



AUTORITA' PORTUALE DI MARINA DI CARRARA

PORTO DI MARINA DI CARRARA

VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI

Titolo elaborato :

RELAZIONE DI CALCOLO

1 5 0 0 3 C R 0 0 1 - 1 G E O

Committente:

**AUTORITA' PORTUALE
MARINA DI CARRARA**

Ente di diritto pubblico - legge 28 gennaio 1994 n.84
V.le C. Colombo, 6 - 54036 Marina di Carrara
tel. (0585)782501 - fax, (0585)782555



Via Monte Zebio 40
00195 ROMA

Dott. Ing. Fabio CAPOZZI

Dott. Ing. Paolo CONTINI


Rif.	Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Controllato:	Validato:
	10/06/2015	1	EMISSIONE	Capozzi	Contini	Contini
	29/05/2015	0	EMISSIONE PER COMMENTI	Capozzi	Contini	Contini

Dimensioni foglio:

A4

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:


 <small>MODMAR S.p.A. - Via Merello Zebio 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it www.modmar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI

Relazione di Calcolo


Dott. Ing. Fabio Capozzi

Dott. Ing. Paolo Contini

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merello Zebio 40 - 00105 - ROMA - info@modimar.it www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

Sommario

1	Premesse	3
2	Normativa di riferimento	5
3	Caratterizzazione sismica	6
4	Caratteristiche dei terreni di fondazione	9
5	Criteri di verifica.....	11
6	Banchina Fiorillo	15
6.1	Descrizione degli elementi strutturali	16
6.2	Modello geotecnico.....	17
6.3	Verifiche.....	19
7	Banchina Buscaioli	26
7.1	Descrizione degli elementi strutturali	27
7.2	Modello geotecnico.....	27
7.3	Verifiche.....	29
8	Banchina Taliercio.....	36
8.1	Modello geotecnico.....	38
8.2	Verifiche.....	40
9	Testata molo di sopraflutto	43
9.1	Descrizione degli elementi strutturali	44
9.2	Modello geotecnico.....	45
9.3	Verifiche.....	48
10	Testata molo di sottoflutto	54
10.1	Descrizione degli elementi strutturali	55
10.2	Modello geotecnico.....	57
10.3	Verifiche.....	59
11	Conclusioni.....	65

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

1 Premesse

Nella presente relazione sono riportati i risultati delle analisi finalizzate al calcolo ed alla verifica delle opere foranee e banchine, interessate dai lavori di "Adeguamento tecnico-funzionale nel rispetto del Piano Regolatore Portuale vigente per l'intervento di dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali".

In particolare di seguito sono riportati i calcoli di

verifica della resistenza, equilibrio e stabilità d'insieme della:

- Banchina Fiorillo;
- Banchina Buscaioli;

verifica di stabilità d'insieme della:

- Banchina Taliercio;

verifica di resistenza e di equilibrio della:

- nuova paratia metallica al piede della Testata di sopraflutto;
- nuova paratia metallica al piede della Testata di sottoflutto;

verifica di stabilità d'insieme della nuova configurazione della:

- Testata di sopraflutto;
- Testata di sottoflutto.

I limiti delle aree di dragaggio e relative profondità considerate nei calcoli di verifica si riferiscono ai valori indicatoci dall'Autorità Portuale di Marina di Carrara: PEC del 18.12.2014 prot. 03/2-2013 - "l'intendimento di questa Autorità Portuale è quello di dragare uno strato aggiuntivo di sabbia (capital dredging) in modo da portare il canale di accesso al porto alla profondità di -14,00 m l.m.m. e l'area di evoluzione interna al bacino alla profondità di -13,00 m l.m.m.." (v. Figura 1)

La distanza dal limite del dragaggio del fronte della Banchina Servizi, mediamente superiore a 50 m, esclude la possibilità che tale approfondimento pregiudichi la stabilità della stessa.

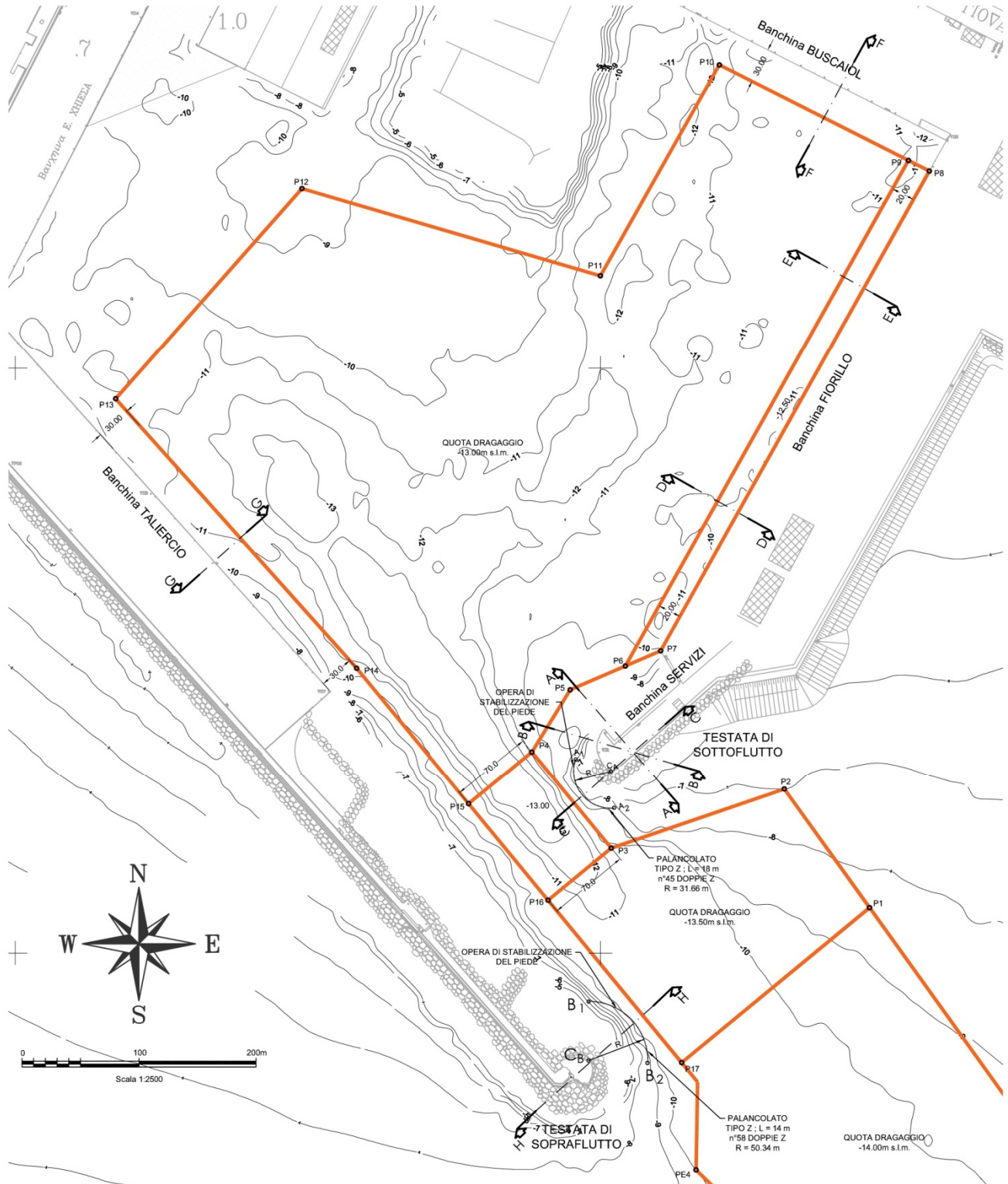




Figura 1: Stralcio Planimetrico degli escavi

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merone Zebio 40 - 00166 - ROMA - info@modimar.it - www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

2 Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in conformità alla vigente normativa nazionale riportata sinteticamente nel seguito:

- L. 5/11/1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- DM 16/1/1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- L. 2/2/1974 n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- DM 14/1/2008 – Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni.
- UNI EN 1993-5:2007 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e EN palancole
- "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways" - EAU 2004
- "Technical standards for port and harbour facilities in Japan" – OCDI 1991

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merone Zabolo 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it - www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

3 Caratterizzazione sismica

Di seguito vengono riportati in sintesi i parametri relativi alla caratterizzazione sismica delle opere in oggetto.

Nelle verifiche si è fatto riferimento al metodo degli stati limiti ultimi relative al solo SLV (cap. 7.1).

Periodo di riferimento per l'azione sismica

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove,

V_R = periodo di riferimento per l'azione sismica espresso in anni;

V_N = vita nominale dell'opera strutturale (è il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata). Per il caso in oggetto $V_N = 50$ anni (*Opere ordinarie, ponti, opere infra-strutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*) risulta essere un valore cautelativo in quanto trattasi, a meno delle nuove paratie al piede delle due testate, di opere esistenti;

C_U = classe d'uso;

Per tutte le opere interferenti con i lavori di dragaggio oggetto delle verifiche, ad esclusione della Banchina Fiorillo, è stato adottato il valore $C_U = 1.0$: (*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*).

Per la sola Banchina Fiorillo, come concordato con l'Autorità Portuale, in via del tutto cautelativa è stato utilizzato il coefficiente $C_U = 2.0$.

Parametri caratteristici della sollecitazione sismica

T_R = tempo di ritorno;

T_c^* = parametro necessario per la costruzione dello spettro elastico di risposta;


a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

Porto di marina di Carrara:

Latitudine: 44° 1' 55" N

Longitudine: 10° 2' 25" E

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

Tab. 3-1 – Porto di Marina di Carrara - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per sito su superficie piana e sottosuolo rigido

V_N (anni)	Stato Limite (-)	T_r (anni)	F_0 (-)	T^*c (s)	a_g (g)
50	SLV	475	2,410	0,291	0,127
100	SLV	949	2,377	0,299	0,162

Sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, si calcola infine il valore massimo dell'accelerazione a_{max} da considerare nelle analisi di progetto. Tale valore deriva dall'accelerazione massima in condizione di sito di riferimento pianeggiante su suolo rigido, adeguatamente amplificata per tener conto dell'effetto delle specifiche condizioni stratigrafiche e topografiche.

Tale amplificazione locale viene introdotta utilizzando i due coefficiente seguenti:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica = calcolato secondo la Tabella 3.2.V del DM 14/01/08, variabile per ogni stato limite di riferimento;

S_T = coefficiente di amplificazione topografico = calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo Tabella 3.2.VI del DM 14/01/08;


L'accelerazione massima di riferimento, tenendo conto delle amplificazioni, è calcolata quindi con la seguente relazione:

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

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche, la definizione della categoria di sottosuolo e gli altri parametri già introdotti, permettono di calcolare il valore di S_S per ogni stato limite di riferimento.


Per la categoria del sottosuolo le opere in oggetto si collocano tra quelle di tipo C (Tabella 3.2.II - NTC 2008): *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dalle opere di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna lievemente inclinati con $i < 15^\circ$. Per questo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono state eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo Tabella 3.2.IV e Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_T = 1,0$. I valori utilizzati nelle verifiche sismiche in corrispondenza delle opere sono riassunti nella seguente Tab. 3-2.

 <small>MODMAR S.p.A. - Via Merello Zibio 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it - www.modmar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Tab. 3-2 - Porto di Marina di Carrara - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere dopo l'amplificazione topografica e stratigrafica

V_N (anni)	Stato Limite (-)	Tr (anni)	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)
50	SLV	475	0,127	1,5	1	0,191
100	SLV	949	0,162	1,469	1	0,238

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merula Zabolo 40 - 00165 - ROMA - info@modim.it www.modim.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

4 Caratteristiche dei terreni di fondazione

L'abbondante mole di informazioni disponibili, recentemente integrati da una ulteriore specifica campagna di indagini realizzata dalla GeoTirreno srl: *"Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali"*, consente di definire un modello litostratigrafico e geotecnico semplificato in cui l'elemento saliente rappresentato dalle sabbie e sabbie limose (tra q.ta circa - 7 m l.m.m. a q.ta -27 m l.m.m.) si presenta con caratteristiche di omogeneità orizzontale che si mantengono pressoché costanti per l'intera area portuale.

L'analisi dei log stratigrafici dei sondaggi ha consentito la ricostruzione della sequenza di orizzonti (suddivisi in base a criteri di prevalenza litologica) di seguito prospettata:

ORIZZONTE A

Riporto eterogeneo, ma prevalentemente grossolano sino alle dimensioni dei blocchi. Tale orizzonte è presente con spessore differenziato in tutte le verticali analizzate nei piazzali di banchina (il valore maggiormente rappresentato risulta intorno ai 7m).

ORIZZONTE B

Alternanza fitta di livelli decimetrici di sabbie fini limose e limi sabbiosi prevalenti, con frequenti livelli di torbe (gusci di lamellibranchi e gasteropodi marini verso il basso dell'orizzonte); Il sedimento si presenta sciolto. L'orizzonte non è uniforme in termini areali, infatti si riconosce solo nella parte centrale dell'area portuale e ricompare con spessore ridotto nella parte NW sino a raggiungere lo spessore massimo di 2-3m nella parte settentrionale.

ORIZZONTE C

Alternanza di livelli multidecimentrici di sabbie da medie a grossolane con ghiaietto generalmente raro (da sciolte a moderatamente addensate). Presente in tutte le verticali con spessore dell'ordine di 3-4 m.

ORIZZONTE D

Alternanza di livelli di sabbie fini limose e limi sabbiosi (mediamente addensati). E' presente in tutte le verticali con spessori medi dell'ordine dei 12-13 m (presente sino a circa q.ta- 25 m l.m.m.)


ORIZZONTE E

Lente di argille limose e limi argillosi con rara ghiaia e livelletti cementati (molto compatta). Anche questo orizzonte nelle verticali della parte settentrionale assume spessori di circa 3 m (presente di media sino a q.ta -28 m l.m.m.)

ORIZZONTE F


Fitta alternanza di livelli di sabbie grossolane e ghiaie talvolta lavate (addensate). Spessore dell'orizzonte variabile, ma solitamente maggiore di 10 m.

Relativamente alla sismicità del sito, gli orizzonti B, C e D presentano una bassissima potenzialità di liquefazione (Rif. *"Campagna di indagini geofisiche integrative condotte nell'ottica della microzonizzazione"*

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merello Zebio 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

sismica dell'area portuale nell'ambito delle indagini geologiche a supporto del piano regolatore del porto di marina di carrara (MS)" redatta da Epta Consult nell'ottobre 2014.

Per ciascuna delle sezioni strutturali sottoposte a verifica, le caratteristiche geotecniche degli stati sono riportate nello specifico paragrafo: "Modello geotecnico"

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merone Zebio 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it - www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

5 Criteri di verifica

Le verifiche di sicurezza relative ai soli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 18/1/2008, secondo i criteri sotto riportati.

Per le strutture di sostegno realizzate con palancole metalliche sono stati considerati i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per atto di moto rigido (A2+M2+R1)
- Instabilità globale del sistema terreno-opera (A2+M2+R2)

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza dell'ancoraggio (A1+M1+R1)
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia (A1+M1+R1)

Per la verifica della Banchina Taliercio:

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.

Per ogni caso di carico critico 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

$$F_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo per i coefficienti parziali γ_G e γ_q e per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} i valori in seguito indicati.


	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_e (o γ_{fe})	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	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	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Nelle verifiche, ove previsto, è stato considerato un unico carico variabile per cui il coefficiente di contemporaneità è $\psi_{0j} = 0$.

Per ogni caso di carico critico 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 i valori precedentemente indicati.

Nelle verifiche, ove previsto, è stato considerato un solo carico accidentale per un coefficiente di contemporaneità $\psi_{2j} = 0.6$ congruente con le ipotesi di progetto e alle risultanze delle modalità di utilizzo sino ad oggi osservate sui piazzali adiacenti le banchine oggetto di verifica.

Per le verifiche sismiche i coefficienti della colonna A1 ed A2 sono tutti uguali a 1.

Per la determinazione delle azioni sismiche agenti sulle paratie è stato applicato il metodo pseudo-statico, dove l'accelerazione sismica è definita costante nello spazio e nel tempo. L'incremento della spinta del terreno dovuta al sisma è valutata utilizzando la seguente formulazione:

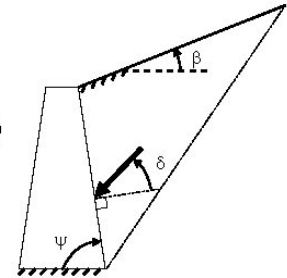
$$E_{ae} = 0.5 \times \gamma^* \times K_{ae} \times H^2$$

Le pressioni sismiche sono state ricavate applicando la teoria di Mononobe-Okabe.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (3-6)$$

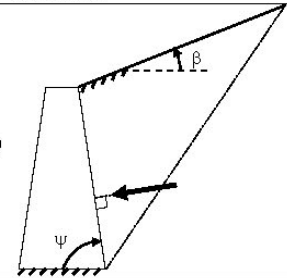
$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



CONDIZIONI DI SPINTA PASSIVA

$$K_{P,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{EC8 con } (3-7)$$

$\delta=0^\circ$)¹⁷



L'accelerazione è definita come $a_h = k_h \times g = \alpha \times \beta \times a_{max}$, dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, α coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti.

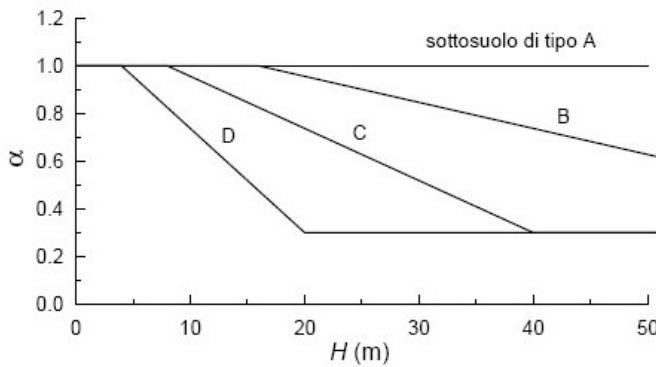


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

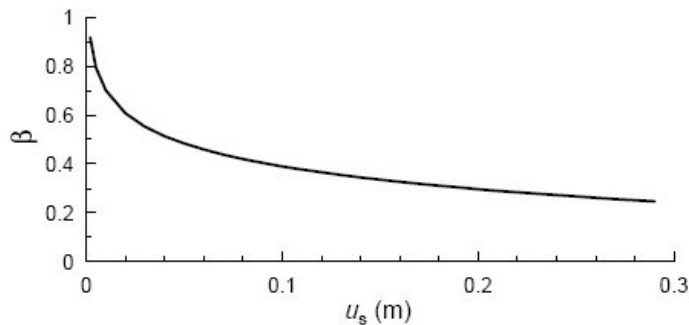



Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

 <small>MODMAR S.p.A. - Via Merula Zabio 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it - www.modmar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Per le paratie l'accelerazione verticale a_v può essere trascurata.

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

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

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

Per le verifiche di stabilità globale sono stati applicati i seguenti coefficienti riduttivi:

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

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

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.


	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (**Tab. 7.11.II**);

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

g = accelerazione di gravità.

 MODIMAR S.p.A. - Via Merello Zucchi 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it www.modimar.it	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

6 Banchina Fiorillo

La struttura di banchina è realizzata da un robusto palancoato metallico ancorato su un unico livello orizzontale a un palancoato metallico di contrasto disposto parallelamente a 25 m di distanza. La paratia metallica è protetta superiormente da una trave di correa (di ripartizione) in cls armato in cui trovano alloggio le testate di ancoraggio dei tiranti, i cavidotti ed i pozzetti delle reti di servizio di banchina. La paratia metallica di banchina costituisce un fronte di accosto in aggetto rispetto a precedenti muri di sponda. Lo spazio fra il palancoato ed i vecchi muri di sponda (circa 2 m) risulta riempito con materiale di cava (tout-venant). Sull'intero sviluppo di 470 m sono individuabili due sezioni strutturali tipo. I calcoli di seguito riportati sono riferiti alla sezione maggiormente sollecitata (SEZIONE TIPO D-D), con il palancoato metallico di banchina più corto e meno resistente, quindi più sensibile a operazioni di escavo al piede.

