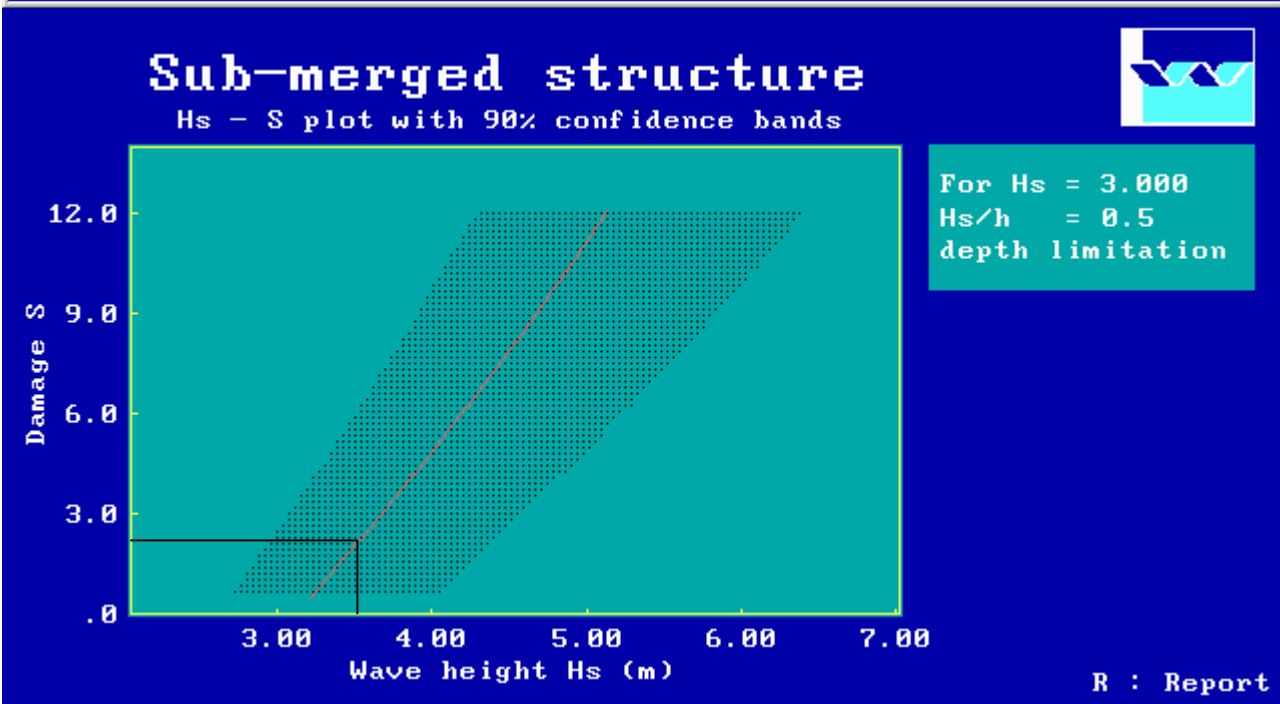
Di seguito si allegano le schermate che riportano i risultati ottenuti per la verifica del grado di danneggiamento S al variare dell'altezza d'onda incidente:

BREAKWAT 1.01 — idrotec s.r.l., milano, italy
 S10: LOW-CRESTED STRUCTURES
 April 1991 — delft hydraulics (c)

Sub-merged

mass of stone	: M50	=	910.000	(kg)
mass density of rock	: rho-a	=	2600	(kg/m ³)
mass density of water	: rho-w	=	1030	(kg/m ³)
crest height as built from bottom	: h'c	=	4.000	(m)
water depth at toe of structure	: h	=	6.000	(m)
peak wave period	: Tp	=	9.60	(s)

PgDn: Calculate Esc: To options



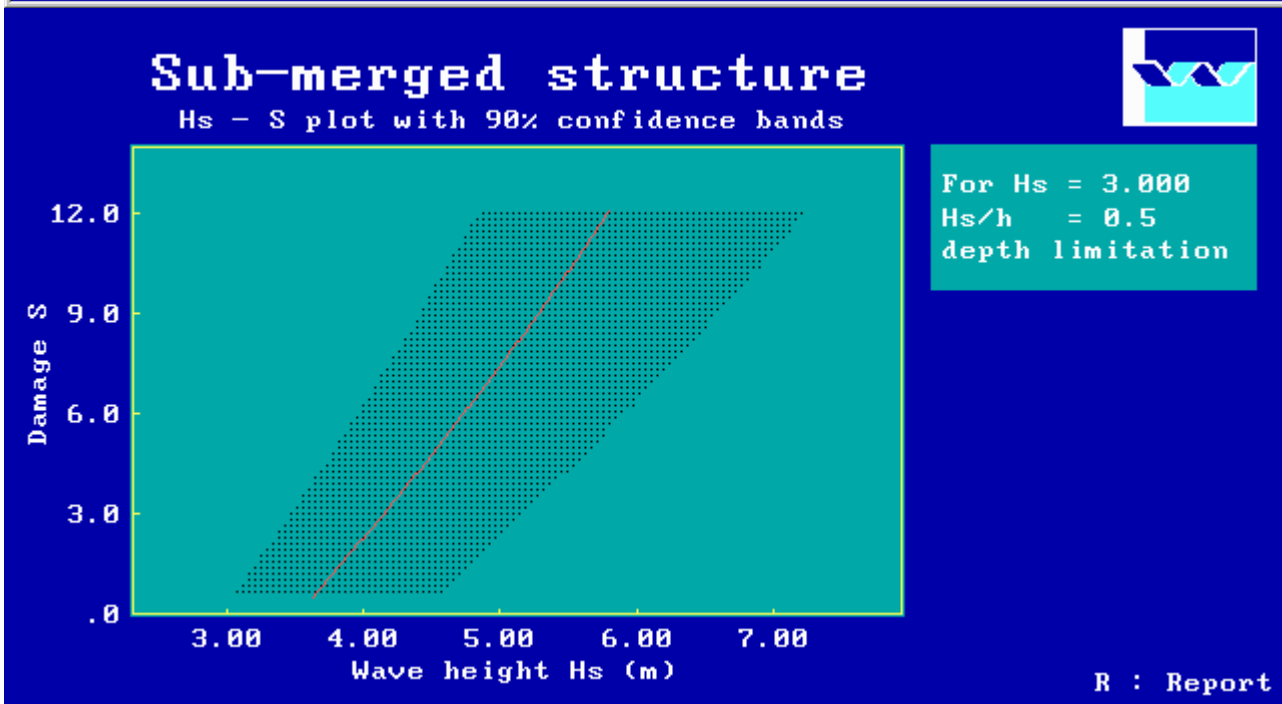
Dal primo grafico fatto con il M50 di 910 kg si evince che l'onda con Hs 3.50 il grado di danneggiamento è nell'intorno di 2, tuttavia data la profondità di 5.5 m, per il quale è stato calcolato, è verosimile che l'onda sia inferiore a 3.50 m.

BREAKWAT 1.01 — idrotec s.r.l., milano, italy
 S10: LOW-CRESTED STRUCTURES
 April 1991 — delft hydraulics (c)

Sub-merged

mass of stone	: M50	=	1160	(kg)
mass density of rock	: rho-a	=	2600	(kg/m3)
mass density of water	: rho-w	=	1030	(kg/m3)
crest height as built from bottom	: h'c	=	4.000	(m)
water depth at toe of structure	: h	=	6.000	(m)
peak wave period	: Tp	=	9.60	(s)

