



REGIONE CAMPANIA



PROVINCIA DI SALERNO

COMUNE DI SAPRI

LAVORI DI COMPLETAMENTO RIQUALIFICAZIONE TURISTICA DELLE AREE PORTUALI E COLLEGAMENTO DEL PORTO AL CENTRO URBANO.
REALIZZAZIONE DI UN TERMINAL TURISTICO INTERMODALE
IN LOCALITA' BRIZZI.
IV LOTTO FUNZIONALE

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo elaborato :

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Scale:

1 9 0 1 0 E R 0 0 4 - 0 C E S

Committente

COMUNE DI SAPRI
Via Villa Comunale, n. 1
84073 - Sapri (SA)

R.U.P.
Ing. Alberto CIORCIARO

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

Capogruppo (Mandataria)

MODIMAR S.r.l.
SERVIZI DI INGEGNERIA

Dott. Ing. Paolo CONTINI (Direttore Tecnico)
Dott. Ing. Andrea SANZONE



Via Monte Zebio 40 - 00195 ROMA
06.3269461 - www.modimar.it

Mandanti

SPARTA INGEGNERIA S.r.l.
Dott. Ing. Giustiniano CAGGIANO
Dott. Arch. Franco MONTESANO

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
AGOSTO 2019	0				

Dimensioni foglio: A1

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo disegno con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.
This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

Visto del Committente:

Calcoli Esecutivi delle Strutture

Lavori di completamento e riqualificazione turistica delle aree portuali e collegamento del porto al centro urbano. Realizzazione di un Terminal turistico intermodale in località Brizzi - IV Lotto Funzionale

Sommario

1	Descrizione dell'opera	3
2	Normative di riferimento.....	4
3	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	5
3.1	Calcestruzzo classe di resistenza C28/35.....	5
3.2	Acciaio B450C	5
3.3	Terreno a tergo del muro in massi sovrapposti.....	6
3.4	Terreno di fondazione	6
4	Pericolosità sismica del sito.....	7
4.1	Generalità.....	7
4.2	Parametri di riferimento nel punto in esame.....	8
5	Calcolo delle azioni	10
5.1	Combinazioni delle azioni.....	10
5.2	Analisi dei carichi	11
5.2.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	11
5.2.2	Spinta del terreno.....	13
5.2.3	Spinta del terreno dovuta ai carichi variabili sul terrapieno	14
5.2.4	Carichi variabili dovuti al tiro alla bitta.....	14
5.3	Combinazione delle azioni.....	14
5.4	Verifiche agli stati limite	14
5.5	Verifiche agli SLU di tipo geotecnico GEO	16
5.5.1	Scorrimento sul piano di posa	16
5.5.2	Verifica delle armature di collegamento tra il getto di coronamento ed i massi prefabbricati 18	
5.5.3	Ribaltamento	18
5.5.4	Verifica allo schiacciamento dello scanno di imbasamento.....	20
5.6	Stima dei cedimenti.....	21
5.7	Verifica di stabilità globale della banchina	22
5.7.1	Modellazione geotecnica.....	22
5.7.2	Criteri di verifica	22
5.7.3	Azioni variabili.....	23
5.7.4	Calcolo e verifica della sezione di progetto	24

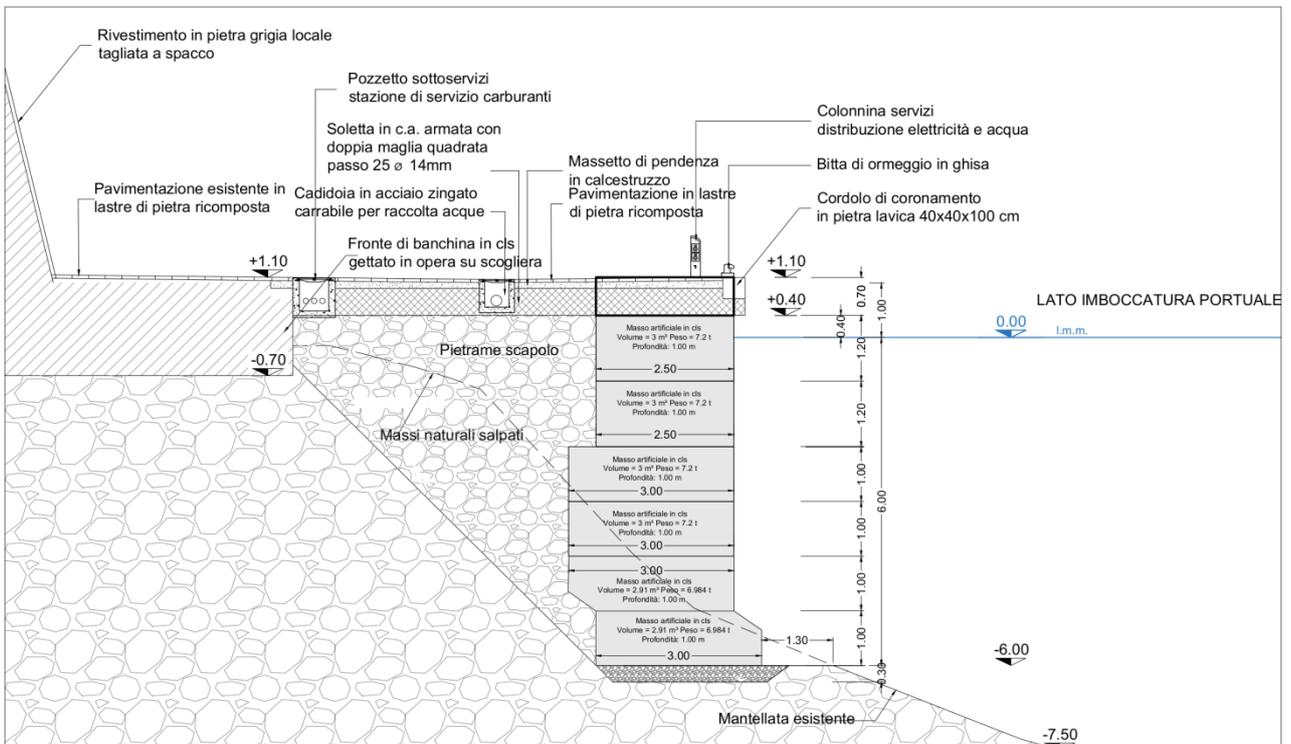
1 Descrizione dell'opera

Nella presente relazione sono riportate le verifiche di stabilità della banchina a massi sovrapposti del molo sopraflutto del Porto di Sapri; il nuovo banchinamento sarà imbasato a quota -6.00 m s.l.m. prevista nel Progetto Definitivo dei "Lavori di completamento e riqualificazione turistica delle aree portuali del Porto di Sapri – IV Lotto Funzionale".

Le verifiche sono state svolte nelle condizioni di esercizio della banchina secondo le indicazioni fornite dalle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

In particolare, in corrispondenza di ciascun masso, sono state svolte le verifiche allo scorrimento rispetto al piano di posa ed al ribaltamento rispetto al piede esterno; è stato inoltre calcolato il carico limite del terreno di fondazione e le tensioni di contatto tra il masso di base ed il pietrame dello scanno di imbasamento per le verifiche allo schiacciamento della fondazione. Tutti i calcoli sono stati effettuati considerando la larghezza della banchina unitaria.

Nella figura seguente viene mostrata la sezione tipo della banchina in massi sovrapposti.



2 Normative di riferimento

Le verifiche sono state svolte sulla base delle indicazioni contenute nei seguenti testi normativi:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 *“Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”*
- *“Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI)
- *“Technical standards for port and harbour facilities in Japan”* – OCDI 1991
- *“Probabilistic design tools for vertical breakwaters”* – Maarten de Groot – 2001
- *“Recommendations of the Committee for Waterfront Structures”* – EAU – 2004

3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

3.1 Calcestruzzo classe di resistenza C28/35

I massi sovrapposti verranno realizzati con calcestruzzo di classe $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ottenute secondo le indicazioni contenute nel NTC 2018 sono riportate nel seguito.

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\f_{ck} &= 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ MPa} \\f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ MPa} \\f_{cd} &= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$\begin{aligned}f_{ctm} &= 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ MPa} \\f_{ctk} &= 0.70 \times f_{ctm} = 1.98 \text{ MPa} \\f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$\begin{aligned}f_{bk} &= 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 4.47 \text{ MPa} \\f_{bd} &= f_{bk} / \gamma_c = 2.98 \text{ MPa} \\E_{cm} &= 22000 \times [f_{cm} / 10]^{0.3} = 32588 \text{ MPa} \\v_{cls_{fess}} &= 0 \\v_{cls_{nonfess}} &= 0.2 \\\alpha &= 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}\end{aligned}$$

3.2 Acciaio B450C

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C utilizzato per armare il cordolo di coronamento sono riportate nel seguito.

