

Distretto della Nautica

Polo della Cantieristica, dei Servizi e delle Attività Ittiche D14.2b

Chiusa della Cornia Vecchia (Pontedoro)

Richiedente:

sostengono:



Piazzale Premuda n° 2-L – Piombino (LI) - (C.F.-P.I.-R.I. 01400740492 – C.C.C.I.A.A. Livorno n° 124728)

RICHIESTA DI CONCESSIONE DI BENI DEL DEMANIO MARITTIMO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA STRUTTURA DEDICATA ALLA NAUTICA DA DIPORTO AI SENSI DEL D.P.R. N° 509 DEL 02.12.1997

PROGETTO ESECUTIVO – SUAP 02

Primo sporgente ed area retro banchina

DEFINIZIONE DEL SUOLO

EG-73 – CALCOLI DELLE STRUTTURE

<p style="font-size: small;">Dott. Ing. Luciano DELLA LENA ORDINE INGEGNERI PROV. LIVORNO SEZ. A - Ing. Civile - Ambientale N. 1007</p>	<p style="font-size: small;">Dott. Ing. Sauro AMERIGHI ORDINE INGEGNERI PROV. LIVORNO SEZ. A - Ing. Civile - Ambientale N. 1370</p>	<p>PRIMA EMISSIONE</p>	<p>12 AGOSTO 2020</p>
REVISIONE	CONTENUTO DELLA MODIFICA	DATA	

Il legale rappresentante della Coop. LA CHIUSA di PONTEDORO

Dott. Lio Bastianini

Il Gruppo di Progettazione

Dott. Ing. Luciano Della Lena
Dott. Ing. Marco Tartaglini
Dott. Ing. Sauro Amerighi

Geom. Stefano Amerighi
Dott. Ing. Fabio Mondini
Dott. Ing. Davide Saltari
Dott. Ing. Gabriele Balducci

Indice

1	Premesse	3
2	Normativa di riferimento	4
3	Caratteristiche dell'opera.....	5
	3.1 Vita nominale delle opere strutturali	5
	3.2 Classe d'uso.....	5
	3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	5
	3.4 Classificazione sismica	5
4	Caratterizzazione sismica	6
5	Caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni	8
6	Caratteristiche dei materiali.....	11
	6.1 Calcestruzzo	11
	6.2 Acciaio per cemento armato.....	12
	6.3 Acciaio per palancole	13
	6.4 Acciaio per pali.....	13
	6.5 Acciaio per tiranti.....	13
	6.6 Acciaio per carpenteria metallica.....	13
7	Caratteristiche delle strutture	14
	7.1 Strutture fronti banchina	14
	7.2 Strutture banchina di testata	17
8	Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici di modello	20
9	Calcolo della azione sismica	23
10	Criteri di verifica delle strutture.....	25
11	Corrosione dei palancole metallici.....	30
12	Azioni variabili	34
13	Elenco delle verifiche del palancole	35
14	Calcolo e verifica del palancole di banchina.....	40
	14.1 Fasi costruttive – Fronti banchine.....	41
	14.2 Fasi costruttive – Banchina di testata.....	45
	14.3 Risultati di calcolo e verifica agli stati limite ultimi – Fronti banchina	49
	14.3.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)	49



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.3.2	Verifiche di tipo strutturale (STR)	50
14.3.3	Verifiche di stabilità di insieme (GEO)	57
14.3.4	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	60
14.4	Risultati di calcolo e verifica agli stati limite ultimi – Banchina di testata	63
14.4.1	Verifiche di tipo geotecnico (GEO)	63
14.4.2	Verifiche di tipo strutturale (STR)	64
14.4.3	Verifiche di stabilità di insieme (GEO)	73
14.4.4	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	76
15	Prescrizioni riguardanti i pali metallici.....	79

1 Premesse

Nella presente relazione sono riportati i calcoli delle strutture del I Sporgente della Cantieristica, dei Servizi e delle attività Ittiche di Piombino in località "La Chiusa" di Pontedoro.

Le verifiche sono state svolte in ottemperanza alla normativa nazionale vigente ed in particolare all' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.

2 Normativa di riferimento

Il presente progetto è stato redatto 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
- L. 2/2/1974 n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. 14/1/2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circ. 2/2/2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- D.M. 17/1/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circ. 21/1/2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
- UNI EN 1993-5:2007 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole
- EAU 2004 – "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways"

3 Caratteristiche dell'opera

3.1 Vita nominale delle opere strutturali

La vita nominale (V_N) di un'opera, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è posta per le strutture marittime di progetto pari a 50 anni (Tab 2.4.1 del NTC 2018 - "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari").

3.2 Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera in rapporto alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche è stata assunta pari a II ("Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.").

3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (V_R), in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche sulla struttura, è ottenuto moltiplicando la vita nominale ($V_N = 50$ anni) per il coefficiente d'uso associato alla relativa classe d'uso ($C_U = 1.00$) da cui si ricava che il periodo di riferimento è pari a 50 anni.

3.4 Classificazione sismica

Il Comune di Piombino è classificato in zona sismica 4 (Delibera di Giunta Regionale n. 878 del 8/10/2012).

4 Caratterizzazione sismica

I parametri sismici da utilizzare nei calcoli dell'opera in esame sono ricavati dalla normativa vigente a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica nazionale è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> e riportati in allegato al DM 14/1/2008 in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo di 0.05° . In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) sono assegnati i valori dei seguenti parametri:

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

Le probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R), cui riferirsi per individuare l'azione sismica, sono definite in relazione al tipo di stato limite sismico considerato, così come indicato nella tabella 3.2.I delle NTC2018. Nel caso specifico è stato preso in esame lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), al quale corrisponde una probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) pari al 10%. Pertanto il relativo periodo di ritorno dell'azione sismica ($T_R = -V_R/\ln[1-P_{VR}]$) è pari a 475 anni.

L'area di intervento ricade in prossimità del nodo del reticolo di riferimento avente ID 23600 al quale corrispondono, in relazione al periodo di ritorno considerato, i seguenti valori dei parametri sismici da utilizzare per la definizione dell'azione sismica di progetto:

- $a_g = 0.043$
- $F_0 = 2.82$
- $T_C^* = 0.27 \text{ sec}$

Sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, è stato calcolato 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.IV del DM 17/01/18, variabile per ogni stato limite di riferimento);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografico (calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo la Tabella 3.2.V del DM 17/01/18);

L'accelerazione massima di riferimento, tenendo conto delle amplificazioni, è stata 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 (Tabella 3.2.IV - NTC 2018). Le indagini geologiche sismiche "Down-Hole" effettuate in prossimità della realizzazione dell'opera hanno evidenziato un valore di $V_{S,30}$ di 217 m/s per cui la categoria del sottosuolo si colloca tra quelle di tipo C (Tabella 3.2.II - NTC 2018: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*) che corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_S=1.5$.

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dall'opera di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna lievemente inclinati. Per questo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono state eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo la Tabella 3.2.III e la Tabella 3.2.V della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_T = 1.0$.

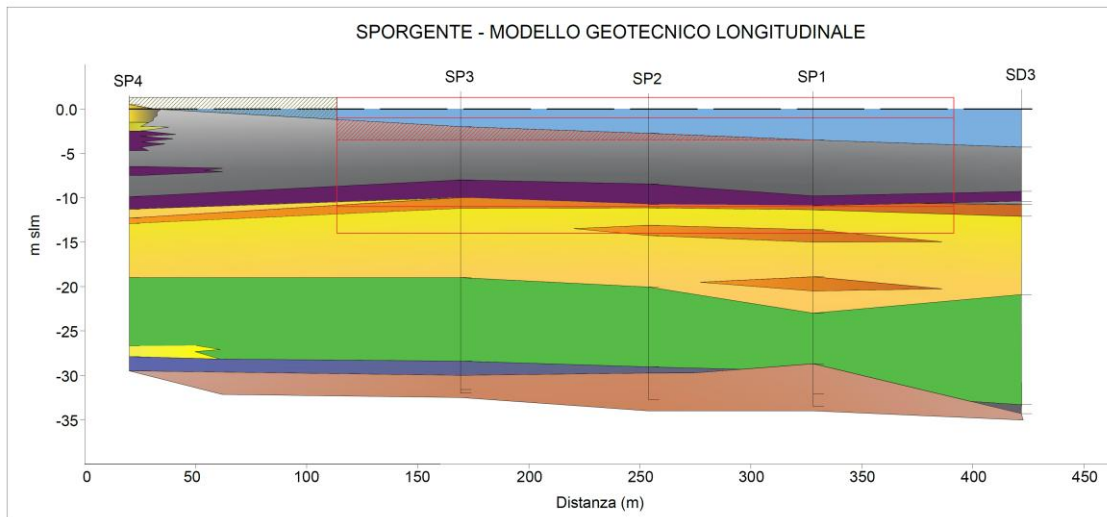
I valori utilizzati nelle verifiche sismiche in corrispondenza dell'opera sono riassunti nella seguente Tabella 4.1.

Tabella 4.1 –Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica

STATO LIMITE	TR (anni)	F_0 (-)	T_c^* (s)	a_g (g)	S_S	S_T	a_{\max} (g)
SLV	475	2.82	0.27	0.043	1.5	1.0	0.065

5 Caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni

Nei settori a mare i terreni di imposta più superficiali appartengono al complesso delle “sabbie limose” con diffusi frammenti conchigliari ed a luoghi sostanza organica (“SL” - Unità “C”) sovrapposte su di un livello di argille limose organiche (“ALO” - Unità “C1”) a tratti dotate di bassissima consistenza, presumibilmente riconducibile ad un episodio di ambiente palustre. Tali termini poggiano su di un potente strato di sabbie medio-fini limose con livelli da debolmente ghiaiose a ghiaiose di colore beige avana, caratterizzate da diffusi trovanti e noduli cementati di dimensione centimetrica (“SLg” - Unità “D2”), intercalate a lenti sabbiose di colore grigio. Il complesso è contraddistinto dalla presenza al tetto di un livello argilloso di colore grigio-verdastro-beige caratterizzato dalla presenza di grumi e concrezioni carbonatiche (“ALS” - Unità “D1”). A maggiori profondità si ritrovano alternanze di livelli argillosi limosi di colore grigio-scuro-marrone (“LAS” – Unità “E1”) e di sabbie limose (“SL” – Unità “E2”) di color grigio. Alla base è presente uno strato di argille limose di colore grigio-azzurro-verdastro con grumi carbonatici localmente a geometria lentiforme all’interno dell’unità, di incerta continuità laterale (“LA” – Unità “E3”). La successione tipo prosegue in profondità con uno strato di sabbie limose di colore beige-arancio localmente cementate variamente intercalato ad un livello limoso-argilloso (“Sc” – Unità “F1”) di colore grigio-beige a tratti azzurro con screziature grigie-ocree, passante ad uno strato di argille limose consistenti di colore marrone beige da debolmente ghiaiose a ghiaiose per la presenza di inclusioni carbonatiche a luoghi intercalato a livelli e lenti prevalentemente sabbiose limose (“LAc” - Unità “G1”). La sezione stratigrafica tipo è riportata nella figura seguente.



UNITA'	TERMINE	DESCRIZIONE
	R	Riporti sabbiosi ghiaiosi
C	SL	Sabbia da debolmente limosa a limosa di colore grigio con frammenti conchigliari e sostanza organica da poco a moderatamente addensata
C1	ALO	Limo argilloso organico di colore grigio, tenero, con intercalazioni sabbiose decimetriche; a terra è presente a copertura uno strato di argille avana consistenti (C1t)
D1	ALS	Limo argilloso sabbioso di colore ocra consistente a luoghi intercalato a sabbia limosa giallastra localmente cementata
D2	SLG	Sabbie medio-fini limose con livelli da debolmente ghiaiose a ghiaiose di colore beige avana, caratterizzate da diffusi trovanti e noduli cementati di dimensione centimetrica
E1-E2	SL-LAS	Alternanze di Sabbie limose moderatamente addensate e Limi argillosi sabbiosi grigi consistenti
E3	LA	Limi argillosi grigio-azzurro-verdastro con grumi carbonatici
H1	SG	Ghiaia con sabbia di colore grigio
F1-G1	Sc-LAc	Sabbie limose beige-arancio con concrezioni carbonatiche passanti ad argille limose di colore marrone beige con inclusioni carbonatiche e intercalato a livelli sabbiose-limose

Figura 5.1: Sezione stratigrafica tipo

Gli esiti delle prove geotecniche eseguite sui diversi terreni sono stati sistematicamente raccolti ed elaborati al fine di meglio tarare il modello geotecnico di comportamento utilizzato in progetto.

Il quadro geologico e stratigrafico di insieme, sebbene apparentemente semplice nei suoi schemi generali, a causa dei differenti caratteri deposizionali che caratterizzano i diversi complessi, conferisce ai terreni di imposta una grande complessità geotecnica espressa da marcate variabilità di costituzione e caratteristiche meccaniche. In



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

particolare le diverse prove sono state riferite ai seguenti complessi stratigrafici che costituiscono la fascia a mare che sarà più direttamente interessata dai lavori in progetto quali:

- Unità C – SL: sabbie limose grigie con diffusi frammenti conchigliari e depositi algali;
- Unità C1 – ALO: argille limose organiche di colore grigio scuro;
- Unità D1 – ALS: Argille grigio-ocra con concrezioni carbonatiche e sabbia limosa argillosa;
- Unità D2 – SLG: sabbie medio-fini limose con livelli da debolmente ghiaiose a ghiaiose di colore beige avana.

Sulla base delle elaborazioni eseguite all'interno della Relazione Geologica e Geotecnica di progetto a cui si rimanda per maggiori dettagli, nelle successive modellazioni ai vari complessi prevalentemente sabbiosi sono stati quindi attribuiti i seguenti parametri geotecnici di riferimento:

Tabella 5.1 – Parametri geotecnici di riferimento terreni prevalentemente sabbiosi

Termini	Unità	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)	Eur/E'
SL	C	17.5	0	32	7	3
SLg	D2	20	0	35	14-20	2.5
Sc	F/F1	18-20	0-5	28-35	25-50	2.5

In modo del tutto analogo per i termini prevalentemente coesivi sono stati attribuiti i seguenti parametri geotecnici di riferimento:

Tabella 5.2 – Parametri geotecnici di riferimento terreni coesivi

Termini	γ (kN/m³)	OCR	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	E' (MPa)	Eur/E'	Eed (MPa)
C1	18-20	1	0	20	25-40	1.5	6	1.3-2.5
D1	20	2-3	5	28	50-100	6.5	3.5	6-7
E	17.5-18.5	1	0-10	26-30	-	20-25	2.5-4	-
G	20.0	>1	20	27	120-200	40-60	50-70	9-12



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

6 Caratteristiche dei materiali

6.1 Calcestruzzo

Le opere di c.a. sono realizzate con calcestruzzo di classe di resistenza C35/45, classe di esposizione XS3, classe di consistenza S4 e diametro massimo dell'aggregato 32 mm. Le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono riportate nel prospetto seguente:

- *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:*

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad \gamma_c = 1.5$$

- *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:*

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} \quad f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

- *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:*

$$f_{bk} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctk} \quad f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ buona aderenza} \quad \eta_2 = 1.0 \text{ barre di diametro } < 32 \text{ mm}$$

- *Caratteristiche meccaniche:*

$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm} / 10]^{0.3} \quad v_{cls \text{ fess.}} = 0 \quad v_{cls \text{ non fess.}} = 0.2 \quad \alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Calcestruzzo	R _{ck}	f _{ck}	f _{cm}	f _{cd}	f _{ctm}	f _{ctk}	f _{ctd}	f _{bk}	f _{bd}	E _{cm}
	(Mpa)									
C35/45	45	37.3	45.3	21.2	3.3	2.3	1.6	5.3	3.5	34625

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato il modello σ - ϵ parabola rettangolo illustrato nella figura seguente con $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

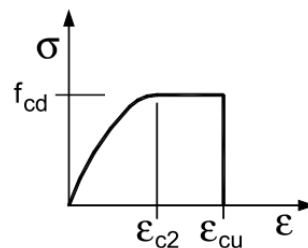


Figura 6.1: Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

6.2 Acciaio per cemento armato

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle opere di c.a. è del tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

- $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yd}) è riferita alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è ottenuta dividendo quest'ultima per un coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (γ_s) pari a 1.15:

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello σ - ϵ elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente.

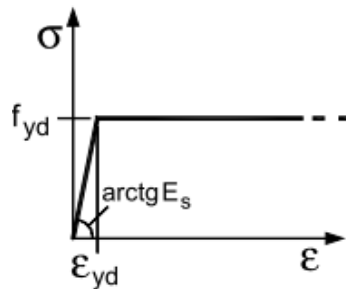


Figura 6.2: Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

Per il modulo elastico dell'acciaio si è fatto riferimento al seguente valore:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

da cui si ricava il seguente valore della deformazione di snervamento dell'acciaio da utilizzare nei calcoli:

$$\epsilon_{yd} = 0.20\%$$



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

6.3 Acciaio per palancole

Tutti i palancolati costituiti da palancole tipo “PU” previsti nel progetto, sono costituiti da acciaio S355GP, avente una tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa e una tensione di rottura $f_{uk} \geq 480$ MPa.

6.4 Acciaio per pali

Tutti i pali metallici previsti nel progetto, sono costituiti da acciaio S355, avente una tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa e una tensione di rottura $f_{uk} \geq 510$ MPa.

6.5 Acciaio per tiranti

Barre per ancoraggi permanenti in acciaio ASF355, avente una tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa e una tensione di rottura $f_{uk} \geq 510$ MPa.

6.6 Acciaio per carpenteria metallica

La carpenteria metallica e bulloneria relativa al sistema di ancoraggio dei tiranti sono in acciaio S355, avente una tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa e una tensione di rottura $f_{uk} \geq 510$ MPa.

7 Caratteristiche delle strutture

7.1 Strutture fronti banchina

Lo Sporgente I è realizzato con una parete combinata di pali metallici e palancole metalliche previste secondo lo schema a “cofferdam” che prevede i due fronti di banchina dello sporgente realizzati con le pareti combinate metalliche intirantate tra di esse e posto ad una distanza tale da realizzare la larghezza del piano finito dello sporgente di 22.0 m (nel modello di calcolo è stata considerata una distanza tra le palancole di 22.0 m). La quota finito di banchina è posta alla +1.50 metri dal livello medio marino.

Per soddisfare le previste caratteristiche prestazionali del I Sporgente, la struttura è progettata per sostenere un sovraccarico massimo di 10 kN/m² e le spinte del terreno di riempimento dello sporgente con fondali di progetto fino alla quota massima del terreno naturale posto a -4.10 m s.m. e fondale dragato posto a -3.50 m s.m..

Le strutture indicate sono state scelte tra i prodotti tipo MASIDER. Ovviamente tale scelta è indicativa e sostituibile con analoghe soluzioni purché siano garantite le performance prestazionali minime richieste sia in termini di resistenza strutturale che di durabilità, sia a breve che a lungo termine.

Di seguito sono riportati i valori caratteristici minimi richiesti delle sezioni integre valide per i modelli di calcolo analizzati; le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per le sezioni corrose.

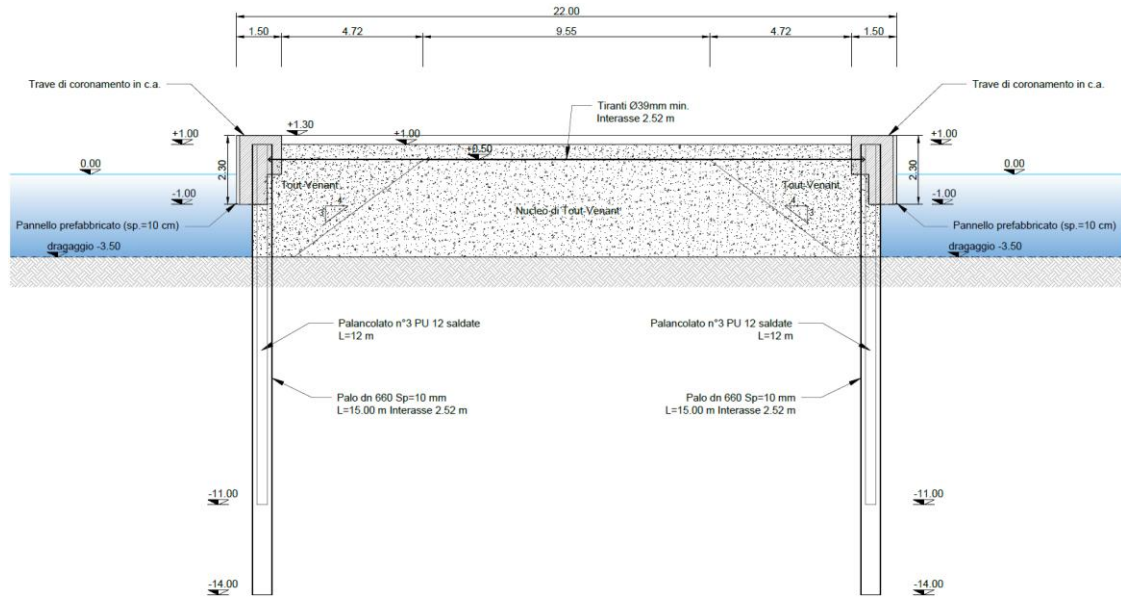


Figura 7.1: Fronti banchina



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

PALANCOLATO DI BANCHINA:

Tipologia palancolato	Parete combinata Palo 660mm sp.10 mm + n. 3 PU12
Diametro esterno palo	660 mm
Spessore palo	10 mm
Lunghezza palo	15.00 m
Q.ta testa palo	+1.00 m s.m.
Q.ta infissione palo	-14.00 m s.m.
Tipo di acciaio palo	S355
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	510 Mpa
Tipologia palancole	Modulo da n. 3 PU12 saldate
Lunghezza palancole	12.00 m
Q.ta testa palancole	+1.00 m s.m.
Q.ta infissione palancole	-11.00 m s.m.
Tipo di acciaio palancole	S355GP
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	480 Mpa
Interasse parete combinata	2.52 m
Area della sezione per m di parete combinata	181.3 cm ² /m
W_{min} parete combinata	1731 cm ³ /m
J_{min} parete combinata	57115 cm ⁴ /m
Nota: valori minimi per sezioni integre non corrose le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per sezioni corrose (vedere paragrafo dedicato)	

TIRANTI DI ANCORAGGIO:

Tipologia tiranti	Permanenti – M42/39
Diametro nominale minimo (al netto della filettatura)	Φ39 mm
Q.ta tiranti	+0.50 m s.m.
Interasse	2.52 m.
A_{min}	11.95 cm ²
A_{min}	4.74 cm ² /m
Lunghezza nominale (distanza assi palancolati)	22.00 m
Tipo di acciaio	ASF355
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	510 Mpa
Nota: valori minimi per sezioni integre non corrose le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per sezioni corrose (vedere paragrafo dedicato)	

7.2 Strutture banchina di testata

La banchina della testata dello Sporgente I che affaccia sul canale di navigazione è realizzato con una parete combinata di pali metallici e palancole metalliche secondo lo schema che prevede il fronte banchina realizzato con la parete combinata intirantato ad una seconda parete combinata di ancoraggio posto ad una distanza nominale di 14.0 m. La quota finito di banchina è posta alla +1.50 metri dal livello medio marino.