Di seguito sono riportate le verifiche degli elementi strutturali principali e relativa stabilità dell'opera di sostegno in previsione del futuro approfondimento del fondale al piede della banchina. La quota fondale prevista al piede è di -12.5 m l.m.m. per un tratto di 20 m entro il quale si raccorda con pendenza $H = 5 / V = 1$ al limite del dragaggio a q.ta -13.0 m l.m.m. caratteristico dell'area d'evoluzione interna al bacino portuale.

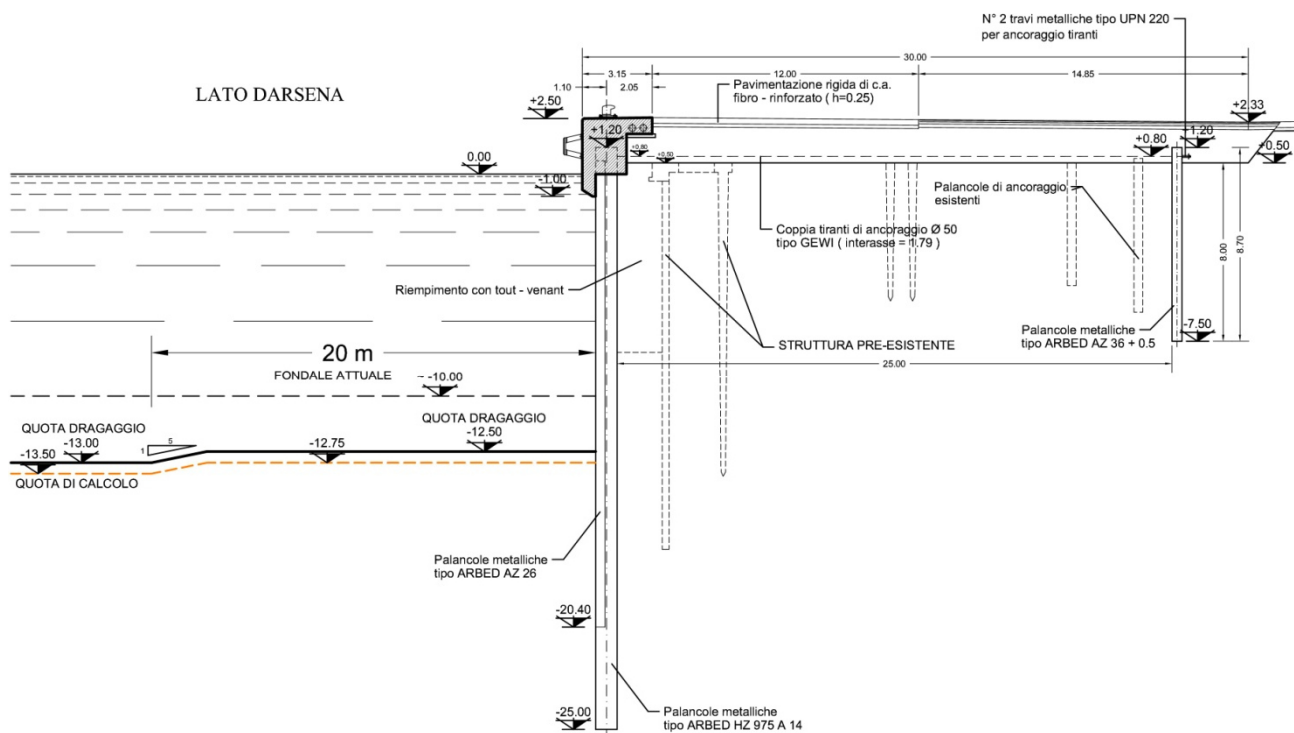



Figura 2: Banchina Fiorillo - Sezione D-D

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

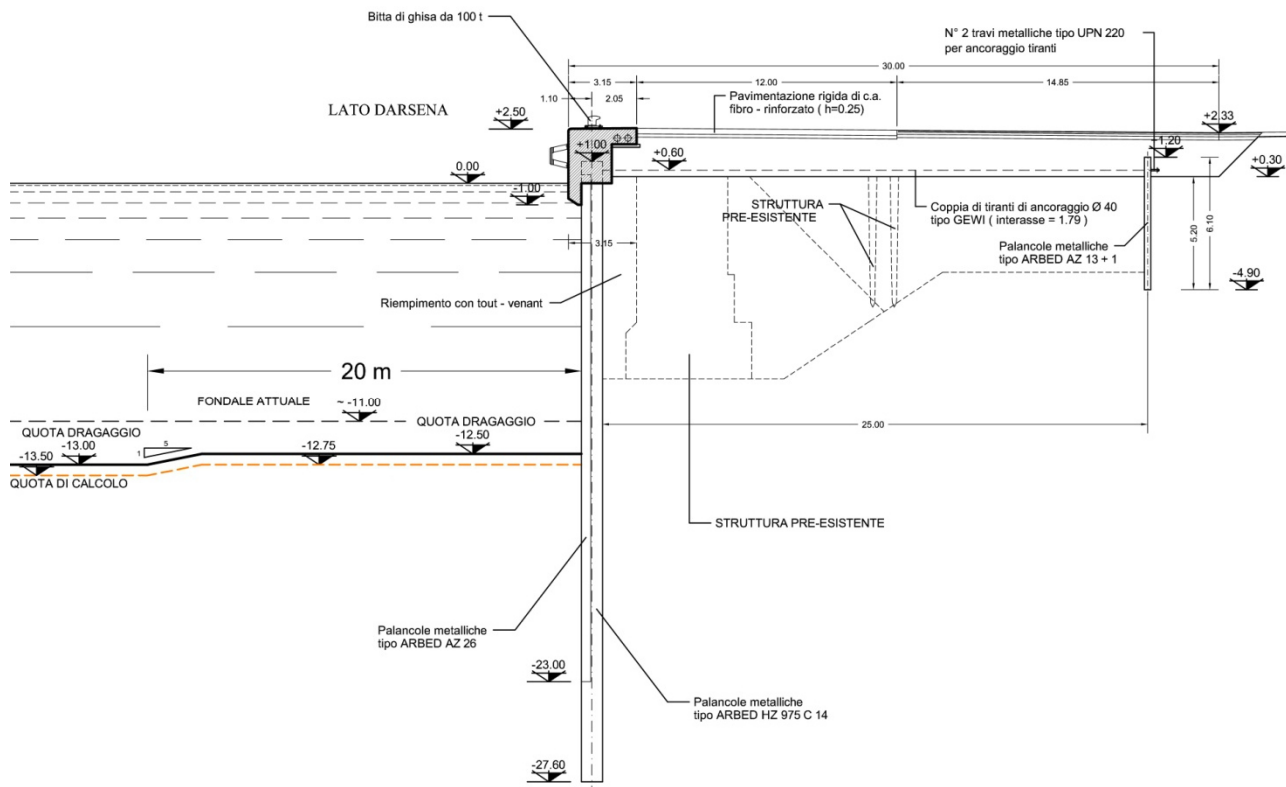


Figura 3: Banchina Fiorillo - Sezione E-E


6.1 Descrizione degli elementi strutturali

Di seguito la descrizione degli elementi strutturali della sezione verificata (SEZIONE D-D: v. Figura 2).

Palancolato metallico: nell'insieme il fronte di palancole è caratterizzato da una sezione planimetrica realizzata dalla combinazione di travi in acciaio Fe510 (attuale S355GP) a doppio T e profilati a Z che conformano un elemento strutturale ARBED HZ 975 A 14/AZ 26 (i profilati AZ hanno una lunghezza pari all'80% rispetto alle travi HZ; nell'insieme il palancolato ha un peso di 253 kg/m² ed un modulo di resistenza pari a 7950 cm³/m).

Trave di coronamento: in essa risultano inglobate le teste dei laminati metallici che costituiscono il palancolato e i dispositivi di ancoraggio dei relativi tiranti. E' realizzata con calcestruzzo di cemento classe Rbk350 (attuale C28/35) armato con barre ad aderenza migliorata di acciaio Feb44k (attuale B450C) e acciaio inox AISI 316 con analoghe caratteristiche di resistenza.

Tiranti di ancoraggio: sono realizzati con barre $\phi 50$ a doppia protezione GEWI in acciaio BSt 500/550 disposti su un piano orizzontale a q.ta 0.80 m s.l.m. a coppie con interasse 1,79 m perpendicolarmente allo sviluppo della banchina. In corrispondenza delle bitte di ormeggio quattro barre $\phi 63.5$ a doppia protezione tipo GEWI in acciaio BSt 550/700 sostituiscono le barre $\phi 50$. Sul palancolato lato mare, i dispositivi di collegamento tiranti-palancole trovano alloggiamento in corrispondenza delle ali dei profilati a doppio T e

 <small>MODIMAR S.p.A. Via Merone Zebio 40 - 00165 - ROMA info@modimar.it www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015
		15 003 CR 001 -1 GEO

quindi inglobati nel cls armato della trave di coronamento. I carichi di esercizio vengono trasmessi dai tiranti al palancolato metallico di ancoraggio attraverso una trave di ripartizione in acciaio Fe510 (attuale S355JR) realizzata da due profilati "UPN 260 UNI 5680" accoppiati.

Palancolato metallico di ancoraggio: è caratterizzato da una sezione planimetrica realizzata dall'unione di travi in acciaio Fe510 (attuale S355GP) profilati a Z che conformano un elemento strutturale tipo ARBED AZ 36 +0.5 (il palancolato ha un peso di 199.5 kg/m² ed un modulo di resistenza pari a 3690 cm³/m).

6.2 Modello geotecnico

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche relative ai materiali della specifica sezione di calcolo si è fatto riferimento alla Relazione Geotecnica allegata al Progetto Esecutivo dei lavori di riqualificazione, confermata dalle risultanze delle successive indagini eseguite nelle vicinanze della banchina.

da q.ta 2.50 m a q.ta -9.00 m s.l.m. (Materiale di riempimento e massi)

$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 38^\circ$	$c = 0$
$\nu = 0.35$	K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb)	$K_0 = 0.5$
$E = 20000 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$	

(subito a tergo della banchina il riempimento è in materiale di cava. All'interno del terrapieno sono presenti paratie e fondazioni profonde relative alle precedenti strutture di banchina).


da q.ta -9.00 m a q.ta -24.80 m s.l.m.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 34^\circ$	$c = 0$
$\nu = 0.35$	K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb)	$K_0 = 0.5$
$E = 16000 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$	

da q.ta -24.80 m a q.ta -28.50 m s.l.m.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 38^\circ$	$c = 0$
$\nu = 0.35$	K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb)	$K_0 = 0.5$
$E = 20000 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$	

Note: sulla paratia di ancoraggio, al fine della determinazione della spinta del terrapieno sul palancolato, nei calcoli si è ipotizzato che l'angolo di attrito terreno-parete sia pari al 33% dell'angolo di attrito interno del terreno.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

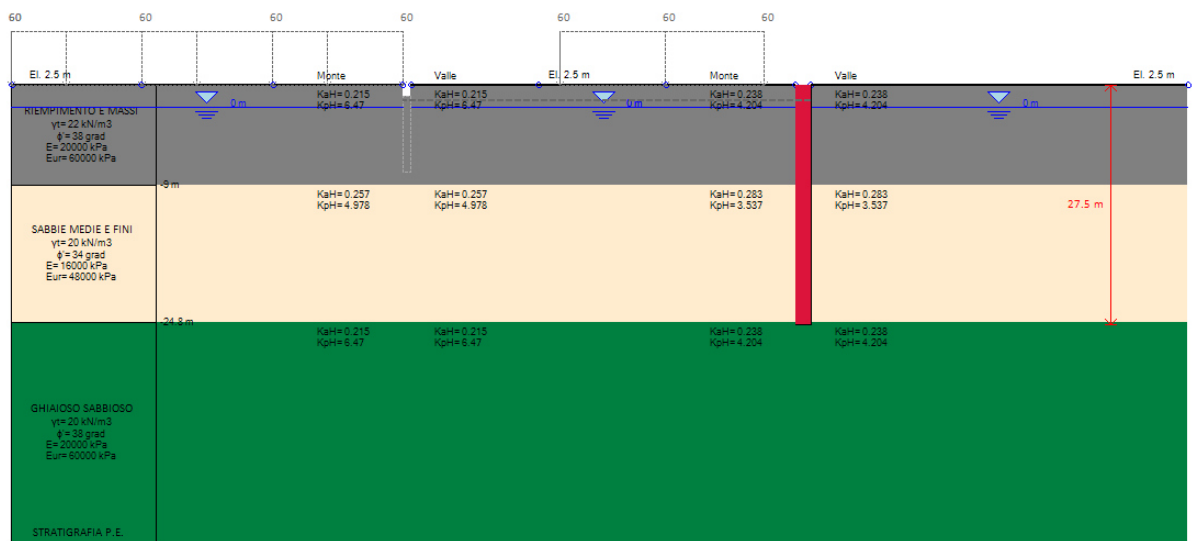



Figura 4: Modello Geotecnico di calcolo semplificato

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

6.3 Verifiche

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2012 di Harpaceas srl.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO-PLASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Il modello di calcolo tiene conto degli elementi caratteristici della sezione in oggetto:

- caratteristiche geotecniche degli strati interessati;
- caratteristiche geometriche e meccaniche costituenti la struttura in oggetto;
- fasi costruttive e combinazioni di carico in esercizio.

Gli step di carico considerati nel modello di calcolo per la combinazione di carico più gravosa prevedono:

- l'infissione delle palancole di banchina con un fondale naturale a q.ta -9 m s.l.m., realizzazione del sistema di ancoraggio e riempimento a tergo del rifodero;
- il dragaggio fino a q.ta -12.75 m s.l.m. (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.25 m);
- il dragaggio dell'area d'evoluzione a q.ta -13.50 m l.m.m. (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.50 m) raccordato al fondale al piede di banchina con pendenza 1/5 (V/H) e applicazione del carico accidentale; il carico accidentale di banchina è di 60 kN/m²; il carico è stato posizionato secondo la reale disposizione di esercizio osservata negli anni;
- per la sola condizione sismica: l'applicazione del sisma; il coefficiente di contemporaneità del sovraccarico accidentale di banchina con il sisma è di 0.6;

Di seguito i parametri sismici specifici applicati nelle simulazioni di verifica.


	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Figura 5: Parametri sismici di riferimento per la verifica delle paratie

Con riferimento alla combinazione di carico più gravosa (SLV EQK) di seguito si riportano i risultati in forma grafica delle verifiche a flessione delle paratie per ciascuna delle fasi di carico.

