



COMUNE DI ROCCELLA JONICA



RIQUALIFICAZIONE E ADEGUAMENTO DEL PORTO DELLE GRAZIE DI ROCCELLA JONICA

Progetto Definitivo

C – OPERE MARITTIME

C.02

RELAZIONE CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Data:
05-08-2019

Scala:

PROGETTAZIONE:



Certified by Bureau Veritas Italia S.p.A.

ISO 9001:2015 ISO 14001:2015
Sistema di Gestione Qualità Sistema di Gestione Ambientale

ASSOCIATO
oice Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica

PROJECT MANAGER

ing. Antonino Sutera



PROGETTISTA

ing. Antonino Sutera
ing. Giuseppe Bernardo



GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi
ing. Roberta Chiara De Clario
ing. Simone Fiumara
ing. Tindara Cristina Grasso
ing. Fabio Vinci
arch. Eliq Carrozza
arch. Nicola Cosenza

REVISIONI			
01	05-08-2019	Aggiornamento studio idraulico marittimo	
Rev. n°	Data	Motivazione	

R.U.P.

Visti/Approvazioni

Ing. Lorenzo Surace

Codice elaborato:

DNC104_PD_C.02_2019-07-31_R1_OOMM REL GEOTECNICA_BRN.docx

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE MARITTIME	6
3	QUADRO NORMATIVO	10
3.1	<i>LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI</i>	10
3.2	<i>NORME NAZIONALI</i>	10
3.3	<i>NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI</i>	10
4	CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA	11
4.1	<i>SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE</i>	11
4.2	<i>VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLE OPERE CHE INTERAGISCONO CON IL TERRENO</i>	11
4.3	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE</i>	14
4.4	<i>AZIONI DI CALCOLO</i>	16
4.5	<i>AZIONI SISMICHE</i>	18
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	27
6	MATERIALI	30
7	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI - FASI DI TRASPORTO, GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO	31
7.1	<i>FASE DI TRASPORTO - FASE DI GALLEGGIAMENTO</i>	31
7.2	<i>FASE DI AFFONDAMENTO</i>	33
8	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI - FASE DI ESERCIZIO	35
8.1	<i>CALCOLO AZIONI IN ESERCIZIO</i>	43
8.2	<i>COMBINAZIONI DI CALCOLO</i>	71
8.3	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE</i>	75
8.4	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO</i>	78
8.5	<i>VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE</i>	80
9	STRUTTURA DI CONNESSIONE – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA	83

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

9.1	<i>DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO</i>	83
9.2	<i>SCelta DEL TIPO DI MASSO ARTIFICIALE</i>	85
9.3	<i>DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA</i>	87
9.4	<i>DIMENSIONAMENTO DEGLI STRATI FILTRO</i>	87
9.5	<i>DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE</i>	88
10	VALUTAZIONE DELLA TRACIMAZIONE	89
10.1	<i>STRUTTURA DI CONNESSIONE</i>	90
10.2	<i>CASSONI REWEC3</i>	93
11	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	96
11.1	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE CASSONI</i>	98
11.2	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE STRUTTURA DI CONNESSIONE</i>	100
12	VERIFICA A LIQUEFAZIONE	102
12.1	<i>ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE</i>	102
12.2	<i>VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	104

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 Intervento di ampliamento del molo sopraflutto	6
Figura 2.2 - Sezione tipologica cassone REWEC3.....	7
Figura 2.3 Sezione tipologica della struttura di connessione	8
Figura 5.1 Modello litotecnico di riferimento cassone REWEC3 e struttura di connessione.....	28
Figura 5.2 Modello litotecnico di riferimento al molo	28
Figura 5.3 Sezione geo-litologica con inserimento cassone Rewec (rappresentazione schematica delle opere).....	29
Figura 5.4 Sezione geo-litologica con inserimento della struttura di collegamento (rappresentazione schematica delle opere).....	29
Figura 7.1 Schema di calcolo cassone.....	31
Figura 8.1 Schematizzazione del cassone secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime	37
Figura 8.2 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante.....	39
Figura 8.3 Schema di calcolo cassone.....	44
Figura 8.9 Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina	70
Figura 9.1 Xbloc Plus ®	86
Figura 9.2 Xbloc ®.....	86
Figura 9.3 Impiego di Xbloc Plus ® e Xbloc ® in testata	86
Figura 10.1 Sezione tipologica struttura di connessione.....	92
Figura 10.2 Sezione tipologica cassoni REWEC3.....	95
Figura 11.1 Suddivisione della superficie di rottura in strisce (a sinistra) e singola striscia (a destra)	97
Figura 11.2 Superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo	99
Figura 11.3 Superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo	101
Figura 12.1 Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione - Rif. Fig. 7.11.1 D.M. 17/01/2018	103
Figura 12.2 Metodo dell'Eurocodice 8 (SISMICA)	105
Figura 12.3 Magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica in oggetto	106

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018.....	12
Tabella 4.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Rif. Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018.....	13

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tabelle 4.3 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018.....	14
Tabella 4.4 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - Rif. Tab. 6.8.I D.M. 17/01/2018.....	14
Tabella 4.5 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - Rif. Tab. 7.11.I D.M. 17/01/2018.....	15
Tabella 4.6 - Valori dei coefficienti di combinazione - Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018.....	17
Tabella 4.7-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU - Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018	18
Tabella 4.8 Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018	19
Tabella 4.9 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato	20
Tabella 4.10 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018	20
Tabella 4.11 Espressioni di S_S e di C_C - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018.....	23
Tabella 4.12 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018.....	23
Tabella 4.13 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018	24
Tabella 4.14 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018	25
Tabella 4.15 Valori del coefficiente d'uso C_U - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018.....	26
Tabelle 8.1 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018.....	35
Tabella 8.2 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno - Rif. Tab. 6.5.I D.M. 17/01/2018	35
Tabella 8.3 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno - Rif. Tab. 7.11.III D.M. 17/01/2018	36
Tabella 8.4 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v) - Rif. Tab. 1 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime	50
Tabella 8.5 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_i) - Rif. Tab. 2 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime	51
Tabella 9.1 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v)	83
Tabella 9.2 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_i).....	84
Tabella 10.1 Limiti ammissibili della portata media di tracimazione.....	89
Tabella 10.2 Valori caratteristici della struttura di connessione	92
Tabella 10.3 Valori caratteristici dei cassoni REWEC3.....	95
Tabella 12.1 Verifica a liquefazione	106

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo e Geotecnica sulle Opere Marittime è redatta nell'ambito del Progetto Definitivo dei lavori di "Riqualificazione e adeguamento del Porto delle Grazie di Roccella Jonica" (CUP B79F18000010006 - CIG 7415329B10), e descrive i calcoli effettuati ai fini del dimensionamento e della verifica delle opere marittime previste in progetto.

In essa, dopo aver riportato una breve descrizione delle opere e i riferimenti normativi con i relativi criteri di progetto e verifica, sono stati sviluppati i seguenti calcoli:

- verifica dei cassoni nelle fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento e in fase di esercizio;
- dimensionamento idraulico e geotecnico della struttura di connessione;
- valutazione della tracimazione (overtopping) sia per la diga in cassoni che per la struttura di connessione;
- verifica di stabilità globale dei cassoni e della struttura di connessione;
- verifica a liquefazione.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE MARITTIME

Sinteticamente, il progetto prevede la realizzazione di due interventi principali:

- 1) **ampliamento del molo sopraflutto;**
- 2) **installazione di un pontile galleggiante.**

L'**ampliamento del molo sopraflutto** avverrà tramite l'installazione di due cassoni REWEC3 collegati all'esistente molo di sopraflutto tramite una struttura di connessione in massi artificiali.



Figura 2.1 Intervento di ampliamento del molo sopraflutto

Il singolo cassone avrà lunghezza pari a 15 m e altezza pari a 14 m, mentre la larghezza sarà variabile in funzione della profondità:

- alla quota -8,00 m (la base del cassone) è pari a 23,40 m; tale larghezza include due mensole laterali, ognuno di lunghezza pari a 1 m e altezza di 0,8 m, realizzati per allargare la soletta di base in c.a. in modo da garantire ulteriore stabilità al manufatto e distribuire i carichi su una maggiore superficie del fondale;

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- dalla quota -7,20 m fino a -2,00 m, corrispondente alla sommità del condotto verticale, la larghezza del cassone si riduce a 21,4 m;
- dalla quota -2,00 m fino a +3,00, corrispondente al piano di calpestio, la larghezza del cassone è pari a 18,90 m;
- dalla quota +3,00 m alla quota +6,00, la larghezza del cassone si riduce ulteriormente fino ad arrivare a 9,10 m (comprensiva della pensilina).

La parte lato mare del cassone contiene la parte attiva per lo sfruttamento del moto ondoso, all'interno della quale si individuano:

- il condotto verticale (sommerso), largo 2 m, che si sviluppa dal fondo fino alla quota - 2 m rispetto al livello di medio mare;
- la camera di assorbimento, larga 4 m, collegata al condotto verticale da una luce verticale di 2,5 m, che si sviluppa dal fondo fino a 6 m sopra il l.m.m..

Le parti attive (camera di assorbimento e condotto verticale) hanno lunghezza longitudinale di 3,20 m.

La parte interna del cassone, lato porto, contiene invece quattro celle riempite con materiale arido di cava e una sovrastruttura in c.a., fino alla quota +3 m.

Preliminarmente alla collocazione dei cassoni verrà effettuato uno scavo del fondale fino alla quota -9,50 m. Successivamente verrà costituito lo scanno di imbasamento dei cassoni con pietrame scapolo 5-50 kg, dello spessore pari a 1,50 m (fino alla quota -8,00 m).

I cassoni saranno protetti al piede, lato mare, da massi naturali di II categoria per una larghezza di 6 m e disposti con pendenza 1 (V) : 2 (H). Lato porto invece la protezione al piede sarà effettuata con massi di pezzatura di I categoria con berma orizzontale a quota -6,30 m.

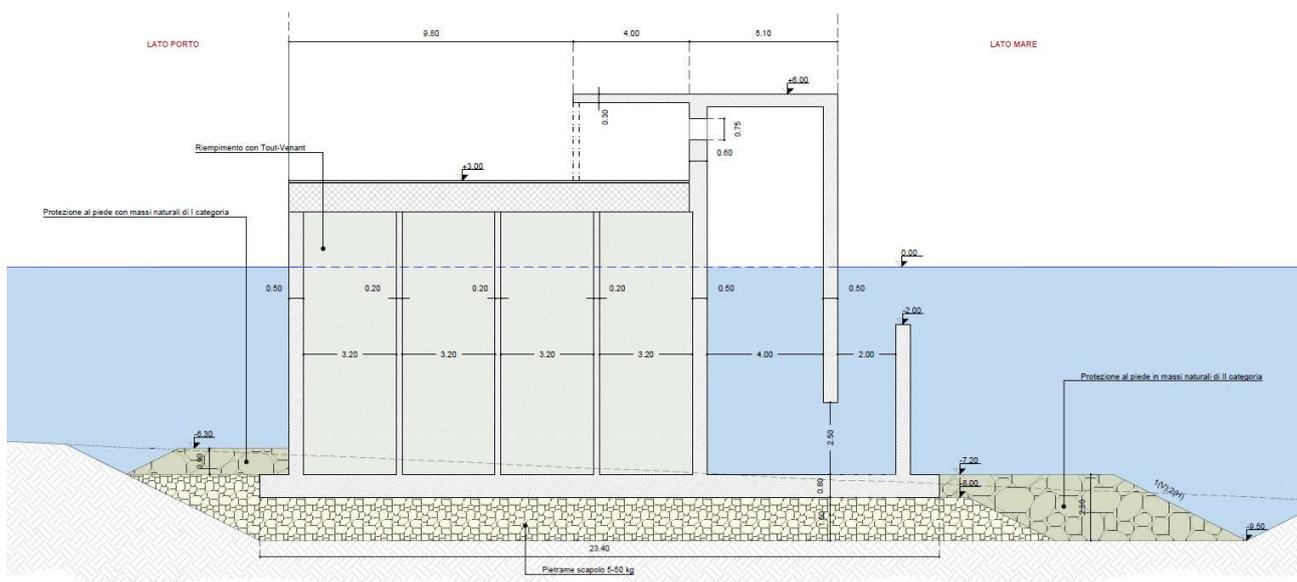


Figura 2.2 - Sezione tipologica cassone REWEC3

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il collegamento tra la diga in cassoni e l'attuale testata del molo di sopraflutto avverrà tramite la realizzazione di una struttura di connessione in massi artificiali.

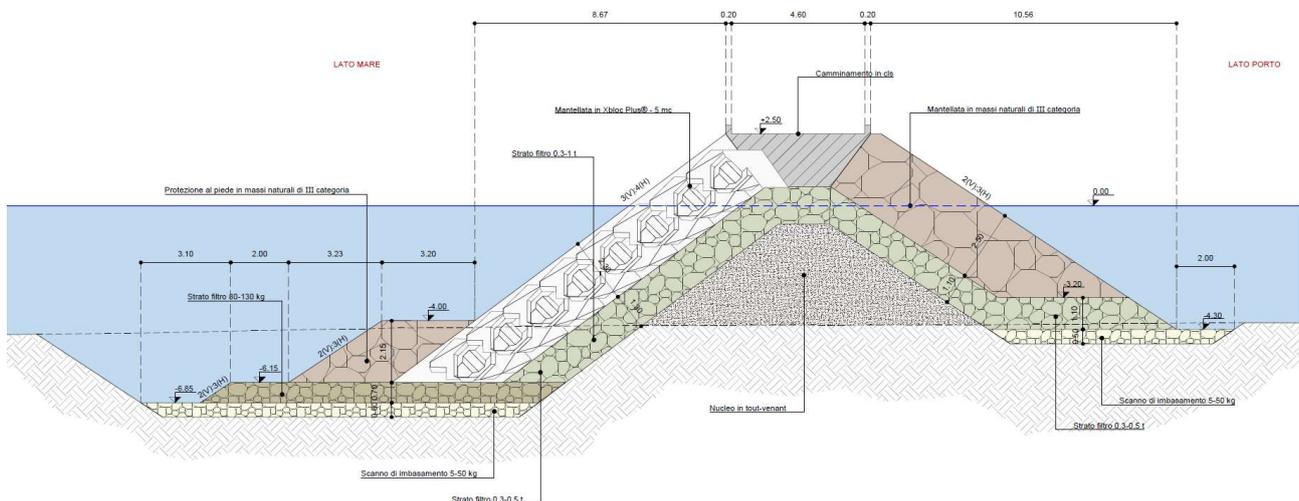


Figura 2.3 Sezione tipologica della struttura di connessione

La nuova opera sarà una scogliera tracimabile di lunghezza pari a circa 160 m con le seguenti caratteristiche:

- camminamento di larghezza pari a 5 m, posto alla quota +2,50 m, realizzato con un solettone in calcestruzzo;
- mantellata lato mare con pendenza 3(V) : 4(H) in massi artificiali Xbloc Plus® da 5 mc, caratterizzati da elevata stabilità e capacità di dissipazione dell'energia del moto ondoso;
- strato filtro dello spessore di 1,30 m in massi naturali di I categoria del peso singolo compreso tra 0,3 e 1,0 t;
- protezione al piede della mantellata lato mare in massi naturali di III categoria;
- strato di fondazione dello spessore di 0,70 m in massi del peso di 80-130 kg;
- strato di posa dello spessore di 0,50 m in pietrame scapolo da 5-50 kg;
- mantellata lato terra con pendenza 2(V) : 3(H) in massi naturali di III categoria con filtro di spessore pari a 1,1 m in massi naturali del peso singolo compreso tra 0,3 e 0,5 t;
- nucleo in tout venant.

L'ultimo tratto della struttura, che costituisce il raccordo con il cassone cellulare, sarà curvo e di conseguenza verrà realizzato con la tipologia di massi Xbloc® in sostituzione degli Xbloc Plus®, così come indicato nelle linee guida della DMC (Delta Marine Consultants).

In prossimità del molo di sottoflutto verrà **installato un pontile galleggiante**, in grado di ospitare 15 posti barca destinati ai pescatori.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il pontile avrà lunghezza totale pari a 36 m e sarà costituito da 3 moduli galleggianti con lunghezza 12 m e larghezza 2,35 m.

L'accesso al pontile avverrà attraverso una passerella di lunghezza di 6 m composta da telaio portante in profili di acciaio zincato a caldo e piano di calpestio in doghe in legno. Il collegamento con la banchina avverrà con un sistema di ancoraggio con bielle di tipo "reticolare", di forma trapezia, realizzate in acciaio zincato a caldo ancorate a elementi di cls.

3 QUADRO NORMATIVO

3.1 Leggi, decreti e circolari

- D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

3.2 Norme nazionali

- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: "*Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*".
- AGI Associazione Geotecnica Italiana, 2005 "*Linee guida agli aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*".

3.3 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 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*".

4 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

4.1 Sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali era stata progettata.

In particolare, le opere devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza **antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescenti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

4.2 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni delle opere che interagiscono con il terreno

Il progetto delle opere e degli interventi che interagiscono con il terreno si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo di terreno, cioè la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate nel D.M. 17/01/2018.

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella che segue (Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tabella 4.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II (D.M. 17/01/2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_F relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Rif. Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Le opere e i sistemi geotecnici devono anche essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

4.3 Verifica di stabilità globale

Le NTC 2018 indicano per la verifica di stabilità due scenari:

- **pendio naturale**, da analizzare con i parametri caratteristici dei terreni sia in condizioni statiche che sismiche: per le verifiche della stabilità di pendii naturali si adopera l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) con (A2=M2=1);
- **fronte di scavo**, da analizzare con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 in condizioni statiche e con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 con coefficienti unitari su azioni e parametri geotecnici (A2=M2=1) in condizioni sismiche.

Le verifiche di stabilità globale da effettuare nell'ambito del presente progetto riguardano i cassoni, i quali, ai fini delle verifiche di stabilità (**Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite, Stabilità globale**), sono stati assimilati a dei muri di sostegno, e la struttura di connessione tra il molo sopraflutto e i cassoni.

In accordo al punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, nel caso dei muri di sostegno, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno in condizioni statiche deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 - *Opere di materiali sciolti e fronti di scavo*, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II (D.M. 17/01/2018) per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I (D.M. 17/01/2018) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabelle 4.3 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4.4 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - Rif. Tab. 6.8.I D.M. 17/01/2018

Secondo quanto indicato al punto 7.11.6.2.2 delle NTC 2018, in presenza di sisma, per i muri di sostegno deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

con i criteri indicati al § 7.11.4 - *Fronti di scavo e rilevati*, nel quale si specifica che «l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica».

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

con

- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 4.5 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - Rif. Tab. 7.11.I D.M. 17/01/2018

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Le verifiche di stabilità globale della struttura di connessione tra il molo sopraflutto e i cassoni, catalogabile tra le "opere di materiali sciolti", vanno eseguite anch'esse con riferimento ai criteri di cui al § 6.8 - *Opere di materiali sciolti e fronti di scavo*, in condizioni statiche, e ai criteri riportati al § 7.11.4 - *Fronti di scavo e rilevati*, in condizioni sismiche.

A seguire si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza richiesti dalla norma per le verifiche di stabilità globale dei "*Fronti di scavo e rilevati*":

- $\gamma_R = 1,10$ in **condizioni statiche**;
- $\gamma_R = 1,20$ in **condizioni sismiche**.

4.4 Azioni di calcolo

4.4.1 Classificazione e determinazione delle azioni

Le azioni agenti sulle strutture possono essere classificate:

- in base in base al modo di esplicarsi:
 - a) dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili);
 - b) indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.);
 - c) degrado.
- secondo la risposta strutturale:
 - a) statiche;
 - b) pseudo statiche;
 - c) dinamiche;
- secondo la variazione della loro intensità nel tempo:
 - a) permanenti (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità);
 - b) variabili (azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura);
 - c) eccezionali (azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura);
 - d) sismiche (azioni derivanti dai terremoti).

4.4.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le azioni si combinano applicando i coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} definiti nella Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018 e i valori dei coefficienti parziali γ_{Gi} e γ_{Qi} dati nella Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018).

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4.6 - Valori dei coefficienti di combinazione - Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.7-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU - Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018

4.5 Azioni sismiche

4.5.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli **Stati limite di esercizio (SLE)** che gli **Stati limite ultimi (SLU)** sono individuati riferendosi alle prestazioni del manufatto nel suo complesso.

Gli **Stati limite di esercizio (SLE)** comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati limite ultimi (SLU)** comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I (D.M. 17/01/2018).