Per soddisfare le previste caratteristiche prestazionali del I Sporgente, la struttura è progettata per sostenere un sovraccarico massimo di 10 kN/m^2 e le spinte del terreno di riempimento dello sporgente con fondali di progetto fino alla quota massima del terreno naturale posto a -4.10 m s.m. .

Le strutture indicate sono state scelte tra i prodotti tipo MASIDER. Ovviamente tale scelta è indicativa e sostituibile con analoghe soluzioni purché siano garantite le performance prestazionali minime richieste sia in termini di resistenza strutturale che di durabilità, sia a breve che a lungo termine.

Di seguito sono riportati i valori caratteristici minimi richiesti delle sezioni integre valide per i modelli di calcolo analizzati; le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per le sezioni corrose.

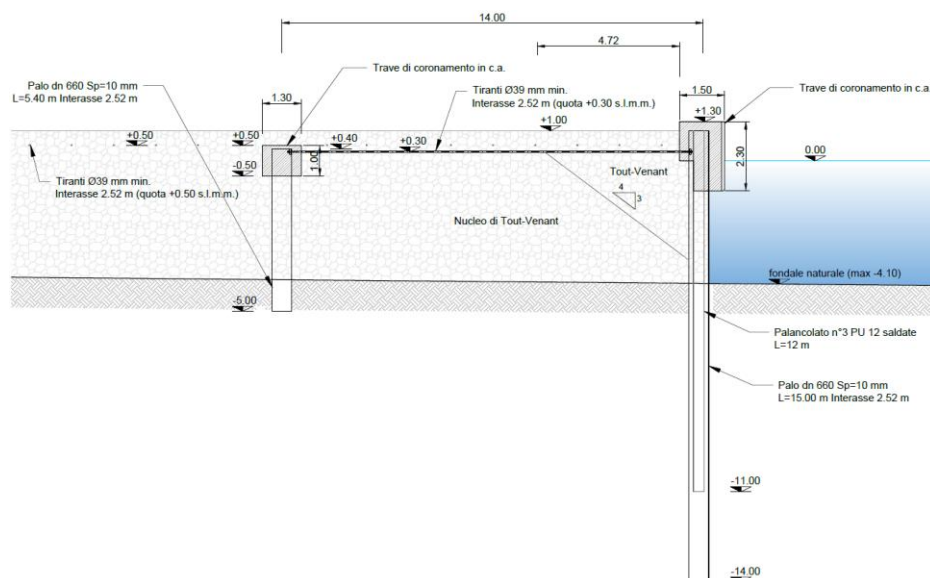


Figura 7.2: Banchina di testata



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

PALANCOLATO DI BANCHINA:

Tipologia palancolato	Parete combinata Palo 660mm sp.10 mm + n. 3 PU12
Diametro esterno palo	660 mm
Spessore palo	10 mm
Lunghezza palo	15.00 m
Q.ta testa palo	+1.00 m s.m.
Q.ta infissione palo	-14.00 m s.m.
Tipo di acciaio palo	S355
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	510 Mpa
Tipologia palancole	Modulo da n. 3 PU12 saldate
Lunghezza palancole	12.00 m
Q.ta testa palancole	+1.00 m s.m.
Q.ta infissione palancole	-11.00 m s.m.
Tipo di acciaio palancole	S355GP
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	480 Mpa
Interasse parete combinata	2.52 m
Area della sezione per m di parete combinata	181.3 cm ² /m
W_{min} parete combinata	1731 cm ³ /m
J_{min} parete combinata	57115 cm ⁴ /m
Nota: valori minimi per sezioni integre non corrose le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per sezioni corrose (vedere paragrafo dedicato)	

TIRANTI DI ANCORAGGIO:

Tipologia tiranti	Permanenti – M42/39
Diametro nominale minimo (al netto della filettatura)	Φ39 mm
Q.ta tiranti	+0.30 m s.m.
Interasse	2.52 m.
A_{min}	11.95 cm ²
A_{min}	4.74 cm ² /m
Lunghezza nominale (distanza assi palancolati)	14.00 m
Tipo di acciaio	ASF355
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	510 Mpa
Nota: valori minimi per sezioni integre non corrose le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per sezioni corrose (vedere paragrafo dedicato)	

PALANCOLATO DI ANCORAGGIO:

Tipologia palancolato	Parete combinata Pali 660mm sp.10 mm
Diametro esterno palo	660 mm
Spessore palo	10 mm
Lunghezza palo	5.40 m
Q.ta testa palo	+0.40 m s.m.
Q.ta infissione palo	-5.00 m s.m.
Tipo di acciaio palo	S355
f_{yk}	355 Mpa
f_{uk}	510 Mpa
Interasse pali	2.52 m
Area della sezione per m di parete combinata	81.03 cm ² /m
W_{min} parete combinata	1297 cm ³ /m
J_{min} parete combinata	42806 cm ⁴ /m
Nota: valori minimi per sezioni integre non corrosive le eventuali soluzioni alternative dovranno soddisfare anche le verifiche per sezioni corrosive (vedere paragrafo dedicato)	

8 Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici di modello

Di seguito viene riportata la stratigrafia della sezione di calcolo maggiormente critica presa a riferimento per le verifiche di stabilità dell'opera che corrisponde, sia per i fronti banchina che per la banchina di testata, alla zona di testata del I Sporgente caratterizzata dai massimi fondali naturali posti alla -4.10 m s.m. che risultano superiori alla quota di dragaggio di progetto di -3.50 m s.m. e i parametri geotecnici dei terreni assunti nei calcoli di dimensionamento e verifica delle banchine del I Sporgente (vedi §5 della presente relazione e la Relazione Geologica e Geotecnica di progetto).

Il valore dei moduli operativi E' come noto dipendono dal livello deformativo atteso per l'opera e nel caso in esame sono stati ricavati a partire dall'interpretazione delle prove in situ eseguite nell'area.

In particolare nel caso della formazione D1 è stato assunto un andamento del modulo elastico crescente con la profondità descritto mediante la seguente espressione generale:

$$E' = R \cdot (p' / p_a)^n \quad \text{modulo in compressione vergine (primo carico).}$$

dove:

$p_a = 100$ kPa pressione di riferimento (pressione atmosferica 100 kPa);

$p' = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ pressione media alla generica profondità;

R modulo elastico corrispondente a $p' = 100$ kPa;

n coefficiente di forma della legge compreso tra 0 e 1 ($n = 0$, legge costante con la profondità, $n = 1$ legge variabile linearmente), nel caso specifico n è assunto pari a 0.5.

Tabella 8.1 – Caratterizzazione geotecnica: valori medi dei principali complessi omogenei dei terreni

Litotipo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E' (MPa)	E_{ur} (MPa)	q.ta tetto (m s.m.)	q.ta letto (m s.m.)
Tout-venant	20	40	0	30	75	+1.50	-4.10
Unità C	17.5	32	0	7	21	-4.10	-9.50
Unità C1	17	20	0	1.5	9	-9.50	-10.70
Unità D1	20	28	5	6.5	22.75	-10.70	-11.90
Unità D2	20	35	0	R=17.5 m=0.5 p'=100 kPa	43.75	-11.90	---

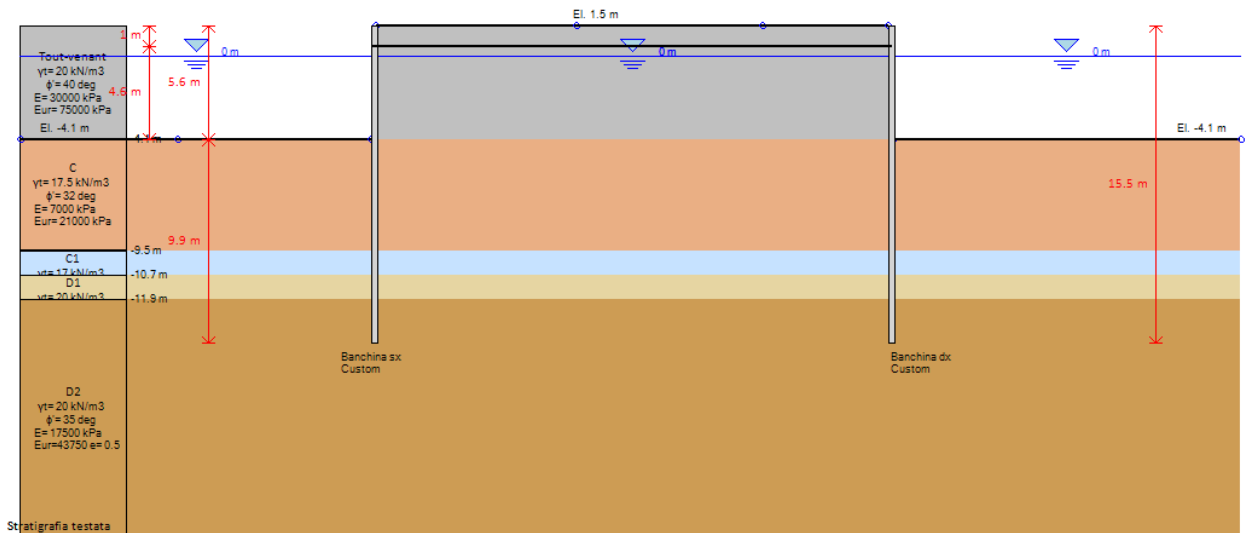


Figura 8.1: Modello geotecnico di calcolo

Tout-venant (da q.ta +1.50 m s.m. a q.ta -4.10 m s.m.):

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \qquad \phi' = 40^\circ \qquad c' = 0$$

$$K_a \text{ e } K_p \text{ (Met. Rankine)}^{(1)} \qquad E = 30000 \text{ kPa} \qquad E_{ur} = 75000 \text{ kPa}$$

C (da q. ta -4.10 m s.m. a q.ta -9.50 m s.m.):

$$\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3 \qquad \phi' = 32^\circ \qquad c' = 0$$

$$K_a \text{ e } K_p \text{ (Met. Rankine)}^{(1)} \qquad E = 7000 \text{ kPa} \qquad E_{ur} = 21000 \text{ kPa}$$



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

C1 (da q. ta -9.50 m s.m. a q.ta -10.70 m s.m.):

$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	$\phi' = 20^\circ$	$c' = 0$
K_a e K_p (Met. Rankine) ⁽¹⁾	$E = 1500 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 9000 \text{ kPa}$

D1 (da q. ta -10.70 m s.m. a q.ta -11.90 m s.m.):

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$\phi' = 28^\circ$	$c' = 5 \text{ kPa}$
K_a e K_p (Met. Rankine) ⁽¹⁾	$E = 6500 \text{ kPa}$	$E_{ur} = 22750 \text{ kPa}$

D2 (da q. ta -11.90 m s.m.):

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$\phi' = 35^\circ$	$c' = 0$	
K_a e K_p (Met. Rankine) ⁽¹⁾	$R = 17500 \text{ kPa}$	$m = 0.5$	$E_{ur} = 43750 \text{ kPa}$

Nota 1: su entrambe le paratie, ai fini della determinazione della spinta attiva e passiva del terreno sul palancolato, nei calcoli si è ipotizzato a scopo cautelativo che l'angolo di attrito terreno-parete nullo.

9 Calcolo della azione sismica

I parametri caratteristici della sollecitazione sismica utilizzati nei calcoli della struttura in esame (vedi §4), ricavati ai sensi dalla normativa vigente, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 9.1 –Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica

STATO LIMITE	TR (anni)	F ₀ (-)	T _c * (s)	a _g (g)	S _s	S _T	a _{max} (g)
SLV	475	2.82	0.27	0.043	1.5	1.0	0.065

Per la determinazione delle azioni sismiche agenti sulle paratie in oggetto si utilizza il metodo pseudostatico, dove l'accelerazione sismica è definita costante nello spazio e nel tempo. Le pressioni sismiche sono state ricavate applicando la teoria di Mononobe-Okabe.

L'accelerazione è definita come:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

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 l'opera (α ≤ 1);
- β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti (β ≤ 1).

Per le paratie, in accordo col D.M. 17/01/18, l'accelerazione verticale a_v può essere trascurata (vengono trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia).

Il coefficiente α è funzione dell'altezza della paratia e del tipo di terreno, nel caso in esame (altezza di calcolo della paratia 15 m e categoria di sottosuolo tipo C) α risulta pari a 0.847 (diagramma di Figura 7.11.2 della normativa di riferimento).

Per la valutazione della spinta passiva α=1.00.

Il coefficiente β (diagramma di Figura 7.11.3 della normativa di riferimento) è funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza che deve risultare comunque inferiore allo 0.5% dell'altezza della paratia (relazione 7.11.11 della normativa di riferimento); a vantaggio di sicurezza si è assunto uno spostamento massimo di 7 cm che corrisponde ad un coefficiente β pari a 0.568, pertanto i coefficienti sismici per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) risultano i seguenti:

Tabella 9.2 – Valori di riferimento per la verifica sismica delle opere

STATO LIMITE	TR (anni)	a_{max} (g)	a_h (g)
SLV	475	0.065	0.031



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

10 Criteri di verifica delle strutture

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) ed agli stati limite di esercizio (SLE) vengono effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018, secondo i criteri sotto riportati.

Per le strutture di sostegno si devono considerare 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 strutturale della paratia (A1+M1+R1)
 - Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi (A1+M1+R1)
- SLE
 - Verifica degli spostamenti della paratia

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, 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:

- *Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi:* valori di progetto delle azioni permanenti G_i e contemporanea presenza delle azioni variabili Q_j

$$E_d = \sum_i \gamma_{G_i} G_{ik} + \gamma_{Qk} (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q e per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} i valori definiti nei capitoli relativi alle singole strutture studiate (in particolare i valori dei coefficienti ψ considerati per il sovraccarico di banchina sono quelli relativi alla categoria F).

Tabella 10.1 – valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I del D.M. 18)

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

La verifica per le opere di sostegno flessibili deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 ed M2) e per le resistenze (R1 e R2).

Pertanto i calcoli e le verifiche sono state condotte per le combinazioni:

- A1+M1+R1 per le verifiche di tipo strutturale;
- A2+M2+R1 per le verifiche di tipo geotecnico;
- A2+M2+R2 per le verifiche geotecniche di instabilità globale terreno-opera;

dove R, relativo alle resistenze è da assumere caso per caso in funzione del tipo di verifica. Nel caso specifico R1 sono tutti uguali a 1 e R2 è pari a 1.1.

Nella prima combinazione (A1+M1) i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma_M = 1$) e le azioni sono amplificate con coefficienti $\gamma_F \neq 1$ (verifica strutturale, STR), mentre nella seconda (A2+M2) i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma_M \neq 1$ e le azioni sono quelle caratteristiche (verifica geotecnica, GEO).



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Tabella 10.2 – valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni e coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.I , Tab. 6.2.II e Tab. 6.8.I del D.M.18)

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

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

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

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 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

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi in condizioni sismiche (SLU – EQK)

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, 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:

- *Combinazione sismica agli stati limite ultimi:* 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 E_{AE}



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

$$E_d = \sum_i G_{ik} " + " E_{AE} " + " \sum_j \Psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo per i coefficienti di combinazione Ψ_{2j} i valori definiti nella Tab. 2.5.I del D.M.18.

In accordo con il D.M. 17/01/2018 (§ 7.1 della normativa di riferimento), le verifiche sono condotte nel rispetto degli stati limiti ultimi relative al solo SLV e i coefficienti parziali A (azioni) ed M (parametri geotecnici) sono tutti uguali a 1.

Pertanto i calcoli e le verifiche sono state condotte per le combinazioni:

- 1.0+1.0+R1 per le verifiche di tipo strutturale;
 - 1.0+1.0+R1 per le verifiche di tipo geotecnico;
 - 1.0+1.0+R2 per le verifiche geotecniche di instabilità globale terreno-opera;
- dove R, relativo alle resistenze è da assumere caso per caso in funzione del tipo di verifica. Nel caso specifico R1 sono tutti uguali a 1 e R2 è pari a 1.2.

L'incremento della spinta del terreno dovuta al sisma è valutata utilizzando la seguente formulazione:

$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

ove, per valutare il coefficiente di spinta attivo K_{AE} in condizioni sismiche si è utilizzato la nota espressione di MONONOBE-OKABE:

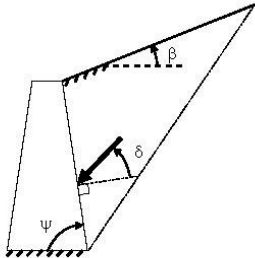
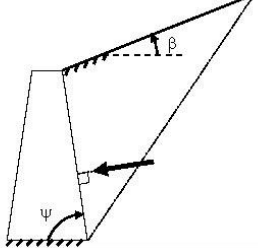
CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA		
$\beta \leq \phi - \theta:$	$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (3-6)$	
$\beta > \phi - \theta:$	$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$	
CONDIZIONI DI SPINTA PASSIVA		
$K_{PE} =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (EC8 \quad \text{con} \quad (3-7)$	
$\delta = 0^\circ)^{17}$		

Figura 10.1: espressione di Mononobe-Okabe



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl - Via Monte Zebio, 40 - 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. - fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 - CCIAA 694252 - C.F.-P.I. 03730011008

In presenza di acqua libera sulle paratie è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico (Westergaard), avente risultante pari a

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

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

Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinazione frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie in relazione alle prestazioni attese per l'opera stessa.

Nel caso in esame è stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d , esplicitando pertanto le prestazioni attese per l'opera stessa e confrontandole con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura. Si ritiene accettabile il valore pari o inferiore a 10 cm per le paratie di banchina.

11 Corrosione dei palancoati metallici

L'effetto della corrosione sui palancoati metallici è descritto nel §4 della EN 1993-5:2007 come una riduzione dello spessore delle palancole. L'entità di tale riduzione dipende, oltre che dal tempo di vita dell'opera, dalla natura del terreno in cui il palancoato è infisso e dalla zona di aggressione delle acque sul fronte banchina.

Tabella 11.1 – valori raccomandati di corrosione (Tab.4.1 e Tab. 4.2 del EC3-5)

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Notes:					
1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



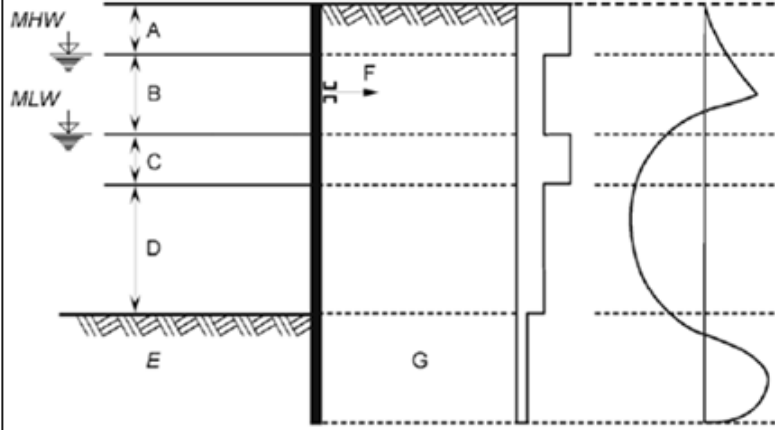
Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Imponendo un tempo di vita per la struttura pari a 50 anni ed adottando i valori raccomandati dalla EN 1993-5:2007, si ottengono i valori descritti nella tabella seguente.

Tabella 11.2 – valori di calcolo di corrosione

A Zone of high attack (splash zone); C Zone of high attack (Low water zone); E Buried zone (Water side); G Buried zone (Soil side) MHW Mean high water;	B Intertidal zone; D Permanent immersion zone; F Anchor; MLW Mean low water	VITA UTILE 50 ANNI	
		CORROSIONE	
		Lato mare	Lato terra
		3,75 mm	1,2 mm
		1,75 mm	1,2 mm
		3,75 mm	1,2 mm
		1,75 mm	0,6 mm
		0,6 mm	0,6 mm

Per la verifica della struttura in condizione di corrosione vengono individuate tre zone di differente attacco:

Zona di attacco massimo strutture fronte mare – splash zone

Questa zona caratterizza la massima corrosione subita in 50 anni dal palancoato di banchina. La corrosione sul lato mare è in corrispondenza della zona di splash ed è pari a 3.75 mm; sul lato terra è presente il terreno di riporto che è caratterizzato da una corrosione di 1.20 mm.

Zona di attacco massimo strutture fronte mare – zona di immersione permanente

Questa zona caratterizza la massima corrosione subita in 50 anni dal palancoato di banchina. La corrosione sul lato mare è in corrispondenza della zona di immersione permanente ed è pari a 1.75 mm; sul lato terra è presente il terreno naturale che è caratterizzato da una corrosione di 0.60 mm.



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Zona di attacco massimo strutture interne banchina – terreno di riporto

Questa zona caratterizza la massima corrosione subita in 50 anni dai tiranti di ancoraggio e dal palancoato di ancoraggio. La corrosione massima di queste strutture completamente circondate dal terreno di riporto è caratterizzata da un valore di corrosione di 1.20 mm su tutti i lati.

Il modulo di resistenza a 50 anni del palancoato metallico e dei tiranti è stato calcolato sullo spessore residuo dei profili stessi. Le verifiche sugli elementi strutturali sono state condotte confrontando le massime sollecitazioni con le zone di corrosione in cui esse ricadono. Nelle verifiche di resistenza della sezione del palancoato metallico è stata considerata la sezione corrosa a 50 anni nella rispettiva zona di pertinenza.