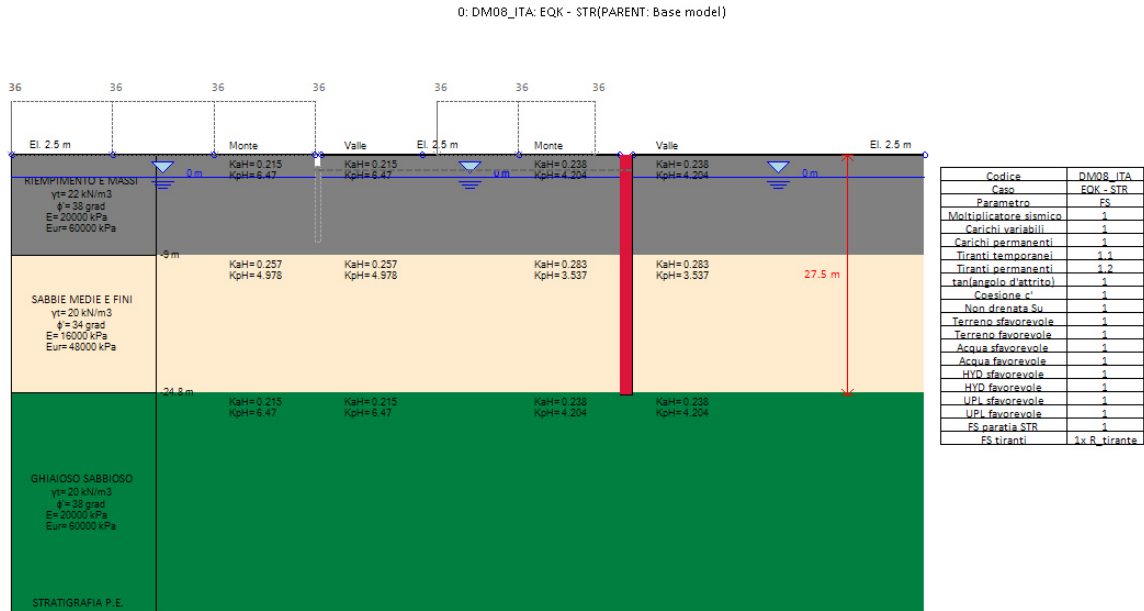


Figura 6: Fase 0

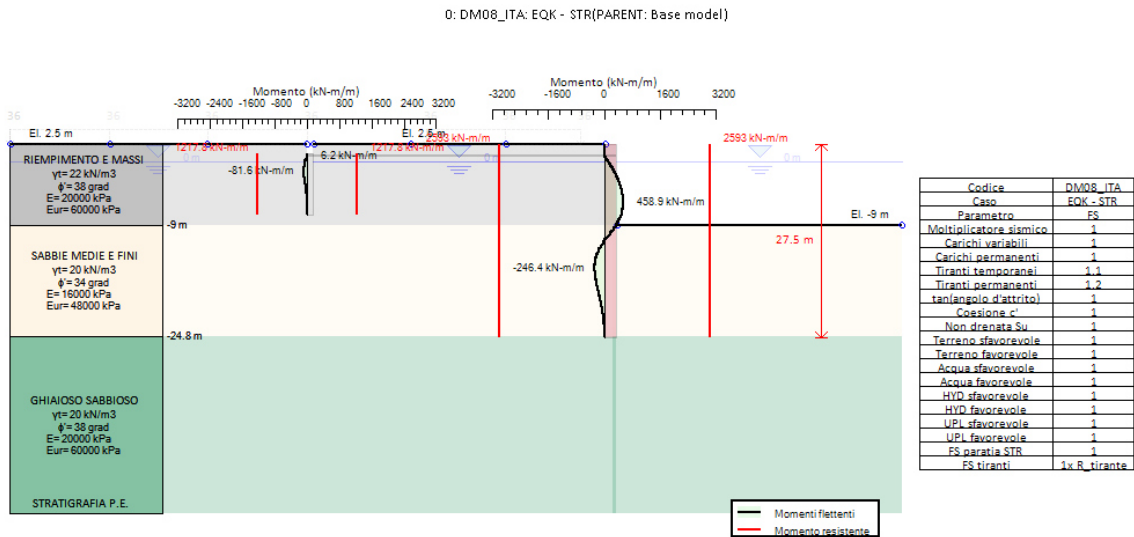


Figura 7: Fase 1

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

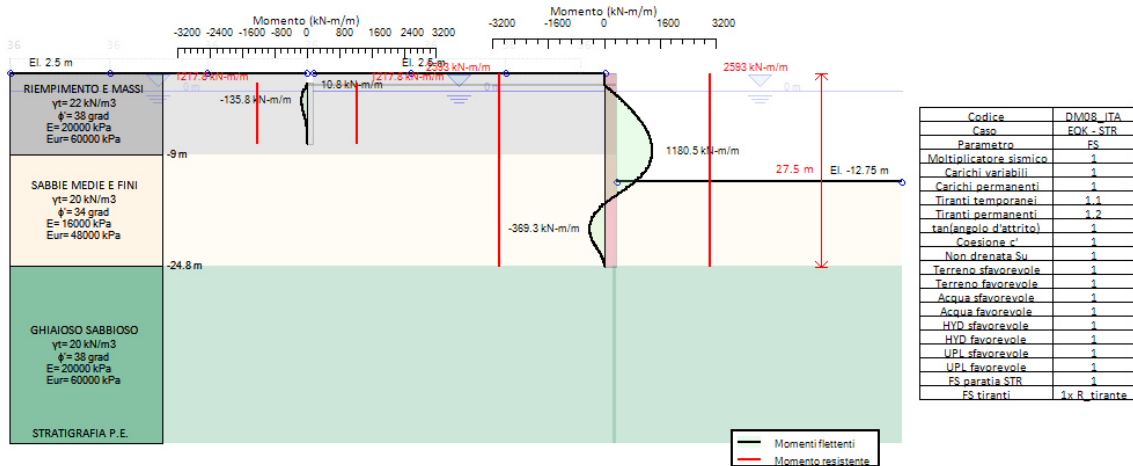


Figura 8: Fase 2

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

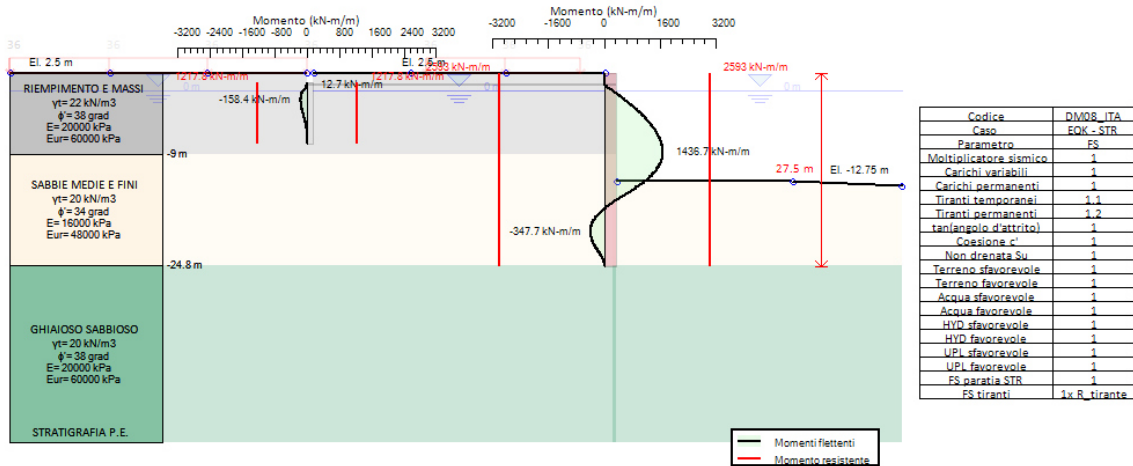



Figura 9: Fase 3

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

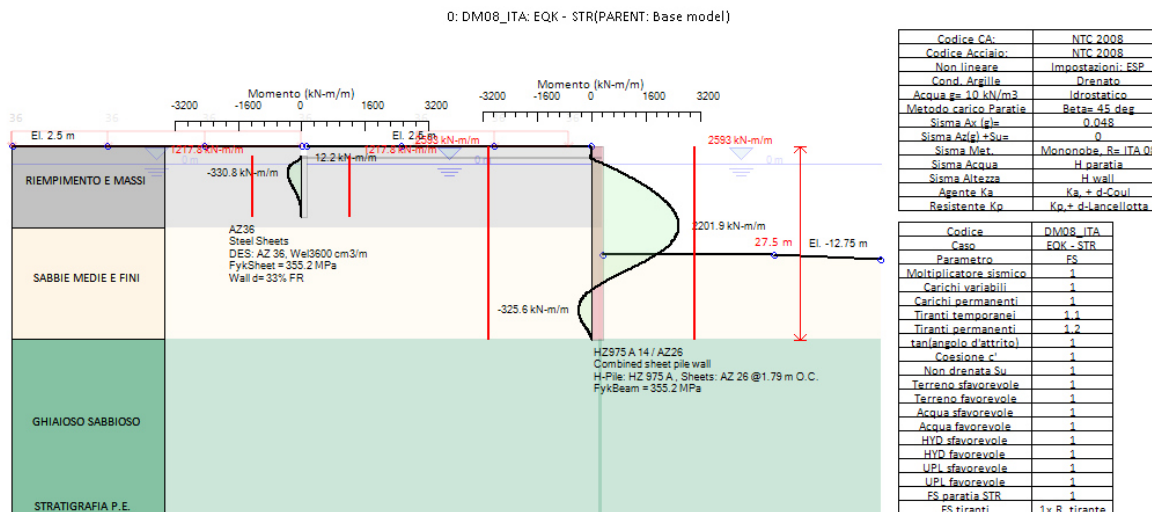


Figura 10: Fase Finale

Con riferimento alla peggior combinazione di carico (SLV EQK) di seguito si riportano sinteticamente:

- le caratteristiche di sollecitazioni massime relative a ciascuna verifica EQK_STR (1+M1+R1);
- la conferma della convergenza del modello di calcolo relativo a ciascuna verifica EQK_GEO (1+M2+R1) indice di stabilità dell'opera (la paratia non è labile per plasticizzazione del terreno resistente); un ulteriore indice di conferma della stabilità della simulazione è rappresentato dal valore del rapporto tra la resistenza passiva disponibile e la resistenza passiva mobilitata (Passiva/Vera) > 1. I valori in verde non hanno alcun significato fisico.

Esito calcolo		Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso flessione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Max. reazione vincoli (kN/m)	Max. reazione vincoli (kN)	Verifica vincoli (TSF)	Verifica STR vincoli (TSF)	Verifica GEO vincoli (TSF)	Verifica fondo scavo (FS)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)
DM08_ITA: EQK - GEO	Risolto. Alcune verifiche non soddisfatte	32.45	45.62	3459	6192	572.7	1025.2	1.334	1.334	0.117	611.3	1094.2	0.641	0.641	0.641	2.062	1.281	1.009
DM08_ITA: EQK - STR	Risolto con successo	16.99	24.48	2204	3944.4	408	730.3	0.85	0.85	0.076	441.1	789.48	0.462	0.462	0.462	2.487	1.76	1.077

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

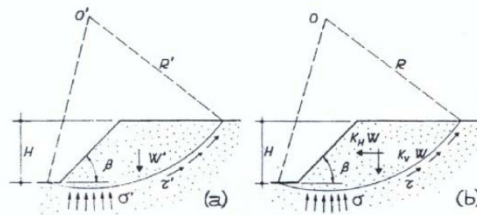
Per la **verifica di stabilità globale** è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che è necessario che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso), ma che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diversi applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento pre-definite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
- la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
- quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare è stato applicato, a favore della sicurezza, 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 R2 = 1.1. sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Metodo pseudo-statico



NTC 2008


$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente riduzione a_{\max}

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

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	β_s	β_s
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.30	0.28
$a_g(g) \leq 0.1$	0.27	0.24
	0.20	0.20

 MODMAR S.p.A. - Via Merone Zabolo 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it www.modmar.it	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

Base model

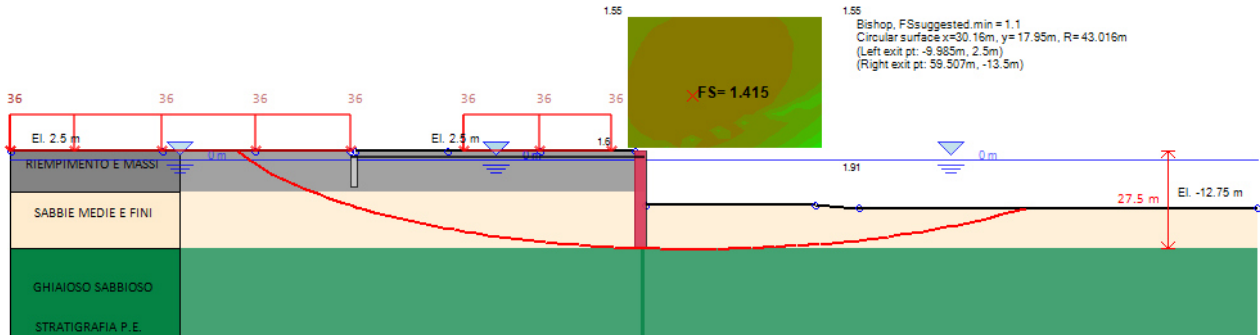



Figura 11: Verifica di stabilità globale - Metodo di Bishop semplificato - Condizione Sismica

In condizioni sismiche $FS = 1.415 > R1 = 1.1$

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

 <small>MODMAR S.p.A. - Via Merone Zabolo 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it www.modmar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015
		15 003 CR 001 -1 GEO

7.1 Descrizione degli elementi strutturali

Di seguito la descrizione degli elementi strutturali della sezione tipo (v. Figura 12).

Palancolato metallico: nell'insieme il fronte di palancole è caratterizzato da una sezione planimetrica realizzata dalla combinazione di travi in acciaio Fe360 (attuale S240GP) a doppio T e profilati a Z che conformano un elemento strutturale ARBED HZ 975 A 14/AZ 26 (i profilati AZ hanno una lunghezza pari all'80% rispetto alle travi HZ; nell'insieme il palancolato ha un peso di 253 kg/m² ed un modulo di resistenza pari a 7950 cm³/m).

Trave di coronamento: in essa risultano inglobate le teste dei laminati metallici che costituiscono il palancolato e i dispositivi di ancoraggio dei relativi tiranti. E' realizzata con calcestruzzo di cemento classe Rbk300 (attuale C25/30) armato con barre ad aderenza migliorata di acciaio Feb44k (attuale B450C) e acciaio inox AISI 316 con analoghe caratteristiche di resistenza.

Tiranti di ancoraggio: sono realizzati con barre $\phi 70$ mm in acciaio Fe510 (attuale S355JR) disposti su un piano sub orizzontale da q.ta + 0.50 m s.l.m. a q.ta - 0.50 m s.l.m con interasse 1,79 m perpendicolarmente allo sviluppo della banchina. In corrispondenza delle bitte di ormeggio i 2 tiranti a cavallo sono raddoppiati. Sul palancolato lato mare, i dispositivi di collegamento tiranti-palancole trovano alloggiamento in corrispondenza delle ali dei profilati a doppio T con un sistema a cerniera. Il sistema di vincolo sulla trave in ancoraggio in c.a. risulta opportunamente armato con armatura di frettaggio.

Trave in c.a. di ancoraggio: la trave in oggetto può essere assimilato ad un muro continuo per tutto lo sviluppo della banchina, di spessore 1 m, alto 3 m, imbasato a q.ta -2 m l.m.m..


7.2 Modello geotecnico

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche relative ai materiali della specifica sezione di calcolo si è fatto riferimento alla Relazione Geotecnica allegata al Progetto Esecutivo dei lavori di ristrutturazione, confermata dalle risultanze delle successive indagini eseguite nelle vicinanze della banchina.

da q.ta 2.50 m a q.ta -7.50 m s.l.m. (Materiale di riempimento e massi)

$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 38^\circ$	$c = 0$
$\nu = 0.35$	K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb)	$K_0 = 0.5$
$E = 20000 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$	

(subito a tergo della banchina il riempimento è in materiale granulare anche di grossa pezzatura. All'interno del terrapieno sono presenti paratie e fondazioni profonde relative alle precedenti strutture di banchina).

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

da q.ta -7.50 m a q.ta -27.50 m s.l.m. (sabbie medie e fini)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 32^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

da q.ta -27.50 m a q.ta -30.00 m s.l.m. (materiale granulare sabbioso ghiaioso)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 38^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 20000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$

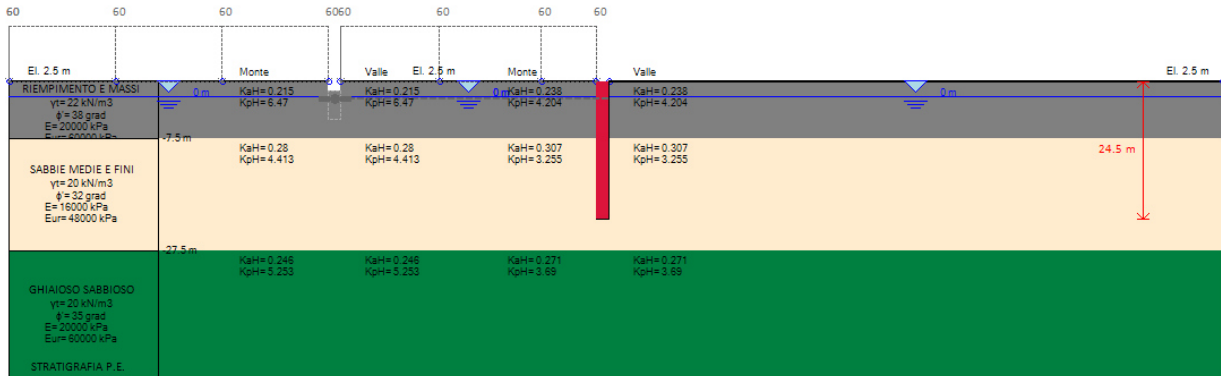



Figura 13: Modello Geotecnico di calcolo semplificato

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

7.3 Verifiche

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2012 di Harpaceas srl.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO-PLASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.


Il modello di calcolo tiene conto degli elementi caratteristici della sezione in oggetto:

- caratteristiche geotecniche degli strati interessati;
- caratteristiche geometriche e meccaniche costituenti la struttura in oggetto;
- fasi costruttive e combinazioni di carico in esercizio.

Gli step di carico considerati nel modello di calcolo per la combinazione di carico più gravosa prevedono:

- l'infissione delle palancole di banchina con un fondale naturale con q.ta -7.5 m s.l.m. , realizzazione del sistema di ancoraggio e riempimento a tergo del rifodero;
- il dragaggio fino a q.ta -10.25 m s.l.m. (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.25 m);
- il dragaggio dell'area d'evoluzione a q.ta -13.50 m l.m.m. (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.50 m) raccordato al fondale al piede di banchina con pendenza 1/5 (V/H) e applicazione del carico accidentale; il carico accidentale di banchina è di 60 kN/m²; il carico è stato posizionato secondo la reale disposizione di esercizio;
- per la sola condizione sismica: l'applicazione del sisma; il coefficiente di contemporaneità del sovraccarico accidentale di banchina con il sisma è di 0.6;

Di seguito i parametri sismici specifici applicati nelle simulazioni di verifica.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Opzioni sisma per entrambe le paratie

1. Accelerazioni di progetto

Attiva sisma nella fase corrente

kh 0.046 kv 0

2. Normative e parametri sismici

2.a Opzioni da normativa

Usa normativa Normativa DM08 - Italian Seismic Code

Cat. sottosuolo C

2.b Accelerazione di base ed effetti di sito

Ag/g 0.133 Coeff. Ss 1.5

Fo 2.416 Coeff. St 1

Fattore importanza I 1

3. Comportamento paratia e coefficiente di risposta strutturale R

3.a. Comportamento paratia

Flessibile Rigido

3.b. calcolo di R (per paratie flessibili)

Manuale Richards Elms

Da normativa selezionata Liao Whitman

3.c. Altre opzioni

3.c.1. R

R= 4.337

3.c.3. NTC2008

Modifica manuale

H paratia 24.5 m α 0.639

Us 12 cm β 0.359

Ricalcola R

4. Spinta sismica

Come carico esterno

Semirigido B= 1

Mononobe-Okabe

Andamento trapezoidale diagramma spinta

Ridistribuisce

Utente

Da procedura automatica (vedi Manuale Teorico)

Procedura automatica

Procedura automatica (pressioni utente)

5. Comportamento idrodinamico terreno

Pervio Impervio Da permeabilità (EC8)

Modifica spinta di Westergaard secondo Kostantakos 2009

Parametro Ru per sovrappressione = 0 (0 to 1)

6. Zona di applicazione

Paratia fuori terra Paratia intera

7. Inerzia paratia

Includi contributo inerzia paratia

8. Applica a

Applica impostazioni a tutti i sismi

Ricalcola kh - kv

OK Annulla

Figura 14: Parametri sismici di riferimento per la verifica delle paratie

Con riferimento alla combinazione di carico più gravosa (SLU - STR) di seguito si riportano i risultati in forma grafica delle verifiche a flessione delle paratie per ciascuna delle fasi di carico.

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)

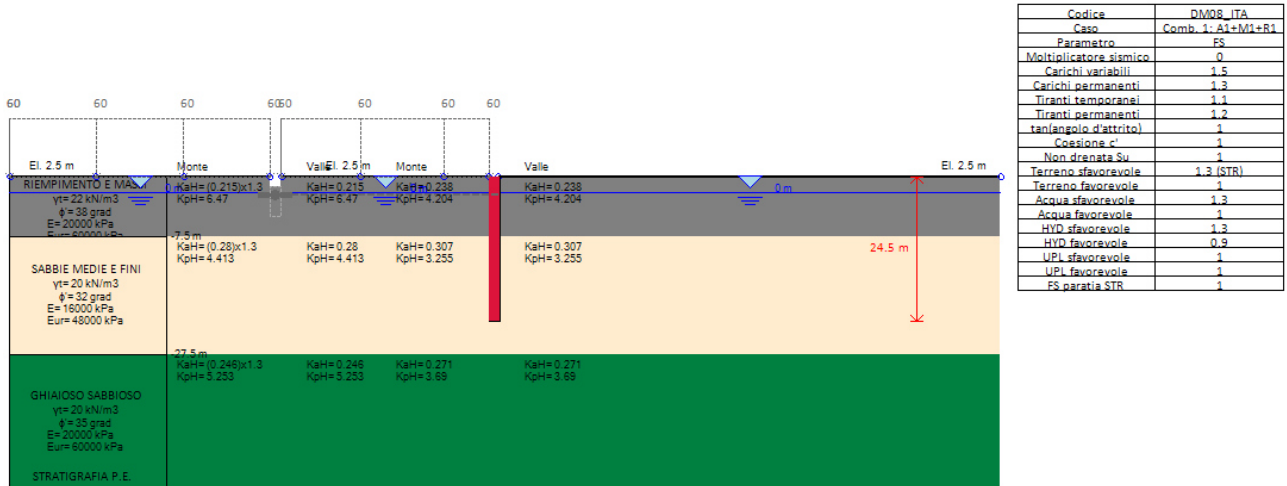


Figura 15: Fase 0

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)

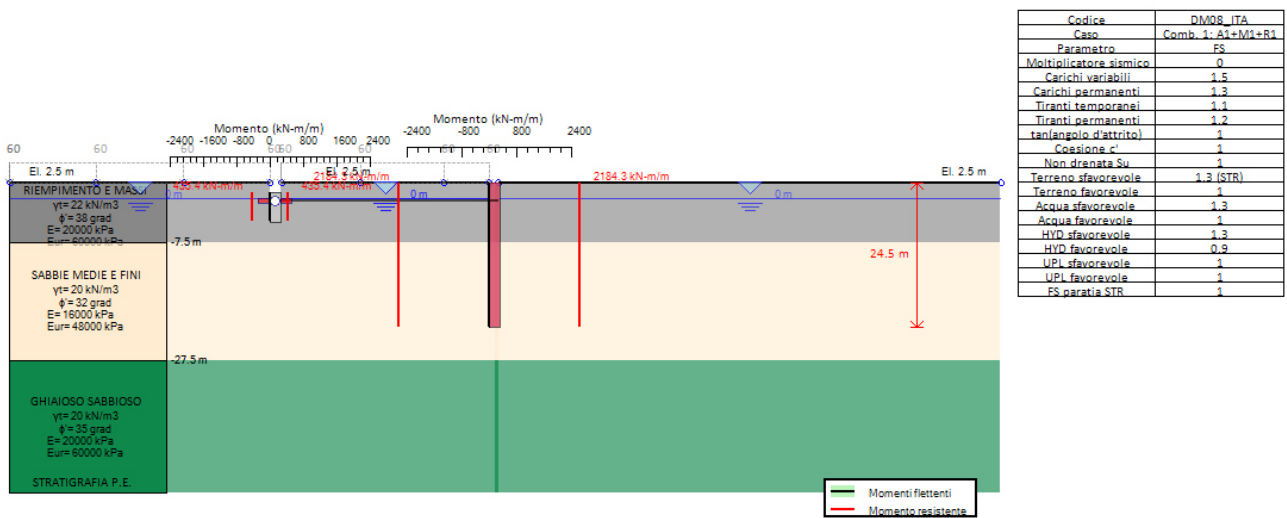

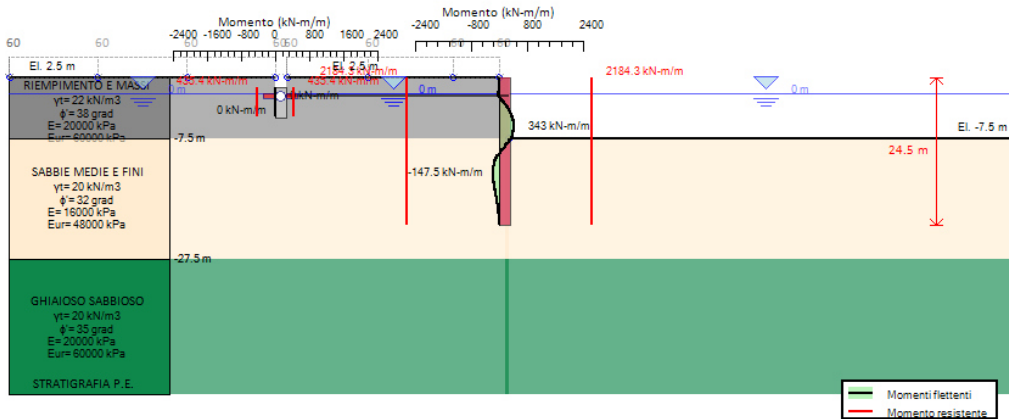


Figura 16: Fase 1

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

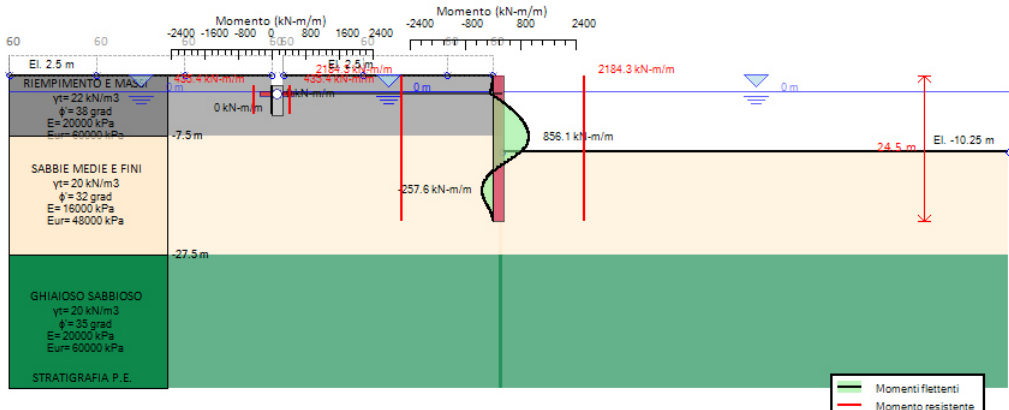
0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)