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4.8 Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$

4.5.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II (D.M. 17/01/2018).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 4.9 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle norme (D.M. 17/01/2018). Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4.10 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

4.5.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018); in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita a uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018);

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018), la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV (D.M. 17/01/2018), nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 4.11 Espressioni di S_s e di C_C - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 4.12 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI (D.M. 17/01/2018).

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 4.13 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018).

4.5.4 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I (D.M. 17/01/2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4.14 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

4.5.5 Classi d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

4.5.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II (D.M. 17/01/2018).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.15 Valori del coefficiente d'uso C_U - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Lo Studio Geologico dell'area oggetto di intervento è stato redatto dal Dott. Geol. Angelo Alberto Stamile. Tale studio si propone lo scopo di ricostruire gli aspetti geologico-strutturali dell'ambito d'interesse, nonché le caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area, ponendo particolare attenzione alla ricostruzione del quadro geomorfologico e morfodinamico, nonché all'aspetto idrogeologico della zona di interesse, il tutto al fine di individuare un modello geologico-tecnico da porre a base della progettazione.

Lo studio si articola nelle seguenti fasi:

- inquadramento geologico;
- inquadramento geomorfologico;
- inquadramento meteo-climatico, idrologico e idrogeologico;
- sismicità dell'area;
- finalità tecniche.

Per ottenere maggiori e più dettagliate informazioni circa l'assetto litologico-stratigrafico e le proprietà fisico-meccaniche dei materiali costituenti il primo sottosuolo, le analisi di campagna sono state correlate da indagini geognostiche e geofisiche eseguite nell'area portuale; nella fattispecie, sono stati eseguiti:

- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo S01, S02 con prelievo di n. 4 campioni indisturbati e n. 20 campioni rimaneggiati per le analisi di laboratorio;
- n. 26 prove SPT (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio;
- n. 2 indagini penetrometriche dinamiche superpesanti Dpsh01, Dpsh02;
- n. 3 indagini sismiche superficiali attive di tipo Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW), Masw01, Masw02, Masw03;
- n. 2 indagini sismiche superficiali passive (microtremori) con tecnica Horizontal to Vertical Spectral Ratio, Hvsr01, Hvsr02.

Sono state consultate, inoltre, la bibliografia di indagini in situ nonché le analisi di laboratorio effettuate su campioni di litotipi simili e/o su terreni adiacenti. Infine, per lo studio meteomarinario dell'area, finalizzato ad evidenziare l'impatto dell'opera in progetto con la dinamica dei sedimenti costieri, è stata eseguita una campagna di prelievi di sedimenti lungo 6 transetti significativi, prelevando n. 25 campioni di sedimenti rimaneggiati tra la quota di +1,00 metri e la batimetrica -10,00 metri dei quali è stata eseguita una analisi granulometrica.

I risultati delle indagini condotte hanno permesso quindi di ricostruire un modello litotecnico medio del sottosuolo con un buon livello di dettaglio che risulta caratterizzato, dall'alto verso il basso, dalla presenza, al di sotto del sito di sedime, delle seguenti unità litotecniche:

- **Unità litotecnica L1a** - Sedimenti marini da sciolti, in superficie, a scarsamente addensati costituiti da sabbie quarzoso feldspatiche medie grossolane classate con scarsa componente ghiaiosa. Il colore è grigio, la permeabilità è elevata.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Unità litotecnica L1b** - Sedimenti marini scarsamente addensati costituiti da sabbie quarzoso feldspatiche medio grossolane classate con livelli decimetrici sabbioso ghiaiosi. Il colore è grigio, la permeabilità è elevata.
- **Unità litotecnica L1c** - Sedimenti marini da scarsamente a mediamente addensati costituiti da alternanze di ghiaie eterogranulari in matrice sabbiosa e sabbie medio grossolane a componente quarzoso feldspatica. Il colore è grigio, la permeabilità è elevata.

Data la struttura dei litotipi, che può essere a varie profondità articolata, per la ricostruzione del modello litotecnico sono state effettuate delle semplificazioni accorpendo piccoli livelli e assegnando al modello litotecnico i parametri più cautelativi. Mediamente la stratigrafia e i parametri costituenti il primo sottosuolo (riferito al p.c.) possono essere rappresentati come riportato nelle successive figure:

MODELLO LITOTECNICO DI RIFERIMENTO AL PENNELLO ED AL REWEC

Strato	Spess. (m)	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	G0 (Mpa)	Modulo Poisson	Nspt	Vs (m/s)
L1a	1.50	1.45-1.50	1.85-1.90	28-29	0.00	45-50	40-50	61-63	0.41	1-2	205
L1b	10.0	1.60-1.65	1.95-2.00	33-34	0.00	115-130	80-95	158-164	0.40	20-27	315
L1c	30.0	1.68-1.80	2.00-2.10	36-37	0.00	345-410	290-320	188-202	0.40	40-60	335

Fi = angolo di attrito; c = coesione; cu = coesione non drenata; Ed = Modulo edometrico; Ey Modulo elastico; G0 = modulo di taglio; Nspt = numero di colpi prova SPT; Vs = velocità delle onde S.

Figura 5.1 Modello litotecnico di riferimento cassone REWEC3 e struttura di connessione

MODELLO LITOTECNICO DI RIFERIMENTO AL MOLO (s01, masw01, hvsr01)

Strato	Spess. (m)	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	G0 (Mpa)	Modulo Poisson	Nspt	Vs (m/s)
L01	3.80	1.45-1.50	1.85-1.90	28-29	0.00	45-50	40-45	61-63	0.41	1-2	205
L02	2.30	1.45-1.50	1.85-1.90	29-30	0.00	50-55	45-50	110-113	0.41	2-3	275
L1b	9.7	1.60-1.65	1.95-2.00	33-34	0.00	115-130	80-95	158-164	0.40	20-27	315
L1c	18.0	1.68-1.80	2.00-2.10	35-36	0.00	345-410	290-320	188-202	0.40	40-60	335

Fi = angolo di attrito; c = coesione; cu = coesione non drenata; Ed = Modulo edometrico; Ey Modulo elastico; G0 = modulo di taglio; Nspt = numero di colpi prova SPT; Vs = velocità delle onde S.

Figura 5.2 Modello litotecnico di riferimento al molo

Le unità litotecniche L01 ed L02 sono rappresentative del riempimento ghiaioso sabbioso per la realizzazione del braccio foraneo.

Nelle figure che seguono vengono rappresentate le caratteristiche geometriche delle litologie interessate dalla realizzazione delle opere previste in progetto (cassoni REWEC3, struttura di connessione tra la diga in cassoni e l'esistente testata del molo di sopraflutto):

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

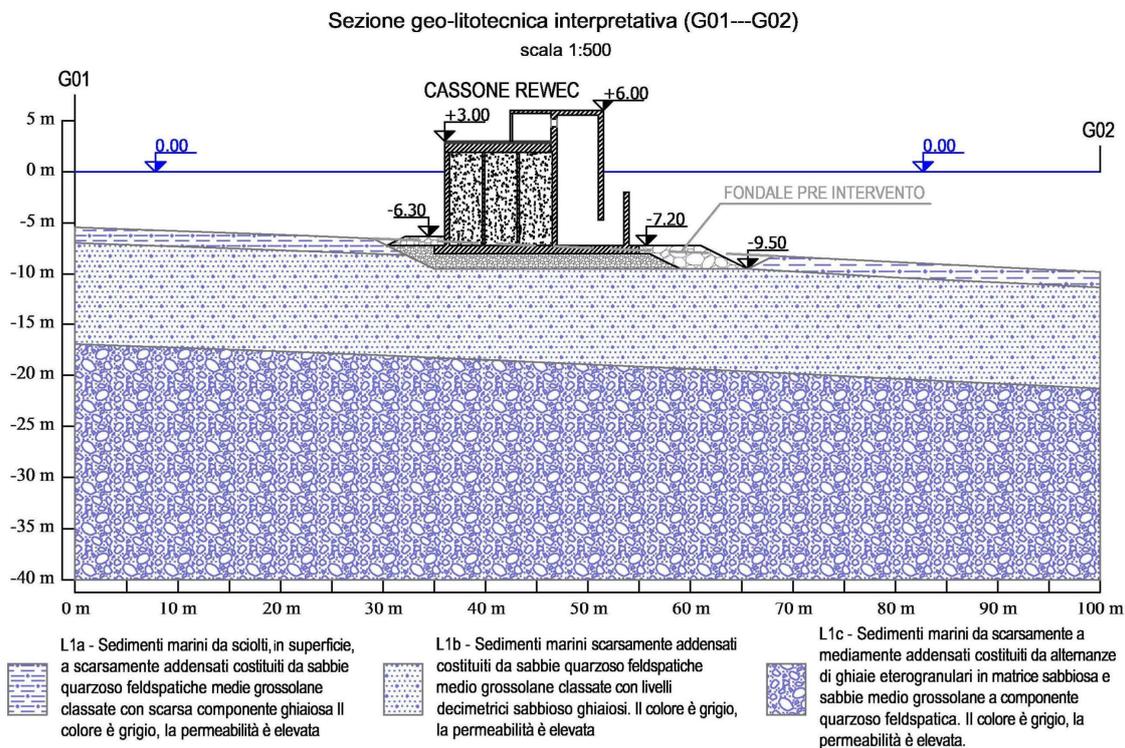


Figura 5.3 Sezione geo-litologica con inserimento cassone Rewec (rappresentazione schematica delle opere)

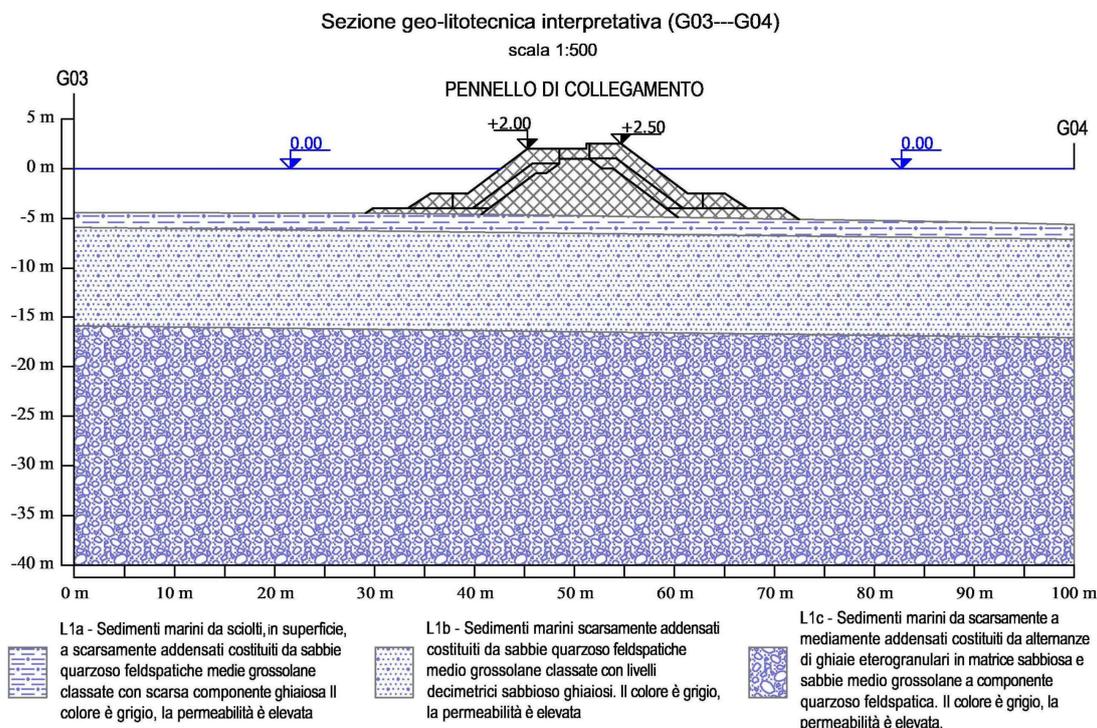


Figura 5.4 Sezione geo-litologica con inserimento della struttura di collegamento (rappresentazione schematica delle opere)

6 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in progetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli appresso riportati, sono le seguenti:

Diga in cassoni

Cassone:

- Calcestruzzo: $R_{ck} \geq 45$ MPa (Classe C35/45) - Classe di esposizione XS3 - Classe di consistenza S4;
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C.

Pietrame e Scogli naturali (protezione al piede e scanno di imbasamento cassoni):

- Pietrame scapolo per scanno di imbasamento (peso singolo masso compreso tra 5 kg e 50 kg);
- Massi naturali di I categoria (peso singolo masso compreso tra 50 kg e 1,0 t);
- Massi naturali di II categoria (peso singolo masso compreso tra 1,0 e 3,0 t).

Struttura di connessione

Massi artificiali Xbloc e Xbloc Plus (mantellata):

- Calcestruzzo: $R_{ck} \geq 45$ MPa (Classe C35/45) - Classe di esposizione XS3;

Pietrame e Scogli naturali (strati filtro, nucleo, scanno di imbasamento, protezione al piede):

- Tout-venant di cava per la costituzione del nucleo;
- Pietrame del peso compreso 5-50 kg per la costituzione dello scanno di imbasamento;
- Massi naturali del peso compreso tra 80 kg e 130 kg;
- Massi naturali di III categoria (peso singolo masso compreso tra 3,0 e 7,0 t) per la realizzazione della mantellata interna;
- Massi naturali di I categoria (peso singolo masso compreso tra 50 kg e 1,0 t) per la realizzazione degli strati filtro e la protezione al piede;
- Massi naturali di III categoria (peso singolo masso compreso tra 3,0 e 7,0 t) per la costituzione della protezione al piede.

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, e in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione e accettazione, si fa riferimento al Cap. 11 del D.M. 17/01/2018.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato C.03 – Relazione sui materiali impiegati per le opere marittime.

7 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI - FASI DI TRASPORTO, GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO

Si riportano a seguire le verifiche dei cassoni nelle fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento. In tali fasi sono stati calcolati il peso del cassone, la spinta idrostatica, il baricentro, il centro di carena e l'altezza del cassone fuori dall'acqua durante il galleggiamento.

Nella fase di trasporto occorre assicurare la stabilità dei cassoni alla navigazione mentre nella fase di affondamento occorre determinare la quantità di acqua di mare (zavorra) da immettere nelle celle per ottenere l'affondamento del cassone.

In entrambe le fasi sul cassone agiscono la forza peso e la spinta di galleggiamento. Lo schema di calcolo per le verifiche in fase di trasporto, galleggiamento e affondamento è rappresentato nella figura seguente:

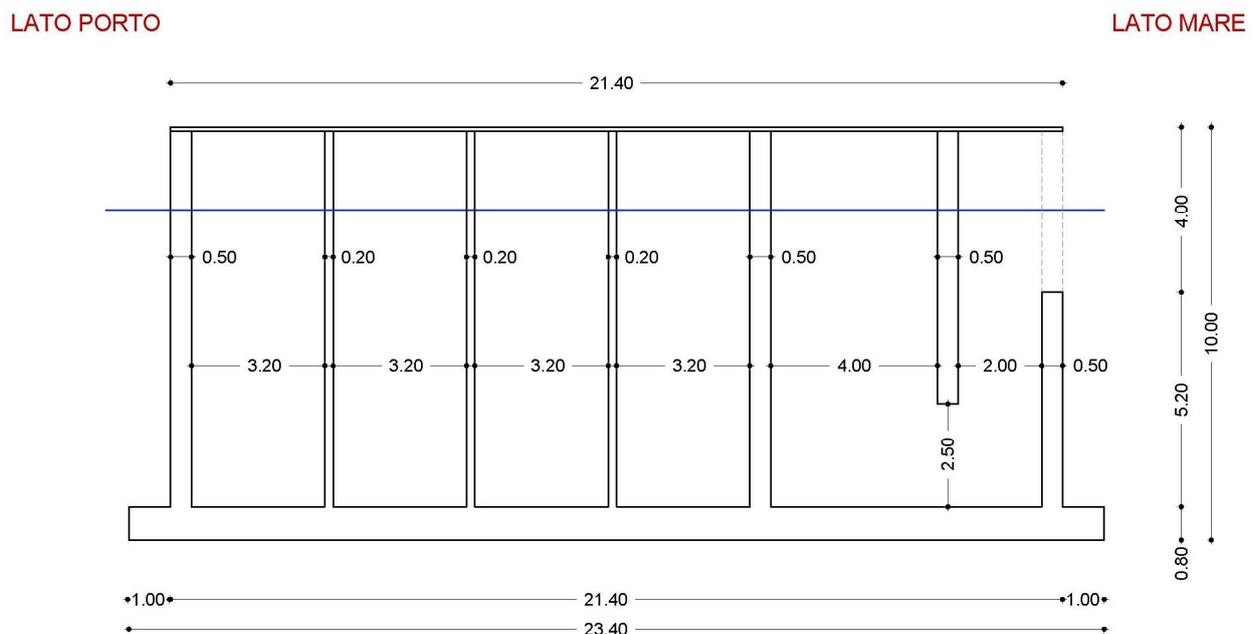


Figura 7.1 Schema di calcolo cassone

7.1 Fase di trasporto - Fase di galleggiamento

Nelle tabelle riportate a seguire si esplicitano i calcoli del peso e del baricentro del cassone in fase di trasporto e galleggiamento. La forza peso P deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento. Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza $H_i = Z_{max} - Z_{min}$ con area della sezione trasversale A_i costante. Non è necessaria, per il caso in esame, l'introduzione di una zavorra di acqua per l'ottimizzazione della posizione del baricentro e per migliorare la stabilità durante il trasporto.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

1 - Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto													
	Z _{min} [m]	Z _{max} [m]	A _i [m ²]	H _i [m]	V _i [m ³]	γ [kN/m ³]	P _i [kN]	X _{Gi} [m]	Y _{Gi} [m]	Z _{Gi} [m]	P _i X _{Gi} [kNm]	P _i Y _{Gi} [kNm]	P _i Z _{Gi} [kNm]
fusto h=2,50 m	0,80	3,30	66,070	2,50	165,18	25,00	4129,38	7,50	11,84	2,05	30970,31	48891,80	8465,22
fusto h=6,60 m	3,30	9,90	72,500	6,60	478,50	25,00	11962,50	7,50	12,53	6,60	89718,75	149890,13	78952,50
soletta	9,90	10,00	312,920	0,10	31,29	25,00	782,30	7,50	11,70	9,95	5867,25	9152,91	7783,88
platea	0,00	0,80	351,000	0,80	280,80	25,00	7020,00	7,50	11,70	0,40	52650,00	82134,00	2808,00
setto da detrarre	6,00	9,90	7,50	3,90	-29,25	25,00	-731,25	7,50	22,15	7,95	-5484,38	-16197,19	-5813,44
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					ΣV _i [m ³]		ΣP _i [kN]	X _G [m]	Y _G [m]	Z _G [m]	ΣP _i X _{Gi} [kNm]	ΣP _i Y _{Gi} [kNm]	ΣP _i Z _{Gi} [kNm]
					926,52		23162,93	7,50	11,82	3,98	173721,94	273871,65	92196,17

2 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di trasporto									
G Baricentro Cassone		X _G	=	7,50	m				
		Y _G	=	11,82	m				
		Z _G	=	3,98	m				
	A _i [m ²]	V _i [m ³]							
fusto	312,92								
platea	351,00	280,80							
Condizione di equilibrio di Archimede			ΣP _i = γ _w x V		V	2293,36	m ³		
V ₁	280,80	m ³	Volume piastra di base comprese mensole						
V ₂	=	A _{base cassone} x h _{carena}	=	312,92	x	h _{carena}			
V=V ₁ +V ₂	⇒	h _{carena}	6,43	m					

	V	Posizione baricentro x	Momento statico x	Posizione baricentro y	Momento statico y	Posizione baricentro z	Momento statico z
Platea	280,80	7,50	2106,00	11,70	3285,36	0,40	112,32
Cassone immerso (carena)	2012,56	7,50	15094,19	11,84	23828,70	4,02	8081,98
Totale	2293,36		17200,19		27114,06		8194,30

C Centro di spinta Cassone		X _C	=	7,50	m
		Y _C	=	11,82	m
		Z _C	=	3,57	m
Piano di galleggiamento					
H _{fusto}	9,20	m			
H _{platea}	0,80	m			
H _{cassone}	10,00	m			
H _{immersa}	7,23	m			
H _{emersa}	2,77	m			