PgDn: Calculate Esc: To options



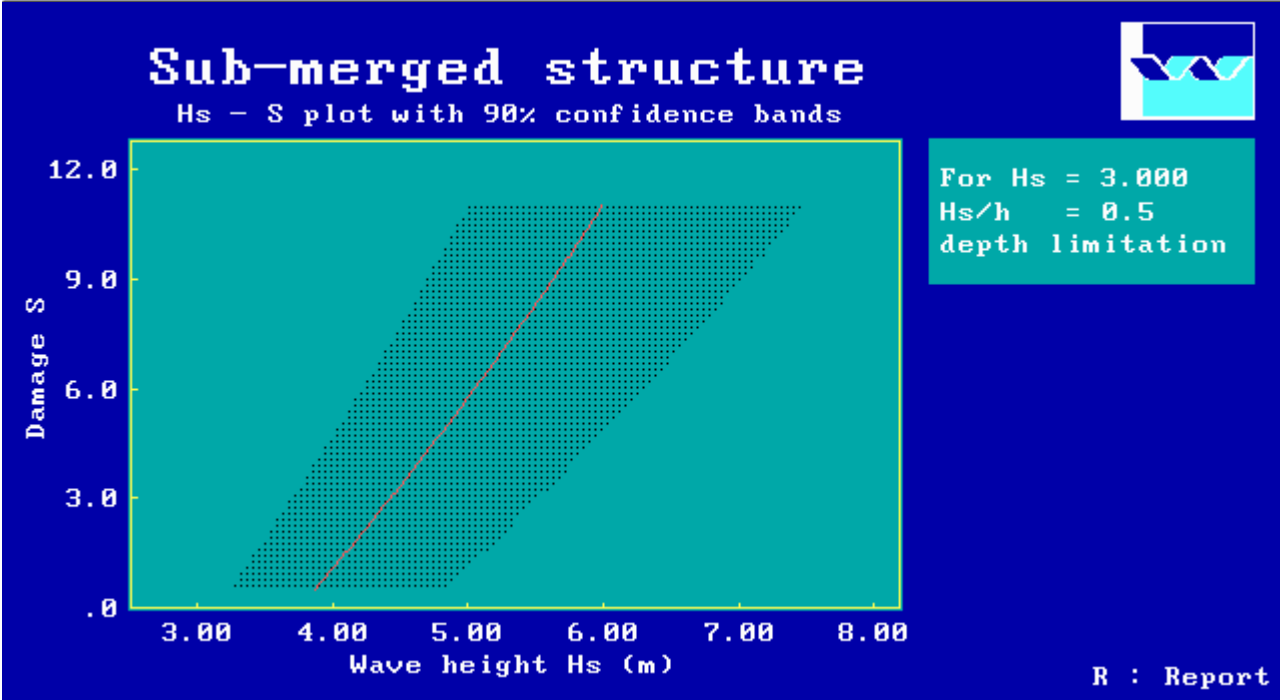
Con massi da 1160 kg la condizione di non danneggiamento, S=2, è ampiamente rispettata.

BREAKWAT 1.01 idrotec s.r.l., milano, italy
 S10: LOW-CRESTED STRUCTURES
 April 1991 delft hydraulics (c)

Sub-merged

mass of stone	:	M50	=	1320.000	(kg)
mass density of rock	:	rho-a	=	2600	(kg/m3)
mass density of water	:	rho-w	=	1030	(kg/m3)
crest height as built from bottom	:	h'c	=	4.000	(m)
water depth at toe of structure	:	h	=	6.000	(m)
peak wave period	:	Tp	=	9.60	(s)

PgDn: Calculate Esc: To options



Anche con massi da 1320 kg la condizione di non danneggiamento, $S=2$, è ampiamente rispettata.

Per la mantellata della scogliera sommersa sono pertanto previsti massi della II categoria 1-3 t.
 Per quanto riguarda la pendenza del paramento si prevede una scarpa di 2:1 in linea con quella della mantellata della scogliera emersa.

7.5 DIMENSIONAMENTO DEGLI STRATI FILTRO

Il dimensionamento degli strati sottostanti alla mantellata della scogliera emersa è direttamente dipendente dalle caratteristiche geometriche della mantellata stessa e dai relativi elementi. Per quanto riguarda gli elementi della mantellata della scogliera emersa previsti della III categoria si adotta un sottostrato filtro di pezzatura di I categoria compresa tra 1 e 3 t per uno spessore di 2.5 m. Il nucleo e l'imbasamento degli strati soprastanti verranno realizzati in massi di I categoria con pezzatura da 50 a 1000kg.

La mantellata della scogliera sommersa è direttamente appoggiata sul nucleo per il quale, come per la scogliera emersa, si utilizzano massi di I categoria 50-1000 kg.

Per entrambe le scogliere (emersa e sommersa) è previsto uno strato filtro di 0.1-50 kg di interfaccia tra le scogliere, in particolare il materiale di nucleo 50-1000 kg, e la sabbia di ripascimento.

Di seguito si riportano le sezioni tipo della scogliera emersa e sommersa.

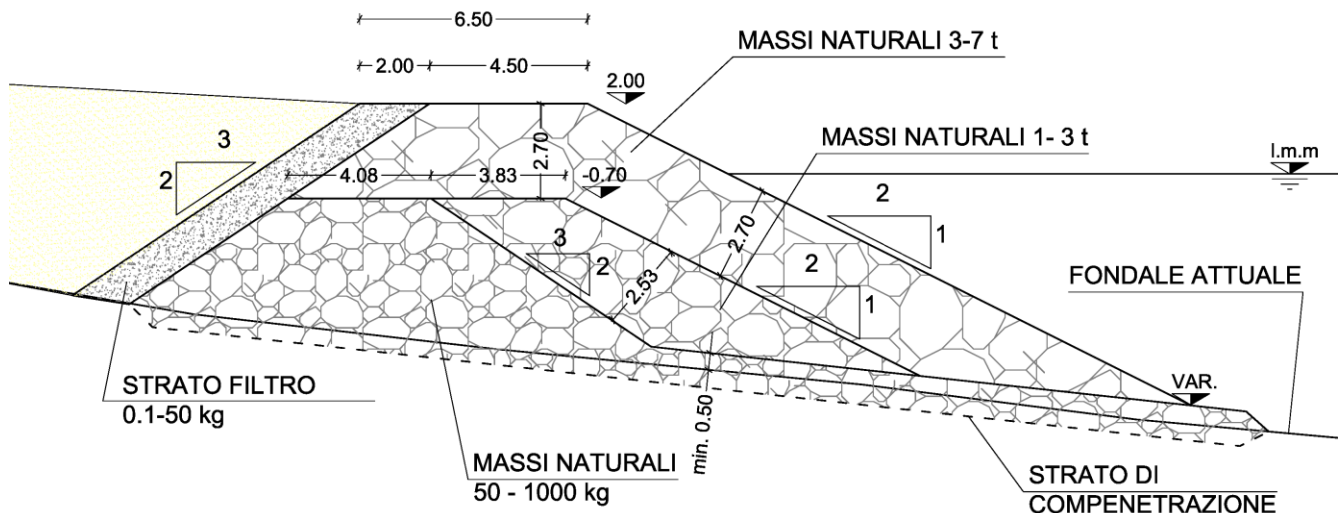


Figura 9 - Sezione tipo scogliera emersa

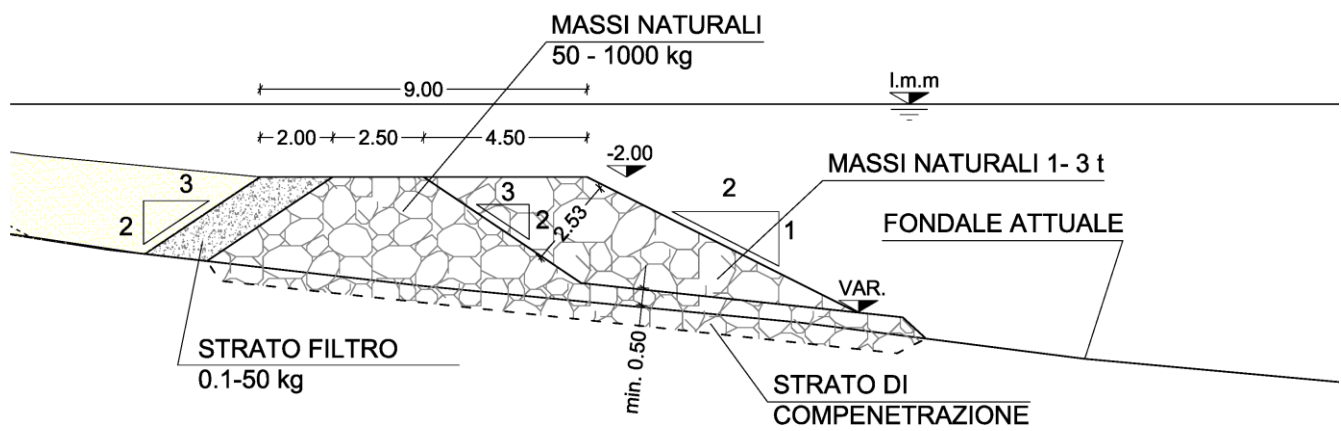


Figura 10 - Sezione tipo scogliera sommersa

8 RIPASCIMENTO PROTETTO

8.1 CALCOLO DEL PROFILO DI EQUILIBRIO

Il calcolo del profilo di equilibrio è stato effettuato con la formula dei profili di Dean con la classica forma:

$$y = A x^{2/3}$$

dove:

y è la profondità;

x è la distanza dalla linea di riva;

A è un coefficiente che dipende dalla granulometria del materiale e quindi dalla velocità di sedimentazione del granulo.