Codice	DM08_ITA
Caso	Comb. 1: A1+M1+R1
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.5
Carichi permanenti	1.3
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1.3 (STR)
Terrano favorevole	1
Acqua sfavorevole	1.3
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPLI sfavorevole	1
UPLI favorevole	1
FS paratia STR	1


Figura 17: Fase 2

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)



Codice	DM08_ITA
Caso	Comb. 1: A1+M1+R1
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.5
Carichi permanenti	1.3
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terrano sfavorevole	1.3 (STR)
Terrano favorevole	1
Acqua sfavorevole	1.3
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPLI sfavorevole	1
UPLI favorevole	1
FS paratia STR	1

Figura 18: Fase 3

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1(PARENT: Base model)

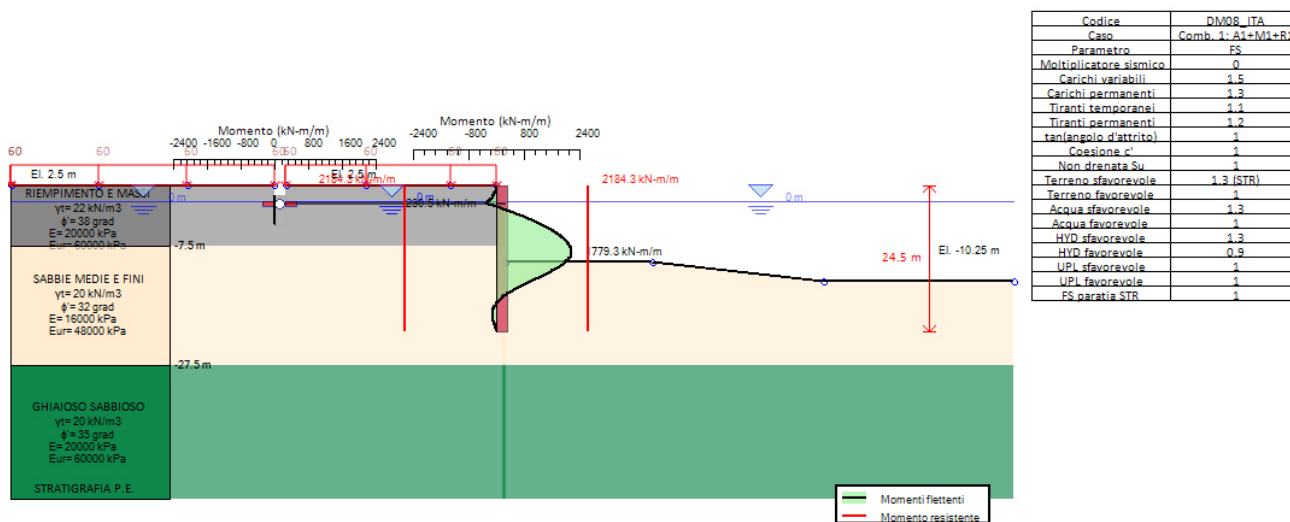


Figura 19: Fase Finale


Con riferimento alla combinazione di carico più gravosa (SLU - STR) di seguito si riportano sinteticamente:

- le caratteristiche di sollecitazioni massime relative a ciascuna verifica SLU_STR (A1+M1+R1);
- la conferma della convergenza del modello di calcolo relativo a ciascuna verifica SLU_GEO (A2+M2+R1) indice di stabilità dell'opera (la paratia non è labile per plasticizzazione del terreno resistente); un ulteriore indice di conferma della stabilità della simulazione è rappresentato dal valore del rapporto tra la resistenza passiva disponibile e la resistenza passiva mobilitata (Passiva/Vera) > 1. I valori in verde non hanno alcun significato fisico.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso flessione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Max. reazione vincoli (kN/m)	Max. reazione vincoli (kN)	Verifica vincoli (TSF)	Verifica STR vincoli (TSF)	Verifica GEO vincoli (TSF)	Verifica fondo scavo (FS)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)
DM08_ITA: SLU-STR: A1+M1+R1	Risolto con successo	7.72	10.75	1779.31	3184.96	444.94	796.44	0.815	0.815	0.069	587.22	1044.94	0.694	0.694	0.694	2.236	1.518	1.056
DM08_ITA: SLU-GEO: A2+M2+R1	Risolto. Alcune verifiche non soddisfatte	17.12	24.2	2434.9	4358.47	540.03	966.65	1.115	1.115	0.084	718.63	1280.98	0.851	0.851	0.851	1.851	1.084	1.007

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

Per la **verifica di stabilità globale** è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

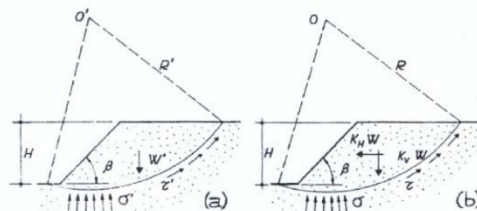
la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che è necessario che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso), ma che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diverse applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento pre-definite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
- la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
- quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare è stato applicato, a favore della sicurezza, 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 R2 = 1.1. sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Metodo pseudo-statico




NTC 2008 $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

Base model

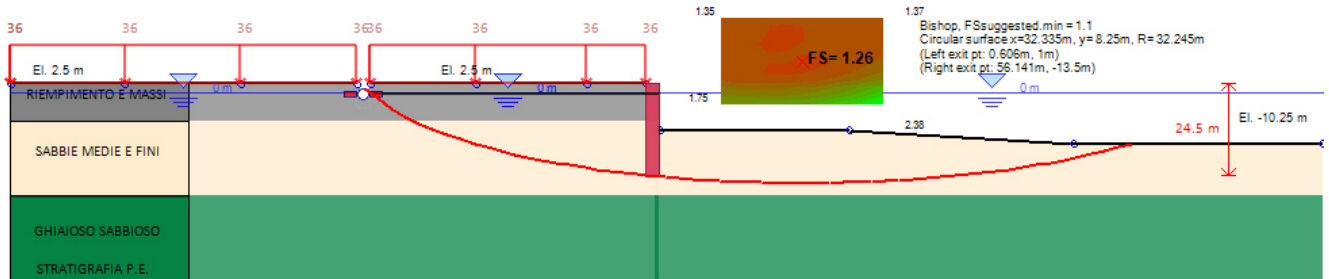



Figura 20: Verifica di stabilità globale - Metodo di Bishop semplificato - Condizione Sismica

In condizioni sismiche $FS = 1.26 > R1 = 1.1$

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

8 Banchina Taliercio

La struttura di banchina è realizzata con cassoni cellulari dotati di cella frontale antiriflettente e dimensioni tutto-fuori 11.86 m x 25.10 m x 10.80 m. I cassoni risultano imbasati alla - 10 m l.m.m. su uno scanno di imbasamento in pietrame di potenza 2 m. Il terreno sottostante, per uno spessore di circa 5 m, è stato consolidato a mezzo vibrosostituzione di materiale ghiaioso. La sovrastruttura in c.a. a q.ta +2.30 m l.m.m. ha uno spessore di 1.5 m. con aggetto lato terrapieno di 2.35 m. Di seguito un dettaglio delle caratteristiche geometriche della banchina desunte dalla relazione "Calcoli statici e verifiche geotecniche" del progetto esecutivo "Lavori di potenziamento e di prolungamento della banchina di sud -ovest".

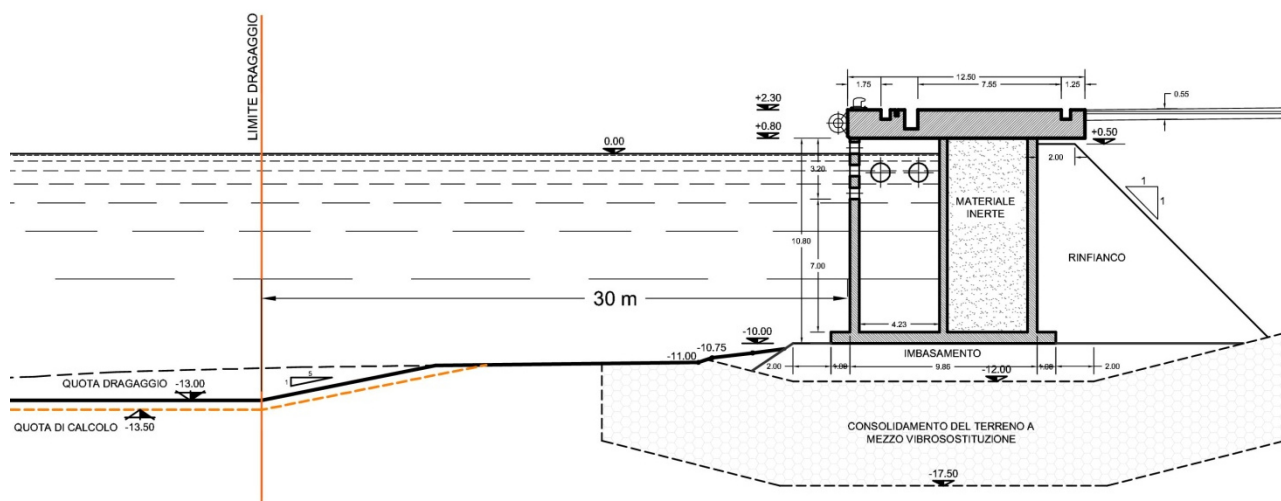



Figura 21: Banchina Taliercio - Sezione G-G

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

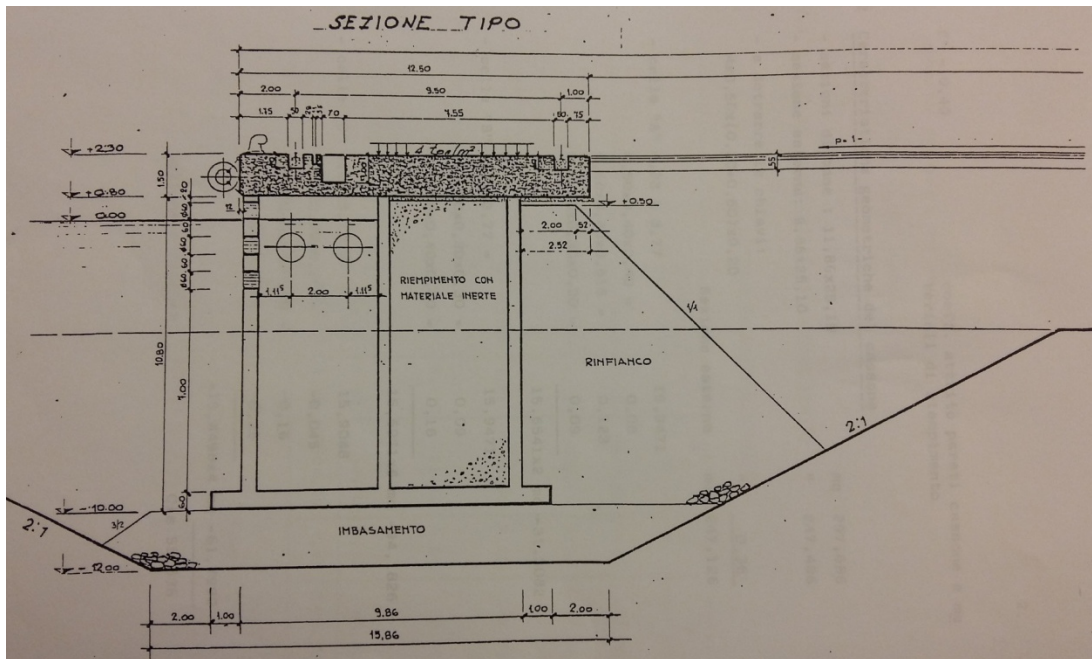


Figura 22: - Banchina Taliercio - Documenti di riferimento - Sezione tipo

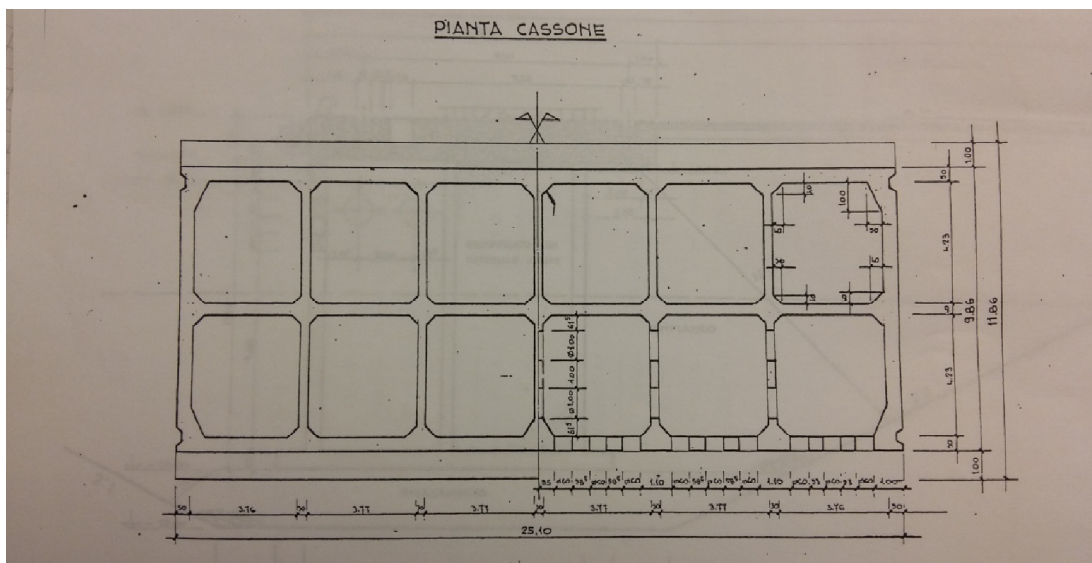



Figura 23: Banchina Taliercio - Documenti di riferimento - Pianta del cassone

Il fronte di banchina interessato dal dragaggio è di circa 300 m. Di seguito sono riportate le verifiche di stabilità globale dell'opera di sostegno in previsione del futuro approfondimento del fondale nell'area prospiciente il fronte d'attracco. L'approfondimento, così come previsto, non altera le attuali condizioni di stabilità relative a Scorrimento e Ribaltamento della struttura così come le condizioni di resistenza del Piano di Fondazione. La quota fondale al piede è di -10 m l.m.m. e degrada dolcemente per un tratto di 30 m entro il quale si raccorda con pendenza $H = 5 / V = 1$ al limite del dragaggio a quota -13.0 m l.m.m. caratteristico dell'area d'evoluzione interna al bacino portuale.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

8.1 Modello geotecnico


Per la definizione delle caratteristiche geotecniche relative ai materiali della specifica sezione di calcolo si è fatto riferimento alla Relazione "Calcoli statici e verifiche geotecniche" allegata al Progetto Esecutivo ed alle risultanze delle indagini eseguite in aprile dalla GeoTirreno s.r.l.: "Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali - Indagini in sito presso il Porto di Carrara (MS)".

In particolare si riporta di seguito l'interpretazione delle 2 prove SPT realizzate al piede della banchina. Per maggiori dettagli si rimanda alla specifica relazione.

nuovo S5 - PROVE A MARE																
	q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ' _t	σ _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese
	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kg/cm ³]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]
banchina	0	2.3	0													
mare	2.3	0	0													
fondale	12.3	-10	0	19.00	0.00	0.00	0.00									
N1	14.3	-12	2	19.00	38.00	17.80	0.18	21	2.35	65	2.54	53	43	30	42	43
N2	16.3	-14	4	19.00	76.00	35.60	0.36	39	1.66	65	1.80	70	47	33	47	48
N3	18.3	-16	6	19.00	114.00	53.40	0.54	26	1.36	65	1.47	38	39	31	38	38
N4	20.3	-18	8	19.00	152.00	71.20	0.73	25	1.17	65	1.27	32	37	31	36	37
N5	22.3	-20	10	19.00	190.00	89.00	0.91	17	1.05	65	1.14	19	32	29	33	33
N6	24.3	-22	12	19.00	228.00	106.80	1.09	26	0.96	65	1.04	27	35	31	35	35
N7	26.3	-24	14	19.00	266.00	124.60	1.27	35	0.89	65	0.96	34	37	32	37	37
N8	28.3	-26	16	19.00	304.00	142.40	1.45	30	0.83	65	0.90	27	35	31	35	35
N9	30.3	-28	18	19.00	342.00	160.20	1.63	22	0.78	65	0.85	19	32	30	32	33
N10	32.3	-30	20	19.00	380.00	178.00	1.81	44	0.74	65	0.80	35	38	33	37	38
N11	34.3	-32	22	19.00	418.00	195.80	2.00	39	0.71	65	0.77	30	36	32	36	36
N12	36.3	-34	24	19.00	456.00	213.60	2.18	25	0.68	65	0.73	18	32	30	32	33
N13	37.3	-35	25	19.00	475.00	222.50	2.27	26	0.66	65	0.72	19	32	30	32	33

nuovo S6 - PROVE A MARE																
	q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ' _t	σ _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese
	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kg/cm ³]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]
piazzale	0	2	0													
mare	0	0	0													
fondale	0	-12	0	19.00	0.00	0.00	0.00									
N1	2	-14	2	19.00	38.00	17.80	0.18	29	2.35	65	2.54	74	48	32	48	49
N2	4	-16	4	19.00	76.00	35.60	0.36	32	1.66	65	1.80	58	44	32	43	44
N3	6	-18	6	19.00	114.00	53.40	0.54	30	1.36	65	1.47	44	41	32	40	40
N4	8	-20	8	19.00	152.00	71.20	0.73	40	1.17	65	1.27	51	43	33	41	42
N5	10	-22	10	19.00	190.00	89.00	0.91	32	1.05	65	1.14	36	38	32	37	38
N6	12	-24	12	19.00	228.00	106.80	1.09	33	0.96	65	1.04	34	38	32	37	37
N7	14	-26	14	19.00	266.00	124.60	1.27	38	0.89	65	0.96	37	38	32	37	38
N8	16	-28	16	19.00	304.00	142.40	1.45	37	0.83	65	0.90	33	37	32	37	37
N9	18	-30	18	19.00	342.00	160.20	1.63	48	0.78	65	0.85	41	40	33	39	39
N10	20	-32	20	19.00	380.00	178.00	1.81	29	0.74	65	0.80	23	34	31	34	34
N11	22	-34	22	19.00	418.00	195.80	2.00	28	0.71	65	0.77	21	33	31	33	33
N12	24	-36	24	19.00	456.00	213.60	2.18	32	0.68	65	0.73	23	34	31	34	34
N13	25	-37	25	19.00	475.00	222.50	2.27	58	0.66	65	0.72	42	40	34	39	40

Per la caratterizzazione delle sabbie si è fatto riferimento alla correlazione "De Mello" mentre per lo strato di materiale ghiaioso sabbioso alla correlazione "Japanese".