Le strutture indicate sono state scelte tra i prodotti tipo MASIDER. Ovviamente tale scelta è indicativa e sostituibile con analoghe soluzioni a parità di W_{\min} e J_{\min} ; altresì dovranno essere compatibili con la verifica a lungo termine con sezione ridotta per corrosione ($W_{\min \text{ corrosato}}$). Di seguito è riportata una tabella riassuntiva delle caratteristiche minime richieste sia in condizione di sezioni integre che con corrosione a 50 anni. I valori sono calcolati in base allo spessore residuo del profilo stesso.

I valori indicati non tengono conto, a vantaggio di sicurezza, della protezione offerta dal calcestruzzo della trave di coronamento e del trattamento protettivo dalla corrosione.

Tabella 11.3 – valori minimi richiesti del palancoato di banchina per sezione integra e per corrosione

Palancoato di banchina: Parete combinata Palo 660mm sp.10 mm + n. 3 PU12 saldate					
sezione integra		sezione corrosa a 50 anni splash zone		sezione corrosa a 50 anni immersione permanente	
J_{min} [cm ⁴ /m]	57115	J_{min} corrosa [cm ⁴ /m]	34177	J_{min} corrosa [cm ⁴ /m]	46128
W_{min} [cm ³ /m]	1731	W_{min} corrosa [cm ³ /m]	1040	W_{min} corrosa [cm ³ /m]	1400
A_{min} [cm ² /m]	181.3	A_{min} corrosa [cm ² /m]	105.6	A_{min} corrosa [cm ² /m]	145.1

Tabella 11.4 – valori minimi richiesti dei tiranti di ancoraggio per sezione integra e per corrosione

Tirante di ancoraggio Φ_{min} 39 mm			
sezione integra		sezione corrosa a 50 anni posa nel terreno di riporto	
A_{min} [cm ²]	11.95	A_{min} [cm ²]	10.52
A_{min} [cm ² /m]	4.74	A_{min} [cm ² /m]	4.17

Tabella 11.5 – valori minimi richiesti del palancoato di ancoraggio per sezione integra e per corrosione

Palancoato di ancoraggio: Parete combinata Pali 660mm sp.10 mm interasse 2.52 m			
sezione integra		sezione corrosa a 50 anni infissione nel terreno di riporto	
J_{min} [cm ⁴ /m]	42806	J_{min} corrosa [cm ⁴ /m]	32710
W_{min} [cm ³ /m]	1297	W_{min} corrosa [cm ³ /m]	993
A_{min} [cm ² /m]	81.03	A_{min} corrosa [cm ² /m]	61.70



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

12 Azioni variabili

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

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

Nel caso in esame è stato considerato la seguente azione variabile:

- **Q_1 – Sovraccarico banchina 10 kN/m²;**

Il sovraccarico massimo agente sulla banchina Q_1 è stato considerato come carico orizzontale uniformemente ripartito.

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

Tabella 12.1 –valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria F	0.7	0.7	0.6



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. –fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

13 Elenco delle verifiche del palancolato

BANCHINE A PALANCOLE	in condizioni non sismiche
SLU – GEO	(A2 + M2 + R1)
Combinazione fondamentale SLU (GEO)	$E_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti	coefficiente parziale per i carichi permanenti (A2) 1.0 sfavorevole ; 1.0 favorevole
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
γ_{Q1} = coefficiente parziale delle azioni variabili	coefficiente parziale per le azioni variabili (A2) 1.3 sfavorevole ; 0.0 favorevole
γ_V = coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume	coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume (M2) 1.0
$\gamma_{c'}$ = coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace	coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace (M2) 1.25
$\gamma_{\Phi'}$ = coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio	coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio (M2) 1.25 (applicato alla $\tan\Phi'$)
γ_R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R1) 1.0
SLU – GEO – Stabilità globale di insieme	(A2 + M2 + R2)
Combinazione fondamentale SLU (GEO) – COMB2	$E_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti	coefficiente parziale per i carichi permanenti (A2) 1.0 sfavorevole ; 1.0 favorevole
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
γ_{Q1} = coefficiente parziale delle azioni variabili	coefficiente parziale per le azioni variabili (A2) 1.3 sfavorevole ; 0.0 favorevole
γ_V = coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume	coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume (M2) 1.0
$\gamma_{c'}$ = coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace	coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace (M2) 1.25
$\gamma_{\Phi'}$ = coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio	coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio (M2) 1.25 (applicato alla $\tan\Phi'$)
γ_R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R2) 1.1

Nota 1: Per le verifiche di tipo geotecnico GEO, la conferma della convergenza del modello di calcolo utilizzato relativo a ciascuna verifica SLU – GEO è indice di stabilità dell'opera.

BANCHINE A PALANCOLE	in condizioni non sismiche
SLU – STR	(A1 + M1 + R1)
Combinazione fondamentale SLU (STR)	$E_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti	coefficiente parziale per i carichi permanenti (A1) 1.3 sfavorevole ; 1.0 favorevole
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
γ_{Q1} = coefficiente parziale delle azioni variabili	coefficiente parziale per le azioni variabili (A1) 1.5 sfavorevole ; 0.0 favorevole
γ_Y = coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume	coefficiente parziale geotecnico per il peso dell'unità di volume (M1) 1.0
$\gamma_{c'}$ = coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace	coefficiente parziale geotecnico per la coesione efficace (M1) 1.0
γ_{Φ} = coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio	coefficiente parziale geotecnico per l'angolo di resistenza al taglio (M1) 1.0 (applicato alla $\tan\Phi'$)
γ_R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R1) 1.0

Nota 2: Per le verifiche di tipo strutturale STR, i valori delle sollecitazioni risultanti del modello di calcolo utilizzato relativo a ciascuna verifica SLU – STR saranno confrontate coi valori di resistenza strutturale delle palancole e dei tiranti.

BANCHINE A PALANCOLE	in condizioni sismiche
SLU_EQK – GEO	(1.0 + 1.0 + R1)
Combinazione fondamentale SLU_EQK (GEO)	$E_d = E + G_1 + \Psi_{21} Q_1$
E = azione sismica	incremento sismico di spinta del terreno ed azione idrodinamica sulla paratia
G ₁ = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q ₁ = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Ψ ₂₁ = coefficiente combinazione del sovraccarico banchina	0.6 (Tab. 2.5.I del DM 17/1/2018)
γ _R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R1) 1.0
SLU – GEO – Stabilità globale di insieme	(1.0 + 1.0 + R2)
Combinazione fondamentale SLU_EQK (GEO)	$E_d = E + G_1 + \Psi_{21} Q_1$
E = azione sismica	incremento sismico di spinta del terreno ed azione idrodinamica sulla paratia
G ₁ = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q ₁ = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Ψ ₂₁ = coefficiente combinazione del sovraccarico banchina	0.6 (Tab. 2.5.I del DM 17/1/2018)
γ _R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R2) 1.2

Nota 3: Per le verifiche di tipo geotecnico GEO, la conferma della convergenza del modello di calcolo utilizzato relativo a ciascuna verifica SLU_EQK – GEO è indice di stabilità dell'opera.

BANCHINE A PALANCOLE	in condizioni sismiche
SLU_EQK – STR	(1.0 + 1.0 + R1)
Combinazione fondamentale SLU_EQK (STR)	$E_d = E + G_1 + \Psi_{21} Q_1$
E = azione sismica	incremento sismico di spinta del terreno ed azione idrodinamica sulla paratia
G ₁ = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q ₁ = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Ψ ₂₁ = coefficiente combinazione del sovraccarico banchina	0.6 (Tab. 2.5.I del DM 17/1/2018)
γ _R = coefficienti parziali geotecnici per le resistenze	coefficienti parziali geotecnici per le resistenze (R1) 1.0

Nota 4: Per le verifiche di tipo strutturale STR, i valori delle sollecitazioni risultanti del modello di calcolo utilizzato relativo a ciascuna verifica SLU_EQK – STR saranno confrontate coi valori di resistenza strutturale delle palancole e dei tiranti.

BANCHINE A PALANCOLE	SLE
Combinazione rara SLE_RARA	$E_{d1} = G_1 + Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Combinazione frequente SLE_FREQUENTE	$E_{d2} = G_1 + \Psi_{11} Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Ψ_{11} = coefficiente combinazione del sovraccarico banchina	0.7 (Tab. 2.5.I del DM 17/1/2018)
Combinazione quasi permanente SLE_QUASI PERMANENTE	$E_{d3} = G_1 + \Psi_{21} Q_1$
G_1 = insieme delle azioni permanenti	spinta del terreno sulla paratia
Q_1 = azione variabile	sovraccarico banchina 10 kN/m ²
Ψ_{21} = coefficiente combinazione del sovraccarico banchina	0.6 (Tab. 2.5.I del DM 17/1/2018)

Nota 5: Per le verifiche degli stati limite di esercizio SLE, vengono calcolati i valori di deformazioni/spostamenti massimi delle paratie in termini di freccia massima orizzontale (δ_{max}) che corrispondono a quelli indotti dall'azione dei carichi e sovraccarichi accidentali nelle diverse combinazioni relative a ciascuna verifica SLE_RARA, SLE_FREQUENTE e SLE_QUASI PERMANENTE saranno confrontati col valore di deformazione massima stabilita.

14 Calcolo e verifica del palancolato di banchina

Per il calcolo e la verifica delle banchine a palancole metalliche è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 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. La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “TRAVE SU SUOLO ELASTICO”: 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:

- 1) Analisi CLASSICA tramite metodi all’equilibrio limite;
- 2) 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 (vedere §8);
- caratteristiche geometriche e meccaniche costituenti la struttura in oggetto (vedere §7);
- fasi costruttive (vedere nel presente capitolo la descrizione delle fasi costruttive).

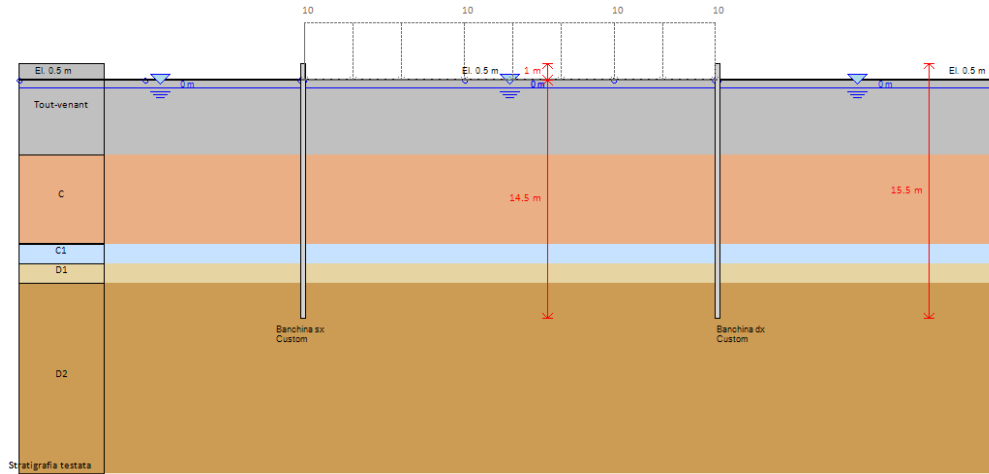
Per le verifiche di tipo geotecnico GEO, la conferma della convergenza del modello di calcolo relativo a ciascuna verifica SLU–GEO e SLU_EQK–GEO è indice di stabilità dell’opera (la paratia non è labile per plasticizzazione del terreno resistente).

14.1 Fasi costruttive – Fronti banchine

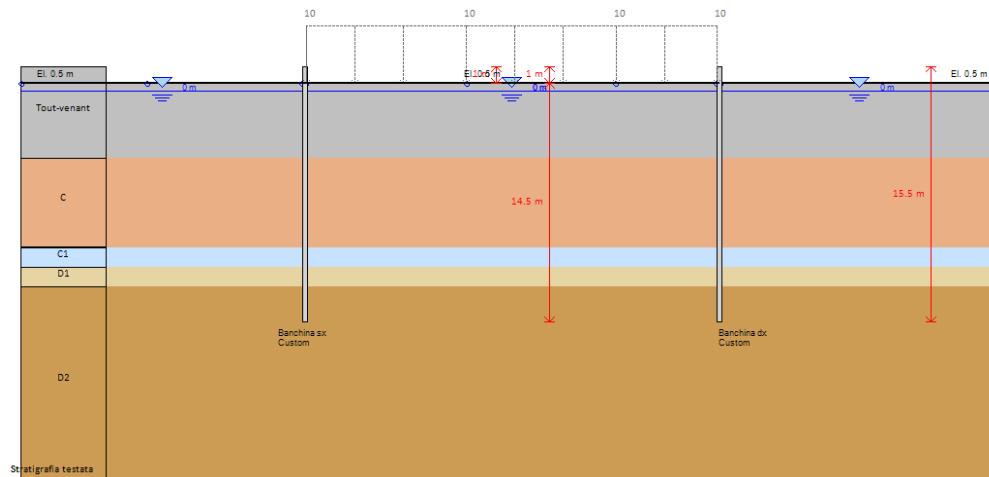
Nel modello di calcolo dello Sporgente I sono state assunte le fasi costruttive che massimizzano le sollecitazioni sulle strutture in modo da operare le verifiche in termini cautelativi e senza vincolare le procedure operative. Le fasi costruttive considerate prevedono:

- condizione geostatica iniziale con terreno a quota +0.50 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 0) con infissione dei palancolati di banchina dello sporgente;
- posa dei tiranti alla quota +0.50 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 1);
- rimozione del terreno fronte banchine fino alla quota massima del terreno naturale di -4.10 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 2);
- riempimento-ricoprimento del sistema d'ancoraggio fino a quota di sommità del piano finito dello sporgente a +1.50 m s.m. di calcolo (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 3) con la realizzazione della trave di coronamento il cui contributo è stato trascurato a scopo cautelativo;
- riduzione della quota fondale naturale di 50 cm (quota -4.60 m s.m.) secondo i dettami normativi del §6.5.2.2 delle NTC18 (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 4);
- azione data dal contributo del cavo d'onda e della bassa marea visto come una variazione del livello idrico fronte banchine di 50 cm (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 5);
- l'applicazione del sovraccarico di banchina (azione variabile) come uniformemente distribuito (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 6);
- applicazione del sisma (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 7).

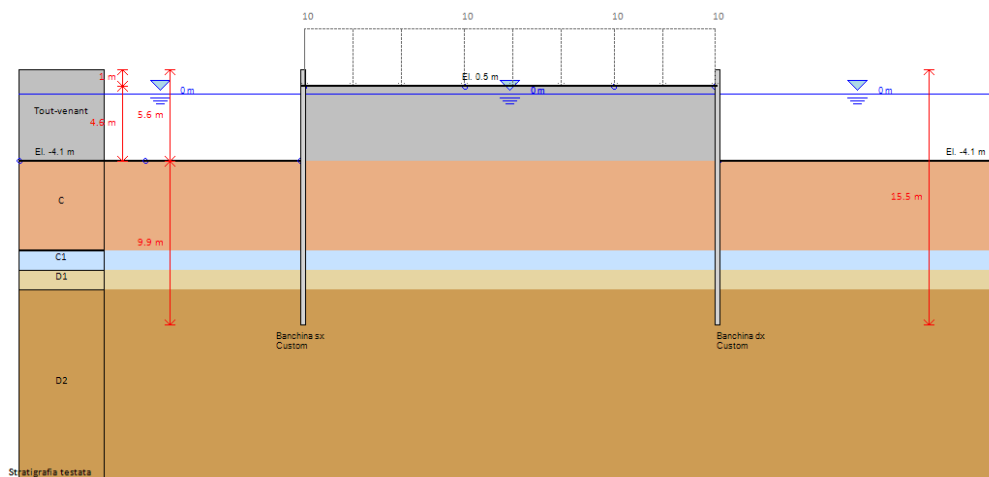
Stage 0



Stage 1



Stage 2



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1

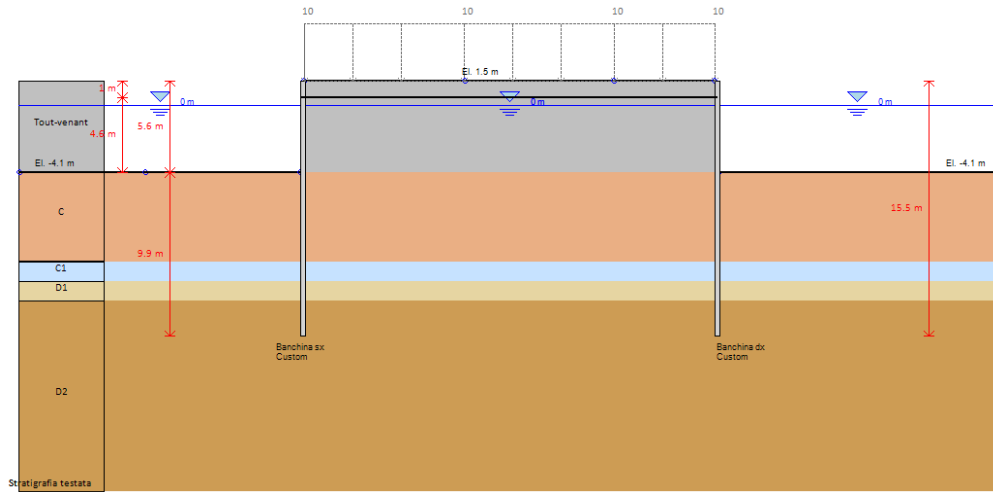


Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1

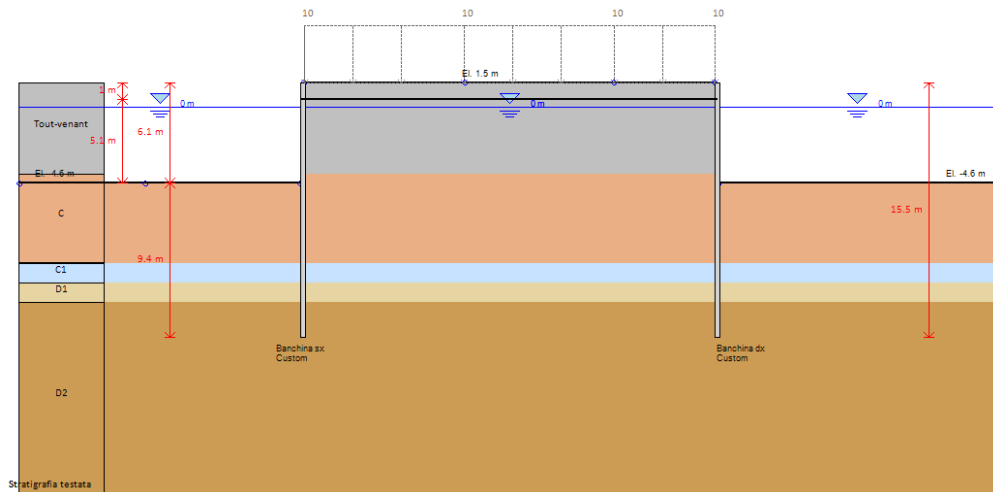


MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

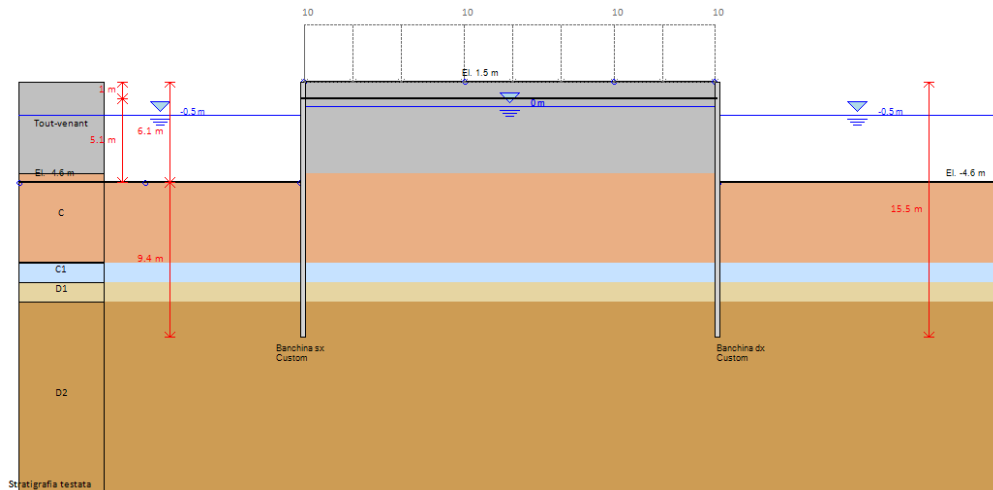
Stage 3



Stage 4



Stage 5



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1

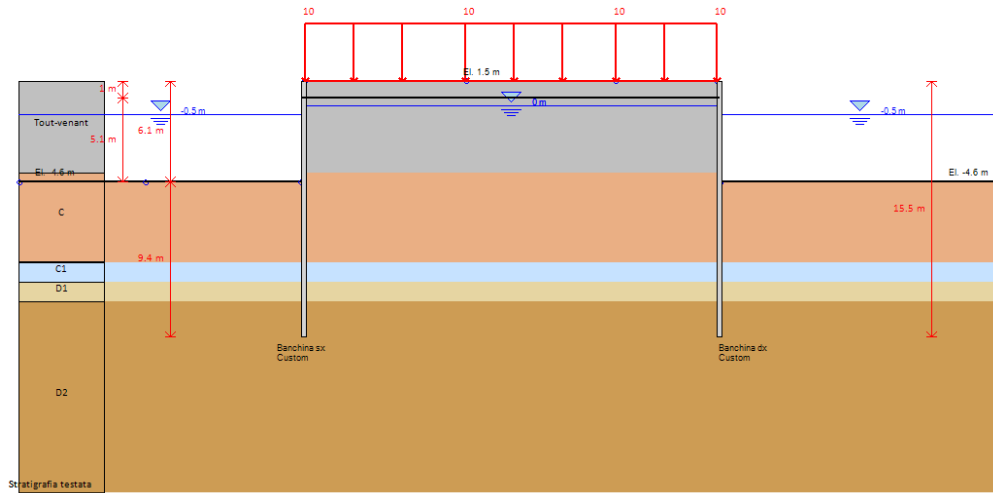


Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1

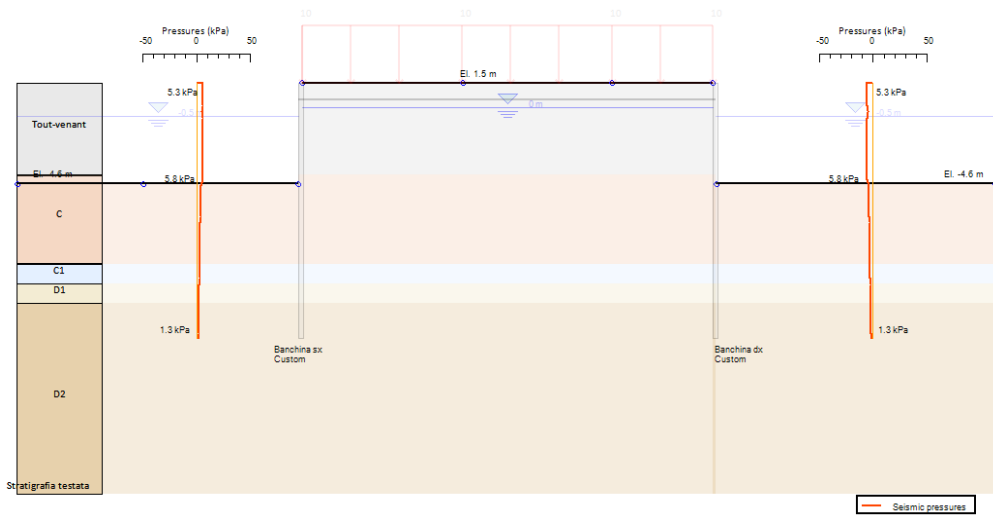


MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Stage 6



Stage 7



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.2 Fasi costruttive – Banchina di testata

Nel modello di calcolo dello Sporgente I sono state assunte le fasi costruttive che massimizzano le sollecitazioni sulle strutture in modo da operare le verifiche in termini cautelativi e senza vincolare le procedure operative. Le fasi costruttive considerate per la banchina di testata prevedono:

- condizione geostatica iniziale con terreno a quota +0.30 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 0) con infissione dei palancoati di banchina e di ancoraggio;
- posa dei tiranti alla quota +0.30 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 1);
- rimozione del terreno fronte banchina fino alla quota massima del terreno naturale di -4.10 m s.m. (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 2);
- riempimento-ricoprimento del sistema d'ancoraggio e del terrapieno dello sporgente fino a quota di sommità del piano finito a +1.50 m s.m. di calcolo (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 3) con la realizzazione delle travi di coronamento il cui contributo è stato trascurato a scopo cautelativo;
- riduzione della quota fondale naturale di 50 cm (quota -4.60 m s.m.) secondo i dettami normativi del §6.5.2.2 delle NTC18 (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 4);
- azione data dal contributo del cavo d'onda e della bassa marea visto come una variazione del livello idrico fronte banchina di 50 cm (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 5);
- l'applicazione del sovraccarico di banchina (azione variabile) come uniformemente distribuito (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 6);
- applicazione del sisma (nel modello di calcolo corrisponde a Stage 7).