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 450 \text{ MPa} \\f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}\end{aligned}$$

3.3 Terreno a tergo del muro in massi sovrapposti

I parametri geotecnici (caratteristici e di calcolo) del terreno di riempimento a tergo del muro in massi sovrapposti ed i relativi coefficienti di spinta in condizioni statiche ed in condizioni sismiche utilizzate nei calcoli sono riportate sinteticamente nelle tabelle seguenti, nelle quali sono indicati anche i valori dei coefficienti parziali applicati ai parametri geotecnici del terreno (combinazioni M1 e M2). Le verifiche sono state effettuate considerando un angolo di attrito $\phi = 38^\circ$ che risulta essere conservativo ed a favore di sicurezza dato che per rinfianchi in materiale lapideo si ottengono solitamente angoli di attrito di 40-45°.

Parametri	Caratteristiche	
Angolo di attrito del terreno Φ_k	38.00	
Angolo di attrito terreno-muro, δ_k	25.33	
Coefficienti parziali sulla $\tan\Phi_k$	M1 = 1.00	M2 = 1.25
Angolo di attrito del terreno, Φ_k/γ_m	38.00	32.01
Angolo di attrito terreno-muro, δ_k/γ_m	25.33	21.34
Peso di volume acqua [kN/m ³]	10.10	10.10
Peso di volume saturo [kN/m ³]	20.00	20.00
Peso di volume asciutto [kN/m ³]	18.00	18.00

Tabella 1: Caratteristiche geomeccaniche del terreno

Parametri		
Coefficienti parziali	M1 = 1.00	M2 = 1.25
Coefficiente di spinta attiva (Ka)	0.2168	0.2749
Componente orizzontale del coefficiente di Spinta Attiva (Ka _h)	0.1959	0.2561
Componente verticale del coefficiente di Spinta Attiva (Ka _v)	0.0927	0.1000

Tabella 2: Coefficienti di spinta in condizioni statiche (Coulomb)

Parametri		
Sisma verticale verso l'alto (↑)	M1 = 1.00	M2 = 1.25
Coefficiente sismico di Spinta Attiva	0.3147	0.3861
Componente orizzontale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (dry)	0.241	0.308
Componente orizzontale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (sub)	0.284	0.360
Componente verticale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (dry)	0.114	0.120
Componente verticale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (sub)	0.135	0.140
Sisma verticale verso il basso (↓)	M1 = 1.00	M2 = 1.25
Coefficiente sismico di Spinta Attiva	0.3056	0.3756
Componente orizzontale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (dry)	0.237	0.304
Componente orizzontale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (sub)	0.276	0.350
Componente verticale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (dry)	0.112	0.119
Componente verticale del coefficiente sismico di Spinta Attiva (sub)	0.131	0.137

Tabella 3: Coefficienti di spinta in condizioni sismiche (Mononobe & Okabe)

3.4 Terreno di fondazione

Per le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla Relazione Geologica del 28 agosto 2019 allegata al presente progetto. Le analisi effettuate nell'ambito della suddetta relazione ed in particolar modo i dati di velocità delle onde di taglio ricavati mediante l'indagine sismica hanno consentito di attribuire al sito in esame una Categoria di Sottosuolo pari a C in ragione di un valore ottenuto pari a 240 m/sec.

4 Pericolosità sismica del sito

4.1 Generalità

La pericolosità sismica nazionale è stata ricavata dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it> e riportati in allegato alle *Norme tecniche delle Costruzioni* in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo 0.05°. In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) sono assegnati i valori dei seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del punto considerato;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Qualora l'attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_{VR} corrispondente alla V_R ed alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g, F_0, T_C^*) ad esso corrispondente può essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica del citato reticolo, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori di a_g, F_0 e T_C^* possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i rappresenta la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

4.2 Parametri di riferimento nel punto in esame

Ai fini della definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica (V_R), con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le strutture previste nel presente progetto definitivo sono assegnate alla classe d'uso II, alla quale appartengono le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali; opere infrastrutturali non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U), definito in funzione della classe d'uso (vedi DM 17/01/2018 Tab. 2.4.II):

$$V_R = V_N \times C_U$$

Per strutture appartenenti alla classe II, il coefficiente d'uso (C_U) è pari a 1.0. Pertanto, la vita di riferimento per le azioni sismiche (V_R) delle opere è pari a 50 anni.

Le probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R), cui riferirsi per individuare l'azione sismica, sono definite per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita nella tabella 3.2.I del DM 17/01/2018. Nella Tabella 4 si riporta pertanto la probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) ed il relativo periodo di ritorno ($T_R = -V_R / \ln[1-P_{VR}]$).

Stati limite		P_{VR}	T_R
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	10%	474.56 anni

Tabella 4: Definizione delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Le coordinate geografiche decimali del sito in esame che sono:

- Latitudine: 40.06431
- Longitudine: 15.62583

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g è pari a 0.1465 g, mentre il valore del parametro F_0 è pari a 2.44.

Il valore del coefficiente sismico orizzontale è stato valutato utilizzando la seguente espressione (vedi par. 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018):

$$k_h = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_m è il coefficiente della capacità dell'opera assunto pari a 0,38 nelle verifiche SLV, tale valore per le verifiche a ribaltamento, come previsto dalla norma (par. C7.11.6.2), viene incrementato del 50% risultando pari a 0,57;
- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica assunto pari a 1,5 corrispondente ad una Categoria di Sottosuolo pari a C;

- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1,00.

Per le verifiche SLV sono stati utilizzati i seguenti coefficienti sismici:

- $k_h = 0.083, k_v = 0.0415$ per le verifiche a scorrimento
- $k_h = 0.125, k_v = 0.063$ per le verifiche a ribaltamento

5 Calcolo delle azioni

5.1 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni, definite ai fini delle verifiche degli stati limite, sono le seguenti:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

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

I valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni e quelli dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono riportati nelle tabelle seguenti.

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli SLU sono:

- per le verifiche di tipo strutturale quelli della combinazione A1 (STR);
- per le verifiche di tipo geotecnico quelli della combinazione A2 (GEO);
- per le verifiche di tipo corpo rigido quelli della combinazione EQU.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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
Carichi variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	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 5: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I NTC2018)

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, ...)			
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 6: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I NTC2018)

5.2 Analisi dei carichi

5.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Il peso proprio dei massi è stato calcolato assumendo un peso di volume del calcestruzzo pari a 24 kN/m^3 , per l'acqua di mare $\gamma_w = 10.10 \text{ kN/m}^3$.

Le verifiche sono state effettuate considerando un livello di falda coincidente con il livello medio mare.

I carichi permanenti strutturali e non strutturali, per ogni sezione considerata, sono riportati in Tabella 7 utilizzando il sistema di riferimento mostrato in Figura 1 dove:

- z è la profondità relativa della sezione esaminata rispetto all'origine;
- ζ è la profondità relativa della sezione esaminata rispetto al livello di falda;
- V_{block}, Gb_x, Gb_z sono rispettivamente il volume del masso e le coordinate del baricentro;
- W, Gs_x, Gs_z sono rispettivamente il peso e le coordinate del baricentro dei massi posizionati sopra la sezione esaminata;
- $V, G_{soil_x}, G_{soil_z}, \gamma, W_{soil}$ sono rispettivamente il volume, le coordinate baricentriche, il peso specifico ed il peso complessivo del terreno posizionato sopra la sezione esaminata;
- $W_{tot}, G_{tot_x}, G_{tot_z}$ sono rispettivamente il peso totale e le coordinate baricentriche dei massi e del terreno posizionati sopra la sezione esaminata.

Analogamente la spinta idrostatica è riportata in Tabella 8 dove:

- L è la lunghezza del blocco di calcestruzzo;
- W_w, G_{w_x}, G_{w_z} sono rispettivamente la spinta idrostatica e le coordinate baricentriche su cui è applicata.