3 - Stabilità al galleggiamento									
Z _G =	3,98	m							
Z _C =	3,57	m							
GC=	0,41	m							
V _{immerso} =	2293,36	m ³							
I _{SG-T} =	12250,43	m ⁴	momento d'inerzia trasversale sezione di galleggiamento						
I _{SG-L} =	6018,75	m ⁴	momento d'inerzia longitudinale sezione di galleggiamento						
CM _T =	5,34	m	raggio metacentrico trasversale						
CM _L =	2,62	m	raggio metacentrico longitudinale						
GM _T =	4,93	m	distanza metacentrica trasversale						
GM _L =	2,22	m	distanza metacentrica longitudinale						
VERIFICA	GM = min (GM _T ; GM _L)		2,22	m	>	0,30 trasporto in mare calmo		VERO	
						0,50 trasporto in mare aperto		VERO	

Avendo ottenuto un'altezza immersa del cassone pari a 7,23 m e sapendo che lo stesso sarà imbasato alla quota di - 8,00 m l.m.m., il cassone galleggerà a 0,77 m dal fondale.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

celle lato porto 1° fila	2	10,26		2	10,47		41,460												
celle lato porto 2° fila	2	10,35		2	10,22		41,14												
celle lato porto 3° fila	2	10,35		2	10,22		41,140												
celle lato porto 4° fila	2	10,32		2	10,22		41,080												
celle lato mare	2	20,30		2	20,73		82,060												
							ΣA _i												
							246,88												
Altezza zavorre	0,97	m																	
		Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}					
		[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]					
fusto h=2,50 m	0,80	3,30	66,070	2,50	165,18	25,00	4129,38	7,50	11,84	2,05	30970,31	48891,80	8465,22						
fusto h=6,60 m	3,30	9,90	72,500	6,60	478,50	25,00	11962,50	7,50	12,53	6,60	89718,75	149890,13	78952,50						
soletta	9,90	10,00	312,920	0,10	31,29	25,00	782,30	7,50	11,70	9,95	5867,25	9152,91	7783,88						
platea	0,00	0,80	351,000	0,80	280,80	25,00	7020,00	7,50	11,70	0,40	52650,00	82134,00	2808,00						
zavorra celle lato porto 1° fila			41,460	0,97	40,38	10,10	407,87	7,50	3,10	1,29	3058,99	1264,38	524,93						
zavorra celle lato porto 2° fila			41,140	0,97	40,07	10,10	404,72	7,50	6,50	1,29	3035,38	2630,66	520,87						
zavorra celle lato porto 3° fila			41,140	0,97	40,07	10,10	404,72	7,50	9,90	1,29	3035,38	4006,70	520,87						
zavorra celle lato porto 4° fila			41,080	0,97	40,01	10,10	404,13	7,50	13,30	1,29	3030,95	5374,89	520,11						
zavorra celle lato mare			82,060	0,97	79,93	10,10	807,27	7,50	18,65	1,29	6054,53	15055,59	1038,96						
setto da detrarre	6,00	9,90	7,50	3,90	-29,25	25,00	-731,25	7,50	22,15	7,95	-5484,38	-16197,19	-5813,44						
					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}						
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di affondamento						[m ³]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]						
					1166,98		25591,62	7,50	11,81	3,72	191937,17	302203,88	95321,92						

5 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di affondamento

G Baricentro Cassone	X _G	=	7,50	m															
	Y _G	=	11,81	m															
	Z _G	=	3,72	m															
	A _i	V _i																	
	[m ²]	[m ³]																	
fusto	312,92																		
platea	351,00	280,80																	
h _{carena}	7,20	m																	
			V	Posizione baricentro x	Momento statico x	Posizione baricentro y	Momento statico y	Posizione baricentro z	Momento statico z										
Platea			280,80	7,50	2106,00	11,70	3285,36	0,40	112,32										
Cassone immerso (carena)			2253,02	7,50	16897,68	11,84	26675,80	4,40	9913,31										
Totale			2533,82		19003,68		29961,16		10025,63										
C Centro di spinta Cassone	X _C	=	7,50	m															
	Y _C	=	11,82	m															
	Z _C	=	3,96	m															

8 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI - FASE DI ESERCIZIO

Ai fini delle verifiche di stabilità, il cassone in oggetto è stato assimilato ad un muro di sostegno; pertanto, le verifiche di sicurezza sono state svolte con riferimento alle indicazioni di cui al punto 6.5.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, in condizioni statiche, e alle indicazioni di cui ai punti 7.11.1 e 7.11.6.2 dello stesso D.M., in condizioni sismiche.

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e ribaltamento in condizioni statiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I de4I D.M. 17/01/2018.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q5}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabelle 8.1 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 8.2 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno - Rif. Tab. 6.5.I D.M. 17/01/2018

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III del D.M. 17/01/2018.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 8.3 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno - Rif. Tab. 7.11.III D.M. 17/01/2018

VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE

Le verifiche di scorrimento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$ è la resistenza di progetto con γ_R coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - 1,10 in condizioni statiche;
 - 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = R_v \cdot \mu_d$ con R_v risultante delle azioni verticali agenti sul cassone e μ_d valore di progetto del coefficiente di attrito terreno-fondazione (posto pari a 0,6 come indicato nelle *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime*);
- $E_d = R_o$ con R_o risultante delle azioni orizzontali agenti sul cassone.

La stabilità allo scorrimento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_s$$

con

- $\mu = 0,6$ coefficiente di attrito;
- $C_s = 1,4$ coefficiente di sicurezza.

VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

Le verifiche al ribaltamento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$ è la resistenza di progetto con γ_R coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - 1,15 in condizioni statiche;
 - 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = M_{stab}$ con M_{stab} sommatoria dei momenti stabilizzanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo;
- $E_d = M_{rib}$ con M_{rib} sommatoria dei momenti ribaltanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo.

La stabilità al ribaltamento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} > C_r$$

con

- M_s momento stabilizzante;
- M_r momento ribaltante;
- $C_r = 1,5$ coefficiente di sicurezza.

Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti resistenti M_s e ribaltanti M_r sono O_B (polo lato porto) e O_M (polo lato mare) rispettivamente in fase di cresta e in fase di cavo (cfr. Figura 8.1).

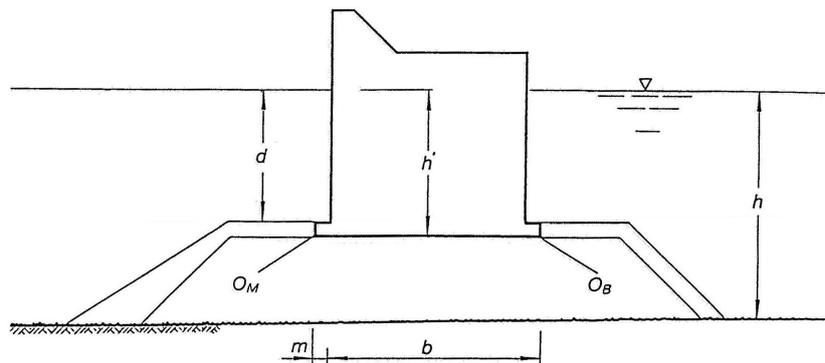


Figura 8.1 Schematizzazione del cassone secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime

VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche di capacità portante effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$ è la resistenza di progetto con γ_R coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - 1,40 in condizioni statiche;
 - 1,20 in condizioni sismiche;
- $R = q_{lim}$ è il carico limite;
- $E_d = \sigma_{t \max}$ è il valore di progetto delle azioni pari alla pressione massima esercitata sul terreno dalla fondazione del cassone.

La precedente relazione può, pertanto, esplicitarsi come:

$$\frac{q_{lim}}{\sigma_{t \max}} \geq \gamma_R$$

La verifica di capacità portante nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se la pressione massima $\sigma_{t \max}$ agente sul terreno per effetto della presenza del cassone risulta inferiore al carico massimo ammissibile $\sigma_{t \text{ amm}} = 5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ (5 kg/cm²):

$$\sigma_{t \max} \leq \sigma_{t \text{ amm}}$$

Il carico limite è stato calcolato ricorrendo alla formulazione di VESIC in condizioni statiche e alla formulazione proposta da PAOLUCCI & PECKER in presenza di sisma.

È bene ricordare che i due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da PRANDTL (1920) e TERZAGHI (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di MOHR-COULOMB.

In particolare, nel caso in studio è stato adottato il meccanismo di rottura di TERZAGHI che ipotizza, secondo uno schema più aderente alle condizioni reali, la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo φ rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (Figura 8.2).

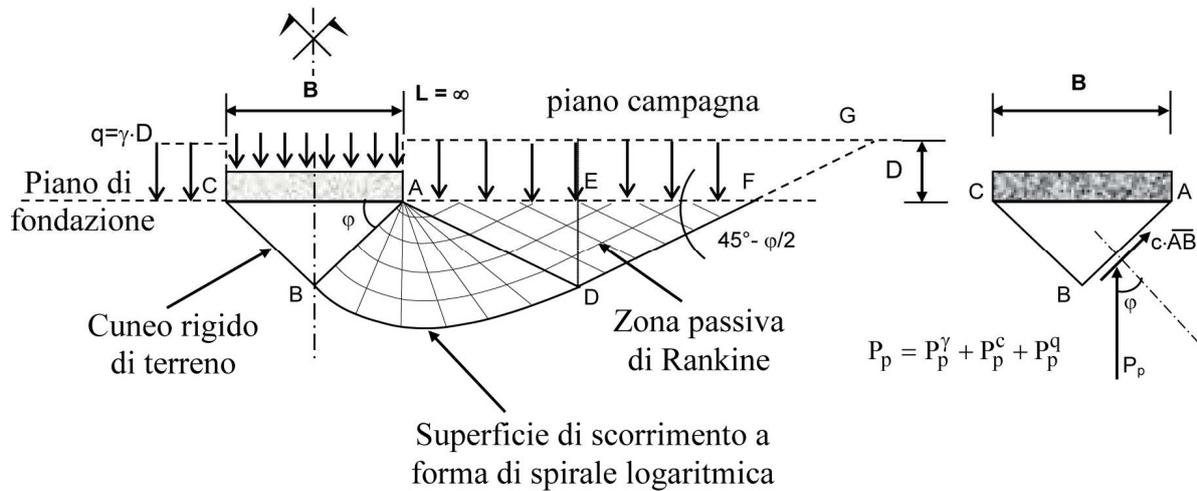


Figura 8.2 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Secondo la teoria, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio.

Metodo di calcolo del carico limite in assenza di sisma

La formulazione di VESIC (1975) per la determinazione del carico limite è, come detto, una estensione della formula trinomia di TERZAGHI; essa contiene i coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, degli effetti di carichi inclinati o eccentrici e di quelli connessi con l'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c + A_q \cdot q' \cdot N_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma$$

Nella precedente espressione

- i fattori A_c , A_q e A_γ rappresentano i "fattori correttivi globali" ottenuti moltiplicando tra di loro i fattori correttivi di forma, inclinazione del carico, inclinazione del piano di campagna, inclinazione del piano di posa e di profondità secondo le espressioni che seguono:

$$A_c = \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \beta_c \cdot \alpha_c \cdot d_c$$

$$A_q = \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \beta_q \cdot \alpha_q \cdot d_q$$

$$A_\gamma = \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot d_\gamma$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

con

- $\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ *fattori di forma*
- ξ_c, ξ_q, ξ_γ *fattori di inclinazione del carico*
- $\beta_c, \beta_q, \beta_\gamma$ *fattori di inclinazione del piano di campagna*
- $\alpha_c, \alpha_q, \alpha_\gamma$ *fattori di inclinazione del piano di posa*
- d_c, d_q, d_γ *fattori di profondità*

- i fattori N_c, N_q e N_γ rappresentano i fattori di capacità portante e sono dati dalle seguenti relazioni:

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi'$$

$$N_q = tg^2(\pi/4 + \varphi'/2) e^{\pi tg \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg \varphi'$$

- il termine q rappresenta il sovraccarico laterale calcolato in funzione della profondità del piano di posa D_f e della profondità della falda D_w attraverso la relazione:

$$q = q' = \gamma'_1 D_f \quad \text{per fondazione sommersa}$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w) \quad \text{se } D_w < D_f$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f \quad \text{se } D_w \geq D_f$$

- il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione γ_2^* si assume pari al peso di volume sommerso γ_2' , o al peso di volume naturale γ_2 , oppure al valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\gamma_2^* = \gamma_2' \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa}$$

$$\gamma_2^* = [\gamma_2(D_w - D_f) + \gamma_2'(D_f + B - D_w)]/B \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

$$\gamma_2^* = \gamma_2 \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

Se oltre alla forza verticale centrata Q_v , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti (M_B longitudinali o M_L trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte B' x L' nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

$$e_B = M_B / Q_v \quad \text{eccentricità trasversale del carico}$$

$$e_L = M_L / Q_v \quad \text{eccentricità longitudinale del carico}$$

$$B' = B - 2e_B \quad \text{larghezza della fondazione fittizia}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{lunghezza della fondazione fittizia}$$

Le formule per il calcolo dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Fattori di forma

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non possa considerarsi nastriforme ($L'/B' \leq 5$) e si valutano come:

$$\zeta_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$$

$$\zeta_q = 1 + (B'/L')tg\varphi'$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0,4(B'/L')$$

Fattori di inclinazione del carico

I fattori di inclinazione del carico vanno tenuti in conto se oltre alla forza verticale Q_v agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali (Q_B parallela a B o Q_L parallela a L) e, pertanto, la risultante del carico. Essi si valutano applicando le seguenti relazioni:

$$\xi_c = \xi_q - (1 - \xi_q)/N_c tg\varphi'$$

$$\xi_q = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L'cotg\varphi')]^m$$

$$\xi_\gamma = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L'cotg\varphi')]^{m+1}$$

con

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0,5}$$

$$m_L = (2 + L'/B')/(1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L')/(1 + B'/L')$$

$$\theta = \arctg(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna

I fattori di inclinazione del piano campagna si applicano per inclinazioni $\eta < 45^\circ$ e si valutano mediante le seguenti relazioni, valide per $\eta < \varphi'$:

$$\beta_c = 1 - \eta/147 \quad (\eta \text{ in gradi})$$

$$\beta_q = (1 - tg\eta)^2$$

$$\beta_\gamma = (1 - tg\eta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di posa

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione si applicano per inclinazioni $\varepsilon < 45^\circ$ e si valutano mediante le seguenti relazioni:

$$\alpha_c = 1 - \varepsilon/147 \quad (\varepsilon \text{ in gradi})$$

$$\alpha_q = (1 - \varepsilon tg\varphi')^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$\alpha_\gamma = (1 - \varepsilon tg\varphi')^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Fattori di profondità

I fattori di profondità tengono conto della resistenza a taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non si considerano i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano applicando le seguenti relazioni:

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

con k pari a

$$D_f/B' \quad \text{se } D_f/B' \leq 1$$

$$\arctg(D_f/B') \quad \text{se } D_f/B' > 1$$

nella quale D_f è la profondità del piano di posa.

Metodo di calcolo del carico limite in presenza di sisma

Il calcolo del carico limite in presenza di sisma è stato effettuato, come detto, impiegando la formula di PAOLUCCI & PECKER (1997) che, oltre ai coefficienti correttivi presenti nella formula trinomia vista sopra, considera ulteriori coefficienti correttivi che permettono di tenere in conto l'effetto cinematico legato al sisma. Essa si esplicita come appresso riportato:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c \cdot z_c + A_q \cdot q' \cdot N_q \cdot z_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma \cdot z_\gamma$$

con il seguente significato dei simboli:

- i fattori A_c , A_q e A_γ coincidono con i "fattori correttivi globali" già riportati per la formulazione di VESIC;
- i coefficienti correttivi z_c , z_q e z_γ risultano uguali a:

$$z_c = 1 - 0,32k_h$$

$$z_q = (1 - k_h/\tan \varphi')^{0,35}$$

$$z_\gamma = z_q$$

con

- k_h coefficiente sismico orizzontale;
- φ' angolo di attrito del terreno di fondazione.

La formula di PAOLUCCI & PECKER è applicabile nel caso in cui risulti $k_h < \tan \varphi'$.

Metodo di calcolo delle pressioni massime trasmesse al terreno

Le pressioni trasmesse dal cassone al terreno di fondazione, nell'ipotesi di fondazione rigida, si calcolano mediante le seguenti relazioni:

Sezione interamente reagente ($e \leq B/6$)

$$\sigma_{t \min} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad \text{pressione minima trasmessa al terreno di fondazione}$$

$$\sigma_{t \max} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad \text{pressione massima trasmessa al terreno di fondazione}$$

Sezione parzializzata ($e > B/6$)

$$\sigma_{t \min} = 0 \quad \text{pressione minima trasmessa al terreno di fondazione}$$

$$\sigma_{t \max} = \frac{N}{3 \cdot u \cdot L} \quad \text{pressione massima trasmessa al terreno di fondazione}$$

nelle quali:

$$u = \frac{\sum M_{stab} - \sum M_{rib}}{N} \quad \text{distanza di } N \text{ dallo spigolo della fondazione}$$

$$e = \frac{B}{2} - u \quad \text{distanza di } N \text{ dallo spigolo della fondazione}$$

$$M = N \cdot e \quad \text{momento}$$

8.1 Calcolo azioni in esercizio

In fase di esercizio sul cassone agiscono azioni permanenti, azioni variabili e azioni sismiche:

AZIONI PERMANENTI:

- peso del cassone;
- spinta di galleggiamento;
- spinta idrostatica;
- spinta attiva dei massi su parete lato porto in assenza di sisma;
- spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma;
- peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato porto).

AZIONI VARIABILI:

- azioni derivanti dal moto ondoso in fase di cresta e in fase di cavo;
- azioni dovute alle bitte di ormeggio;
- sovraccarico variabile sul massiccio.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

AZIONI SISMICHE:

- spinta attiva dei massi su parete lato porto in presenza di sisma;
- spinta attiva dei massi su parete lato mare in presenza di sisma;
- forze d'inerzia cassone e sovrastruttura;
- forze d'inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato porto);
- spinta idrodinamica dell'acqua.