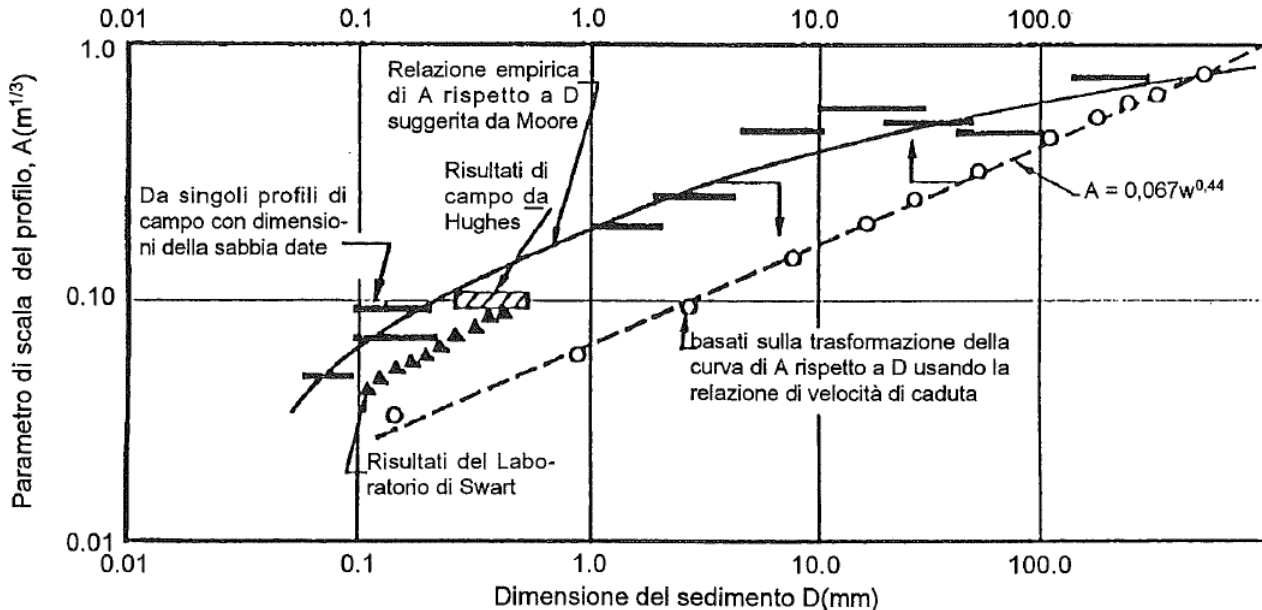


Figura 11 Andamento del parametro A in funzione della granulometria e della velocità di caduta del sedimento

Nel caso in oggetto si è preso come riferimento il diametro medio di 1.5 mm che corrisponde circa ad A pari a 0.33.

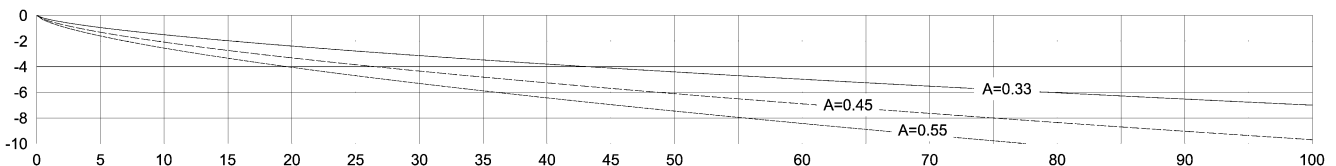


Figura 12 – Profili di equilibrio secondo la formula di Dean

Nella figura sopra è mostrato il profilo relativo ad A = 0,33 posto a confronto con i profili che derivano dai coefficienti A= 0,45 e A=0,55. Sovrapponendo tale profilo con il profilo del fondale esistente si nota che le due curve non si intersecano. Ciò significa che molto probabilmente il sedimento presente

in sito è più grossolano del sedimento relativo al $D50 = 1.5$ mm che si porta a ripascimento. In realtà il sedimento dragato da mettere a ripascimento proviene da una zona poco più a Sud che presenta dei profili di spiaggia molto simili al profilo del fondale sul quale verrà realizzato il ripascimento, pertanto è facile supporre che il $D50$ di ripascimento sia maggiore di 1.5 mm.

In definitiva, grazie anche alla presenza del sistema di scogliere che sostiene il ripascimento, è cautelativo fare riferimento in questa sede al profilo di ripascimento corrispondente al $D50 = 1.5$ mm (e quindi $A=0.33$).

Il ripascimento nella zona protetta permette di avere degli avanzamenti della linea di riva che, a regime, dovrebbero attestarsi tra un minimo di 15 m ed un massimo di 50, per una superficie totale di avanzamento di circa 37'000 m². L'intervento di ripascimento protetto progettato copre un tratto di litorale lungo circa 1.430 m che attualmente appare in crisi, sostanzialmente per una mancanza di apporti di sedimenti da Sud.

Nella figura seguente si riporta l'andamento del profilo teorico di equilibrio che risulta adottando il sedimento con $D50$ di 1.5 mm.

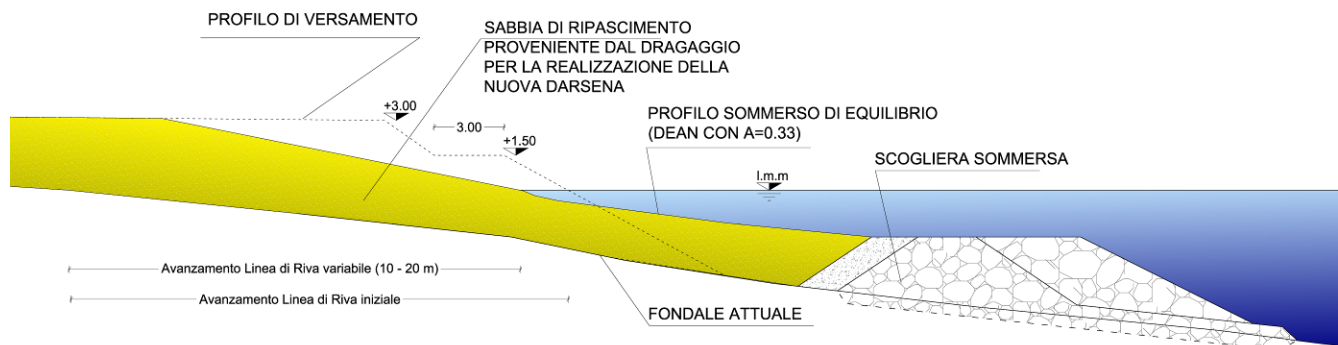


Figura 13 – Sezione tipo del ripascimento

9 RIPASCIMENTO NON PROTETTO

Nel tratto di litorale a Nord del ripascimento protetto è previsto un ripascimento di tipo morbido o non protetto. Il tratto interessato è lungo circa 2000 m.

Il profilo di equilibrio interessato è lo stesso considerato per l'intervento di ripascimento protetto. Tuttavia, non essendo presente la protezione di scogliere sommerse, il profilo si chiuderà con un pendio con una pendenza di circa 1:5 – 10 in funzione della pendenza naturale del fondo.

In questa sede è stata stimata la quantità per metro del volume di ripascimento che potrà essere di circa 100-110 m³/m. Pertanto lungo i 2000 m sarà possibile il versamento di circa 200'000 m³ di sedimento.

10 ULTERIORI INTERVENTI DI PROTEZIONE COSTIERA

Nel presente progetto si propone un ulteriore tipo di intervento che potrebbe interessare le aree a Nord di Messina. Tale tipologia, già adottata in altri paraggi nel Mediterraneo, permette di avere un “serbatoio” di sedimenti che il mare potrà in redistribuire naturalmente per effetto del moto ondoso nell’intorno della zona di intervento.

Si tratta della realizzazione di una barra sommersa ad una certa distanza dalla battigia che interessa una fascia di circa 30-50 m come da sezioni tipo allegate che mostrano la sagoma della barra, a partire dalla batimetrica dei 5.0 m. La barra presenta un tratto orizzontale lungo circa 40 m oltre il quale si chiude sul fondale naturale con una pendenza di 1:5 che il mare potrà rimodellare nel tempo.

La barra potrà essere eseguita utilizzando bette a fondo apribile. Questa modalità di lavorazione permetterà una rapida esecuzione del lavoro e svincolerà l’arenile delle operazioni di cantiere per la stesa del sedimento.

La presenza di una barra delle dimensioni dette nel caso in esame gioca anche un ruolo non trascurabile per ciò che riguarda l’attenuazione del moto ondoso. A dimostrazione di questo fatto si è utilizzato il codice ENDEC, sviluppato da Delft Hydraulics, che calcola la propagazione di onde regolari dal largo verso costa, tenendo conto della variazione del fondale. Nei dati di input è stata immessa un’onda generica con $H_s=3.9$ m e $T_p=8$ s.

Si è eseguita una doppia simulazione: una con il fondale naturale, l’altra in presenza di barra sommersa con quota di -5.0 m. L’output che segue mette in evidenza quanto sopra esposto. Si nota infatti come l’altezza d’onda si riduca, in certe zone anche di oltre 0.5 m, in presenza della barra.