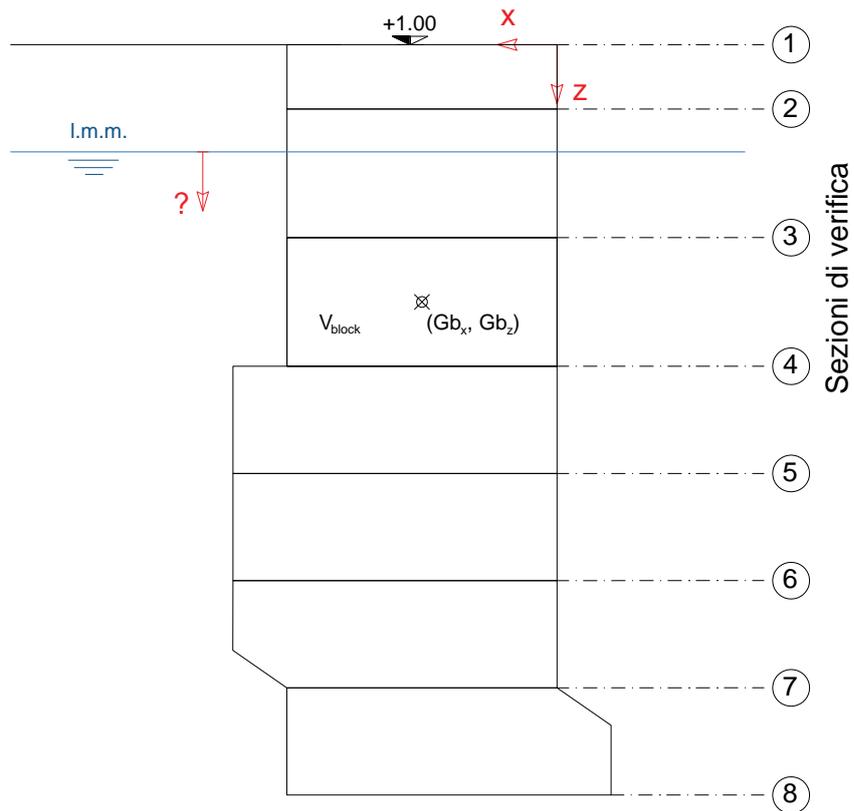


Figura 1: Sistema di riferimento utilizzato nell'analisi

#	z m	ζ m	L m	H m	Singolo Masso			Sezione massa considerata			Terreno sul masso				terreno + masso			
					V _{block} m ³	Gb _x m	Gb _z m	W kN	Gs _x m	Gs _z m	V m ³	Gsoil _x m	Gsoil _z m	γ kN/m ³	W _{soil} kN	W _{tot} kN	Gtot _x m	Gtot _z m
1	0,00	0,00	2,50	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	18	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,00	2,50	0,60	1,50	1,2500	0,3000	36,00	1,25	0,30	0,00	0,00	0,00	18	0,00	36,00	1,25	0,30
	1,00	0,00	2,50	0,40	1,00	1,2500	0,8000	60,00	1,25	0,50	0,00	0,00	0,00	18	0,00	60,00	1,25	0,50
3	1,80	0,80	2,50	0,80	2,00	1,2500	1,4000	108,00	1,25	0,90	0,00	0,00	0,00	20	0,00	108,00	1,25	0,90
4	3,00	2,00	3,00	1,20	3,00	1,2500	2,4000	180,00	1,25	1,50	1,50	2,75	1,50	20	30,00	180,00	1,25	1,50
5	4,00	3,00	3,00	1,00	3,00	1,5000	3,5000	252,00	1,32	2,07	1,50	2,75	1,50	20	30,00	282,00	1,47	2,01
	5,00	4,00	3,00	1,00	3,00	1,5000	4,5000	324,00	1,36	2,61	1,50	2,75	1,50	20	30,00	354,00	1,48	2,52
6	5,65	4,65	3,00	0,65	1,95	1,5000	5,3250	370,80	1,38	2,95	1,50	2,75	1,50	20	30,00	400,80	1,48	2,84
	6,00	5,00	2,50	0,35	0,96	1,3788	5,8197	393,90	1,38	3,12	1,50	2,75	1,50	20	30,00	423,90	1,48	3,01
7	6,35	5,35	3,00	0,35	0,96	1,1212	6,1803	417,00	1,36	3,29	1,50	2,75	1,50	20	30,00	447,00	1,46	3,17
	7,00	6,00	3,00	0,65	1,95	1,00	6,6750	463,80	1,33	3,63	1,50	2,75	1,50	20	30,00	493,80	1,41	3,50

Tabella 7: Carichi permanenti strutturali e non strutturali per metro di profondità

#	z m	ζ m	L m	H m	Spinta Idrostatica		
					W _w kN	Gw _x m	Gw _z m
1	0,00	0,00	2,50	0,00	0,00	0,00	
2	0,60	0,00	2,50	0,60	0,00	0,00	
	1,00	0,00	2,50	0,40	0,00	0,00	
3	1,80	0,80	2,50	0,80	20,20	1,250	
4	3,00	2,00	3,00	1,20	50,50	1,250	
5	4,00	3,00	3,00	1,00	90,90	1,500	
6	5,00	4,00	3,00	1,00	121,200	1,500	
	5,65	4,65	3,00	0,65	140,895	1,500	
7	6,00	5,00	2,50	0,35	150,616	1,493	
	6,35	5,35	3,00	0,35	160,338	1,470	
8	7,00	6,00	3,00	0,65	180,033	1,419	

Tabella 8: Spinta idrostatica per metro di profondità

5.2.2 Spinta del terreno

La spinta del terreno è riportata in Tabella 9 dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- σ tensione totale verticale del terreno;
- u è la pressione neutra;
- σ' è la tensione efficace verticale.

z m	ζ m	γ kN/m ³	σ kN/m ²	u kN/m ²	σ' kN/m ²
0,00	0,00	18,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0,00	18,00	10,80	0,00	10,80
1,00	0,00	18,00	18,00	0,00	18,00
1,80	0,80	20,00	34,00	8,08	25,92
3,00	2,00	20,00	58,00	20,20	37,80
4,00	3,00	20,00	78,00	30,30	47,70
5,00	4,00	20,00	98,00	40,40	57,60
5,65	4,65	20,00	111,00	46,97	64,04
6,00	5,00	20,00	118,00	50,50	67,50
6,35	5,35	20,00	125,00	54,04	70,97
7,00	6,00	20,00	138,00	60,60	77,40

Tabella 9: tensioni litostatiche

Analogamente la componente orizzontale della tensione e le corrispondenti forze statiche e sismiche per la combinazione M1 sono riportate per ogni sezione considerata rispettivamente in Tabella 10 (condizioni statiche) e Tabella 11 (sisma verso l'alto e verso il basso) dove:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale;
- S_a, S_{a_h}, S_{a_v} sono rispettivamente le forze statiche corrispondenti e le rispettive componenti orizzontale e verticale;
- b_y, b_x sono le coordinate del punto di applicazione delle forze statiche riferite alla sezione esaminata.

#	z m	Ka	Statica	Spinta Statica				
		M1	M1	M1				
		-	σ'_h kN/m ²	Sa kN	Sa _h kN	Sa _v kN	b _y m	b _x m
1	0,00	0,2168	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,2168	2,34	0,70	0,63	0,30	0,40	2,50
3	1,00	0,2168	3,90	1,95	1,76	0,83	0,67	2,50
4	1,80	0,2168	5,62	5,76	5,21	2,46	1,17	2,50
5	3,00	0,2168	8,19	14,05	12,70	6,01	1,92	2,50
6	4,00	0,2168	10,34	23,32	21,07	9,98	2,55	3,00
7	5,00	0,2168	12,49	34,73	31,39	14,86	3,20	3,00
8	5,65	0,2168	13,88	43,30	39,14	18,53	3,62	3,00
9	6,00	0,2168	14,63	48,29	43,65	20,66	3,85	3,00
10	6,35	0,2168	15,38	53,54	48,39	22,91	4,08	3,00
11	7,00	0,2168	16,78	64,00	57,84	27,38	4,50	3,00

Tabella 10: Componente orizzontale della spinta del terreno per metro di profondità (Statica)

#	z m	Ka alto	Sisma alto	Spinta Sisma (ALTO)					Ka basso	Sisma basso	Spinta Sisma (BASSO)				
		M1	M1	M1					M1	M1	M1				
		-	σ'_h kN/m ²	Sa kN	Sa _h kN	Sa _v kN	b _y m	b _x m	-	σ'_h kN/m ²	Sa kN	Sa _h kN	Sa _v kN	b _y m	b _x m
1	0,00	0,3147	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,3056	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,3147	3,26	0,98	0,88	0,42	0,40	2,50	0,3056	3,44	1,03	0,93	0,44	0,40	2,50
3	1,00	0,3147	5,43	2,71	2,45	1,16	0,67	2,50	0,3056	5,73	2,86	2,59	1,23	0,67	2,50
4	1,80	0,3147	7,82	8,01	7,24	3,43	1,17	2,50	0,3056	8,25	8,46	7,64	3,62	1,17	2,50
5	3,00	0,3147	11,40	19,55	17,67	8,36	1,92	2,50	0,3056	12,03	20,62	18,64	8,82	1,92	2,50
6	4,00	0,3147	14,39	32,44	29,32	13,88	2,55	3,00	0,3056	15,18	34,23	30,94	14,65	2,55	3,00
7	5,00	0,3147	17,37	48,32	43,68	20,68	3,20	3,00	0,3056	18,33	50,99	46,09	21,82	3,20	3,00
8	5,65	0,3147	19,32	60,25	54,45	25,78	3,62	3,00	0,3056	20,38	63,57	57,46	27,20	3,62	3,00
9	6,00	0,3147	20,36	67,19	60,73	28,75	3,85	3,00	0,3056	21,48	70,90	64,08	30,34	3,85	3,00
10	6,35	0,3147	21,41	74,50	67,34	31,88	4,08	3,00	0,3056	22,59	78,61	71,05	33,64	4,08	3,00
11	7,00	0,3147	23,35	89,04	80,48	38,10	4,50	3,00	0,3056	24,64	93,96	84,92	40,20	4,50	3,00

Tabella 11: Componente orizzontale della spinta del terreno per metro di profondità (Sisma verso l'alto e verso il basso)

5.2.3 Spinta del terreno dovuta ai carichi variabili sul terrapieno

Sul terrapieno è stato considerato un sovraccarico uniforme pari a 10 kN/m^2 .