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1

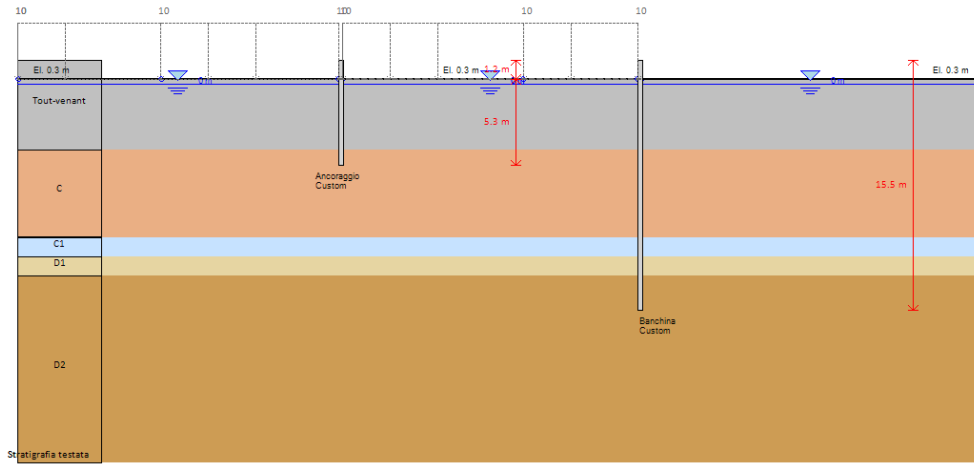


Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1

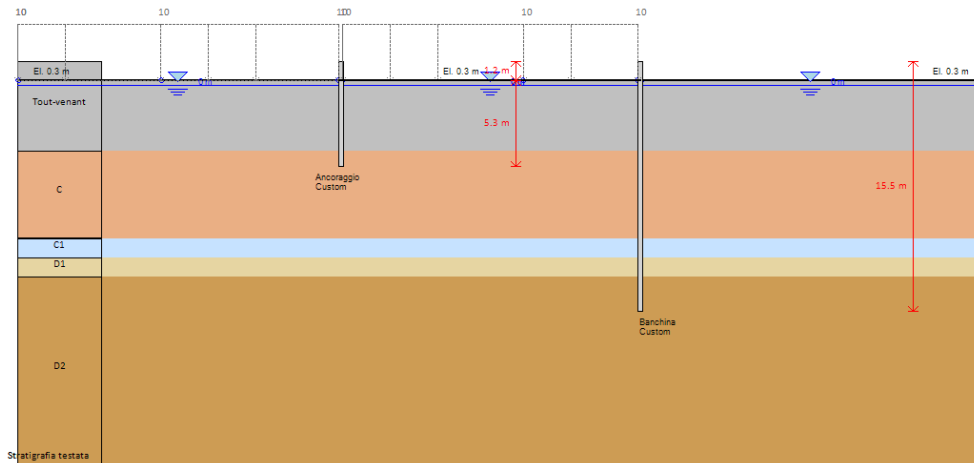


MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

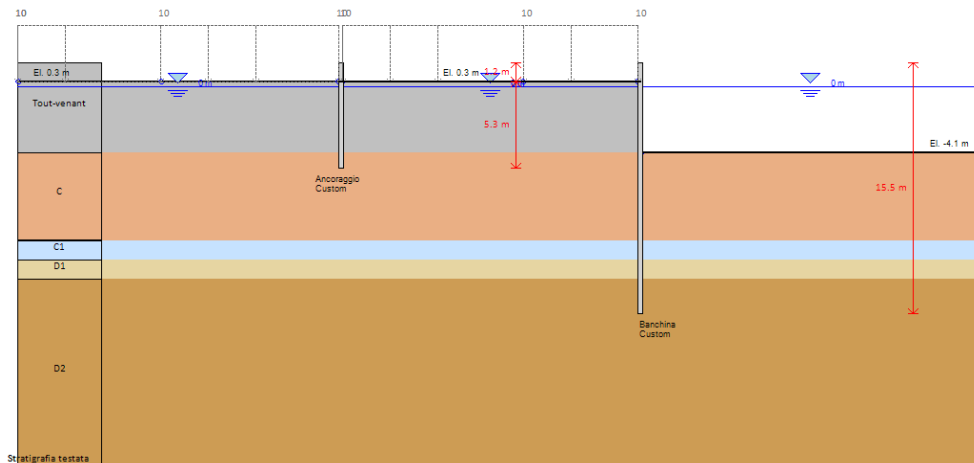
Stage 0



Stage 1



Stage 2



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1

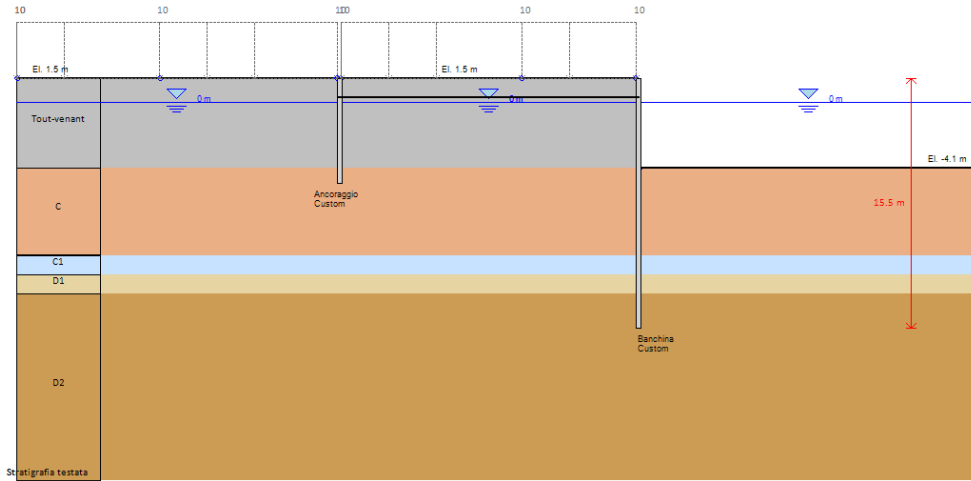


Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1

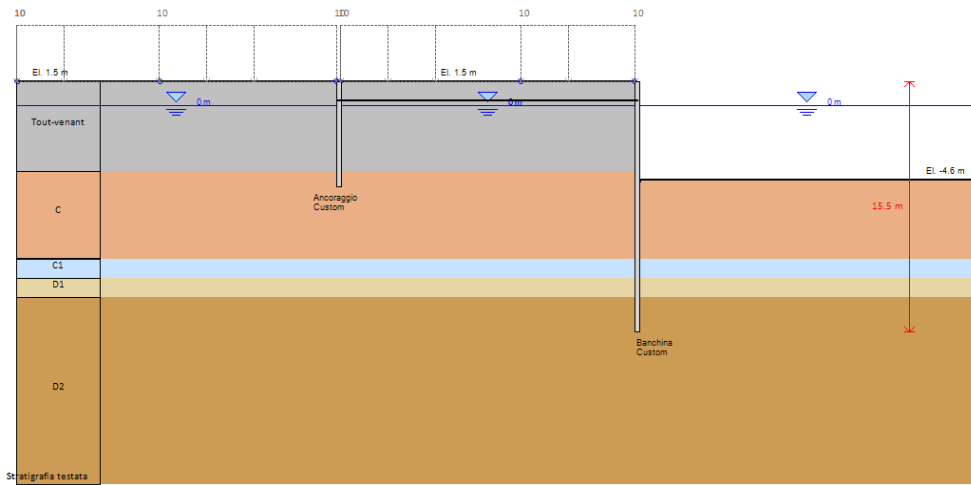


MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

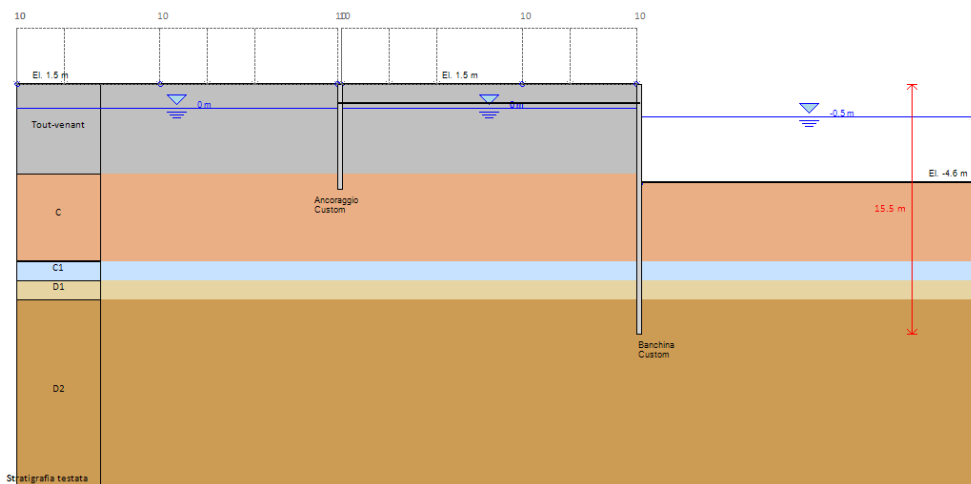
Stage 3



Stage 4



Stage 5



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1

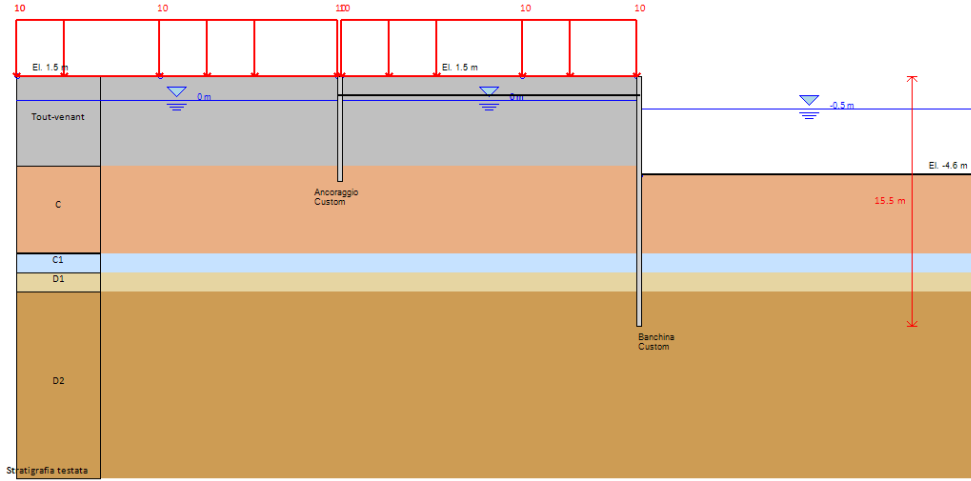


Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1

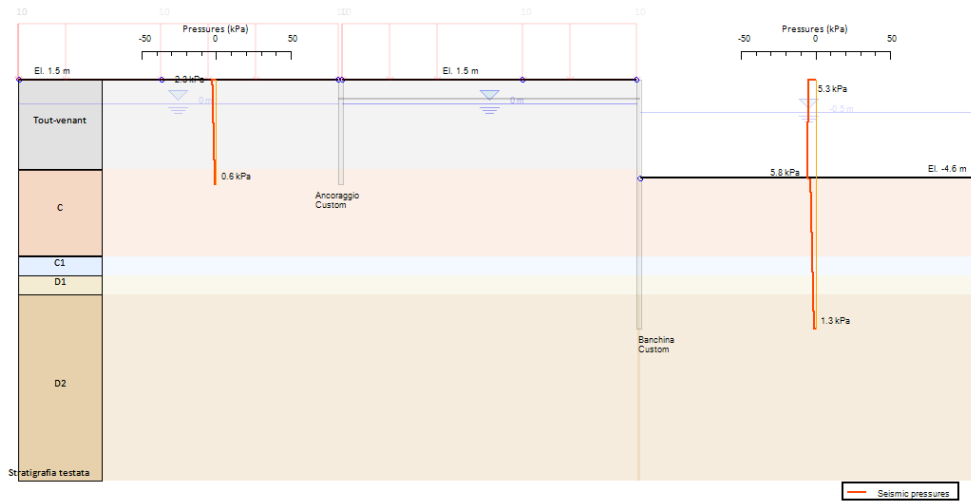


MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Stage 6



Stage 7



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.3 Risultati di calcolo e verifica agli stati limite ultimi – Fronti banchina

Con riferimento ai criteri di verifica delle strutture indicati nel §10 e alle verifiche indicate nel §13, di seguito si riportano i risultati delle verifiche agli stati limiti ultimi di tipo geotecnico (GEO) e di tipo strutturale (STR) in condizioni non sismiche (SLU) e sismiche (SLU_EQK) e i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).

14.3.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Lo stato limite ultimo di collasso per rotazione attorno ad un punto (atto di moto rigido) sono stati verificati per le seguenti combinazioni di carico, definite nel §13, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni dinamiche (SLU_EQK):

- 1) SLU (GEO) (A2+M2+R1)
- 2) SLU_EQK (GEO) (1.0+1.0+R1)

I risultati delle verifiche sono espressi sia in termini di conferma della convergenza del modello di calcolo che è indice di stabilità dell'opera (la paratia non è labile per plasticizzazione del terreno resistente) e sia in termini di coefficienti di sicurezza come risultati delle verifiche effettuate attraverso il modulo di calcolo "analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite" di PARATIE PLUS (vedi §14).

Tabella 14.1 – risultati delle verifiche di tipo geotecniche (GEO) agli stati limite ultimi

		Palancolato di banchina		
		Risultato analisi	FS rotazione (an. classica)	FS infissione (an. classica)
Verifica SLU (GEO)	NTC2018: A2+M2+R1	la soluzione converge	1.853	1.458
Verifica SLU_EQK (GEO)	NTC2018: 1.0+1.0+R1	la soluzione converge	2.220	2.696

I coefficienti di sicurezza della struttura sopra elencati sono rispettivamente:

- "Fs rotazione" è il rapporto tra il momento resistente ed il momento ribaltante;
- "Fs infissione" da indicazione sull'efficacia della profondità di infissione.

Dalla tabella si osserva che la combinazione di carico più gravosa per la paratia di banchina è quella in condizioni statiche (SLU (GEO)), per la quale comunque risulta che

i coefficiente di sicurezza, frutto dell'analisi convenzionale all'equilibrio limite, siano superiori al valore limite 1 e per tanto la verifica risulta soddisfatta.

14.3.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

La resistenza strutturale della paratia è stata verificata per le seguenti combinazioni di carico, definite nel §13, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni dinamiche (SLU_EQK):

- 3) SLU (STR) (A1+M1+R1)
 4) SLU_EQK (STR) (1.0+1.0+R1)

Tabella 14.2 – risultati delle verifiche di tipo strutturale (STR) agli stati limite ultimi

		Palancolato di banchina		Tirante di ancoraggio	
		Momento massimo paratia (kN-m/m)	Taglio massimo paratia (kN/m)	Massima reazione vincoli (kN/m)	Massima reazione vincoli (kN)
Verifica SLU (STR)	NTC2018: A1+M1+R1	212.67	87.92	95.60	240.91
Verifica SLU_EQK (STR)	NTC2018: 1.0+1.0+R1	199.23	83.98	94.79	238.87

Tutti i valori delle sollecitazioni agenti sulle strutture, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLU_EQK), delle verifiche strutturali (STR) per stage sono riportati nelle figure seguenti.

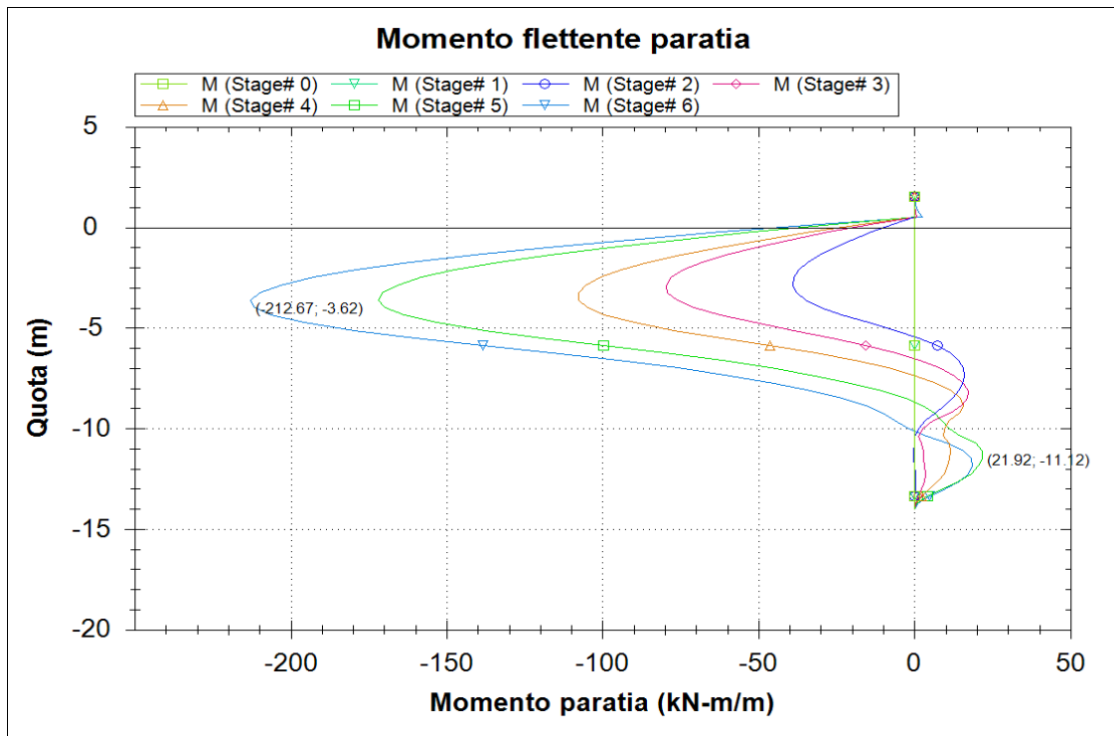


Figura 14.1: valori di momento per stage – paratia di banchina – verifica SLU(STR)

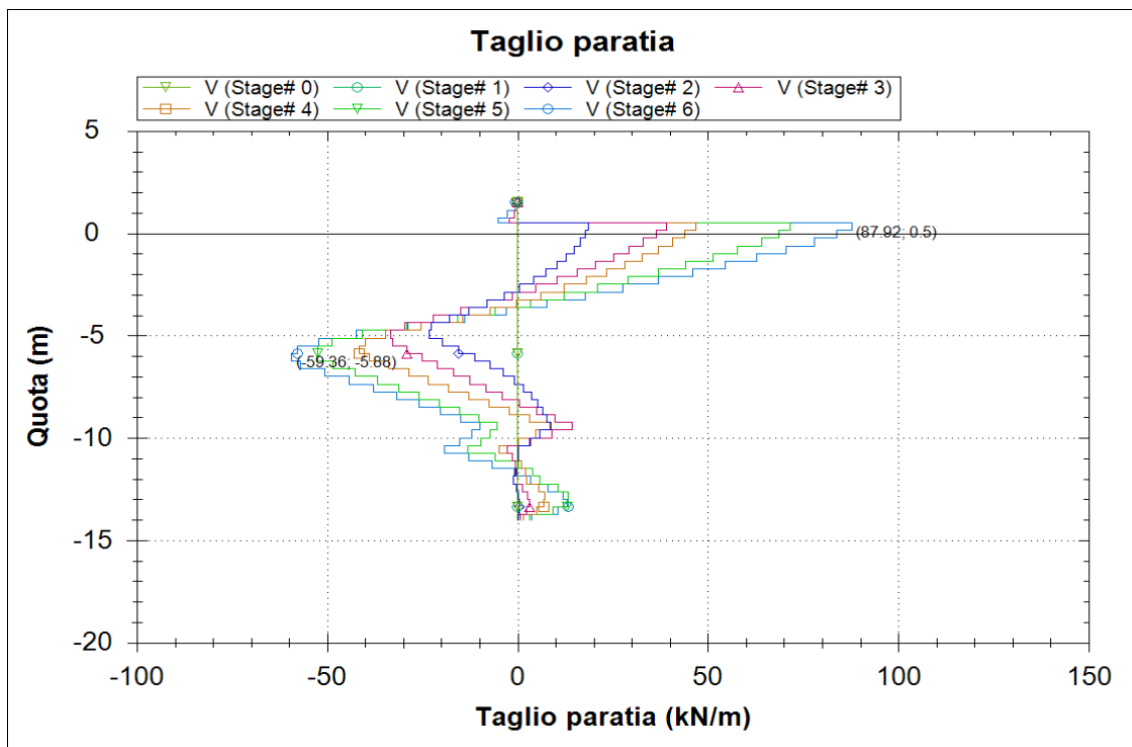


Figura 14.2: valori di taglio per stage – paratia di banchina – verifica SLU(STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