Nei calcoli che seguono sono stati assunti i seguenti valori del peso di volume:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| - acqua marina | $\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$ |
| - calcestruzzo armato | $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ |
| - zavorre | $\gamma_{zav} = 10,10 \text{ kN/m}^3$ |
| - materiale di riempimento celle | $\gamma_{cel} = 20,80 \text{ kN/m}^3$ |
| - massi da scogliera (valore saturo) | $\gamma_{massi} = 20,40 \text{ kN/m}^3$ |

Lo schema di calcolo per le verifiche in esercizio è rappresentato nella figura seguente:

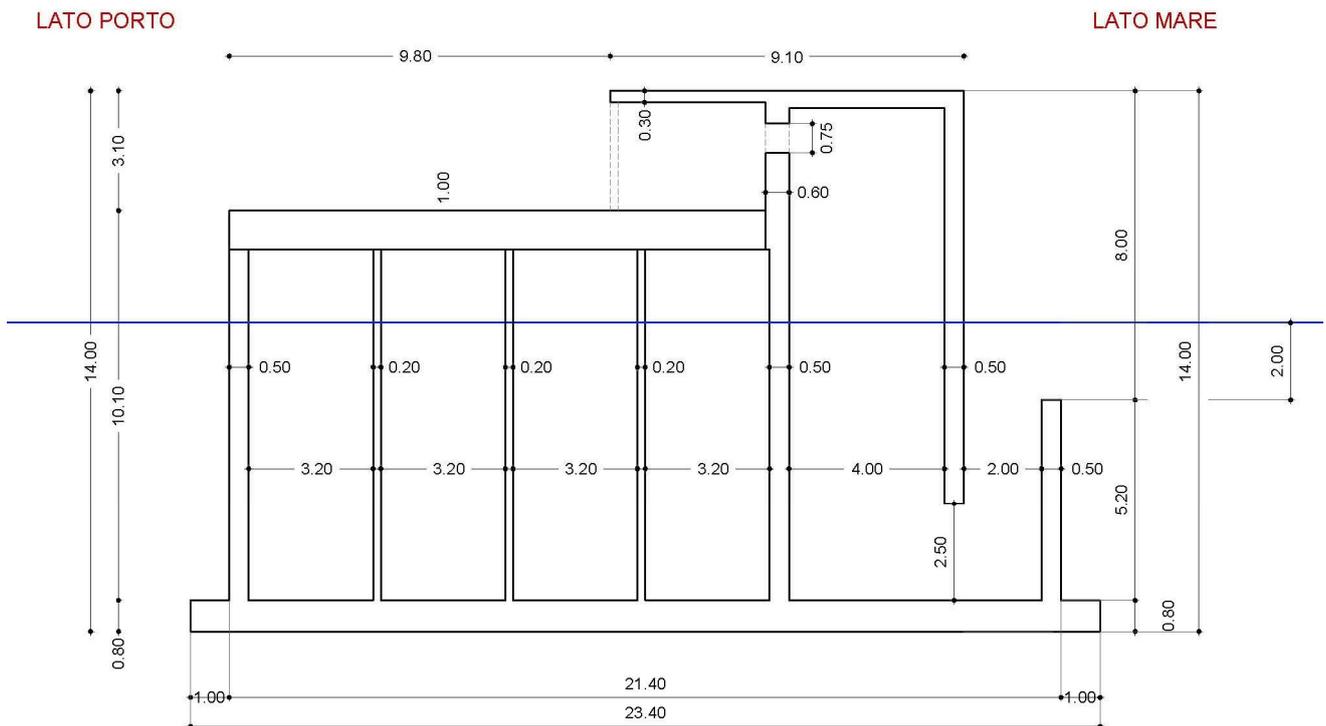


Figura 8.3 Schema di calcolo cassone

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.1 Azioni permanenti

8.1.1.1 Peso del cassone

Peso e baricentro del cassone in esercizio													
	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	P _i	X _{Gi}	Y _{Gi}	Z _{Gi}	P _i X _{Gi}	P _i Y _{Gi}	P _i Z _{Gi}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
fusto h=2,50 m	0,80	3,30	66,070	2,50	165,18	25,00	4129,38	7,50	11,84	2,05	30970,31	48891,80	8465,22
fusto h=2,70 m	3,30	6,00	72,500	2,70	195,75	25,00	4893,75	7,50	12,53	4,65	36703,13	61318,69	22755,94
fusto h=3,90 m	6,00	9,90	60,660	3,90	236,57	25,00	5914,35	7,50	10,73	7,95	44357,63	63460,98	47019,08
fusto h=4,10 m	9,90	14,00	23,740	4,10	97,33	25,00	2433,35	7,50	17,40	11,95	18250,13	42340,29	29078,53
soletta larg.=4,00 m	13,55	14,00	50,720	0,45	22,82	25,00	570,60	7,50	17,40	13,78	4279,50	9928,44	7860,01
fori h=0,75 m	12,40	13,15	-4,000	0,75	-3,00	25,00	-75,00	7,50	15,10	12,78	-562,50	-1132,50	-958,13
platea	0,00	0,80	351,000	0,80	280,80	25,00	7020,00	7,50	11,70	0,40	52650,00	82134,00	2808,00
riempimento celle l. porto 1° fila	0,80	9,90	41,460	9,10	377,29	20,80	7847,55	7,50	3,10	5,35	58856,62	24327,40	41984,39
riempimento celle l. porto 2° fila	0,80	9,90	41,140	9,10	374,37	20,80	7786,98	7,50	6,50	5,35	58402,34	50615,36	41660,34
riempimento celle l. porto 3° fila	0,80	9,90	41,140	9,10	374,37	20,80	7786,98	7,50	9,90	5,35	58402,34	77091,09	41660,34
riempimento celle l. porto 4° fila	0,80	9,90	41,080	9,10	373,83	20,80	7775,62	7,50	13,30	5,35	58317,17	103415,78	41599,58
riempimento acqua celle (h=2,50 m)	0,80	3,30	82,060	2,50	205,15	10,10	2072,02	7,50	18,65	2,05	15540,11	38643,08	4247,63
riempimento acqua celle l. mare	3,30	6,00	24,900	2,70	67,23	10,10	679,02	7,50	20,88	4,65	5092,67	14178,00	3157,46
riempimento acqua celle int. l. mare	3,30	8,00	50,720	4,70	238,38	10,10	2407,68	7,50	17,40	5,65	18057,59	41893,60	13603,38
sovrastuttura	9,90	10,90	207,00	1,00	207,00	25,00	5175,00	7,50	7,90	10,40	38812,50	40882,50	53820,00
					ΣV _i		ΣP _i	X _G	Y _G	Z _G	ΣP _i X _{Gi}	ΣP _i Y _{Gi}	ΣP _i Z _{Gi}
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di esercizio					[m ³]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
					3213,08		66417,27	7,50	10,51	5,40	498129,53	697988,52	358761,78

8.1.1.2 Spinta di galleggiamento

Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di esercizio													
Piano di posa del cassone	8,00	m											
H _{fusto}	9,20	m											
H _{platea}	0,80	m											
H _{cassone emerso}	2,00	m											
H _{fusto immerso = H_{carena}}	7,20	m											
H _{fusto emerso}	2,00	m											
	Z _{min}	Z _{max}	A _i	H _i	V _i	γ	S _{ai}	X _{ci}	Y _{ci}	Z _{ci}	S _x X _{ci}	S _y Y _{ci}	S _z Z _{ci}
	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
fusto	0,80	8,00	312,92	7,20	2253,02	10,10	22755,54	7,50	11,70	4,40	170666,57	266239,85	100124,39
platea	0,00	0,80	351,00	0,80	280,80	10,10	2836,08	7,50	11,70	0,40	21270,60	33182,14	1134,43
					ΣV _i		ΣS _{ai}	X _C	Y _C	Z _C	ΣS _x X _{ci}	ΣS _y Y _{ci}	ΣS _z Z _{ci}
Spinta di galleggiamento e (S _a) e Centro di carena/spinta (C) in esercizio					[m ³]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
					2533,82		25591,62	7,50	11,70	3,96	191937,17	299421,98	101258,82
Peso alleggerito del cassone e della sovrastuttura		=	P-S _A	40825,65	kN								

Coordinate punto di applicazione peso alleggerito

PUNTO DI APPLICAZIONE PESO ALLEGGERITO	X	=	7,50	m
	Y	=	9,76	m
	Z	=	6,31	m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.1.3 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica si valuta applicando la formula:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

con

- γ_w peso specifico dell'acqua di mare (10,10 kN/m³);
- H altezza della parete sulla quale agisce la spinta idrostatica (8,00 m).

In particolare, la spinta idrostatica risultante agente sulle pareti del cassone di lunghezza L risulta:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = 4848,00 \text{ kN}$$

Essa, essendo applicata ad H/3, presenta un braccio pari a 2,67 m.

8.1.1.4 Spinta attiva dei massi su parete lato porto in assenza di sisma

γ	20,40	kN/m ³				
γ_w	10,10	kN/m ³				
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	kN/m ³				
H	1,70	m				
L	15,00	m				
B	23,40	m				
φ'_k	40	°	0,698132	radianti	$\tan \varphi'_k$	0,839100
ψ	0	°	0,000000	radianti		
ε	0	°	0,000000	radianti		

combinazioni con coefficienti parziali M1						
γ_φ	1,00					
φ'_d	0,698132	radianti	40	°		
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,465421	radianti	26,67	°		
Ka	0,200					
$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$			44,62	kN		
$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta)$			39,87	kN		
$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta)$			20,02	kN		

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

combinazioni con coefficienti parziali M2				
$\gamma_{\phi'}$	1,25			
ϕ'_d	0,591189	radianti	33,87	°
$\delta = 2/3\phi'_d$	0,394126	radianti	22,58	°
K_a	0,256			
$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$			57,05	kN
$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta)$			52,68	kN
$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta)$			21,91	kN

I bracci della spinta risultano:

- braccio della componente orizzontale 0,57 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 0,00 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 23,40 m

8.1.1.5 Spinta attiva dei massi su parete lato mare in assenza di sisma

γ	20,40	kN/m ³				
γ_w	10,10	kN/m ³				
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	kN/m ³				
H	0,80	m				
L	15,00	m				
B	23,40	m				
ϕ'_k	40	°	0,698132	radianti	$\tan \phi'_k$	0,839100
ψ	0	°	0,000000	radianti		
ε	0	°	0,000000	radianti		

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

combinazioni con coefficienti parziali M1				
$\gamma_{\varphi'}$	1			
φ'_d	0,698132	radianti	40	°
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,465421	radianti	26,67	°
K_a	0,200			
$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$			9,88	kN
$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta)$			8,83	kN
$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta)$			4,43	kN

combinazioni con coefficienti parziali M2				
$\gamma_{\varphi'}$	1,25			
φ'_d	0,591189	radianti	33,87	°
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,394126	radianti	22,58	°
K_a	0,256			
$S'_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$			12,63	kN
$S'_a(o) = S'_a \cdot \cos(\psi + \delta)$			11,67	kN
$S'_a(v) = S'_a \cdot \sin(\psi + \delta)$			4,85	kN

I bracci della spinta risultano:

- braccio della componente orizzontale 0,27 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 23,40 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 0,00 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.1.6 *Peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato porto)*

γ	20,40	kN/m ³
γ_w	10,10	kN/m ³
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	kN/m ³
h	0,90	m
b	1,00	m
L	15,00	m
B	23,40	m

Il peso risultante dei massi costituenti la scogliera posta su dente di fondazione del cassone lato porto risulta:

$$P_{massi} = \gamma' \cdot h \cdot b \cdot L = 139,05 \text{ kN}$$

I bracci della forza risultano:

- braccio rispetto al polo lato porto 0,50 m
- braccio rispetto al polo lato mare 22,90 m

8.1.2 Azioni variabili

8.1.2.1 Moto ondoso

Secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, per ogni opera marittima si deve valutare la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali. Si deve valutare, inoltre, il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione. Il livello di rischio potrà derivare da una valutazione costi - benefici.

I valori consigliati per la durata minima di vita sono riportati nella tabella che segue:

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

Tabella 8.4 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v) - Rif. Tab. 1 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale e ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione, opere di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

Si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento e alla difficoltà di riparare il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

il danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

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

Per queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.

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

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

Tabella 8.5 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_f) - Rif. Tab. 2 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media e alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette e il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

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

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

In relazione a questo tempo di ritorno, dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza-periodo, il periodo di questa.

L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità P_t (detta anche probabilità di incontro) di essere superata nell'arco di vita dell'opera. In relazione a questa intensità della sollecitazione ondosa, si sceglierà il valore caratteristico (ai sensi degli Eurocodici) della altezza d'onda come specificato nel seguito caso per caso; valore in relazione al quale dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a P_t .

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Nel caso in esame, sono state fatte le seguenti assunzioni:

- tipo di opera: infrastruttura di uso generale;
- livello di sicurezza richiesto 1 \Rightarrow vita di progetto $T_v = 25$ anni;
- distruzione totale;
- ripercussione economica bassa;
- rischio per la vita umana limitato \Rightarrow probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera $P_f = 0,20$.

Pertanto, applicando la formula sopra riportata si può determinare il tempo di ritorno dell'evento di progetto:

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1-P_f)] = 112 \text{ anni}$$

L'onda di progetto, oltre che per la vita di progetto (25 anni) e il tempo di ritorno (112 anni) determinati in accordo alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, è stata valutata anche in riferimento alle indicazioni del D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni.

Pertanto, in definitiva, le verifiche dei cassoni sono state svolte assumendo valori di altezza d'onda di progetto riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno T_r :

- $T_r = 50$ anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$ anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

Nello studio morfodinamico contenuto nell'elaborato di progetto C.01 (redatto dal Dipartimento DICEAM dell'Università Mediterranea di Reggio Calabria) si è proceduto a identificare le condizioni ondose locali più gravose (su un fondale di circa 8.5 m frontistante il cassone di progetto), identificando i dati di altezza significativa H_s [m], periodo T [s] e direzione [°N], corrispondenti a valori dei periodi di ritorno di 50 anni e 112 anni.

I valori più gravosi risultano:

1. Tempo di ritorno 50 anni: $H_s=5.1$ m; periodo di picco 11 s; direzione 153°
2. Tempo di ritorno 112 anni: $H_s=5.6$ m; periodo di picco 12 s; direzione 154°

Alla profondità di 8.5 m, per la condizione ondosa relativa ad un tempo di ritorno di 50 anni la lunghezza d'onda L_p , associata al periodo di picco, risulta pari 95.7 m; per $T_r=112$ anni la lunghezza d'onda associata al periodo di picco risulta pari a $L_p= 105.2$ m.

Le forze agenti sulle dighe a parete verticale (infrastruttura più sovrastruttura) possono suddividersi in:

- forze di massa (peso proprio dell'opera);
- forze al contorno (forza dell'onda, spinta di galleggiamento in condizioni di quiete, variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda, ecc.).

Le azioni idrodinamiche sui cassoni si determinano con gli usuali metodi di GODA (onda in fase di cresta) e SAINFLOU (onda in fase di cavo), descritti di seguito.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.2.2 Spinta idrodinamica in fase di cresta

Per la valutazione delle azioni dell'onda in fase di cresta (pressioni sul cassone), si fa riferimento al metodo di GODA secondo lo schema e le relazioni seguenti:

$$h_b = h + 5H_{1/3} \cdot \tan \vartheta$$

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos \beta) \cdot H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right]$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \beta) \cdot \gamma H$$

$$p_2 = p_1 \cdot \left(\frac{\eta^* - h_c}{\eta^*} \right)$$

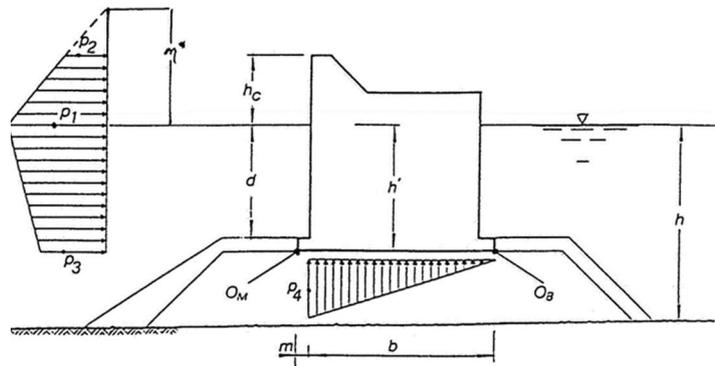
$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 + \cos \beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3$$

$$H_d = \min \{ H_{\max}, H_f \}$$

$$H_{\max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_s$$

$$H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g \cdot T^2} \cdot (1 + 15 \cdot \tan^{4/3} \vartheta) \right] \right\}$$



Con il seguente significato dei simboli:

p_1, p_2, p_3	$[t/m^2]$	Pressioni orizzontali sulla parete
p_4	$[t/m^2]$	Pressione verticale massima sulla fondazione
γ	$[t/m^3]$	Peso specifico dell'acqua di mare
h	$[m]$	Profondità fondale
d	$[m]$	Profondità al piede imbasamento a scogliera
h'	$[m]$	Profondità del piano di posa del cassone
b	$[m]$	Larghezza (trasversale) del cassone
m, m'	$[m]$	Sbalzo solettone di base lato mare, lato terra
L	$[m]$	Lunghezza d'onda
β	$[^\circ]$	Angolo di incidenza dell'onda
$H = H_d$	$[m]$	Altezza d'onda di progetto

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$H_{1/3}$	[m]	Altezza d'onda media del terzo più alto (H_s)
H_{max}	[m]	Altezza d'onda massima ($1.8H_s$)
H_f	[m]	Altezza d'onda al frangimento
h_b	[m]	Profondità del fondo a distanza $5H_{1/3}$ dalla diga
θ	[°]	Angolo del fondo rispetto al piano orizzontale
η^*	[m]	quota del punto a pressione nulla rispetto al l.m.m.
h_c	[m]	quota del coronamento rispetto al l.m.m.
O_m, O_b		Polo dei momenti lato mare, lato porto

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di cresta

Caratteristiche del moto ondoso di fronte all'opera				
T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]
50	0,00	11,00	95,68	5,10
112	0,00	12,00	105,20	5,60
γ	1,03	t/m^3		
h	8,40	m		
d	7,60	m		
h'	8,40	m		
h_c	5,60	m		
b	22,40	m		
m	1,00	m		
m'	1,00	m		
θ	0,00	rad		
$\tan\theta$	0,000			
$h_{solettone}$	0,80	m		

Altezza d'onda di progetto					
$H_d = \min\{H_{max}, H_f\}$					
in cui:					
H_{max} è l'altezza d'onda massima:					
	$Tr = 50$ anni	$H_{max} = 1.8 \cdot H_{1/3} = 1.8 \cdot H_z$	=	9,18	m
	$Tr = 112$ anni		=	10,08	m
H_f è l'altezza d'onda al frangimento:					
	$Tr = 50$ anni	$H_f = \frac{0.18 \cdot g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \left\{ 1 - e^{\left[-3 \frac{\pi^2 \cdot h_b}{g T^2} (1 + 15 \tan^4 \theta) \right]} \right\}$		=	6,43 m
	$Tr = 112$ anni			=	6,53 m
$Tr = 50$ anni	H_d	6,43	m		
$Tr = 112$ anni	H_d	6,53	m		

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tr = 50 anni

Pressioni in fase di cresta

Tr = 50 anni					
h_b	8,40	m			
η^*	9,64	m			
α_1	0,938				
$\frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d}\right)^2$	0,023				
$\frac{2d}{H}$	2,365				
α_2	0,023				
α_3	0,865				
p_1	6,36	t/m ²	62,40	kN/m ²	
p_2	2,67	t/m ²	26,16	kN/m ²	
p_3	5,50	t/m ²	53,98	kN/m ²	
p_4	5,37	t/m ²	52,70	kN/m ²	
Risultanti orizzontale e verticale delle pressioni a metro lineare di profondità					
$F_{cresta(o)}$	70,35	t/m	690,18	kN/m	
$F_{cresta(v)}$	60,17	t/m	590,24	kN/m	
$L_{cassone}$	15,00	m			
Considerando la lunghezza del cassone le risultanti valgono					
$F_{cresta(o)}$	1055,32	t	10352,70	kN	
$F_{cresta(v)}$	902,51	t	8853,58	kN	

Bracci delle risultanti orizzontali e verticali

- braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone 6,49 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 8,47 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 14,93 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tr = 112 anni

Pressioni in fase di cresta

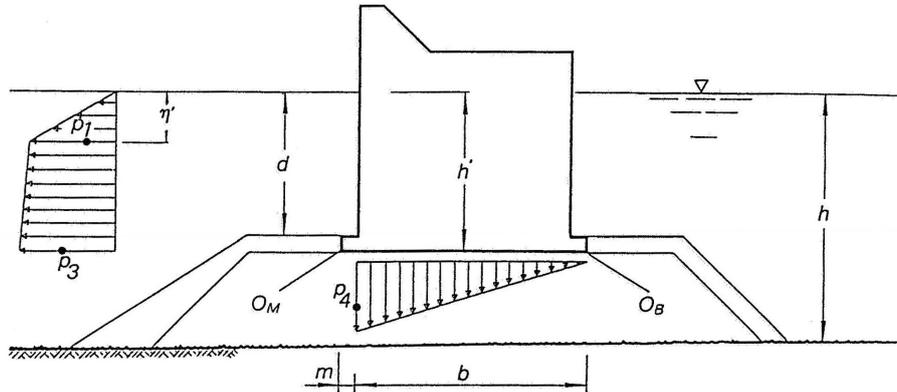
Tr = 112 anni				
h_b	8,40	m		
η^*	9,80	m		
α_1	0,961			
$\frac{h_b - d}{3h_b} \cdot \left(\frac{H}{d}\right)^2$	0,023			
$\frac{2d}{H}$	2,327			
α_2	0,023			
α_3	0,886			
p_1	6,62	t/m ²	64,98	kN/m ²
p_2	2,84	t/m ²	27,85	kN/m ²
p_3	5,87	t/m ²	57,58	kN/m ²
p_4	5,73	t/m ²	56,21	kN/m ²
Risultanti orizzontale e verticale delle pressioni a metro lineare di profondità				
$F_{cresta}(o)$	73,97	t/m	725,61	kN/m
$F_{cresta}(v)$	64,17	t/m	629,51	kN/m
Considerando la lunghezza del cassone le risultanti valgono				
$F_{cresta}(o)$	1109,50	t	10884,19	kN
$F_{cresta}(v)$	962,55	t	9442,64	kN

Bracci delle risultanti orizzontali e verticali

- braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone 6,48 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 8,47 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 14,93 m

8.1.2.3 Spinta idrodinamica in fase di cavo

Per la valutazione delle azioni dell'onda in fase di cavo (pressioni sul cassone), si fa riferimento al metodo di SAINFLOU secondo lo schema e le relazioni seguenti:



$$p_1 = \gamma \eta'$$

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

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

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

dove:

- $H = H_{1/100} = 1.67 H_s$ altezza d'onda (valida per le verifiche di stabilità in fase di cavo d'onda);
- p_1 = pressione a quota $-\eta'$;
- p_3 = pressione alla base del cassone;
- p_4 = sovrappressione sul solettone;
- γ = densità dell'acqua marina;
- L = lunghezza d'onda locale;
- k = numero d'onda pari a $2\pi/L$.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Spinta idrodinamica dell'acqua in fase di cavo

Caratteristiche del moto ondoso di fronte all'opera							
T_r [anni]	β [°]	T_s [s]	L_{riva} [m]	$H_{1/3-riva} = H_{s-riva}$ [m]	$H_{1/20-riva}$ [m]	$H_{1/100-riva}$ [m]	$H_{max-riva}$ [m]
50	0,00	11,00	95,68	5,10	7,14	8,52	0,00
112	0,00	12,00	105,20	5,60	7,84	9,35	0,00
γ	1,03	t/m ³					
h	8,40	m					
d	7,60	m					
h'	8,40	m					
b	22,40	m					
m	1,00	m					
m'	1,00	m					
hsolettone	0,80	m					
altezza onda di progetto $H = H_{1/100} = 1.67 \cdot H_s$				Tr = 50 anni	H	8,52	m
				Tr = 112 anni	H	9,35	m

Tr = 50 anni

Pressioni in fase di cavo

k-d	0,50				
η'	3,35	m			
p_1	3,45	t/m ²	33,88	kN/m ²	
p_3	4,27	t/m ²	41,88	kN/m ²	
p_4	4,09	t/m ²	40,09	kN/m ²	
Risultanti orizzontale e verticale delle pressioni a metro lineare di profondità					
$F_{cavo}(o)$	22,19	t/m	217,65	kN/m	
$F_{cavo}(v)$	45,77	t/m	449,02	kN/m	
Lcassone	15,00	m			
Considerando la lunghezza del cassone le risultanti valgono					
$F_{cavo}(o)$	332,80	t	3264,80	kN	
$F_{cavo}(v)$	686,57	t	6735,23	kN	

Bracci delle risultanti orizzontali e verticali

- braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone 3,30 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 8,47 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 14,93 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tr = 112 anni

Pressioni in fase di cavo

k·d	0,45				
η'	3,21	m			
p_1	3,30	t/m ²	32,40	kN/m ²	
p_3	4,29	t/m ²	42,07	kN/m ²	
p_4	4,11	t/m ²	40,28	kN/m ²	
Risultanti orizzontale e verticale delle pressioni a metro lineare di profondità					
$F_{cavo}(o)$	21,97	t/m	215,52	kN/m	
$F_{cavo}(v)$	45,98	t/m	451,09	kN/m	
Considerando la lunghezza del cassone le risultanti valgono					
$F_{cavo}(o)$	329,54	t	3232,83	kN	
$F_{cavo}(v)$	689,75	t	6766,41	kN	

Bracci delle risultanti orizzontali e verticali

- braccio della componente orizzontale rispetto al piano di posa del cassone 3,31 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 8,47 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 14,93 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.2.4 Azioni dovute alle bitte di ormeggio

Si prevede che sul cassone agisca il tiro dovuto alla presenza della bitta avente le seguenti caratteristiche:

- tiro 40 t
- peso 140 kg
- interasse 15,00 m (1 bitta/cassone)
- h_{bitta} 46 cm

Ai fini delle verifiche, il tiro alla bitta si scompone a 45° nelle due componenti orizzontale V_b e verticale N_b che risultano pari a:

$$V_b = 277,47 \text{ kN}$$

$$N_b = 277,47 \text{ kN}$$

Bracci delle componenti orizzontali e verticali

- | | |
|--|---------|
| - braccio della componente orizzontale | 11,36 m |
| - braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare | 13,20 m |
| - braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto | 1,80 m |

8.1.2.5 Sovraccarico variabile sul massiccio

Il sovraccarico variabile Q agente sul massiccio è stato considerato pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$. Pertanto, sapendo che le dimensioni del suddetto massiccio risultano pari a:

$$B_{\text{massiccio}} = 13,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{massiccio}} = 15,00 \text{ m}$$

è possibile determinare l'azione complessiva sul cassone:

$$Q_{\text{massiccio}} = 2070,00 \text{ kN}$$

I bracci di tale sovraccarico risultano pari a:

$$b_{Q_{\text{massiccio-polo porto}}} = 7,90 \text{ m}$$

$$b_{Q_{\text{massiccio-polo mare}}} = 7,10 \text{ m}$$

8.1.3 Azione sismica

Assimilato il cassone in oggetto ad un muro di sostegno e utilizzando, quindi, le formulazioni di cui al punto 7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/2018, l'azione sismica è stata valutata ricorrendo all'analisi pseudo-statica nella quale la stessa si considera come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche (**Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite**), i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0,38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0,47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Si riporta a seguire il calcolo dei parametri sismici relativi al sito oggetto di studio e utilizzati nelle successive verifiche di stabilità dei cassoni.

Localizzazione sito:

Regione Calabria - Provincia di Reggio Calabria - Comune di Roccella Jonica - Località Porto delle Grazie.

Coordinate geografiche:

- | | |
|---------------|-----------|
| - Longitudine | 16,430500 |
| - Latitudine | 38,324200 |

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Dati di input per il progetto:

- Tipo di costruzione 2
- Vita nominale V_N 50 anni
- Classe d'uso II
- Coefficiente d'uso 1,0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U$ 50
- Periodo di ritorno dell'azione sismica:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite		$P_{VR}[\%]$	V_R [anni]	T_R [anni]
Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%	50	30
	SLD	63%	50	50
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%	50	475
	SLC	5%	50	975

- Parametri a_g, F_0, T_c^* :

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,422	0,043	2,394	0,282
SLD	50	0,549	0,056	2,390	0,311
SLV	475	1,452	0,148	2,474	0,402
SLC	975	1,913	0,195	2,470	0,433

- Categoria sottosuolo C
- Categoria topografica T1
- S_T 1,00
- Coefficienti sismici:

STATO LIMITE		a_g [g]	S_s	S_T	a_{max} [m/s ²]	β_s	β_m
SLE	SLO	0,043	1,50	1,00	0,633	0,20	0,47
	SLD	0,056	1,50	1,00	0,824	0,20	0,47
SLU	SLV	0,148	1,48	1,00	2,149	0,24	0,38
	SLC	0,195	1,41	1,00	2,699	0,24	0,38

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$k_h = \beta_s a_{max}/g$	$k_v = \pm 0,5k_h$	$k_h = \beta_m a_{max}/g$	$k_v = \pm 0,5k_h$
0,0129	0,0065	0,0303	0,0152
0,0168	0,0084	0,0395	0,0197
Stabilità globale		Capacità portante, ribaltamento, scorrimento	
0,0526	0,0263	0,0833	0,0416
0,0660	0,0330	0,1046	0,0523

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v utilizzati per la determinazione delle azioni di cui a seguire sono quelli relativi allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della vita.

8.1.3.1 Spinta attiva dei massi su parete lato porto in presenza di sisma

γ	20,40	KN/m ³	<i>peso di volume saturo del terreno spingente</i>			
γ_w	10,10	KN/m ³	<i>peso di volume acqua di mare</i>			
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	KN/m ³	<i>peso di volume alleggerito del terreno spingente, nel caso di terreno saturo</i>			
γ_d	18,20	KN/m ³	<i>peso di volume del secco (terreno spingente)</i>			
H	1,70	m				
L	15,00	m				
B	23,40	m				
φ'_k	40	°	0,698132	radianti	$\tan \varphi'_k$	0,839100
ψ	90	°	1,570796	radianti		
ε	0	°	0,000000	radianti		
k_h	0,0833					
k_v	0,0416					

<u>sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑</u>					
$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$			0,153496		
ϑ	0,1523072	radianti	8,73	gradi	

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

<u>combinazioni con coefficienti parziali M1</u>				
$\gamma_{\varphi'}$	1			
φ'_d	0,698132	radianti	40	°
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,465421	radianti	26,67	°
S'_a	44,62	kN		
$S'_a (o)$	39,87	kN		
$S'_a (v)$	20,02	kN		

<u>spinta sismica</u>			<u>incremento spinta sismica</u>		
S'_{a-sism}	62,29	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	17,67	kN
$S'_{a-sism} (o)$	55,67	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	15,79	kN
$S'_{a-sism} (v)$	27,96	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	7,93	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism (o)}$	0,65	m	$b_{\Delta S'a-sism (o)}$	0,85	m
$b_{S'a-sism (v)-porto}$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-porto}$	0,00	m
$b_{S'a-sism (v)-mare}$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-mare}$	23,40	m

<u>combinazioni con coefficienti parziali M2</u>				
$\gamma_{\varphi'}$	1,25			
φ'_d	0,591189	radianti	33,87	°
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,394126	radianti	22,58	°
S'_a	57,05	kN		
$S'_a (o)$	52,68	kN		
$S'_a (v)$	21,91	kN		

<u>spinta sismica</u>			<u>incremento spinta sismica</u>		
S'_{a-sism}	76,83	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	19,78	kN
$S'_{a-sism} (o)$	70,94	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	18,26	kN
$S'_{a-sism} (v)$	29,50	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	7,60	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism (o)}$	0,64	m	$b_{\Delta S'a-sism (o)}$	0,85	m
$b_{S'a-sism (v)-porto}$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-porto}$	0,00	m
$b_{S'a-sism (v)-mare}$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-mare}$	23,40	m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

<u>sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓</u>				
$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v}$				
			0,141228	
θ	0,1402998	radianti	8,04	gradi

combinazioni con coefficienti parziali M1

<u>spinta sismica</u>			<u>incremento spinta sismica</u>		
S'_{a-sism}	65,72	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	21,10	kN
$S'_{a-sism} (o)$	58,73	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	18,85	kN
$S'_{a-sism} (v)$	29,49	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	9,47	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism} (o)$	0,66	m	$b_{\Delta S'a-sism} (o)$	0,85	m
$b_{S'a-sism} (v)-porto$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-porto$	0,00	m
$b_{S'a-sism} (v)-mare$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-mare$	23,40	m

combinazioni con coefficienti parziali M2

<u>spinta sismica</u>			<u>incremento spinta sismica</u>		
S'_{a-sism}	81,24	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	24,19	kN
$S'_{a-sism} (o)$	75,01	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	22,34	kN
$S'_{a-sism} (v)$	31,20	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	9,29	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism} (o)$	0,65	m	$b_{\Delta S'a-sism} (o)$	0,85	m
$b_{S'a-sism} (v)-porto$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-porto$	0,00	m
$b_{S'a-sism} (v)-mare$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-mare$	23,40	m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.1.3.2 Spinta attiva dei massi su parete lato mare in presenza di sisma

γ	20,40	KN/m ³	peso di volume saturo del terreno spingente			
γ_w	10,10	KN/m ³	peso di volume acqua di mare			
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	KN/m ³	peso di volume alleggerito del terreno spingente, nel caso di terreno saturo			
γ_d	18,20	KN/m ³	peso di volume del secco (terreno spingente)			
H	0,80	m				
L	15,00	m				
B	23,40	m				
ϕ'_k	40	°	0,698132	radianti	$\tan \phi'_k$	0,839100
ψ	90	°	1,570796	radianti		
ε	0	°	0,000000	radianti		

k_h	0,0833
k_v	0,0416

<u>sisma verticale ↓ forza d'inerzia ↑</u>				
$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$			0,153496	
θ	0,1523072	radianti	8,73	gradi

<u>combinazioni con coefficienti parziali M1</u>				
$\gamma_{\phi'}$	1			
ϕ'_d	0,698132	radianti	40	°
$\delta = 2/3\phi'_d$	0,465421	radianti	26,67	°
S'_a	9,88	kN		
$S'_a (o)$	8,83	kN		
$S'_a (v)$	4,43	kN		

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

spinta sismica			incremento spinta sismica		
S'_{a-sism}	13,79	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	3,91	kN
$S'_{a-sism} (o)$	12,33	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	3,50	kN
$S'_{a-sism} (v)$	6,19	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	1,76	kN
bracci spinta sismica			bracci incremento spinta sismica		
$b_{S'a-sism (o)}$	0,30	m	$b_{\Delta S'a-sism (o)}$	0,40	m
$b_{S'a-sism (v)-porto}$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-porto}$	23,40	m
$b_{S'a-sism (v)-mare}$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-mare}$	0,00	m

combinazioni con coefficienti parziali M2				
$\gamma_{\varphi'}$	1,25			
φ'_d	0,591189	radianti	33,87	°
$\delta = 2/3\varphi'_d$	0,394126	radianti	22,58	°
S'_a	12,63	kN		
$S'_a (o)$	11,67	kN		
$S'_a (v)$	4,85	kN		

spinta sismica			incremento spinta sismica		
S'_{a-sism}	17,01	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	4,38	kN
$S'_{a-sism} (o)$	15,71	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	4,04	kN
$S'_{a-sism} (v)$	6,53	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	1,68	kN
bracci spinta sismica			bracci incremento spinta sismica		
$b_{S'a-sism (o)}$	0,30	m	$b_{\Delta S'a-sism (o)}$	0,40	m
$b_{S'a-sism (v)-porto}$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-porto}$	23,40	m
$b_{S'a-sism (v)-mare}$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism (v)-mare}$	0,00	m

sisma verticale ↑ forza d'inerzia ↓				
$\tan \vartheta = \frac{\gamma_a}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v}$			0,141228	
ϑ	0,1402998	radianti	8,04	gradi

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

combinazioni con coefficienti parziali M1

spinta sismica			incremento spinta sismica		
S'_{a-sism}	14,55	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	4,67	kN
$S'_{a-sism} (o)$	13,00	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	4,18	kN
$S'_{a-sism} (v)$	6,53	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	2,10	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism} (o)$	0,31	m	$b_{\Delta S'a-sism} (o)$	0,40	m
$b_{S'a-sism} (v)-porto$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-porto$	23,40	m
$b_{S'a-sism} (v)-mare$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-mare$	0,00	m

combinazioni con coefficienti parziali M2

spinta sismica			incremento spinta sismica		
S'_{a-sism}	17,99	kN	$\Delta S'_{a-sism}$	5,36	kN
$S'_{a-sism} (o)$	16,61	kN	$\Delta S'_{a-sism} (o)$	4,95	kN
$S'_{a-sism} (v)$	6,91	kN	$\Delta S'_{a-sism} (v)$	2,06	kN
<u>bracci spinta sismica</u>			<u>bracci incremento spinta sismica</u>		
$b_{S'a-sism} (o)$	0,31	m	$b_{\Delta S'a-sism} (o)$	0,40	m
$b_{S'a-sism} (v)-porto$	23,40	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-porto$	23,40	m
$b_{S'a-sism} (v)-mare$	0,00	m	$b_{\Delta S'a-sism} (v)-mare$	0,00	m

8.1.3.3 Forze d'inerzia cassone e sovrastruttura

Peso cassone e sovrastruttura	66417,27	kN
$F_{in}(o) = k_h \cdot P$	5529,41	kN
$F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P$	± 2764,70	kN

Tali forze sono applicate nel baricentro di coordinate:

X_G	Y_G	Z_G
[m]	[m]	[m]
7,50	10,51	5,40

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

I bracci della forza risultano:

- braccio componente orizzontale 5,40 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 10,51 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 4,49 m

8.1.3.4 Forze d'inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato porto)

γ	20,40	KN/m ³
γ_w	10,10	KN/m ³
$\gamma^* = \gamma'$	10,30	KN/m ³
γ_d	18,20	KN/m ³
h	0,90	m
b	1,00	m
h _s	0,80	m
B	23,40	m
L	15,00	m
k _h	0,0833	
k _v	0,0416	

γ_d = peso di volume del secco dei massi;
 $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ peso di volume sommerso dei massi;
 γ = peso di volume saturo dei massi;
 γ_w = peso specifico dell'acqua;
k_h, k_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale;
h = altezza massi da scogliera su dente di fondazione del cassone;
b = larghezza dente di fondazione del cassone;
h_s = altezza solettone di fondazione cassone;
B = larghezza fondazione cassone.

$P_{d-massi} = \gamma_d \cdot b \cdot h \cdot L$		245,70	kN		
$P_{massi} = \gamma' \cdot b \cdot h \cdot L$		139,05	kN		
$F_{in-massi}(o) = k_h \cdot P_{d-massi}$		20,46	kN		
$F_{in-massi}(v) = \pm k_v \cdot P_{massi}$	±	5,79	kN		
$b_{Fin-massi(o)} = h / 2 + h_s$		1,25	m		
$b_{Fin-massi(v)mare} = b / 2$		0,50	m	braccio rispetto polo porto	
$b_{Fin-massi(v)porto} = B - b / 2$		22,90	m	braccio rispetto polo mare	

8.1.3.5 Spinta idrodinamica dell'acqua

In accordo con quanto specificato nell'Eurocodice 8, nelle verifiche sismiche, in presenza di acqua libera e opera di sostegno impermeabile, è necessario considerare il contributo $q_{dw}(h)$ della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema (Figura 8.4). Tale contributo si ricava attraverso la formulazione di WESTERGAARD appresso riportata:

$$q_{dw}(h) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w h}$$

dove:

- H_w è la quota del pelo libero dell'acqua (altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica);
- h è l'ordinata diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua;
- k_h è il coefficiente sismico orizzontale;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua.

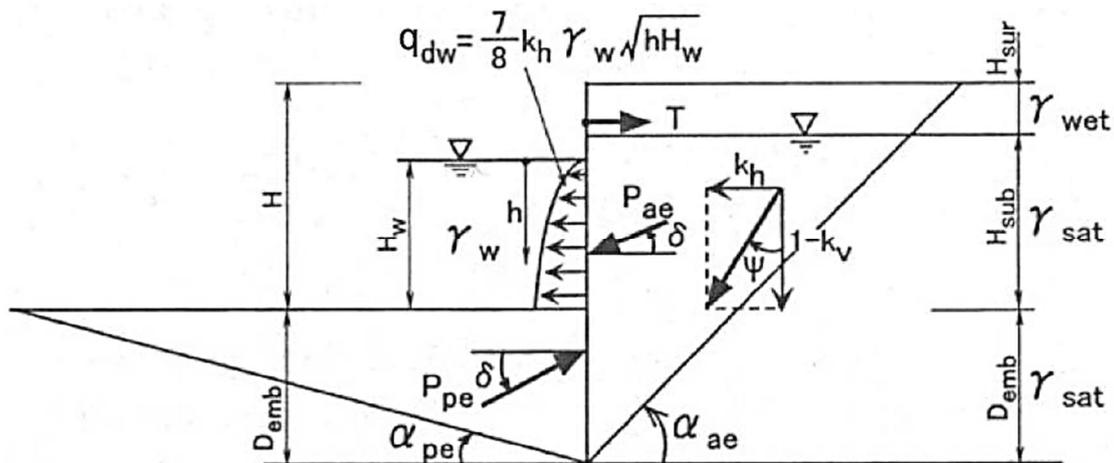


Figura 8.4 Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina

Integrando l'espressione sopra riportata si ottiene il valore della spinta P_{dw} applicata a $0,4 H_w$ (a partire dal fondale):

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

Tale azione risulta esercitata per metro lineare di opera.

Il valore della spinta idrodinamica dell'acqua nel caso in esame risulta pari a:

$$P_{dw} = 470,88 \text{ kN}$$

Essa presenta un braccio, valutato dal fondale, pari a 3,20 m.

8.2 Combinazioni di calcolo

Come detto, ai fini delle verifiche dei cassoni (**Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite**), sono state prese in considerazione sia le combinazioni dei carichi definite nel D.M. 17/01/2018 che le combinazioni dei carichi definite nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, per un totale di n. 10 combinazioni di calcolo:

- **Combinazione n. 1** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\varphi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \quad \text{Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \quad \text{Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \quad \text{Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 2** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cresta dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\varphi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \quad \text{Verifica a scorrimento}$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$\gamma_R = 1,15$ *Verifica a ribaltamento*

$\gamma_R = 1,40$ *Capacità portante*

- **Combinazione n. 3** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$Q_1 = Q_{\text{bitta}}$ ($\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0$)

$Q_2 = Q_{\text{massiccio}}$ ($\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6$)

$Q_3 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}}$ ($\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0$)

$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$

$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{\phi'} = 1,00$

$\gamma_{\gamma} = 1,00$

$\gamma_R = 1,10$ *Verifica a scorrimento*

$\gamma_R = 1,15$ *Verifica a ribaltamento*

$\gamma_R = 1,40$ *Capacità portante*

- **Combinazione n. 4** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$Q_1 = Q_{\text{massiccio}}$ ($\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6$)

$Q_2 = Q_{\text{cavo (Tr = 50)}}$ ($\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0$)

$Q_3 = Q_{\text{bitta}}$ ($\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0$)

$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$

$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{\phi'} = 1,00$

$\gamma_{\gamma} = 1,00$

$\gamma_R = 1,10$ *Verifica a scorrimento*

$\gamma_R = 1,15$ *Verifica a ribaltamento*

$\gamma_R = 1,40$ *Capacità portante*

- **Combinazione n. 5** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cavo

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_{\text{cavo}} (\text{Tr} = 50) & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \\ Q_2 &= Q_{\text{massiccio}} & (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6) \\ Q_3 &= Q_{\text{bitta}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G1/\text{sfavorevole}} &= 1,30 \\ \gamma_{G2/\text{sfavorevole}} &= 1,50 \\ \gamma_{Q1/\text{sfavorevole}} &= 1,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\phi'} &= 1,00 \\ \gamma_{\gamma} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_R &= 1,10 \text{ Verifica a scorrimento} \\ \gamma_R &= 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento} \\ \gamma_R &= 1,40 \text{ Capacità portante} \end{aligned}$$

- **Combinazione n. 6** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_{\text{bitta}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \\ Q_2 &= Q_{\text{massiccio}} & (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6) \\ Q_3 &= Q_{\text{cavo}} (\text{Tr} = 50) & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G1/\text{sfavorevole}} &= 1,30 \\ \gamma_{G2/\text{sfavorevole}} &= 1,50 \\ \gamma_{Q1/\text{sfavorevole}} &= 1,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\phi'} &= 1,00 \\ \gamma_{\gamma} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_R &= 1,10 \text{ Verifica a scorrimento} \\ \gamma_R &= 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento} \\ \gamma_R &= 1,40 \text{ Capacità portante} \end{aligned}$$

- **Combinazione n. 7** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3}$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_{\text{massiccio}} & (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6) \\ Q_2 &= Q_{\text{cresta (Tr = 50)}/Q_{\text{cavo (Tr = 50)}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \\ Q_3 &= Q_{\text{bitta}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G1/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \\ \gamma_{G2/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \\ \gamma_{Qi/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\phi'} &= 1,00 \\ \gamma_{\gamma} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_R &= 1,00 \text{ Verifica a scorrimento} \\ \gamma_R &= 1,00 \text{ Verifica a ribaltamento} \\ \gamma_R &= 1,20 \text{ Capacità portante} \end{aligned}$$

- **Combinazione n. 8** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_{\text{massiccio}} & (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6) \\ Q_2 &= Q_{\text{cresta (Tr = 50)}/Q_{\text{cavo (Tr = 50)}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \\ Q_3 &= Q_{\text{bitta}} & (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G1/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \\ \gamma_{G2/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \\ \gamma_{Qi/\text{favorevole-sfavorevole}} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\phi'} &= 1,00 \\ \gamma_{\gamma} &= 1,00 \\ \gamma_R &= 1,00 \text{ Verifica a scorrimento} \\ \gamma_R &= 1,00 \text{ Verifica a ribaltamento} \\ \gamma_R &= 1,20 \text{ Capacità portante} \end{aligned}$$

- **Combinazione n. 9** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cresta:

$$G + Q$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_{\text{cresta (Tr = 112)}} \\ Q_2 &= Q_{\text{bitta}} \end{aligned}$$

- **Combinazione n. 10** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cavo:

G+Q

$$Q_1 = Q_{\text{cavo}} (T_r = 112)$$

$$Q_2 = Q_{\text{bitta}}$$

Come detto, il calcolo dei cassoni è stato effettuato considerando, ai sensi del D.M. 17/01/2018 - *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, una vita nominale di 50 anni e, con riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime", una vita di progetto di 25 anni. Pertanto, i valori di altezza d'onda di progetto sono stati riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno T_r :

- $T_r = 50$ anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$ anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

8.3 Verifiche di stabilità alla traslazione

- **Combinazione n. 1** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 9520,59 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 48205,66 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 3,04 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cresta dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 15732,21 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 39788,51 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 1,52 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 9687,07 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 47107,68 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 2,92 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 2735,16 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 62235,59 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 13,65 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cavo dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 4694,04 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 63171,73 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 8,07 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$R_{\text{orizzontale}} = 2568,68 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 61137,61 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 14,28 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 7** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↓ Forza

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

d'inerzia ↑:

$$R_{\text{orizzontale}} = 6448,28 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 39470,35 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 3,67 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:

$$R_{\text{orizzontale}} = 6445,90 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 45013,22 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 4,19 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 9** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cresta:

$$R_{\text{orizzontale}} = 11130,61 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 31269,05 \text{ kN}$$

$$\frac{\mu R_v}{R_o} = 1,69 > C_s = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 10** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cavo:

$$R_{\text{orizzontale}} = 2986,40 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 47478,10 \text{ kN}$$

$$\frac{\mu R_v}{R_o} = 9,54 > C_s = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.4 Verifiche di stabilità al ribaltamento

- **Combinazione n. 1** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 559766,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 199605,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,80 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cresta dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 535236,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 319276,36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 1,68 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 552399,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 201789,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,74 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 376461,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 29830,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 12,62 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Combinazione n. 5** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cavo dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 388631,05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 36293,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 10,71 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 371739,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 32028,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 11,61 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 7** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 421556,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 74839,45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 5,63 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 450624,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 45841,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 9,83 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Combinazione n. 9** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cresta:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 411690,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 228118,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 1,80 > C_r = 1,50$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 10** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cavo:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 290845,01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 37560,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 7,74 > C_r = 1,50$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.5 Verifiche di capacità portante

- **Combinazione n. 1** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$q'_{\text{lim}} = 2479,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = 286,76 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{t \text{ max}}} = 8,65 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cresta dominante:

$$q'_{\text{lim}} = 1132,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = 325,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{t \text{ max}}} = 3,48 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Combinazione n. 3** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$q'_{lim} = 2421,28 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 281,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 8,61 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Carico accidentale sul massiccio dominante:

$$q'_{lim} = 3184,73 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 456,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 6,98 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Cavo dominante:

$$q'_{lim} = 2961,98 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 462,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 6,40 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** - D.M. 17/01/2018 - STATICA SLU - (A1+M1+R3) - Tiro alla bitta dominante:

$$q'_{lim} = 3195,50 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 448,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 7,12 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **Combinazione n. 7** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:

$$q'_{lim} = 2730,99 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 196,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 13,89 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** - D.M. 17/01/2018 - SISMICA SLV - Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:

$$q'_{lim} = 2890,56 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \max} = 217,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t \max}} = 13,30 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 9** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cresta:

$$\sigma_{t \max} = 236,72 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \text{ amm}} = 490,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ amm}}}{\sigma_{t \max}} = 2,07 \geq 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 10** - I.T. Dighe marittime 1996 - Cavo:

$$\sigma_{t \max} = 356,03 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_{t \text{ amm}} = 490,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ amm}}}{\sigma_{t \max}} = 1,38 \geq 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

9 STRUTTURA DI CONNESSIONE – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

9.1 Determinazione dell'onda di progetto

In caso di progettazione di opere marittime occorre valutarne la vita di progetto e la probabilità di superamento dell'onda di progetto. A tal fine si è fatto riferimento a quanto riportato nel paragrafo 2.1.4.5 delle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore LL.PP., così come riportato a seguire.

Il primo step consiste pertanto nel valutare la durata di vita presunta della stessa, tenendo in considerazione le caratteristiche funzionali richieste.

Per definire il periodo di ritorno degli eventi ondosi da considerare nel dimensionamento della struttura, si è fatto riferimento a che indica i valori riportati nella tabella seguente:

Tabella 9.1 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (Tv)

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

L'opera in oggetto è identificabile nel seguente modo:

- "infrastruttura ad uso specifico" (*opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.*);
- "livello di sicurezza 1" (*opere o installazioni di interesse locale o ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa...*).

Pertanto può essere assunta una durata minima di vita T_v di **15 anni**.

Il successivo step di calcolo consiste nell'individuare la massima probabilità di danneggiamento P_f ammissibile nel periodo di vita operativa, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera stessa e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione. A tal fine è stata impiegata la tabella seguente:

Tabella 9.2 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_f)

Danneggiamento Incipiente

Ripercussione economica	Rischio per la via umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

Danneggiamento Totale

Ripercussione economica	Rischio per la via umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Nel caso in esame risulta che:

- il livello di danneggiamento considerato è di tipo incipiente poiché l'opera è di tipo flessibile o comunque risulta riparabile;
- la ripercussione economica assunta è di tipo medio, ossia il caso in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette e il costo totale per la realizzazione dell'opera è compreso fra 5 e 20;
- il rischio per la vita umana ipotizzata è limitato, poiché a seguito del danneggiamento non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane.

Ne consegue che la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f è pari a **0,30**.

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

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

Sulla base delle considerazioni precedenti:

- $T_v=15$ anni;
- $P_f=0,30$;

si ottiene il tempo di ritorno dell'evento di progetto $T_{rp}= 42,06$ anni.

Di conseguenza, a vantaggio di sicurezza, si considera un valore di T_{rp} pari a **50 anni**.

Una volta definita la vita utile dell'opera è possibile determinare l'altezza d'onda di progetto, impiegata per il dimensionamento della mantellata. A tal fine si è fatto riferimento ai risultati riportati nell'elaborato *C.01 - Studio su modello matematico – Studio meteomarinario* del presente progetto definitivo (elaborato redatto dal Dipartimento DICEAM dell'Università Mediterranea di Reggio Calabria), relativi ad un punto frontistante il tratto terminale della struttura di connessione, ad una distanza dal piede dell'opera pari a cinque volte H_s , su un fondale di circa 8,5 m:

Tempo di ritorno 50 anni: $H_s = 5.1$ m

9.2 Scelta del tipo di masso artificiale

Durante la fase progettuale, si è esclusa la possibilità di realizzare la mantellata esterna della struttura di collegamento in massi naturali, poiché le elevate sollecitazioni comporterebbero l'utilizzo di massi di grande pezzatura, difficilmente reperibili in zona. Di converso i massi artificiali:

- garantiscono delle prestazioni superiori in termini di rapporto tra stabilità e peso;
- possono essere realizzati in sito;
- possono essere posizionati secondo una pendenza della scarpa molto più ripida e di conseguenza l'opera ha una superficie di ingombro inferiore.

Tra i diversi massi artificiali attualmente disponibili, la scelta è ricaduta sui massi Xbloc® e Xbloc Plus® poiché presentano i seguenti vantaggi prestazionali ed economici:

- minore impatto ambientale grazie alla notevole riduzione di materiale di cava previsto;
- ottima risposta idraulica e stabilità dei massi, garantita dal maggior grado di *interlocking* e di mutuo attrito che le forme artificiali del masso assicurano;
- elevato grado di porosità e conseguentemente una maggiore riduzione del fenomeno di riflessione;
- maggiore velocità di posa.

Sia gli Xbloc® che gli Xbloc Plus® sono stati sviluppati da DMC (Delta Marine Consultants); i primi sono stati introdotti sul mercato nel 2003, i secondi sono di recente commercializzazione.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Entrambe le tipologie di massi vengono disposte per singoli strati; mentre però gli Xbloc Plus® sono posizionati in forma ordinata, gli Xbloc® sono posizionati alla rinfusa e possono essere impiegati anche in caso di tratti con grandi curvature o nelle testate di opere foranee.

Nel caso in esame verranno impiegati gli Xbloc Plus® per la realizzazione del tronco della struttura, mentre gli Xbloc® saranno utilizzati nel raccordo iniziale e nel tratto curvo che si connette ai cassoni.

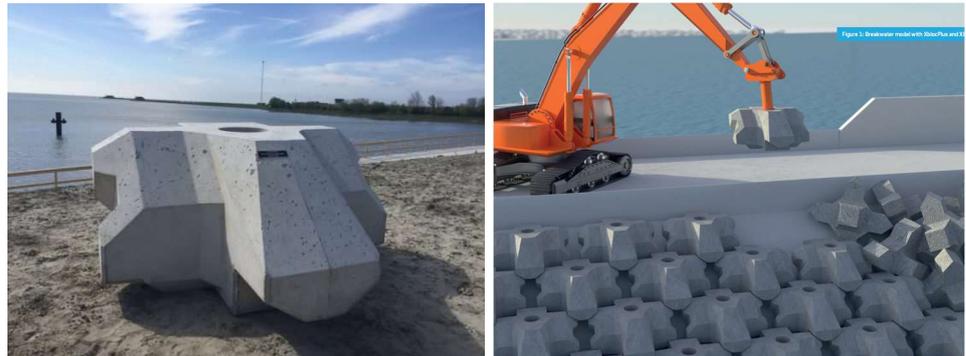
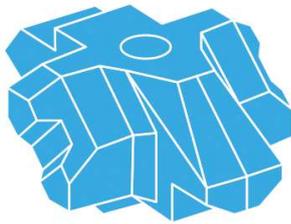


Figura 9.1 Xbloc Plus®

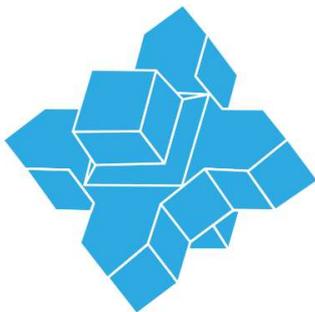


Figura 9.2 Xbloc®

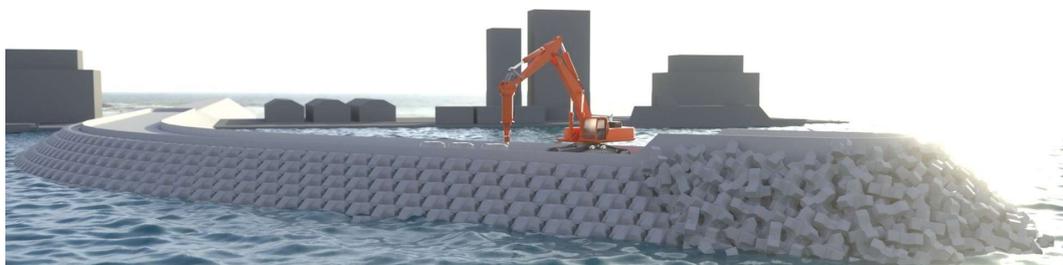


Figura 9.3 Impiego di Xbloc Plus® e Xbloc® in testata

9.3 Dimensionamento della mantellata

Il dimensionamento della mantellata è stato eseguito secondo quanto indicato e raccomandato nelle linee guida della DMC (*Guidelines for Xbloc Concept Designs 2018*) nel quale si riportano le seguenti formulazioni:

$$V_{Xbloc} = \left[\frac{H_s}{2,77 * \Delta} \right]^3 \qquad V_{Xbloc Plus} = \left[\frac{H_s}{2,55 * \Delta} \right]^3$$

con:

- V volume del masso [m³];
- H_s altezza d'onda significativa [m];
- Δ densità relativa [ρ_c - ρ_w] / ρ_w [-];
- ρ_c densità del calcestruzzo [kg/m³];
- ρ_w densità dell'acqua marina [kg/m³]

Le formule su riportate forniscono gli stessi risultati ricavabili dalla formula di Hudson nelle seguenti ipotesi:

- α pendenza della mantellata pari a 3 (V) : 4 (H);
- K_D coefficiente di danneggiamento pari a 16 per gli Xbloc[®] e 12 per gli Xbloc Plus[®].

Considerati H_s =5,1 m e ρ_c =2.400,00 kg/m³, si ottengono i seguenti valori:

- V_{Xbloc} = 3,26 m³
- V_{Xbloc Plus} = 2,99 m³

Ai risultati ottenuti occorre applicare un coefficiente correttivo C_f che tiene in considerazione diversi fattori (permeabilità del nucleo, pendenza del fondale, etc.), pari a 1,5 per gli Xbloc[®] e 1,25 per gli Xbloc Plus[®].

Ne deriva pertanto che i volumi, da calcolo, sono pari a:

- V_{Xbloc} · C_f = 4,07 m³;
- V_{Xbloc Plus} · C_f = 4,49 m³.

Per la costituzione della mantella sono stati dunque impiegati massi artificiali da 5,00 m³ sia per gli Xbloc[®] che per gli Xbloc Plus[®].

9.4 Dimensionamento degli strati filtro

Lo strato filtro ha il compito di proteggere il nucleo dall'azione del moto ondoso, che potrebbe dilavare il materiale fine che lo costituisce. A sua volta, lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da pietrame di dimensioni tali da non essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata e da fornire alla mantellata un sufficiente contrasto allo scivolamento.

Per determinare la dimensione degli elementi costituenti lo strato filtro posto sotto la mantellata della struttura di connessione si adotta quanto indicato nelle linee guida della DMC:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

	Xbloc Plus®	Xbloc®
Range W ₅₀ [t]	0,3 – 1,0	1 – 3
Spessore strato filtro [m]	1,3	1,8

9.5 Dimensionamento della protezione al piede

Per garantire la durabilità dell'opera è necessario apporre una protezione in massi naturali al piede della mantellata.

Il dimensionamento è effettuato impiegando la formulazione di Van der Meer, d'Angremord e Gerding (1995):

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\left[2 + 6,2 \cdot \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right] \cdot N_{od}^{0.15} \cdot \Delta}$$

dove:

- D_{n50} diametro medio degli elementi della protezione al piede [m];
- H_s altezza d'onda significativa [m];
- h_t profondità al di sopra il piede [m];
- h profondità del fondale di fronte al piede [m];
- N_{od} numero di danneggiamento legato alle unità dislocate [-];
- Δ densità relativa [ρ_c - ρ_w] / ρ_w [-];
- ρ_r densità del masso naturale [kg/m³];
- ρ_w densità dell'acqua marina [kg/m³];

Per il dimensionamento della protezione al piede è stata utilizzata la medesima altezza d'onda impiegata nel calcolo della mantellata, riportata nell'elaborato C.01 "Studio su modello matematico – Studio meteomarinario" del presente progetto definitivo.

Posto N_{od}=0,50 (grado di danneggiamento pari a 0), ρ_r =2.600,00 kg/m³ e un dislivello negativo massimo di 0,30 m, si sono ottenuti i seguenti risultati:

H _s [m]	h _t [m]	h [m]	D _{n50} [m]	W ₅₀ [t]	Altezza minima [m]	Larghezza minima [m]
5,10	4,0	7,0	1,07	3,16	2,13	3,20

La protezione al piede avrà, di conseguenza, le seguenti caratteristiche geometriche:

Altezza [m]	Larghezza [m]
2,15	3,20

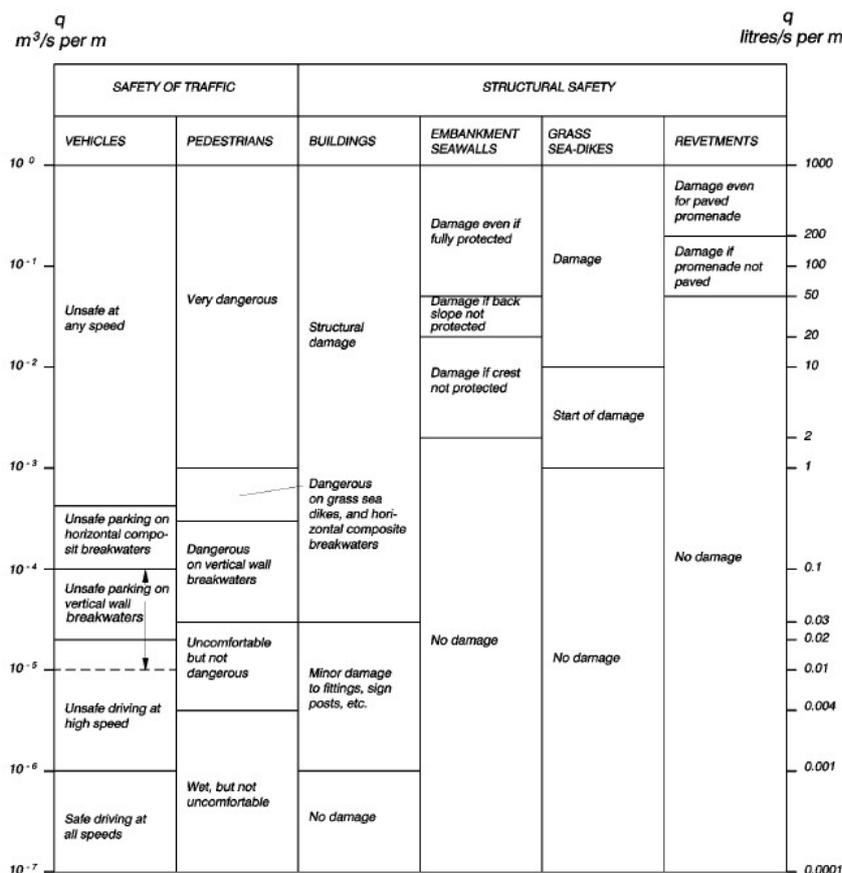
10 VALUTAZIONE DELLA TRACIMAZIONE

Un aspetto significativo non trascurabile nella verifica delle opere marittime, riguarda la corretta definizione del livello di affioramento (Run-Up) e conseguente livello di tracimazione (Overtopping) del moto ondoso.

Il sormonto dell'opera da parte delle onde avviene a partire da determinati valori di altezza d'onda incidente e varia in relazione sia allo stato del mare che alla geometria della struttura in esame.

Un livello di tracimazione può essere definito accettabile o meno a seconda delle funzioni svolte dall'opera stessa e delle eventuali strutture presenti. I limiti ammissibili di tracimazione sono stati studiati a livello sperimentale da diversi autori e sono stati sintetizzati nel Coastal Engineering Manual (CEM). In particolare, la tabella VI-5-6 del CEM riporta la massima portata di tracimazione entro la quale è garantita la sicurezza sia per le strutture che per il traffico (veicolare e pedonale):

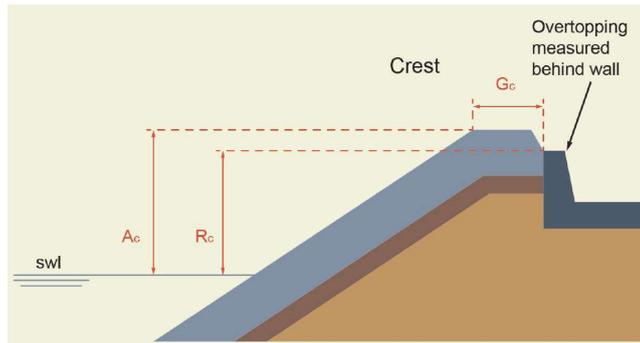
Tabella 10.1 Limiti ammissibili della portata media di tracimazione



Per il calcolo sono state utilizzate le altezze d'onda riportate nell'elaborato C.01 - Studio su modello matematico – Studio meteomarinò del presente progetto definitivo (redatto dal Dipartimento DICEAM dell'Università Mediterranea di Reggio Calabria).

10.1 Struttura di connessione

Per quanto concerne la struttura di connessione tra i cassoni REWEC3 e il molo di sopraflutto esistente, il calcolo dell'Overtopping è stato condotto in linea con le indicazioni del Manuale Eurotop (2nd Edition 2018), nel caso di opere a gettata in massi, con valori di pendenza compresi tra 1:2 e 1:4/3 (scarpate ripide):



La portata media di tracimazione q (m³/s) può essere calcolata con la seguente formula:

$$q = 0,1035 \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot \exp \left[- \left(1,35 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1,3} \right]$$

dove:

- R_c è la quota di coronamento sul l.m.m., definita come il punto oltre il quale il flusso tracimante non può più tornare verso il mare aperto [m];
- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa spettrale al piede dell'opera [m];
- γ_f è il fattore di correzione dovuto alla scabrezza della parete, tabellato in funzione della tipologia di massi impiegati:

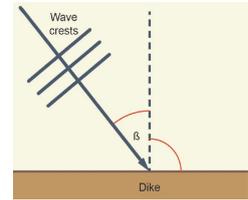
Type of armour layer	γ_f
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
Antifers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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- γ_β è il fattore di correzione dovuto all'incidenza del moto ondoso, funzione dell'angolo β di attacco delle onde:

$$\gamma_\beta = 1 - 0,0063 |\beta| \quad \text{se } 0 \leq |\beta| \leq 80^\circ$$

$$\gamma_\beta = 0,496 \quad \text{se } |\beta| > 80^\circ \text{ (si assume } \beta = 80^\circ \text{)}$$



Pur considerando la struttura tracimabile, è tuttavia necessario garantire che la portata di tracimazione non costituisca un pericolo per la sicurezza funzionale delle opere.

Alla luce dei limiti riportati nel CEM, la massima portata ammissibile entro la quale è assicurata l'incolumità dei pedoni è pari a 0,3 l/s.

Q (l/m/s)		Q (l/m/s)			
1000	Insicuro in ogni situazione	Molto pericoloso	Seri danni strutturali	Danni anche se struttura protetta completamente	Danni anche se coronamento protetto
100				Danni nel caso di struttura a paramento interno non protetto	Danni solo se coronamento non protetto
10	Parcheggio insicuro (struttura composita)	Pericoloso (opere a scarpata)	Seri danni strutturali	Danni solo se coronamento non protetto	200
1				Pericoloso (struttura composita)	50
0.1	Parcheggio insicuro (struttura a cassoni)	Pericoloso (struttura a cassoni)	Seri danni strutturali	Nessun danno	8
0.01					Sgradevole ma non pericoloso
0.001	Insicuro alle alte velocità	Qualche spruzzo	Danni modesti	Nessun danno	0.6
0.0001					Sicuro per ogni velocità
0.0001	VEICOLI	PEDONI	COSTRUZIONI	OPERE A SCARPATA	RIVESTIMENTI DI SPONDA
SICUREZZA FUNZIONALE			SICUREZZA STRUTTURALE		

Con riferimento alla sezione tipologica riportata nella Figura 10.1, attraverso l'espressione per il calcolo della portata precedentemente definita, è possibile valutare quale sia l'altezza d'onda massima di fronte all'opera entro la quale sono rispettate le condizioni di sicurezza richieste.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

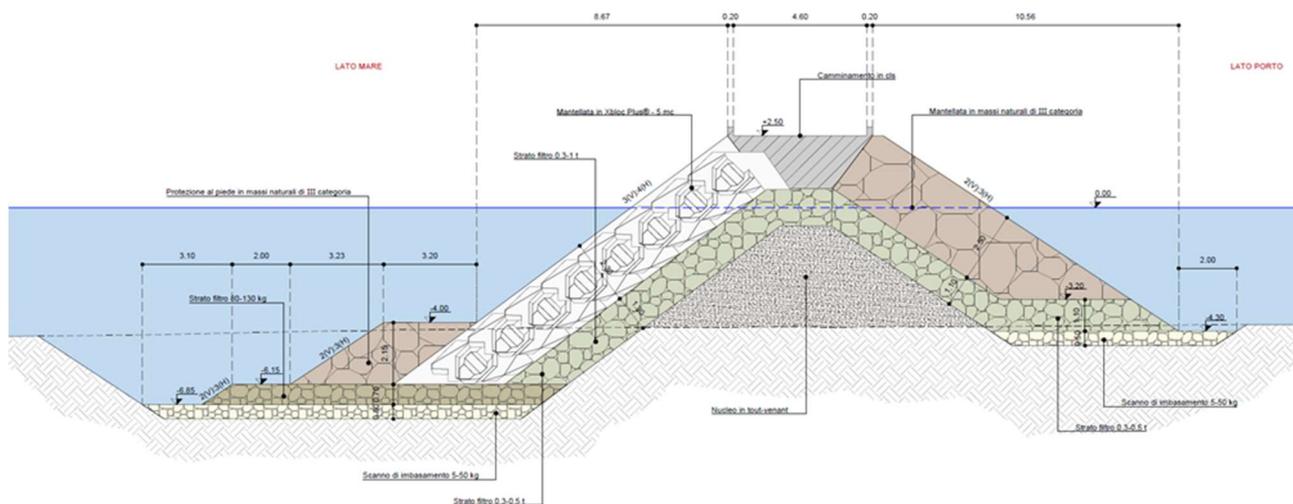


Figura 10.1 Sezione tipologica struttura di connessione

Per la struttura in esame, al fine di non superare un valore massimo di portata media di tracimazione pari a 0,3 l/s, l'altezza d'onda massima consentita di fronte l'opera è pari a 2,20 m.

In caso pertanto di stati di mare caratterizzati da onde di altezza superiori, occorre interdire, per qualsiasi attività, il transito sulla struttura di connessione.

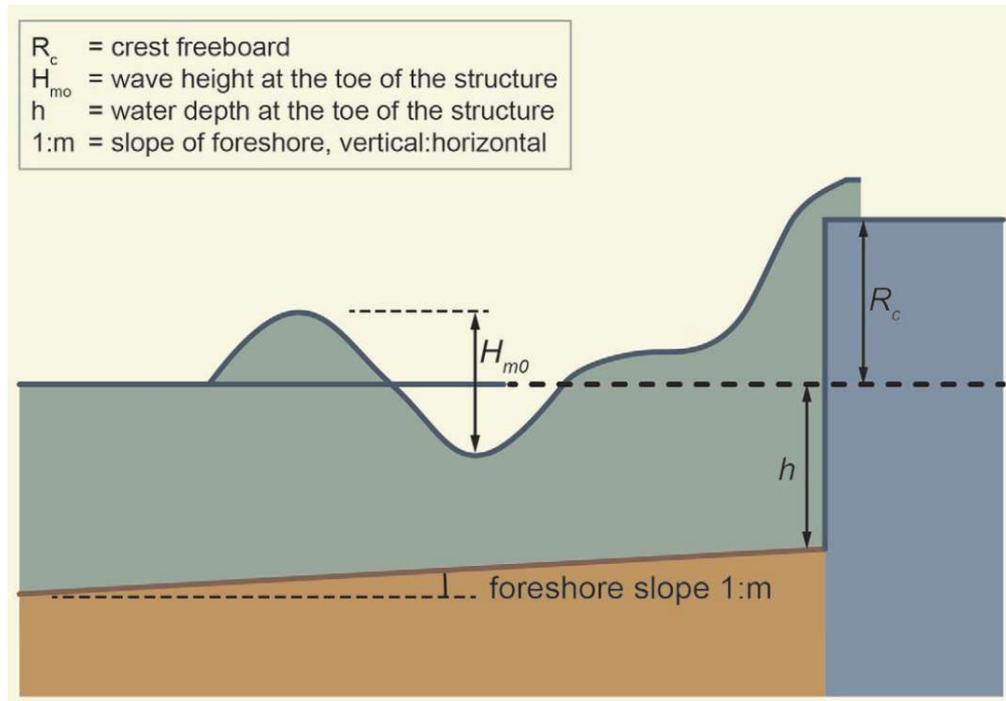
Nella seguente tabella si riportano i dati caratteristici impiegati per la definizione dell'altezza massima consentita.

Tabella 10.2 Valori caratteristici della struttura di connessione

Portata di tracimazione ammissibile	q	l/s	0,3
Sovralzo rispetto l.m.m.		m	0,40
Quota opera		m	2,80
Quota coronamento su l.m.m.	R _c	m	2,40
Angolo di attacco del moto ondoso	β	°	56
Coefficiente correttivo rugosità superficie – Xbloc Plus	γ _f		0,45
Coefficiente correttivo incidenza moto ondoso	γ _β		0,647
Altezza significativa massima consentita	H_{m0}	m	2,20

10.2 Cassoni REWEC3

Il calcolo della portata di tracimazione in corrispondenza dei cassoni REWEC 3 è stato condotto in linea con le indicazioni del Manuale Eurotop (Second Edition 2018), nel caso di opere a parete verticale:



In tali situazioni occorre considerare formulazioni differenti a seconda dell'influenza che il fondale ha sul moto ondoso.

Nello specifico caso in esame, date le elevate profondità e i relativi bassi valori di altezza d'onda, si può considerare una influenza nulla del fondale e pertanto la portata media di tracimazione q (m^3/s) può essere calcolata con la seguente formula:

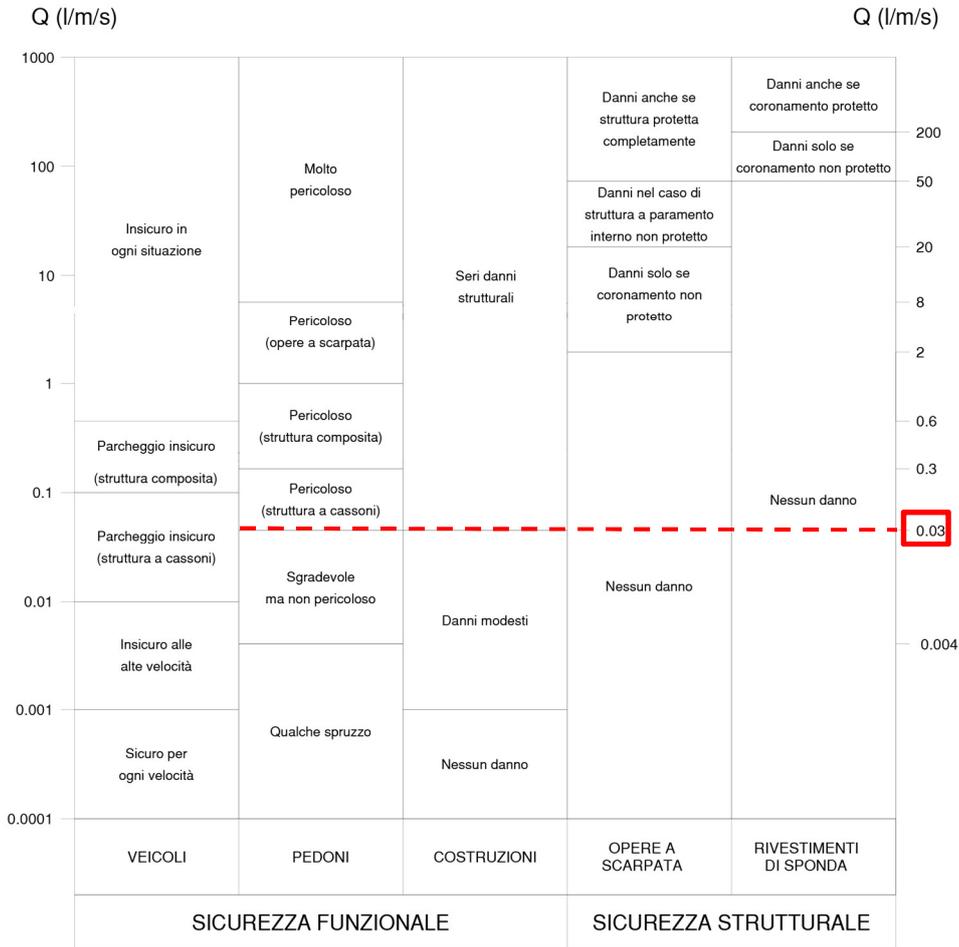
$$q = 0,054 \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot \exp \left[- \left(2,12 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{1,3} \right]$$

dove:

- R_c è la quota di coronamento sul l.m.m., definita come il punto oltre il quale il flusso tracimante non può più tornare verso il mare aperto [m];
- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa spettrale al piede dell'opera [m].

Affinché siano garantite condizioni di piena sicurezza in termini di tracimabilità, alla luce dei limiti della tracimazione riportati nel CEM, la massima portata ammissibile è pari a 0,03 l/s.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME



Con riferimento alla sezione tipologica riportata nella Figura 10.2, attraverso l'espressione per il calcolo della portata precedentemente definita, è possibile valutare quale sia l'altezza d'onda massima di fronte l'opera entro la quale sono rispettate le condizioni di sicurezza richieste.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

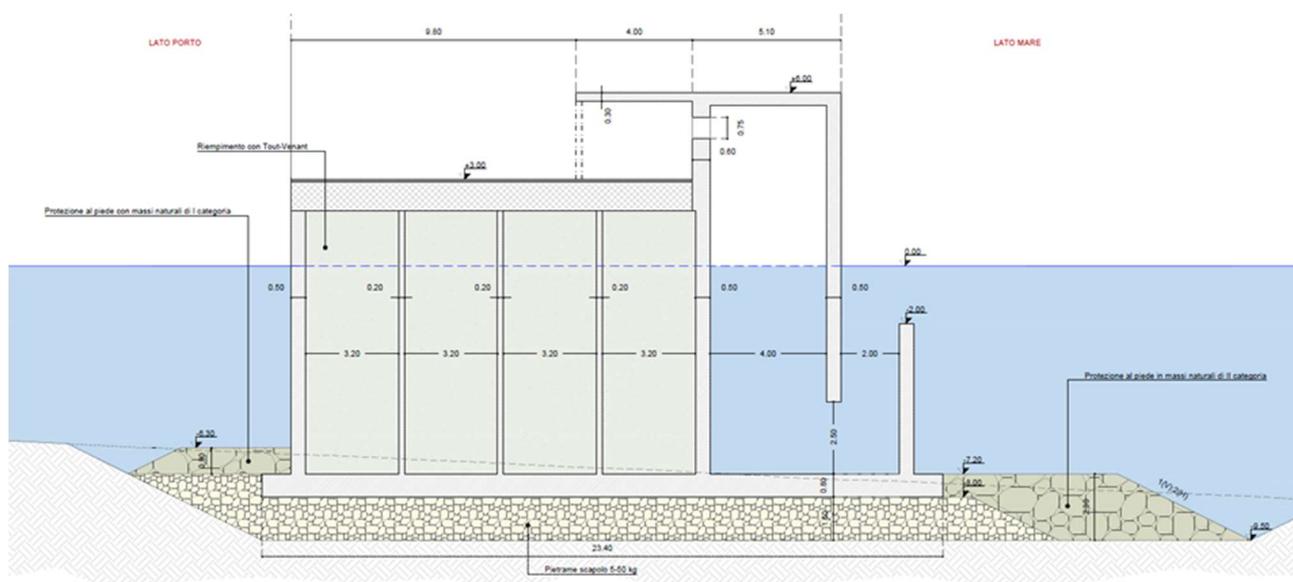


Figura 10.2 Sezione tipologica cassoni REWEC3

Per la struttura in esame, al fine di non superare un valore massimo di portata media di tracimazione pari a 0,03 l/s, l'altezza d'onda massima consentita di fronte l'opera è pari a 2,00 m.

In caso pertanto di stati di mare caratterizzati da onde di altezza superiori, occorre interdire, per qualsiasi attività, il transito sui cassoni.

Nella seguente tabella si riportano i dati caratteristici impiegati per la definizione dell'altezza massima consentita.

Tabella 10.3 Valori caratteristici dei cassoni REWEC3

Portata di tracimazione ammissibile	q	l/s	0,03
Sovralzo rispetto l.m.m.		m	0,40
Quota opera		m	6,00
Quota coronamento su l.m.m.	R _c	m	5,60
Altezza significativa massima consentita	H_{m0}	m	2,00

11 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

L'analisi di stabilità di un pendio è un problema molto complesso e di difficile schematizzazione, soprattutto per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza a taglio del terreno. Determinante risulta la caratterizzazione geomorfologica della zona sede dell'eventuale movimento franoso, nonché la caratterizzazione stratigrafica, l'individuazione del livello di falda, la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti gli strati, ecc.

I diversi metodi di calcolo della stabilità globale presenti in letteratura si basano sul concetto dell'equilibrio limite globale, che ipotizza per il terreno un comportamento rigido – perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi semplificativa, consegue che:

- a) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- b) la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;
- c) la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;
- d) non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

La superficie di rottura, supposta nota, è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare in modo agevole le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Tutti i metodi adottano come criterio di rottura il criterio di MOHR-COULOMB assieme al criterio delle tensioni efficaci di TERZAGHI. La resistenza a taglio disponibile è valutata secondo l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\phi' = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi'$$

con

- c' coesione efficace;
- ϕ' angolo di attrito efficace;
- σ tensione normale totale;
- u pressione neutra.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata:

$$F = \frac{\text{resistenza a taglio disponibile}}{\text{resistenza a taglio mobilitata}} = \frac{\tau_R}{\tau}$$

Suddivisa la superficie di rottura in n strisce, supponendo che il coefficiente di sicurezza sia unico per tutta la superficie, si hanno le seguenti incognite:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- n forze normali alla base (N);
- n punti di applicazione delle forze normali;
- n forze di taglio alla base (T);
- n-1 forze normali di interstriscia (E);
- n-1 punti di applicazione delle forze normali di interstriscia (h);
- n-1 forze tangenziali di interstriscia (X);
- 1 coefficiente di sicurezza (F).

Il numero totale delle incognite è pari quindi a $6n-2$. Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base N , siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero di $5n-2$.

Le equazioni che si possono scrivere sono $4n$

- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla rotazione;
- n equazioni di MOHR-COULOMB;

Rimangono pertanto $(5n - 2) - 4n = n - 2$ incognite in esubero rispetto al numero delle equazioni disponibili.

I vari metodi di calcolo della stabilità dei pendii esistenti in letteratura (FELLENIOUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.