5.2.4 Carichi variabili dovuti al tiro alla bitta

È stato considerato un tiro alla bitta pari a 20 ton ogni 20 m . Sul cordolo di coronamento è stato quindi assunto un tiro alla bitta pari a $Q_k = 10 \text{ kN/m}$.

5.3 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite sono state definite le seguenti combinazioni dei carichi per il muro di banchina in massi sovrapposti:

- SLU-GEO 1: permanenti + tiro alla bitta + $\psi_{02} \times$ sovraccarico
- SLU-GEO 2: permanenti + $\psi_{01} \times$ tiro alla bitta + sovraccarico
- SLV-GEO 1: sisma + permanenti + $\psi_{22} \times$ sovraccarico
- SLV-GEO 2: sisma + permanenti + $\psi_{22} \times$ sovraccarico

Per i coefficienti parziali sulle azioni ed i coefficienti di combinazione delle azioni per le diverse famiglie di combinazioni definite si rimanda al 5.1.

5.4 Verifiche agli stati limite

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - 1) scorrimento sul piano di posa;
 - 2) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - 3) ribaltamento;
 - 4) stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - 1) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2:

Combinazione: (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno sono riportati nella tabella seguente.

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 12: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tab. 6.5.1 NTC 2018)

L'analisi e la verifica della banchina a massi sovrapposti in presenza dell'azione sismica è stata eseguita utilizzando i coefficienti riportati nella Tabella 13 (come prescritto nel par. C7.11.6.2 della Circolare).

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

Tabella 13: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno

5.5 Verifiche agli SLU di tipo geotecnico GEO

Le verifiche agli SLU di tipo geotecnico GEO sono state eseguite con riferimento all'approccio 2 (A1+M1+R3).

I coefficienti parziali γ_F e γ_E sulle azioni e sugli effetti delle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno ed i coefficienti parziali sui parametri del terreno sono riportati nelle tabelle seguenti.

	Effetto	Coefficiente γ_F (o γ_E)	EQU	A1	A2
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	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 14: Coefficienti parziali per le azioni (γ_F) o per l'effetto delle azioni (γ_E) (Tab. 6.2.I NTC 2018)

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	$\gamma_{c'}$	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 15: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M) (Tab. 6.2.II NTC 2018)

5.5.1 Scorrimento sul piano di posa

Nelle tabelle seguenti sono riportate le verifiche agli SLU di tipo geotecnico GEO nei confronti dello scorrimento sul piano di posa per le combinazioni delle azioni di progetto.

Le azioni di progetto che contribuiscono alla determinazione delle combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti sono riportate nel paragrafo 5.2 "Analisi dei carichi" e sono state combinate secondo i criteri riportati nel 5.3 "Combinazioni delle azioni".

I coefficienti di amplificazione e quelli di combinazione delle azioni sono quelli previsti dalle NTC2018 e riportati nel 5.1 "Combinazioni delle azioni". Dalla Tabella 16 alla Tabella 18 sono riportate:

- $S_a, bitta, Q$ rispettivamente la componente orizzontale della spinta del terreno, il tiro alla bitta e la componente orizzontale della spinta dovuta al sovraccarico come forze destabilizzanti;
- $W_{tot} - W_w, S_{a_v}, Q_v$ rispettivamente il peso totale, la componente verticale della spinta del terreno e la componente verticale dovuta al sovraccarico come forze stabilizzanti;
- Nella verifica sismica è stato considerato il contributo delle forze di inerzia e della spinta di Westergaard come forze destabilizzanti.

Le verifiche risultano soddisfatte per ogni combinazione. Sia per la combinazione statica che per quella sismica la stabilità su ogni piano considerato è raggiunta per attrito; la stabilità del cordolo di coronamento gettato in opera è garantita dalla presenza delle armature di collegamento tra il primo masso prefabbricato ed il cordolo stesso.

Tabella 16: Verifiche a scorrimento

SCORRIMENTO				destabilizzanti				stabilizzanti					Rd/Ed
SLU-GEO1 Statica	#	z m	ζ m	Sa + Sw kN	bitta kN	Q kN	Ed kN	W _{tot} -W _w kN	S _a kN	Q _v kN	tan φ	Rd kN	
		γ x ψ		1,3	1,5	1,05		1	1	1,05	1		>1,1
	1	0,00	0,00	0,00	15	0,00	15,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	
	2	0,60	0,00	0,83	15	1,23	17,06	36,00	0,30	0,58	0,50	18,44	1,08
		1,00	0,00	2,29	15	2,06	19,35	60,00	0,83	0,97	0,50	30,90	
	3	1,80	0,80	6,77	15	3,70	25,47	87,80	2,46	1,75	0,50	46,01	1,81
	4	3,00	2,00	16,51	15	6,17	37,68	129,50	6,01	2,92	0,50	69,22	1,84
	5	4,00	3,00	27,40	15	8,23	50,63	191,10	9,98	3,90	0,50	102,49	2,02
	6	5,00	4,00	40,81	15	10,29	66,09	232,80	14,86	4,87	0,50	126,27	1,91
		5,65	4,65	50,88	15	11,62	77,50	259,91	18,53	5,50	0,50	141,97	
	7	6,00	5,00	56,74	15	12,34	84,08	273,28	20,66	5,84	0,50	149,90	1,78
		6,35	5,35	62,91	15	13,06	90,98	286,66	22,91	6,18	0,50	157,88	
	8	7,00	6,00	75,19	15	14,40	104,60	313,77	27,38	6,82	0,60	208,78	2,00

SCORRIMENTO				destabilizzanti				stabilizzanti					Rd/Ed
SLU-GEO2 Statica	#	z m	ζ m	Sa+Sw kN	bitta kN	Q kN	Ed kN	W _{tot} -W _w kN	S _a kN	Q _v kN	tan φ	Rd kN	
		γ x ψ		1,3	0,9	1,5		1	1	1,5	1		>1,1
	1	0,00	0,00	0,00	9	0,00	9,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	
	2	0,60	0,00	0,83	9	1,76	11,59	36,00	0,30	0,83	0,50	18,57	1,60
		1,00	0,00	2,29	9	2,94	14,23	60,00	0,83	1,39	0,50	31,11	
	3	1,80	0,80	6,77	9	5,29	21,06	87,80	2,46	2,50	0,50	46,38	2,20
	4	3,00	2,00	16,51	9	8,82	34,32	129,50	6,01	4,17	0,50	69,84	2,03
	5	4,00	3,00	27,40	9	11,76	48,15	191,10	9,98	5,57	0,50	103,32	2,15
	6	5,00	4,00	40,81	9	14,70	64,50	232,80	14,86	6,96	0,50	127,31	1,97
		5,65	4,65	50,88	9	16,61	76,48	259,91	18,53	7,86	0,50	143,15	
	7	6,00	5,00	56,74	9	17,63	83,37	273,28	20,66	8,35	0,50	151,15	1,81
		6,35	5,35	62,91	9	18,66	90,58	286,66	22,91	8,84	0,50	159,20	
	8	7,00	6,00	75,19	9	20,57	104,77	313,77	27,38	9,74	0,60	210,53	2,01

Tabella 17: Verifica a scorrimento (sisma verso l'alto)