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

da q.ta 0.00 m a q.ta -12.00 m s.l.m. (Rinfianco e scanno)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 37^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 15000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 45000 \text{ kPa}$

da q.ta 2.30 m a q.ta -4.50 m s.l.m. (Materiale di riempimento zona piazzali di banchina)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 15000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 45000 \text{ kPa}$

da q.ta -4.50 m a q.ta -29.00 m s.l.m. (sabbia fine limosa)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

da q.ta -29.00 m a q.ta -32.50 m s.l.m. (materiale ghiaioso sabbioso)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 36^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 20000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$

Soil Name	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	S_u (kPa)	ϕ' (deg)	OCR	ϕ_{CV} (deg)	ϕ_{PK} (deg)	Elastic param. (E= kPa, K_{vc} = kN/m ³)
CASSONE ANTERIORE	15	100	-	30	1	-	-	E= 479000, E_{ur} = 1437000
CASSONE POSTERIORE	23	100	-	30	1	-	-	E= 479000, E_{ur} = 1437000
F	20	0	-	30	1	-	-	E= 15000, E_{ur} = 45000
RINFIANCO/IMBASAMENTO	20	0	-	37	1	-	-	E= 15000, E_{ur} = 45000
SABBIA FINE LIMOSA	19	0	-	31	1	-	-	E= 16000, E_{ur} = 48000
GHIAIOSO SABBIOSO	20	0	-	36	1	-	-	E= 20000, E_{ur} = 60000
SABBIA FINE LIMOSA	19	0	-	31	1	-	-	E= 16000, E_{ur} = 48000

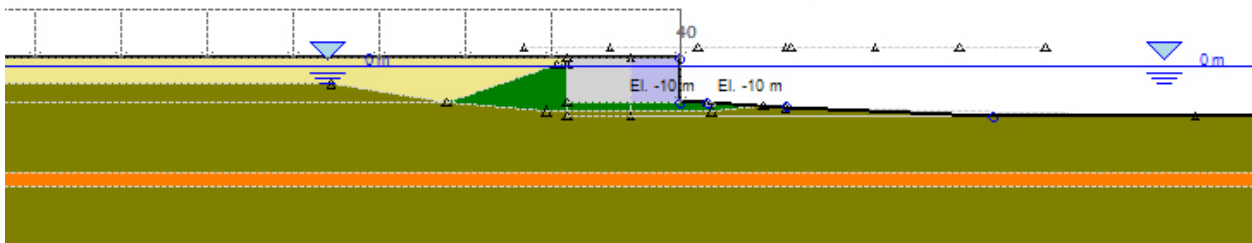



Figura 24: Modello Geotecnico di calcolo semplificato

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

8.2 Verifiche

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2012 di Harpaceas srl.: "MODULO VSP" specifico per la stabilità dell'equilibrio limite dei pendii.

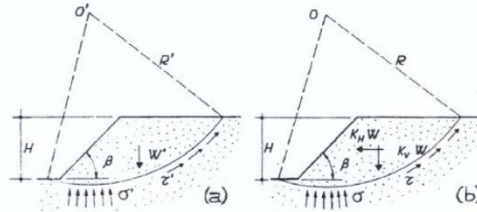
Per la **verifica di stabilità globale** è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che sia necessario che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso) ma che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diverse applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento pre-definite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
- la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
- quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare è stato applicato il metodo di Spencer e di Morgenstern-Price (evoluzione del metodo di Morgenstern-Price) che considerano, nelle equazioni di equilibrio, anche delle forze di taglio tra i conci. La schematizzazione del cassone nel modello numerico esclude la possibilità di applicare il metodo di Bishop modificato. In tal caso il corpo rigido "cassone" non verrebbe considerato come tale, ma solo come peso sulla superficie di scorrimento.

Ad entrambe i metodi è stato applicato l'Approccio di progetto ($A2+M2+R2$) con $R2 = 1.1$. sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Metodo pseudo-statico



NTC 2008

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

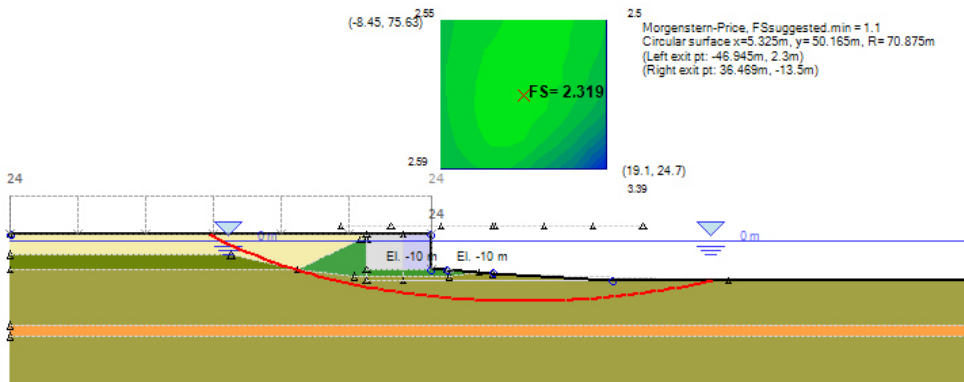
β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$)

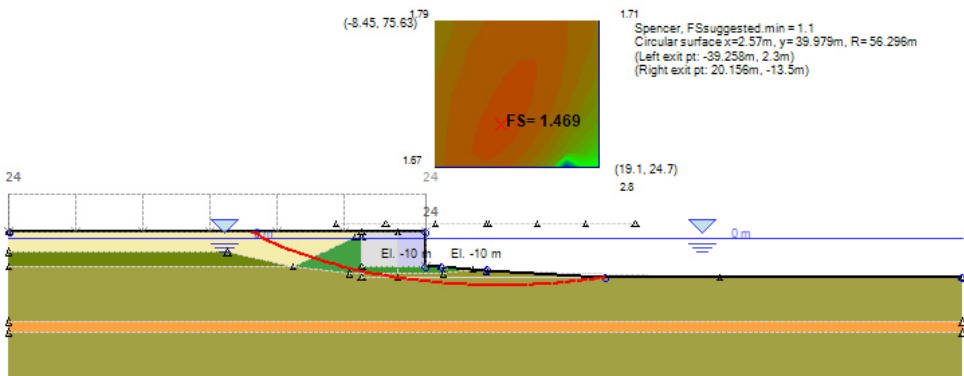
$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Base model



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare	Impostazioni: ESP
Cond. Argille	Drenato
Acqua $g_s = 10 \text{ kN/m}^2$	Flusso 1D
Metodo carico Paratie	Beta= 45 deg
Sisma Ax (g)	0.05
Sisma Ax(g) + Suv	-0.025
Sisma Met.	Semirigid, $B_s = 0.75$
Sisma Acqua	H paratia
Sisma Altezza	H wall
Agente Ka-Wedge	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Kp-Wedge	Rankine (Coul. d=0)
Paratia 1 an. classica	Impostazioni
Acqua $g_s = 10 \text{ kN/m}^2$	Flusso 1D
Agente-Wedge	Ka
Resistente-Wedge	Kp

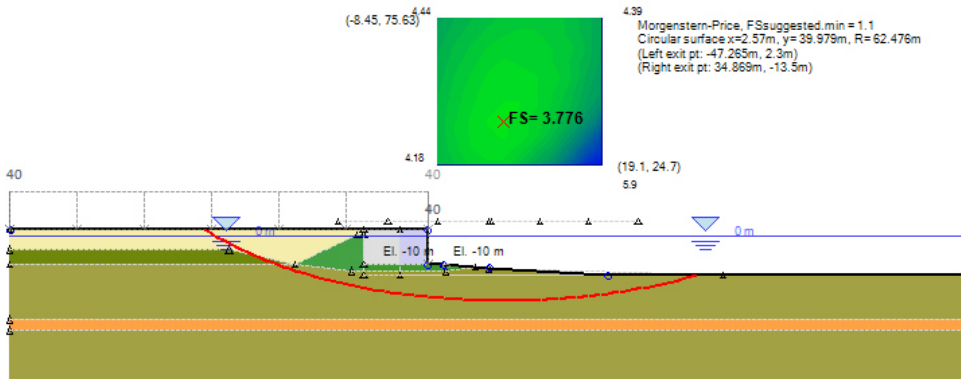
Base model



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare	Impostazioni: ESP
Cond. Argille	Drenato
Acqua $g_s = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Metodo carico Paratie	Beta= 45 deg
Sisma Ax (g)	0.05
Sisma Ax(g) + Suv	-0.025
Sisma Met.	Semirigid, $B_s = 0.75$
Sisma Acqua	H paratia
Sisma Altezza	H wall
Agente Ka-Wedge	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Kp-Wedge	Rankine (Coul. d=0)
Paratia 1 an. classica	Impostazioni
Acqua $g_s = 10 \text{ kN/m}^3$	Flusso 1D
Agente-Wedge	Ka
Resistente-Wedge	Kp

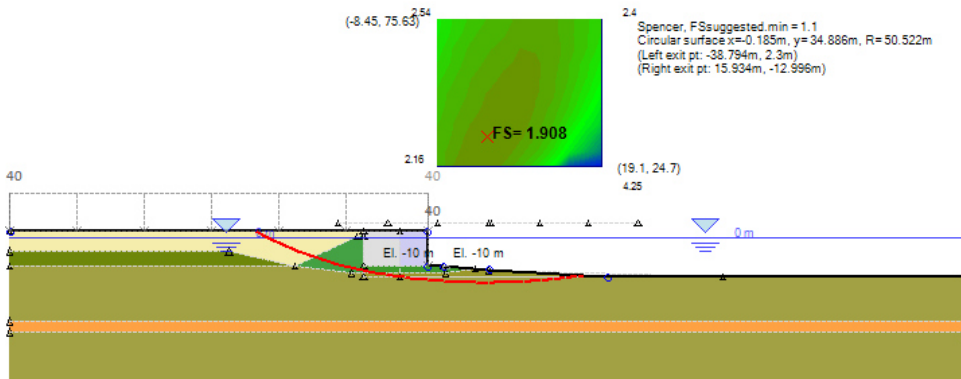
In condizioni sismiche FSmin = 1.47 > R1 = 1.1 (Spencer)

Base model



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Argille:	Drenato
Acqua ge 10 kN/m ³ :	Flusso 1D
Metodo carico Paratia:	Beta= 45 deg
Agente Ka-Wedge:	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Kp-Wedge:	Rankine (Coul. d=0)
Paratia 1 an. classica:	Impostazioni
Acqua ge 10 kN/m ³ :	Flusso 1D
Agente-Wedge:	Ka
Resistente-Wedge:	Kp


Base model



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Argille:	Drenato
Acqua ge 10 kN/m ³ :	Flusso 1D
Metodo carico Paratia:	Beta= 45 deg
Agente Ka-Wedge:	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Kp-Wedge:	Rankine (Coul. d=0)
Paratia 1 an. classica:	Impostazioni
Acqua ge 10 kN/m ³ :	Flusso 1D
Agente-Wedge:	Ka
Resistente-Wedge:	Kp

In condizioni statiche FS_{min} = 1.9 > R1 = 1.1 (Spencer)

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	COMMITTENTE: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

9 Testata molo di sopraflutto

L'opera a gettata costituente la testata del molo della diga foranea di sopraflutto risulta realizzata con materiale di diversa pezzatura e rivestita da una mantellata in massi da 3 t a 7 t (III^a categoria). La fonte di questi dati sono disegni d'epoca re-interpretati grazie a specifiche campagne d'indagine.

Per l'individuazione delle fasce marginali dei corpi scogliera dei moli foranei del porto di Marina di Carrara che potrebbero essere interessati in qualche modo dalle operazioni di dragaggio è stata condotta una specifica campagna di prospezioni geofisiche opportunamente combinate e calibrate sulla base delle stratigrafie desunte dai carotaggi condotti nell'ambito delle indagini geognostiche di carotaggio dei fondali.

Le suddette indagini geofisiche hanno riguardato il rilevamento di dettaglio della superficie del fondale, tramite strumentazione Side Scan Sonar, abbinata alla contestuale prospezione stratigrafica, con strumentazione Sub Bottom Profiler, dei sedimenti che compongono il fondale per una potenza verticale di almeno 3 m congruente con lo spessore attribuibile ai possibili fenomeni di insabbiamento che possono avere interessato queste opere a gettata nel corso dei decenni.

L'insieme dei dati acquisiti ed analizzati ha permesso un'attenta interpretazione e marginamento del piede delle mantellate dei conoidi di testata successivamente trasferito graficamente nelle sezioni trasversali e planimetria di dettaglio allegate alla campagna d'indagine.


In sintesi le indagini condotte hanno permesso di verificare in modo oggettivo che le estremità delle mantellate dei conoidi di testata delle dighe foranee del porto di Marina di Carrara nel tratto prospicienti l'imboccatura, sono in buona parte ricoperti, anche per spessori di 3,0 m, da sabbie anche ben consolidate.

Questi ricoprimenti delle scogliere sono attribuibili in misura maggiore ai fenomeni di divagazione e deposizione dei sedimenti lungo il canale di accesso con spessori maggiori proprio lungo il margine delle scogliere ove solitamente sono molto più attenuati gli effetti delle correnti marine (indotte ed associate all'azione residua del moto ondoso e delle eliche delle imbarcazioni). Una quota parte dell'insabbiamento dei tratti di estremità delle scogliere può essere attribuito anche ai fenomeni di assestamento e consolidamento geotecnico delle stesse opere a gettata tipici ed evidenti nelle prime fasi di posa in opera ed esercizio delle scogliere su fondali marini ma che nel caso specifico possono ritenersi ampiamente esauriti.

Salvo l'individuazione di qualche sporadico masso "errante", si è quindi verificato che il margine del corpo scogliera lungo il tratto dell'imboccatura è comunque contenuto entro una fascia di 35 m dalla berma di sommità del paramento di mantellata.

Un ulteriore dato utile alla definizione del corpo scogliera è stato fornito da quanto osservato durante l'esecuzione dei due sondaggi NS1 e NS2 realizzati sul piazzale di coronamento del conoide di testata dalla GeoTirreno s.r.l.: "*Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali - Indagini in sito presso il Porto di Carrara (MS)*". In entrambe i casi la potenza della formazione in pietrame è risultata di 15 m dal p.c. corrispondente a -12.2 m l.m.m.. Tale valore trova conferma negli elaborati grafici d'epoca presi in riferimento.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla documentazione predisposta a tal scopo dall'ufficio tecnico dell'AP.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

Di seguito sono riportate le verifica di resistenza della paratia metallica e relativa stabilità resasi necessaria per garantire la stabilità del settore di conoide di testata prospiciente il limite del dragaggio in previsione del futuro approfondimento del fondale nell'area di accesso al bacino portuale. La paratia metallica si colloca ad una distanza minima di 10 m dal limite di dragaggio, per uno sviluppo a settore circolare di circa 80 m fuori dall'area dei trovanti al piede della mantellata. La quota di dragaggio prevista è di -13.5 m l.m.m. con scarpata in pendenza $H = 7 / V = 1$ fino al piede della nuova struttura di sostegno.

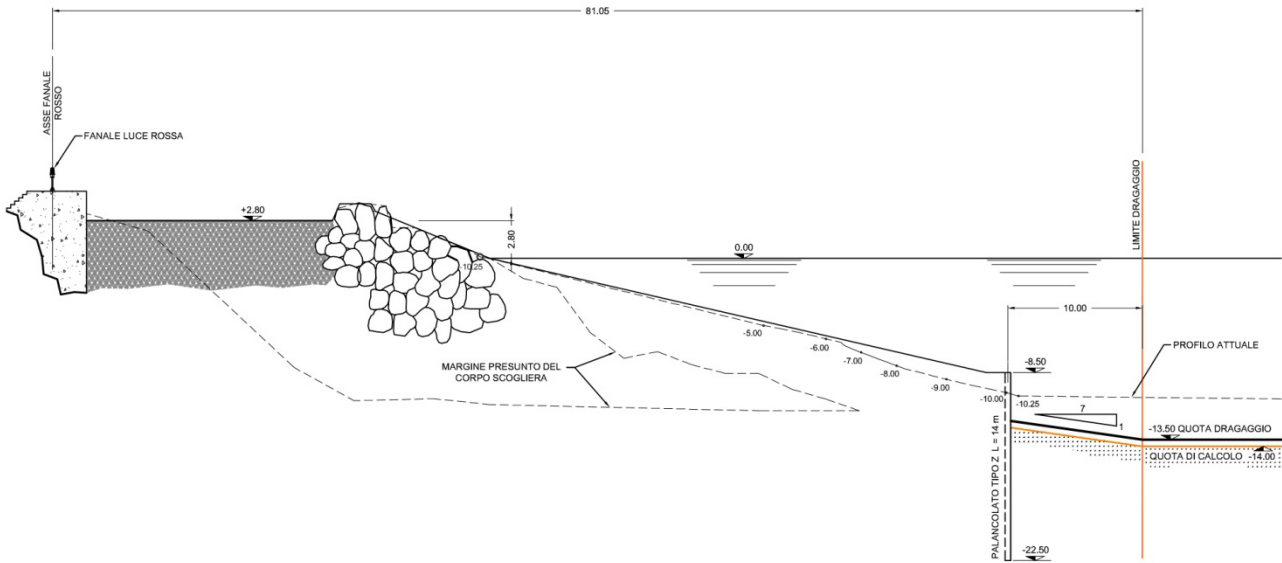
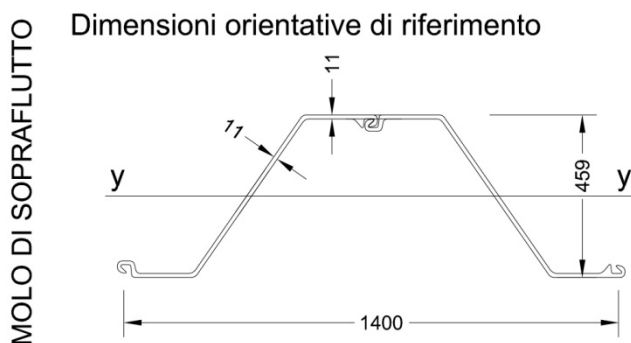


Figura 25: Testata molo di sopraflutto - Sezione H-H

9.1 Descrizione degli elementi strutturali

Di seguito la descrizione degli elementi strutturali della sezione tipo.

Palancolato metallico: il fronte di palancole disposto secondo un settore di arco circolare (v. Figura 26) per uno sviluppo di 81.2 m è caratterizzato da una sezione resistente realizzata con profilati a Z per cui si richiedono le seguenti caratteristiche geometriche minime:



Caratteristiche meccaniche min.