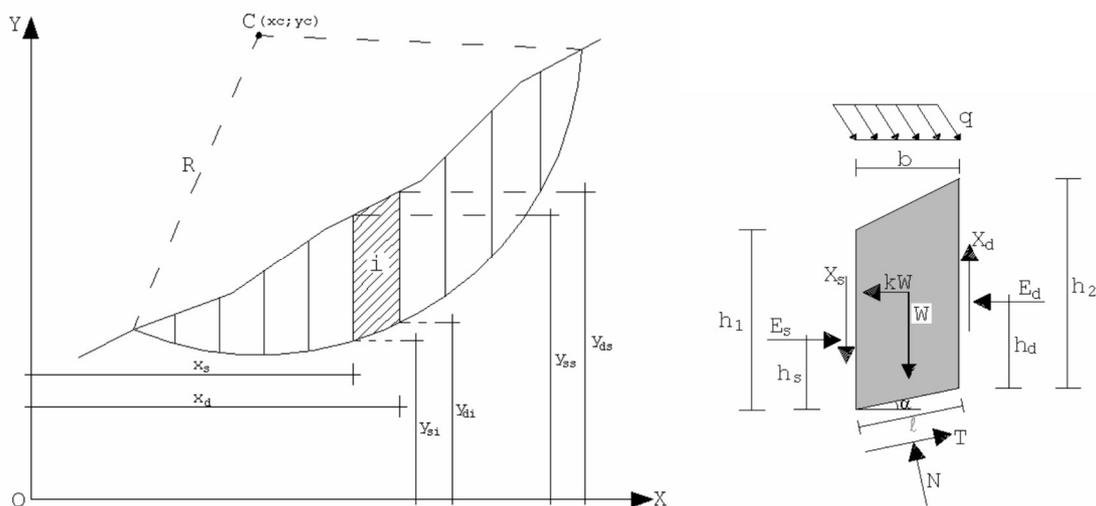


Figura 11.1 Suddivisione della superficie di rottura in strisce (a sinistra) e singola striscia (a destra)

La verifica di stabilità globale è stata condotta in riferimento alle indicazioni presenti nelle N.T.C. 2018 mediante l'ausilio del software STAP FULL 14.0, prodotto dalla ditta Aztec Informatica.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche secondo i criteri già riportati nella presente Relazione al paragrafo 4.3 - *Verifica di stabilità globale*, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

- $\gamma_R = 1,10$ in **condizioni statiche**;
- $\gamma_R = 1,20$ in **condizioni sismiche**.

11.1 Verifica di stabilità globale cassoni

La verifica di stabilità globale dei cassoni è stata effettuata impiegando il metodo di JANBU, la cui principale ipotesi consiste nel trascurare le forze di interstriscia verticali. Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di JANBU semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n [c_i b_i + (N_i / \cos \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum_1^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine N_i è espresso da

$$N_i = \frac{W_i - (c_i l_i \sin \alpha_i / F) + (u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F)}{m}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di JANBU semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Su cassone agiscono le seguenti azioni:

- **sovraccarico variabile sul massiccio** (coefficienti di combinazione $\psi_{0j}=0,7$ - $\psi_{1j}=0,7$ - $\psi_{2j}=0,6$);
- **azione dell'onda in fase di cresta** (coefficienti di combinazione $\psi_{0j}=0,6$ - $\psi_{1j}=0,2$ - $\psi_{2j}=0$);
- **azione dell'onda in fase di cavo** (coefficienti di combinazione $\psi_{0j}=0,6$ - $\psi_{1j}=0,2$ - $\psi_{2j}=0$);

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **spinta idrodinamica dell'acqua positiva** (coefficienti di combinazione $\psi_{2j}=1$);
- **spinta idrodinamica dell'acqua negativa** (coefficienti di combinazione $\psi_{2j}=0,6$);
- **tiro alla bitta** (coefficienti di combinazione $\psi_{0j}=0,6$ - $\psi_{1j}=0,2$ - $\psi_{2j}=0$).

L'analisi della stabilità globale è stata effettuata in condizioni statiche e sismiche, considerando la combinazione di carico più gravosa, ovvero la condizione in cui agiscono i seguenti carichi:

- sovraccarico variabile sul massiccio;
- azione dell'onda in fase di cresta;
- spinta idrodinamica dell'acqua negativa;
- tiro alla bitta.

Il calcolo effettuato ha consentito di analizzare n. 1442 superfici, individuando la superficie critica caratterizzata dal valore minimo del coefficiente di sicurezza la quale presenta le caratteristiche appresso riportate:

- Numero di strisce	26	
- Coordinate del centro	X[m]= 79,00	Y[m]= 71,00
- Raggio del cerchio	R[m]= 36,88	
- Intersezione a valle con il profilo topografico	Xv[m]= 53,87	Yv[m]= 44,01
- Intersezione a monte con il profilo topografico	Xm[m]= 106,58	Ym[m]= 46,52
- Coefficiente di sicurezza	F _S = 1,626	

Tale coefficiente di sicurezza (1,626) risulta superiore al minimo richiesto per la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (1,20):

$$C_S = 1,626 > C_{S \text{ richiesto}} = 1,20$$

pertanto, la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

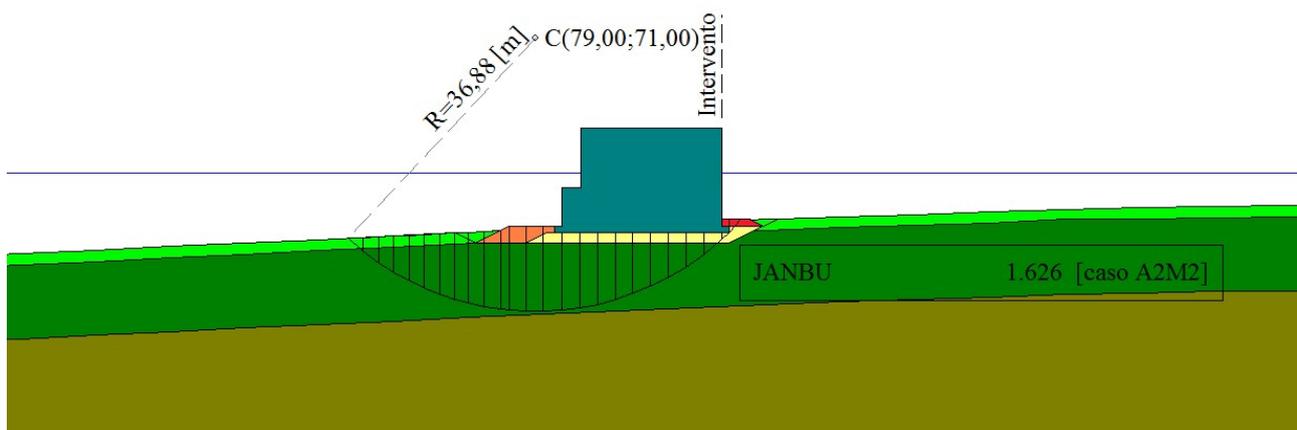


Figura 11.2 Superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo

11.2 Verifica di stabilità globale struttura di connessione

La verifica di stabilità globale della struttura di connessione tra i cassoni e il molo è stata effettuata impiegando il metodo di BISHOP che ipotizza una superficie di scorrimento circolare e forze di interstriscia verticali nulle.

Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di BISHOP semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n \left(\frac{c_i b_i + (N_i / \cos \alpha_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di BISHOP semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

L'analisi della stabilità globale è stata effettuata in condizioni statiche e sismiche. Il calcolo effettuato ha consentito di analizzare $n. 18894$ superfici, individuando la superficie critica caratterizzata dal valore minimo del coefficiente di sicurezza la quale presenta le caratteristiche appresso riportate:

- Coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto
- Numero di strisce 28
- Coordinate del centro X[m]= 78,00 Y[m]= 73,00
- Raggio del cerchio R[m]= 30,50
- Intersezione a valle con il profilo topografico Xv[m]= 70,70 Yv[m]= 43,39
- Intersezione a monte con il profilo topografico Xm[m]= 101,59 Ym[m]= 53,67
- Coefficiente di sicurezza $F_s = 1,228$

Tale coefficiente di sicurezza (1,228) risulta superiore al minimo richiesto per la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (1,20):

$$C_S = 1,228 > C_{S \text{ richiesto}} = 1,20$$

pertanto, la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

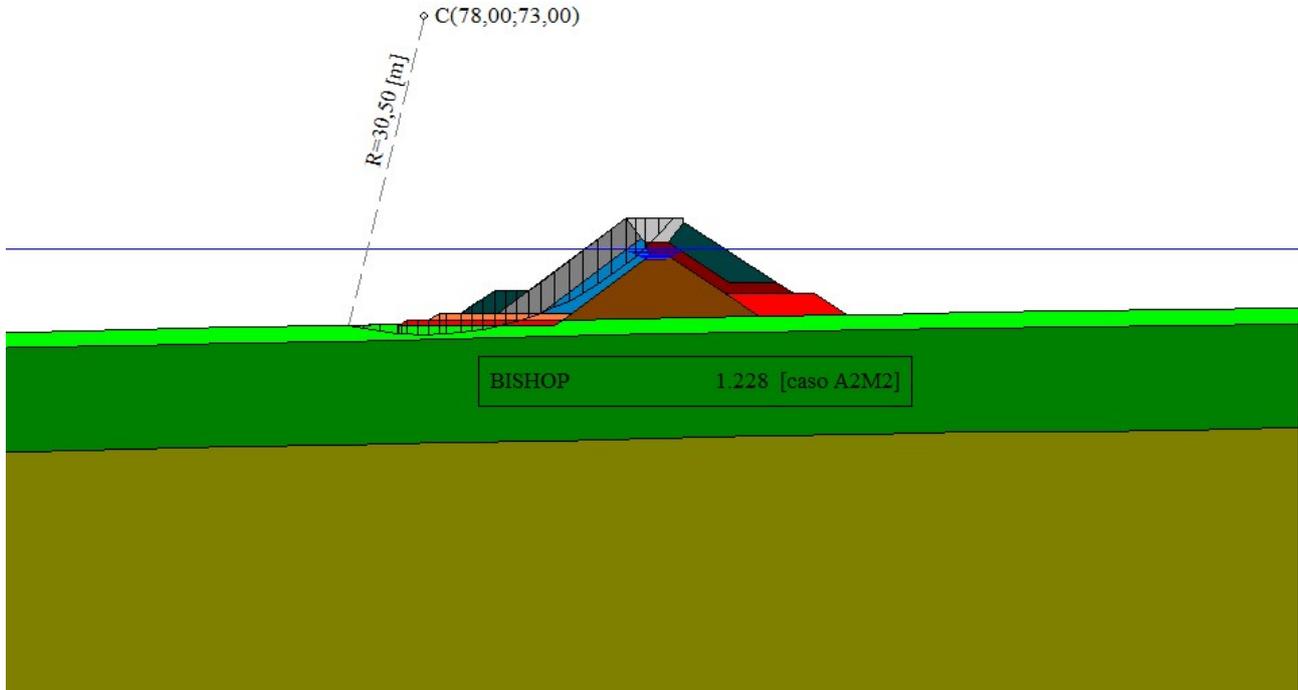


Figura 11.3 Superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo

12 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La Relazione Geologica e la Relazione sulla pericolosità sismica di base e sulla risposta sismica locale a firma del Dott. Geol. Angelo Alberto Stamile, costituenti parte integrante del presente Progetto Definitivo, riportano una dettagliata trattazione della pericolosità dovuta ad instabilità per effetti coosismici e, tra questi, particolare attenzione è stata posta alla suscettibilità all'instabilità per effetti coosismici legati alla liquefazione sismica dei terreni sotto falda.

La liquefazione è un fenomeno che comporta la perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche e dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa. Il fenomeno interessa i terreni incoerenti saturi, che nel corso di un evento sismico subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito del quale il terreno può scorrere o fluire, nel caso di un pendio, o assestarsi, nel caso di una giacitura orizzontale. Ciò avviene quando, sotto l'azione delle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma, la pressione interstiziale dell'acqua aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè quando gli sforzi efficaci si riducono a zero. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende dalle proprietà geotecniche, dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso, nonché dalle caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata.

Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa), tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di liquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

12.1 Esclusione della verifica a liquefazione

Le NTC 2018, al § 7.11.3.4.2 - "Esclusione della verifica a liquefazione", individuano le condizioni per le quali è possibile omettere la verifica a liquefazione. In particolare, la verifica a liquefazione può non effettuarsi quando si verificano una delle seguenti circostanze:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, per piano di campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella seguente figura nel caso (a) di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso (b) di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

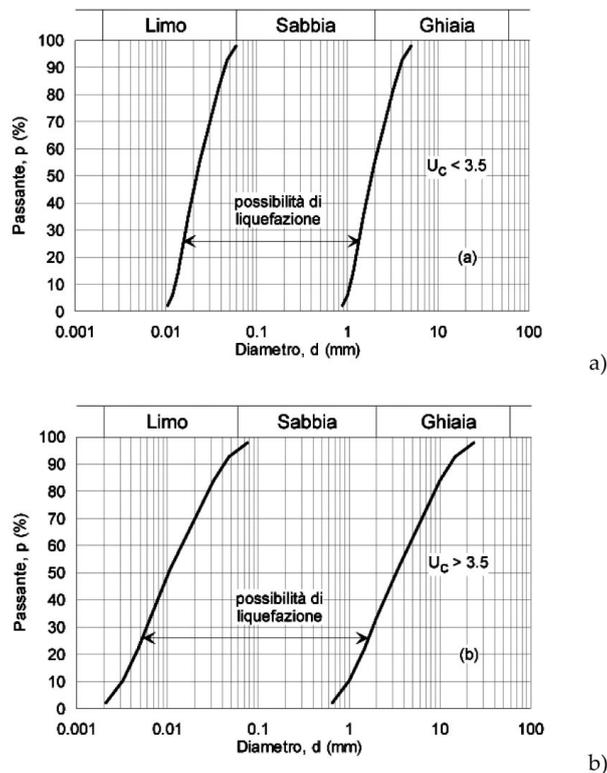


Figura 12.1 Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione - Rif. Fig. 7.11.1 D.M. 17/01/2018

Dal momento che nessuna delle precedenti condizioni previste dalla norma risulta verificarsi, come argomentato più ampiamente nella Relazione Geologica e nella Relazione sulla pericolosità sismica di base e sulla risposta sismica locale, è da ritenersi possibile la suscettibilità alla liquefazione dei primi 11,5 metri dal p.c. Tuttavia, citando testualmente le suddette relazioni: «non si ritiene di eseguire una specifica verifica a liquefazione in quanto l'opera progettuale essendo completamente immersa in acqua deve essere sottoposta anche a verifiche che contemplano la presenza di spinte idrostatiche e dinamiche dell'acqua e la presenza, come piano fondale, di sedimenti saturi».

Nonostante le indicazioni date dal geologo, si ritiene in questa sede di effettuare ugualmente una verifica a liquefazione al fine valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

12.2 Verifica a liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

I metodi semplificati per il calcolo della suscettibilità a liquefazione dei terreni si basano sui risultati di prove in situ quali le prove penetrometriche statiche (CPT), dinamiche (Standard Penetration Test) o le prove sismiche a rifrazione (misure di velocità delle onde di taglio V_s).

Il fattore di sicurezza F_s nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno è per definizione il rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica **CRR** (*Cyclic Resistance Ratio*), e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica **CSR**:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

12.2.1.1 Calcolo della domanda di resistenza a liquefazione CSR

La variabile **CSR** è stata stimata attraverso l'equazione semi empirica proposta da SEED e IDRIS (1971):

$$CSR = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

con

- a_{max} accelerazione orizzontale di picco prodotta dal terremoto in superficie;
- g accelerazione di gravità;
- σ_v tensione verticale litostatica totale;
- σ'_v tensione verticale litostatica efficace;
- r_d coefficiente di riduzione delle tensioni valutabile mediante le seguenti espressioni:
 - $r_d = 1 - 0,00765 z$ $z \leq 9,15$ m
 - $r_d = 1,174 - 0,0267 z$ $9,15 \leq z \leq 23$ m
 - $r_d = 0,774 - 0,008 z$ $23 \leq z \leq 30$ m
 - $r_d = 0,5$ $z \geq 30$ m

con z profondità dal piano di campagna espressa in metri.
- MSF coefficiente correttivo funzione della magnitudo M del sisma pari a:

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5}\right)^{-3,3} \quad \text{per } M \leq 7,5$$

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} \quad \text{per } M > 7,5$$

12.2.1.2 Calcolo della capacità di resistenza a liquefazione da prove in situ CRR con il Metodo dell'Eurocodice 8 (SISMICA)

La valutazione della capacità di resistenza alla liquefazione (**CRR**) da prove sismiche a rifrazione (V_S) è stata stimata con la seguente correlazione grafica (Figura 12.2) tra lo sforzo ciclico normalizzato τ_e/σ'_{v0} e la velocità di propagazione normalizzata delle onde V_{S1} :



Figura 12.2 Metodo dell'Eurocodice 8 (SISMICA)

La velocità di propagazione normalizzata delle onde si valuta attraverso la relazione:

$$V_{S1} = C_N \cdot V_S$$

con

- $C_N = \left(\frac{1}{\sigma'_v}\right)^{0,25} \leq 2,0$ normalizzazione rispetto alla pressione di confinamento, nella quale σ'_v è la pressione verticale efficace espressa in kg/cm^2 ;
- V_S velocità misurata dell'onda di taglio S espressa in m/sec .

Il metodo si basa sulla determinazione del fattore di sicurezza **Fs = CRR/CSR**, indicativo della propensione o meno del terreno a liquefare.

Il deposito è potenzialmente liquefacibile se risulta **Fs ≤ 1,00**.

12.2.2 Verifica a liquefazione

Come riportato nella Relazione Geologica e nella Relazione sulla pericolosità sismica di base e sulla risposta sismica locale, la magnitudo momento massima M_{wmax} per la Zona Sismogenetica di interesse denominata "Calabria Ionica 930" risulta pari a 6,60.

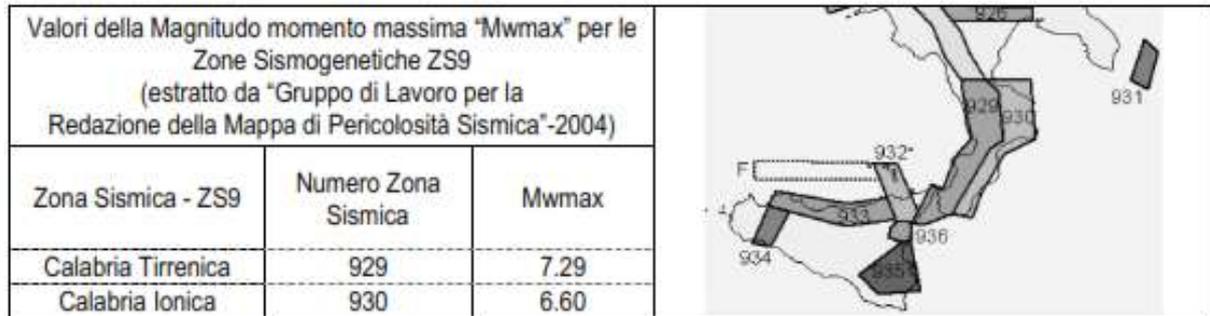


Figura 12.3 Magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica in oggetto

Nella tabella che segue si riportano i dati di input e i risultati della verifica a liquefazione. Analizzando i valori del coefficiente di sicurezza F_s ottenuti, che risultano superiori all'unità, si evince che la suddetta verifica a liquefazione è soddisfatta.

Verifica liquefazione														
a_{max}/g	$\gamma_w(kN/m^3)$	Magnitudo												
0,148	10,10	6,60												
Tipologia terreno	$\gamma(kN/m^3)$	z_i	σ_{vo}	σ'_{vo}	r_d	MSF	CSR	N_{spt}	C_N	C_N	V_s	V_{s1}	CRR	FS
L1a - Sedimenti marini da sciolti a scarsamente addensati costituiti da sabbie quarzoso feldspatiche medie grossolane classate con scarsa componente ghiaiosa	18,75	1,50	0,281	0,130	0,9885	1,52	0,135	1	1,67	1,67	205,00	341,57	0,45	3,33
L1b - Sedimenti marini scarsamente addensati costituiti da sabbie quarzoso feldspatiche medio grossolane classate con livelli decimetrici sabbioso ghiaiosi	19,75	11,50	2,271	1,110	0,8670	1,52	0,112	23	0,97	0,97	308,00	300,09	0,45	4,02
L1c - Sedimenti marini da scarsamente a mediamente addensati costituiti da alternanze di ghiaie eterogranulari in matrice sabbiosa e sabbie medio grossolane a componente quarzoso feldspatica	20,50	41,50	8,508	4,316	0,5000	1,52	0,062	50	0,69	0,69	515,00	357,30	0,45	7,24

Tabella 12.1 Verifica a liquefazione