SCORRIMENTO				destabilizzanti					stabilizzanti					Rd/Ed	
SLV-GEO1 Sisma alto	#	z m	ζ m	Sa+Sw kN	bitta kN	Q kN	Fin _h kN	Westergaard kN	Ed kN	W _{tot} -W _w kN	S _a kN	Q _v kN	tan φ		Rd kN
		γ x ψ		1	0	0,60	1	2		1,00	1,00	0,60	1		> 1,00
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	
	2	0,60	0,00	0,88	0,00	0,98	2,99	0,00	4,85	34,51	0,42	0,46	0,50	17,69	3,65
		1,00	0,00	2,45	0,00	1,64	4,98	0,00	9,07	57,51	1,16	0,77	0,50	29,72	
	3	1,80	0,80	7,24	0,00	2,94	8,96	0,63	19,78	83,32	3,43	1,39	0,50	44,07	2,23
	4	3,00	2,00	17,67	0,00	4,91	14,94	3,91	41,43	122,03	8,36	2,32	0,50	66,36	1,60
	5	4,00	3,00	29,32	0,00	6,54	23,41	8,80	68,07	179,40	13,88	3,10	0,50	98,19	1,44
	6	5,00	4,00	43,68	0,00	8,18	29,38	15,65	96,88	218,11	20,68	3,87	0,50	121,33	1,25
		5,65	4,65	54,45	0,00	9,24	33,27	21,15	118,11	243,27	25,78	4,38	0,50	136,71	
	7	6,00	5,00	60,73	0,00	9,81	35,18	24,45	130,18	255,69	28,75	4,65	0,50	144,54	1,11
		6,35	5,35	67,34	0,00	10,39	37,10	27,99	142,82	268,11	31,88	4,92	0,50	152,45	
	8	7,00	6,00	80,48	0,00	11,45	40,99	35,21	168,13	293,27	38,10	5,42	0,60	202,08	1,20

Tabella 18: Verifica a scorrimento (sisma verso il basso)

SCORRIMENTO				destabilizzanti					stabilizzanti					Rd/Ed	
SLV-GEO2 Sisma Basso	#	z m	ζ m	Sa+Sw kN	bitta kN	Q kN	Fin _h kN	Westergaard kN	Ed kN	W _{tot} -W _w kN	S _a kN	Q _v kN	tan φ		Rd kN
		γ x ψ		1	0	0,60	1	2		1,00	1,00	0,60	1		> 1,00
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	
	2	0,60	0,00	0,93	0,00	1,04	2,99	0,00	4,96	37,49	0,44	0,49	0,50	19,21	3,88
		1,00	0,00	2,59	0,00	1,73	4,98	0,00	9,30	62,49	1,23	0,82	0,50	32,27	
	3	1,80	0,80	7,64	0,00	3,11	8,96	0,63	20,34	92,28	3,62	1,47	0,50	48,69	2,39
	4	3,00	2,00	18,64	0,00	5,18	14,94	3,91	42,67	136,97	8,82	2,45	0,50	74,12	1,74
	5	4,00	3,00	30,94	0,00	6,90	23,41	8,80	70,05	202,80	14,65	3,27	0,50	110,36	1,58
	6	5,00	4,00	46,09	0,00	8,63	29,38	15,65	99,75	247,49	21,82	4,09	0,50	136,70	1,37
		5,65	4,65	57,46	0,00	9,75	33,27	21,15	121,62	276,54	27,20	4,62	0,50	154,18	
	7	6,00	5,00	64,08	0,00	10,36	35,18	24,45	134,07	290,88	30,34	4,90	0,50	163,06	1,22
		6,35	5,35	71,05	0,00	10,96	37,10	27,99	147,10	305,21	33,64	5,19	0,50	172,02	
	8	7,00	6,00	84,92	0,00	12,08	40,99	35,21	173,20	334,26	40,20	5,72	0,60	228,11	1,32

5.5.2 Verifica delle armature di collegamento tra il getto di coronamento ed i massi prefabbricati

La combinazione peggiore per le armature di collegamento tra il getto di coronamento ed i massi prefabbricati sottostanti è la SLU-GEO1. Il carico permanente (G1) agente sulla trave di coronamento corrisponde alla spinta del terreno: 0.63 kN/m (Tabella 10).

I carichi variabili agenti sono:

- Il tiro alla bitta di 10 kN/m;
- La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico: $Q_k = 10 \times K_A \times 1.0 = 2.168$ kN/m; $Q_v = 10$ kN/m²

La combinazione utilizzata per le verifiche è la seguente (A1-M1-R3):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$$

$$E_{d1} = 1.3 \times 0.63 + 1.5 \times 10 + 1.5 \times 0.7 \times 2.138 = 18.064 \text{ kN/m}$$

$$E_{d2} = 1.3 \times 0.63 + 1.5 \times 0.6 \times 10 + 1.5 \times 2.168 = 13.071 \text{ kN/m}$$

Sul piano contenente la superficie di scorrimento deve risultare $E_d < V_{dd}$ dove:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

Considerando n.10 $\phi 12$ per ogni blocco, $A_s = 10 \times 113 = 1130$ mm²

$$V_{dd1} = 0.25 \times 391.30 \times 1130 = 110.54 \text{ kN}$$

$$V_{dd2} = 1.3 \times 1130 \times (391.30 \times 16.46)^{0.5} = 117.89 \text{ kN}$$

$$V_{dd} = 110.54 \text{ kN/m} > E_{d1}$$

5.5.3 Ribaltamento

Nelle tabelle seguenti sono riportate le verifiche agli SLU di tipo geotecnico GEO nei confronti ribaltamento per le combinazioni delle azioni di progetto.

Le azioni di progetto che contribuiscono alla determinazione delle combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti sono riportate nel paragrafo 5.2 "Analisi dei carichi" e sono state combinate secondo i criteri riportati nel 5.3 "Combinazioni delle azioni". Nelle tabelle sono riportate:

- M_{S_a}, M_{bittta}, M_q rispettivamente il momento della componente orizzontale della spinta del terreno, del tiro alla bitta e della forza orizzontale dovuta al sovraccarico come forze destabilizzanti;
- $M_{W_{tot}-W_w}, M_{S_{av}}, M_{Q_v}$ rispettivamente il momento del peso totale, della componente verticale della spinta del terreno e della componente verticale del sovraccarico come forze stabilizzanti;
- Nella verifica sismica è stato considerato il contributo del momento delle forze di inerzia e della spinta di Westergaard come forze destabilizzanti.

Le verifiche a ribaltamento sono verificate per ogni combinazione.

Tabella 19: Verifiche al ribaltamento (Statica)

RIBALTAMENTO				destabilizzanti				stabilizzanti				
SLU-GEO1 Statica	#	z m	ζ m	M _{sa+Sv} kNm	M _{bitta} kNm	M _Q kNm	M _{Ed} kNm	M _{Wtot-Ww} kNm	M _{Sa v} kNm	M _{Qv} kNm	M _{Rd} kNm	MRd/Med
		γ x ψ		1,3	1,5	1,05		1	1	1,05		> 1,15
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	2	0,60	0,00	0,17	9,00	0,37	9,54	45,00	0,75	1,46	47,21	4,95
		1,00	0,00	0,76	15,00	1,03	16,79	75,00	2,09	2,43	79,52	
	3	1,80	0,80	4,28	27,00	3,33	34,61	109,75	6,16	4,38	120,29	3,48
	4	3,00	2,00	17,88	45,00	9,26	72,14	161,88	15,03	7,30	184,21	2,55
	5	4,00	3,00	39,62	60,00	16,46	116,08	279,15	29,93	11,69	320,77	2,76
	6	5,00	4,00	73,51	75,00	25,72	174,23	341,70	44,58	14,61	400,89	2,30
		5,65	4,65	103,25	84,75	32,84	220,84	382,36	55,58	16,51	454,45	
	7	6,00	5,00	122,08	90,00	37,03	249,11	400,70	61,99	17,53	480,21	1,93
		6,35	5,35	143,01	95,25	41,48	279,74	415,69	68,73	18,55	502,97	
	8	7,00	6,00	187,83	105,00	50,41	343,24	599,67	95,84	23,86	719,37	2,10

RIBALTAMENTO				destabilizzanti				stabilizzanti				
SLU-GEO2 Statica	#	z m	ζ m	M _{sa+Sv} kNm	M _{bitta} kNm	M _Q kNm	M _{Ed} kNm	M _{Wtot-Ww} kNm	M _{Sa v} kNm	M _{Qv} kNm	M _{Rd} kNm	MRd/Med
		γ x ψ		1,3	0,9	1,5		1	1	1,5		> 1,15
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	2	0,60	0,00	0,17	5,40	0,53	6,09	45,00	0,75	2,09	47,84	7,85
		1,00	0,00	0,76	9,00	1,47	11,23	75,00	2,09	3,48	80,57	
	3	1,80	0,80	4,28	16,20	4,76	25,24	109,75	6,16	6,26	122,17	4,84
	4	3,00	2,00	17,88	27,00	13,23	58,11	161,88	15,03	10,44	187,34	3,22
	5	4,00	3,00	39,62	36,00	23,51	99,14	279,15	29,93	16,70	325,78	3,29
	6	5,00	4,00	73,51	45,00	36,74	155,25	341,70	44,58	20,87	407,15	2,62
		5,65	4,65	103,25	50,85	46,91	201,01	382,36	55,58	23,58	461,52	
	7	6,00	5,00	122,08	54,00	52,90	228,98	400,70	61,99	25,05	487,73	2,13
		6,35	5,35	143,01	57,15	59,26	259,41	415,69	68,73	26,51	510,93	
	8	7,00	6,00	187,83	63,00	72,01	322,84	599,67	95,84	34,09	729,60	2,26