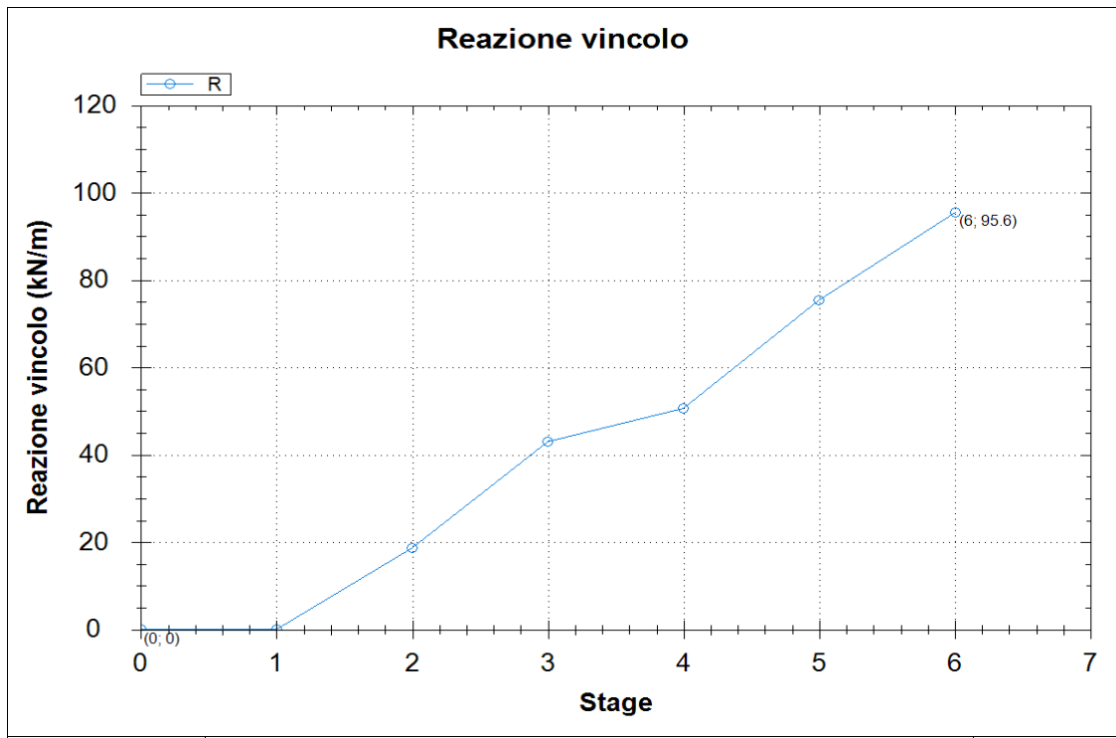


Figura 14.3: valori di reazione vincolare per stage – tiranti di ancoraggio – verifica SLU(STR)

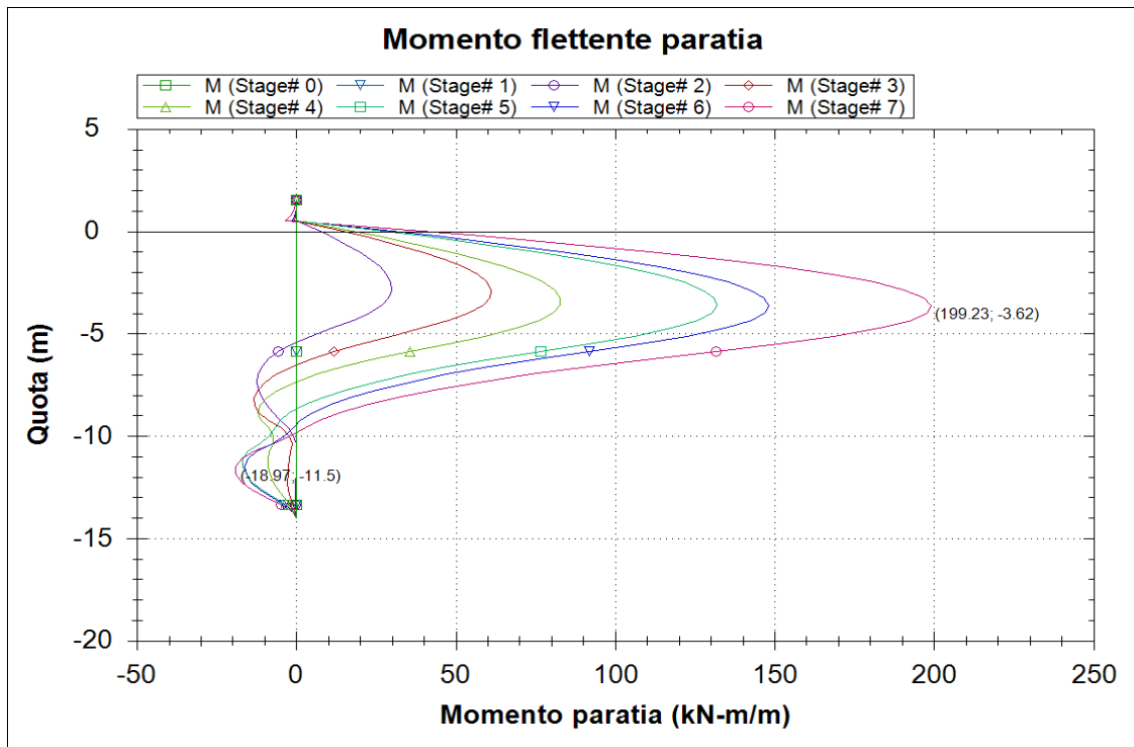


Figura 14.4: valori di momento per stage – paratia di banchina – verifica SLU_EQK (STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

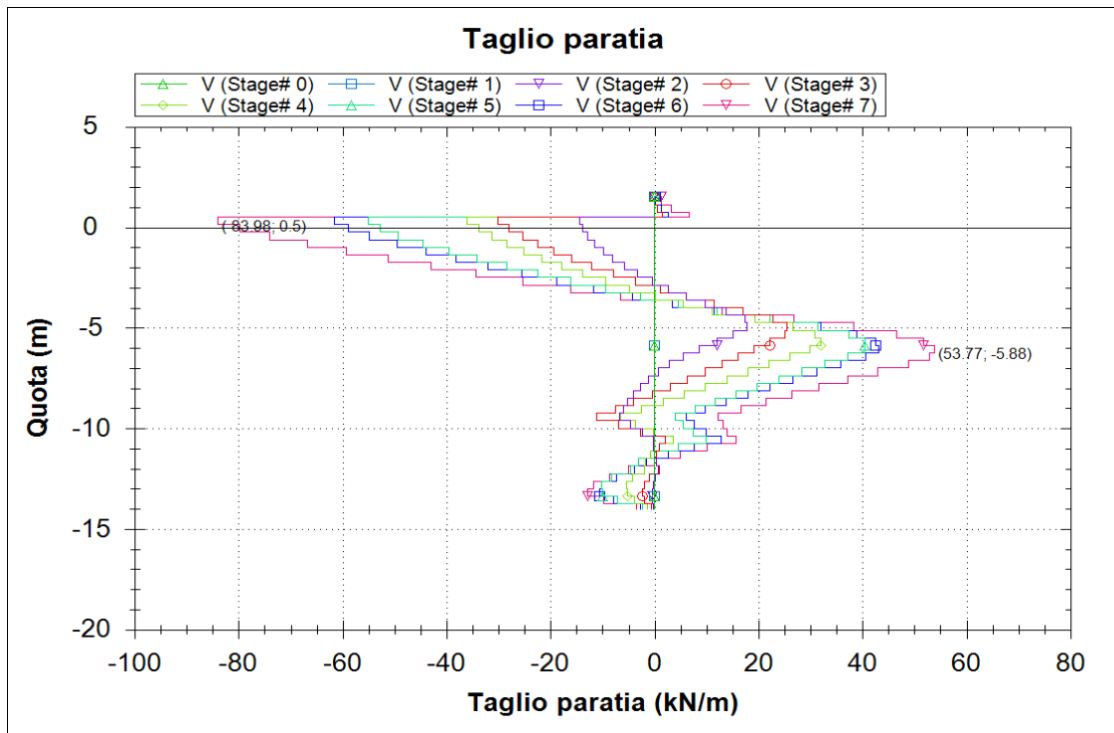


Figura 14.5: valori di taglio per stage – paratia di banchina – verifica SLU_EQK (STR)

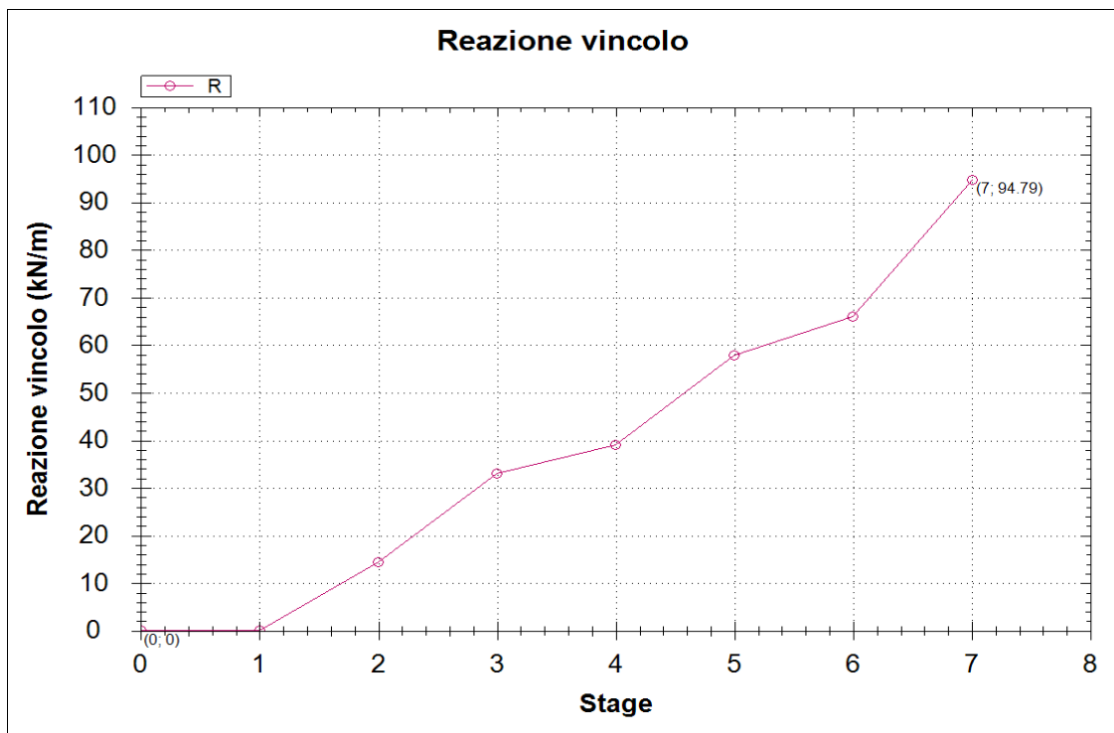


Figura 14.6: valori di reazione vincolare per stage – tiranti di ancoraggio – verifica SLU_EQK (STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Come è possibile notare dai risultati riportati in tabella e nelle figure sopra riportate, la condizione in cui le paratie di banchina dello sporgente sono soggette alle maggiori sollecitazioni è nella condizione statica. Le verifiche strutturali delle paratie di banchina e dei tiranti di ancoraggio sono condotte confrontando la resistenza offerta con le massime sollecitazioni agenti risultate dalle analisi svolte (che si riportano nelle figure seguenti per maggiore sintesi).

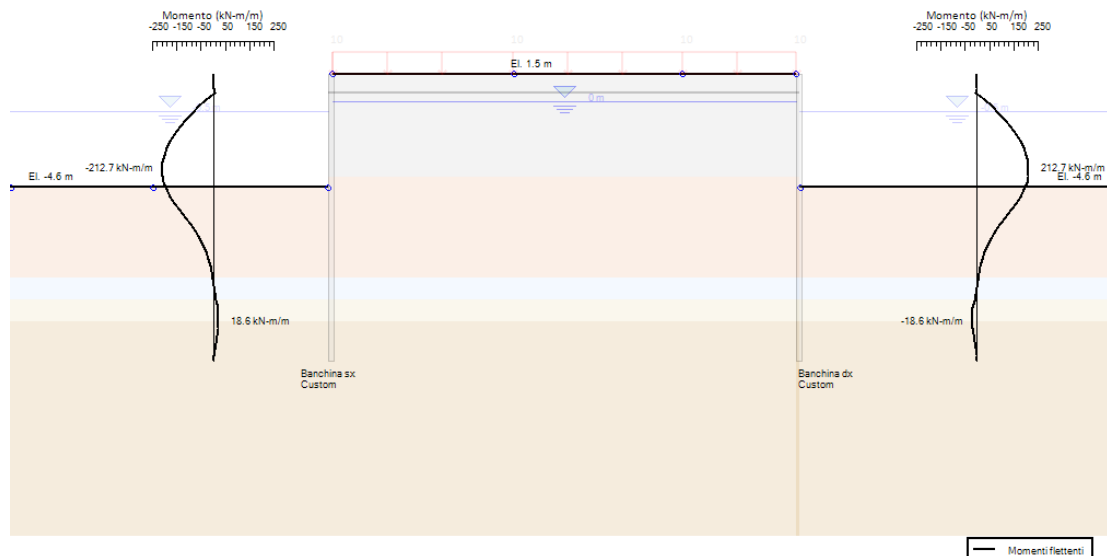


Figura 14.7: valori di momento massimo (M_{max}) agente sui palancolati di banchina (SLU (STR) – stage 6)

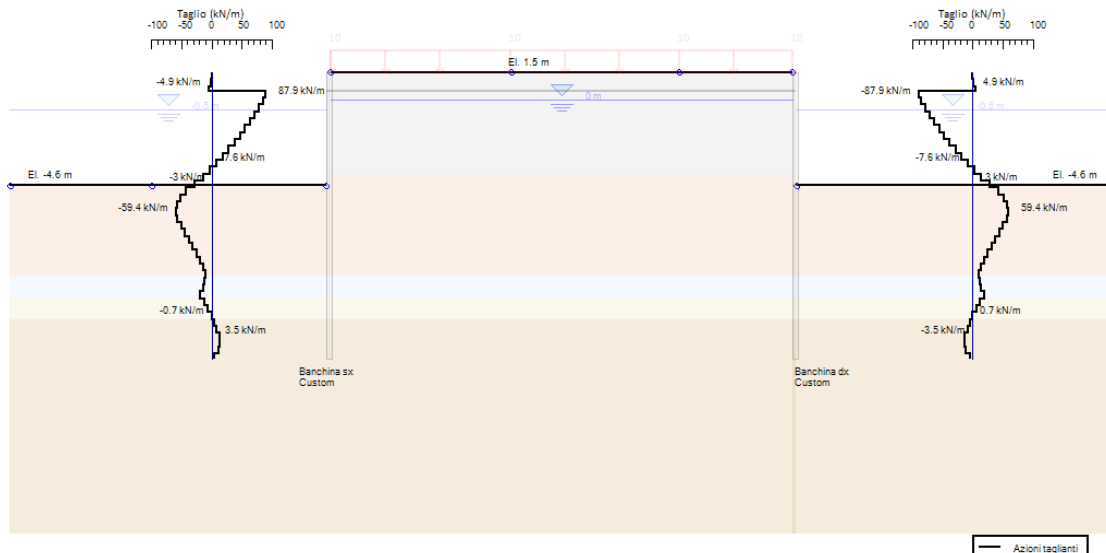


Figura 14.8: valori di taglio massimo (V_{max}) agente sui palancolati di banchina (SLU (STR) – stage 6)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

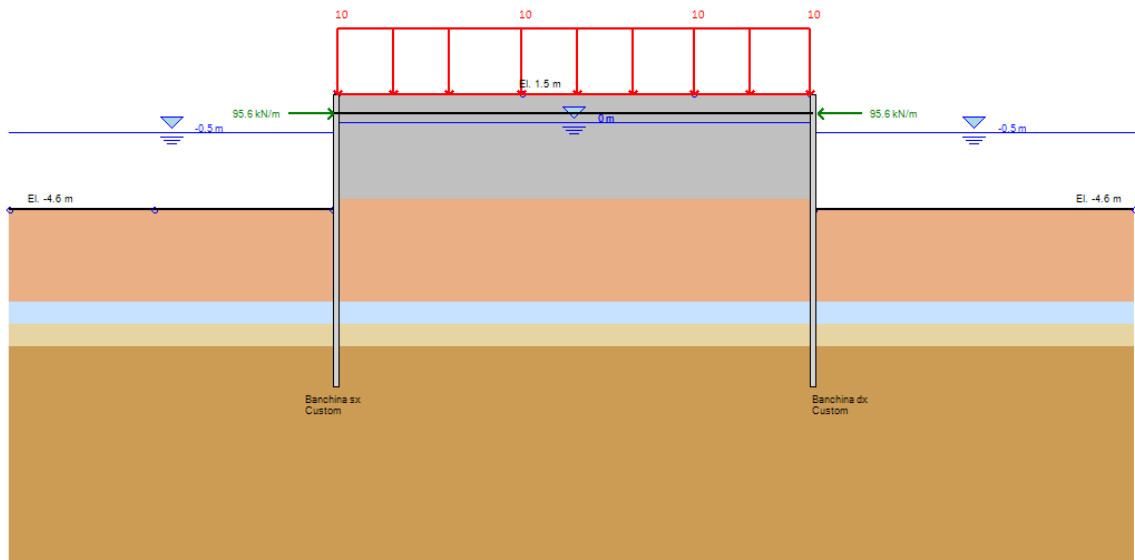


Figura 14.9: valori di reazione massima (N_{max}) agenti sui tiranti di ancoraggio (SLU (STR) – stage 6)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Palancolati di banchina

Per la verifica dei palancolati di banchina, le massime sollecitazioni si sviluppano nella zona di “immersione permanente” per il momento e nella “splash zone” per il taglio per le verifiche con sezione corrosa (vedere §11). Per la verifica dell’azione tagliante:

$$V_{sd} = 87.92 \text{ kN/m} < V_{rd} = \frac{A_{corr} \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = \frac{105.6 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 2061.31 \text{ kN/m}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{rd}$, non c’è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{sd} = 212.67 \text{ kNm/m} < M_{rd} = \frac{W_{corr} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{1.400 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.05} = 473.33 \text{ kNm/m}$$

Tiranti di ancoraggio

Per la verifica dei tiranti di ancoraggio si è considerata la zona “posa nel terreno di riporto” per le verifiche della sezione corrosa (vedere §11) per le massime sollecitazioni agenti.

$$N_{sd} = 240.91 \text{ kN/tirante (interasse tiranti 2.52 m)}$$

$$N_{rd} = \frac{A_{corr} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{0.355 \cdot 1052}{1.05} = 355.71 \text{ kN} > N_{sd}$$



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.3.3 Verifiche di stabilità di insieme (GEO)

Le verifiche di stabilità globale del complesso struttura-terreno sono state condotte con il consolidato metodo dell'equilibrio limite di Bishop, secondo il quale il coefficiente di sicurezza risulta dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + \left(\frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \operatorname{tg} \varphi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F_s} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e φ_i sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia ed u_i è il corrispondente valore della pressione neutra.

Con l'ausilio del software specialistico PARATIE PLUS di Harpaceas srl, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio con riferimento a diversi potenziali cinematismi di rottura.

Le verifiche di stabilità globale sono state riferite con la combinazione di carico A2+M2+R2 (SLU–GEO) per le condizioni statiche e 1.0+1.0+R2 (SLU_EQK–GEO) per le condizioni sismiche così come previsto dalla normativa vigente, nelle stesse combinazioni di carico e fasi costruttive descritte nei paragrafi precedenti per le verifiche di tipo geotecnico (GEO). Come anche definito nel §10 il coefficiente parziale per le resistenze applicato nelle verifiche di stabilità globale è R2 definito dalla normativa vigente è pari a $\gamma_R = 1.1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.2$ per le verifiche in condizioni sismiche.

Nelle figure seguenti si riportano gli esiti delle verifiche svolte rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s minimo riferito alla superficie di scorrimento critica ottenuto dal modello di calcolo. Nella tabella riassuntiva invece si riporta, per le verifiche svolte, nella prima colonna il coefficiente di sicurezza F_s sopra descritto che risulta dal

modello di calcolo senza applicare il coefficiente di riduzione delle resistenze offerte, mentre nella seconda colonna si riportata il corrispondente valore del coefficiente di sicurezza ottenuto applicando alla resistenza del terreno il coefficiente γ_R previsto dalla Normativa vigente.

Dai risultati delle analisi, le condizioni di stabilità risultano soddisfatte con margini di sicurezza superiori a quelli previsti dalla normativa vigente.