Peso min. = 135 kg / m²

$W_{y-y \text{ min}} = 2400 \text{ cm}^3 / \text{m}$

$J_{y-y \text{ min}} = 52800 \text{ cm}^4 / \text{m}$

Acciaio : S355GP

Lprofilo = 14 m

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

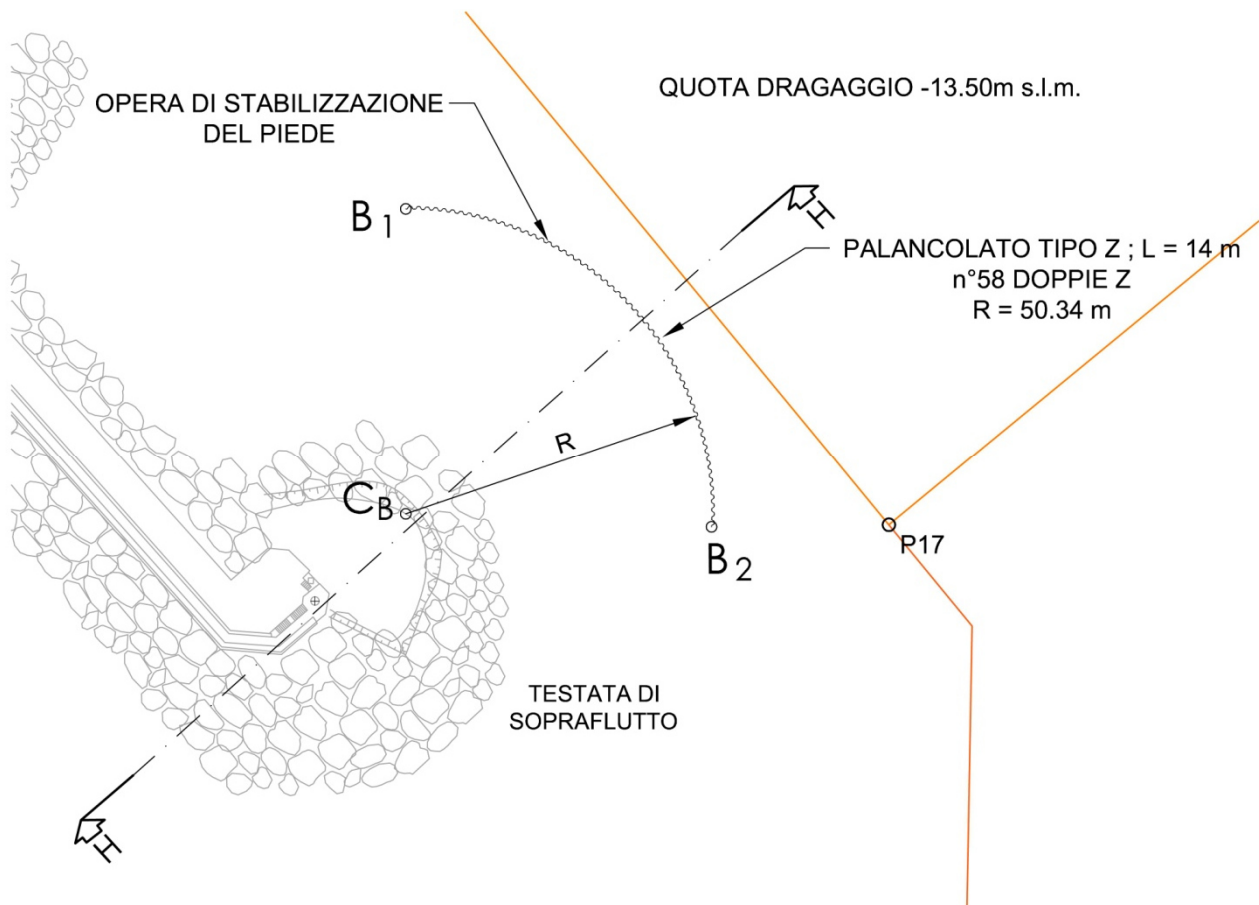


Figura 26: Testata molo di sopraflutto - Stralcio planimetrico

9.2 Modello geotecnico

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche relative ai materiali della specifica sezione di calcolo si è fatto riferimento alle risultanze delle indagini eseguite in maggio dalla GeoTirreno s.r.l.: *"Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali - Indagini in sito presso il Porto di Carrara (MS)"*.

In particolare si riporta di seguito l'interpretazione delle 3 prove SPT, 2 realizzate sull'area emergente di coronamento (piazzale adiacente il faro) e 1 a mare al piede della mantellata. Per maggiori dettagli si rimanda alla specifica relazione.

nuovo S1 - PROVE A TERRA																	
	q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ _t	σ _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese	
	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	
piazzale	0	2.8	0	20.00	0.00	0.00	0.00										
mare	2.8	0	2.8	20.00	56.00	56.00	0.57										
N1 fondale	15	-12.2	15	20.00	300.00	176.78	1.80	25	0.74	65	0.81	20	32	31	33	33	
N2	17	-14.2	17	19.00	338.00	194.58	1.98	18	0.71	65	0.77	14	29	29	31	31	
N3	19	-16.2	19	19.00	376.00	212.38	2.16	43	0.68	65	0.74	32	37	32	36	36	
N4	21	-18.2	21	19.00	414.00	230.18	2.35	36	0.65	65	0.71	25	35	32	34	35	
N5	23	-20.2	23	19.00	452.00	247.98	2.53	31	0.63	65	0.68	21	33	31	33	33	
N6	25	-22.2	25	19.00	490.00	265.78	2.71	37	0.61	65	0.66	24	34	32	34	34	
N7	27	-24.2	27	19.00	528.00	283.58	2.89	27	0.59	65	0.64	17	31	30	32	32	
N8	29	-26.2	29	19.00	566.00	301.38	3.07	18	0.57	65	0.62	11	28	29	30	30	
N9	31	-28.2	31	19.00	604.00	319.18	3.25	61	0.55	65	0.60	37	38	33	37	38	
N10	33	-30.2	33	19.00	642.00	336.98	3.44	22	0.54	65	0.58	13	29	29	31	31	
N11	35	-32.2	35	19.00	680.00	354.78	3.62	29	0.53	65	0.57	17	31	30	32	32	

nuovo S2 - PROVE A TERRA																	
	q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ _t	σ _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese	
	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	
piazzale	0	2.8	0	20.00	0.00	0.00	0.00										
mare	2.8	0	2.8	20.00	56.00	56.00	0.57										
N1 fondale	15	-12.2	15	20.00	300.00	176.78	1.80	29	0.74	65	0.81	23	34	31	34	34	
N2	17	-14.2	17	19.00	338.00	194.58	1.98	34	0.71	65	0.77	26	35	32	35	35	
N3	19	-16.2	19	19.00	376.00	212.38	2.16	47	0.68	65	0.74	35	38	33	37	37	
N4	21	-18.2	21	19.00	414.00	230.18	2.35	47	0.65	65	0.71	33	37	33	37	37	
N5	23	-20.2	23	19.00	452.00	247.98	2.53	32	0.63	65	0.68	22	33	31	33	34	
N6	25	-22.2	25	19.00	490.00	265.78	2.71	49	0.61	65	0.66	32	37	33	36	37	
N7	27	-24.2	27	19.00	528.00	283.58	2.89	16	0.59	65	0.64	10	27	28	30	30	
N8	29	-26.2	29	19.00	566.00	301.38	3.07	30	0.57	65	0.62	19	32	31	32	33	
N9	31	-28.2	31	19.00	604.00	319.18	3.25	24	0.55	65	0.60	14	30	30	31	31	
N10	33	-30.2	33	19.00	642.00	336.98	3.44	21	0.54	65	0.58	12	29	29	31	31	
N11	35	-32.2	35	19.00	680.00	354.78	3.62	20	0.53	65	0.57	11	28	29	30	30	

nuovo S3 - PROVE A MARE																	
	q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ _t	σ _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese	
	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kg/cm ²]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	
piazzale	0	2	0														
mare	0	0	0														
fondale	0	-7	0	19.00	0.00	0.00	0.00										
N1	2	-9	2	19.00	38.00	17.80	0.18	26	2.35	65	2.54	66	46	31	46	47	
N2	4	-11	4	19.00	76.00	35.60	0.36	29	1.66	65	1.80	52	43	32	42	43	
N3	6	-13	6	19.00	114.00	53.40	0.54	45	1.36	65	1.47	66	46	33	46	47	
N4	8	-15	8	19.00	152.00	71.20	0.73	21	1.17	65	1.27	27	35	30	35	35	
N5	10	-17	10	19.00	190.00	89.00	0.91	39	1.05	65	1.14	44	41	33	40	40	
N6	12	-19	12	19.00	228.00	106.80	1.09	15	0.96	65	1.04	16	30	29	32	32	
N7	14	-21	14	19.00	266.00	124.60	1.27	15	0.89	65	0.96	14	30	29	31	31	
N8	16	-23	16	19.00	304.00	142.40	1.45	20	0.83	65	0.90	18	31	30	32	32	
N9	18	-25	18	19.00	342.00	160.20	1.63	19	0.78	65	0.85	16	31	30	32	32	
N10	20	-27	20	19.00	380.00	178.00	1.81	15	0.74	65	0.80	12	28	29	31	31	
N11	22	-29	22	19.00	418.00	195.80	2.00	20	0.71	65	0.77	15	30	30	31	32	
N12	24	-31	24	19.00	456.00	213.60	2.18	21	0.68	65	0.73	15	30	30	32	32	
N13	25	-32	25	19.00	475.00	222.50	2.27	18	0.66	65	0.72	13	29	29	31	31	

Per la caratterizzazione delle sabbie si è fatto riferimento alla correlazione "De Mello" mentre per lo strato di materiale ghiaioso sabbioso alla correlazione "Japanese".

da q.ta 2.80 m a q.ta -12.20 m s.l.m. (Corpo scogliera e mantellata)

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$c = 0$$


$$v = 0.35$$

$$K_a \text{ e } K_p \text{ (Met. Rankine/Coulomb)}$$

$$K_0 = 0.5$$

$$E = 20000 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$$

 MODMAR S.p.A. - Via Merone Zabbio 40 - 00165 - ROMA - info@modmar.it www.modmar.it	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015
		15 003 CR 001 -1 GEO

Le caratteristiche indicate non sono state oggetto di specifica indagine. Il valore attribuito all'angolo di attrito che per opere analoghe è prossimo a 45°, è stato opportunamente ridotto (a favore della sicurezza) per tenere in conto delle incertezze.

da q.ta -12.20 m a q.ta -18.00 m s.l.m. (sabbia fine e media)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 32^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

da q.ta -18.00 m a q.ta -30.00 m s.l.m. (sabbia limosa)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 29^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

Base model

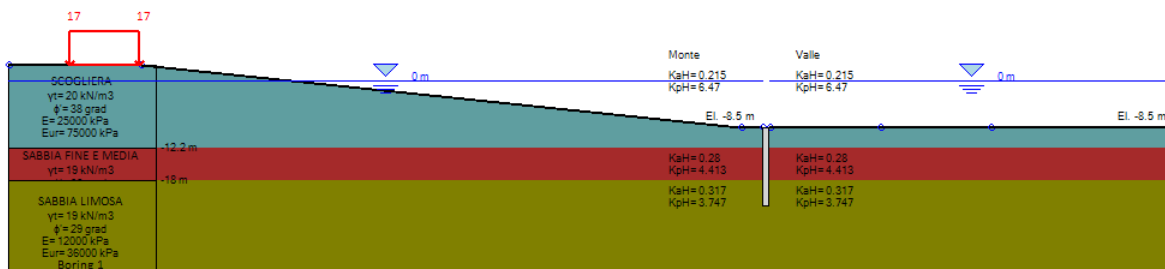



Figura 27: Modello Geotecnico di calcolo semplificato

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merone Zebio 40 - 00165 - ROMA - info@modim.it www.modim.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

9.3 Verifiche

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2012 di Harpaceas srl.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO-PLASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Il modello di calcolo tiene conto degli elementi caratteristici della sezione in oggetto:


- caratteristiche geotecniche degli strati interessati;
- caratteristiche geometriche e meccaniche costituenti la struttura in oggetto;
- fasi costruttive e combinazioni di carico in esercizio.

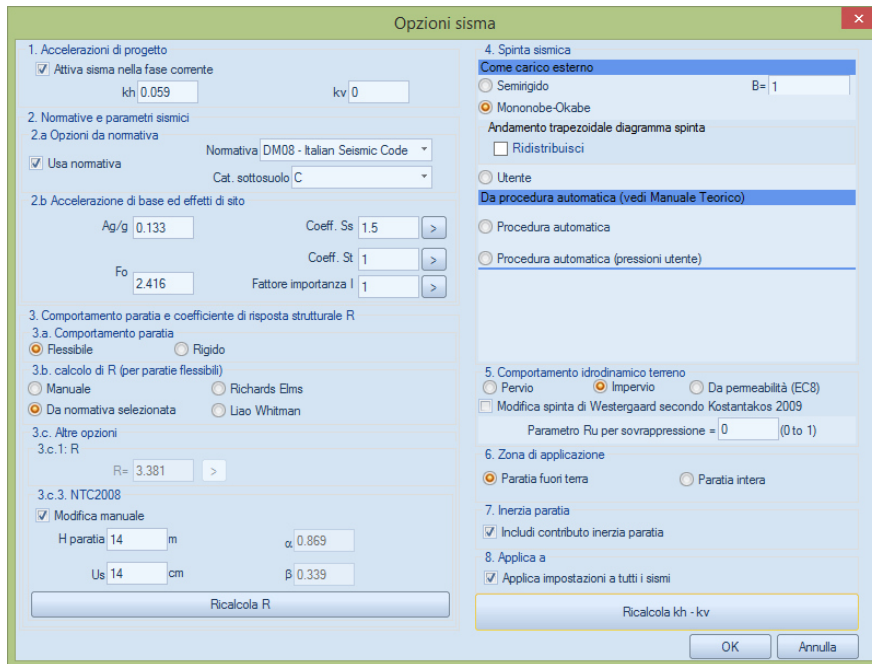
Gli step di carico considerati nel modello di calcolo prevedono:

- l'infissione delle palancole con testa a q.ta -8.5 m s.l.m. in un fondale naturale sabbioso prospiciente il piede del conoide di testata, ad una distanza di 10 m dal bordo di delimitazione del futuro dragaggio di approfondimento; a favore della sicurezza si è tenuto conto di un possibile riempimento a tergo delle palancole sino alla loro quota di testa.
- scavo fino a q.ta -12.60 m s.l.m. (step intermedio necessario all'elaborazione numerica);
- scavo con pendenza 1/7 (V/H) a partire dal piede della paratia fino ad incontrare alla q.ta -14.00 m s.l.m. il limite del futuro dragaggio (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.50 m);
- per la sola condizione sismica: l'applicazione del sisma;

Il carico permanente, uniformemente ripartito su una striscia di 5 m, di 17 kN/m² simula la porzione emergente della mantellata rispetto alla q.ta di piazzale di 2.8 m l.m.m..

Di seguito i parametri sismici specifici applicati nelle simulazioni di verifica.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO



The screenshot shows the 'Opzioni sisma' (Seismic Options) window. It is divided into several sections for configuring seismic analysis parameters:

- 1. Accelerazioni di progetto:** Includes a checked option 'Attiva sisma nella fase corrente' and input fields for $kh = 0.059$ and $kv = 0$.
- 2. Normative e parametri sismici:**
 - 2.a Opzioni da normativa:** 'Usa normativa' is checked. Normativa is set to 'DM08 - Italian Seismic Code' and Cat. sottosuolo to 'C'.
 - 2.b Accelerazione di base ed effetti di sito:** $Ag/g = 0.133$, $Fo = 2.416$, and 'Fattore importanza I' is set to 1. Coeff. Ss and Coeff. St are both set to 1.
- 3. Comportamento paratia e coefficiente di risposta strutturale R:**
 - 3.a Comportamento paratia:** 'Flessibile' is selected.
 - 3.b calcolo di R (per paratie flessibili):** 'Da normativa selezionata' is selected.
 - 3.c. Altre opzioni:** $R = 3.381$.
 - 3.c.3. NTC2008:** 'Modifica manuale' is checked. H paratia is 14 m, $\alpha = 0.869$, Us is 14 cm, and $\beta = 0.339$.
- 4. Spinta sismica:** 'Come carico esterno' is selected. 'Semingido' is selected with $B = 1$. 'Andamento trapezoidale diagramma spinta' is checked, with 'Ridistribuisce' unchecked.
- 5. Comportamento idrodinamico terreno:** 'Impervio' is selected.
- 6. Zona di applicazione:** 'Paratia fuori terra' is selected.
- 7. Inerzia paratia:** 'Includi contributo inerzia paratia' is checked.
- 8. Applica a:** 'Applica impostazioni a tutti i sismi' is checked.

Buttons at the bottom include 'Ricalcola R', 'Ricalcola kh - kv', 'OK', and 'Annulla'.

Figura 28: Parametri sismici di riferimento per la verifica delle paratie

Con riferimento alla combinazione di carico più gravosa (SLV - EQK) di seguito si riportano i risultati in forma grafica delle verifiche a flessione delle paratie per ciascuna delle fasi di carico.

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

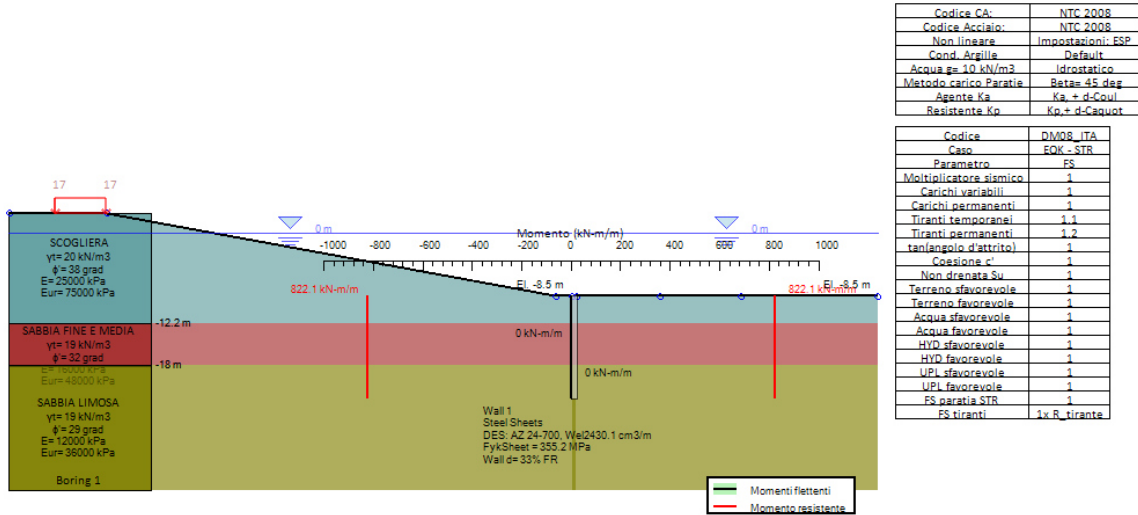


Figura 29: Fase 0

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

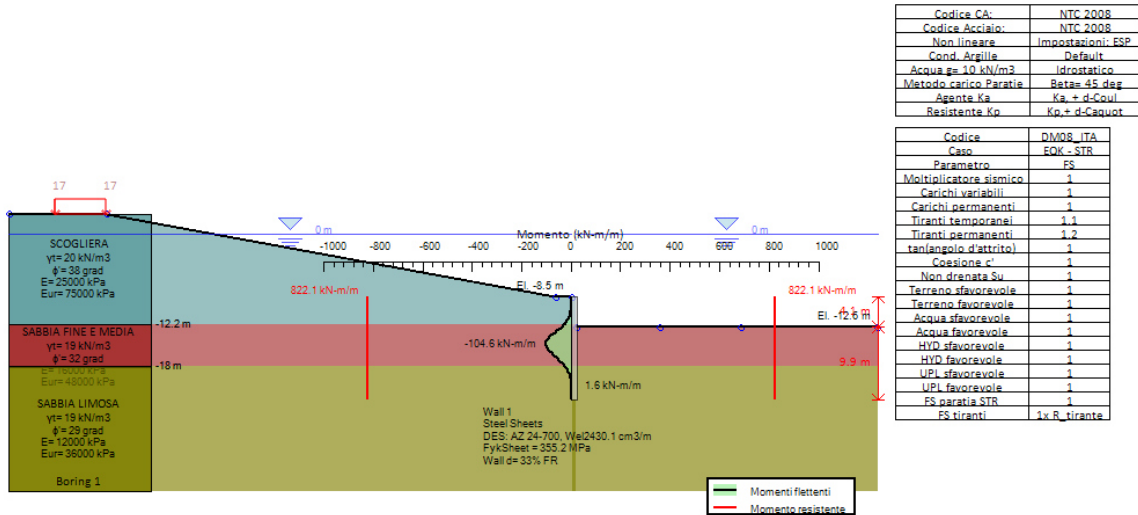



Figura 30: Fase 1

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

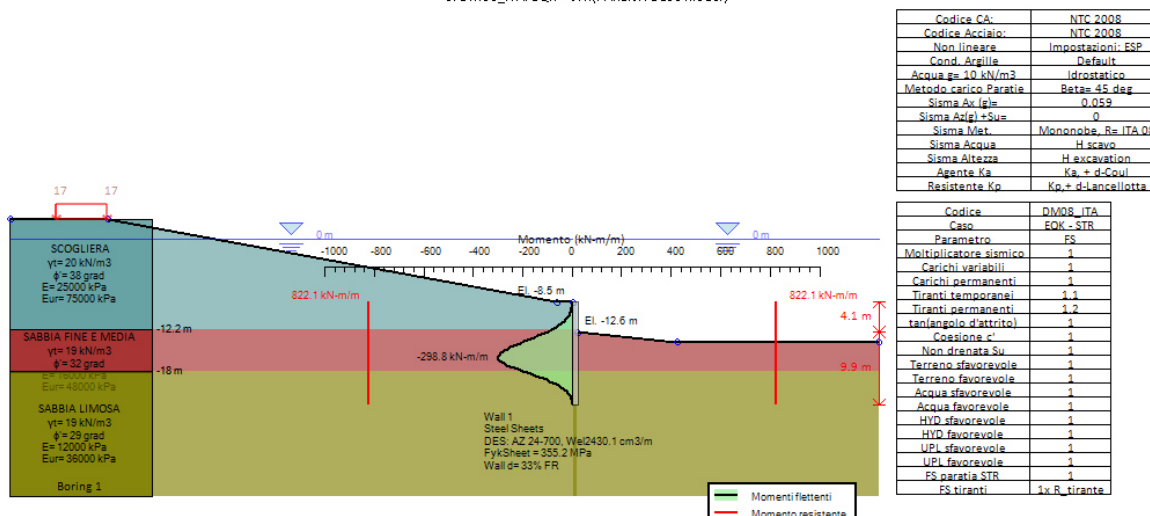


Figura 31: Fase Finale


Di seguito una tabella riepilogativa con i risultati significativi relativi a tutte le simulazioni effettuate.