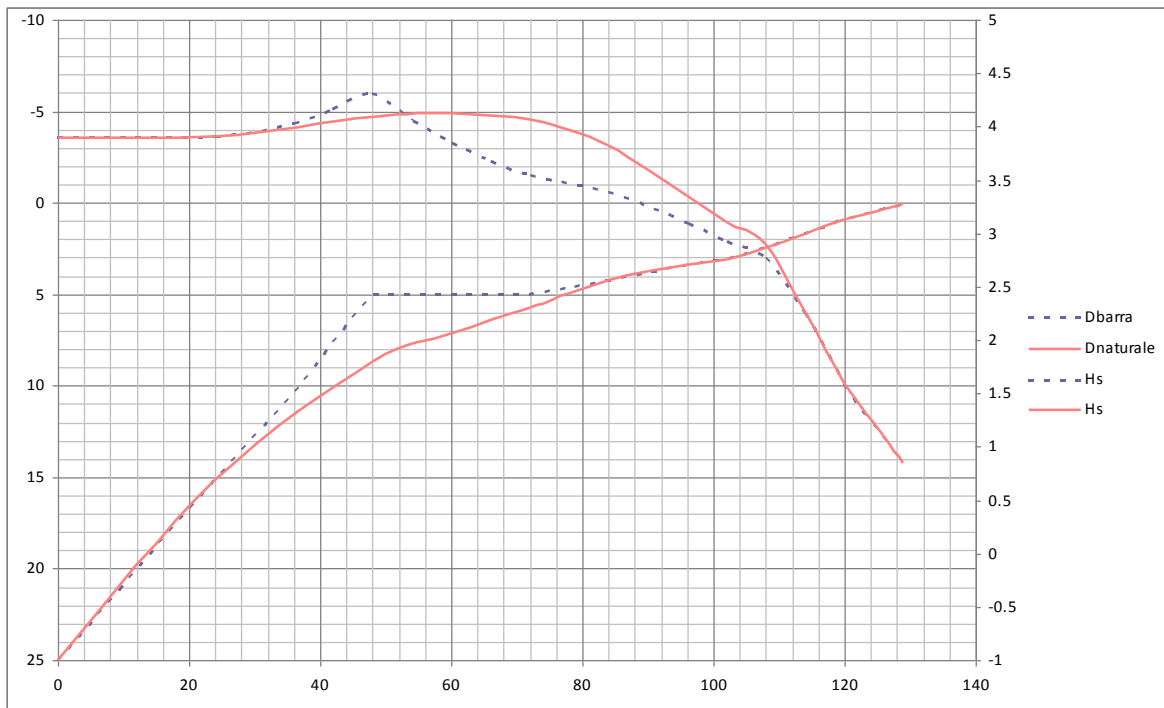
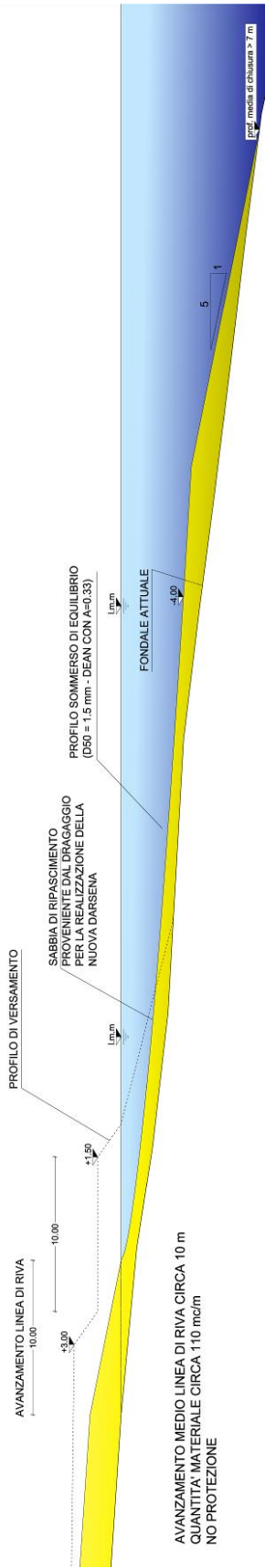


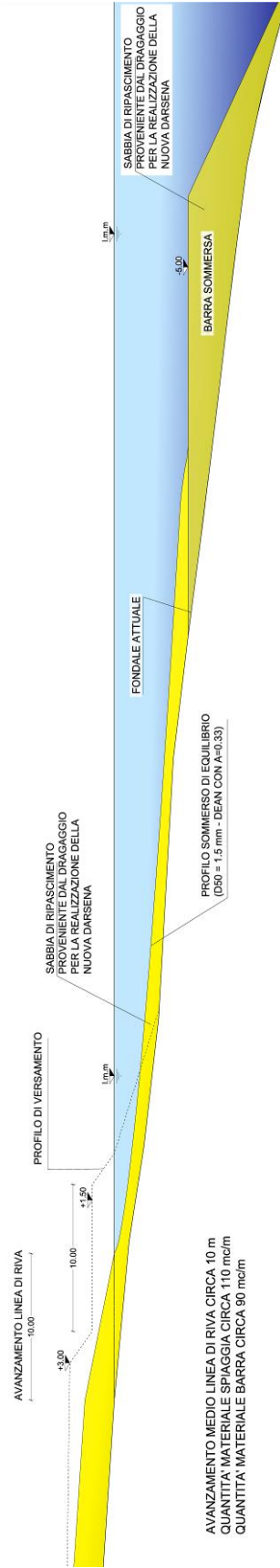
Figura 14 - Risultati ENDEC per un’onda propagata su fondale con e senza barra sommersa

L'altro grande vantaggio che deriva dalla presenza della barra sommersa è costituito dall'effetto "serbatoio" che grazie alle mareggiate potrà rifornire il litorale prospiciente. In fase di esecuzione saranno auspicabili degli opportuni studi supportati da modellazione numerica di tipo bi e tri-dimensionale per valutarne gli effetti anche in maniera quantitativa.

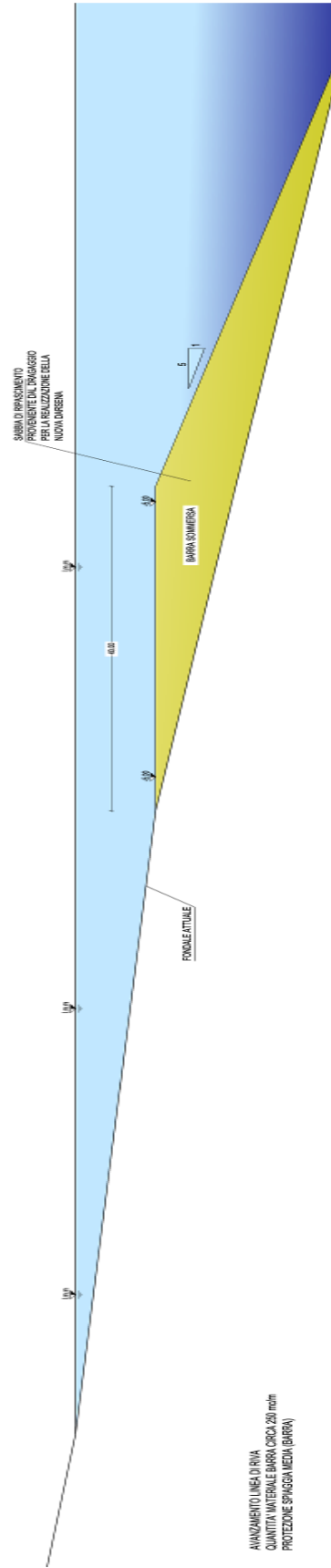
Una ulteriore possibile tipologia di intervento è costituita da una soluzione di tipo misto, ovvero con una barra sommersa e con un ripascimento della spiaggia emersa e sommersa. In questo caso l'effetto della barra potrà migliorare la stabilità della spiaggia grazie alla capacità di attenuazione del moto ondoso.



Sezione tipo ripascimento morbido



Sezione tipo ripascimento morbido con barra sommersa



Sezione tipo barra sommersa (scala alterata)

11 CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Il progetto è sviluppato secondo il metodo agli stati limite, in ottemperanza al DM. 14.1.2008. Carichi e sovraccarichi sono conformi al bando di gara (art.7) ed al DM 14.1.2008.

La stabilità globale delle opere a gettata, valutata in configurazione post-operam, è stata verificata assicurando coefficienti non inferiori ad almeno 1,10 volte i coefficienti di normativa sotto elencati:

- SLU per azioni statiche: $\gamma_{R2} = 1,10$ (Approccio 1 – Combinazione 2 di cui al D.M. 14/01/2008);
- SLE per azioni statiche: 1,3;
- SLU per azioni sismiche: $\gamma_{R2} = 1,10$ (coefficienti sulle azioni sempre pari a $\gamma_F = 1,00$ – coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche γ_{M2} di cui al D.M. 14/01/2008);
- SLD per azioni sismiche: 1,30.

12 VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono condotte secondo quanto riportato nel Disciplinare di gara.

Il programma utilizzato -Slide 5.032- analizza 1m di profondità dell'opera e fornisce il coefficiente di sicurezza delle superfici più critiche. I metodi adottati, nell'ipotesi di superficie di scivolamento curve, sono Bishop e Janbu semplificati.