Tabella 14.3 – risultati delle verifiche di tipo stabilità di insieme (GEO) agli stati limite ultimi

	F_s minimo	F_s/γ_R Rd/Ed A2+M2+R2
Verifica SLU (GEO)	2.368	2.153
	F_s minimo	F_s/γ_R Rd/Ed 1.0+1.0+R2
Verifica SLU_EQK (GEO)	2.492	2.077

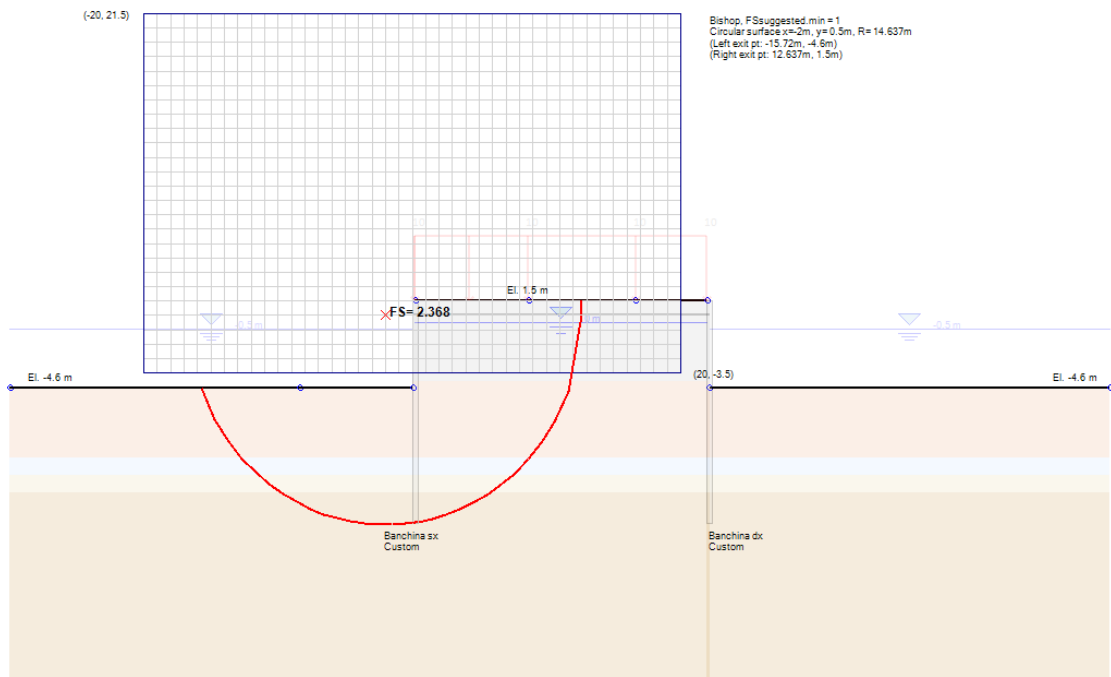


Figura 14.10: valore del coefficiente di sicurezza minimo (Fs) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di insieme in condizioni statiche (SLU(GEO))

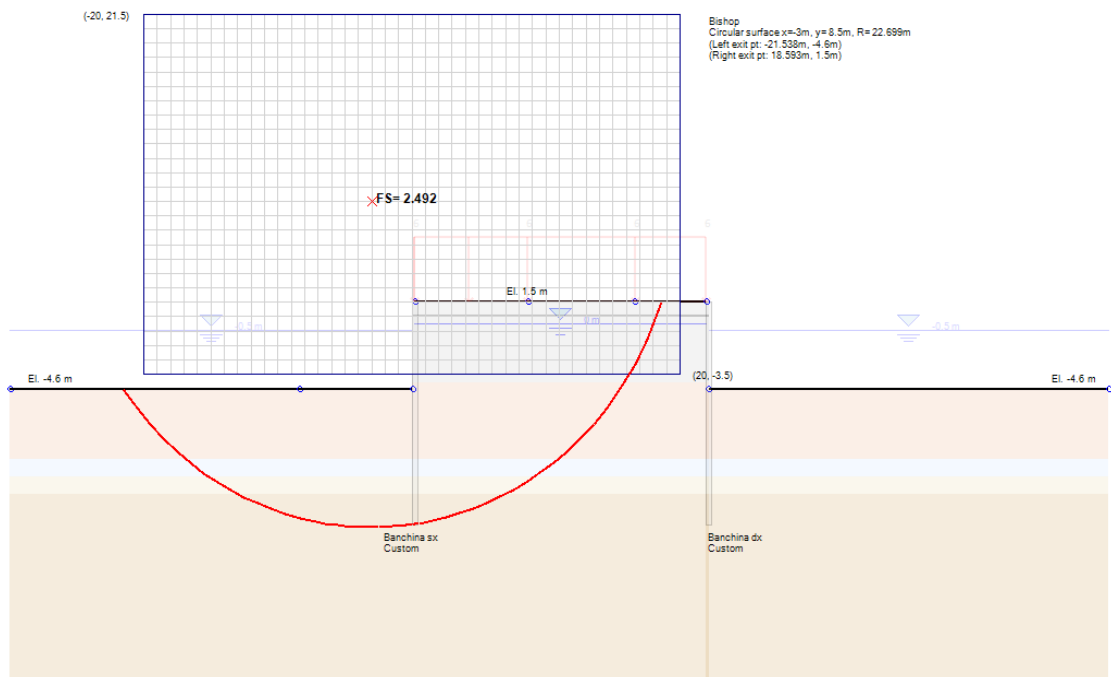


Figura 14.11: valore del coefficiente di sicurezza minimo (Fs) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di insieme in condizioni sismiche (SLU_EQK (GEO))



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Con riferimento ai criteri di verifica delle strutture nel §10 e alle verifiche indicate nel §13, di seguito si riportano le deformazioni massime ottenute dalle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) per le tre combinazioni considerate.

Palancolati di Banchina	
Spostamento (cm)	
SLE_combinazione rara	2.18
SLE_combinazione frequente	2.03
SLE_combinazione quasi permanente	1.99

Nel caso in esame è stato verificato che i valori di degli spostamenti delle paratie risultino minori del valore di progetto limite di spostamenti compatibili col comportamento della struttura che si è ritenuto di accettare uno spostamento massimo pari a 10 cm. I valori degli spostamenti massimi ottenuti dal modello di calcolo risultano inferiori al valore limite ipotizzato, pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

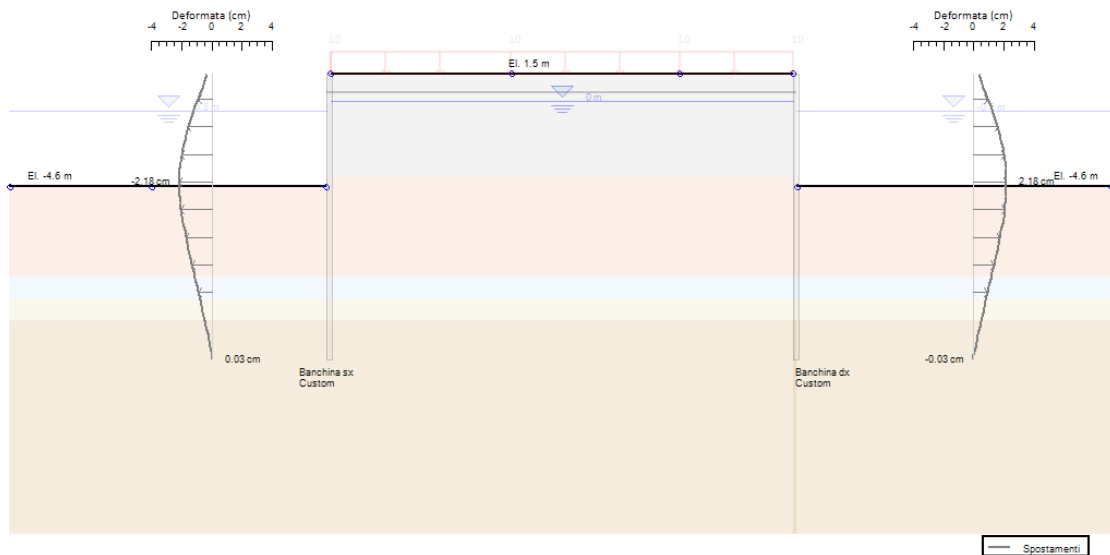


Figura 14.12: massime deformazioni dei palancolati agli stati limite di esercizio (SLE_RARA)

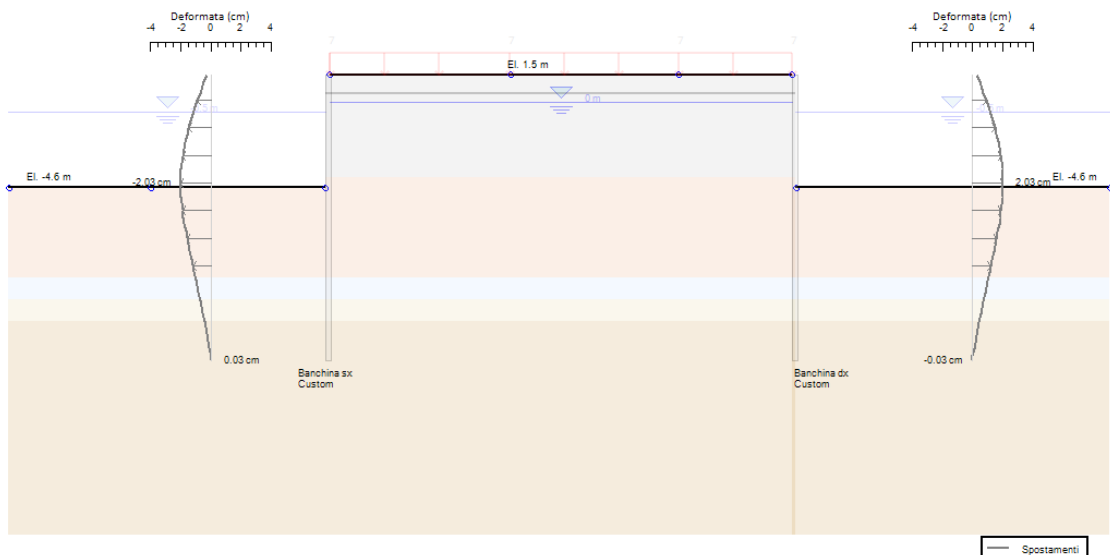


Figura 14.13: massime deformazioni dei palancolati agli stati limite di esercizio (SLE_FREQUENTE)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

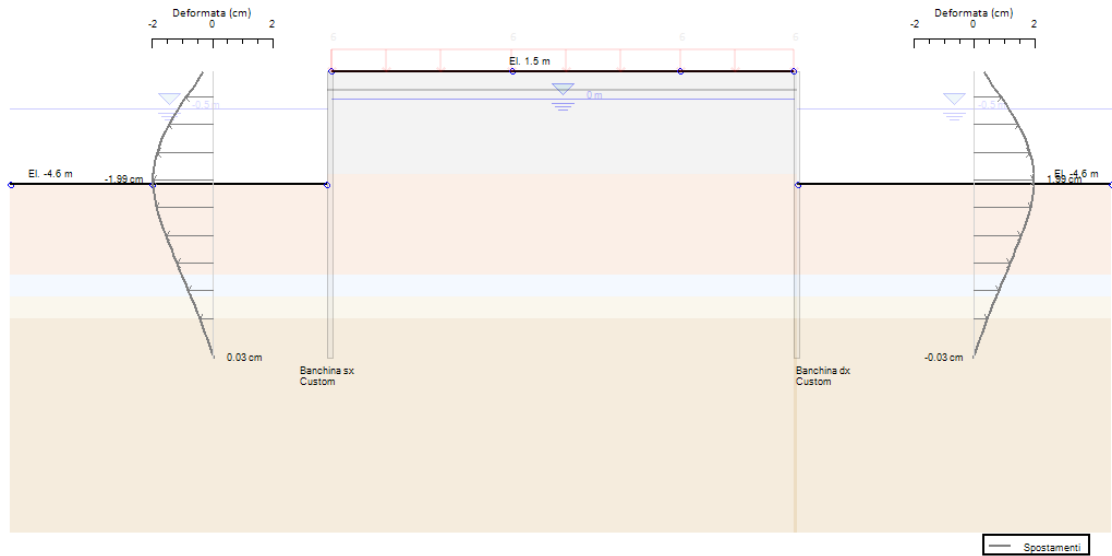


Figura 14.14: massime deformazioni dei palancolati agli stati limite di esercizio (SLE_QUASI PERMANENTE)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.4 Risultati di calcolo e verifica agli stati limite ultimi – Banchina di testata

Con riferimento ai criteri di verifica delle strutture indicati nel §10 e alle verifiche indicate nel §13, di seguito si riportano i risultati delle verifiche agli stati limiti ultimi di tipo geotecnico (GEO) e di tipo strutturale (STR) in condizioni non sismiche (SLU) e sismiche (SLU_EQK) e i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).

14.4.1 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

Lo stato limite ultimo di collasso per rotazione attorno ad un punto (atto di moto rigido) sono stati verificati per le seguenti combinazioni di carico, definite nel §13, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni dinamiche (SLU_EQK):

- 1) SLU (GEO) (A2+M2+R1)
- 2) SLU_EQK (GEO) (1.0+1.0+R1)

I risultati delle verifiche sono espressi sia in termini di conferma della convergenza del modello di calcolo che è indice di stabilità dell'opera (la paratia non è labile per plasticizzazione del terreno resistente) e sia in termini di coefficienti di sicurezza come risultati delle verifiche effettuate attraverso il modulo di calcolo "analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite" di PARATIE PLUS (vedi §14).

Tabella 14.4 – risultati delle verifiche di tipo geotecniche (GEO) agli stati limite ultimi

		Palancolato di banchina		Palancolato di ancoraggio		
		Risultato analisi	FS rotazione (an. classica)	FS infissione (an. classica)	FS rotazione (an. classica)	FS infissione (an. classica)
Verifica SLU (GEO)	NTC2018: A2+M2+R1	la soluzione converge	1.579	1.253	2.192	2.192
Verifica SLU_EQK (GEO)	NTC2018: 1.0+1.0+R1	la soluzione converge	2.070	1.403	2.826	2.826

I coefficienti di sicurezza della struttura sopra elencati sono rispettivamente:

- "Fs rotazione" è il rapporto tra il momento resistente ed il momento ribaltante;
- "Fs infissione" da indicazione sull'efficacia della profondità di infissione.

Dalla tabella si osserva che la combinazione di carico più gravosa per la paratia di banchina è quella in condizioni statiche (SLU (GEO)), per la quale comunque risulta che

i coefficiente di sicurezza, frutto dell'analisi convenzionale all'equilibrio limite, siano superiori al valore limite 1 e per tanto la verifica risulta soddisfatta.

14.4.2 Verifiche di tipo strutturale (STR)

La resistenza strutturale della paratia è stata verificata per le seguenti combinazioni di carico, definite nel §13, sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni dinamiche (SLU_EQK):

- 3) SLU (STR) (A1+M1+R1)
 4) SLU_EQK (STR) (1.0+1.0+R1)

Tabella 14.5 – risultati delle verifiche di tipo strutturale (STR) agli stati limite ultimi

		Palancolato di banchina		Tirante di ancoraggio		Palancolato di ancoraggio	
		Momento massimo paratia (kN-m/m)	Taglio massimo paratia (kN/m)	Massima reazione vincoli (kN/m)	Massima reazione vincoli (kN)	Momento massimo paratia (kN-m/m)	Taglio massimo paratia (kN/m)
Verifica SLU (STR)	NTC2018: A1+M1+R1	207.70	90.80	99.16	249.87	29.43	59.07
Verifica SLU_EQK (STR)	NTC2018: 1.0+1.0+R1	191.05	86.39	97.80	246.46	28.82	57.68

Tutti i valori delle sollecitazioni agenti sulle strutture, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLU_EQK), delle verifiche strutturali (STR) per stage sono riportati nelle figure seguenti.

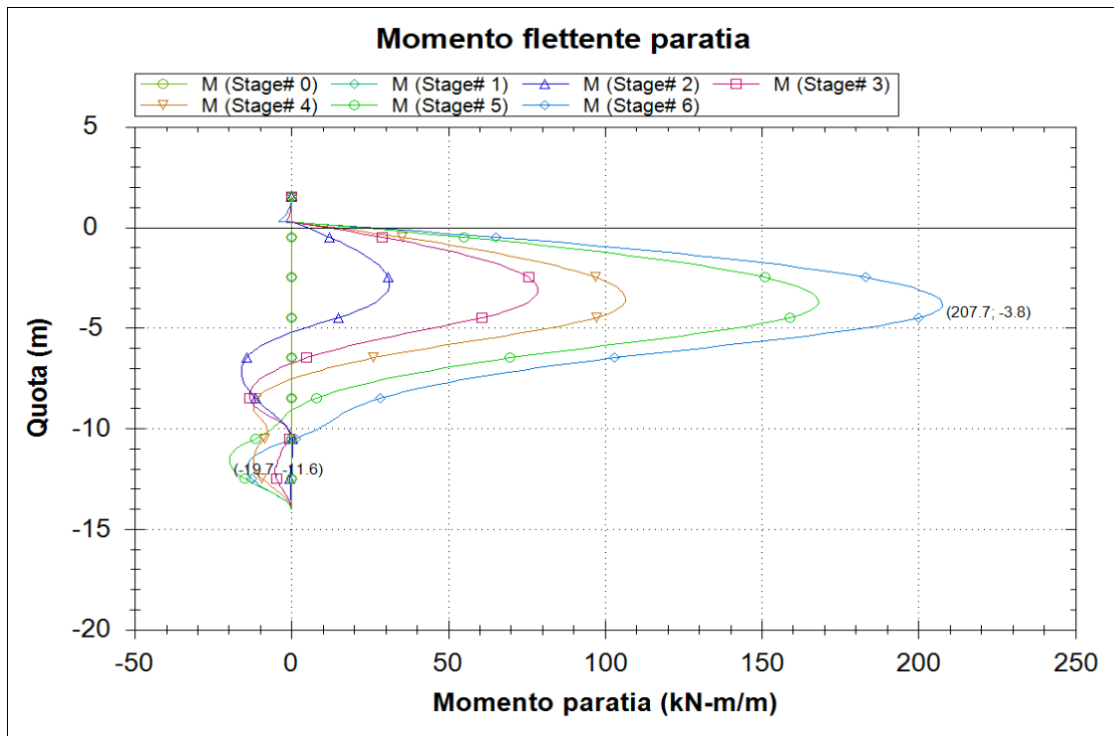


Figura 14.15: valori di momento per stage – paratia di banchina – verifica SLU(STR)

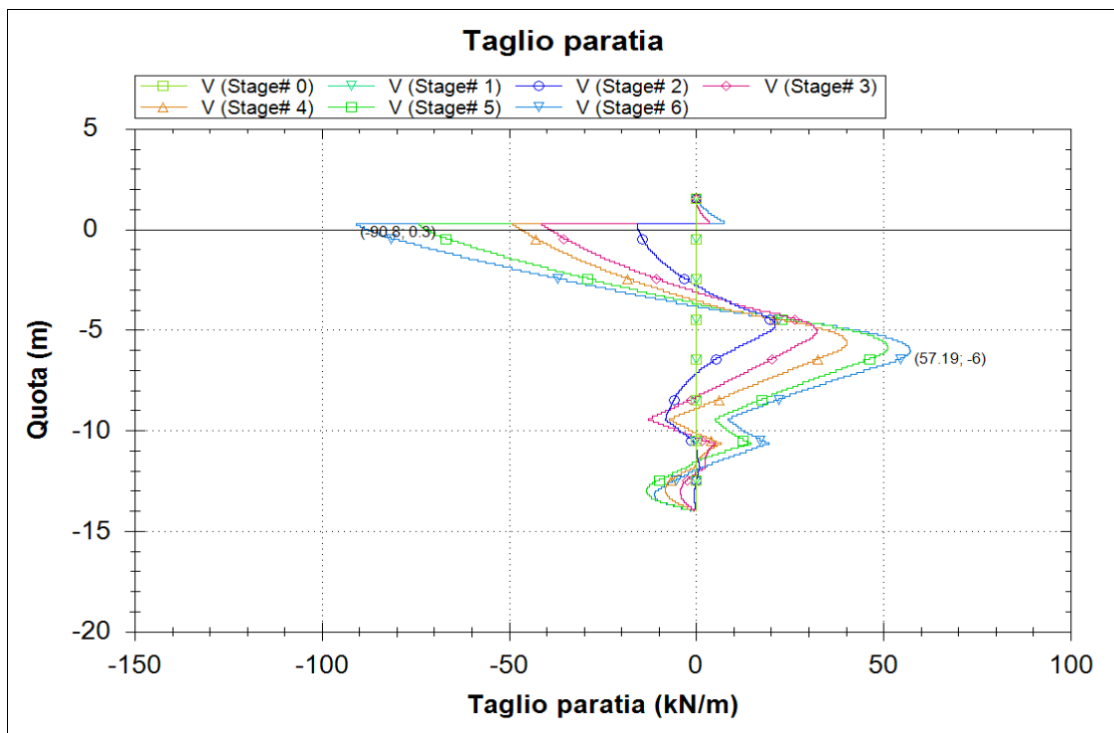


Figura 14.16: valori di taglio per stage – paratia di banchina – verifica SLU(STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

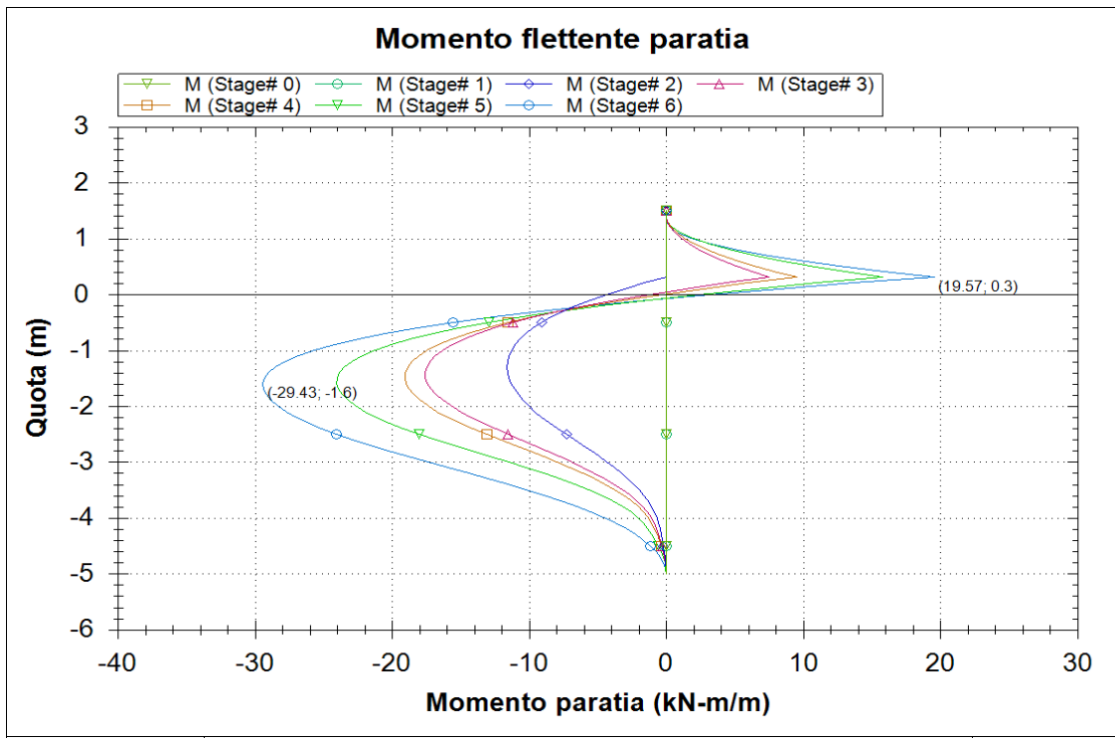


Figura 14.17: valori di momento per stage – paratia di ancoraggio – verifica SLU(STR)