Tabella 20: Verifiche a ribaltamento (Sisma verso l'alto)

RIBALTAMENTO				destabilizzanti					stabilizzanti					
SLV-GEO1 Sisma alto	#	z m	ζ m	M _{sa+Sv} kNm	M _{bitta} kNm	M _Q kNm	M _{Finh} kNm	M _{westergaard} kNm	M _{Ed} kNm	M _{Wtot-Ww} kNm	M _{Sa v} kNm	M _{Qv} kNm	M _{Rd} kNm	MRd/Med
		γ x ψ		1	0	0,60	1	2		1,00	1,00	0,60		> 1,00
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	2	0,60	0,00	0,21	0,00	0,35	1,35	0,00	1,91	42,19	1,25	1,39	44,83	23,42
		1,00	0,00	0,98	0,00	0,98	3,75	0,00	5,71	70,31	3,47	2,32	76,10	
	3	1,80	0,80	5,48	0,00	3,17	12,15	0,30	21,10	101,31	10,26	4,17	115,74	5,48
	4	3,00	2,00	22,90	0,00	8,81	33,75	4,71	70,17	147,81	25,02	6,95	179,78	2,56
	5	4,00	3,00	50,74	0,00	15,66	70,13	15,91	152,44	253,18	49,83	11,12	314,13	2,06
	6	5,00	4,00	94,15	0,00	24,47	109,88	37,71	266,20	308,98	74,22	13,90	397,10	1,49
		5,65	4,65	132,24	0,00	31,24	140,54	59,24	363,25	345,25	92,54	15,71	453,50	
	7	6,00	5,00	156,34	0,00	35,23	158,59	73,65	423,82	361,60	103,20	16,68	481,48	1,14
		6,35	5,35	183,15	0,00	39,46	177,63	90,22	490,46	374,97	114,43	17,65	507,06	
	8	7,00	6,00	240,56	0,00	47,96	215,85	127,26	631,63	540,60	159,57	22,70	722,87	1,14

Tabella 21: Verifica a ribaltamento (Sisma verso il basso)

RIBALTAMENTO				destabilizzanti					stabilizzanti					
SLV-GEO2 Sisma basso	#	z m	ζ m	M _{sa+Sv} kNm	M _{bitta} kNm	M _Q kNm	M _{Finh} kNm	M _{westergaard} kNm	M _{Ed} kNm	M _{Wtot-Ww} kNm	M _{Sa v} kNm	M _{Qv} kNm	M _{Rd} kNm	MRd/Med
		γ x ψ		1	0	0,60	1	2		1,00	1,00	0,60		> 1,00
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	2	0,60	0,00	0,22	0,00	0,37	1,35	0,00	1,95	47,81	1,32	1,47	50,61	25,99
		1,00	0,00	1,04	0,00	1,04	3,75	0,00	5,82	79,69	3,68	2,45	85,82	
	3	1,80	0,80	5,80	0,00	3,36	12,15	0,30	21,61	118,19	10,86	4,42	133,46	6,17
	4	3,00	2,00	24,25	0,00	9,33	33,75	4,71	72,04	175,94	26,49	7,36	209,79	2,91
	5	4,00	3,00	53,73	0,00	16,58	70,13	15,91	156,34	305,12	52,76	11,77	369,66	2,36
	6	5,00	4,00	99,69	0,00	25,91	109,88	37,71	273,18	374,42	78,59	14,72	467,73	1,71
		5,65	4,65	140,02	0,00	33,08	140,54	59,24	372,88	419,46	97,99	16,63	534,08	
	7	6,00	5,00	165,55	0,00	37,31	158,59	73,65	435,09	439,79	109,28	17,66	566,73	1,30
		6,35	5,35	193,93	0,00	41,79	177,63	90,22	503,56	456,41	121,17	18,69	596,26	
	8	7,00	6,00	254,72	0,00	50,78	215,85	127,26	648,61	658,74	168,96	24,04	851,74	1,31

5.5.4 Verifica allo schiacciamento dello scanno di imbasamento

È stata effettuata la verifica allo schiacciamento dello scanno di imbasamento su cui poggia la banchina in massi sovrapposti considerando una tensione massima ammissibile pari a $q_{max} = 400 \text{ kN/m}^2$.

La verifica è stata effettuata calcolando l'eccentricità della risultante totale distinguendo il caso in cui questa ricade all'interno del nocciolo di inerzia dal caso in cui ricade all'esterno.

Se il punto di applicazione della forza ricade all'esterno del nocciolo centrale di inerzia la sezione risulta parzializzata e la tensione massima risulta pari a:

$$\sigma = \frac{2 \cdot N}{3u \cdot B}$$

dove:

- N è la risultante totale (Peso);
- $u = \frac{B}{2} - e$;
- B è la base della sezione.

Se l'eccentricità ricade all'interno del nocciolo d'inerzia la sezione non si parzializza e le tensioni sul terreno risultano essere:

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot H} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

Dove:

- N è la risultante totale (Peso);
- B e H sono le dimensioni della sezione (nel caso in esame $H = 1 \text{ m}$);
- e è l'eccentricità.

La verifica allo schiacciamento è soddisfatta. La Tabella 22 riporta la verifica allo schiacciamento per la condizione di carico più gravosa, SLV-GEO1 (Sisma verso l'alto) mentre la Figura 2 mostra lo schema utilizzato per la verifica con i parametri riportati nella tabella:

- B è la larghezza dell'ultimo blocco posato sullo scanno di imbasamento;
- H_d, V_d, M_0 sono rispettivamente la forza orizzontale, verticale ed il momento totale prodotto dalle azioni;
- u è la distanza tra la risultante delle forze ed il punto di ribaltamento (punto rosso nella figura);
- e è l'eccentricità;
- $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ sono rispettivamente la pressione massima e minima sullo scanno di imbasamento.

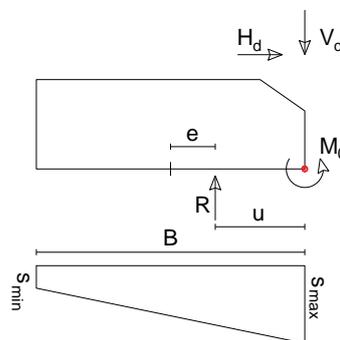


Figura 2: Schema utilizzato per le verifiche a schiacciamento

SLS GEO1 Alto	B m	H _d kN	V _d kN	M ₀ kNm	u m	e m		σ _{max} kN/m ²	σ _{min} kN/m ²
	3	168,13	336,80	243,83	0,72	0,78	Parz	310,14	0,00

Tabella 22: Verifica allo schiacciamento dello scanno di imbasamento

5.6 Stima dei cedimenti

La realizzazione dell'opera in progetto comporterà un incremento di carico che si rifletterà sullo stato tensionale litostatico dei terreni sottostanti e comporterà eventuali cedimenti degli stessi. Nel presente paragrafo viene fornita una stima dei cedimenti causati dalla realizzazione della nuova banchina in massi sovrapposti sullo strato di terreno sottostante la mantellata esistente. Lo strato interessato dai cedimenti è costituito da limo sabbioso argilloso, avente spessore di circa 9 m, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

Densità relativa	< 20%
Angolo di resistenza al taglio	< 20°
Modulo edometrico	6-12 kg/cm ² (600-1200 kN/m ²)

Il carico trasmesso dal nuovo muro di banchina sullo strato di limo, ipotizzando una distribuzione a 45°, interessa una area di 21 m²; l'incremento di carico sullo strato terrà conto anche del contributo favorevole dovuto alla volumetria di massi esistenti salpati in corrispondenza della banchina. L'incremento tensionale dovuto alla realizzazione della banchina sullo strato è riportato nella seguente tabella:

Scarico massi salpati	55.8 kN / 21 m ² = 2.657 kN/m ²
Muro di Banchina	313.77 kN / 21 m ² = 14.94 kN/m ²
Incremento stato tensionale	$\Delta\sigma = 12.283 \text{ kN/m}^2$

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato suddividendo lo strato in tratti di spessore Δz_i pari a 50 cm e calcolando i cedimenti con riferimento ai valori di modulo edometrico risultanti dai sondaggi effettuati. La realizzazione della nuova banchina comporterà cedimenti dell'ordine di 6-13 cm, tali da non pregiudicare la funzionalità dell'opera. Nella Tabella 23 è riportato il calcolo della stima dei cedimenti.