La caratterizzazione dei terreni è stata desunta dalla Relazione geotecnica del Progetto Preliminare.

Si riportano le analisi della sez. E-E, ritenuta più critica ai fini della stabilità globale, in condizione statica e sismica in cui è stato ricercato un fattore di sicurezza pari a 1.21 per lo stato limite ultimo in fase statica e sismica (SLV) e pari a 1.43 per lo stato limite di esercizio in caso statico e sismico (SLD).

12.1 PARAMETRI DI RESISTENZA E MODALITA' DI VERIFICA

Si riportano in Tabella 1 i parametri assegnati al tout venant, al filtro e al CORE-LOC e i pesi del calcestruzzo armato e della pavimentazione.

	tout venant	filtro	CORE-LOC	c.a.	pavimentazione
cpeso di volume γ [kN/m ³]	19.5	20.0	23.75	25	22
angolo d'attrito ϕ' (°)	34.0	34	34	/	/
coesione c' [kn/m ²]	4.0	0	0	/	/

Tabella 1: Parametri di calcolo

e in Tabella 2 i parametri dell'unità geotecnica utilizzata nelle verifiche:

Parametri	
peso di volume γ [kN/m ³]	19.50
angolo d'attrito ϕ' (°)	38
coesione c' [kn/m ²]	0

Tabella 2: Parametri geotecnici

Le verifiche di stabilità globale allo stato limite ultimo sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2

con i coefficienti delle azioni e dei parametri geotecnici riportati come di seguito indicato:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	A2
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.3

Tabella 3: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	γ_ϕ'	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Tabella 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

R2
1.1

E' stato considerato un sovraccarico sul piazzale $q=40\text{kN/m}^2$.

12.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto sono state desunte dalla Relazione sismica del Progetto Preliminare e di seguito riportate:

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	F ₀ [-]	S _s	S _T	amax/g
SLO	45	0.080	2.349	1.50	1.0	0.120
SLD	75	0.105	2.297	1.50	1.0	0.158
SLV	712	0.305	2.410	1.26	1.0	0.384
SLC	1462	0.407	2.449	1.11	1.0	0.446

Le analisi di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono essere espressi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con

$$K_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al suolo

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.158g \rightarrow \text{SLD}$$

Nel caso in esame $\beta_s = 0.28$ per cui:

allo stato limite ultimo in condizione sismica (SLV):

$$k_h = 0.384 \times 0.28 = 0.107$$

$$k_v = \pm (0.384 \times 0.28) / 2 = 0.0538$$

allo stato limite di esercizio in condizione sismica (SLD):

$$k_h = 0.158 \times 0.28 = 0.04424$$

$$k_v = \pm (0.158 \times 0.28) / 2 = 0.02212$$

12.3 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCOGLIERA AREA SUD

Si riportano le verifiche di stabilità nelle condizioni statiche e sismiche analizzate.