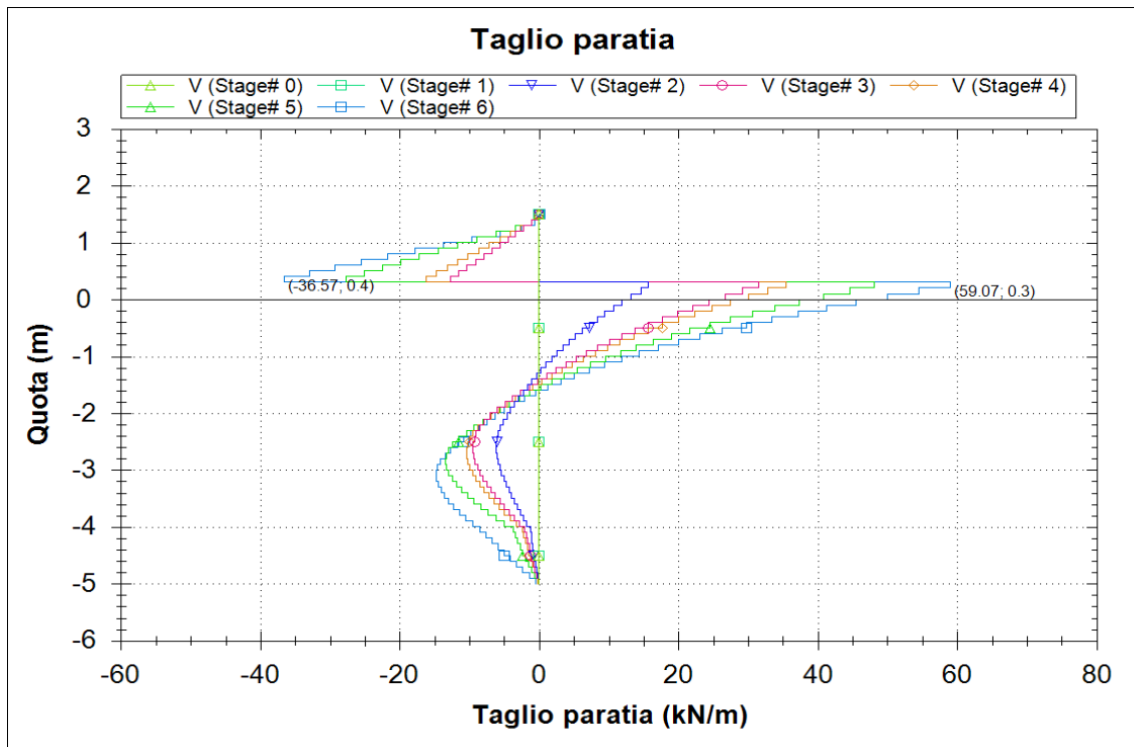


Figura 14.18: valori di taglio per stage – paratia di ancoraggio – verifica SLU(STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

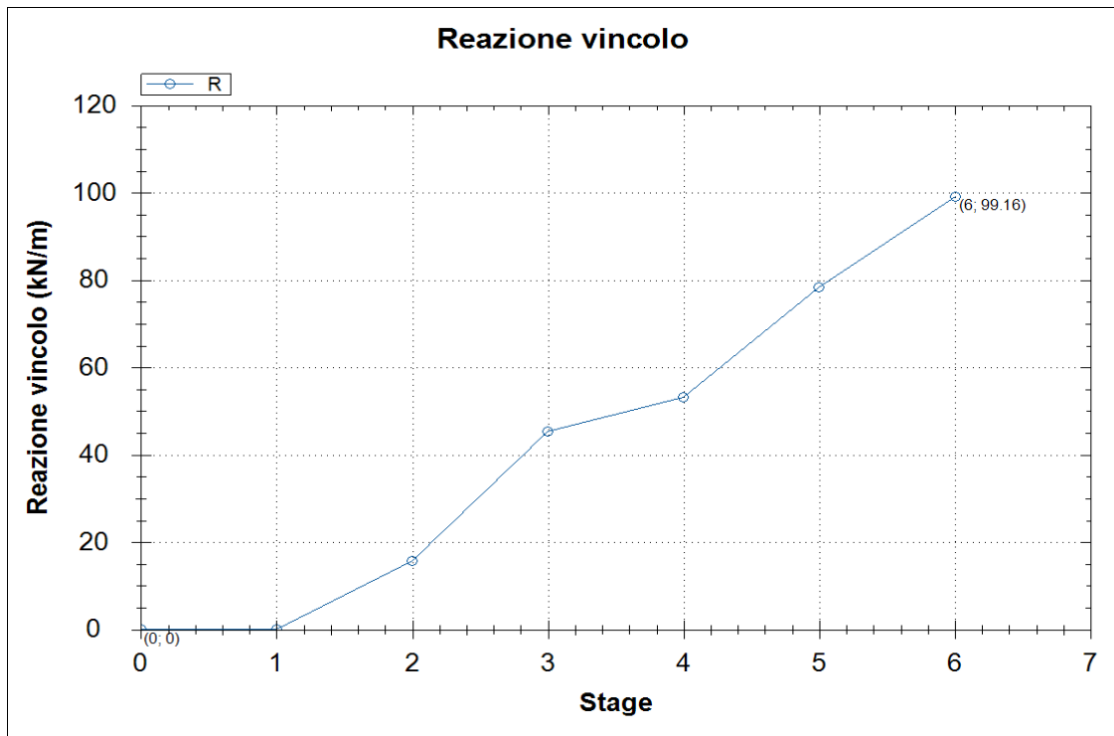


Figura 14.19: valori di reazione vincolare per stage – tiranti di ancoraggio – verifica SLU(STR)

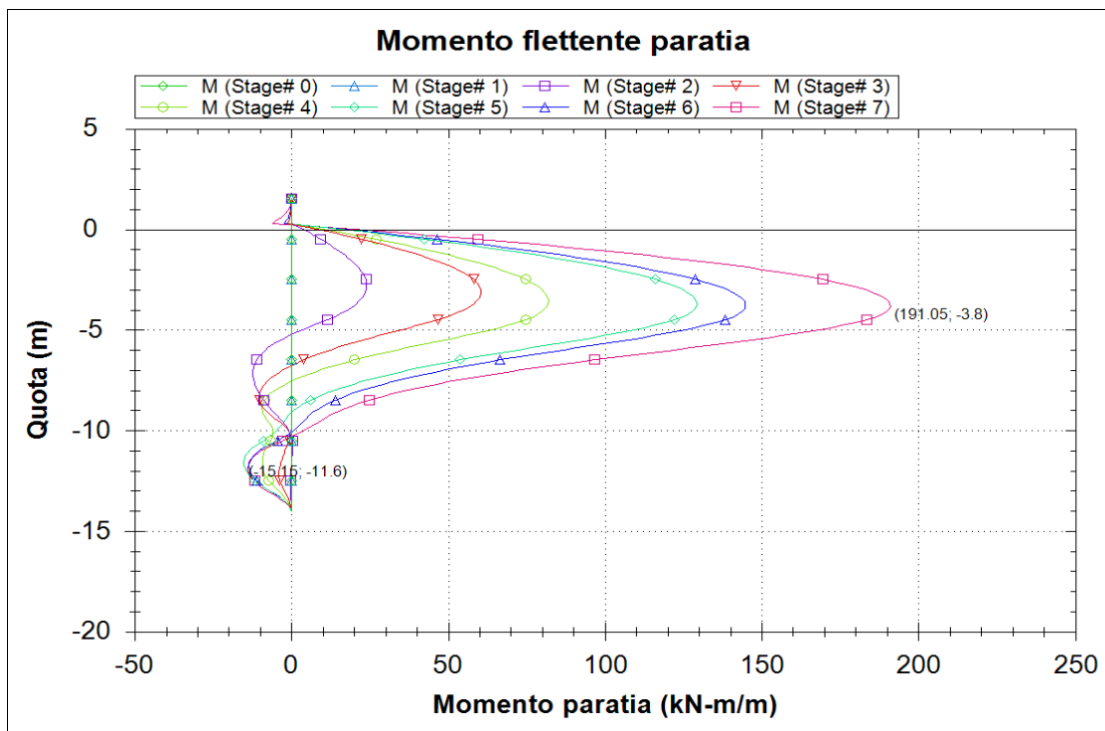


Figura 14.20: valori di momento per stage – paratia di banchina – verifica SLU_EQK (STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

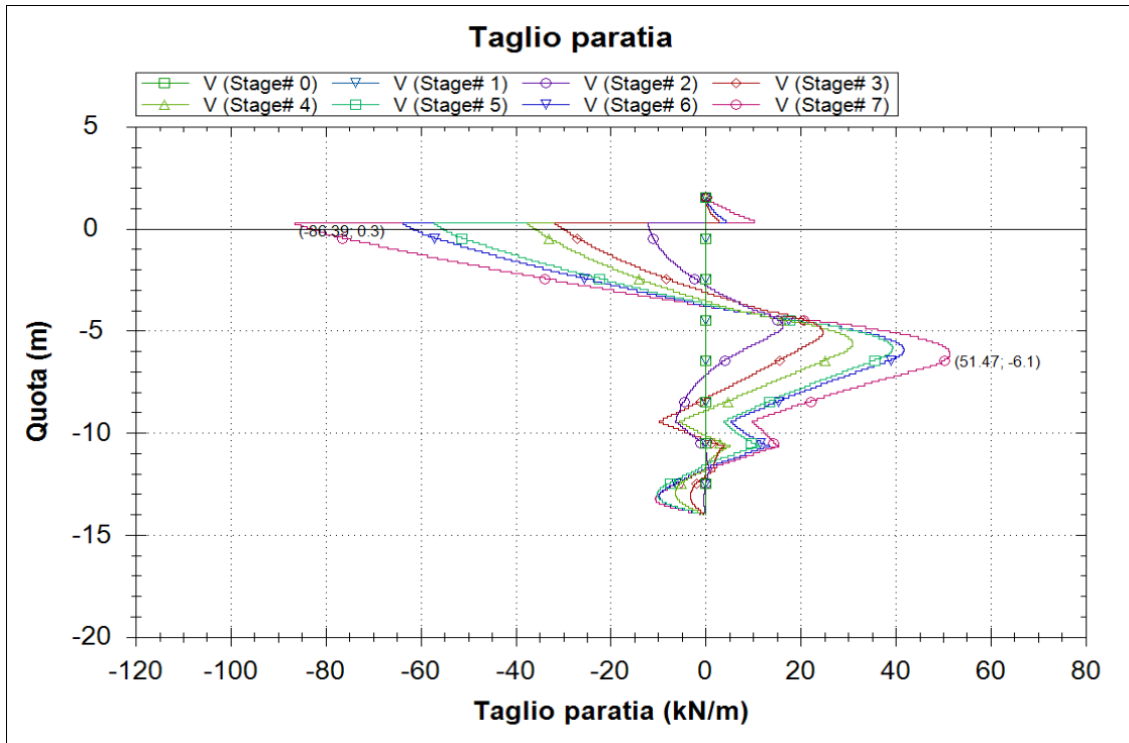


Figura 14.21: valori di taglio per stage – paratia di banchina – verifica SLU_EQK (STR)

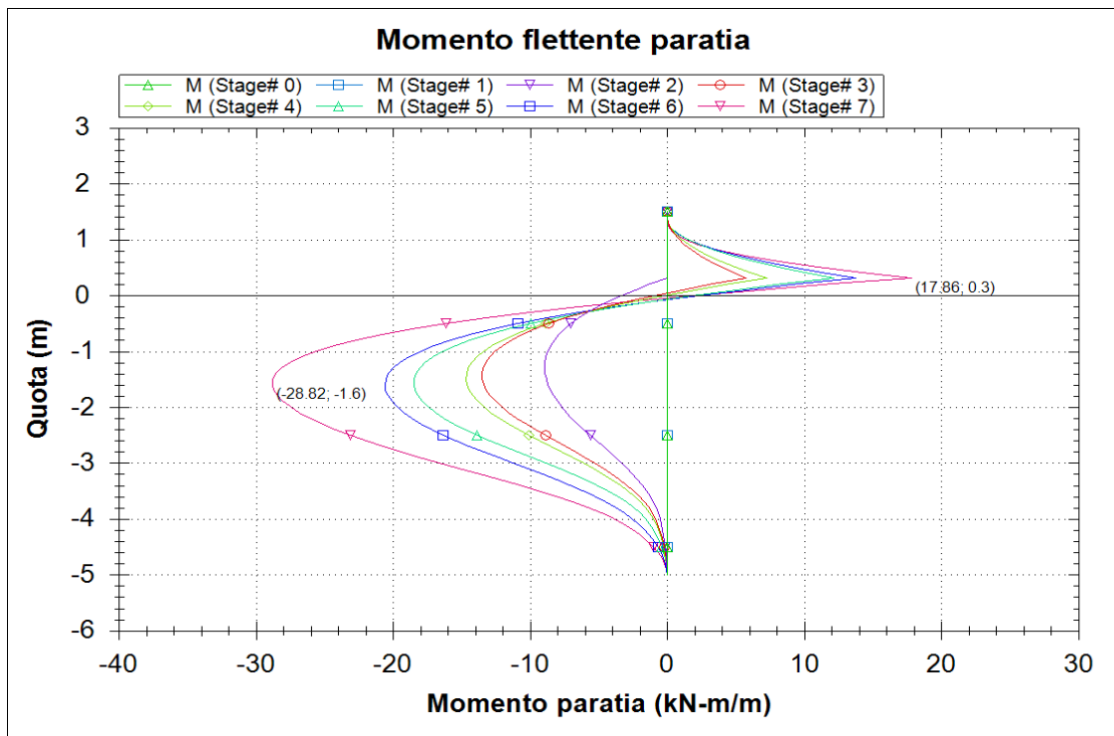


Figura 14.22: valori di momento per stage – paratia di ancoraggio – verifica SLU_EQK (STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

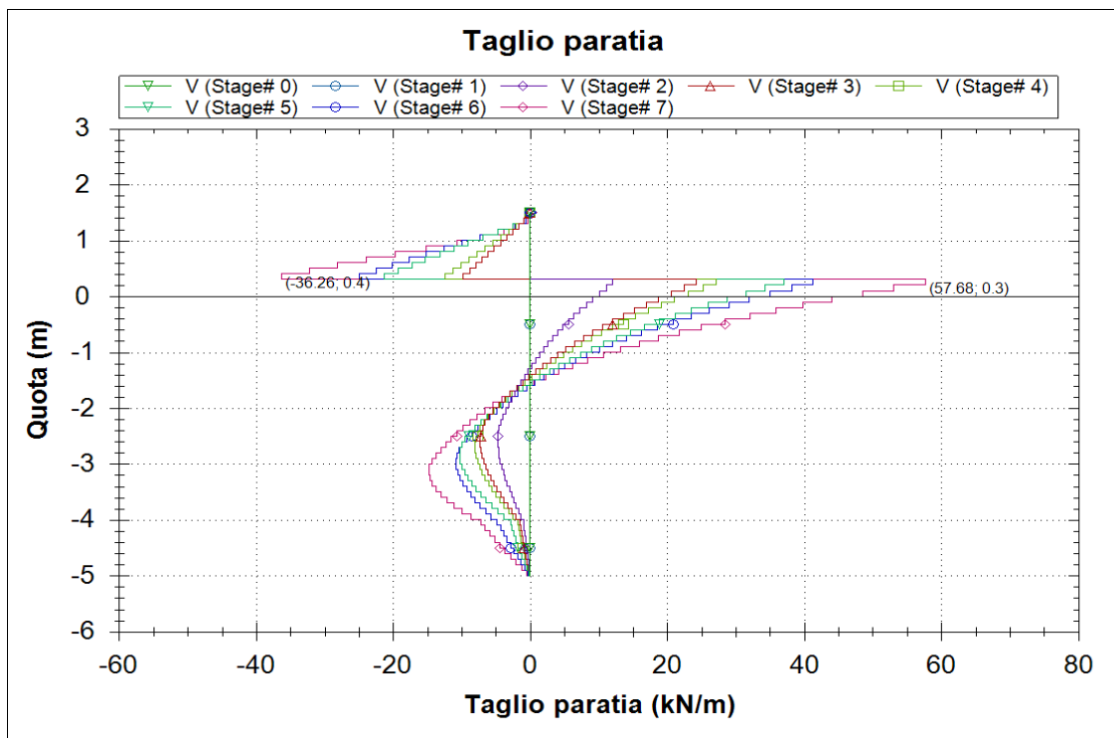


Figura 14.23: valori di taglio per stage – paratia di ancoraggio – verifica SLU_EQK (STR)

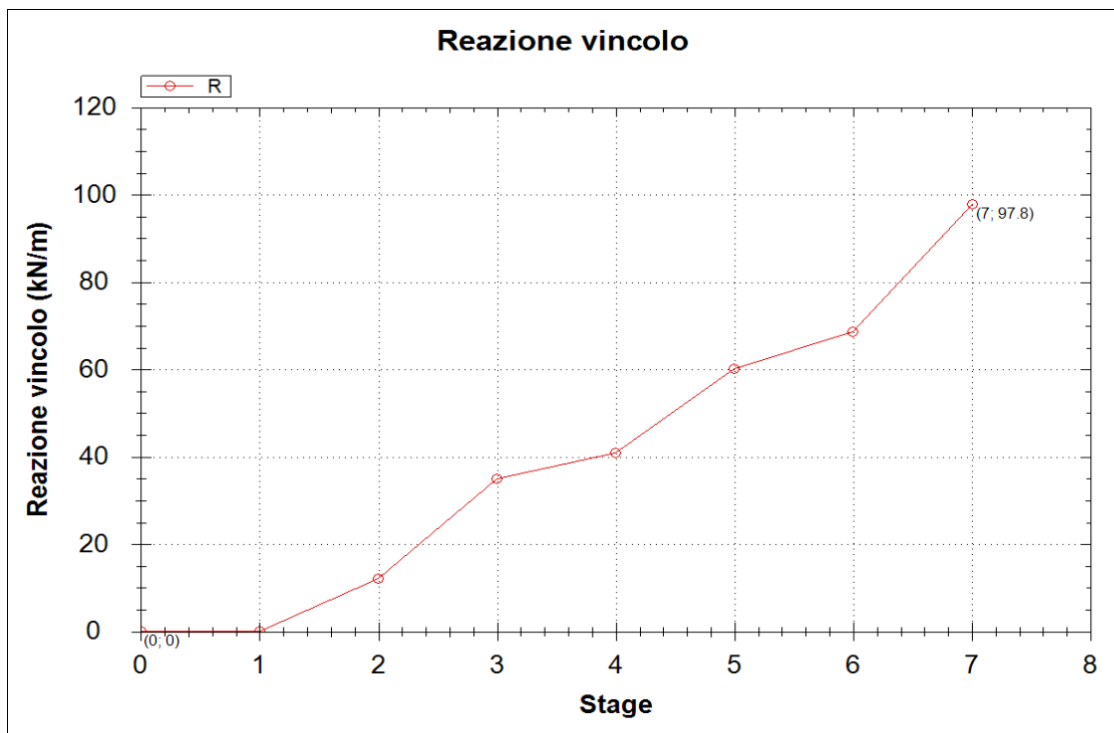


Figura 14.24: valori di reazione vincolare per stage – tiranti di ancoraggio – verifica SLU_EQK (STR)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
 Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
 CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
 Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
 CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
 Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
 Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Come è possibile notare dai risultati riportati in tabella e nelle figure sopra riportate, la condizione in cui le paratie di banchina della testata dello sporgente sono soggette alle maggiori sollecitazioni è nella condizione statica. Le verifiche strutturali delle paratie di banchina e dei tiranti di ancoraggio sono condotte confrontando la resistenza offerta con le massime sollecitazioni agenti risultate dalle analisi svolte (che si riportano nelle figure seguenti per maggiore sintesi).