Ricordiamo che per le verifiche di tipo GEO (A2+M2+R1) il dato più significativo è l'esito positivo del calcolo in termini di convergenza. La convergenza a risultato indica la presenza di porzioni di terreno non ancora plasticizzate, in grado di escludere la labilità della paratia. Un ulteriore indice di conferma della stabilità della simulazione è rappresentato dal valore del rapporto tra la resistenza passiva disponibile e la resistenza passiva mobilitata (Passiva/Vera) > 1. I valori in verde non hanno alcun significato fisico.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso flessione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Verifica fondo scavo (FS)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)
DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	Risolto con successo	3.32	1.85	168.23	168.23	56.13	56.13	0.205	0.205	0.016	1.626	1.722	1.736
DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	Risolto con successo	10.63	6.99	267.8	267.8	79.55	79.55	0.326	0.326	0.023	1.452	1.407	1.305
DM08_ITA: EQK - GEO	Risolto con successo	65.72	56.9	513.16	513.16	213.97	213.97	0.624	0.624	0.063	1.452	1.287	1.282
DM08_ITA: EQK - STR	Risolto con successo	9.87	5.73	298.85	298.85	87.75	87.75	0.364	0.364	0.026	1.626	1.678	1.616
DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	Risolto con successo	3.32	1.85	168.23	168.23	56.13	56.13	0.205	0.205	0.016	1.626	1.722	1.736
DM08_ITA: SLE: (RARA)	Risolto con successo	3.32	1.85	129.39	129.39	43.17	43.17	0.157	0.157	0.013	1.626	1.723	1.735

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

Per la **verifica di stabilità globale** è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che è necessario che siano

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

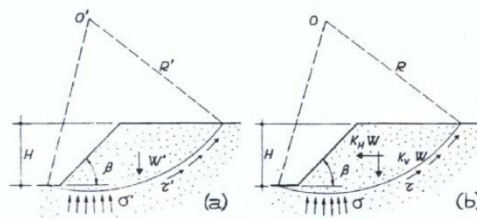
soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso), ma che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diverse applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento pre-definite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
- la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
- quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare è stato applicato, a favore della sicurezza, 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 R2 = 1.1. sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Metodo pseudo-statico



NTC 2008

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


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

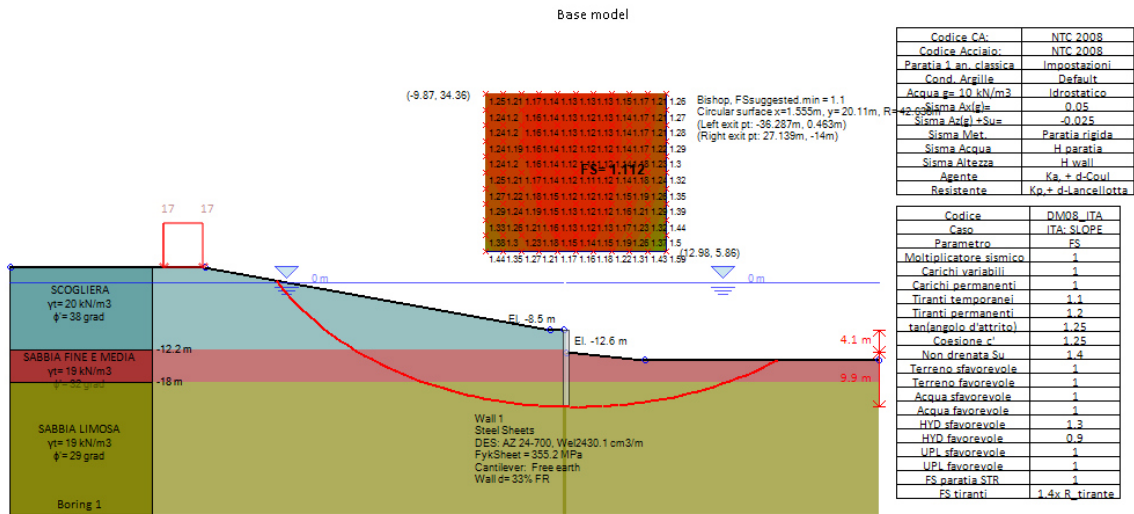
β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$)


$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	$\beta_s = 0.30$	$\beta_s = 0.28$
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	$\beta_s = 0.27$	$\beta_s = 0.24$
$a_g(g) \leq 0.1$	$\beta_s = 0.20$	$\beta_s = 0.20$

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015



In condizioni sismiche $FS = 1.112 > R1 = 1.1$

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merula Zabolo 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

10 Testata molo di sottoflutto

L'opera a gettata costituente la testata del molo della diga foranea di sottoflutto risulta realizzata con materiale di diversa pezzatura e rivestita da una mantellata in massi da 3 t a 7 t (III^a categoria). La fonte di questi dati sono disegni d'epoca re-interpretati grazie a specifiche campagne d'indagine.

Per l'individuazione delle fasce marginali dei corpi scogliera dei moli foranei del porto di Marina di Carrara che potrebbero essere interessati in qualche modo dalle operazioni di dragaggio è stata condotta una specifica campagna di prospezioni geofisiche opportunamente combinate e calibrate sulla base delle stratigrafie desunte dai carotaggi condotti nell'ambito delle indagini geognostiche di carotaggio dei fondali.

Le suddette indagini geofisiche hanno riguardato il rilevamento di dettaglio della superficie del fondale, tramite strumentazione Side Scan Sonar, abbinata alla contestuale prospezione stratigrafica, con strumentazione Sub Bottom Profiler, dei sedimenti che compongono il fondale per una potenza verticale di almeno 3 m congruente con lo spessore attribuibile ai possibili fenomeni di insabbiamento che possono avere interessato queste opere a gettata nel corso dei decenni.

L'insieme dei dati acquisiti ed analizzati ha permesso un'attenta interpretazione e marginamento del piede delle mantellate dei conoidi di testata successivamente trasferito graficamente nelle sezioni trasversali e planimetria di dettaglio allegate alla campagna d'indagine.


In sintesi le indagini condotte hanno permesso di verificare in modo oggettivo che le estremità delle mantellate dei conoidi di testata delle dighe foranee del porto di Marina di Carrara nel tratto prospicienti l'imboccatura, sono in buona parte ricoperti, anche per spessori di 3,0 m, da sabbie anche ben consolidate.

Questi ricoprimenti delle scogliere sono attribuibili in misura maggiore ai fenomeni di divagazione e deposizione dei sedimenti lungo il canale di accesso con spessori maggiori proprio lungo il margine delle scogliere ove solitamente sono molto più attenuati gli effetti delle correnti marine (indotte ed associate all'azione residua del moto ondoso e delle eliche delle imbarcazioni). Una quota parte dell'insabbiamento dei tratti di estremità delle scogliere può essere attribuito anche ai fenomeni di assestamento e consolidamento geotecnico delle stesse opere a gettata tipici ed evidenti nelle prime fasi di posa in opera ed esercizio delle scogliere su fondali marini ma che nel caso specifico possono ritenersi ampiamente esauriti.

Salvo l'individuazione di qualche sporadico masso "errante", si è quindi verificato che il margine del corpo scogliera lungo il tratto dell'imboccatura è comunque contenuto entro una fascia di 25 m misurato dall'asse luce verde.

Un ulteriore dato utile alla definizione del corpo scogliera è stato fornito da quanto osservato durante l'esecuzione del sondaggio NS4 realizzato al piede del conoide di testata dalla GeoTirreno s.r.l.: "*Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali - Indagini in sito presso il Porto di Carrara (MS)*". Per ulteriori dettagli si rimanda alla documentazione predisposta a tal scopo dall'ufficio tecnico dell'AP.

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza della paratia metallica e relativa stabilità resasi necessaria per garantire la stabilità del settore di conoide di testata prospiciente il limite del dragaggio in previsione del futuro approfondimento del fondale nell'area di accesso al bacino portuale. La paratia metallica si

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

colloca ad una distanza minima di 10 m dal limite di dragaggio, per uno sviluppo a settore circolare di circa 63 m fuori dall'area dei trovanti al piede della mantellata. La quota di dragaggio prevista è di -13 m l.m.m. con scarpata in pendenza $H = 7 / V = 1$ fino al piede della nuova struttura di sostegno.

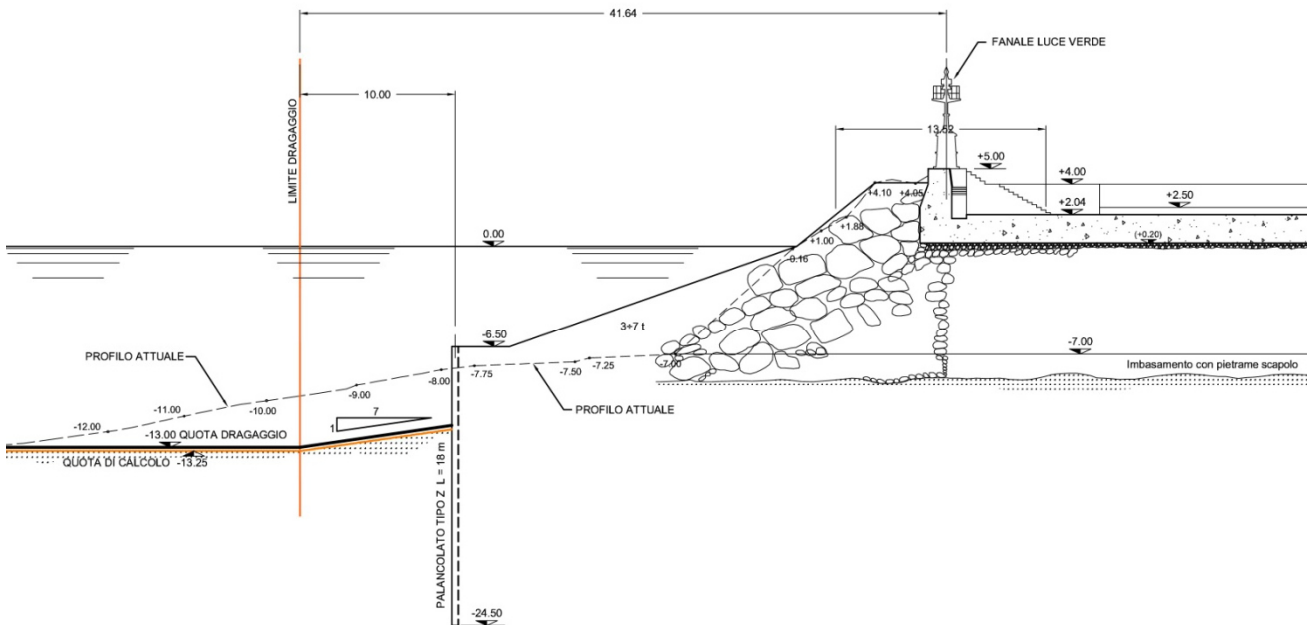
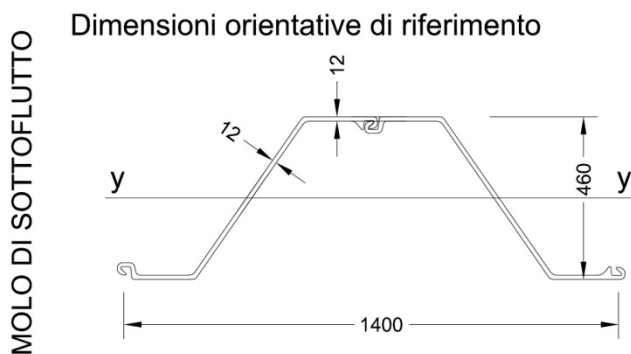


Figura 32: Testata molo di sottoflutto - Sezione C-C

10.1 Descrizione degli elementi strutturali

Di seguito la descrizione degli elementi strutturali della sezione tipo.

Palancole metalliche: il fronte di palancole disposto secondo un settore di arco circolare (v. Figura 33) per uno sviluppo di 63 m è caratterizzato da una sezione resistente realizzata con profilati a Z per cui si richiedono le seguenti caratteristiche geometriche minime:



Caratteristiche meccaniche min.

Peso min. = 145 kg / m²

$W_{y-y \text{ min}} = 2600 \text{ cm}^3 / \text{m}$

$J_{y-y \text{ min}} = 57200 \text{ cm}^4 / \text{m}$

Acciaio : S355GP

$L_{\text{profilo}} = 18 \text{ m}$

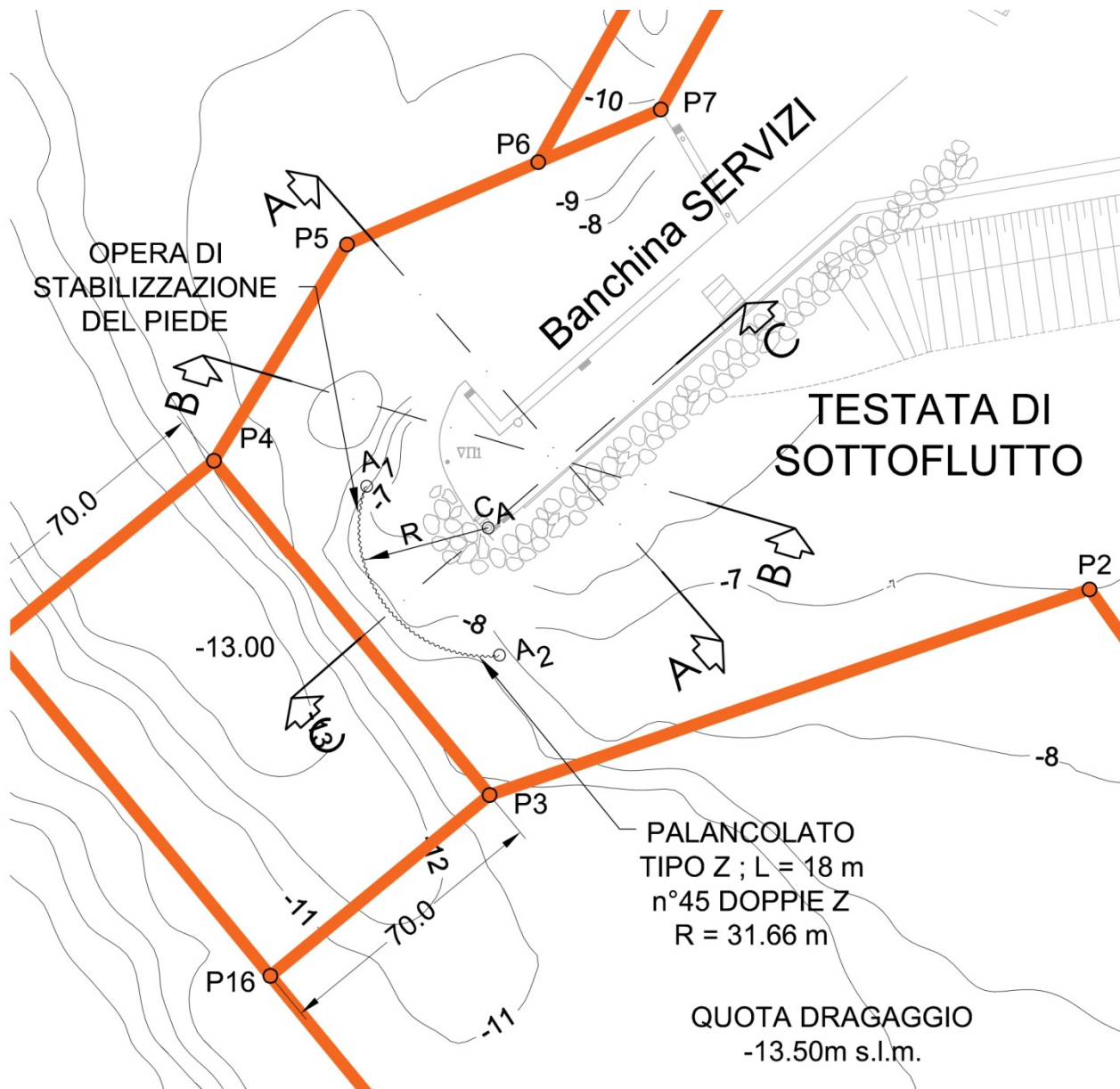



Figura 33: Testata molo di sottoflutto - Stralcio planimetrico

 MODIMAR S.p.A. - Via Merula Zabio 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it www.modimar.it	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

15	003	CR	001	-1	GEO
----	-----	----	-----	----	-----

10.2 Modello geotecnico

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche relative ai materiali della specifica sezione di calcolo si è fatto riferimento alle risultanze delle indagini eseguite in maggio dalla GeoTirreno s.r.l.: "Sondaggi geognostici e prove SPT propedeutici alla verifica di stabilità delle testate delle opere foranee e delle banchine ai fini del dragaggio del bacino portuale e del passo di accesso al porto di Marina di Carrara e relativo approfondimento dei fondali - Indagini in sito presso il Porto di Carrara (MS)".