12.3.1 Stato limite di esercizio in fase statica

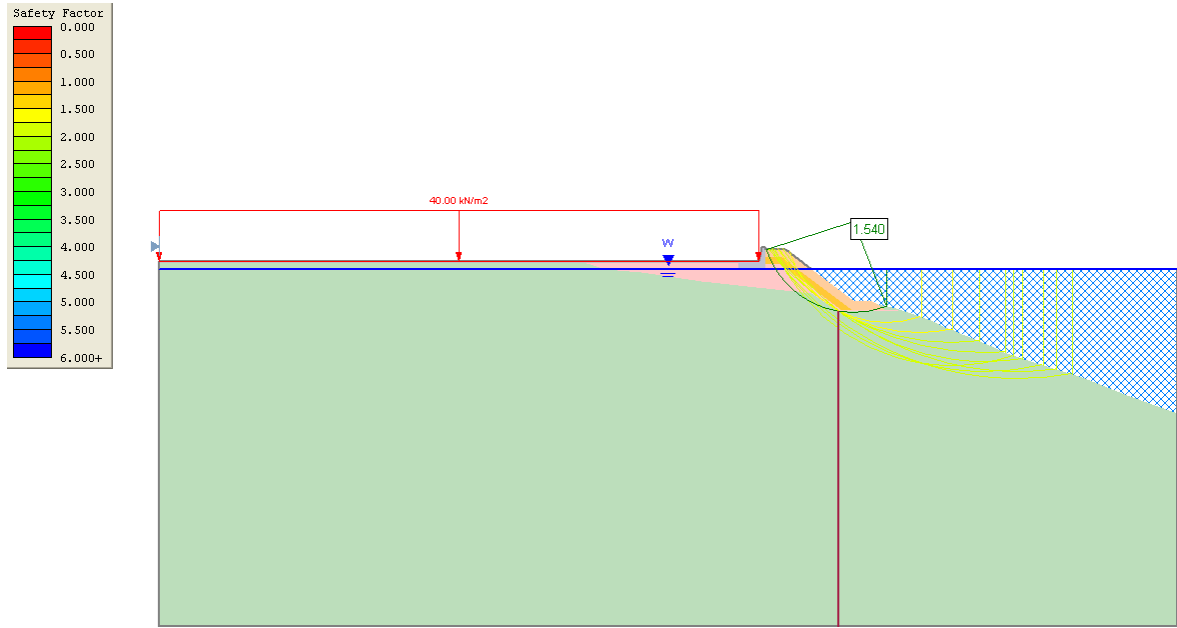


Figura 15 – sez. E-E- $F_s=1.540 > 1.43$

12.3.2 Stato limite di esercizio in fase sismica: SLD

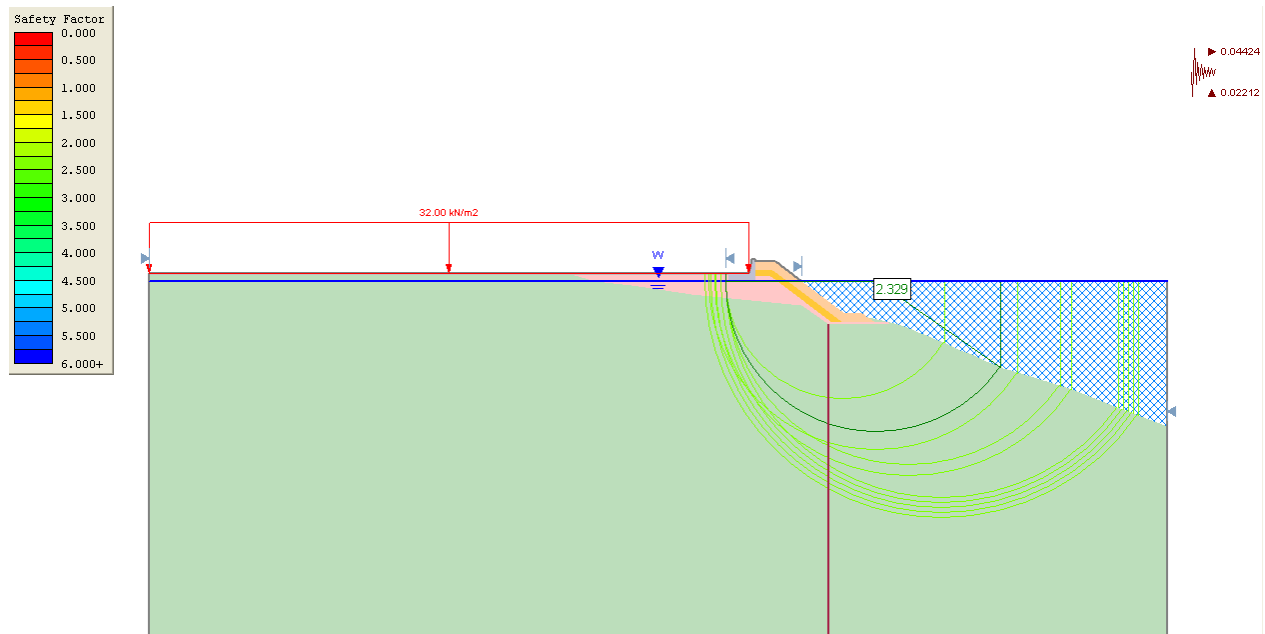


Figura 16 – sez. E-E- $F_s=2.329 > 1.43$

12.3.3 Stato limite ultimo in fase statica

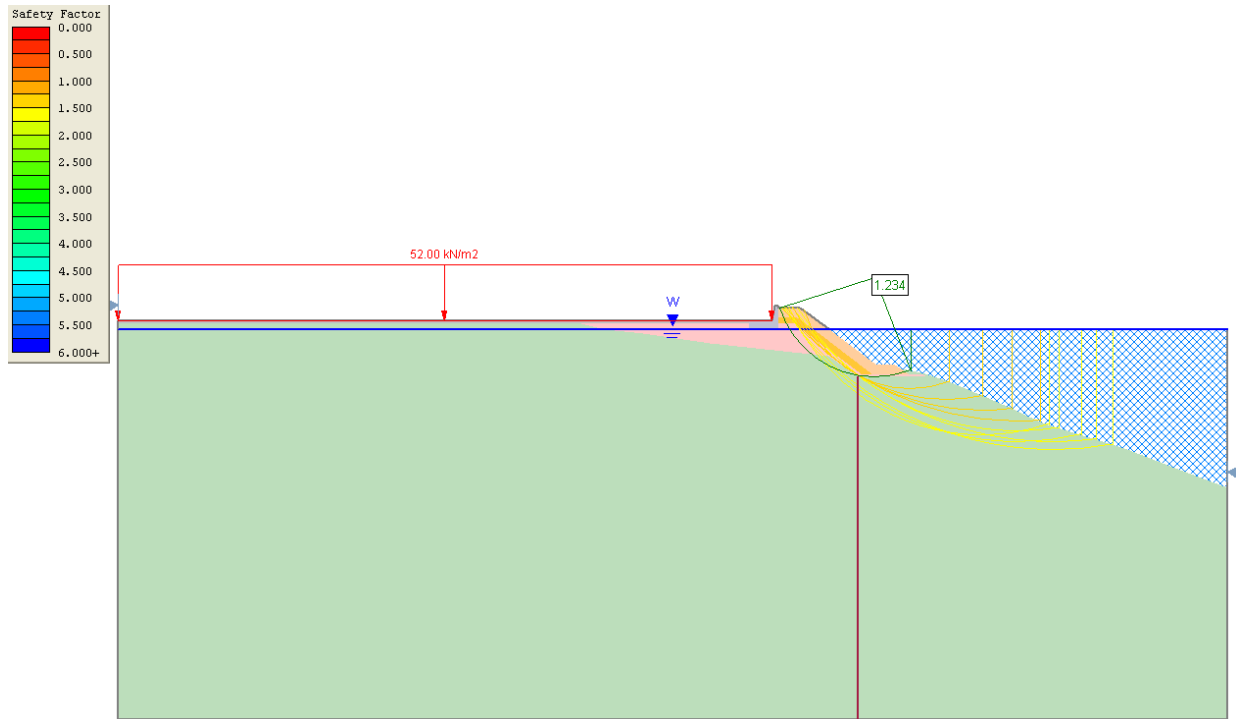


Figura 17 – sez. E-E- $F_s=1.234 > 1.21$

12.3.4 Stato limite ultimo in fase sismica:SLV

Allo stato limite ultimo in condizione sismica sono stati adottati coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche γ_{M2} come richiesto dal Disciplinare di gara.

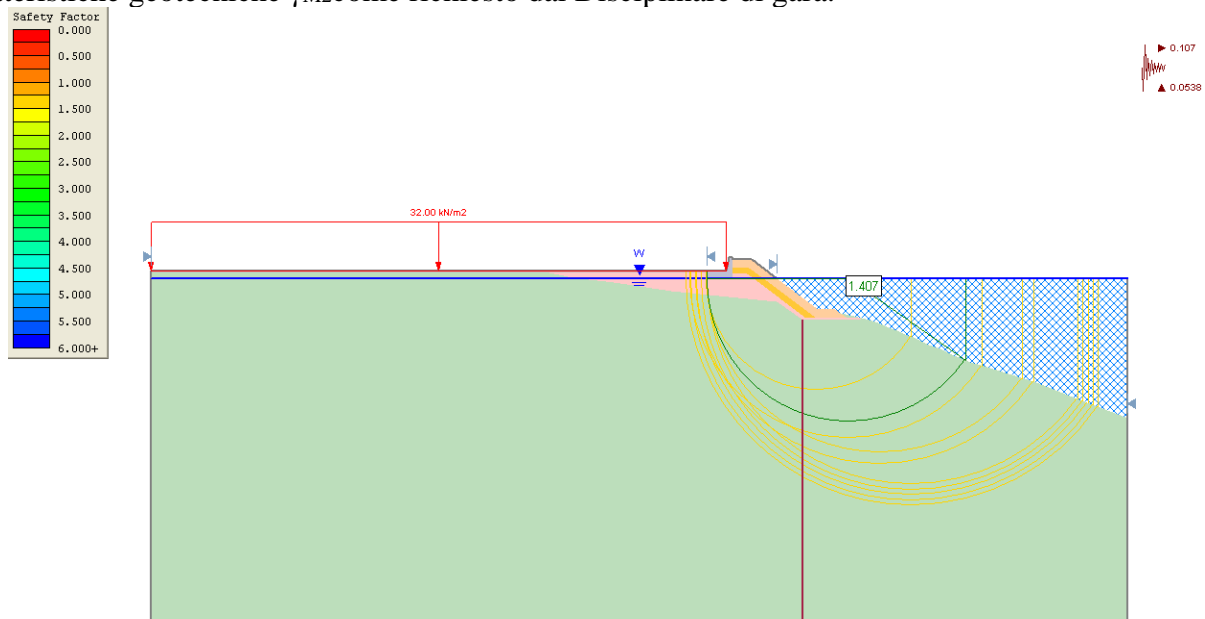


Figura 18 – sez. E-E- $F_s=1.407 > 1.21$

12.4 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCOGLIERA AREA NORD

Si riportano le verifiche di stabilità nelle condizioni statiche e sismiche analizzate.