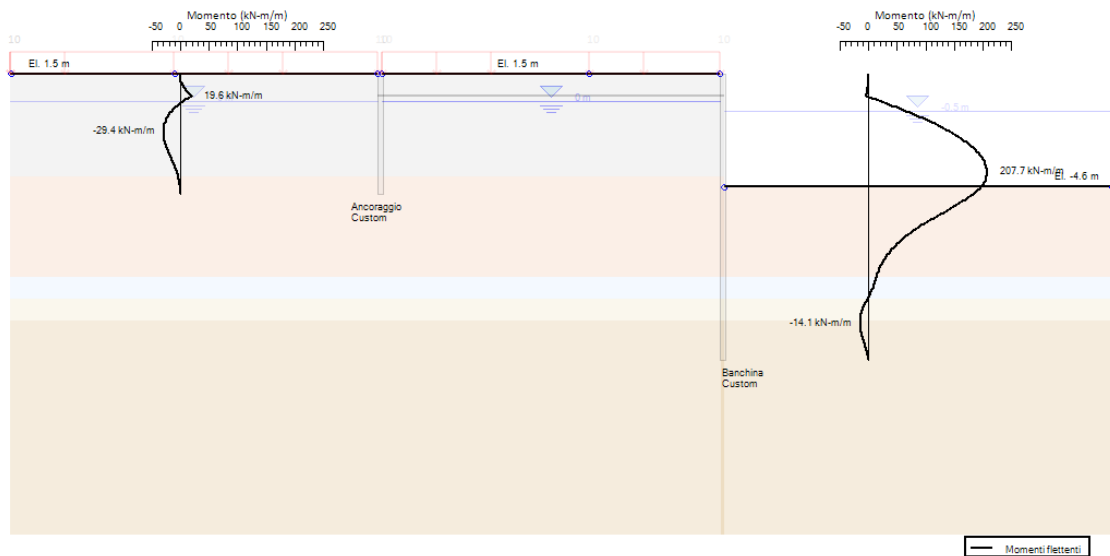


Figura 14.25: valori di momento massimo (M_{max}) agente su palancoato di banchina e di ancoraggio (SLU (STR) – stage 6)

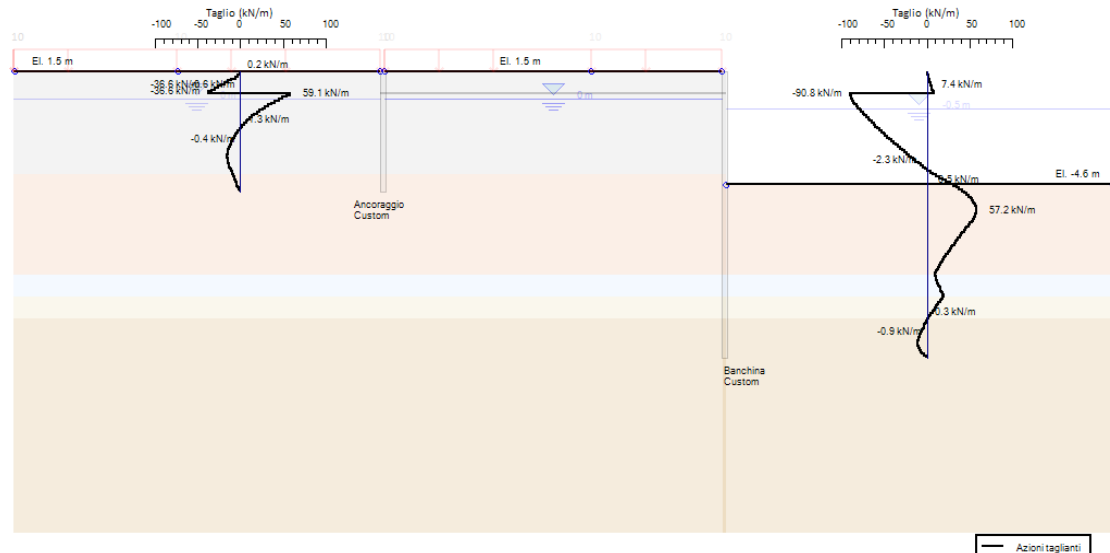


Figura 14.26: valori di taglio massimo (V_{max}) agente su palancoato di banchina e di ancoraggio (SLU (STR) – stage 6)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

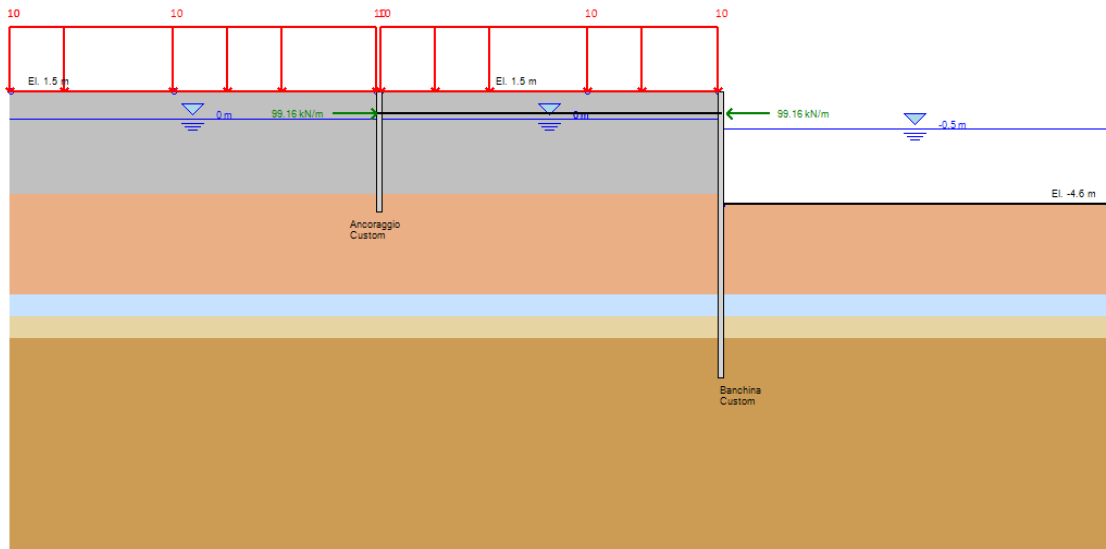


Figura 14.27: valori di reazione massima (N_{max}) agenti sui tiranti di ancoraggio (SLU (STR) – stage 6)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

Palancolato di banchina

Per la verifica del palancolato di banchina, le massime sollecitazioni si sviluppano nella zona di “immersione permanente” per il momento e nella “splash zone” per il taglio per le verifiche con sezione corrosa (vedere §11). Per la verifica dell’azione tagliante:

$$V_{sd} = 90.80 \text{ kN/m} < V_{rd} = \frac{A_{corr} \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = \frac{105.6 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 2061.31 \text{ kN/m}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{rd}$, non c’è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{sd} = 207.70 \text{ kNm/m} < M_{rd} = \frac{W_{corr} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{1.400 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.05} = 473.33 \text{ kNm/m}$$

Palancolato di ancoraggio

Per la verifica del palancolato di ancoraggio, le massime sollecitazioni si sviluppano nella zona di “infissione nel terreno di riporto” per le verifiche con sezione corrosa (vedere §11). Per la verifica dell’azione tagliante:

$$V_{sd} = 59.07 \text{ kN/m} < V_{rd} = \frac{A_{corr} \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = \frac{61.7 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1204.38 \text{ kN/m}$$

Essendo $V_{sd} < 1/2 \cdot V_{rd}$, non c’è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{sd} = 29.43 \text{ kNm/m} < M_{rd} = \frac{W_{corr} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{0.993 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.05} = 335.73 \text{ kNm/m}$$

Tiranti di ancoraggio

Per la verifica dei tiranti di ancoraggio si è considerata la zona di “posa nel terreno di riporto” per le verifiche della sezione corrosa (vedere §11) per le massime sollecitazioni agenti.

$$N_{sd} = 249.87 \text{ kN/tirante (interasse tiranti 2.52 m)}$$

$$N_{rd} = \frac{A_{corr} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{0.355 \cdot 1052}{1.05} = 355.71 \text{ kN} > N_{sd}$$



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.4.3 Verifiche di stabilità di insieme (GEO)

Le verifiche di stabilità globale del complesso struttura-terreno sono state condotte con il consolidato metodo dell'equilibrio limite di Bishop, secondo il quale il coefficiente di sicurezza risulta dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + \left(\frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \operatorname{tg} \varphi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F_s} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e φ_i sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia ed u_i è il corrispondente valore della pressione neutra.

Con l'ausilio del software specialistico PARATIE PLUS di Harpaceas srl, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio con riferimento a diversi potenziali cinematismi di rottura.

Le verifiche di stabilità globale sono state riferite con la combinazione di carico A2+M2+R2 (SLU–GEO) per la condizioni statiche e 1.0+1.0+R2 (SLU_EQK–GEO) per le condizioni sismiche così come previsto dalla normativa vigente, nelle stesse combinazioni di carico e fasi costruttive descritte nei paragrafi precedenti per le verifiche di tipo geotecnico (GEO). Come anche definito nel §10 il coefficiente parziale per le resistenze applicato nelle verifiche di stabilità globale è R2 definito dalla normativa vigente è pari a $\gamma_R = 1.1$ per le verifiche in condizioni statiche e $\gamma_R = 1.2$ per le verifiche in condizioni sismiche.

Nelle figure seguenti si riportano gli esiti delle verifiche svolte rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s minimo riferito alla superficie di scorrimento critica ottenuto dal modello di calcolo. Nella tabella riassuntiva invece si riporta, per le verifiche svolte, nella prima colonna il coefficiente di sicurezza F_s sopra descritto che risulta dal

modello di calcolo senza applicare il coefficiente di riduzione delle resistenze offerte, mentre nella seconda colonna si riportata il corrispondente valore del coefficiente di sicurezza ottenuto applicando alla resistenza del terreno il coefficiente γ_R previsto dalla Normativa vigente.

Dai risultati delle analisi, le condizioni di stabilità risultano soddisfatte con margini di sicurezza superiori a quelli previsti dalla normativa vigente.

Tabella 14.6 – risultati delle verifiche di tipo stabilità di insieme (GEO) agli stati limite ultimi

	F_s minimo	F_s/γ_R Rd/Ed A2+M2+R2
Verifica SLU (GEO)	2.229	2.026
	F_s minimo	F_s/γ_R Rd/Ed 1.0+1.0+R2
Verifica SLU_EQK (GEO)	2.496	2.080

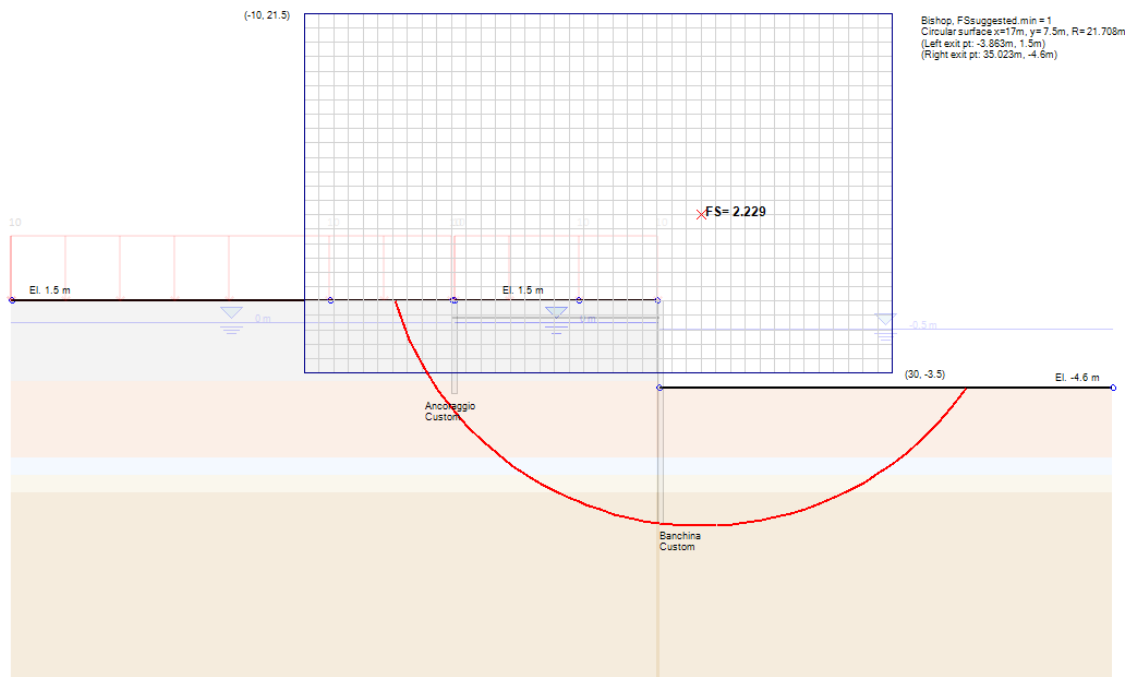


Figura 14.28: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di insieme in condizioni statiche (SLU(GEO))

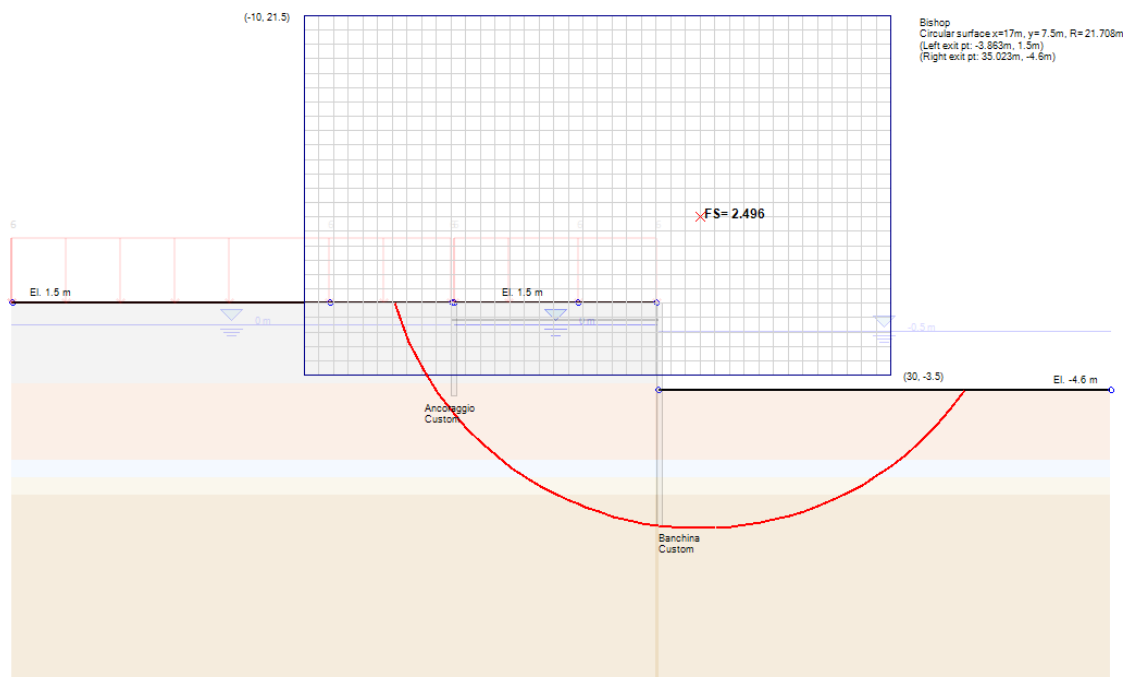


Figura 14.29: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di insieme in condizioni sismiche (SLU_EQ(GEO))



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

14.4.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Con riferimento ai criteri di verifica delle strutture nel §10 e alle verifiche indicate nel §13, di seguito si riportano le deformazioni massime ottenute dalle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) per le tre combinazioni considerate.

	Palancolato di banchina	Palancolato di ancoraggio
	Spostamento (cm)	Spostamento (cm)
SLE_combinazione rara	2.35	0.14
SLE_combinazione frequente	2.19	0.14
SLE_combinazione quasi permanente	2.14	0.14

Nel caso in esame è stato verificato che i valori di degli spostamenti delle paratie risultino minori del valore di progetto limite di spostamenti compatibili col comportamento della struttura che si è ritenuto di accettare uno spostamento massimo pari a 10 cm. I valori degli spostamenti massimi ottenuti dal modello di calcolo risultano inferiori al valore limite ipotizzato, pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

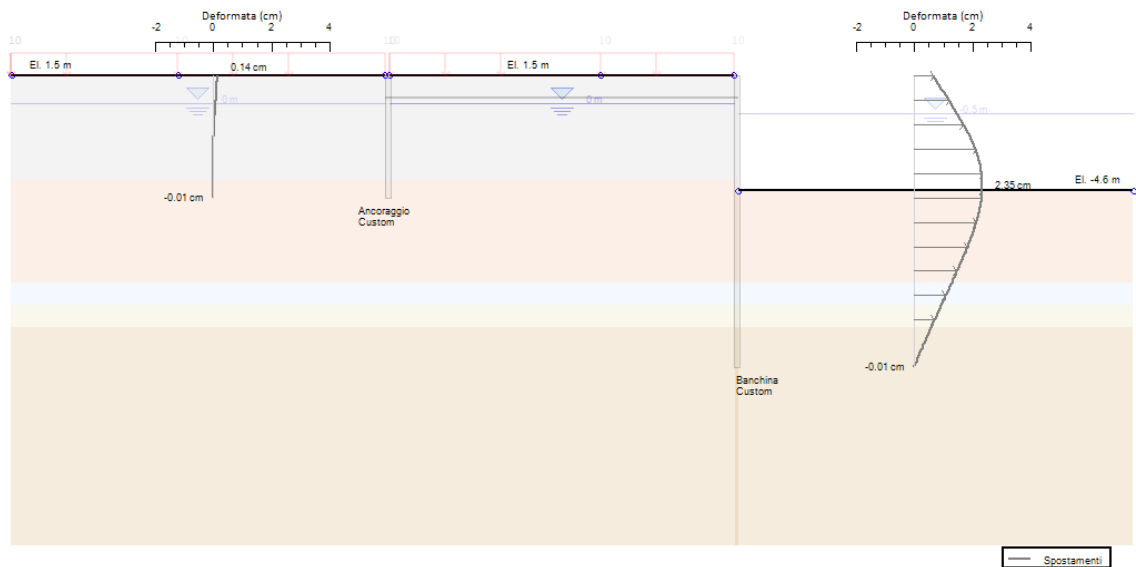


Figura 14.30: massime deformazioni dei palancolati di banchina e di ancoraggio agli stati limite di esercizio (SLE_RARA)

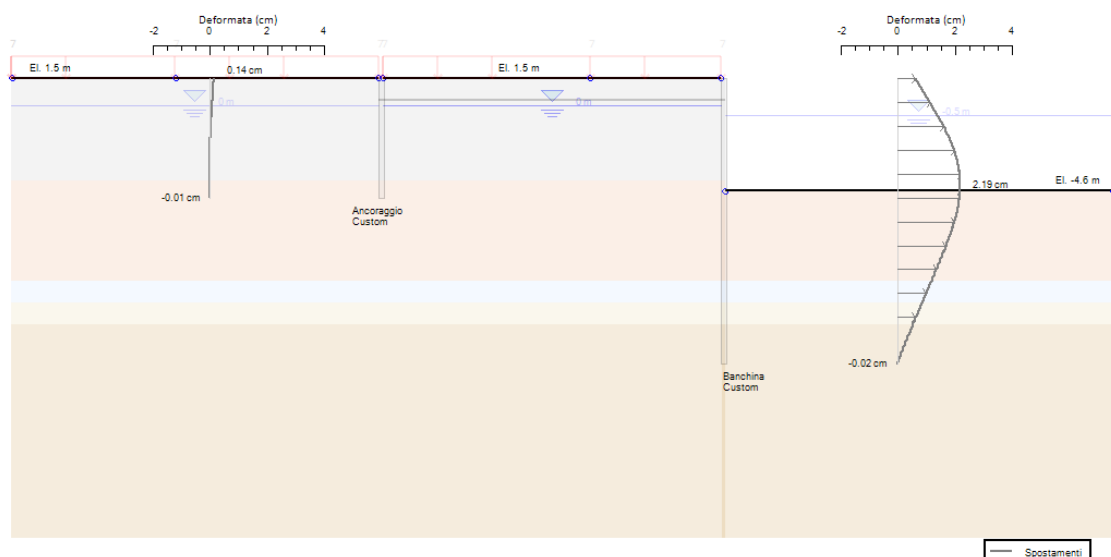


Figura 14.31: massime deformazioni dei palancolati di banchina e di ancoraggio agli stati limite di esercizio (SLE_FREQUENTE)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

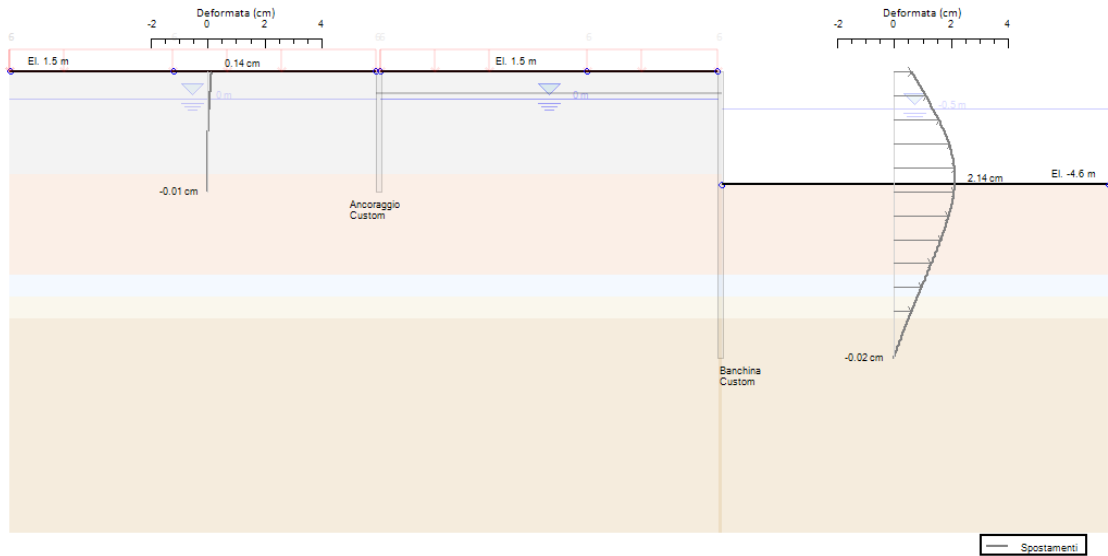


Figura 14.32: massime deformazioni dei palancolati di banchina e di ancoraggio agli stati limite di esercizio (SLE_ QUASI PERMANENTE)



Vicolo della Pergola, 5 - Piombino (LI)
Tel. 1565881822 luciano.dellalena@gmail.com
CP / P IVA 01911340493 CU M5UXCR1



Lungomare Marconi, 49 - Piombino (LI)
Tel. 0565256739 info@amerighiengineering.eu
CP / P IVA 01917970491 CU M5UXCR1



MODIMAR srl – Via Monte Zebio, 40 – 00195 Roma
Tel. 06-32695461 r.a. – fax 06-32694629-30 e.mail: info@modimar.it
Trib. roma 10250-89 – CCIAA 694252 – C.F.-P.I. 03730011008

15 Prescrizioni riguardanti i pali metallici

I pali metallici $\Phi 660$ mm sp. 10 mm previsti per le pareti combinate delle strutture dovranno essere riempiti con magrone per la porzione di palo che va dalla quota di terreno naturale presente al suo interno dopo l'infissione fino alla quota di intradosso della trave di coronamento (quota 0.00 m s.m. per la trave di coronamento dei fronti banchina e testata dello sporgente I e quota quota -0.50 m s.m. per la trave di coronamento dell'ancoraggio della testata) al fine di evitare una "ovalizzazione" della sezione e a conseguenti diminuzioni della resistenza offerta dalla sezione del palo.