In particolare si riporta di seguito l'interpretazione della prova SPT realizzata a mare al piede della mantellata. Per maggiori dettagli si rimanda alla specifica relazione.

nuovo S4 - PROVE A MARE													sabbie fini			sup	sabbie gh
q.ta sondaggio	q.ta l.m.m.	z _t	γ _t	σ _t	σ' _t	σ' _t	NSPT	CN	ER	CN/(ER/60)	N1 ₆₀	RBS	De Mello	Peck	Japanese		
[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kg/cm ³]	[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[ø]	[ø]	[ø]	[ø]		
banchina	0	2.3	0														
mare	2.3	0	0														
fondale	12.3	-10	0	19.00	0.00	0.00											
N1	14.3	-12	2	19.00	38.00	17.80	0.18	17	2.35	65	2.54	43	40	30	39	40	
N2	16.3	-14	4	19.00	76.00	35.60	0.36	19	1.66	65	1.80	34	38	30	37	37	
N3	18.3	-16	6	19.00	114.00	53.40	0.54	27	1.36	65	1.47	40	39	31	38	39	
N4	20.3	-18	8	19.00	152.00	71.20	0.73	29	1.17	65	1.27	37	39	31	38	38	
N5	22.3	-20	10	19.00	190.00	89.00	0.91	31	1.05	65	1.14	35	38	32	37	38	
N6	24.3	-22	12	19.00	228.00	106.80	1.09	31	0.96	65	1.04	32	37	32	36	37	
N7	26.3	-24	14	19.00	266.00	124.60	1.27	34	0.89	65	0.96	33	37	32	36	37	
N8	28.3	-26	16	19.00	304.00	142.40	1.45	12	0.83	65	0.90	11	28	28	30	30	
N9	30.3	-28	18	19.00	342.00	160.20	1.63	39	0.78	65	0.85	33	37	32	36	37	
N10	32.3	-30	20	19.00	380.00	178.00	1.81	31	0.74	65	0.80	25	34	31	34	34	
N11	34.3	-32	22	19.00	418.00	195.80	2.00	44	0.71	65	0.77	34	37	33	37	37	
N12	36.3	-34	24	19.00	456.00	213.60	2.18	48	0.68	65	0.73	35	38	33	37	38	
N13	37.3	-35	25	19.00	475.00	222.50	2.27	43	0.66	65	0.72	31	37	32	36	36	

Per la caratterizzazione delle sabbie si è fatto riferimento alla correlazione "De Mello" mentre per lo strato di materiale ghiaioso sabbioso alla correlazione "Japanese".


da q.ta 2.04 m a q.ta -9.00 m s.l.m. (Corpo scogliera e mantellata)

$$\begin{aligned} \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 & \phi &= 38^\circ & c &= 0 \\ \nu &= 0.35 & K_a \text{ e } K_p & \text{(Met. Rankine/Coulomb)} & K_0 &= 0.5 \\ E &= 20000 \text{ kPa} & E_{ur} &= 60000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Le caratteristiche indicate non sono state oggetto di specifica indagine. Il valore attribuito all'angolo di attrito che per opere analoghe è prossimo a 45°, è stato opportunamente ridotto (a favore della sicurezza) per tenere in conto delle incertezze.

da q.ta -9.00 m a q.ta -15.00 m s.l.m. (sabbia limosa)

$$\begin{aligned} \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 & \phi &= 30^\circ & c &= 0 \\ \nu &= 0.35 & K_a \text{ e } K_p & \text{(Met. Rankine/Coulomb)} & K_0 &= 0.5 \\ E &= 16000 \text{ kPa} & E_{ur} &= 48000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

15	003	CR	001	-1	GEO
----	-----	----	-----	----	-----

da q.ta -15.00 m a q.ta -25.00 m s.l.m. (sabbia fine e media)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31.5^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

da q.ta -25.00 m a q.ta -26.50 m s.l.m. (argille limose)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 31.5^\circ$ $c = 5 \text{ kPa}$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 12000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 36000 \text{ kPa}$

da q.ta -26.50 m a q.ta -29.00 m s.l.m. (sabbia limosa)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 16000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 48000 \text{ kPa}$

da q.ta -29.00 m a q.ta -32.50 m s.l.m. (materiale ghiaioso sabbioso)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 36^\circ$ $c = 0$
 $\nu = 0.35$ K_a e K_p (Met. Rankine/Coulomb) $K_0 = 0.5$
 $E = 20000 \text{ kPa}$ $E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$

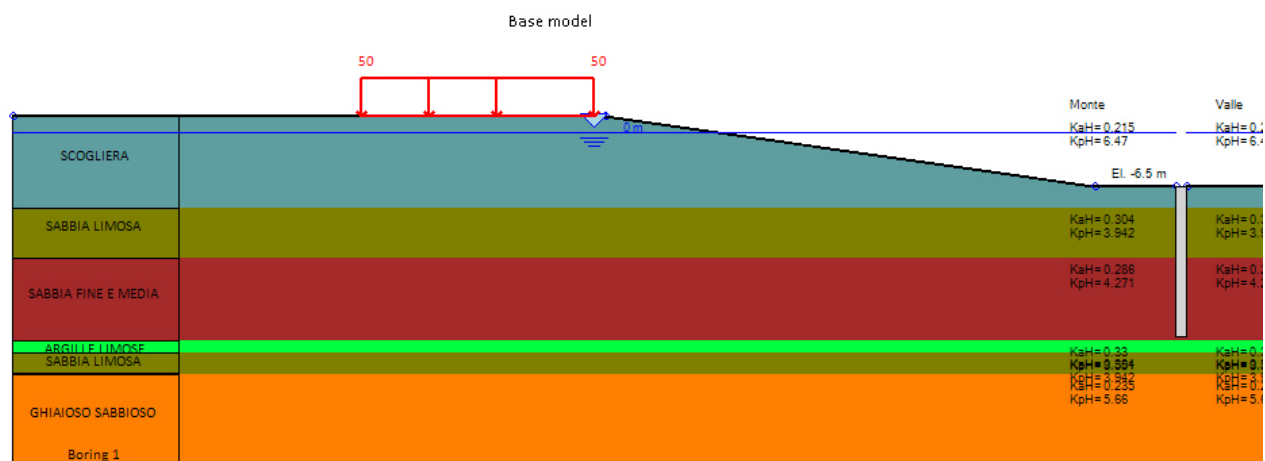



Figura 34: Modello Geotecnico di calcolo semplificato

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
		Data: 29 maggio 2015					
Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA		15	003	CR	001	-1	GEO

10.3 Verifiche

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2012 di Harpaceas srl.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO-PLASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Il modello di calcolo tiene conto degli elementi caratteristici della sezione in oggetto:


- caratteristiche geotecniche degli strati interessati;
- caratteristiche geometriche e meccaniche costituenti la struttura in oggetto;
- fasi costruttive e combinazioni di carico in esercizio.

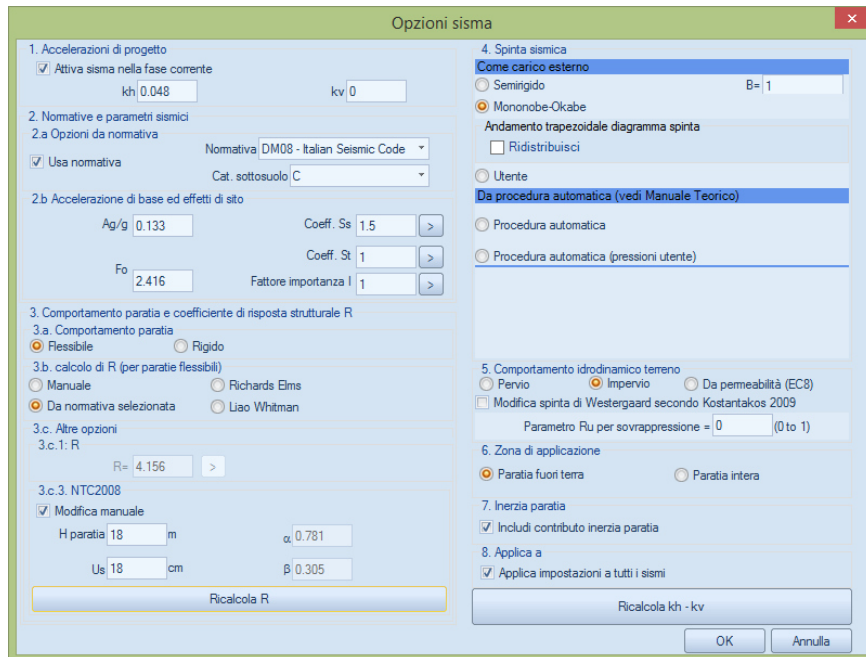
Gli step di carico considerati nel modello di calcolo prevedono:

- l'infissione delle palancole con testa a q.ta -6.5 m s.l.m. in un fondale naturale sabbioso prospiciente il piede del conoide di testata, ad una distanza di 10 m dal bordo di delimitazione del futuro dragaggio di approfondimento; a tergo del palancolato è previsto il rifiorimento della mantellata con massi 3 t - 7 t.
- scavo fino a q.ta -11.85 m s.l.m. (step intermedio necessario all'elaborazione numerica);
- scavo con pendenza 1/7 (V/H) a partire dal piede della paratia fino ad incontrare alla q.ta -13.25 m s.l.m. il limite del futuro dragaggio (è stato considerato cautelativamente un extra-scavo di 0.25 m);
- per la sola condizione sismica: l'applicazione del sisma;

Il carico permanente, uniformemente ripartito su una striscia di 10 m, di 50 kN/m² simula la porzione emergente del massiccio di coronamento in calcestruzzo che ospita il faro.

Di seguito i parametri sismici specifici applicati nelle simulazioni di verifica.

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO



The screenshot shows the 'Opzioni sisma' (Seismic Options) window with the following settings:

- 1. Accelerazioni di progetto:**
 - Attiva sisma nella fase corrente
 - kh: 0.048, kv: 0
- 2. Normative e parametri sismici:**
 - 2.a Opzioni da normativa:
 - Usa normativa
 - Normativa: DM08 - Italian Seismic Code
 - Cat. sottosuolo: C
 - 2.b Accelerazione di base ed effetti di sito:
 - Ag/g: 0.133, Coeff. Ss: 1.5
 - Fo: 2.416, Coeff. St: 1
 - Fattore importanza I: 1
- 3. Comportamento paratia e coefficiente di risposta strutturale R:**
 - 3.a Comportamento paratia: Flessibile, Rigido
 - 3.b calcolo di R (per paratie flessibili):
 - Manuale, Richards Elms
 - Da normativa selezionata, Liao Whitman
 - 3.c Altre opzioni:
 - 3.c.1: R: R= 4.156
 - 3.c.3. NTC2008:
 - Modifica manuale
 - H paratia: 18 m, α : 0.781
 - Us: 18 cm, β : 0.305
- 4. Spinta sismica:**
 - Come carico esterno:**
 - Semingido (B= 1)
 - Mononobe-Okabe
 - Andamento trapezoidale diagramma spinta: Ridistribuisce
 - Utente
 - Da procedura automatica (vedi Manuale Teorico):**
 - Procedura automatica
 - Procedura automatica (pressioni utente)
- 5. Comportamento idrodinamico temeno:**
 - Pervio, Impervio, Da permeabilità (EC8)
 - Modifica spinta di Westergaard secondo Kostantakos 2009
 - Parametro Ru per sovrappressione = 0 (0 to 1)
- 6. Zona di applicazione:**
 - Paratia fuori terra, Paratia intera
- 7. Inerzia paratia:**
 - Includi contributo inerzia paratia
- 8. Applica a:**
 - Applica impostazioni a tutti i sismi

Buttons: Ricalcola R, Ricalcola kh - kv, OK, Annulla

Figura 35: Parametri sismici di riferimento per la verifica delle paratie

Con riferimento alla combinazione di carico più gravosa (SLV - EQK) di seguito si riportano i risultati in forma grafica delle verifiche a flessione delle paratie per ciascuna delle fasi di carico.

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

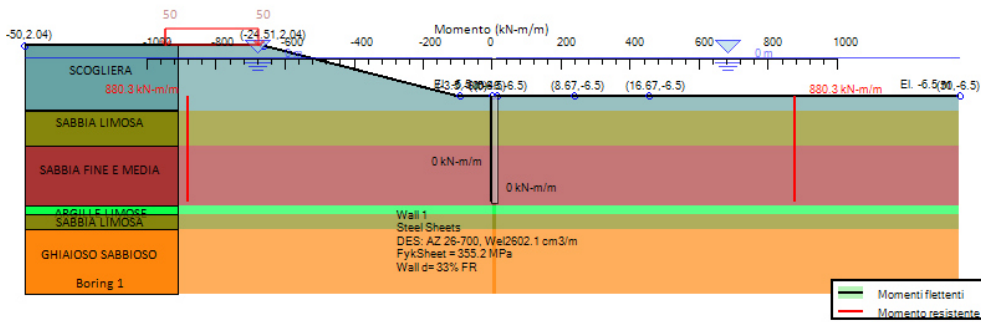


Figura 36: Fase 0

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)

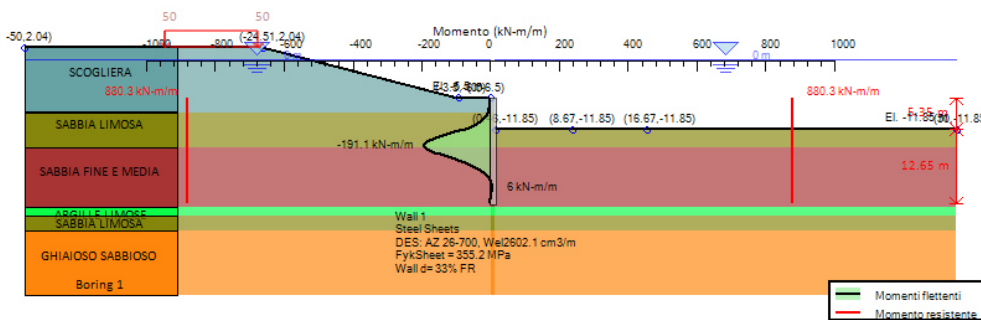



Figura 37: Fase 1

Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Argilla:	Default
Acqua $\rho = 10$ kN/m ³ :	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Batte 45 deg
Agente ka:	$K_a + d \cdot C_{quilt}$
Resistente Kp:	$K_p + d \cdot C_{quilt}$

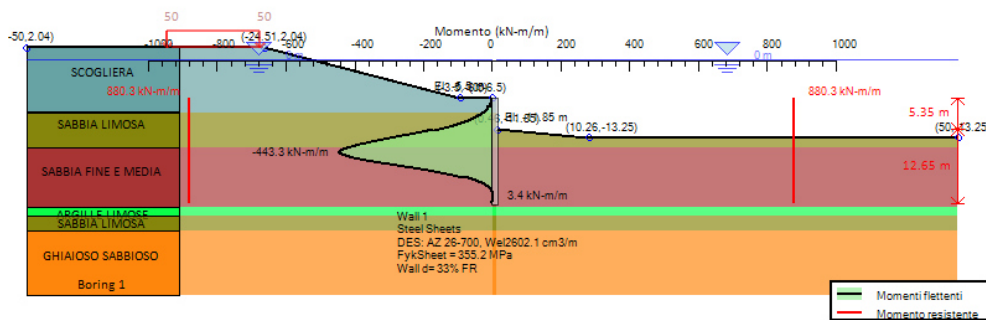
Codice:	DM08_ITA
Caso:	EQK - STR
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1.1
Tiranti permanenti:	1.2
tan(angolo d'attrito):	1
Coesione c':	1
Non drenata Su:	1
Terreno sfavorevole:	1
Terreno favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1
FS tiranti:	1x R tirante

Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Argilla:	Drenato
Acqua $\rho = 10$ kN/m ³ :	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Batte 45 deg
Agente ka:	$K_a + d \cdot C_{quilt}$
Resistente Kp:	$K_p + d \cdot C_{quilt}$

Codice:	DM08_ITA
Caso:	EQK - STR
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1.1
Tiranti permanenti:	1.2
tan(angolo d'attrito):	1
Coesione c':	1
Non drenata Su:	1
Terreno sfavorevole:	1
Terreno favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1
FS tiranti:	1x R tirante

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)



Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare	Impostazioni: ESP
Cond. Argille	Drenato
Acqua g= 10 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paratie	Beta= 45 deg
Sisma Av Igls	0.048
Sisma Adigi+Suw	0
Sisma Mar.	Monopolo_Rs ITA 08
Sisma Acqua	H scavo
Sisma Alrezza	H excavation
Agente Ka	Ka + d-Coul
Resistente Kp	Kp + d-Lancellotta

Codice	DM08_ITA
Caso	EQK - STR
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terrano sfavorevole	1
Terrano favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1
HYD favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1x R_tirante

Figura 38: Fase Finale


Di seguito una tabella riepilogativa con i risultati significativi relativi a tutte le simulazioni effettuate.

Ricordiamo che per le verifiche di tipo GEO (A2+M2+R1) il dato più significativo è l'esito positivo del calcolo in termini di convergenza. La convergenza a risultato indica la presenza di porzioni di terreno non ancora plasticizzate, in grado di escludere la labilità della paratia. Un ulteriore indice di conferma della stabilità della simulazione è rappresentato dal valore del rapporto tra la resistenza passiva disponibile e la resistenza passiva mobilitata (Passiva/Vera) > 1. I valori in verde non hanno alcun significato fisico.

	Esito calcolo	Spostamento X paratia (cm)	Cedimenti Z terreno (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Momento paratia (kN-m)	Taglio paratia (kN/m)	Taglio paratia (kN)	Verifica paratia (TSF)	Verifica presso flessione (TSF)	Verifica taglio (TSF)	Verifica fondo scavo (FS)	Passiva/Vera (analisi NL)	Vera/Attiva (analisi NL)
DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	Risolto con successo	8.12	4.24	300.88	300.88	81.04	81.04	0.342	0.342	0.022	1.727	2.428	1.781
DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	Risolto con successo	18.76	11.01	407.83	407.83	106.16	106.16	0.463	0.463	0.029	1.522	1.869	1.387
DM08_ITA: EQK - GEO	Risolto con successo	38.78	24.15	685.16	685.16	169.55	169.55	0.778	0.778	0.046	1.522	1.818	1.32
DM08_ITA: EQK - STR	Risolto con successo	18.53	10.06	443.26	443.26	114.96	114.96	0.504	0.504	0.031	1.727	2.362	1.703
DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	Risolto con successo	8.12	4.24	300.88	300.88	81.04	81.04	0.342	0.342	0.022	1.727	2.428	1.781
DM08_ITA: SLE: (RARA)	Risolto con successo	8.1	4.22	230.68	230.68	62.12	62.12	0.262	0.262	0.017	1.727	2.439	1.776

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

Per la **verifica di stabilità globale** è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che è necessario che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso), ma

	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

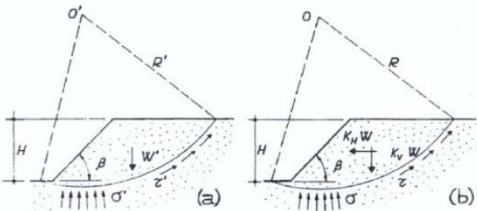
che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diversi applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento pre-definite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
- la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
- quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare è stato applicato, a favore della sicurezza, 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 R2 = 1.1. sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Metodo pseudo-statico

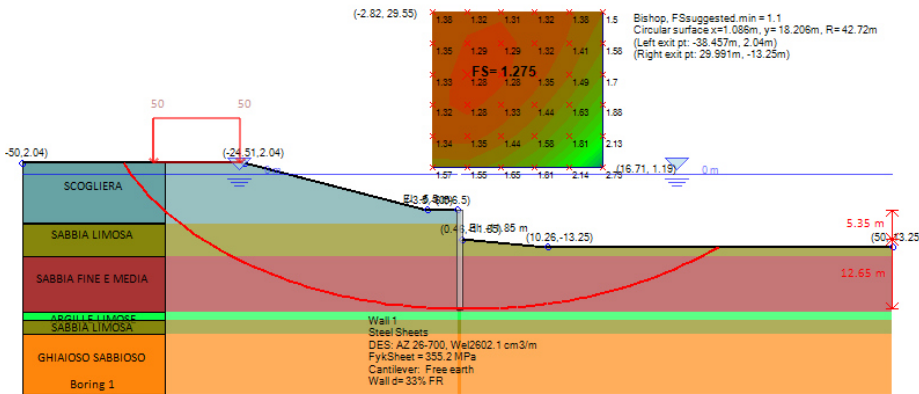


NTC 2008 $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$ $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

β_s = coefficiente riduzione a_{max}
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
 (da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	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

Base model




Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Paratia 3 an. classica	Impostazioni
Cond. Argille	Drenato
Acqua ge=10 kN/m ³	Idrostatico
Sisma Ax(g)a	-0.048
Sisma Ax(g)+Su=	-0.024
Sisma Met.	Paratia rigida
Sisma Acqua	H.paratia
Sisma Altezza	H.wall
Agente	Kp.+d-CowI
Resistente	Kp.+d-Lancellotta

Codice	DIM08_ITA
Caso	ITA: SLOPE
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.25
Coesione c'	1.25
Non drenata Su	1.4
Terrano sfavorevole	1
Terrano favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua sfavorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD sfavorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL sfavorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1.4x R_tirante

In condizioni sismiche $FS = 1.275 > R1 = 1.1$

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati in Appendice.

 <small>MODIMAR S.p.A. - Via Merula Zabio 40 - 00165 - ROMA - info@modimar.it - www.modimar.it</small>	VERIFICA DI STABILITA' DELLE TESTATE DELLE OPERE FORANEE E DELLE BANCHINE AI FINI DEL DRAGAGGIO DEL BACINO PORTUALE E DEL PASSO D'ACCESSO AL PORTO DI MARINA DI CARRARA E RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI FONDALI	Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO					
	Committente: Autorità Portuale MARINA DI CARRARA	Data: 29 maggio 2015					
		15	003	CR	001	-1	GEO

11 Conclusioni

I diversi risultati ottenuti dalle specifiche verifiche eseguite sulle banchine influenzate dal futuro approfondimento dei fondali proposto dall'Autorità Portuale indicano in generale una sostanziale condizione di sicurezza. Tutte le verifiche sono risultate positive ai dettami normativi vigenti grazie anche alla ridefinizione di dettaglio della posizione dei limiti delle aree di dragaggio (distanze minime dal fronte di accosto delle banchine e q.te minime dei fondali al piede delle stesse). I margini di sicurezza ottenuti risultano ovviamente condizionati dalle succitate condizioni al contorno, per cui sarebbe opportuno prevedere interventi o accorgimenti tecnici manutentivi atti a garantirne nel tempo la loro stabilità geometrica (es. sistemi di stabilizzazione della q.ta fondale al piede delle banchine - non oggetto della presente relazione).