12.4.1 Stato limite di esercizio in fase statica

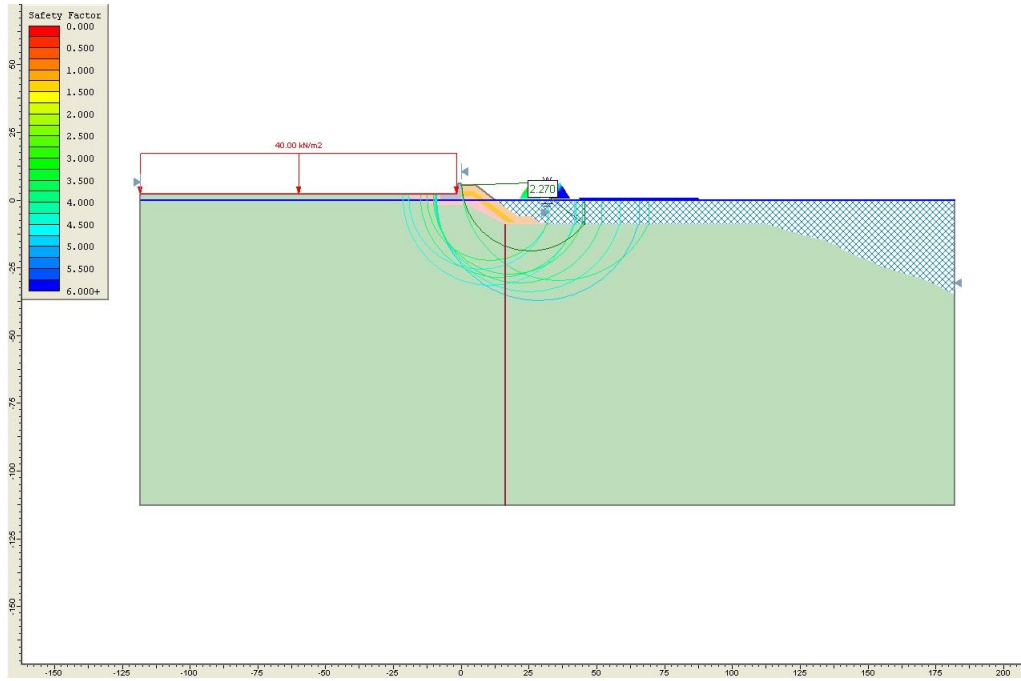


Figura 19- $F_s=2.270 > 1.43$

12.4.2 Stato limite di esercizio in fase sismica: SLD

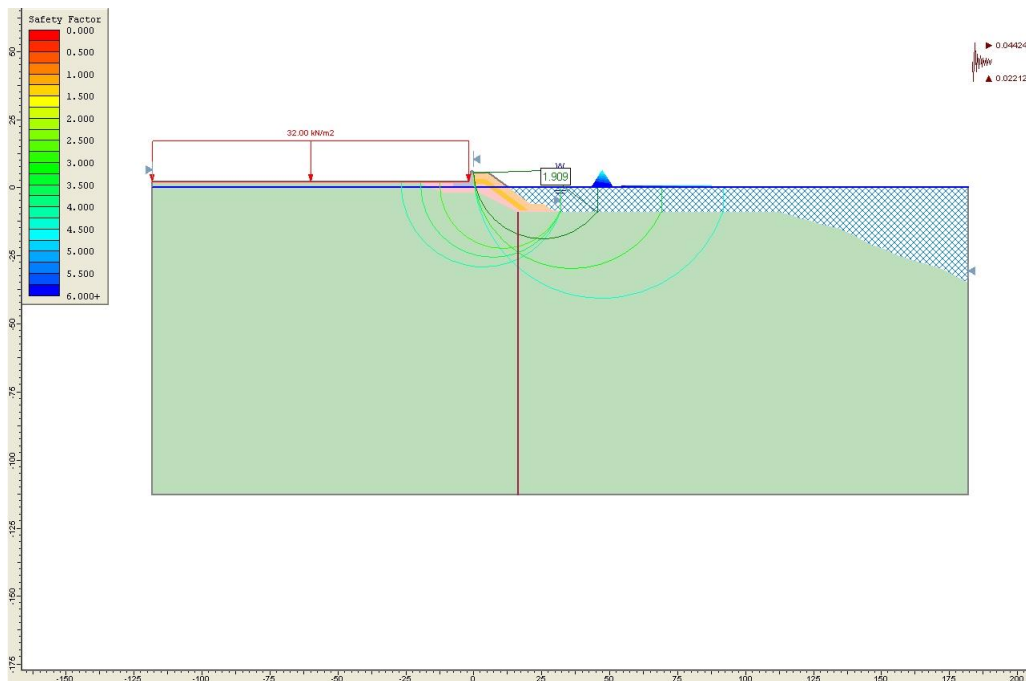


Figura 20 - $F_s=1.909 > 1.43$

12.4.3 Stato limite ultimo in fase statica

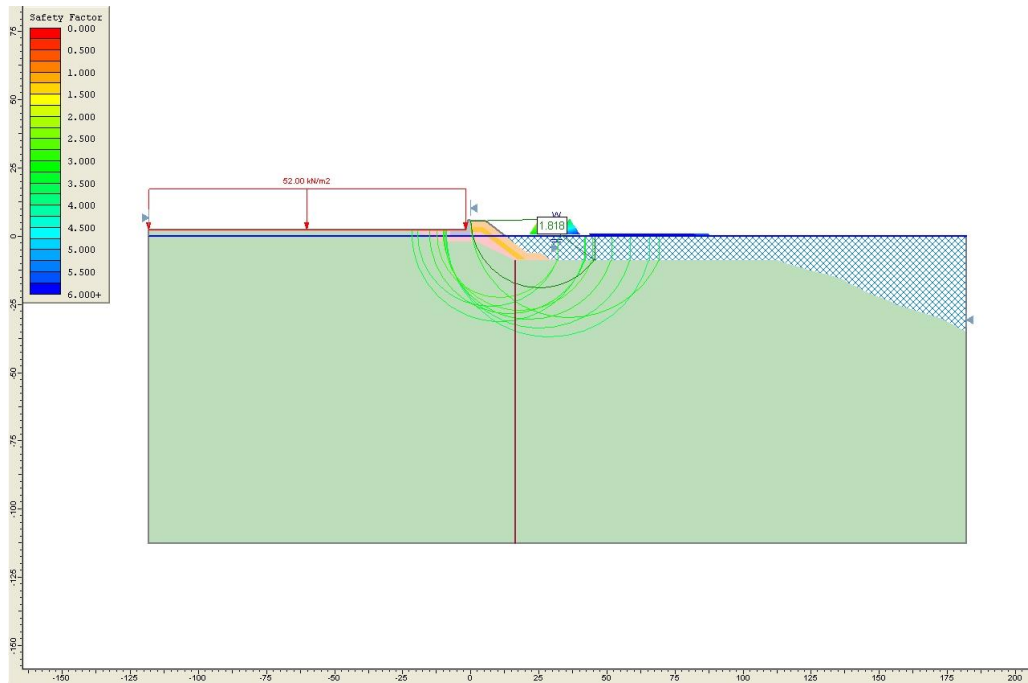


Figura 21 – $F_s=1.818>1.21$

12.4.4 Stato limite ultimo in fase sismica:SLV

Allo stato limite ultimo in condizione sismica sono stati adottati coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche γ_{M2} come richiesto dal Disciplinare di gara.

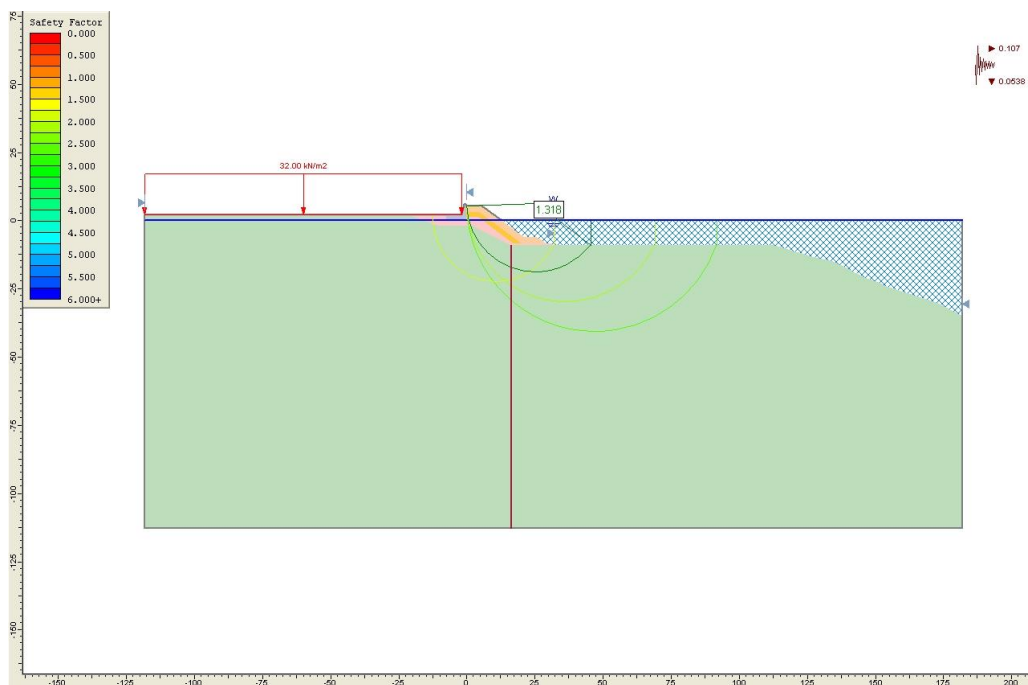


Figura 22 – $F_s=1.318>1.21$

13 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE

13.1 SCOGLIERA AREA SUD

Vista la potenziale liquefazione dell'area circostante il sondaggio S14, di cui 8578 m² a terra e 2918 m² a terra (profondità -7.5/-10.5 m s.l.m.), per cui si prevede un intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce di spaziatura 2,2m, le verifiche di stabilità globale sono state effettuate considerando, per gli strati di terreno risultati potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di evento sismico, un angolo di attrito e coesione nulli.

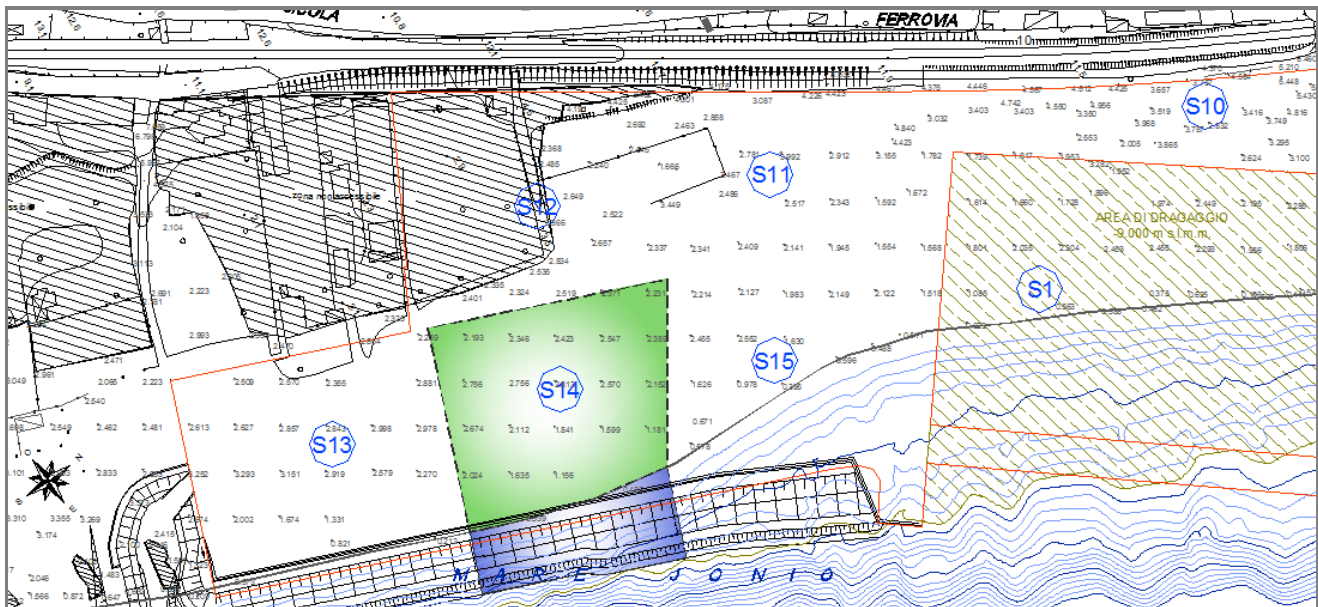


Figura 23 – Area Sud potenzialmente suscettibile di liquefazione .

13.1.1 RISULTATI ANALISI DI STABILITA'

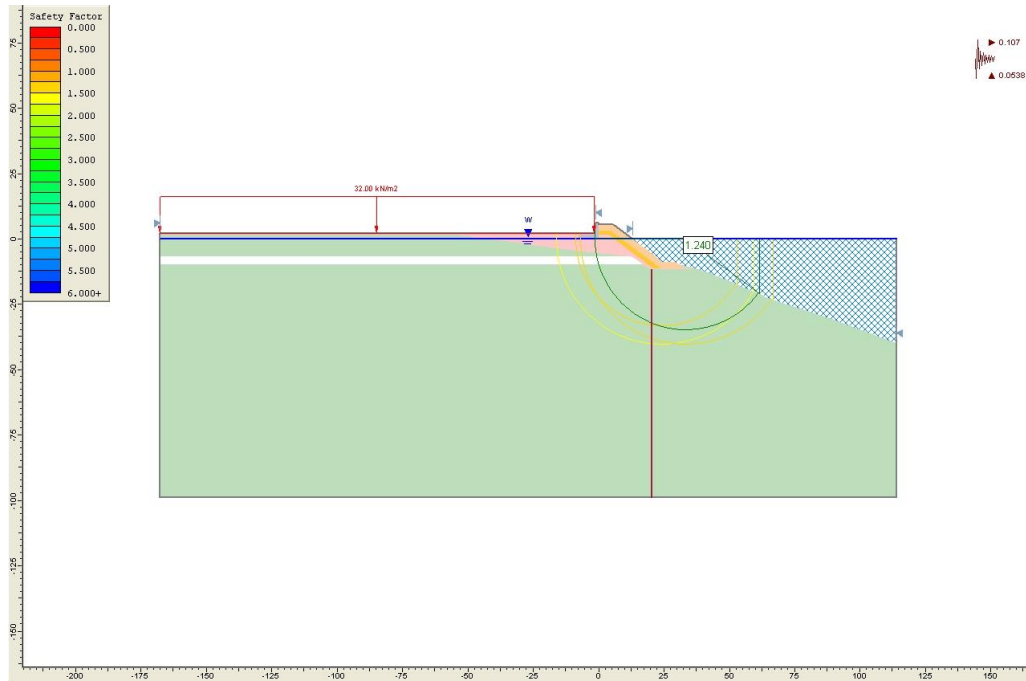


Figura 24 – $F_s=1.24>1.21$

13.2 SCOGLIERA AREA NORD

13.2.1 RISULTATI ANALISI DI STABILITA'

Vista la potenziale liquefazione dell'area circostante il sondaggio S8, di cui 9194 m² (profondità -3.5/-6.5 m s.l.m.m.), e dell'area circostante il sondaggio S5 di cui 4593 m² (profondità -7.5/-16.5 m s.l.m.m.), per cui si prevede un intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce di spaziatura 2,2m, le verifiche di stabilità globale sono state effettuate considerando, per gli strati di terreno risultati potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di evento sismico, un angolo di attrito e coesione nulli.

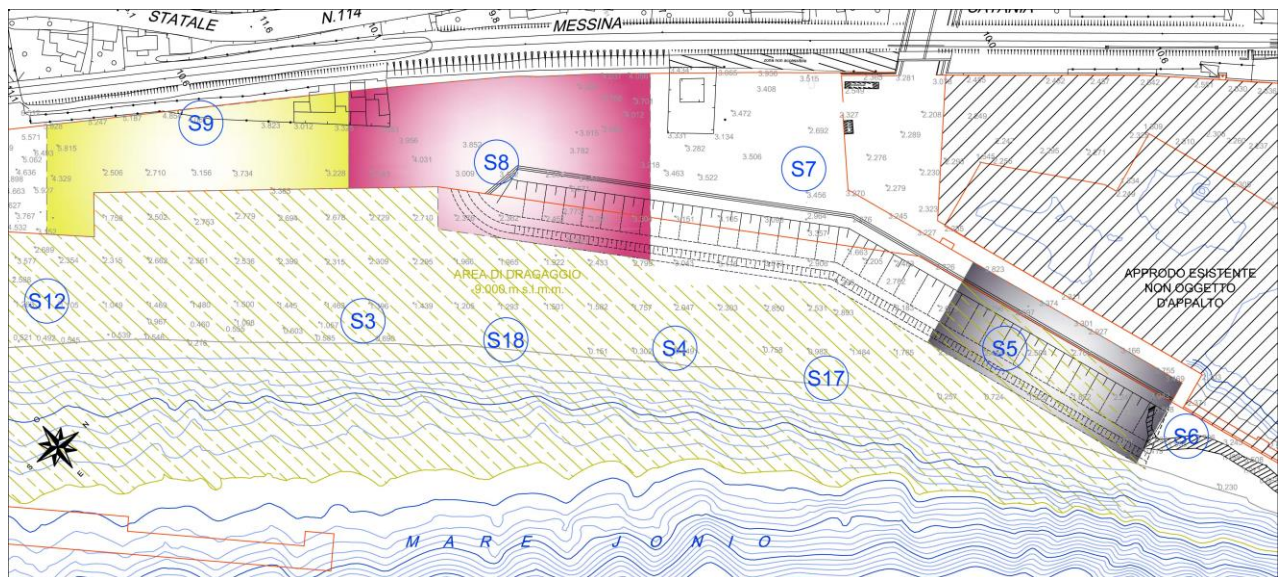


Figura 25 – Area Nord soggetta a intervento di vibroflottazione.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**

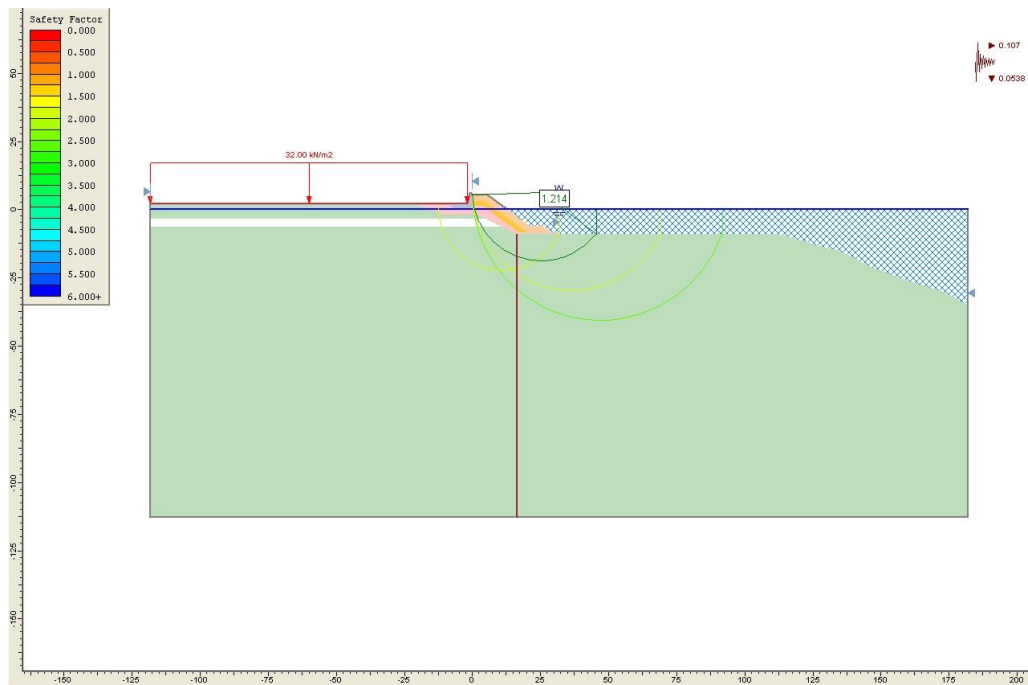


Figura 26 – $F_s=1.214>1.21$

Chioggia, lì 14 maggio 2010

FIRME

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.

(Boscolo Contadin Dante – Amministratore Unico)

CCC - Società Cooperativa

(Bedetti Giorgio – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

Favero e Milan Ingegneria Spa

(Tassi Tommaso - Consigliere Delegato
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

IDROTEC S.r.l

(Ing. Franco Grimaldi – Presidente)

Ing. Vincenzo Iacopino

Studio Tecnico Falzea

(Arch. Giuseppe Falzea – Legale Rappresentante
Associato)

Arch. Claudio Lucchesi

Ing. Manlio Marino

Dott. Geol. Sergio Dolfin