Tabella 23: Calcolo della stima dei cedimenti

Profondità strato <i>m</i>	σ' <i>kN/m²</i>	$\Delta\sigma$ <i>kN/m²</i>	$\Delta\sigma/\sigma'$ <i>%</i>	<i>w</i> Ed = 12 kg/cm ² <i>cm</i>	<i>w</i> Ed = 6 kg/cm ² <i>cm</i>
0,00	106,05	12,28	0,12	0,50	1,00
0,50	111,05	11,72	0,11	0,48	0,96
1,00	116,05	11,21	0,10	0,46	0,92
1,50	121,05	10,75	0,09	0,44	0,88
2,00	126,05	10,32	0,08	0,42	0,84
2,50	131,05	9,92	0,08	0,41	0,81
3,00	136,05	9,55	0,07	0,39	0,78
3,50	141,05	9,21	0,07	0,38	0,75
4,00	146,05	8,89	0,06	0,36	0,73
4,50	151,05	8,60	0,06	0,35	0,70
5,00	156,05	8,32	0,05	0,34	0,68
5,50	161,05	8,06	0,05	0,33	0,66
6,00	166,05	7,82	0,05	0,32	0,64
6,50	171,05	7,59	0,04	0,31	0,62
7,00	176,05	7,37	0,04	0,30	0,61
7,50	181,05	7,17	0,04	0,29	0,59
8,00	186,05	6,97	0,04	0,29	0,57
8,50	191,05	6,79	0,04	0,28	0,56
9,00	196,05	6,61	0,03		
Totale cedimenti				6,65	13,31

5.7 Verifica di stabilità globale della banchina

5.7.1 Modellazione geotecnica

Le verifiche di stabilità globale della banchina sono state eseguite utilizzando un modello semplificato della geometria reale che risulta comunque rappresentativo per la verifica oggetto del presente paragrafo. Di seguito vengono riportati in sintesi i parametri relativi alla caratterizzazione geotecnica del modello di calcolo.

Tabella 24: Modellazione geotecnica

Litotipo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	q.ta tetto (m s.m.)	q.ta letto (m s.m.)
Pietrame	20	38	0	+1.0	-6.0
Scogliera esistente	20	45	0	-6.0	-15.0
Limo sabbioso	20	20	0	-15.0	---

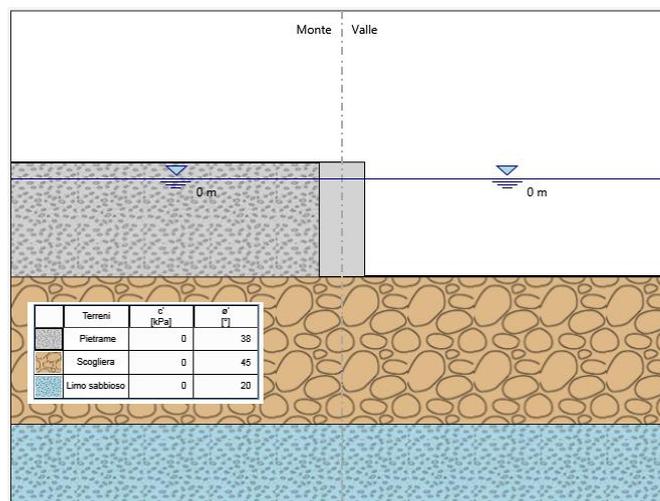


Figura 3: Stratigrafia del modello per la verifica di stabilità globale

5.7.2 Criteri di verifica

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/1/2018, secondo i criteri sotto riportati.

Per la diga a gettata sono stati considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Instabilità globale del sistema terreno-opera (A2+M2+R2)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza.

In condizioni statiche, i valori di progetto degli effetti delle azioni (E_d) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie: valori di progetto delle azioni permanenti G_i e contemporanea presenza delle azioni variabili Q_j*

$$E_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk}$$

assumendo per i coefficienti parziali γ_G e γ_M e per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} i valori precedentemente riportati nella Tabella 14, Tabella 15 e Tabella 6. Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 1,1 (Tab. 6.8.1 NTC 2018).

In condizioni sismiche, i valori di progetto degli effetti delle azioni (E_d) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *combinazioni per situazioni di progetto sismiche (SLU -EQK): valori caratteristici delle azioni permanenti G_i con i valori frequenti delle azioni variabili Q_j e con il valore di progetto dell'azione sismica A_{Ed}*

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_j \psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q il valore pari a 1.

Per le verifiche sismiche i coefficienti parziali A ed M sono tutti uguali a 1.

Per la presenza di acqua libera è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, avente risultante pari a:

$$E_{d,w} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota del fondale al piede della banchina.

Per le verifiche di stabilità globale in condizioni sismiche sono stati applicati i seguenti coefficienti:

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

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

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

dove

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLU)

$\gamma_R = 1.2$.

(§ 7.11.4)

5.7.3 Azioni variabili

Le azioni variabili (Q_k) sono le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

Nel caso in esame sono state considerate le seguenti azioni variabili:

- **Q₁ – Sovraccarico banchina** 10 kN/m²;
- **Q₂ – Tiro alla bitta** 10 kN/m;

Il sovraccarico agente sulla banchina Q_1 è stato considerato come carico orizzontale uniformemente ripartito ed è stato assunto come sovraccarico principale; il valore del tiro alla bitta Q_2 è stato considerato come un tiro massimo derivante da bitte da 20 t (200 kN) disposte ogni 20 m lungo il filo banchina.

Ai fini delle combinazioni di carico, il sovraccarico variabile agente sulla banchina è stato assegnato alla categoria F (rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) per la quale i valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 25: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.1 NTC2018)

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6

Per quanto riguarda il sovraccarico variabile del tiro alla bitta, ai fini delle combinazioni di carico è stato assegnato alla categoria “vento” considerando che l’azione variabile del tiro alla bitta massimo avvenga in presenza di una imbarcazione all’ormeggio esposto ad una azione improvvisa del vento. I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 26: Valori dei coefficienti di combinazione per il tiro alla bitta (Tab. 2.5.1 NTC2018)

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Vento	0.6	0.2	0.0

5.7.4 Calcolo e verifica della sezione di progetto

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico Paratie Plus 2019 di Harpaceas srl.

Per la verifica di stabilità globale è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. In particolare, è stato applicato il metodo di Bishop semplificato in cui, nelle equazioni di equilibrio, vengono trascurate le forze di taglio tra i conci. Al metodo di Bishop semplificato è stato applicato l'Approccio di progetto A2+M2+R2 con $R_2 = 1.1$ in condizioni statiche e l'Approccio di progetto 1.0+1.0+R2 con $R_2 = 1.2$ in condizioni sismiche (vedi i criteri di verifica indicati nel §5.7.2 della relazione).

Nelle figure seguenti si riportano gli esiti delle verifiche svolte per la condizione statica e per la condizione sismica, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s minimo riferito alla superficie di scorrimento critica ottenuto dal modello di calcolo. Nella tabella riassuntiva invece si riporta, per le verifiche svolte, nella prima colonna il coefficiente di sicurezza F_s sopra descritto che risulta dal modello di calcolo senza applicare il coefficiente di riduzione delle resistenze offerte, mentre nella seconda colonna si riportata il corrispondente valore del coefficiente di sicurezza R_2 della Normativa vigente che deve risultare inferiore al coefficiente di sicurezza F_s ai fini della verifica.

Dai risultati delle analisi, le condizioni di stabilità della banchina risultano soddisfatte.

Tabella 27: Risultati delle verifiche di tipo stabilità di insieme (GEO) agli stati limite ultimi

	F_s minimo	R_2
Verifica SLU (GEO) Condizione statica	1.147	≥ 1.1
Verifica SLU-EQK (GEO) Condizione sismica	1.210	≥ 1.2

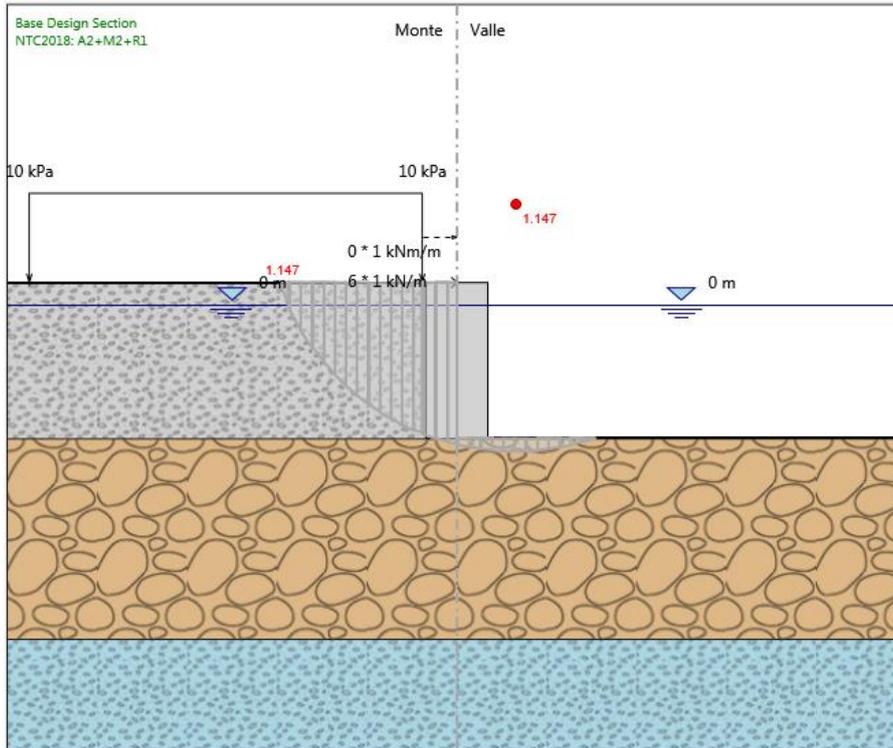


Figura 4: Valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità globale in condizioni statiche

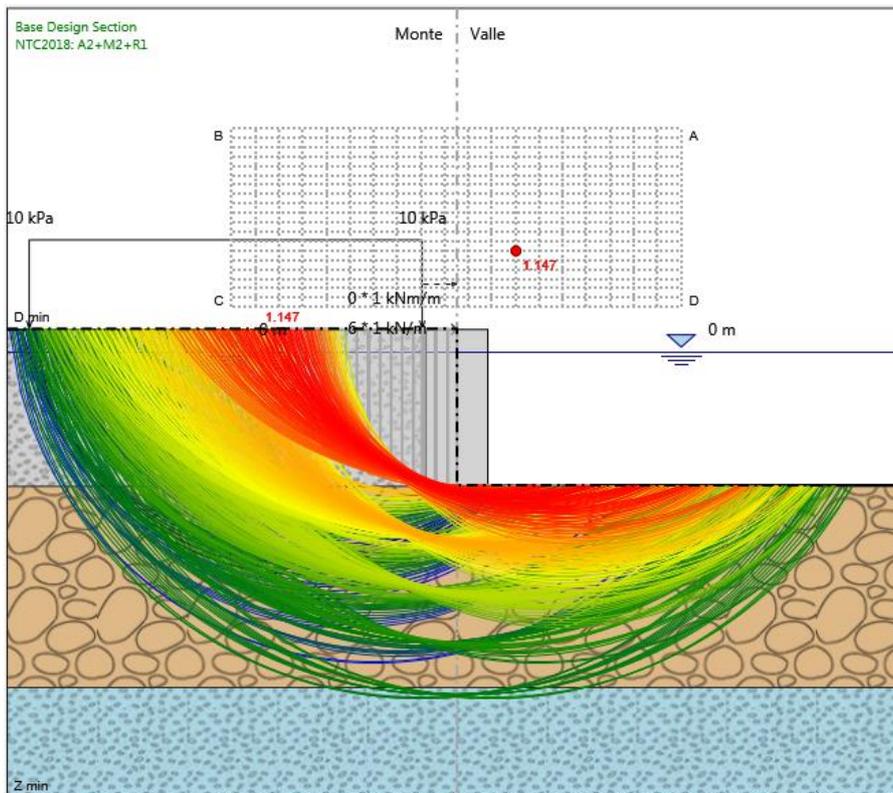


Figura 5: Valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica e superfici critiche analizzate per la verifica di stabilità globale in condizioni statiche

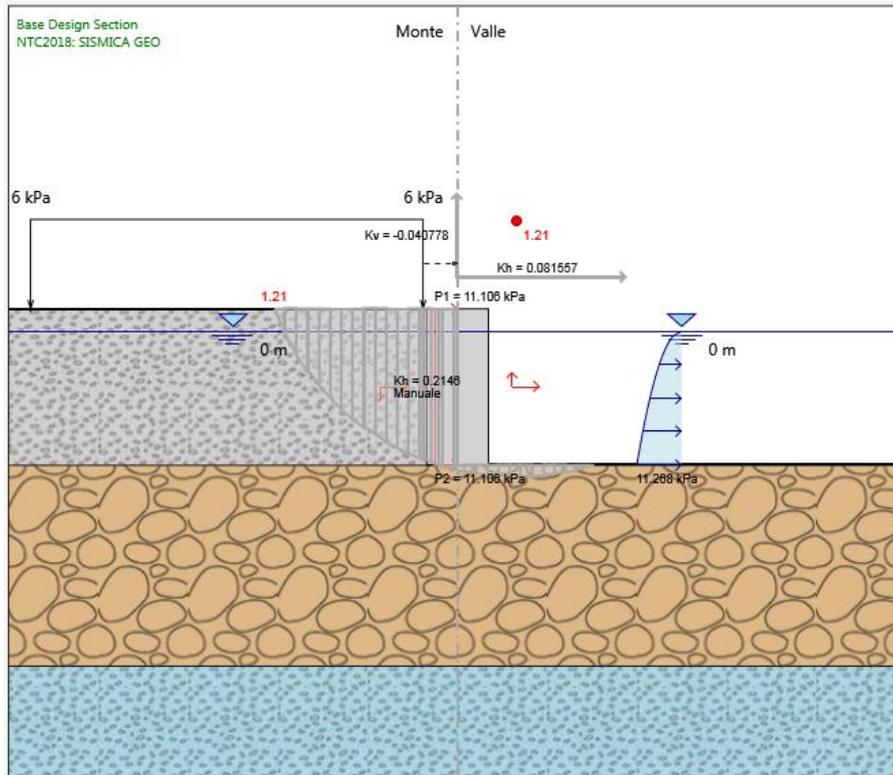


Figura 6: Valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

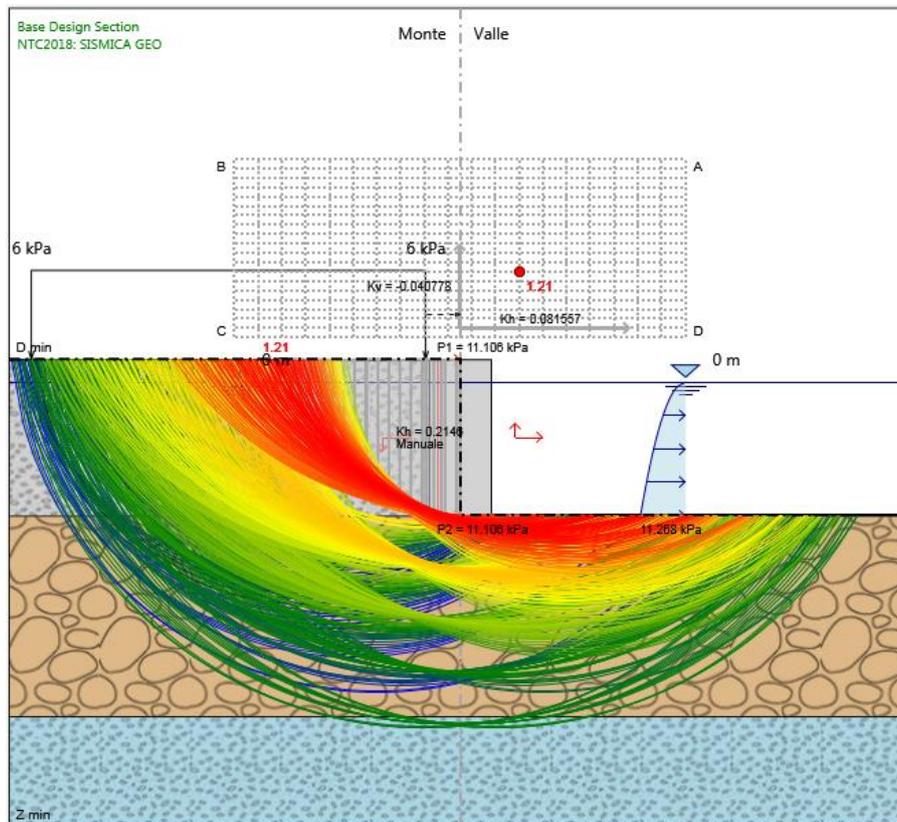


Figura 7: Valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica e superfici critiche analizzate per la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche