



AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO

PORTO DI GIOIA TAURO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA DI PONENTE LATO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

| | |
|--------------------------------------|------------------|
| DESCRIZIONE | CODICE ELABORATO |
| | R04 |
| RELAZIONE DI CALCOLO BANCHINA | SCALA |

| Rev. | Data | Causale |
|------|-------------|-----------|
| 0 | Luglio 2017 | EMISSIONE |

| | | |
|--|--|---|
| <p>CAPOGRUPPO-MANDATARIA</p>  <p>SEACON s.r.l. Ing. Lucio Abbadessa</p> <p>SEACON s.r.l. l'Amministratore Unico Dott. Ing. Lucio Abbadessa</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Corrado Montefoschi Geom. Lorenzo Di Biase Ing. Fabio S. Mainero Rocca</p> | <p>R.T.P. MANDANTE</p>  <p>ACALE SRL Ingegneria + architettura</p>  <p>ACALE SRL L'AMMINISTRATORE DELEGATO E DIRETTORE TECNICO Ing. Livio Gambacorta Via Tommasi, 28 - 60124 Ancona P.IVA 02399260427</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Elisabetta Bersanetti Ing. Claudia Castaldo Ing. Alessia Solferini</p> | <p>MANDANTE</p>  <p>INTERPROGETTI</p>  <p>Interprogetti S.r.l. Admin. Delegato Dott. Ing. Marco Pittari</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Plinio Monti</p> |
| <p>Progettista Responsabile dell'integrazione tra le varie prestazioni specialistiche : Ing. Massimo Vitellozzi</p> | | |
| <p>STUDI E RELAZIONE GEOLOGICA :</p> | <p>MANDANTE</p>  <p>GEOSERVIZI</p>  <p>Dott. Pierfederico De Parr Amministratore unico</p> | |
| <p>Consulenza Geotecnica:</p> |  <p>GES S.r.l. Ing. Paolo Ruggeri</p> | |



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO

PORTO DI GIOIA TAURO


LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA DI PONENTE LATO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA | 3 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 6 |
| 4. RELAZIONE SUI MATERIALI..... | 6 |
| 5. DESCRIZIONE DEI LUOGHI..... | 9 |
| 5.1. BANCHINAMENTI ESISTENTI IN PROSSIMITÀ DELL'ATTUALE INTERVENTO .. | 10 |
| 6. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DA REALIZZARE | 15 |
| 7. MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI..... | 20 |
| 8. SICUREZZA DELL'OPERA | 22 |
| 8.1. QUADRO NORMATIVO | 22 |
| 8.2. AZIONI SULLE OPERE | 27 |
| 8.3. COMBINAZIONE DELLE AZIONI..... | 41 |
| 8.4. ANALISI DELLE OPERE IN PROGETTO..... | 42 |
| 9. ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 46 |
| 9.1. BANCHINA DI PONENTE – TRATTO PRINCIPALE..... | 46 |
| 9.2. BANCHINA DI PONENTE – SEGMENTO SUD | 62 |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | |
|---|------------|
| 9.3. BANCHINA DI PONENTE – SEGMENTO SUD: VIBROFLOTTAZIONE DELLE SABBIE | 80 |
| 9.4. BANCHINA DI PONENTE – VERIFICA CON GRU SEMOVENTE | 83 |
| 9.5. BANCHINA DI PONENTE – ANALISI URTO IMBARCAZIONE..... | 87 |
| 9.6. INTERVENTI A TUTELA DELLE OPERE ESISTENTI..... | 90 |
| 9.7. CONTROLLI E MONITORAGGIO | 100 |
| 10. SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE | 101 |
| 10.1. Valutazione del rischio di liquefazione..... | 104 |
| 11. RELAZIONE SULLE VERIFICHE STRUTTURALI | 109 |
| 11.1. Criteri di verifica delle strutture | 110 |
| 11.2. Verifica del palancoato principale..... | 111 |
| 11.3. Verifica del tirante | 114 |
| 11.4. Verifica della trave di banchina..... | 119 |
| 11.5. Verifica della trave di ancoraggio..... | 129 |
| 11.6. Verifica della palanca sommersa di protezione del futuro escavo..... | 130 |
| 11.7. Verifica dei parabordi | 132 |
| 11.8. Verifica ancoraggio della bitta di ormeggio..... | 138 |
| 12. VERIFICA DI CORROSIONE | 141 |

ALLEGATI ALLA RELAZIONE:

Tabulati verifiche geotecniche

Verifiche strutturali del palancoato metallico



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

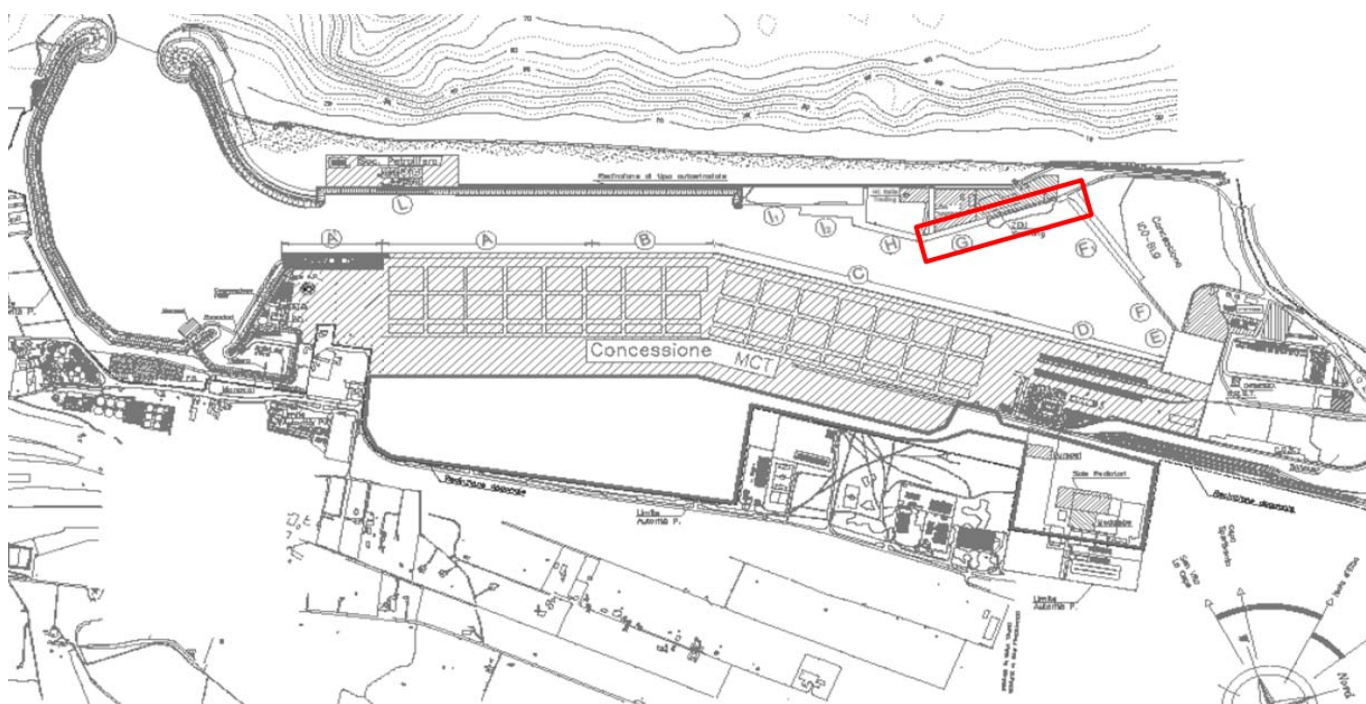
1. PREMESSA

Il raggruppamento di professionisti costituito da: SEACON SRL con sede a Roma; ACALE SRL con sede ad ancona; INTERPROGETTI SRL con sede a Roma; GEOSERVIZI s.r.l. con sede a Campobasso ; coadiuvati per gli aspetti geotecnici dal consulente GES SRL, sono risultati aggiudicatari della selezione concorsuale per la redazione del progetto definitivo ed esecutivo in epigrafe. La presente relazione di calcolo accompagna il progetto definitivo.


Il presente documento è rivolto al calcolo geotecnico e strutturale del nuovo banchinamento di ponente.

Il progetto della Banchina di Ponente lato Nord prevede il completamento dei banchinamenti nella zona di ambito portuale evidenziata in (Figura 1).

La nuova banchina va a completare il contorno del bacino portuale in un tratto attualmente costituito per buona parte da una spiaggia.



*Figura 1: Planimetria del porto di Gioia Tauro
con l'indicazione dei tratti di banchinamento di interesse*

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Il progetto prevede la realizzazione del prolungamento lato Nord della banchina di ponente (tratto “G”) dove alloggiare provvisoriamente un bacino galleggiante;

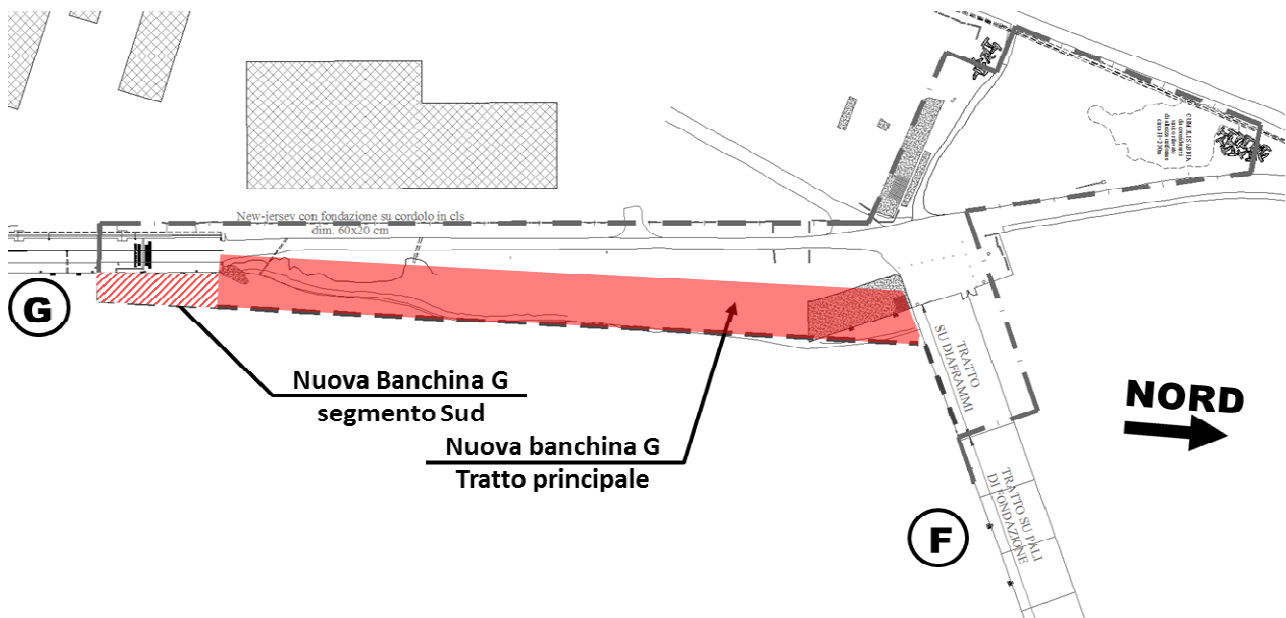



Figura 2: Planimetria dell'area di interesse con l'indicazione dell'intervento

Il nuovo banchinamento di ponente, come indicato dalla Committenza, deve avere le seguenti prestazioni:

- Fondale di progetto -17,40 m da l.m.m (-17,00 m da l.min.m.¹);
- quota di banchina a +3,00 m da l.m.m. (+3,40 m da l.min.m.);
- sovraccarico di banchina pari a 40 kPa;
- bitte da 1000 kN ogni 25 m;
- vita nominale dell'opera 50 anni;
- classe d'uso II
- idoneità all'utilizzo futuro della banchina con gru semoventi.

Sono state analizzate diverse soluzioni strutturali in grado di soddisfare le prestazioni richieste. In particolare due soluzioni apparivano le più idonee allo scopo: un banchinamento a giorno su pali ed una paratia ancorata in acciaio. La scelta è ricaduta sulla paratia ancorata in acciaio per i minori

¹**NOTA:** Nella presente relazione le quote sono tipicamente riferite al livello medio marino (l.m.m.), assunto come riferimento all'epoca della costruzione dei diaframmi del Porto di Gioia Tauro e che differisce dal livello minimo marino (l.min.m.) di 40 cm.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

tempi di costruzione rispetto al banchinamento su pali, poiché la condizione legata alla tempistica realizzativa, è risultata essenziale per l’Autorità Portuale per questo progetto.


La presente relazione di calcolo viene sviluppata con l’esame dei seguenti specifici aspetti:

- descrizione dello stato attuale dei luoghi;
- definizione del modello geotecnico di riferimento;
- definizione delle azioni di riferimento;
- analisi delle opere sia in condizioni di stato limite ultimo (SLU e SLV) che in stato limite di esercizio (SLE e SLD) con la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali;
- verifiche geotecniche e strutturali delle opere.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione, parte integrante del progetto esecutivo, è stata redatta in conformità alle seguenti normative:

- 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. Infrastrutture 14 gennaio 2008 *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);*
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;*
- *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI);
- UNI EN 1993-5 – Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole* e relativa Appendice Nazionale;
- UNI EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per le costruzioni* e relativa Appendice Nazionale;
- UNI EN 1993-1-6 – Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a membrana* e relativa Appendice Nazionale;

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice2 - *Progettazione delle strutture in calcestruzzo–Parte 1-1* e relativa Appendice Nazionale;
- EAU 2004 – Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways.
- Seismic Design Guidelines for Port Structures – International Navigation Association (PIANC) – 2001

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La progettazione delle opere è redatta con riferimento e in conformità ai seguenti elaborati messi a disposizione dalla Stazione Appaltante:

- a) Studio di fattibilità relativo al progetto di realizzazione di un bacino di carenaggio nel Porto di Gioia Tauro – Autorità Portuale di Gioia Tauro - giugno 2016
- b) Risultati delle prove di laboratorio – GEOstudi srl – ottobre 2016
- c) Relazione Geologica e Studio di risposta sismica locale – GEOstudi srl – 29 giugno 2016
- d) Relazione Geologica del presente Progetto definitivo (R02) a firma di Geoservizi srl
- e) Relazione di Caratterizzazione Geotecnica del presente Progetto definitivo - R03.

4. RELAZIONE SUI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate nel seguito.

Calcestruzzo

La trave di banchina e la trave di ancoraggio in c.a. sono previste in calcestruzzo di classe di resistenza C35/45, classe di esposizione XS3 (condizioni ambientali molto aggressive ai sensi della Tabella 4.1.III del D.M.2008) per la quale il massimo rapporto acqua/cemento=0,45, la minima classe di resistenza C35/45 a cui corrisponde un copriferro minimo di 40 mm da incrementare con un minimo di mm 10 di tolleranza di posa per gli elementi piastra ed un copriferro minimo di 45 mm da incrementare con un minimo di mm 10 di tolleranza di posa , per un totale di mm 55 per gli altri elementi . Le armature metalliche sono tutte di tipo “poco sensibile”.

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato:

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo



$$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 5.29 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.53 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ MPa}$$

$$v_{cls \text{ fess.}} = 0$$

$$v_{cls \text{ non fess.}} = 0.2$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato un modello σ - ϵ parabola rettangolo illustrato nella figura seguente.

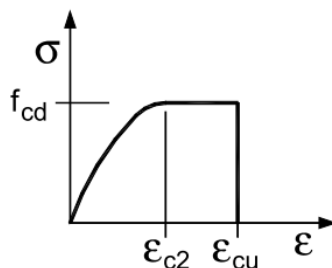


Figura 3 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo

Per le deformazioni del modello σ - ϵ sono stati assunti i seguenti valori:

$$\epsilon_{c2} = 0.20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\%$$

Per il riempimento del palo nella parte compresa fra la quota -2,50 a -25,0 dal l.m.m. è previsto un calcestruzzo di classe di resistenza C8/10 avente le seguenti principali caratteristiche:

$$R_{ck} = 10 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 \text{ MPa}$$



Nella parte sommitale del palo, da -2,5 a -0,50 m dal l.m.m. il riempimento in calcestruzzo non strutturale è sostituito dal calcestruzzo strutturale di classe C35/45 uguale a quello previsto per la trave di banchina per garantire idoneo ammorsamento del palancoiato alla trave e quindi ai tiranti

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:

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

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

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

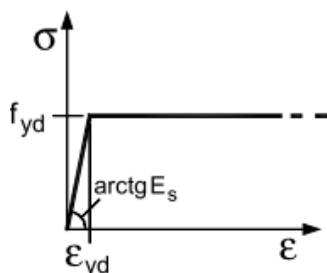


Figura 4 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

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

$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ da cui si ricava il seguente valore della deformazione di snervamento dell'acciaio da utilizzare nei calcoli:

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

Veletta predalles

Elemento prefabbricato per il fronte mare della trave di banchina con armatura zincata a caldo

Acciaio per sistema combinato palo-palancola

Il palo metallico per il palancoiato principale è previsto in acciaio S420NH, avente una tensione di snervamento $f_y = 420 \text{ MPa}$ e una tensione di rottura $f_u = 540 \text{ MPa}$.

Acciaio per tiranti

Barre per tiranti permanenti tipo ASF500 aventi le seguenti caratteristiche:

- Tensione minima a snervamento: 500 MPa;
- Tensione minima a rottura: 680 MPa.

Acciaio per profilati e piastre di ancoraggio tiranti



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

Acciaio S355, avente una tensione di snervamento $f_y = 355\text{MPa}$ e una tensione di rottura $f_u = 510\text{MPa}$ per $t \leq 40\text{mm}$ ed avente una tensione di snervamento $f_y = 335\text{MPa}$ e una tensione di rottura $f_u = 470\text{MPa}$ per $40\text{mm} < t < 80\text{mm}$.

Acciaio per piastre e rosette per ancoraggio bitte e parabordi

Acciaio S355, avente una tensione di snervamento $f_y = 355\text{MPa}$ e una tensione di rottura $f_u = 510\text{MPa}$ per $t \leq 40\text{mm}$ ed avente una tensione di snervamento $f_y = 335\text{MPa}$ e una tensione di rottura $f_u = 470\text{MPa}$ per $40\text{mm} < t < 80\text{mm}$.

Acciaio per tirafondi di ancoraggio bitte e parabordi

Classe 8.8 aventi tensione di snervamento $f_{yb} = 649\text{MPa}$ e tensione a rottura $f_{tb} = 800\text{MPa}$.

5. DESCRIZIONE DEI LUOGHI

Il Porto di Gioia Tauro si trova sulla costa Occidentale della Calabria, affacciato sul Mar Tirreno; ha uno sviluppo di circa sei chilometri, parallelo alla linea di costa, ed i suoi limiti territoriali si estendono per oltre un chilometro nell'entroterra. Lo specchio acqueo portuale è costituito da un bacino di espansione, da un canale portuale e da un bacino di evoluzione.

L'area dell'attuale intervento ricade nella porzione più interna a nord del bacino, nel cordone di terreno che separa il bacino portuale dal mare, in un tratto che è costituito per buona parte da una spiaggia. In Figura 5 è presentata una fotografia aerea dell'area di intervento con sovrapposto il rilievo topografico delle parti emerse e l'indicazione delle nuove opere. Il filo banchina della nuova opera ricade per buona parte nel bacino portuale, a poca distanza dall'attuale linea di battigia.

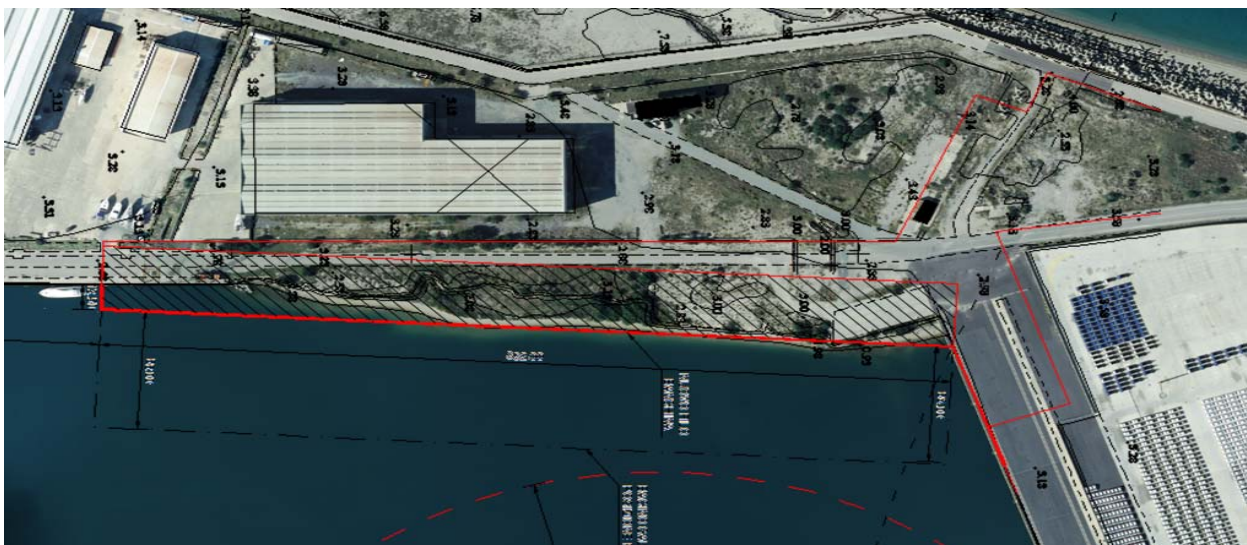


Figura 5: Fotografia aerea dell'area di intervento con sovrapposizione del rilievo topografico delle parti emerse



5.1. BANCHINAMENTI ESISTENTI IN PROSSIMITÀ DELL'ATTUALE INTERVENTO

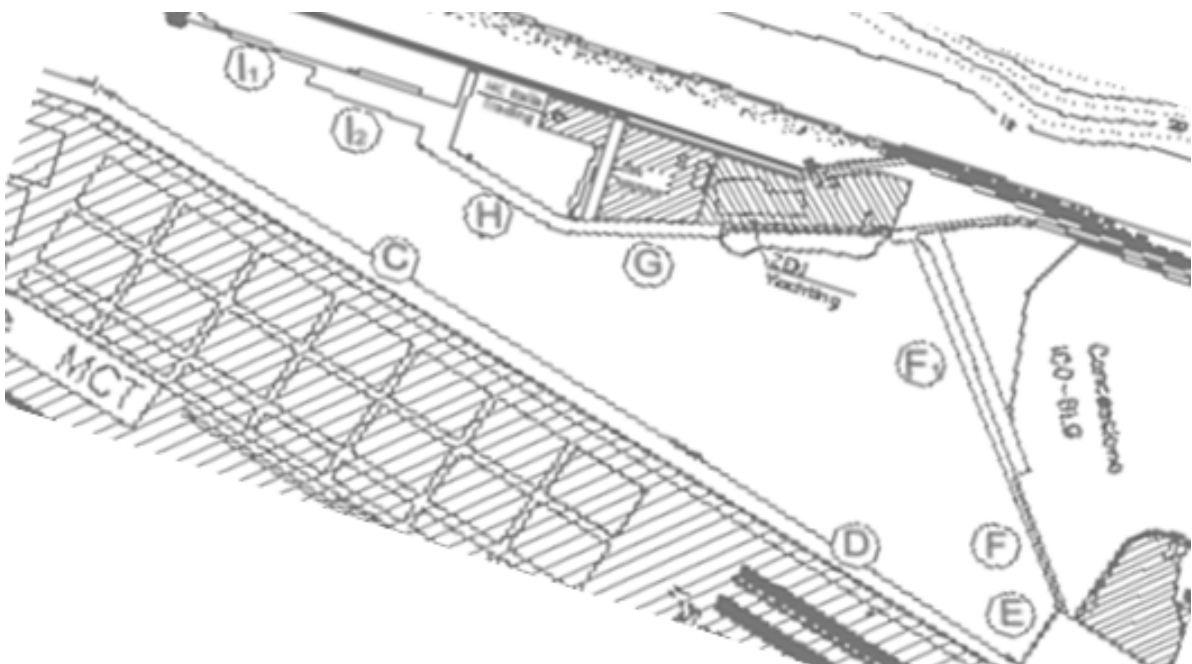
In **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. è rappresentato uno stralcio planimetrico dell'area di interesse con l'indicazione della posizione dei banchinamenti adiacenti all'area di intervento ed in

Figura 7 sono indicati i tratti omogenei dei banchinamenti presenti.

Le descrizioni nel seguito riportate sono di carattere generale al solo fine di inquadrare il contesto in cui prevedere il nuovo progetto; esse state desunte da informazioni fornite dai tecnici dell'AP di Gioia Tauro e dalla consultazione degli elaborati di progetto messi a disposizione.

Si tratta di:

- tratto F - banchina Nord - a sua volta costituito da 2 sezioni strutturali diverse nel tratto di interesse, una banchina a giorno ed una banchina su diaframmi che viene risvoltata anche sul lato G formando un dente;
- tratto G – banchina di Ponente – costituito da un tratto di banchinamento a Sud del tratto di interesse.




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 6: Stralcio planimetrico con posizione dei banchinamenti adiacenti all'area di intervento F, G ed H

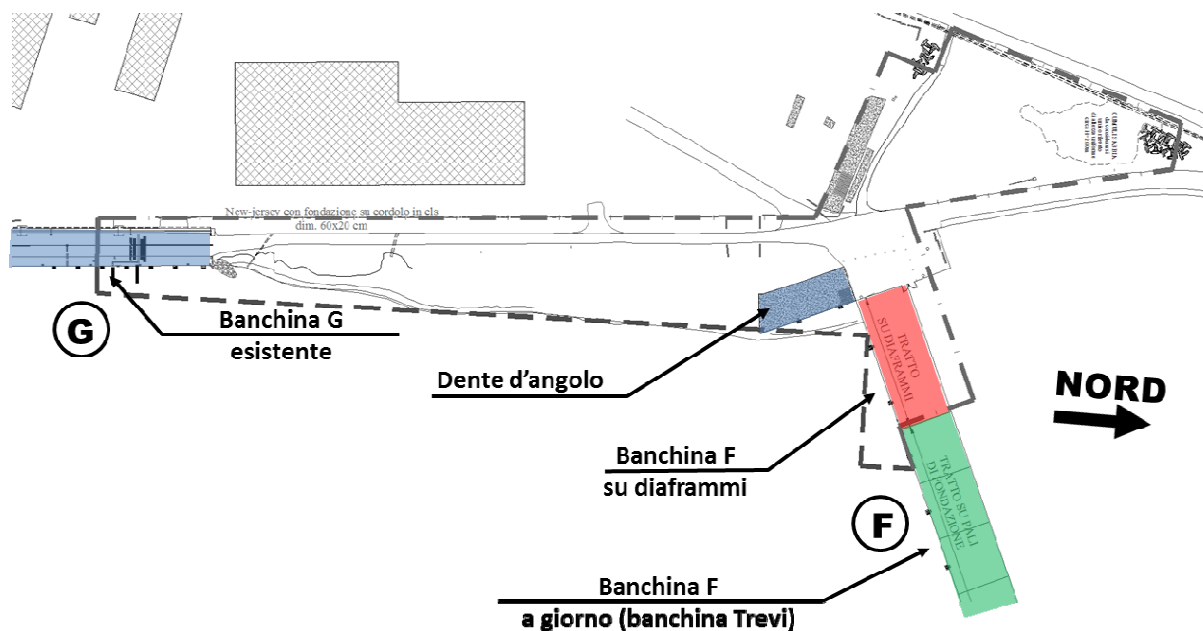


Figura 7: Indicazione dei tratti omogenei dei banchinamenti interessati dall'intervento in progetto

5.1.1. Tratto F esistente – Banchina NORD

La sezione corrente della banchina F è costituita da un impalcato a giorno su pali e setti (Figura 8). I tre allineamenti di pali lato mare hanno diametro $\varnothing 1500$ e sono estesi rispettivamente fino a -32,00, -26,55 e -25,15 m da livello medio mare. Il punto d'appoggio lato terra è invece costituito da setti rettangolari in calcestruzzo armato di sezione 1,50 x 2,50 estesi fino a -24,10 m da l.m.m. ed orientati con il lato lungo in direzione mare-terra così da offrire anche idoneo vincolo orizzontale per l'impalcato. A monte di tali setti ed in adiacenza a questi è realizzato un diaframma continuo con setti rettangolari di sezione 1,20 x 2,50 m, estesi da -1,25 a -20 m su l.m.m. Tale soluzione ha permesso la realizzazione di una cella antirisacca retrostante confinata da pali $\varnothing 760$.

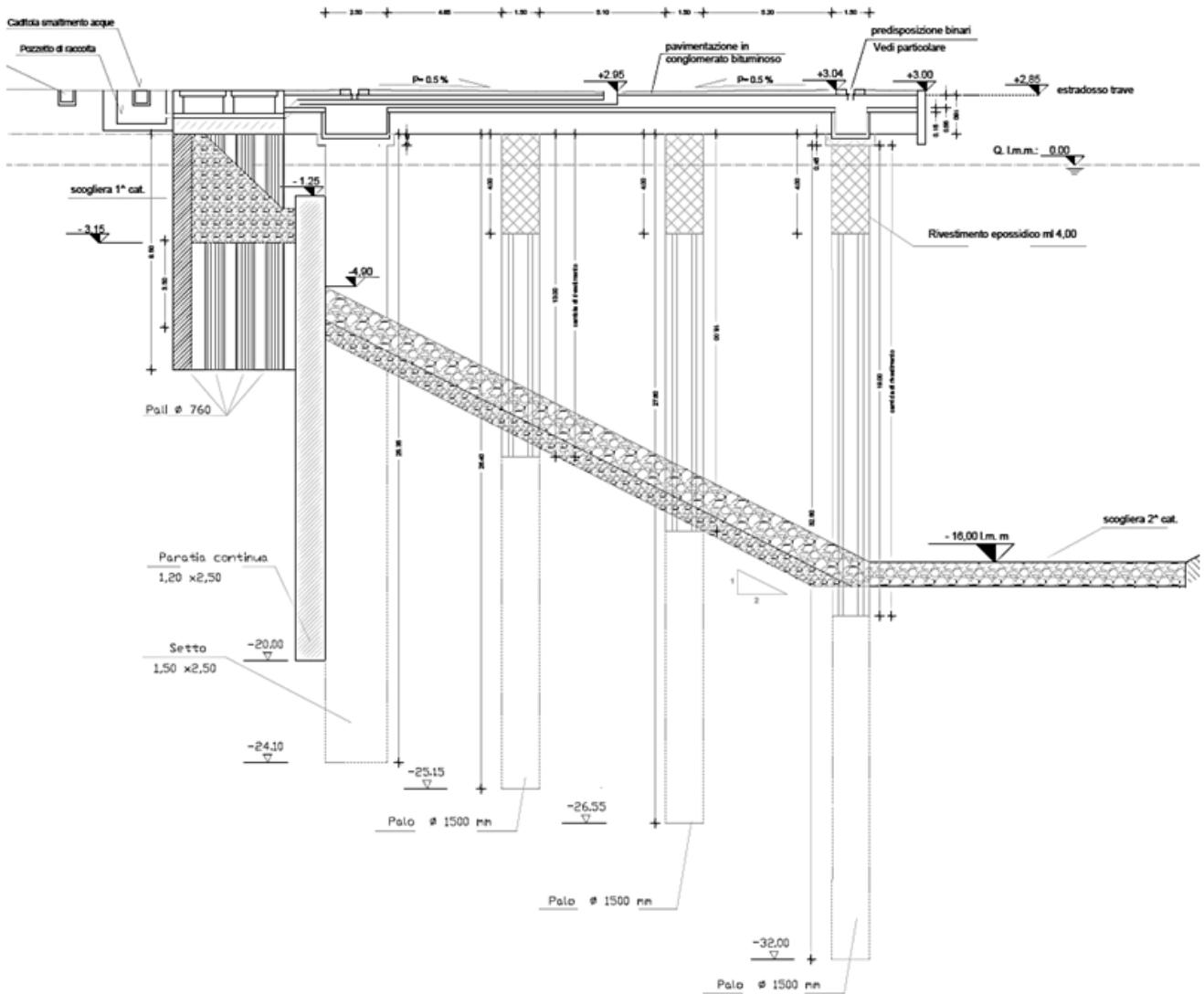


Figura 8: Sezione corrente della banchina F – soluzione a giorno su pali e setti

In prossimità dello spigolo ovest del tratto F, per una lunghezza di circa 67,5 m, il banchinamento a giorno è stato sostituito da un diaframma continuo lato mare ancorato con dei setti retrostanti disposti a pettine (Figura 9). I setti di contrasto, disposti ad interasse di 5 m, sono solidarizzati tra loro da una robusta trave in c.a. di sezione $3,00 \times 1,60$ m. Il diaframma lato mare ed i setti di contrasto sono quindi solidarizzati da un solettone continuo.

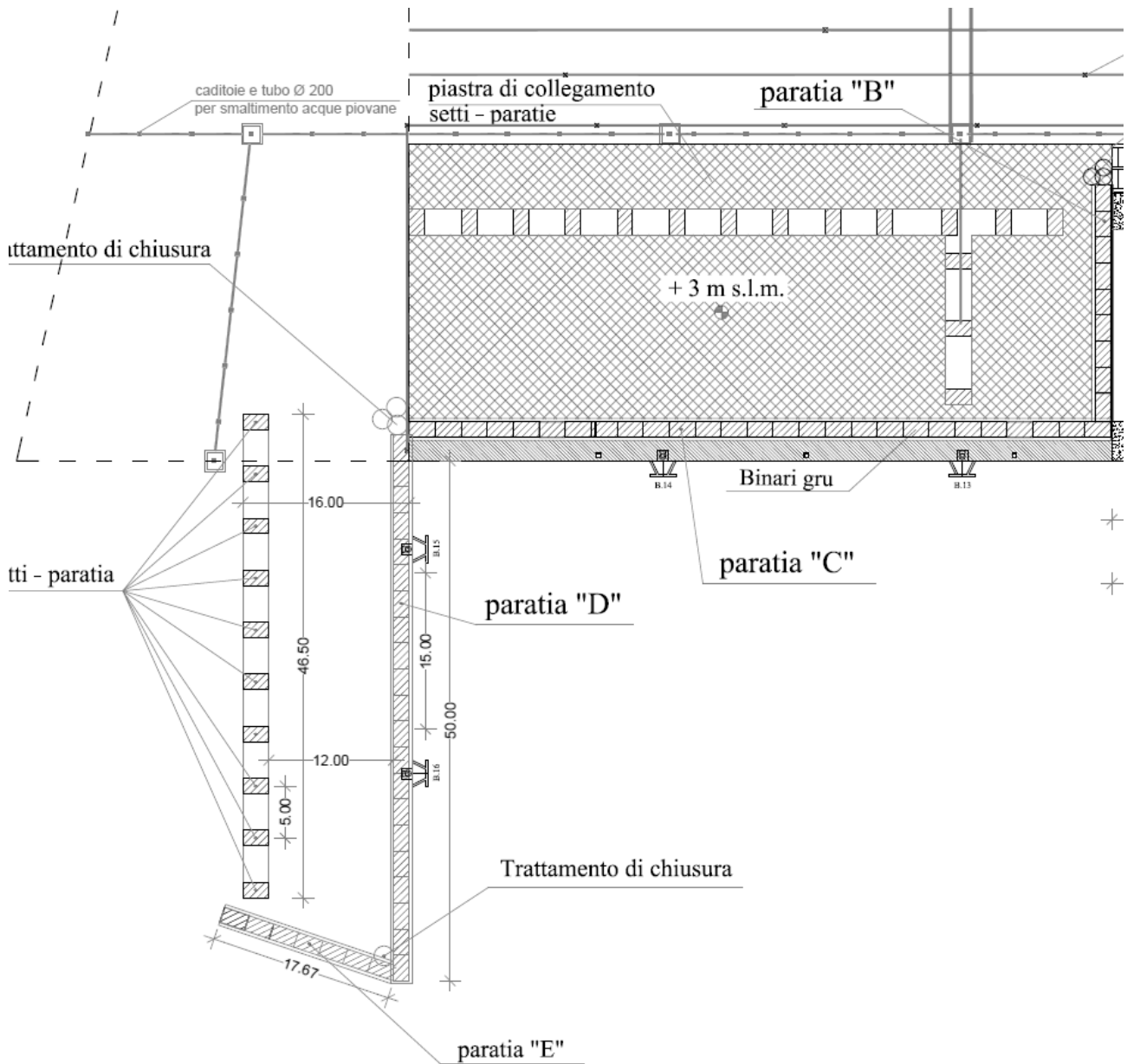


Figura 9: Planimetria dello spigolo ovest del banchinamento F

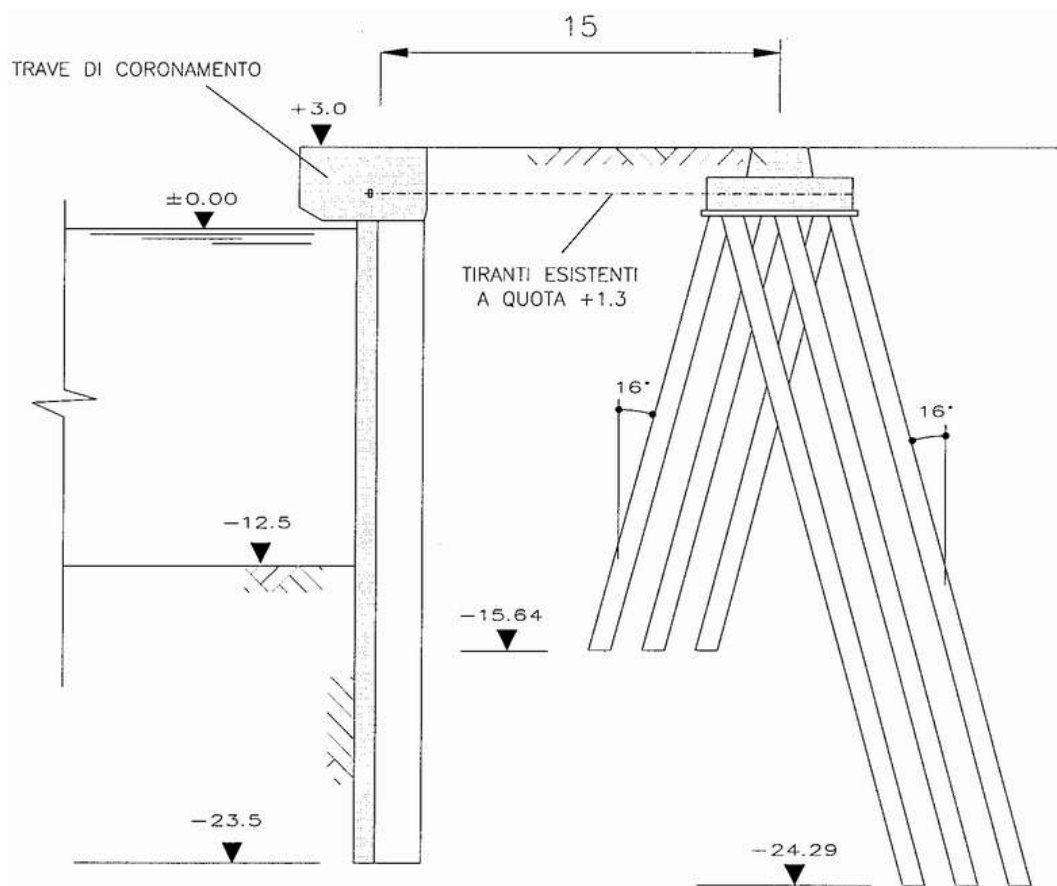
Allo spigolo, il banchinamento F è stato risolto in direzione ortogonale per un tratto di 50 m attraverso la realizzazione di un diaframma continuo lato mare, costituito da elementi rettangolari $1,50 \times 2,50$ m, estesi fino a $-26,00$ m da l.m.m., collegati in sommità da una trave di coronamento di sezione $2,10 \times 1,20$ m ed ancorati a setti rettangolari disposti a pettine $1,50 \times 2,50$ m. I setti di ancoraggio sono collegati tra loro da una trave $3,00 \times 1,60$ m e solidarizzati al diaframma di banchina tramite un solettone continuo di spessore $0,60$ m con estradosso a $+2,85$ m su l.m.m.



5.1.2. Tratto G esistente – Banchina di Ponente

Il segmento sud del tratto G era stato realizzato dal consorzio COGITAU all'epoca della costruzione del bacino portuale (1980). In

Figura 10 è presentata la sezione corrente di tale tratto. Si tratta di un allineamento di setti a T in calcestruzzo armato analoghi a quelli costituenti la soluzione strutturale originale del porto, estesi fino a -23,50 m da l.m.m. Il fondale di progetto era pari a -12,50 m da l.m.m. ed il piano di banchina è collocato a +3,00 m su l.m.m. La paratia è ancorata con tiranti a quota +1,30 m su l.m.m. ad una trave a 15 m di distanza fondata su pali disposti a cavalletto.



BANCHINA OVEST - TRATTO G

Figura 10: Sezione corrente della banchina G nel tratto esistente



6. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DA REALIZZARE

Come evidenziato in Figura 11 l'intervento da realizzare è costituito da un segmento rettilineo principale (Tratto principale) di circa 325 m nel tratto G, da un segmento di circa 60 m a sud che viene realizzato di fronte al banchinamento G esistente (Segmento sud) e dal risvolto di chiusura che collega il nuovo allineamento al tratto G esistente (Tratto di chiusura sud).

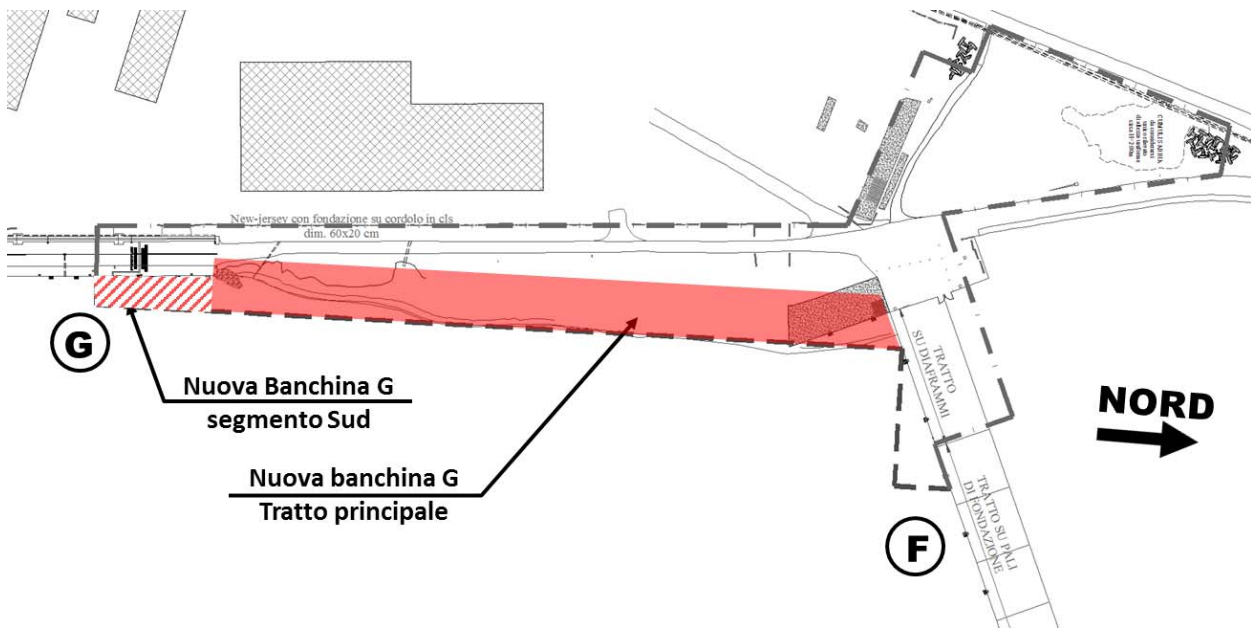



Figura 11: Planimetria schematica delle nuove opere nel tratto G

La soluzione tipologica del Tratto principale è costituita da una paratia in acciaio composta da elementi principali tubolari intervallati da palancole tipo AZ, ancorata con barre d'acciaio in sommità ad una robusta trave continua in calcestruzzo armato posta ad adeguata distanza (vedi Figura 12). Le caratteristiche salienti della soluzione strutturale adottata sono:

- palancolato combinato composto da palo tubolare $\varnothing 1829$ spessore 20 mm, interasse 3,29 m, esteso da +0,40 a -30,00 m su l.m.m., svuotato e riempito con calcestruzzo magro C8/10 fino a -25,00 m su l.m.m. e palanca intermedia tipo AZ26-700 estesa fino da +0,40m a -22,40 m su l.m.m.;
- barre di ancoraggio orizzontale M110, con diametro effettivo $\varnothing 100$ mm, tipo ANKER ASF 500 ad interasse $i=3,29$ m, disposta in asse alla palanca intermedia AZ;
- blocco di ancoraggio in calcestruzzo armato, di forma rettangolare, con base $b = 3,00$ m posta a -2,50 m da l.m.m. ed altezza di 4,50 m (da -2,50 a +2,00 m su l.m.m.)

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

- le sabbie utilizzate per il riempimento a mare dovranno poi essere adeguatamente addensate con un trattamento di vibroflottazione per scongiurare pericoli di liquefazione in condizione sismica.

Si evidenzia che la presenza del cavalletto di pali di fronte al blocco gioca sicuramente un ruolo positivo nell'aumentare le risorse resistenti del sistema. In ogni caso, vista l'incertezza sullo stato di consistenza e di conservazione di opere in calcestruzzo armato realizzare circa 40 anni fa, è stato deciso di realizzare un blocco di dimensioni sufficienti a sostenere in sicurezza il carico della nuova banchina con le sue sole risorse, trascurando ogni contributo resistente del cavalletto di pali.

Pertanto le caratteristiche salienti della soluzione strutturale adottata per il Segmento sud sono (*Figura 13*):

- palancoato combinato composto da palo tubolare $\varnothing 1829$ spessore 20 mm, interasse 3,29 m, esteso da +0,40 a -30,00 m su l.m.m., svuotato e riempito con calcestruzzo magro C8/10 fino a -25,00 m su l.m.m. e palanca intermedia tipo AZ26-700 estesa fino da +0,40m a -22,40 m su l.m.m.;
- barra di ancoraggio orizzontale M110, con diametro effettivo $\varnothing 100$ mm, tipo ANKER ASF 500 ad interasse $i=3,29$ m, disposta in asse alla palanca intermedia AZ;
- blocco di ancoraggio in calcestruzzo armato, di forma rettangolare, con base $b = 2,50$ m posta a -3,00 m da l.m.m. ed altezza di 5,00 m (da -3,00 a +2,00 m su l.m.m.).

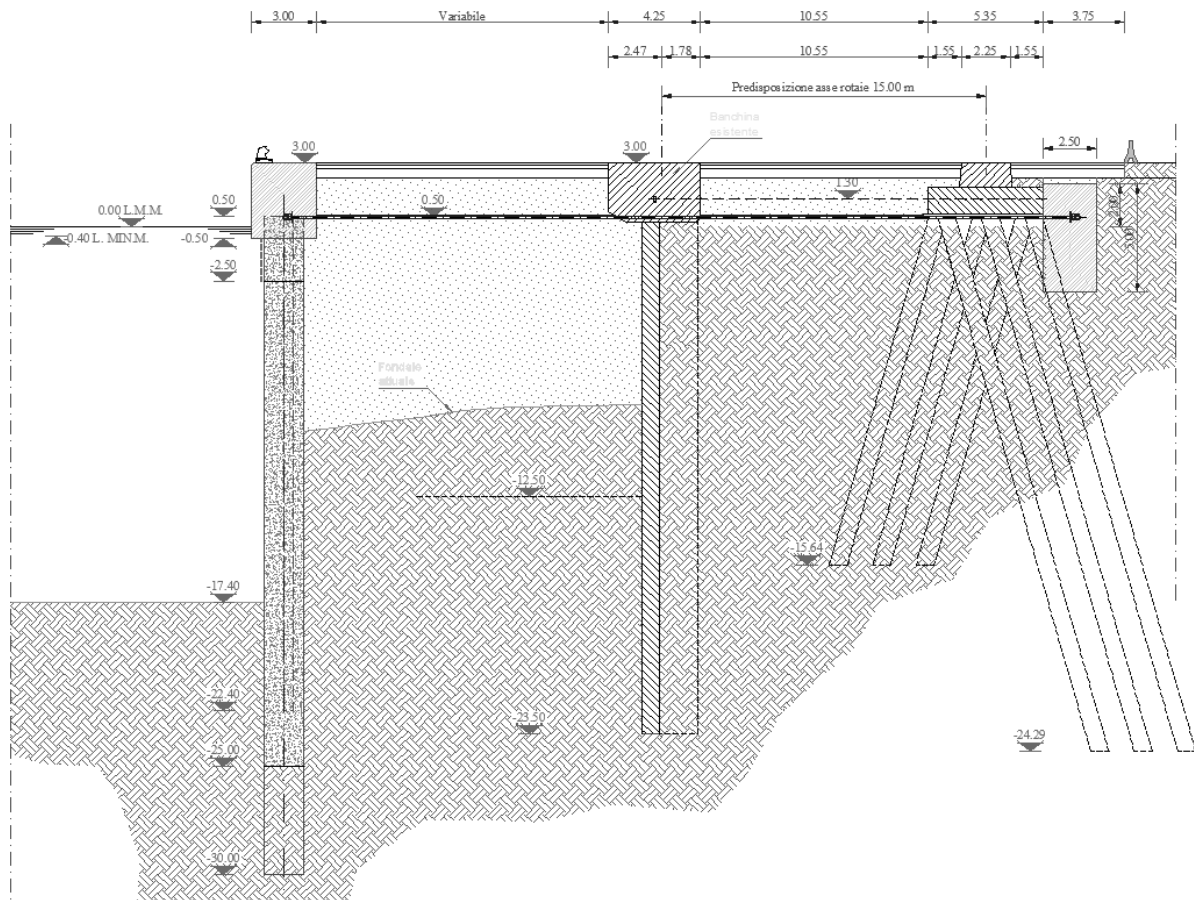


Figura 13: Sezione tipo del nuovo banchinamento G nel Segmento sud

Anche in tale porzione il palancolato è sormontato da una trave di banchina di sezione 3,00x3,50 m con estradosso a +3,00m da l.m.m.

Il Tratto di chiusura, che collega il nuovo banchinamento a quello esistente, è realizzato in maniera analoga al banchinamento principale, con la differenza che i tiranti di ancoraggio, di diametro 120 mm (M130), vengono inclinati nel piano per andare ad alloggiare nella trave del tratto principale ed ottenere idoneo contrasto (Figura 14, tiranti 1,2 e 3). Inoltre, per compensare lo squilibrio generato dal tiro in direzione inclinata, si realizza un tirante aggiuntivo lungo l'asse della trave di coronamento del palancolato di chiusura (Figura 14, tirante 4) in che va ad ancorarsi al blocco di ancoraggio retrostante.

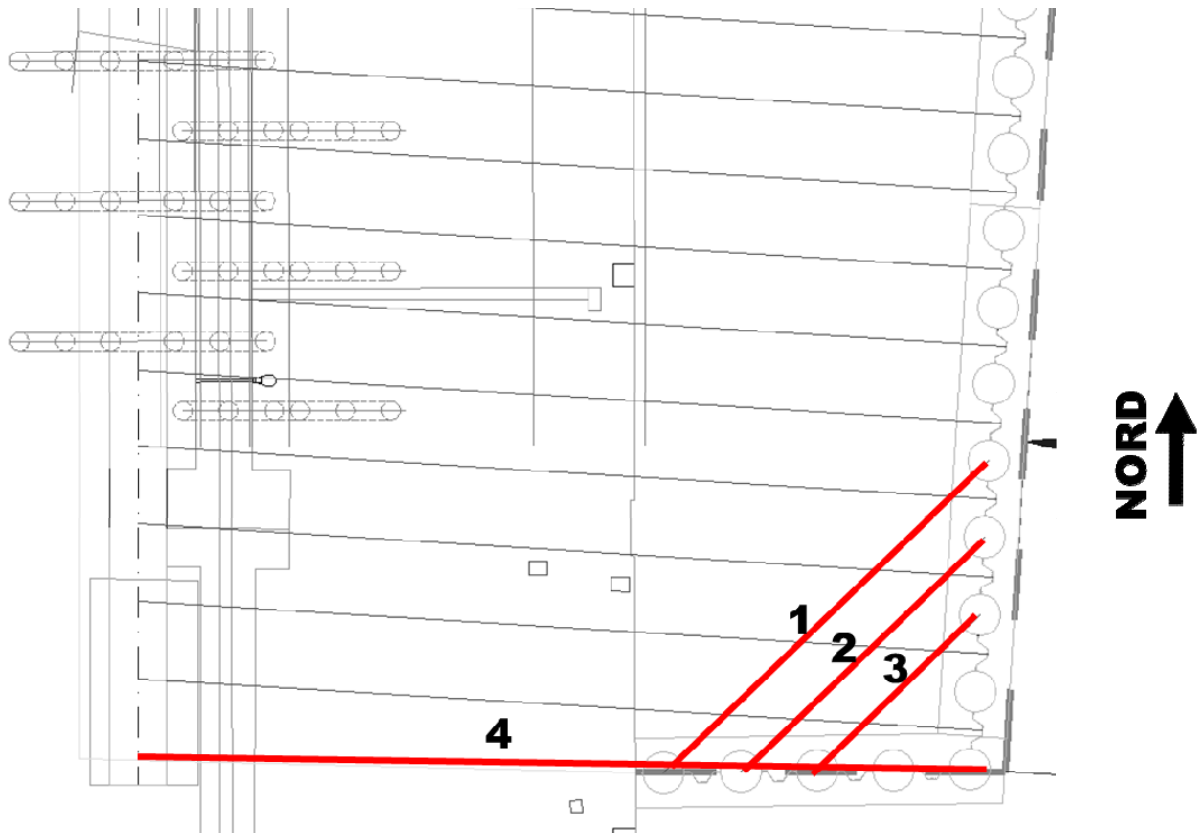


Figura 14: Planimetria del tratto di chiusura con evidenziata la disposizione degli ancoraggi

Inoltre, prospiciente allo spigolo sud del nuovo banchinamento, per eseguire il dragaggio a -17,40 m da l.m.m. tutelando la vecchia banchina G, si prevede l'installazione di un palancoato in acciaio sommerso, come indicato in Figura 15.

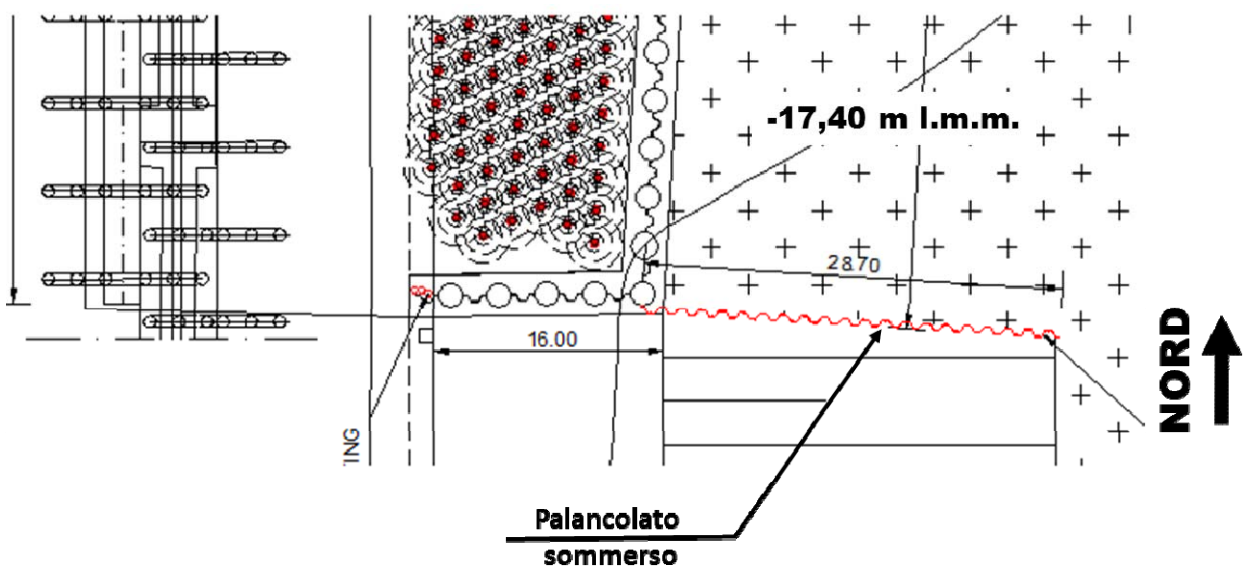



Figura 15: Planimetria del tratto di chiusura con evidenziato il palancoato sommerso

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

7. MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Nella “R03 - Relazione di caratterizzazione geotecnica” sono riportate estesamente le elaborazioni delle indagini che hanno portato alla definizione del modello stratigrafico di riferimento e alla valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni. In sostanza tutte le indagini evidenziano che il sottosuolo nell’area portuale di Gioia Tauro è costituito da terreni incoerenti, con presenza di rilevanti frazioni grossolane nei primi metri e di granulometria più fine negli strati più profondi. Il modello stratigrafico di riferimento, semplificato rispetto al modello stratigrafico del geologo, che si ritiene opportuno adottare per il dimensionamento della banchina di ponente è mostrato in Figura 16 ed è caratterizzato dalla presenza di due strati di terreno incoerente con caratteristiche meccaniche molto buone:

- **Sabbie e ghiaie, da piano campagna a -10 m su l.m.m.;**
- **Sabbie fini addensate, da -10 m su l.m.m. alla massima profondità di interesse.**

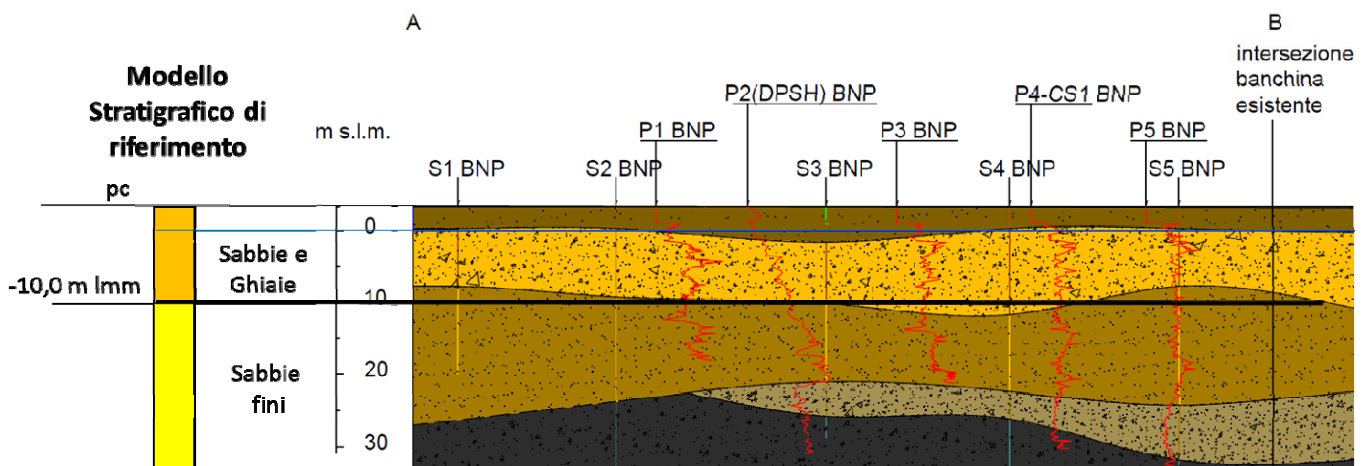


Figura 16: Modello stratigrafico di riferimento per il calcolo del banchinamento di ponente

In Tabella 1 è presentato il quadro sinottico dei parametri ottenuti dalle diverse prove geotecniche disponibili.


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 1. Quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti

| | | | | Sabbie e ghiaie | Sabbie |
|--|---------------------|--------------------------|-------|-----------------|---------|
| Peso di volume | γ | [kN/m ³] | | 19,0 | 19,5 |
| Peso specifico dei grani | γ_s | [kN/m ³] | | 26,5 | 26,5 |
| Densità relativa | Dr | [%] | | 60-80 | 50-70 |
| Parametri di resistenza in tensioni efficaci | da taglio diretto | ϕ' | [°] | 39-45 | 39-45 |
| | da N _{SPT} | ϕ' | [°] | 38-46 | 35-42 |
| | da CPTu | ϕ' | [°] | 42-46 | 38-42 |
| Modulo di taglio a piccole deformazioni | da prove SPT | G₀ | [MPa] | 50-110 | 110-180 |
| | da prove CPTu | G₀ | [MPa] | 70-120 | 100-125 |
| | da prove Lab. (RC) | G₀ | [MPa] | 90-300 | |
| Modulo elastico operativo | da prove SPT | E'₂₅ | [MPa] | 30-50 | 40-55 |
| | da prove CPTu | E'_{0,1%} | [MPa] | 50-100 | 80-110 |


Le caratteristiche geotecniche assunte nelle analisi per i due litotipi individuati sono le seguenti:

Sabbie e Ghiaie (da p.c. a -10,00m su l.m.m.):

| | |
|---------------------------|---------------------------------|
| Peso dell'unità di volume | $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ |
| Angolo di attrito interno | $\phi' = 42^\circ$ |
| Coazione efficace | $c' = 0$ |
| Modulo di elasticità | $E' = 50.000 \text{ kPa}$ |
| Coefficiente di Poisson | $\nu = 0,30$ |

Sabbie (oltre la quota di -10,00 m su l.m.m.):

| | |
|---------------------------|---------------------------------|
| Peso dell'unità di volume | $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$ |
| Angolo di attrito interno | $\phi' = 38^\circ$ |
| Coazione efficace | $c' = 0$ |
| Modulo di elasticità | $E' = 80.000 \text{ kPa}$ |
| Coefficiente di Poisson | $\nu = 0,25$ |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

8. SICUREZZA DELL'OPERA

8.1. QUADRO NORMATIVO

Il presente documento è redatto in conformità alle prescrizioni del Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (**DM Infrastrutture 14 gennaio 2008**, nel seguito indicato come DM2008) e della relativa circolare applicativa (**Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.**).

Le verifiche di sicurezza sono svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo etc. viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato all'influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

I dimensionamenti delle opere tengono conto dei possibili Stati Limite Ultimi (**SLU**) e di esercizio (**SLE**) per le condizioni statiche e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**) e di danno (**SLD**) per le condizioni sismiche.

8.1.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M, a_d),$$

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k / \gamma_M, a_d).$$

E_d = effetti delle azioni di progetto, azioni di progetto

F_k = azioni di progetto caratteristiche


X_k = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

a_d = geometria di progetto

γ_F = coefficienti parziali per le azioni

γ_E = coefficienti parziali per gli effetti delle azioni

γ_M = coefficiente parziali per i materiali

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Il Decreto del 2008 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per γ_F che per γ_E .

Le azioni di progetto E_d , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe.

L'entità delle azioni influenza anche i valori delle resistenze geotecniche di progetto, per le quali la fattorizzazione può avvenire, a sua volta, agendo sui parametri del terreno, sulle resistenze calcolate o su entrambe.

Le resistenze R_d , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe. L'entità delle azioni influenza infatti anche i valori delle resistenze geotecniche:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M, a_d) / \gamma_R$$

R_d = resistenza di progetto

F_k = azioni di progetto caratteristiche

X_k = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

a_d = geometria di progetto

γ_F = coefficienti parziali per le azioni

γ_M = coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici dei terreni)

γ_R = coefficienti parziali per le resistenze

Il Decreto 2008 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Tabella 2 Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

| Carichi | Effetto | Coefficiente parziale | A1 | A2 |
|----------------------------|---------|-----------------------|-----|-----|
| Permanenti | Sfav. | γ_{G1} | 1.3 | 1.0 |
| | Fav. | γ_{G1} | 1.0 | 1.0 |
| Permanenti non strutturali | Sfav. | γ_{G2} | 1.5 | 1.3 |
| | Fav. | γ_{G2} | 0 | 0 |
| Variabili | Sfav. | γ_{Qi} | 1.5 | 1.3 |
| | Fav. | γ_{Qi} | 0 | 0 |


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 3: *Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M*

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale | Coefficiente parziale γ_M | M1 | M2 |
|------------------------------------|---|----------------------------------|----|------|
| Tangente della resistenza a taglio | φ' | $\gamma_{\varphi'}$ | 1 | 1.25 |
| Coesione efficace | c' | $\gamma_{c'}$ | 1 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | c_u | γ_{c_u} | 1 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_{γ} | 1 | 1 |

Tabella 4: *Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi*

| Resistenza | Simbolo | R2 |
|------------|------------------|-----|
| temporanei | $\gamma_{R_a,t}$ | 1.1 |
| permanenti | $\gamma_{R_a,p}$ | 1.2 |

Tabella 5: *coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo*

| Resistenza | Simbolo | R2 |
|------------|------------|-----|
| | γ_R | 1.1 |

Tabella 6: *Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: γ_R*


| Resistenza | Simbolo γ_R | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 |
|--------------------------|--------------------|---------|------|------|------------|------|------|
| | | infissi | | | trivellati | | |
| Base | γ_b | 1 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.7 | 1.35 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.45 | 1.15 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1 | 1.60 | 1.25 | 1.0 | 1.60 | 1.25 |

Tabella 7 *Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate*

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|------------------------------|-----|------|------|------|----------|
| ξ_3 | 1.8 | 1.75 | 1.70 | 1.65 | 1.60 |
| ξ_4 | 1.8 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 |

8.1.2. Approcci e combinazioni utilizzati

Nel presente progetto si sono utilizzati:

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

- per la verifica delle strutture di sostegno flessibili l'Approccio 1 (con le due combinazioni: A1+M1+R1 e A2+M2+R1) è l'unico approccio progettuale previsto dalla norma;
- per la verifica del blocco di ancoraggio la combinazione A1+M1+R3;
- per la verifica della stabilità globale delle opere: A2+M2+R2.

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche si ricorda che le azioni vengono combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 3.2.4 della DM 14.1.08.

8.1.3. Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

E' 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 , in particolare sono stati valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD) per confrontarli con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche 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.

Per opere portuali il livello di danno può essere stimato secondo le raccomandazioni del PIANC (Permanent International Association for Navigation Congresses), riassunte in Tabella 8. In sostanza per un palancolato ancorato i limiti di operatività (Degree I) fanno riferimento all'accumulo di deformazioni residue permanenti pari all'1,5% dell'altezza dell'opera al di sopra del fondale o, alternativamente, 30 cm. I limiti di danno, salvaguardia della vita e collasso (rispettivamente Degree II, III, IV) fanno riferimento alla risposta tenso-deformativa dei diversi elementi strutturali (limite elastico, plasticizzazioni concentrate, rotture).



| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 8: Criteri di danno per opere portuali flessibili (PIANC, 2001)

| Level of damage | | | Degree I | Degree II | Degree III | Degree IV |
|--------------------------------|-----------------|---|----------------------|---|---|--|
| Residual displacements | Sheet pile wall | Normalized residual horizontal displacement (d/H)* | Less than 1.5%** | N/A | N/A | N/A |
| | | Residual tilting towards the sea | Less than 3° | N/A | N/A | N/A |
| | Apron | Differential settlement on apron | Less than 0.03-0.1 m | N/A | N/A | N/A |
| | | Differential settlement between apron and non-apron areas | Less than 0.3-0.7 m | N/A | N/A | N/A |
| | | Residual tilting towards the sea | Less than 2-3° | N/A | N/A | N/A |
| Peak response stresses/strains | Sheet pile wall | Above mudline | Elastic | Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline) | Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit above mudline) |
| | | Below mudline | Elastic | Elastic | Plastic (less than the ductility factor/strain limit below mudline) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit below mudline) |
| | | Tie-rod | Elastic | Elastic | Plastic (less than the ductility factor/strain limit for tie-rod) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for tie-rod) |
| | | Anchor | Elastic | Elastic | Plastic (less than the ductility factor/strain limit for anchor) | Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for anchor) |

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall; H : height of sheet pile wall from mudline.

**Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

8.2. AZIONI SULLE OPERE

Per le opere in progetto è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, ai sovraccarichi, all'acqua, al tiro alla bitta, alla gru di banchina e al sisma; nel seguito vengono fornite alcune specifiche sulle azioni applicate.

8.2.1. Azione sismica

La Norma Nazionale prescrive che sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In particolare il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (§7.1 NTC2008):

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (**SLD**);
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).


Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria di suolo A) con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Per le opere in questione, come da richiesta della committenza, si assumono:

- vita nominale dell'opera: **50 anni;**
- classe d'uso dell'opera: **II (coefficiente d'uso 1,0);**

Il periodo di riferimento da considerare (V_R) è quindi pari a 50 anni. Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica del sito di Gioia Tauro (lat.38.4709; long.15.9102, vedi Figura 17) si ottengono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

89013 Gioia Tauro RC
 38.470963, 15.910202



Figura 17: Immagine aerea dell'area di interesse con l'indicazione delle coordinate geografiche

Vr = 50 anni SLD $a_g = 0,085g$

SLV $a_g = 0,250g$

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per la categoria di sottosuolo C, e di amplificazione topografica T1 (S_T) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) di Gioia Tauro:

| | a_g [g] | F_0 | S_s | S_T | a_{max}/g |
|-----|-----------|-------|-------|-------|-------------|
| SLD | 0,085 | 2,281 | 1,500 | 1,00 | 0,128 |
| SLV | 0,250 | 2,422 | 1,334 | 1,00 | 0,334 |

8.2.1.1. Valutazione dell'azione sismica con metodi pseudostatici

Le NTC2008 consentono di valutare l'azione sismica per le paratie attraverso metodi pseudostatici. La normativa richiede di considerare comunque i seguenti aspetti:



- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

Quando l'azione sismica sulle paratie viene valutata con metodi pseudostatici, la normativa nazionale prevede di considerare dei coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima di riferimento per tener conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (coefficiente α) e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (coefficiente β). In Figura 18 sono rappresentati i diagrammi proposti nelle NTC2008 per la valutazione dei coefficienti di deformabilità, α , e di spostamento, β .

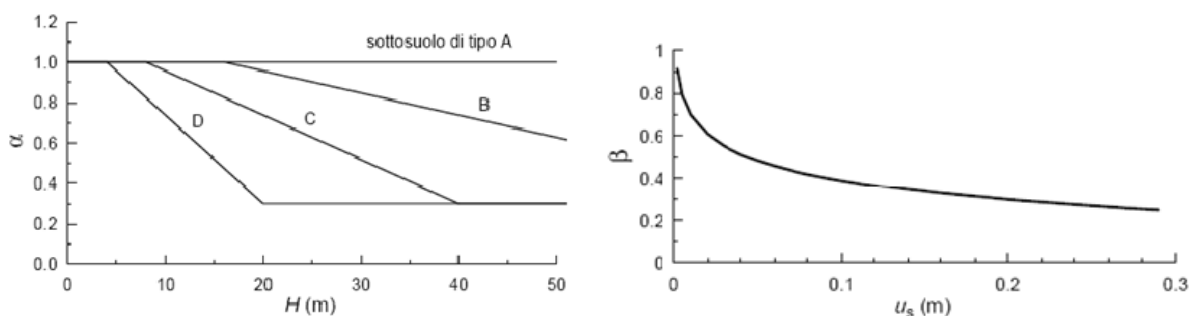



Figura 18: Coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima per la valutazione delle spinte sismiche sulle paratie con metodi pseudostatici

Nel caso in esame si deve analizzare una paratia ancorata in sommità che deve sostenere terreni granulari addensati. Utilizzando il classico metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe, in accordo alle principali ipotesi assunte dagli Autori, ci si riferirà ad un unico terreno caratterizzato da un angolo di attrito efficace di 40° .

Le caratteristiche granulometriche del terreno indicano un'elevata permeabilità, come confermato anche dall'andamento delle letture al piezocono; inoltre l'intero cuneo spingente risulta praticamente sotto falda e il fronte lato mare della paratia presenta un battente d'acqua libera. In queste condizioni l'applicazione del metodo di Mononobe-Okabe deve essere modificata per tener conto della presenza dell'acqua, in condizioni di elevata permeabilità.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

In tal senso, Matsuzawa, Ishibashi e Kawamura (1985) hanno sviluppato una metodologia di valutazione dell'azione sismica, ancorata al metodo di Mononobe-Okabe, ma in grado di tener conto della presenza dell'acqua nel terreno e davanti al paramento.

Quindi i coefficienti sismici orizzontali e verticali allo SLV assumono i seguenti valori:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 0,334 = 0,080$$

$$k_v = 0$$

Il valore di $\alpha = 0,6$ discende dal considerare una paratia di circa $H=30$ m su suolo C, mentre il valore di $\beta = 0,4$ deriva dall'ammettere uno spostamento massimo permanente di circa 10 cm, inferiore a $0,005 \cdot H$.

Per lo Stato Limite di Danno i coefficienti sismici orizzontali e verticali diventano:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,128 = 0,077$$

$$k_v = 0$$

Il valore di $\alpha = 0,6$ discende dal considerare una paratia di circa $H=30$ m su suolo C, mentre il valore di $\beta = 1,0$ deriva dal non ammettere spostamenti permanenti.

Nelle analisi di stabilità globale della paratia in condizioni sismiche condotte con metodi pseudo statici, la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico caratterizzato dal più basso coefficiente di sicurezza. In tali analisi, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile. Per la determinazione dell'azione sismica, si considera un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa al sito che tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti permanenti (coefficiente β). In Tabella 9 sono rappresentati i valori proposti nelle NTC2008 per la valutazione del coefficiente di spostamento, β_s .


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 9. Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

Con riferimento alla stabilità globale della paratia in esame i coefficienti sismici orizzontali e verticali per SLV assumono i seguenti valori:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,28 \cdot 0,334 = 0,094$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,047$$

Il valore di $\beta_s = 0,28$ tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.


8.2.1.2. Coefficiente di spinta attiva, K_{aE}

Con le ipotesi di terreno granulare asciutto, piano campagna regolare (orizzontale o inclinato), e spostamenti sufficienti a raggiungere una condizione limite attiva, la spinta complessiva in condizioni sismiche può essere valutata con la formulazione di Mononobe-Okabe. Tale metodo prevede di valutare la spinta sismica mettendo in equilibrio le forze agenti sul cuneo di terreno spingente sul quale agisce anche un effetto inerziale indotto dall'oscillazione sismica. In sostanza quindi la risultante delle forze di massa non rimane verticale, ma si inclina di un angolo che viene definito *angolo sismico* (θ). Nel caso di terreno asciutto tale angolo viene valutato come:

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \gamma_d}{(1 \pm k_v) \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

in cui k_h e k_v rappresentano i coefficienti di accelerazione sismica, rispettivamente orizzontale e verticale, espressi come frazione dell'accelerazione di gravità e γ_d è il peso di volume del terreno asciutto.

Nel caso di terrapieno sotto falda, come per la banchina portuale in questione, è necessario tenere in conto l'azione che l'acqua esercita sullo scheletro solido (spinta di Archimede). In funzione della permeabilità del terreno si vengono a creare due situazioni limite, definite di *alta permeabilità* e di *bassa permeabilità*. Nel caso in esame è possibile considerare una condizione di alta permeabilità, con la fase liquida che risponde in maniera indipendente dalla fase solida all'oscillazione sismica.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Ciò significa che la forza verticale dovrà tener conto del peso sommerso del terreno, mentre la forza sismica inerziale agirà sull'intera massa solida. L'angolo sismico apparente in condizioni di alta permeabilità (θ') varrà quindi:

$$\tan \theta' = \frac{F_h}{F_v} = \frac{G_s \gamma_w k_h / (1 + e)}{(1 \pm k_v) \gamma_{sub}} = \frac{G_s}{G_s - 1} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = \frac{G_s}{G_s - 1} \tan \theta$$

dove G_s è la gravità specifica, γ_{sub} è il peso sommerso del terreno ed e è l'indice dei vuoti del terreno. Dato che la gravità specifica di un terreno granulare è dell'ordine di 2,65 si ha che la tangente dell'angolo sismico in terreno saturo ad alta permeabilità ($\tan \theta'$) è circa 1,6 volte la tangente dell'angolo sismico su terreno asciutto ($\tan \theta$).

Bisogna ricordare che nelle condizioni di alta permeabilità è necessario aggiungere la pressione idrostatica ed idrodinamica dell'acqua nella valutazione della spinta totale agente sull'opera di sostegno.

8.2.1.3. Azione idrodinamica (Westergaard)

In presenza di acqua libera ed opera di sostegno impermeabile è necessario considerare l'incremento ed il decremento della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema. Tale componente, definita azione idrodinamica può essere stimata con la soluzione di Westergaard (1933) come indicato in Figura 19.

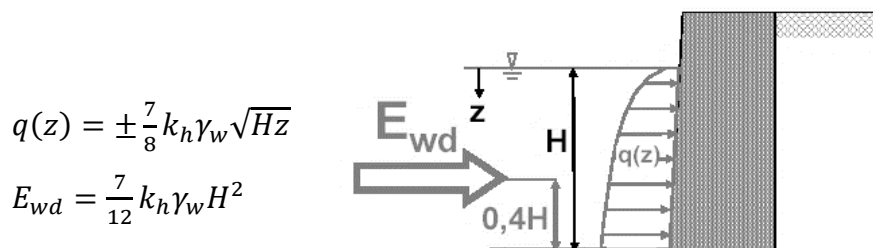


Figura 19: Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

8.2.1.4. Azione idrodinamica su terreno permeabile sotto falda (Matsuo-Ohara)

L'effetto idrodinamico dovuto all'acqua libera nel terreno nelle condizioni di Alta Permeabilità differisce dalla pressione ottenuta da Westergaard in presenza di un battente d'acqua libera. Va infatti considerato che anche in terreni permeabili il moto dell'acqua si trova ad interagire con lo



scheletro solido. Matsuo ed Ohara (1965) derivano una formula per stimare la pressione idrodinamica contro un'opera di sostegno rigida sotto le ipotesi di:

- pressione idrodinamica indotta dal solo flusso dell'acqua nei pori del terreno;
- assenza di deformazioni volumetriche dello scheletro solido del terreno durante la vibrazione;
- validità della legge di Darcy per il flusso dell'acqua nel terreno.

Sotto tali condizioni gli Autori determinano l'andamento normalizzato della pressione idrodinamica $P_{wd}/k_h \gamma_w H_w^2$ rispetto al parametro adimensionale $2\pi n \gamma_w H_w^2 / E_w k T$ in cui, oltre ai parametri già definiti, risultano la porosità (n), il modulo di compressibilità volumetrica dell'acqua ($E_w=2,2\text{GPa}$) e il periodo di vibrazione dell'oscillazione sismica (T). In Figura 20 è riportato il grafico ottenuto dagli Autori.

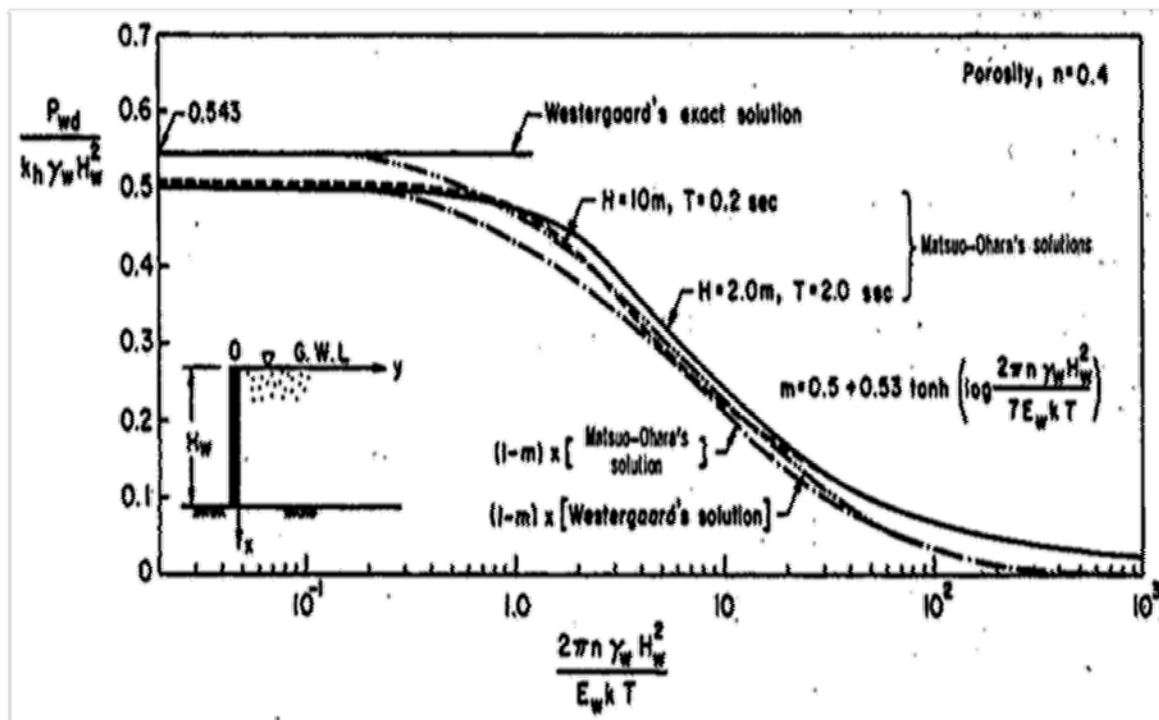



Figura 20: Pressione idrodinamica normalizzata in terreni sotto falda

Per il caso in esame è possibile stimare la pressione idrodinamica dell'acqua nel terreno come il 60% della corrispondente pressione di Westergaard.

8.2.1.5. Azione sismica pseudostatica complessiva considerata sulla paratia allo SLV

L'azione sismica pseudostatica da considerare agente sulla paratia nelle verifiche di stato limite di salvaguardia della vita si produce quindi per somma di quattro componenti:

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

1. l'incremento di spinta dello scheletro solido del terreno a tergo della paratia valutato attraverso la differenza tra il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe (K_{aE}) in condizioni di alta permeabilità e il coefficiente di spinta statico valutato secondo Coulomb (K_a);
2. la pressione idrodinamica agente sul terreno sotto falda a tergo della paratia valutato con il metodo di Matsuo-Ohara;
3. la pressione idrodinamica agente sul lato mare della paratia (sul battente libero valutato secondo Westergaard e davanti al piede dell'opera tenendo conto della riduzione di Matsuo-Ohara);
4. l'azione inerziale dovuta al peso proprio della paratia.

Componente 1

L'angolo sismico apparente si ottiene come segue:

$$\tan \theta' = \frac{F_h}{F_v} = \frac{G_s}{G_s - 1} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = \frac{2,65}{2,65 - 1} 0,080 = 1,60 \cdot 0,080 = 0,128$$

che corrisponde ad un angolo $\theta' = 7,3^\circ$.

Ne deriva un coefficiente di spinta attiva di Mononobe Okabe, calcolato considerando: angolo d'attrito del terreno $\varphi' = 40^\circ$, terrapieno orizzontale, paramento verticale, angolo d'attrito paratia-terreno uguale a 20° (interfaccia acciaio-sabbia):

$$K_{aE} = 0,271$$

Il corrispondente valore di spinta attiva di Coulomb vale:

$$K_a = 0,212$$

L'incremento di spinta da considerare è dunque:

$$\Delta K = K_{aE} - K_a = 0,271 - 0,212 = 0,059$$

Componente 2

La spinta idrodinamica nel terreno a tergo della paratia vale il 60% della corrispondente pressione idrodinamica di Westergaard in acqua libera:

$$P_{wd} = 0,6 \cdot \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 = 0,6 \cdot \frac{7}{12} \cdot 0,080 \cdot 10 \cdot 30^2 = 252 \text{ kN/m}$$

Si assume una distribuzione di pressioni analoga a quella di Westergaard.

Componente 3

La pressione idrodinamica nel battente d'acqua davanti alla paratia vale:



$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{Hz} = \pm 0,875 \cdot 0,080 \cdot 10 \cdot \sqrt{30z} = \pm 0,726 \cdot \sqrt{30z}$$

Si assume che la pressione idrodinamica nel terreno davanti al piede della paratia sia il 60% del valore di Westergaard.

Componente 4

L'azione inerziale dovuta al peso proprio del palo riempito viene rappresentata da una pressione uniforme lungo tutta l'altezza della paratia di valore pari al coefficiente sismico moltiplicato per il peso al metro della paratia (q):

$$\Delta p = k_h q = 0,080 \cdot 23 = 1,8 \text{ kPa}$$

Con analogia valutazione si tiene conto del contributo della trave di banchina. In conclusione le azioni sismiche pseudostatiche agenti sulla paratia allo stato limite di salvaguardia della vita sono rappresentate in Figura 21.

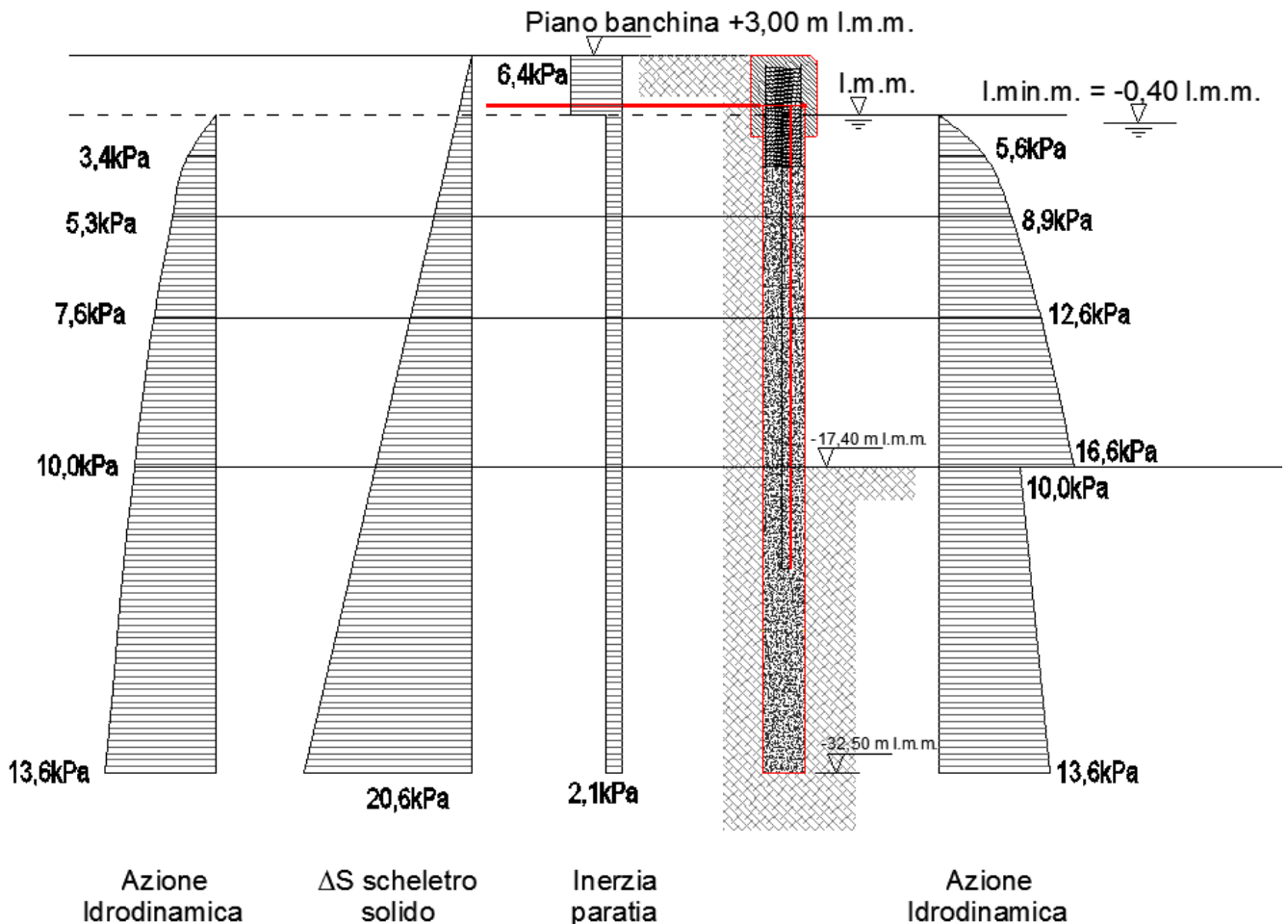



Figura 21: Azioni sismiche pseudostatiche agenti sulla paratia allo SLV

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

8.2.1.6. Azione sismica pseudostatica complessiva considerata sulla paratia allo SLD

L'azione sismica pseudostatica da considerare agente sulla paratia nelle verifiche di stato limite di danno, analogamente a quanto fatto per le azioni allo SLV, si produce per somma di quattro componenti:

- l'incremento di spinta dello scheletro solido del terreno a tergo della paratia valutato attraverso la differenza tra il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe (K_{aE}) in condizioni di alta permeabilità e il coefficiente di spinta statico valutato secondo Coulomb (K_a);
- la pressione idrodinamica agente sul terreno sotto falda a tergo della paratia valutato con il metodo di Matsuo-Ohara;
- la pressione idrodinamica agente sul lato mare della paratia (sul battente libero valutato secondo Westergaard e davanti al piede dell'opera tenendo conto della riduzione di Matsuo-Ohara);
- l'azione inerziale dovuta al peso proprio del setto.

Componente 1

L'angolo sismico apparente si ottiene come segue:

$$\tan \theta' = \frac{F_h}{F_v} = \frac{G_s}{G_s - 1} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = \frac{2,65}{2,65 - 1} 0,077 = 1,60 \cdot 0,077 = 0,123$$

che corrisponde ad un angolo $\theta' = 7,0^\circ$.

Ne deriva un coefficiente di spinta attiva di Mononobe Okabe, calcolato considerando: angolo d'attrito del terreno $\varphi' = 40^\circ$, terrapieno orizzontale, paramento verticale, angolo d'attrito paratia-terreno uguale a 20° (interfaccia acciaio-sabbia):

$$K_{aE} = 0,269$$

Il corrispondente valore di spinta attiva di Coulomb vale:

$$K_a = 0,212$$


L'incremento di spinta da considerare è dunque:

$$\Delta K = K_{aE} - K_a = 0,269 - 0,212 = 0,057$$

Componente 2

La spinta idrodinamica nel terreno a tergo della paratia vale il 60% della corrispondente pressione idrodinamica di Westergaard in acqua libera:

$$P_{wd} = 0,6 \cdot \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 = 0,6 \cdot \frac{7}{12} \cdot 0,077 \cdot 10 \cdot 30^2 = 243 \text{ kN/m}$$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Si assume una distribuzione di pressioni analoga a quella di Westergaard.

Componente 3

La pressione idrodinamica nel battente d'acqua davanti alla paratia vale:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{Hz} = \pm 0,875 \cdot 0,077 \cdot 10 \cdot \sqrt{30z} = \pm 0,674 \cdot \sqrt{30z}$$

Si assume che la pressione idrodinamica nel terreno davanti al piede della paratia sia il 60% del valore di Westergaard.

Componente 4

L'azione inerziale dovuta al peso proprio del setto viene rappresentata da una pressione uniforme lungo tutta l'altezza della paratia di valore pari al coefficiente sismico moltiplicato per il peso al metro della paratia (q):

$$\Delta p = k_h q = 0,077 \cdot 23 = 1,8 \text{ kPa}$$

Con analoga valutazione si tiene conto del contributo della trave di banchina. In conclusione le azioni sismiche pseudostatiche agenti sulla paratia allo stato limite di salvaguardia della vita sono rappresentate in Figura 22.

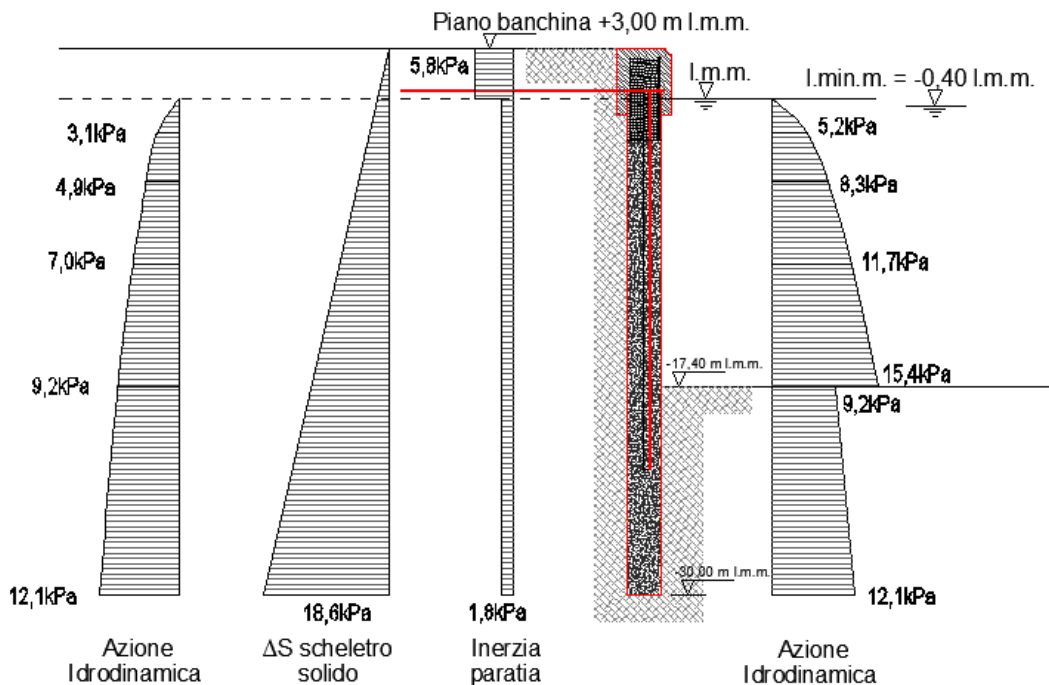


Figura 22: Azioni sismiche pseudostatiche agenti sulla paratia allo SLD

8.2.2. Tiro alla bitta



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

La banchina è fornita di bitte di ormeggio progettate per una forza orizzontale di 1000 kN e disposte con interasse di 25 m. Pertanto il carico distribuito è pari a 40 kN/m.

8.2.3. Sovraccarico variabile

L'opera viene progettata considerando agente sulla banchina un sovraccarico variabile distribuito, dovuto al deposito dei materiali, pari a:

$$q = 40 \text{ kN/m}^2$$

8.2.4. Gru di banchina

La struttura è stata verificata considerando l'utilizzo di una gru semovente del tipo mostrato in



Figura 23. Tali mezzi sono generalmente adattabili a diverse condizioni d'uso con la modifica delle dimensioni degli stabilizzatori o con l'applicazione di contrappesi, per cui la semplice indicazione del modello non è sufficiente a definire compiutamente i carichi. Per questo nel seguito, sulla base dei dati disponibili, si farà riferimento ai dati tecnici relativi alla gru semovente Gottwald G HMK 7608G nella configurazione indicata in Tabella 10. In caso di un uso della banchina con gru diverse sarà necessario considerare la compatibilità dei mezzi meccanici scelti con le prestazioni del banchinamento.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

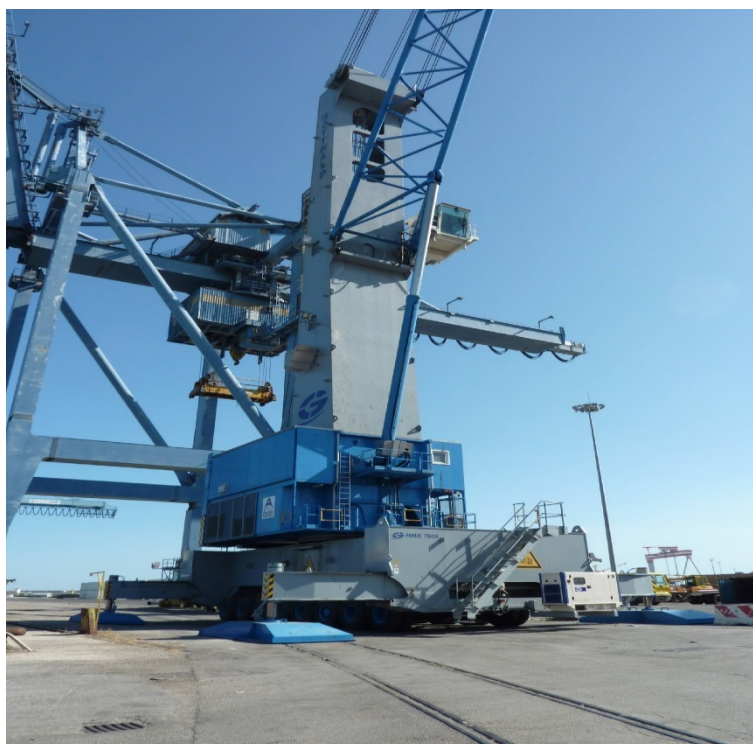


Figura 23: Gru semovente protipo



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
 R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

Tabella 10. Dati tecnici della gru semovente Gottwald G HMK 7608

Gru semovente portuale GOTTWALD
G HMK 7608



Dati dei carichi sulla banchina

Dati tecnici dell'apparecchio:

| | |
|---|-----------------|
| Peso totale: | 496,0 t |
| Carico massimo: | 150,0 t |
| Peso totale in servizio: | 646,0 t |
| Numero di assi: | 8 |
| Base d'appoggio: | 15,0 m x 13,0 m |
| Dimensioni delle piastre di appoggio:** | 2,0 m x 4,5 m |
| Numero di piastre di appoggio per angolo: | 1 |

** altre grandezze su richiesta

Gru in traslazione:

Carico uniformemente distribuito con gru in traslazione

| | |
|---|-----------------------|
| Superficie coperta (16,2 m x 11,1 m) | 179,82 m ² |
| Carico uniformemente distribuito (496,0 t / 179,8 m ²) | 2,76 t/m ² |

Pressione esercitata dalle ruote

| | |
|-----------------------------------|-------------------------|
| Carico sull'asse: | 62 t |
| Ruote / asse: | 4 |
| Carico / ruota | 15,50 t |
| Superficie di contatto / ruota | 1690 cm ² |
| Pressione esercitata dalla ruota: | 9,17 kg/cm ² |

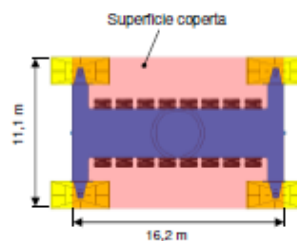


Fig. 1: superficie coperta dalla gru in traslazione*

Gru in servizio:

Carichi verticali massimi [Carico pesante - 75%]

| Posizione del braccio | I | II | III |
|--------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Carico: | 137,5 t | 137,5 t | 137,5 t |
| Raggio: | 21 m | 21 m | 21 m |
| Carico sulle piastre d'appoggio: | 243,1 t | 287,7 t | 256,1 t |
| Piastre su cui agisce il carico: | A, D | A | A, B |
| Superficie della piastra d'appoggio: | 9,00 m ² | 9,00 m ² | 9,00 m ² |
| Pressione esercitata sul suolo: | 2,70 kg/cm ² | 3,20 kg/cm ² | 2,85 kg/cm ² |

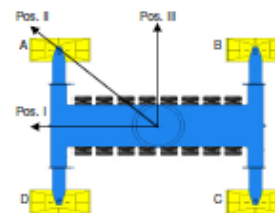



Fig. 2: determinazione della posizione del braccio e delle piastre d'appoggio*

* Le figure sono a titolo di esempio e possono differire dall'apparecchio configurato

Dai dati tecnici esposti si ricava che il peso della gru è di circa 496 t e che il carico massimo movimentabile dal verricello è di 150 t. Il peso complessivo massimo risulta quindi di 646 t che,

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

L'area di impatto da considerare, detta L la lunghezza dell'imbarcazione, è di 0,05L in verticale e 0,10L in orizzontale. Pertanto, con le dimensioni di una nave molto grande, l'area d'impatto risulta di 15 m in verticale e 30 m in orizzontale. La pressione uniforme su tale area di impatto è pari a 255 kPa.

8.3. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche agli stati limite sono definite al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008. Le azioni variabili sono state combinate come indicato nella Tabella 12.


Tabella 12. Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

| | Sovraccarico | | Bitta | | Gru semovente | |
|----------|--------------|-----|-------------|---|---------------|---|
| | | | | | | |
| SLE | | 1 | Ψ_{02} | 1 | Ψ_{03} | 0 |
| SLE-GRU | | 1 | Ψ_{02} | 1 | Ψ_{03} | 1 |
| SLD | Ψ_{21} | 0,6 | Ψ_{22} | 0 | Ψ_{23} | 0 |
| | | | | | | |
| SLU | | 1 | Ψ_{02} | 1 | Ψ_{03} | 0 |
| SLU-GRU | | 1 | Ψ_{02} | 1 | Ψ_{03} | 1 |
| SLV | Ψ_{21} | 0,6 | Ψ_{22} | 0 | Ψ_{23} | 0 |
| ECC-URTO | Ψ_{21} | 0 | Ψ_{22} | 0 | Ψ_{23} | 0 |

Si sottolinea che il tiro alla bitta viene assimilato al carico del vento. Pertanto in presenza dell'azione sismica il tiro alla bitta viene considerato nullo.

Il sovraccarico variabile di banchina, considerando la destinazione d'uso dell'opera, è stato cautelativamente equiparato alla categoria D (Ambienti ad uso commerciale). Le verifiche allo Stato limite di esercizio sono state svolte cautelativamente con la combinazione rara delle azioni, con coefficiente di combinazione unitario per entrambi i carichi variabili considerati.

Le verifiche relative all'utilizzo futuro con gru semovente sono state presentate separatamente dalle altre, in un apposito paragrafo. Alla scala della banchina la gru semovente dà un contributo medio uniformemente ripartito inferiore al carico variabile, ma può essere significativo per le verifiche locali.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Le analisi relative all'urto di una imbarcazione di grandi dimensioni, presentate separatamente in un apposito paragrafo, sono state cautelativamente eseguite ipotizzando un sovraccarico di banchina nullo.


8.4. ANALISI DELLE OPERE IN PROGETTO

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di un software dedicato alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico, Plaxis 2D.

Il codice di calcolo Plaxis utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.), si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

- *Automatic mesh generation*: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffittire gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;
- *Interfaces*: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del suolo circostante;
- *Advanced soil model*, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb;
- *Staged construction*: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.
- *Phi-c reduction*: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo *phi-c reduction*. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan\phi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenzadisponibile}}{\text{resistenzaarottura}} = \frac{\tan \varphi'_{input}}{\tan \varphi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale.

Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematismo di rottura.

Se l'analisi *Phi-c reduction* viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_R .

Secondo quanto imposto dalle NT2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$.

Il software permette l'esecuzione di analisi piane.

Nel seguito si forniscono:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- le verifiche di stabilità generale.

Per la verifica di una modesta paratia sommersa a contenimento del futuro dragaggio si è invece utilizzato un software più semplice, sviluppato in ambito universitario. Si tratta di **SPW** (acronimo di *Sheet Pile Wall*), un codice di calcolo che assimila la paratia ad una trave su suolo elastico. Pertanto tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte adottando il "metodo



della trave inflessa” (Blum; 1931) simulando il suolo con una serie di molle elasto - plastiche con rigidità alla Winkler su entrambe i lati della paratia.

In particolare la paratia è considerata una trave elastica verticale di rigidità a flessione EI il cui comportamento è descritto dalle equazioni differenziali:

$$d^2M/dz^2 = -f;$$

$$EI \cdot d^2w/dz^2 = -M$$

dove:

M momento flettente; z coordinata verticale;
 f carico sulla paratia; w spostamento orizzontale.

L'interazione paratia terreno è governata dalla rigidità della struttura e dalla pressione del terreno a monte e a valle dell'opera, pressione che dipende dall'entità dello spostamento raggiunto. In Figura24 è riportato il comportamento tenso-deformativo delle molle che simulano il terreno.

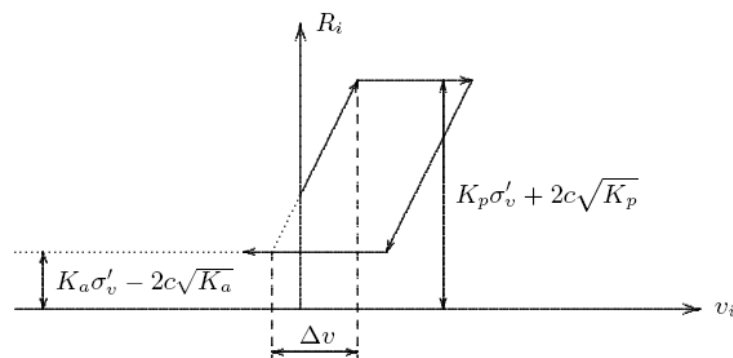


Figura24: Risposta delle molle (R_i) che simulano il terreno al variare dello spostamento della paratia (v_i).

Il software è stato testato dagli scriventi per validarne l'affidabilità.

Le equazioni differenziali sono risolte numericamente mediante il metodo delle differenze finite con una opportuna suddivisione della paratia in elementi di uguale dimensione. L'analisi fornisce gli andamenti con la profondità degli spostamenti orizzontali e delle sollecitazioni sulla paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso paratia-terreno è stata svolta con il classico metodo dell'equilibrio limite (metodo delle strisce). In particolare si è utilizzato il metodo di Bishop semplificato che determina il fattore di stabilità di un cinematiso di collasso circolare confrontando il momento instabilizzante, dovuto alla sommatoria dei pesi di cunei di terreno per il rispettivo braccio rispetto al centro del cinematiso, con il momento resistente determinato dalla resistenza del terreno lungo la superficie di scivolamento (Figura 25).



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

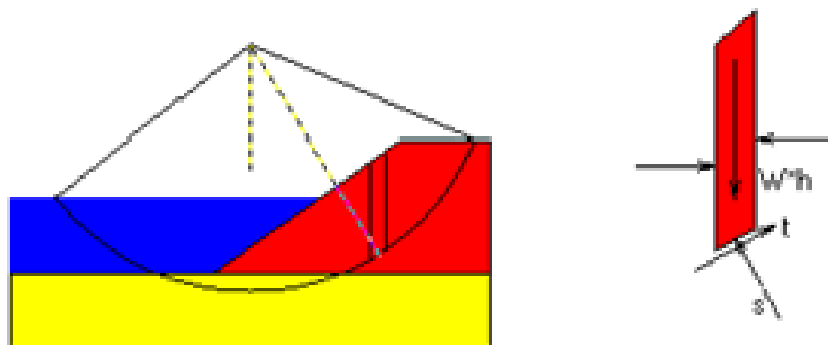


Figura 25: Metodo di Bishop per la valutazione della stabilità di un pendio



9. ANALISI E VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1. BANCHINA DI PONENTE – TRATTO PRINCIPALE

Il tratto rettilineo principale del nuovo banchinamento è costituito da un robusto palancoato combinato in acciaio, del tipo palo tubolare – palanca intermedia, ancorato in sommità ad una massiccia trave di ancoraggio in calcestruzzo realizzata a terra.

9.1.1. *Analisi SLU/SLV e SLE/SLD*

In Figura 26 è presentato lo schema agli elementi finiti utilizzato per la valutazione della sicurezza dell'opera (verifiche SLU/SLV).

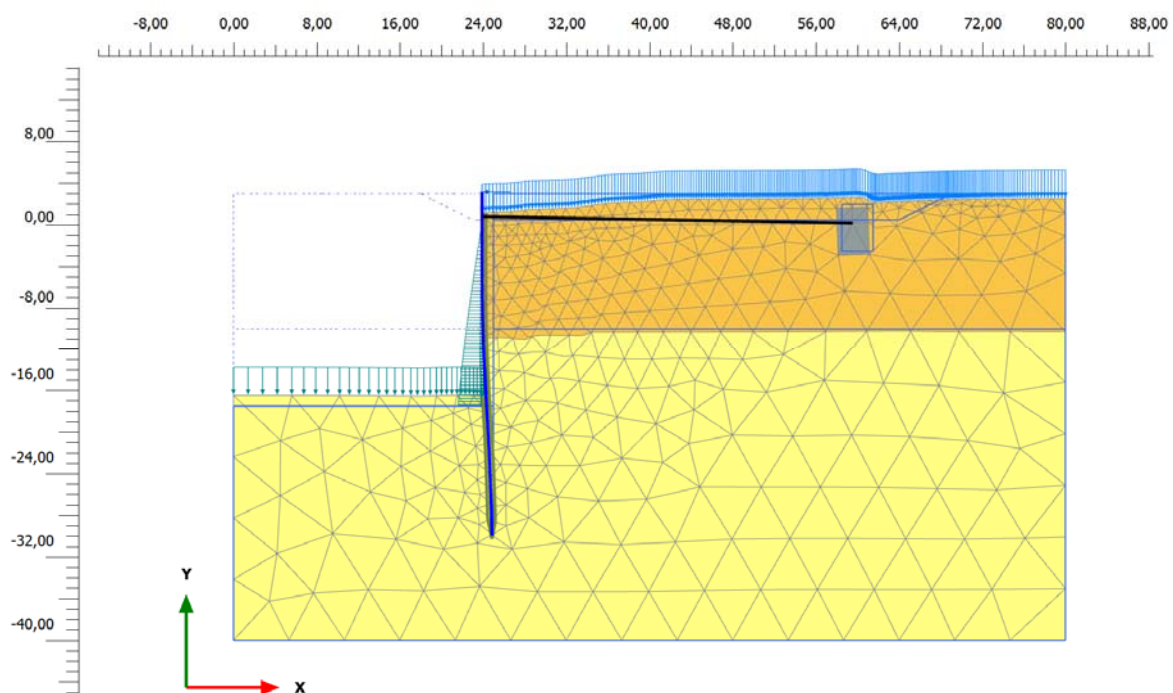
Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancoato di banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidità equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti.

La barra di ancoraggio è modellata tramite un elemento elastico (*node to node anchor*).

La trave sommitale di banchina non viene esplicitamente modellata.

La trave di ancoraggio a tergo viene modellata tramite un elemento di volume avente le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 26: Banchina di ponente – Tratto rettilineo: modello di calcolo utilizzato per analisi SLU/SLV e SLE/SLD

Caratteristiche salienti del modello :

- Profondità dei fondali di progetto -17,40 m da l.m.m. (-17,00 m da l.min.m);
- Quota di banchina +3,00 m da l.m.m. (+3,40 m da l.min.m);
- Sovraccarico di banchina 40 kPa;
- bitte: da 1000 kN ogni 25 m;
- paratia realizzata attraverso palancoato combinato palo tubolare / AZ, con palo tubolare $\phi 1829$ spessore 20 mm, interasse 3,29 m, esteso da +0,40 a -30,00 m su l.m.m., svuotato e riempito con calcestruzzo magro C8/10 fino a -25,00 m su l.m.m. e palanca intermedia tipo AZ26-700 estesa da +0,40 fino a -22,40 m su l.m.m.;
- barra di ancoraggio orizzontale M110 ($\phi 100$ mm) in acciaio tipo ANKER ASF 500 ad interasse $i=3,29$ m, in asse alla palanca intermedia AZ;
- blocco di ancoraggio in calcestruzzo armato, di forma rettangolare, con base $b = 3,00$ m posta a -2,00 m da l.m.m. ed altezza di 4,50 m (da -2,50 a +2,00 m su l.m.m.).

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

ELEMENTI STRUTTURALI - PLATE

| No. | Identification | EA | EI | ν |
|-----|--------------------------------------|------------|-----------------------|-------|
| | (Plates) | [kN/m] | [kNm ² /m] | [-] |
| 1 | pali $\phi 1819$ sp.=20mm+cls/ 3,30m | 30.085.000 | 4.414.000 | 0,20 |

BARRA DI ANCORAGGIO - ANCHOR

| No. | Identification | EA | L spacing |
|-----|--------------------|---------|-----------|
| | (Anchors) | [kN/m] | [m] |
| 1 | $\phi 100$ / 3,30m | 499.500 | 1 |

I terreni sono stati caratterizzati con i seguenti parametri geotecnici:

| | | Profondità (m su l.m.m.) | γ (kN/m ³) | E' (kN/m ²) | ν (-) | c'_k (kPa) | ϕ'_k (°) | $\frac{\phi'_k}{\gamma_{M(A2)}} \text{ (°)}$ |
|--|-----------------|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------|--------------|------------------|------------------|--|
| | Calcestruzzo | - | 24,00 | 35.000.000 | 0,20 | Modello elastico | | |
| | Sabbie e Ghiaie | +3,00 / -10,00 | 19,00 | 50.000 | 0,30 | - | 42 | 35,8 |



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
 R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

| | | | | | | | | |
|--|-----------------------------|--------------|-------|--------|------|---|----|----|
| | Sabbie | $z < -10,00$ | 19,50 | 80.000 | 0,25 | - | 38 | 32 |
| | Interfaccia paratia terreno | - | 19,00 | 50.000 | 0,30 | - | 20 | - |

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 17,4 m da l.m.m., ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 27, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

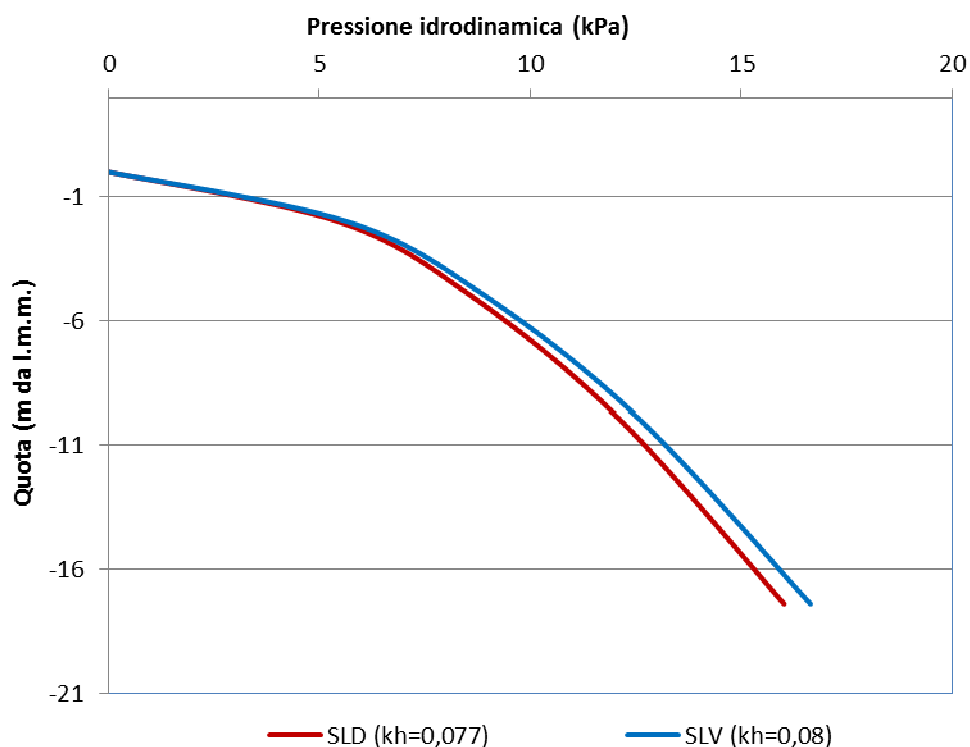



Figura 27: Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD

Nel modello di calcolo si è fatto riferimento alle seguenti fasi realizzative dell'opera:

| | Fase | Fase di provenienza: | Descrizione |
|---|------|----------------------|--|
| Lavorazioni di realizzazione del progetto | 0 | N/A | Generazione dello stato tensionale litostatico con procedura K0 a quota +3,0 m su l.m.m. |
| | 1 | 0 | Escavo fino a +0,5 m su l.m.m. |
| | 2 | 1 | Inserimento paratia, barra di ancoraggio e trave di ancoraggio |
| | 3 | 2 | Rinterro a +3,0 m su l.m.m. |
| | 4 | 3 | Escavo fino a -10,0 m da l.m.m. |
| | 5 | 4 | Escavo fino a -17,4 m da l.m.m. |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | | | |
|--|----|----|---|
| Verifiche di sicurezza e funzionalità della banchina | 6 | 5 | SLE (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q=40\text{kPa}$, tiro bitta $b=40\text{kN/m}$) |
| | 7 | 6 | SLU11 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $1,5/1,3q=46\text{kPa}$, tiro bitta $1,5/1,3b=46\text{kN/m}$) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1,3 |
| | 8 | 6 | Sovraccarico $1,3q=52\text{kPa}$, tiro bitta $1,3b=52\text{kN/m}$ |
| | 9 | 8 | SLU12 (parametri geotecnici ridotti, sovraccarico $1,3q=52\text{kPa}$, tiro bitta $1,3b=52\text{kN/m}$) |
| | 10 | 6 | Sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, tiro bitta assente, azione sismica sulla paratia $k_h=0,08$ |
| | 11 | 10 | SLV (sisma $k_h=0,08$, sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, bitta assente, parametri geotecnici ridotti) |
| | 12 | 6 | SLD (sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, tiro bitta assente, azione sismica $k_h=0,077$) |

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti mentre in allegato sono contenuti i report relativi alle caratteristiche di sollecitazione per i vari elementi strutturali e i grafici dei relativi andamenti.

9.1.1.1. Risultati SLU/SLV

In Tabella 13 sono presentati in sintesi i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV.


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 13. Risultati delle analisi SLU/SLV

| | | Statica (SLU) | | Sismica (SLV) |
|--|-----------|--|--|---|
| | | SLU11 | SLU12 | Pseu.statica + Westergaard |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) ϕ_k | 1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) $\phi_{d,rid}$ | 0,6Q (sovrac.) No bitta $\phi_{d,rid}$ |
| PARATIA | M (kNm/m) | 2185 | 2517 | 4583 |
| | T (kN/m) | 520 | 486 | 709 |
| | N (kN/m) | 371 | 372 | 365 |
| Tiro su barra $\varnothing 100/3,30m$ | (kN/m) | 558 | 584 | 872 |
| | (kN) | 1841 | 1927 | 2878 |

Si osserva come lo stato limite più gravoso sia decisamente lo stato limite in condizioni di carico sismico (SLV). Per tale analisi in

Figura 28 sono evidenziate le fasce dove si collocano i punti di plasticizzazione determinati nel terreno dalla combinazione di carico considerata.

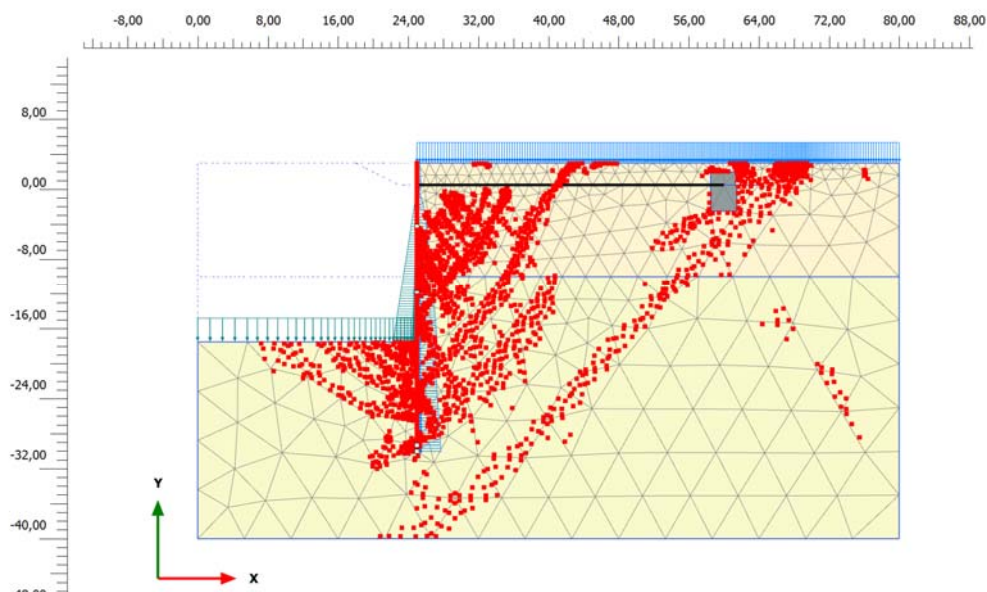


Figura 28: Analisi SLV - plastic point



In Figura 29 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancoato metallico nelle combinazioni di carico SLU/SLV. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -12,0 m da l.m.m., poco al di sopra del fondo scavo.

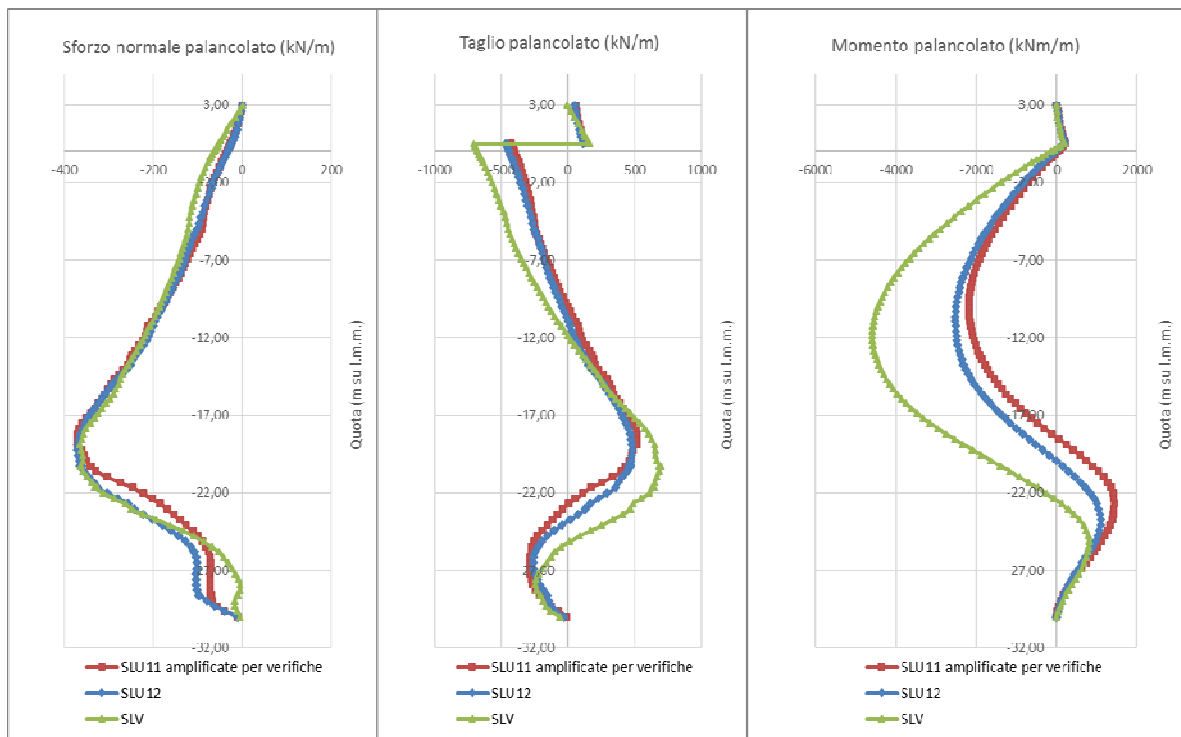


Figura 29: Analisi SLU-SLV - diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

9.1.1.2. Risultati SLE/SLD

In Tabella 14 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità SLE/SLD.


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 14. Risultati delle analisi SLE/SLD

| | | SLE | SLD |
|------------------------------------|--------------|--|---|
| | | | Pseu.statica + Westergaard |
| | | 1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k | 0,6Q (sovrac.) No bitta ϕ_k |
| PARATIA | M (kNm/m) | 1667 | 3154 |
| | T (kN/m) | 395 | 559 |
| | N (kN/m) | 297 | 297 |
| Tiro su barra ø100/3,30m | (kN/m) | 416 | 644 |
| | (kN) | 1373 | 2125 |
| Spostam. paratia lato mare (cm) | +3,00m | 6 | 9 |
| | MAX | 6 | 11 |
| | -32,50m | 1 | 1 |

Dalla tabella si evince che le sollecitazioni in condizioni sismiche SLD sono di gran lunga più gravose di quelle che derivano dalle condizioni di esercizio. Ciò è dovuto sia all'elevata sismicità di Gioia Tauro sia al non aver ammesso lo sviluppo di spostamenti plastici permanenti in SLD, come risulta dalla scelta del "coefficiente di duttilità" β pari ad 1.

In Figura 30 e in Figura 31 è rappresentato il campo di spostamenti orizzontali determinati dalla combinazione di carico SLE Rara e SLD.

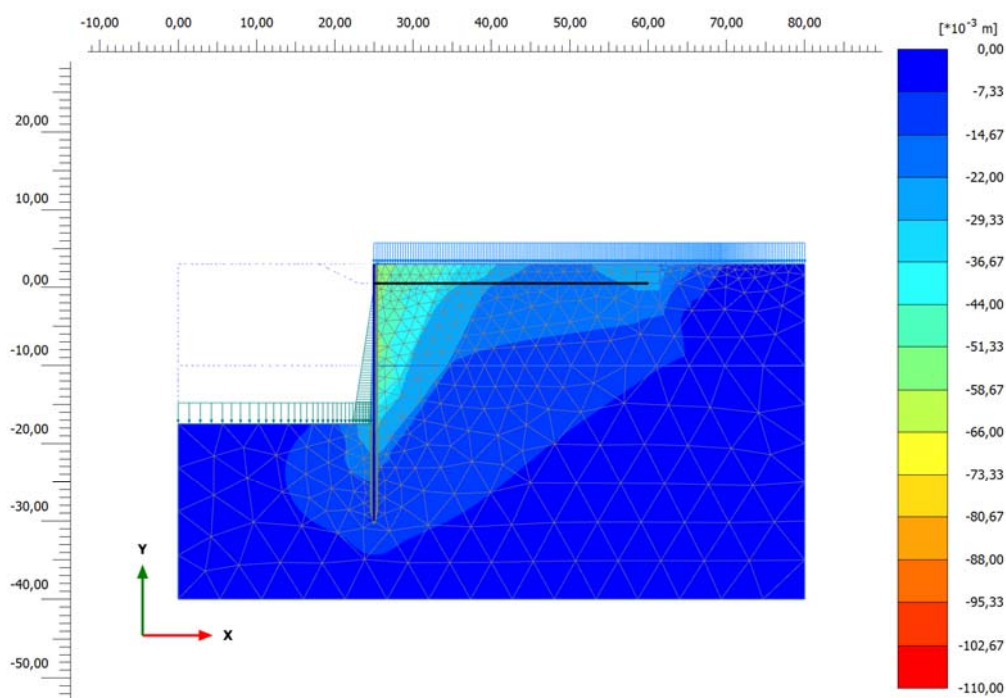


Figura 30: Analisi SLE - RARA: campo degli spostamenti orizzontali

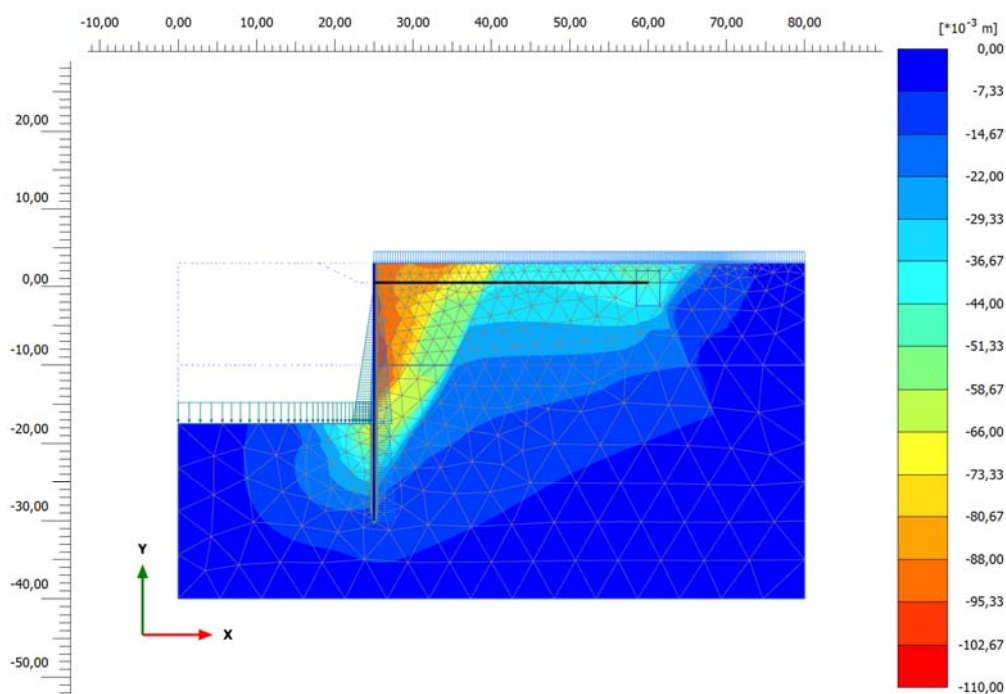


Figura 31: Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 32 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancolato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD).

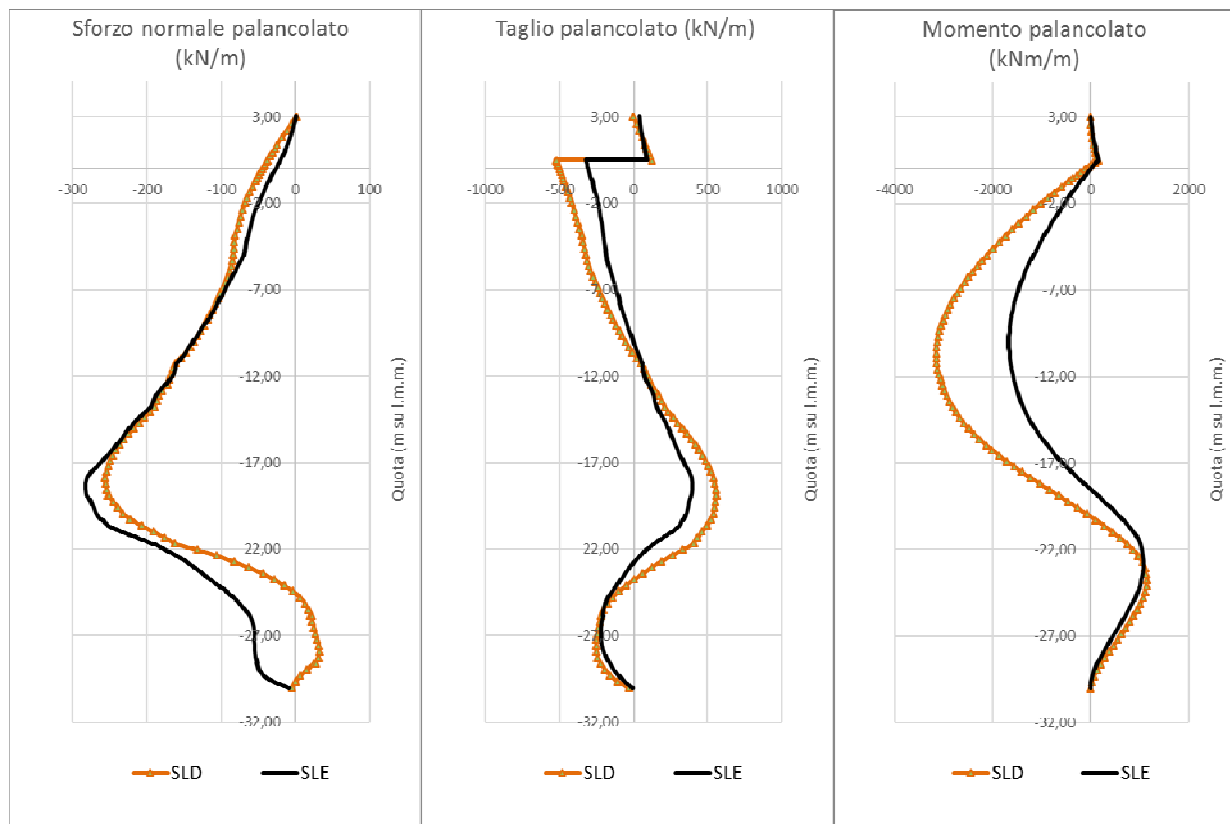


Figura 32: Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato

In Figura 33 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancolato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 5 cm in condizione SLE-rara, con una deformata che indica un allungamento del tirante di ancoraggio sommitale ed una risposta molto efficace del piede del palancolato.

Allo Stato Limite di Danno si osserva uno spostamento massimo di circa 10 cm che rientra ampiamente nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l'operatività dell'infrastruttura (livello di danno 1).

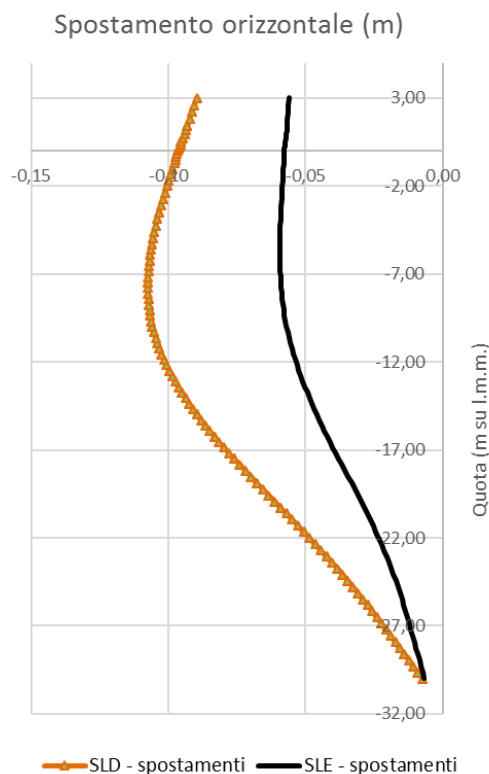


Figura 33: Confronto delle deformate della palancola nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

9.1.2. Analisi di stabilità globale

In Figura 34 e Figura 35 sono indicati i punti di plasticizzazione corrispondenti all'innescio del primo cinematisma generale di collasso dell'opera ottenuti con il metodo *c-phi reduction* di cui si è già detto in precedenza. Pertanto la stabilità globale del complesso opera-terreno per tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU per le condizioni statiche e SLV per le condizioni sismiche) analizzati deve essere verificata, con riferimento ai requisiti di sicurezza geotecnica imposti dalla Norma vigente, secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) mediante il soddisfacimento della disuguaglianza:

$$R(\gamma_F F_k, \varphi_d) / E_d \geq \gamma_R, \text{ con } \gamma_R = 1,1$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto, R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico e γ_R è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo.



La Figura 34 fa riferimento a condizioni statiche mentre la Figura 35 si riferisce alla stabilità generale in condizioni di carico sismico.

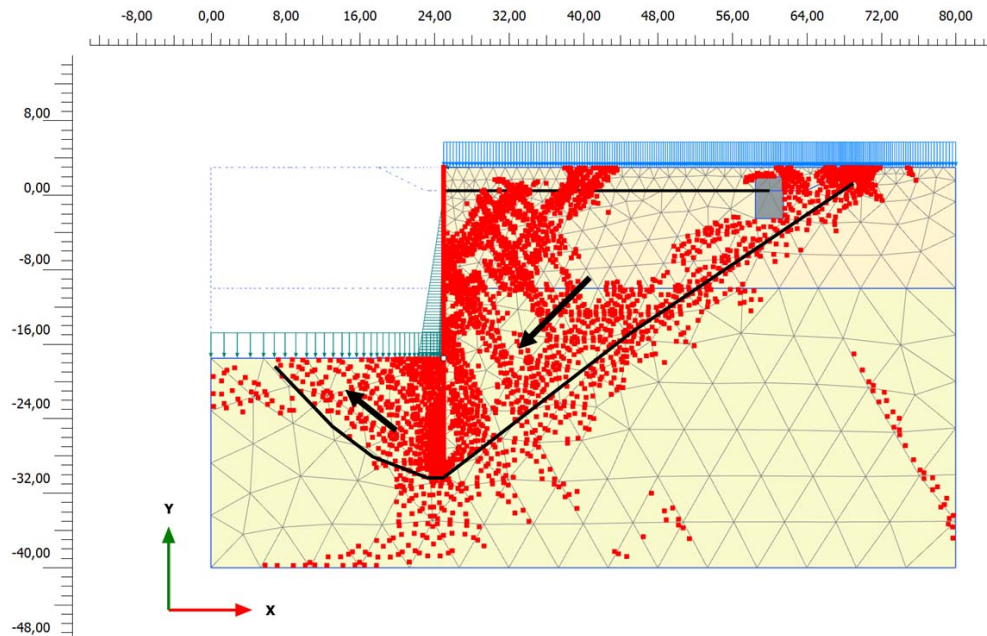


Figura 34: Analisi di stabilità globale in condizioni statiche (SLU) su banchina di ponente: visualizzazione dei punti di plasticizzazione nel modello che indicano la geometria del cinematiso critico di collasso ($R=1,34$)

Le azioni sismiche considerate sono un coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0,094$ ed un coefficiente sismico verticale $k_v = -0,047$. Tali coefficienti sismici, tradotti in termini di accelerazioni (a_h, a_v), sono stati applicati a tutte le masse del modello.

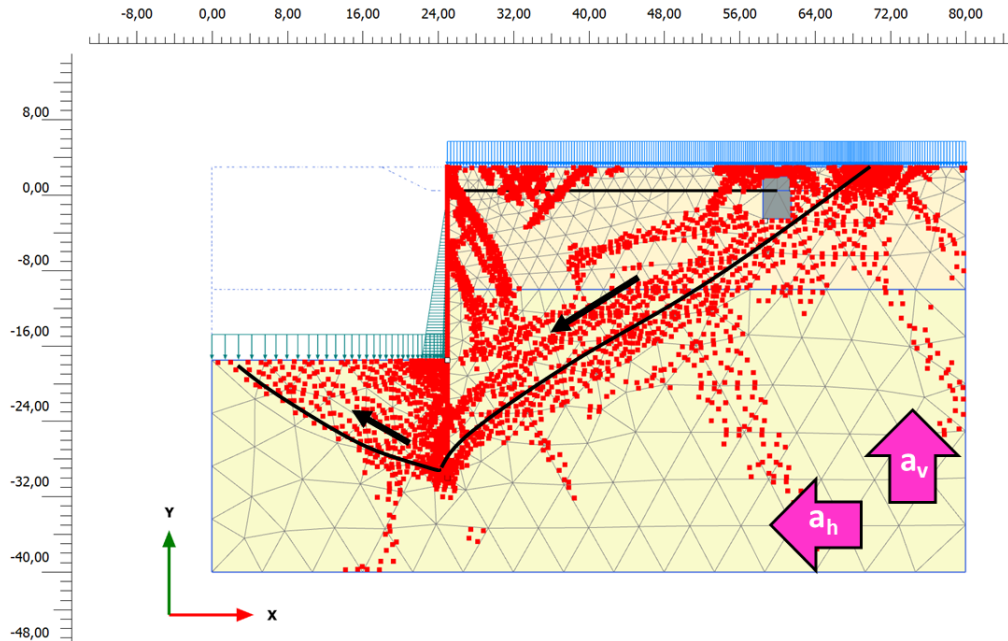


Figura 35: Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche (SLV) su banchina D2: visualizzazione dei punti di plasticizzazione che indicano la geometria del cinematiso critico di collasso ($R=1,10$)

In Tabella 15 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità globale.

Tabella 15. Valutazione della stabilità globale del sistema geotecnico

| Opere analizzate | $R (\gamma_F F_k, \varphi_d) / E_d$ | |
|---------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| | Condizioni statiche SLU | Condizioni sismiche SLV |
| Banchina di Ponente | 1,34 | 1,10 |

Come si può osservare per tutti i casi le condizioni di sicurezza, rispetto alla stabilità globale, sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale $\gamma_R \geq 1,1$.

9.1.3. Performance sismica del sistema geotecnico

Ai fini della valutazione della performance sismica del sistema è stata valutata anche l'accelerazione critica, intendendo con tale termine il valore dell'accelerazione orizzontale che conduce all'innesco del primo cinematiso di collasso del sistema geotecnico. Operativamente si è proceduto aumentando progressivamente l'accelerazione orizzontale a tutte le masse del sistema fino a quando si ottiene la formazione di un cinematiso di collasso. Ovviamente in tale analisi i parametri geotecnici del terreno sono assunti pari ai valori caratteristici. Si è ottenuto quindi:



$$k_{h,c} = 0,15$$

In Figura 36 è mostrato il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione, che evidenzia la massa di terreno mobilizzata nel cinematico critico.

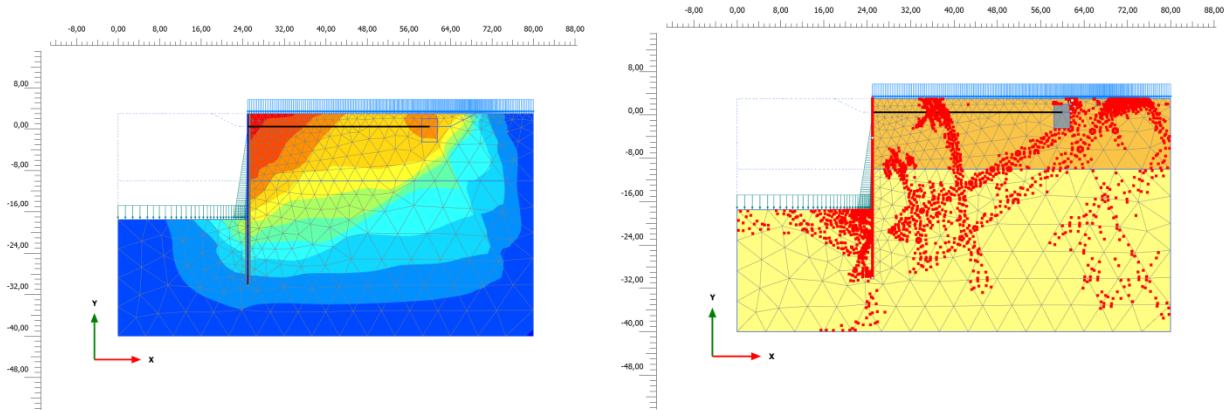
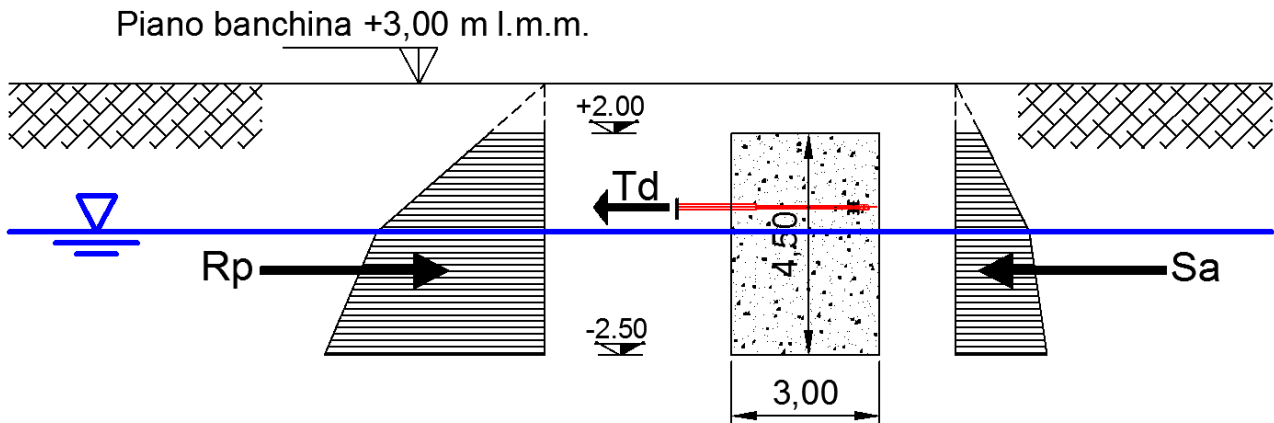


Figura 36: Performance sismica del sistema geotecnico – cinematico critico

Ne consegue un rapporto $a_y / a_{max} = 0,15 / 0,334 = 0,45$ che indica un buon comportamento del sistema e l'accumulo di modesti spostamenti plastici permanenti.

9.1.4. Verifica del blocco di ancoraggio

Come già descritto il blocco di ancoraggio dell'opera è configurato come una trave continua in calcestruzzo armato di grande sezione e forma rettangolare con base $b = 3,00$ m posta a $-2,50$ m da l.m.m. ed altezza pari a $4,50$ m (Figura 37). L'asse della trave di ancoraggio è posizionato a 35 metri di distanza dall'asse del palancolato di banchina.




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 37: Schema del blocco di ancoraggio nel Tratto principale

Tutto il sistema di ancoraggio è stato progettato, a favore di sicurezza, nell'ottica della gerarchia delle resistenze, prevedendo che, al collasso, con le risorse resistenti completamente mobilitate, le risorse geotecniche della trave di ancoraggio siano sufficienti a snervare il tirante. In sostanza l'attrito della trave, immediatamente disponibile, è sufficiente a fronteggiare il tiro dovuto all'escavo della banchina. All'aumentare del tiro si inizia a mobilitare il cuneo passivo, con spostamenti di ordine centimetrico che permettono di dissipare energia. Prima di raggiungere la rottura geotecnica avviene lo snervamento del tirante, con possibilità di sviluppare ulteriori deformazioni. Il sistema di ancoraggio ha, in tal modo, elevata duttilità.

In accordo con le NTC2008 la verifica geotecnica allo stato limite ultimo del blocco di ancoraggio è stata eseguita secondo la combinazione A1+M1+R3.

Il modello geotecnico di riferimento considera che il blocco di ancoraggio sarà realizzato nelle Sabbie e ghiaie. Considerando che il deposito è interessato solo nei primi metri superficiali, le verifiche sono state svolte con i seguenti parametri caratteristici: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_k' = 40^\circ$.


9.1.4.1. Tiro all'ancoraggio

In Tabella 16 sono riportati i valori del tiro all'ancoraggio per tutte le combinazioni analizzate per il palancolato metallico della banchina di ponente.

Tabella 16. Valori del tiro alla barra nelle varie combinazioni analizzate

| | | Statica (SLU) | | Sismica (SLV) | SLE | SLD |
|-------------------|-------------|--|--|--|--|--|
| | | <i>SLU11</i> | <i>SLU12</i> | <i>Pseudostatica + Westergaard</i> | | <i>Pseudostatica + Westergaard</i> |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) φ_k | 1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) $\varphi_{d,rid}$ | 1,0 (perman.) 0,6Q (sovrac.) No bitta $\varphi_{d,rid}$ | 1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) φ_k | 1,0 (perman.) 0,6Q (sovrac.) No bitta φ_k |
| Tiro barra | su | 558 | 584 | 872 | 416 | 644 |
| | (kN) | 1841 | 1927 | 2878 | 1373 | 2125 |

Per le verifiche si prende in considerazione la condizione più gravosa tra le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU/SLV).

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.1.4.2. Calcolo della resistenza laterale del blocco

Il blocco di ancoraggio reagisce al tiro applicato attraverso la resistenza d'attrito sul piano d'appoggio e la resistenza passiva del paramento verticale. La valutazione delle spinte del terreno è stata effettuata cautelativamente utilizzando la teoria di Rankine, sotto l'ipotesi di superfici di scorrimento piane.

Stato limite attivo

$$\sigma'_{ha} = -2c'\sqrt{k_a} + \sigma'_v k_a \quad \text{dove } k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

Stato limite passivo

$$\sigma'_{hp} = +2c'\sqrt{k_p} + \sigma'_v k_p \quad \text{dove } k_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Per un angolo di attrito di 40° si hanno $k_a = 0,217$ e $k_p = 4,599$. Nella tabella sottostante è riportato il calcolo della tensione orizzontale alle profondità significative di riferimento, in condizione di stato limite attivo e passivo e le rispettive azioni risultanti per unità di lunghezza (S_a e R_p).


Tabella 17. Pressioni e spinte limite agenti sul blocco

| Quota (m su l.m.m.) | σ'_{ha} (kPa) | σ_{ha} (kPa) | σ'_{hp} (kPa) | σ_{hp} (kPa) |
|------------------------|-------------------------|-----------------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| +2,0 | 4,1 | 4,1 | 87,4 | 87,4 |
| 0,0 | 12,4 | 12,4 | 262,2 | 262,2 |
| -2,5 | 17,3 | 42,3 | 365,7 | 390,7 |
| | | S_a (kN/m) | | R_p (kN/m) |
| | | 85 | | 1.166 |

La spinta attiva sarà mobilitata per spostamenti molto modesti del blocco (1-2 cm), mentre la completa mobilitazione della resistenza passiva avverrà per uno spostamento orizzontale del blocco compreso fra 10 e 20 cm.

9.1.4.3. Calcolo della resistenza per attrito alla base del blocco di ancoraggio

La valutazione della resistenza tangenziale alla base del blocco di ancoraggio viene effettuata considerando un comportamento puramente attritivo all'interfaccia considerando lo sforzo normale

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

agente sulla base del blocco (N) depurato della sottospinta idrostatica (U), secondo la seguente relazione:

$$T_f = (N - U)\tan\delta$$

Assumendo un angolo d'attrito all'interfaccia calcestruzzo-terreno pari all'angolo d'attrito del terreno ($\delta=\varphi'$) si ottiene la seguente resistenza allo scorrimento alla base del blocco per unità di lunghezza:

$$T_f = 257 \text{ kN/m}$$

La resistenza per attrito interessa spessori di terreno modesti all'interfaccia. Pertanto è usuale considerare la completa mobilitazione dell'attrito per scorrimenti praticamente trascurabili. Ai fini ingegneristici, trattandosi del blocco di ancoraggio di un'opera flessibile come è una paratia metallica, è lecito considerare il completo sviluppo della resistenza per spostamenti orizzontali praticamente nulli del blocco.

9.1.4.4. Verifica geotecnica del blocco di ancoraggio

Azione di progetto (E_d)

$$E_d = 872 + 85 \cdot 1,3 = 982 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto (R_d)

$$R_d = R_p / 1,4 + T_f / 1,1 = 1.166 / 1,4 + 257 / 1,1 = 833 + 233 = 1.066 \text{ kN/m}$$

Quindi, essendo $E_d \leq R_d$, la verifica è soddisfatta.

9.1.4.5. Posizionamento della fondazione dell'ancoraggio

Per garantire l'efficienza del sistema di ancoraggio sommitale della paratia è necessario allontanare opportunamente il blocco di ancoraggio dalla paratia. Tale aspetto è ancora più rilevante in condizioni sismiche per l'incremento dei volumi mobilizzati a tergo delle opere di sostegno.

Le NTC2008 suggeriscono pertanto di considerare una lunghezza libera in condizioni sismiche (L_e) pari a:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove, oltre ai simboli noti, L_s rappresenta la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche. Con i valori di accelerazione di progetto per il sito di Gioia Tauro si ha:

$$L_e = L_s(1 + 1,5 \cdot 0,334) = 1,50 \cdot L_s$$

In


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 38 è presentata la costruzione di Peck per la determinazione del cuneo spingente a tergo di una paratia ancorata. Nella stessa figura è mostrata la costruzione di Peck per la banchina in esame e il volume instabile a tergo della paratia valutato secondo le NTC2008.

Si può osservare che il cuneo passivo del blocco di ancoraggio non interferisce con il volume instabile a tergo della paratia.

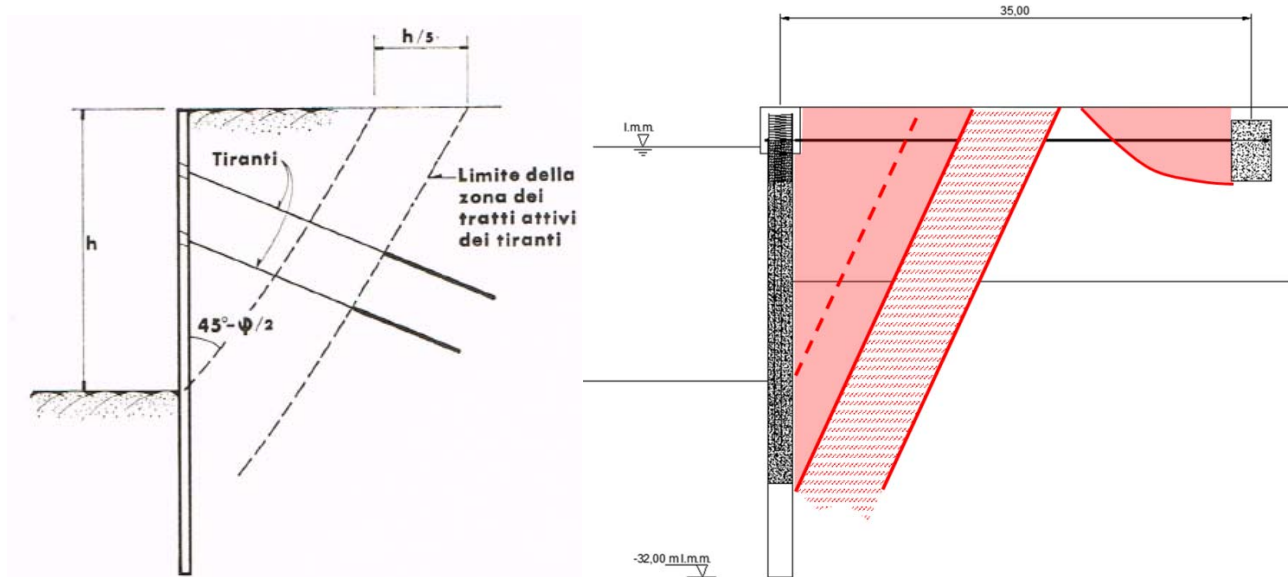


Figura 38: a sx) definizione della lunghezza libera degli ancoraggi a tergo di una paratia secondo Peck; a dx) determinazione del cuneo instabile in condizioni sismiche secondo le NTC2008

9.2. BANCHINA DI PONENTE – SEGMENTO SUD

Sulla porzione sud il nuovo banchinamento si sovrappone al banchinamento esistente, in posizione avanzata di circa 20 m. Questo fatto determina alcune variazioni significative per la nuova struttura:

- il nuovo banchinamento viene infisso su un fondale variabile, che arriva fino a 12 m da l.m.m.;
- la presenza delle strutture esistenti determina il posizionamento del blocco di ancoraggio a tergo del cavalletto di pali; inoltre i limitati spazi operativi in tale area costringono ad una riduzione della larghezza a 2,50 m, compensata ai fini geotecnici da un aumento dell'approfondimento della base che viene portata a -3,00 m da l.m.m.
- la sabbia e tergo delle nuove opere deve essere riportata, con necessità di addensarla per evitare problemi di liquefazione in caso di evento sismico.

9.2.1. Analisi SLU/SLV e SLE/SLD



In Figura 39 è presentato lo schema agli elementi finiti utilizzato per la valutazione della sicurezza dell'opera (verifiche SLU/SLV).

Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancolato di banchina viene modellato con elementi piastra (*plate*), di rigidità equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti.

La barra di ancoraggio è modellata tramite un elemento elastico (*node to node anchor*).

La trave sommitale di banchina non viene esplicitamente modellata.

La trave di ancoraggio a tergo viene modellata tramite un elemento di volume avente le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

In maniera cautelativa, non viene modellato il cavalletto di pali di fronte al blocco di ancoraggio, così che questo sia sufficiente a sostenere la paratia anche in assenza di contributi utili da parte delle vecchie strutture presenti.

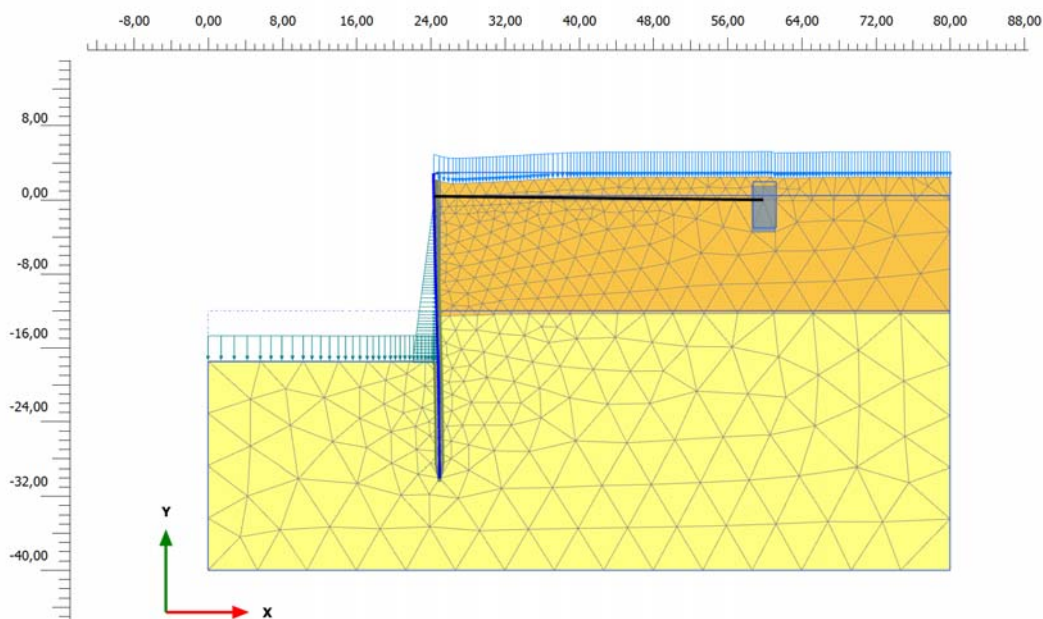



Figura 39: Banchina di ponente – segmento sud: modello di calcolo utilizzato per analisi SLU/SLV e SLE/SLD

Caratteristiche salienti del modello :

- profondità dei fondali di progetto -17,40 m da l.m.m. (-17,00 m da l.min.m);
- profondità iniziale dei fondali -12,00 m da l.m.m. (-11,60 m da l.min.m);
- quota di banchina +3,00 m da l.m.m. (+3,40 m da l.min.m);
- sovraccarico di banchina 40 kPa;

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

- bitte da 1000 kN ogni 25 m;
- paratia realizzata attraverso palancolato combinato palo tubolare / AZ, con palo tubolare $\varnothing 1829$ spessore 20 mm, interasse 3,29 m, esteso da +0,40 a -30,00 m su l.m.m., svuotato e riempito con calcestruzzo magro C8/10 fino a -25,00 m su l.m.m. e palancola intermedia tipo AZ26-700 estesa da +4,00 m fino a -22,40 m su l.m.m.;
- barra di ancoraggio orizzontale M110, con diametro effettivo $\varnothing 100$ mm, tipo ANKER ASF 500 ad interasse $i=3,29$ m, disposta in asse alla palancola intermedia AZ;
- blocco di ancoraggio in calcestruzzo armato, di forma rettangolare, con base $b = 2,50$ m posta a -3,00 m da l.m.m. ed altezza di 5,00 m (da -3,00 a +2,00 m su l.m.m.).

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

ELEMENTI STRUTTURALI - PLATE


| No. | Identification (Plates) | EA [kN/m] | EI [kNm ² /m] | ν [-] |
|-----|---|--------------|-----------------------------|--------------|
| 1 | pali $\varnothing 1819$ sp.=22mm+cls/ 3,30m | 30.085.000 | 4.414.000 | 0,20 |
| 2 | pali $\varnothing 1819$ sp.=20mm / 3,30m | 7.233.000 | 2.959.000 | 0,20 |

BARRA DI ANCORAGGIO - ANCHOR

| No. | Identification (Anchors) | EA [kN/m] | L spacing [m] |
|-----|-----------------------------|--------------|------------------|
| 1 | $\varnothing 100$ / 3,30m | 499.500 | 1 |

I terreni sono stati caratterizzati con i seguenti parametri geotecnici:

| | | Profondità (m su l.m.m.) | γ (kN/m ³) | E' (kN/m ²) | ν (-) | c'_k (kPa) | φ'_k (°) | $\frac{\varphi'_k}{\gamma_{M(A2)}}$ (°) |
|--|-------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------|--------------|------------------|---------------------|--|
| | Calcestruzzo | - | 24,00 | 35.000.000 | 0,20 | Modello elastico | | |
| | Sabbia e ghiaia di riporto | +0,50 / -12,00 | 19,00 | 30.000 | 0,30 | - | 36 | 30,2 |
| | Sabbie | $z < -12,00$ | 19,50 | 80.000 | 0,25 | - | 38 | 32 |
| | Sabbie e Ghiaie | +3,00 / -12,00 | 19,00 | 50.000 | 0,30 | - | 42 | 35,8 |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | | | | | | | |
|-----------------------------|---|-------|--------|------|---|----|---|
| Interfaccia paratia-terreno | - | 19,00 | 50.000 | 0,30 | - | 20 | - |
|-----------------------------|---|-------|--------|------|---|----|---|

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 17,40 m da l.m.m., ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 40, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

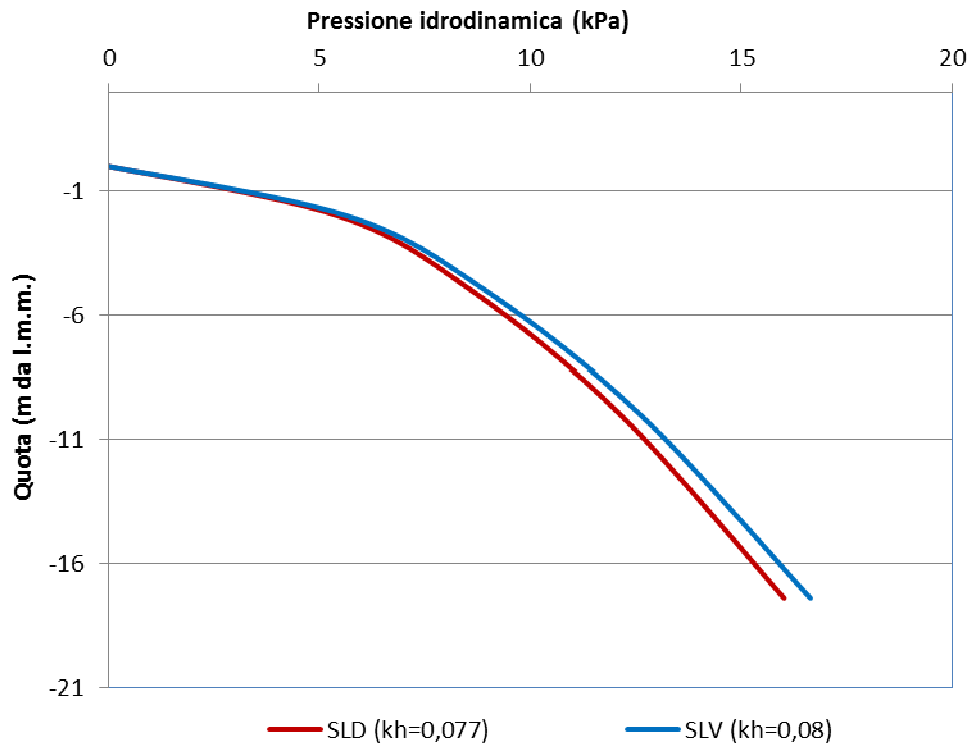



Figura 40: Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD

Nel modello di calcolo si è fatto riferimento alle seguenti fasi realizzative dell'opera:

| | Fase | Fase di provenienza: | Descrizione |
|--|------|----------------------|---|
| Lavorazioni di realizzazione del progetto | 0 | N/A | Generazione dello stato tensionale litostatico con procedura K0 a quota -12,0 m su l.m.m. |
| | 1 | 0 | Inserimento paratia (solo tubo acciaio) |
| | 2 | 1 | Riempimento a +0,50 m l.m.m. con sabbia e ghiaia di riporto |
| Verifiche di sicurezza e funzionalità in fase di costruzione (condizione a SBALZO) | 3 | 2 | SLE a SBALZO (attivazione dell'interfaccia paratia-terreno) |
| | 4 | 3 | SLU12 con paratia a sbalzo |
| | 5 | 4 | Phi-c reduction con paratia a sbalzo |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | | | |
|--|----|----|---|
| Lavorazioni di completamento della costruzione | 6 | 5 | Attivazione barra e blocco di ancoraggio. Trattamento di vibroflottazione del riporto. Riempimento palo con calcestruzzo |
| | 7 | 6 | Rinterro a +3,00 m l.m.m. |
| | 8 | 7 | Escavo a -17,40 m l.m.m. |
| Verifiche di sicurezza e funzionalità della banchina | 9 | 8 | SLE (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q=40\text{kPa}$, tiro bitta $b=40\text{kN/m}$) |
| | 10 | 9 | SLU11 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $1,5/1,3q=46\text{kPa}$, tiro bitta $1,5/1,3b=46\text{kN/m}$) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1,3 |
| | 11 | 9 | Sovraccarico $1,3q=52\text{kPa}$, tiro bitta $1,3b=52\text{kN/m}$ |
| | 12 | 11 | SLU12 (parametri geotecnici ridotti, sovraccarico $1,3q=52\text{kPa}$, tiro bitta $1,3b=52\text{kN/m}$) |
| | 13 | 9 | Sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, tiro bitta assente, azione sismica sulla paratia $k_h=0,08$ |
| | 14 | 13 | SLV (sisma $k_h=0,08$, sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, bitta assente, parametri geotecnici ridotti) |
| | 15 | 9 | SLD (sovraccarico $0,6q=24\text{kPa}$, tiro bitta assente, azione sismica $k_h=0,077$) |

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti mentre in allegato sono contenuti i report relativi alle caratteristiche di sollecitazione per i vari elementi strutturali e i grafici dei relativi andamenti.

9.2.2. Risultati SLU e SLE in fase di costruzione (configurazione a sbalzo)

Il Segmento sud della banchina viene costruito infiggendo il palancoato a mare, riempiendo a tergo fino a +0,50 m l.m.m. e quindi procedendo alla realizzazione dell'ancoraggio. Pertanto è stata verificata la sicurezza e la funzionalità dell'opera in tale configurazione provvisoria.

In Tabella 20 sono presentati in sintesi i risultati delle analisi in condizioni SLU e SLE.


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 18. Risultati delle analisi SLU e SLE nella configurazione a sbalzo

| | | Statica (SLU) | | Sismica (SLV) | SLE | SLD |
|---------------------------------|-----------|---|---|--|---|--|
| | | SLU11 | SLU12 | Pseu.statica + Westergaard | | Pseu.statica + Westergaard |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) ϕ_k | 1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) $\phi_{d,rid}$ | 0,6Q (sovrac.) No bitta $\phi_{d,rid}$ | 1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k | 0,6Q (sovrac.) No bitta ϕ_k |
| PARATIA (fase a SBALZO) | M (kNm/m) | 1577 | 1597 | - | 1214 | - |
| | T (kN/m) | 255 | 238 | - | 196 | - |
| | N (kN/m) | 235 | 181 | - | 180 | - |
| Spostam. paratia lato mare (cm) | +0,50m | - | - | - | 9 | - |
| | MAX | - | - | - | 9 | - |
| | -30,0m | - | - | - | 0 | - |

Trattandosi di una configurazione in fase di costruzione le verifiche in condizioni sismiche non sono state eseguite. Per l'analisi SLU12, in Figura 41, sono evidenziate le fasce dove si collocano i punti di plasticizzazione determinati nel terreno dalla combinazione di carico considerata.

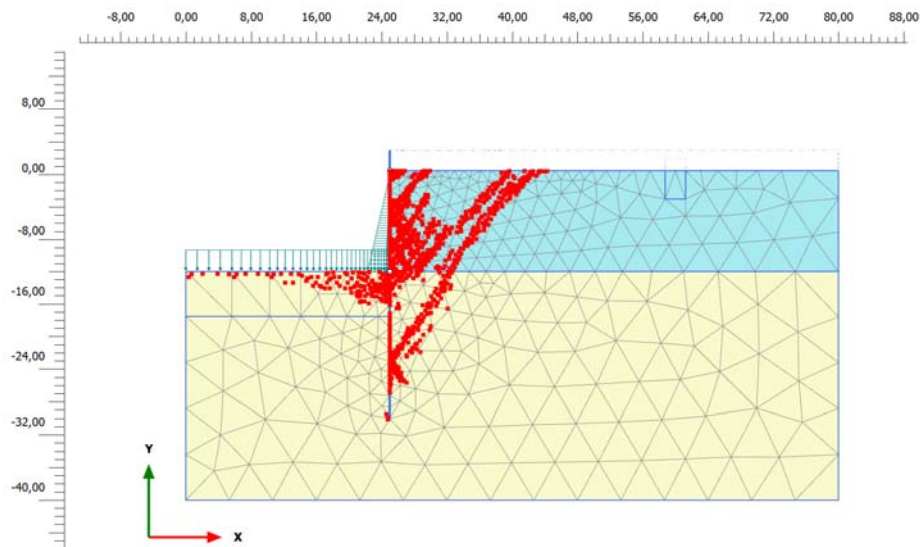


Figura 41: Analisi SLU12 fase a sbalzo: plastic point.

In Figura 42 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancoato metallico nelle combinazioni di carico SLU analizzate. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -16 m da l.m.m., poco al di sotto del fondale.

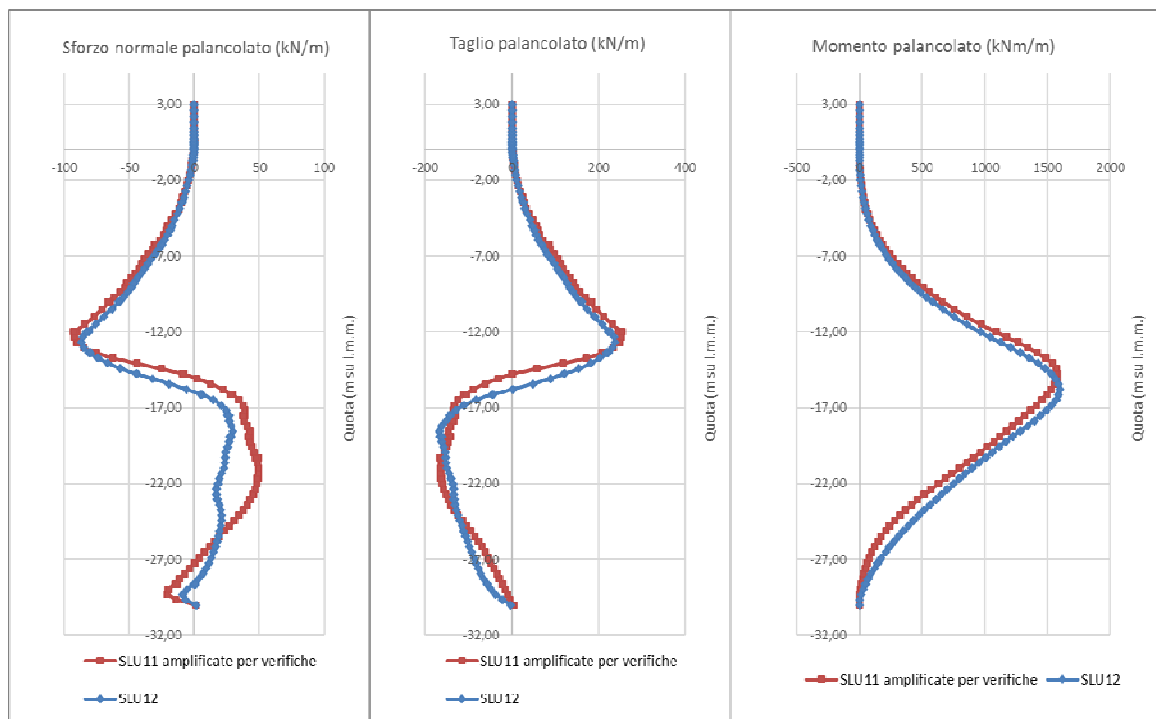


Figura 42: Analisi SLU fase a sbalzo - diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente sul palancoato

In Figura 43 rappresentato il campo di spostamenti orizzontali determinati dalla combinazione di carico SLE analizzata.

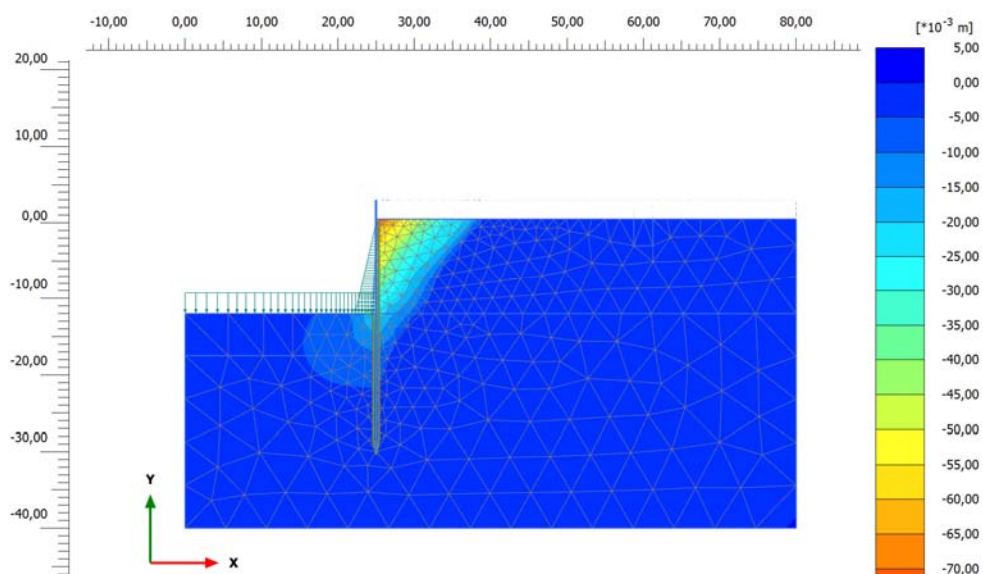


Figura 43: Analisi SLE - fase a sbalzo: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 44 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancoato allo stato limite di esercizio considerato.

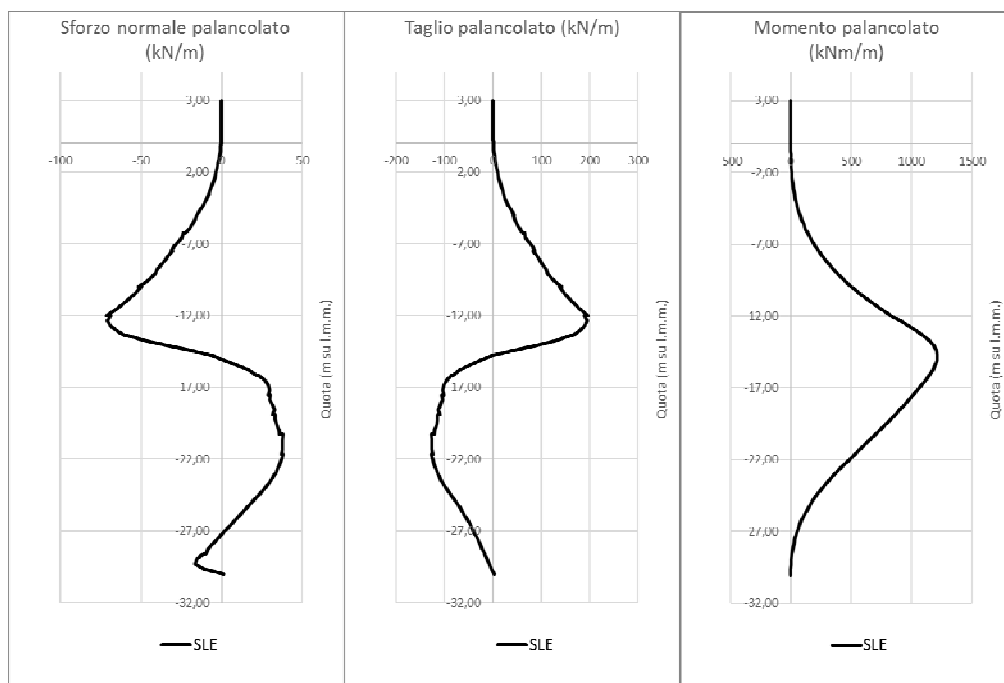


Figura 44: Analisi SLE-fase a sbalzo: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente sul palancoato

In Figura 45 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancoato metallico in SLE.



Si osserva uno spostamento massimo di circa 10 cm in sommità, con una deformata tipica di una paratia a sbalzo. La previsione esatta degli spostamenti che la struttura può maturare in questa fase, sebbene molto complessa, è utile al fine di prevedere i necessari adattamenti delle armature metalliche nella trave di coronamento, così da garantire il perfetto allineamento del ciglio di banchina. Dallo studio dei dettagli costruttivi e dalla conformazione e sagomatura delle previste armature metalliche è possibile il loro adattamento per compensare eccentricità della sommità del palo anche dell'ordine di cm 20 e quindi più che cautelativo.

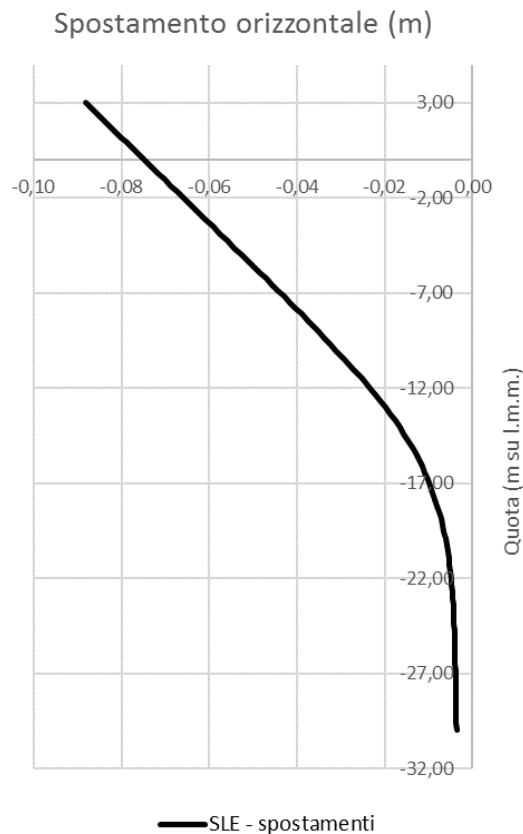


Figura 45: configurazione a sbalzo - deformata del palancoiato

In Figura 46 sono indicati i punti di plasticizzazione corrispondenti all'innescio del primo cinematismo generale di collasso dell'opera ottenuti con il metodo *c-phi reduction* di cui si è già detto in precedenza.

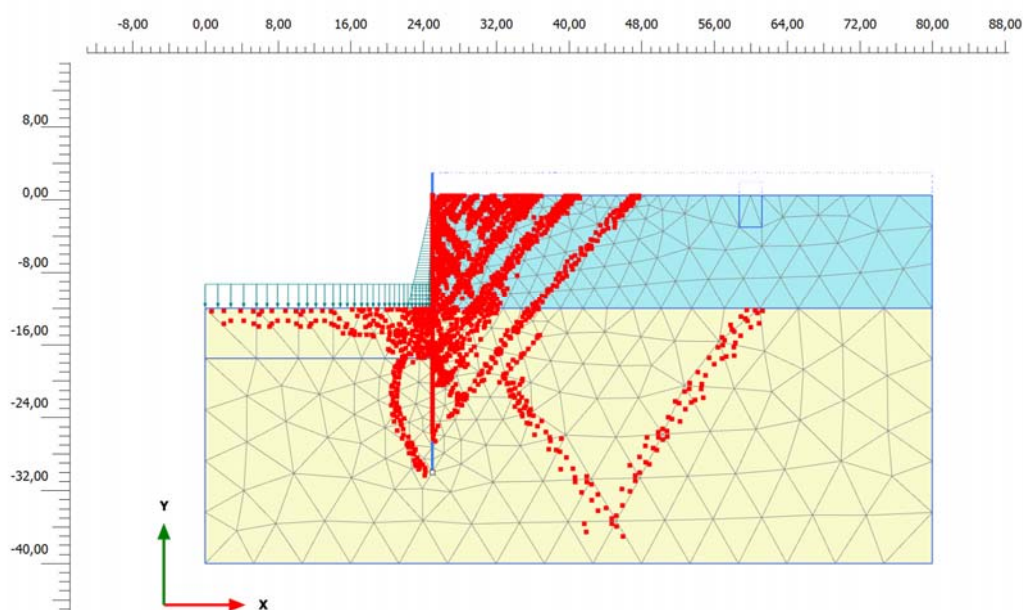


Figura 46: Analisi di stabilità globale in condizioni statiche (SLU) su banchina di ponente in configurazione provvisoria a sbalzo: visualizzazione dei punti di plasticizzazione nel modello che indicano la geometria del cinematismo critico di collasso ($R=1,17$)

In Tabella 19 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità globale.

Tabella 19. Valutazione della stabilità globale del sistema geotecnico in configurazione provvisoria a sbalzo

| Opere analizzate | $R (\gamma_F F_k, \varphi_d) / E_d$ | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| | Condizioni statiche SLU | Condizioni sismiche SLV |
| Banchina di Ponente – fase a sbalzo | 1,17 | - |

Come si può osservare le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale, sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale $\gamma_R \geq 1,1$.

9.2.3. Risultati SLU/SLV in configurazione definitiva

In Tabella 20 sono presentati in sintesi i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV del Segmento Sud in configurazione definitiva.


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 20. Risultati delle analisi SLU/SLV

| | | Statica (SLU) | | Sismica (SLV) |
|---------------------------------------|---------|--|--|---|
| | | SLU11 | SLU12 | Pseu.statica + Westergaard |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) ϕ_k | 1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) $\phi_{d,rid}$ | 0,6Q (sovrac.) No bitta $\phi_{d,rid}$ |
| PARATIA (CONDIZIONI DEFINITIVE) | M (kNm) | 1740 | 2404 | 4011 |
| | T (kN) | 511 | 498 | 635 |
| | N (kN) | 350 | 378 | 319 |
| Tiro su barra ø100/3,30m | (kN/m) | 514 | 601 | 760 |
| | (kN) | 1696 | 1983 | 2508 |

Si osserva come lo stato limite più gravoso sia decisamente lo stato limite in condizioni di carico sismico (SLV). Per tale analisi in Figura 47 sono evidenziate le fasce dove si collocano i punti di plasticizzazione determinati nel terreno dalla combinazione di carico considerata.

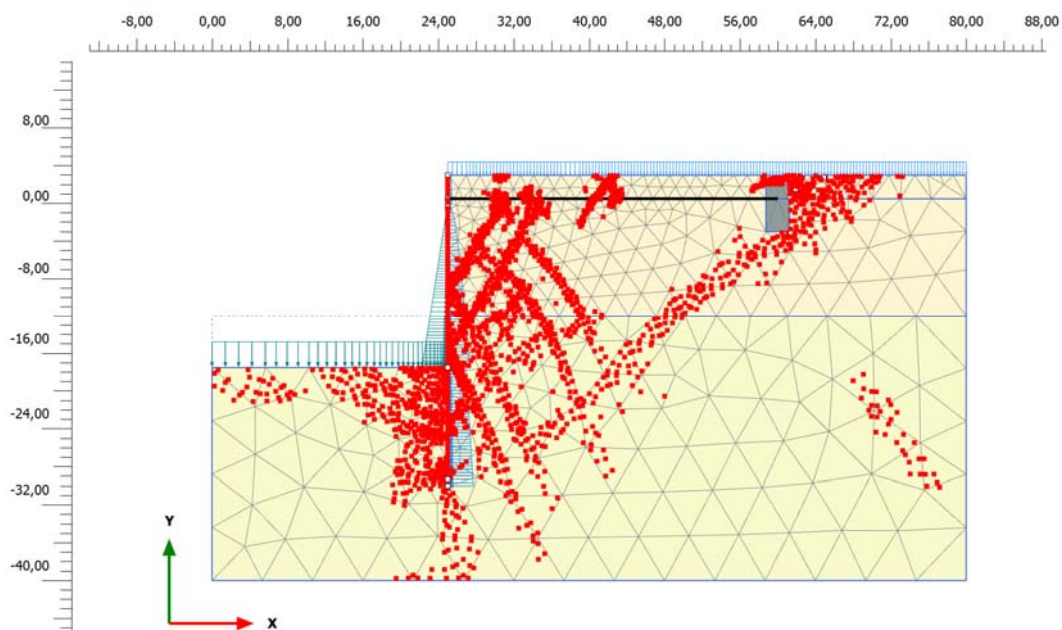


Figura 47: Analisi SLV: plastic point



In Figura 48 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancoato metallico nelle combinazioni di carico SLU/SLV. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -12m da l.m.m., poco al di sopra del fondo scavo.

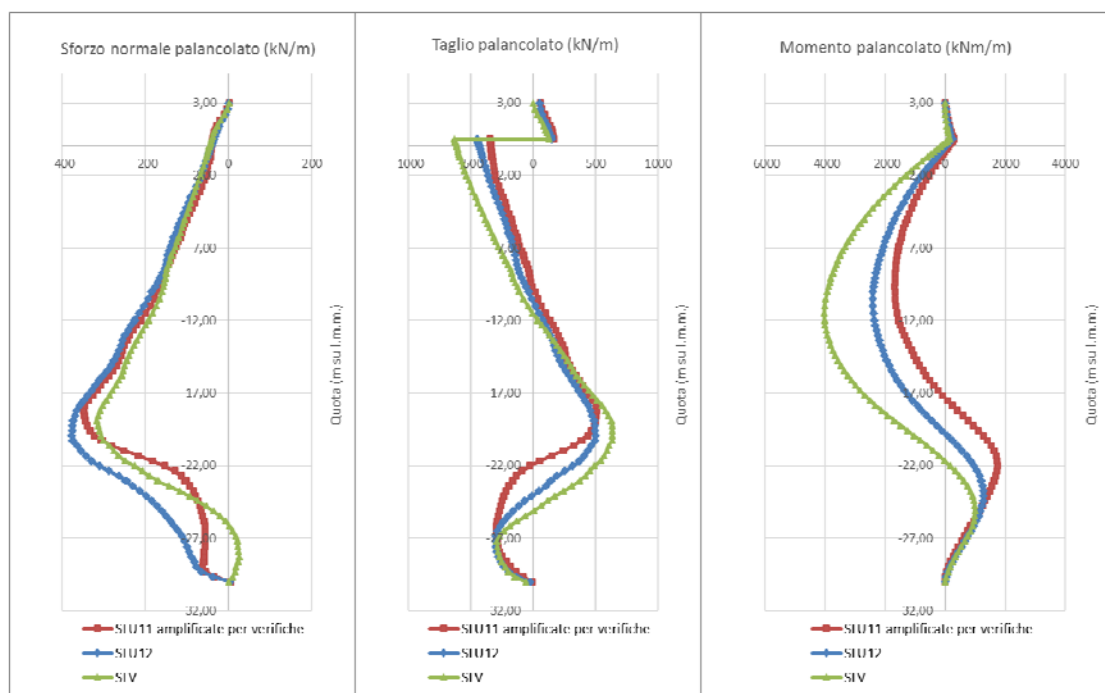


Figura 48: Analisi SLU-SLV - diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

9.2.4. Risultati SLE/SLD in configurazione definitiva

In Tabella 21 a seguire si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità SLE/SLD. Dalla tabella si evince che le sollecitazioni in condizioni sismiche SLD sono di gran lunga più gravose di quelle che derivano dalle condizioni di esercizio. Ciò è dovuto sia all'elevata sismicità di Gioia Tauro che al non aver ammesso lo sviluppo di spostamenti plastici permanenti in SLD, come risulta dalla scelta del "coefficiente di duttilità" β pari ad 1.



Tabella 21. Risultati delle analisi SLE/SLD

| | | SLE | SLD |
|--|---------|---|--|
| | | | Pseu.statica + Westergaard |
| | | 1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k | 0,6Q (sovrac.) No bitta ϕ_k |
| PARATIA (CONDIZIONI DEFINITIVE) | M (kNm) | 1298 | 2868 |
| | T (kN) | 384 | 594 |
| | N (kN) | 262 | 286 |
| Tiro su barra $\varnothing 100/3,30m$ | (kN/m) | 374 | 639 |
| | (kN) | 1234 | 2109 |
| Spostam. paratia lato mare (cm) | +3,00m | 14 | 18 |
| | MAX | 14 | 18 |
| | -30,0m | 1 | 1 |

In Figura 49 e Figura 50 è rappresentato il campo di spostamenti orizzontali determinati dalla combinazione di carico SLE Rara e SLD.

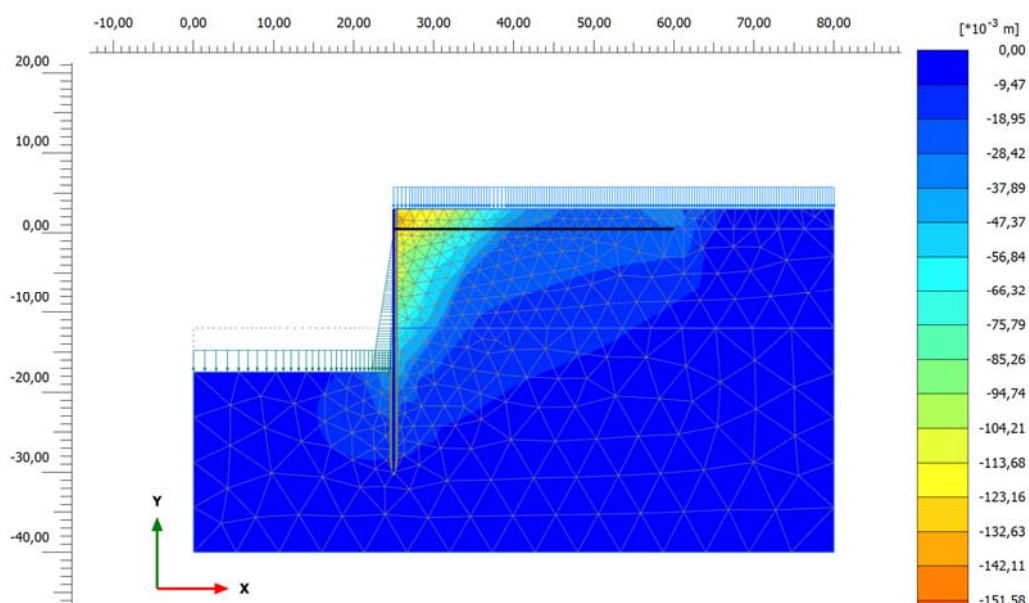


Figura 49: Analisi SLE - RARA: campo degli spostamenti orizzontali

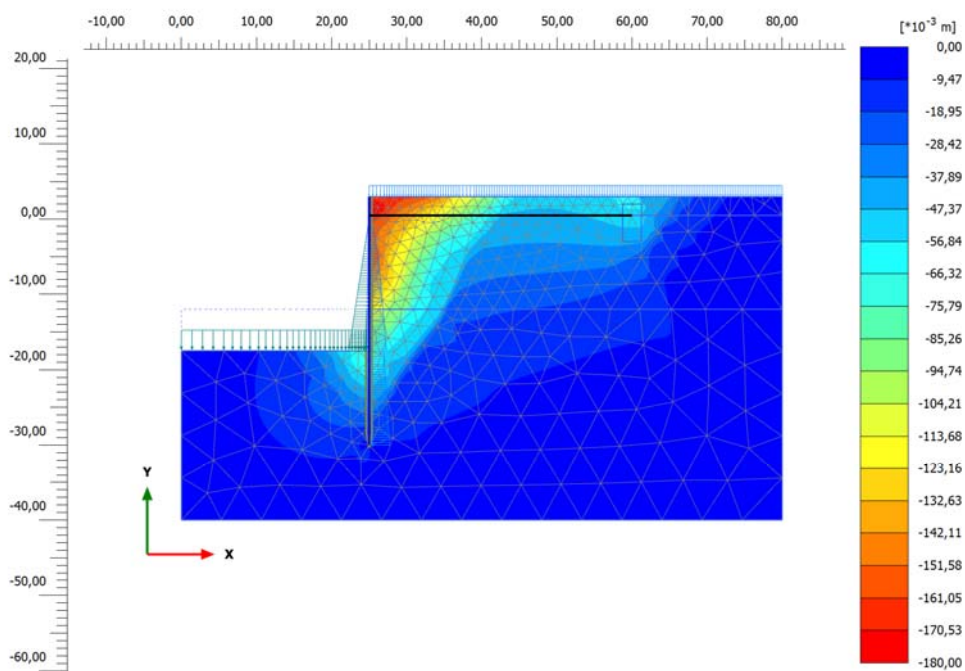
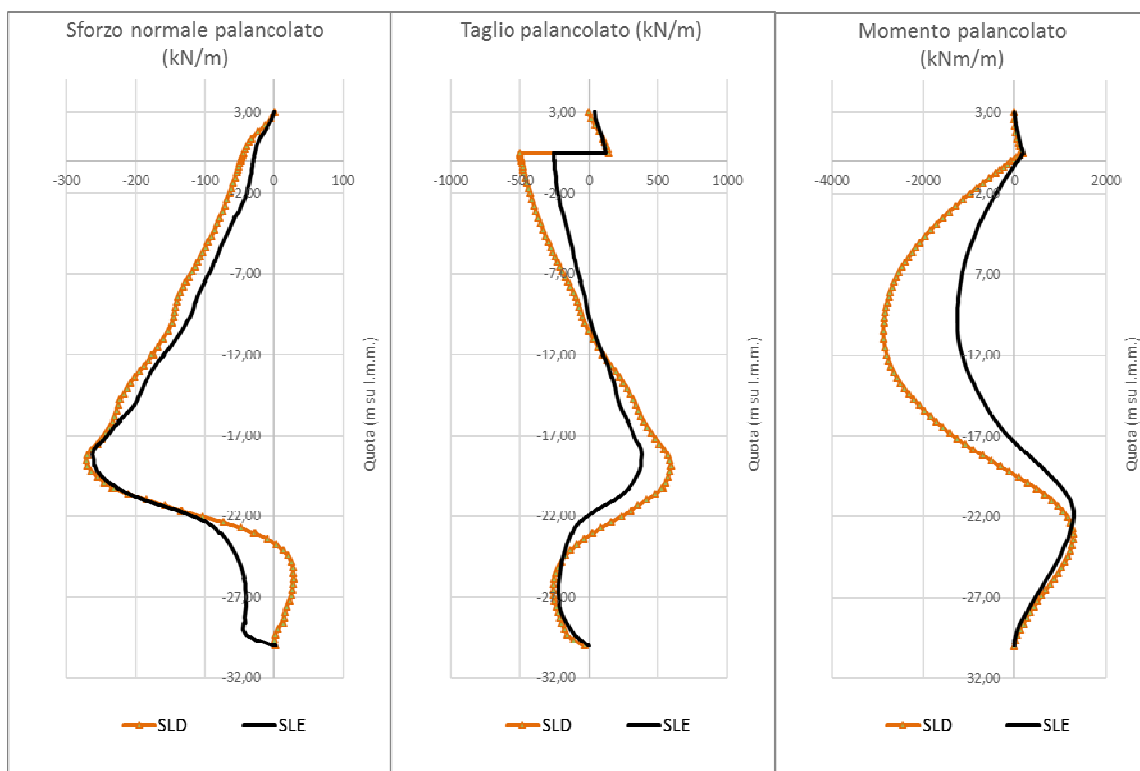


Figura 50: Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 51 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancolato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD)




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 51: Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

In Figura 52 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancoato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 14 cm in condizione SLE-rara e di 18 cm allo stato limite di danno. L'entità delle deformazioni e la forma della deformata, che presenta il valore massimo in sommità, risente della prima fase di comportamento strutturale a sbalzo.

In ogni caso allo Stato Limite di Danno si osserva uno spostamento massimo che rientra ampiamente nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l'operatività dell'infrastruttura (livello di danno 1).

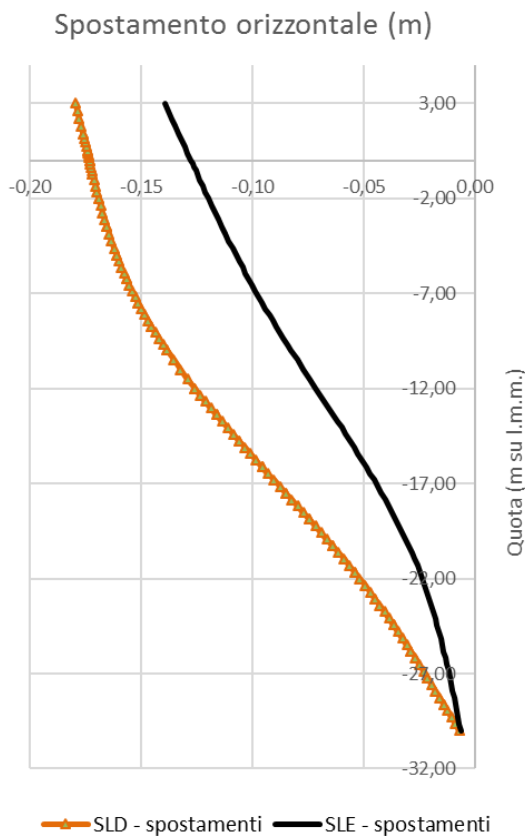



Figura 52: Confronto delle deformate della palanca nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.2.5. *Analisi di stabilità globale in configurazione definitiva*

Le verifiche di stabilità generale del Segmento Sud sono del tutto confrontabili con quelle del Tratto rettilineo principale. Pertanto si rimanda ai paragrafi precedenti i cui risultati sono validi anche per il tratto in esame.

9.2.6. *Verifica del blocco di ancoraggio*

Il blocco di ancoraggio nel Segmento Sud è configurato come una trave continua in calcestruzzo armato di sezione rettangolare con base $b = 2,50$ m posta a $-3,00$ m da l.m.m. ed altezza pari a $5,00$ m (Figura 53). L'asse della trave di ancoraggio è posizionato ad almeno 35 metri di distanza dall'asse del palancoato di banchina, subito a tergo dell'esistente cavalletto di pali.

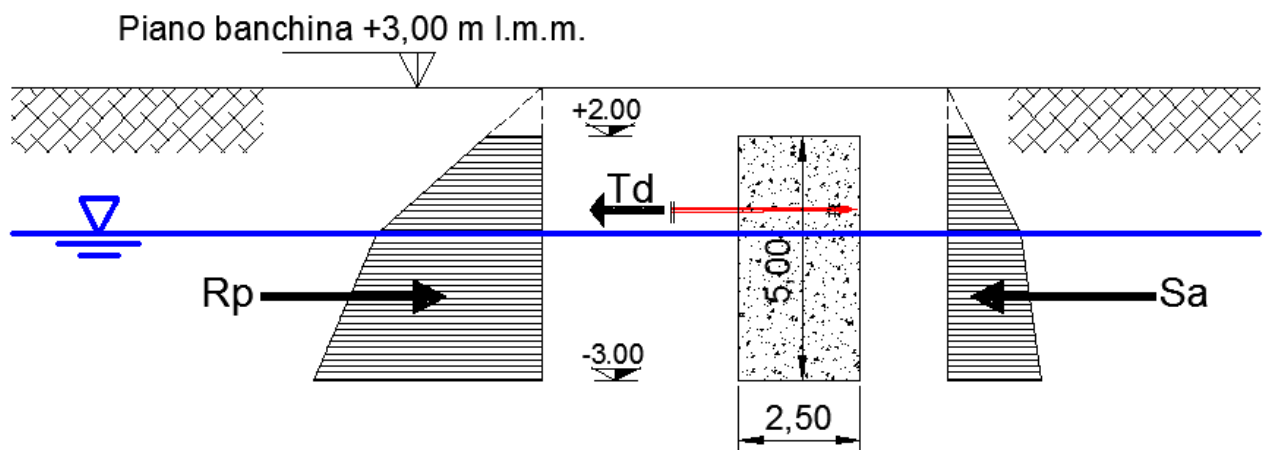



Figura 53: *Schema del blocco di ancoraggio nel Segmento Sud*

In accordo con le NTC2008 la verifica geotecnica allo stato limite ultimo del blocco di ancoraggio è stata eseguita secondo la combinazione A1+M1+R3.

Il modello geotecnico di riferimento considera che il blocco di ancoraggio sarà realizzato nelle Sabbie e ghiaie e viene cautelativamente trascurato il contributo positivo del cavalletto su pali. Considerando che il deposito è interessato solo nei primi metri superficiali, le verifiche sono state svolte con i seguenti parametri caratteristici: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi_k' = 40^\circ$.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.2.6.1. Tiro all'ancoraggio

Tabella 22 sono riportati i valori del tiro all'ancoraggio per tutte le combinazioni analizzate per il palancolato metallico della banchina di ponente, nel Segmento Sud.

Tabella 22. Valori del tiro alla barra nelle varie combinazioni analizzate nel Segmento Sud

| | | Statica (SLU) | | Sismica (SLV) | SLE | SLD |
|----------------------|---------------|---|---|---|---|---|
| | | SLU11 | SLU12 | Pseudostatica + Westergaard | | Pseudostatica + Westergaard |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) φk | 1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) φd,rid | 1,0 (perman.) 0,6Q (sovrac.) No bitta φd,rid | 1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) φk | 1,0 (perman.) 0,6Q (sovrac.) No bitta φk |
| Tiro su barra | (kN/m) | 514 | 601 | 760 | 374 | 639 |
| | (kN) | 1696 | 1983 | 2508 | 1234 | 2109 |

Per le verifiche si prende in considerazione la condizione più gravosa tra le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU/SLV).

9.2.6.2. Calcolo della resistenza laterale del blocco

Il blocco di ancoraggio reagisce al tiro applicato attraverso la resistenza d'attrito sul piano d'appoggio e la resistenza passiva del paramento verticale. La valutazione delle spinte del terreno è stata effettuata cautelativamente utilizzando la teoria di Rankine, sotto l'ipotesi di superfici di scorrimento piane.

Stato limite attivo

$$\sigma'_{ha} = -2c'\sqrt{k_a} + \sigma'_v k_a \quad \text{dove } k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Stato limite passivo

$$\sigma'_{hp} = +2c'\sqrt{k_p} + \sigma'_v k_p \quad \text{dove } k_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Per un angolo di attrito di 40° si hanno $k_a = 0,217$ e $k_p = 4,599$. Nella tabella sottostante è riportato il calcolo della tensione orizzontale alle profondità significative di riferimento, in condizione di stato limite attivo e passivo e le rispettive azioni risultanti per unità di lunghezza (S_a e R_p).


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Tabella 23. Pressioni e spinte limite agenti sul blocco

| Quota (m su l.m.m.) | σ'_{ha} (kPa) | σ_{ha} (kPa) | σ'_{hp} (kPa) | σ_{hp} (kPa) |
|---------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| +2,0 | 4,1 | 4,1 | 87,4 | 87,4 |
| 0,0 | 12,4 | 12,4 | 262,2 | 262,2 |
| -3,0 | 18,2 | 48,2 | 386,3 | 416,3 |
| | | Sa (kN/m) | | Rp (kN/m) |
| | | 107 | | 1.367 |

La spinta attiva sarà mobilitata per spostamenti molto modesti del blocco (1-2 cm), mentre la completa mobilitazione della resistenza passiva avverrà per uno spostamento orizzontale del blocco compreso fra 10 e 20 cm.

9.2.6.3. Calcolo della resistenza per attrito alla base del blocco di ancoraggio


La valutazione della resistenza tangenziale alla base del blocco di ancoraggio viene effettuata considerando un comportamento puramente attritivo all'interfaccia considerando lo sforzo normale agente sulla base del blocco (N) depurato della sottospinta idrostatica (U), secondo la seguente relazione:

$$T_f = (N - U)\tan\delta.$$

Assumendo un angolo d'attrito all'interfaccia calcestruzzo terreno pari all'angolo d'attrito del terreno ($\delta=\varphi'$) si ottiene la seguente resistenza allo scorrimento alla base del blocco per unità di lunghezza:

$$T_f = 229 \text{ kN/m}$$

La resistenza per attrito interessa spessori di terreno modesti all'interfaccia. Pertanto è usuale considerare la completa mobilitazione dell'attrito per scorrimenti praticamente trascurabili. Ai fini ingegneristici, trattandosi del blocco di ancoraggio di un'opera flessibile come è una paratia metallica, è lecito considerare il completo sviluppo della resistenza per spostamenti orizzontali praticamente nulli del blocco.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.2.6.4. Verifica geotecnica del blocco di ancoraggio

Azione di progetto (E_d)

$$E_d = 760 + 107 \cdot 1,3 = 899 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto (R_d)

$$R_d = R_p / 1,4 + T_f / 1,1 = 1367 / 1,4 + 229 / 1,1 = 976 + 208 = 1.184 \text{ kN/m}$$

Quindi, essendo $E_d \leq R_d$, la verifica è soddisfatta.

9.3. BANCHINA DI PONENTE – SEGMENTO SUD: VIBROFLOTTAZIONE DELLE SABBIE

Il riempimento a tergo del nuovo palancolato nel segmento sud sarà realizzato con sabbie che verranno sversate in acqua. Secondo Van't Hoff *et al.* 2012 (Figura 54) i materiali di dragaggio sversati da camion in acqua (*dumping – under water*) presenteranno una densità relativa tra il 30 e il 50%.

| Placement method | Relative density |
|--|------------------|
| Saturated soil – under water | |
| - Spraying | - 20-40 % |
| - Dumping | - 30-50 % |
| - Pipeline discharge (from above the water table) | - 20-40 % |
| - Rainbowing | - 40-60 % |
| Saturated soil – above water | |
| - Free flow through pipe | - 60-70 % |
| - Rainbowing | - 60-80% |
| Dry soil | |
| - On a dump truck (filled from funnel) | - 10-20% |
| - On the discharge area (compacted by bulldozers) | - 50-60% |
| - On the discharge area (compacted by specialized equipment) | - Up to 100% |

Figura 54: Densità relativa tipica in colmata raggiunta da diversi terreni in funzione delle modalità di realizzazione (da Van't Hoff *et al.*, 2012)

Un deposito sabbioso saturo, in condizioni di densità relativa bassa, è soggetto a liquefazione. E' pertanto necessario provvedere ad addensarlo ed il metodo che si ritiene più opportuno è la vibroflottazione.

Per vibroflottazione si intende un metodo di addensamento di depositi incoerenti attraverso la vibrazione su un piano orizzontale di un siluro cilindrico fatto affondare nel terreno sotto l'azione del peso proprio e di un flusso d'acqua diretto verso l'alto, tramite ugelli situati nella parte inferiore



dell'attrezzo (vibroflottatore). Durante l'estrazione del vibroflottatore si versa nel foro ghiaia che viene compattata dalla vibrazione.

Per il dimensionamento di massima dell'intervento si fa riferimento ad una relazione sperimentale basata su esperienze in sito compiute da D'Appolonia (1953). Tali esperienze, pur presentando il limite di riferirsi a prove eseguite con un vibroflottatore a frequenza costante, indicano la validità del principio di *sovrapposizione degli effetti*, secondo il quale l'incremento di addensamento che si ottiene in un punto è circa pari alla somma degli incrementi di densità che si verificherebbero qualora i trattamenti fossero applicati isolatamente lungo le medesime verticali. Le esperienze di D'Appolonia indicano anche che la massima distanza a cui il trattamento ha influenza è 1,80 m dall'asse del vibroflottatore. Ciò significa che alla distanza $r=1,80$ m può attribuirsi un coefficiente d'influenza pari all'unità. Dalle curve sperimentali $D_r(z)$ D'Appolonia ha ricavato i valori dei coefficienti di influenza relativi alle varie distanze dalla verticale di trattamento (Figura 55).

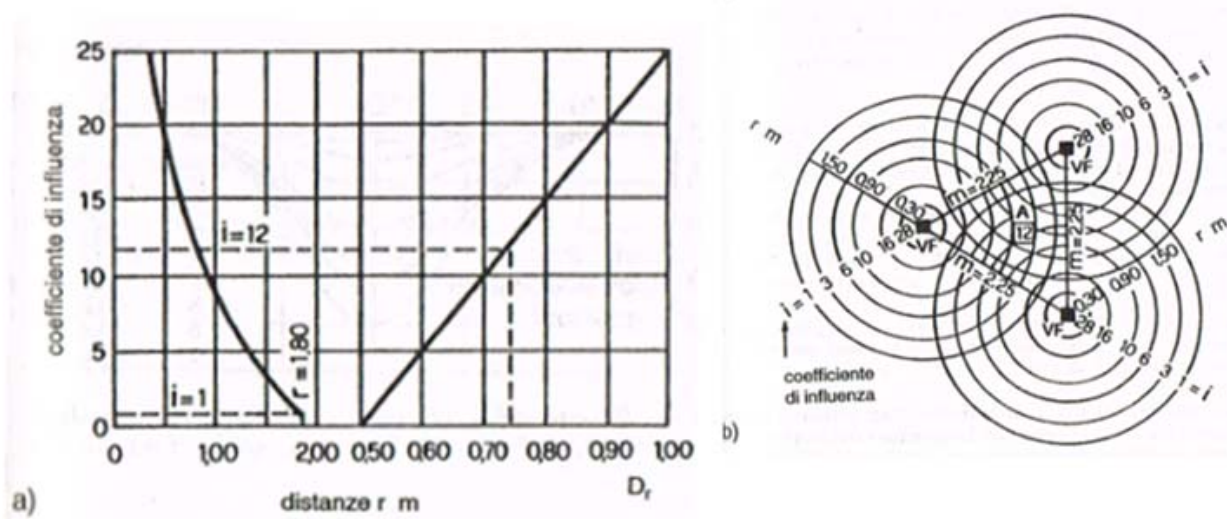



Figura 55: Coefficienti di influenza per trattamenti di vibroflottazione (da D'Appolonia, 1953)

Come si ricava dal grafico di Figura 55 la densità relativa post trattamento ($D_{r(\text{post})}$) può anche essere espressa con la seguente relazione:

$$D_{r(\text{post})} = D_{r(0)} + 2 C_f$$

dove $D_{r(0)}$ è la densità relativa iniziale del deposito e C_f il coefficiente di influenza.

Nel caso in esame la maglia di trattamento a quinconce utilizzabile tra gli allineamenti di tiranti senza interferire con questi ha lato di 2,20 m (vedi Figura 56). Per limitare il disturbo ai pali di banchina il trattamento sarà realizzato lasciando una fascia di rispetto di almeno 2 m dalla trave di banchina.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Nella stessa figura è anche rappresentata la stima del coefficiente d'influenza per la maglia di trattamento considerata, che risulta pari a 18.

Pertanto la densità relativa finale sarà pari a:

$$Dr \text{ (finale)} = 65 - 85\%$$

Tali valori di addensamento rassicurano rispetto a rischi di liquefazione in condizione di carico sismico.

Si sottolinea che a causa dell'aumento delle spinte orizzontali del terreno addensato rispetto al terreno sciolto, il trattamento potrà essere eseguito solamente dopo aver collegato i tiranti di ancoraggio del banchinamento.

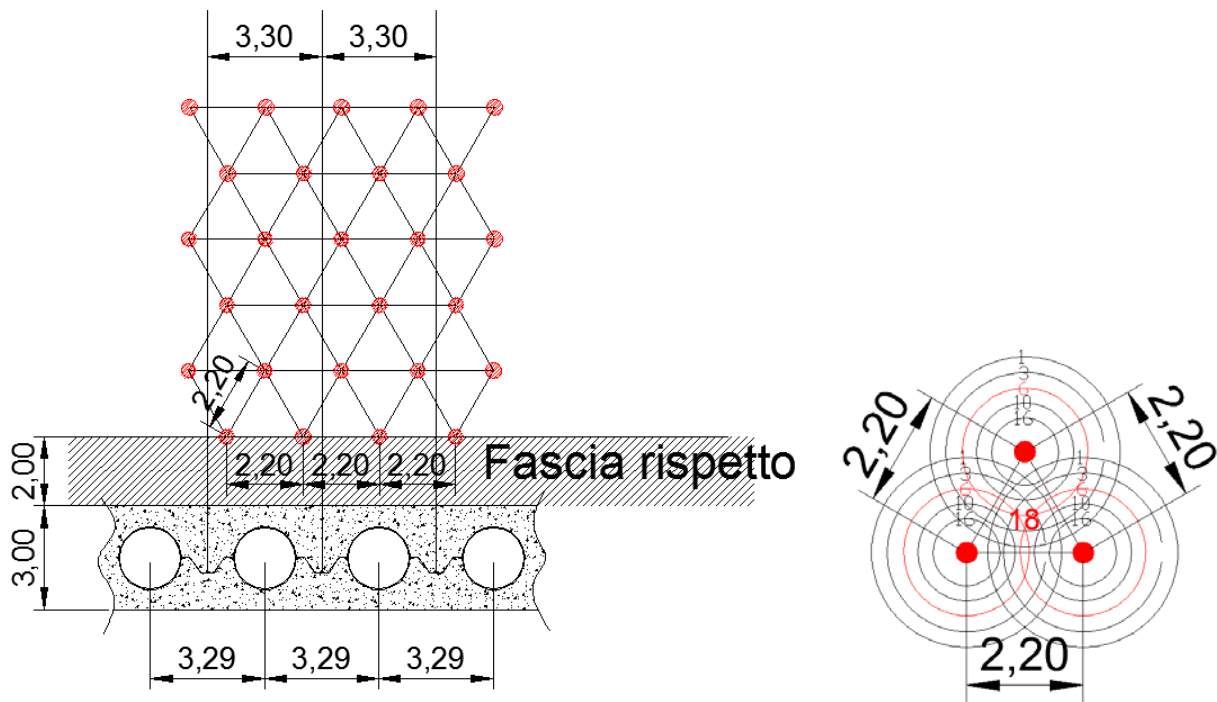


Figura 56: Sx) Posizione delle verticali di trattamento con vibroflottazione tra gli elementi strutturali della banchina; Dx) Efficacia del trattamento con la maglia proposta

Il trattamento sarà esteso per l'intero spessore del riporto, stimabile tra il p.c. (+0,5 ÷ +1,0 m su l.m.m.) e la profondità del fondale che varia tra 3 a 12 m da l.m.m., per un'area di estensione pari a 1.000 m², come indicato dalla campitura in Figura 57.

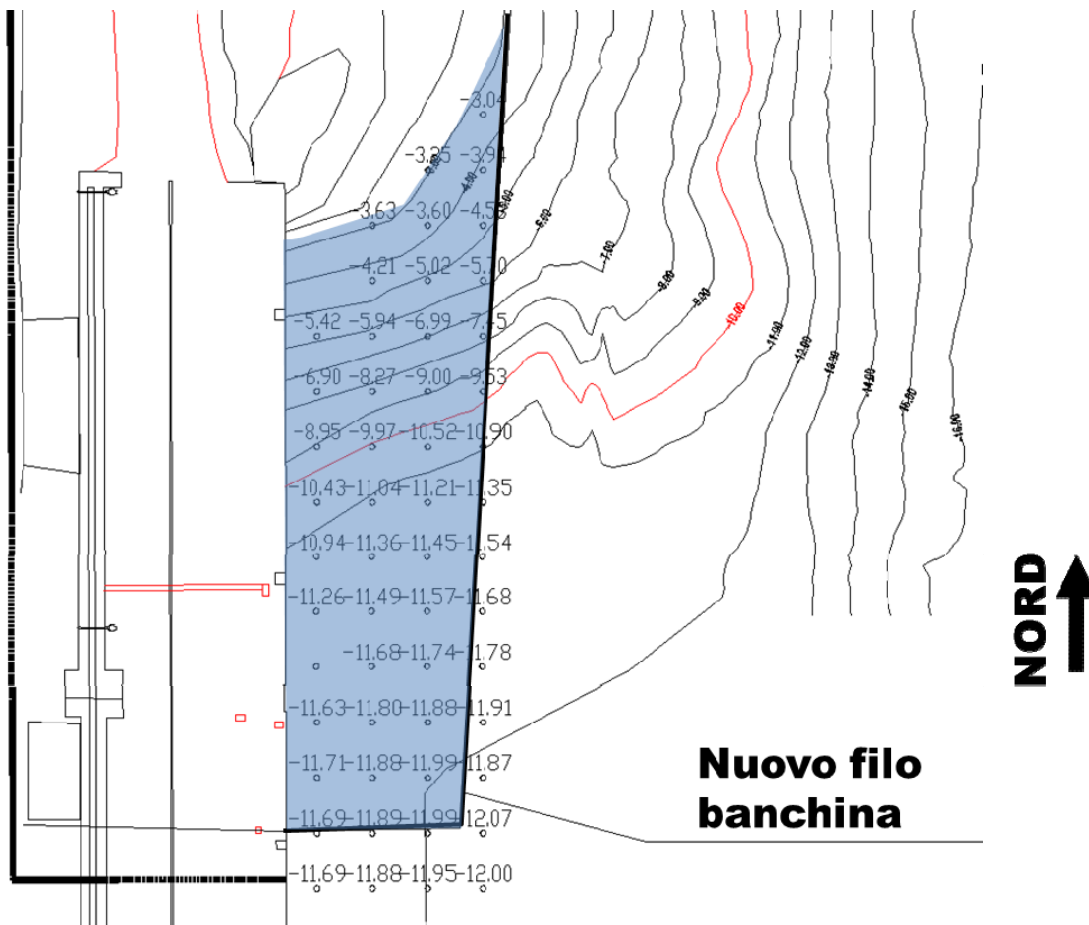


Figura 57: Area da sottoporre ad intervento di vibroflottazione

Il raggiungimento di un addensamento adeguato delle sabbie dovrà essere accertato mediante l'esecuzione di un campo prova di calibrazione dei parametri del trattamento. Delle prove di controllo saranno poi necessarie per valutare il raggiungimento dei parametri obiettivo in sito.

9.4. BANCHINA DI PONENTE – VERIFICA CON GRU SEMOVENTE

In questo paragrafo vengono mostrate le analisi relative all'utilizzo di una gru semovente sulla banchina. Si è già evidenziato che alla scala della banchina la gru semovente dà un contributo medio uniformemente ripartito inferiore al carico variabile.

In Figura 58 è mostrato lo schema di analisi: si considera il massimo carico trasmesso dallo stabilizzatore con lo sbraccio in diagonale (posizione 2, carico 287,7 t pari a 320 kPa su un'area di 2,0 × 4,5 m) e che al di fuori della gru sia presente il carico variabile alla massima intensità di progetto (40 kPa). Inoltre si considera il carico così valutato come una azione caratteristica da amplificare per i relativi coefficienti parziali.



Nel modello 2D il carico dello stabilizzatore, molto a vantaggio di sicurezza, viene inserito come carico nastriforme di pari intensità (vedi Figura 58).

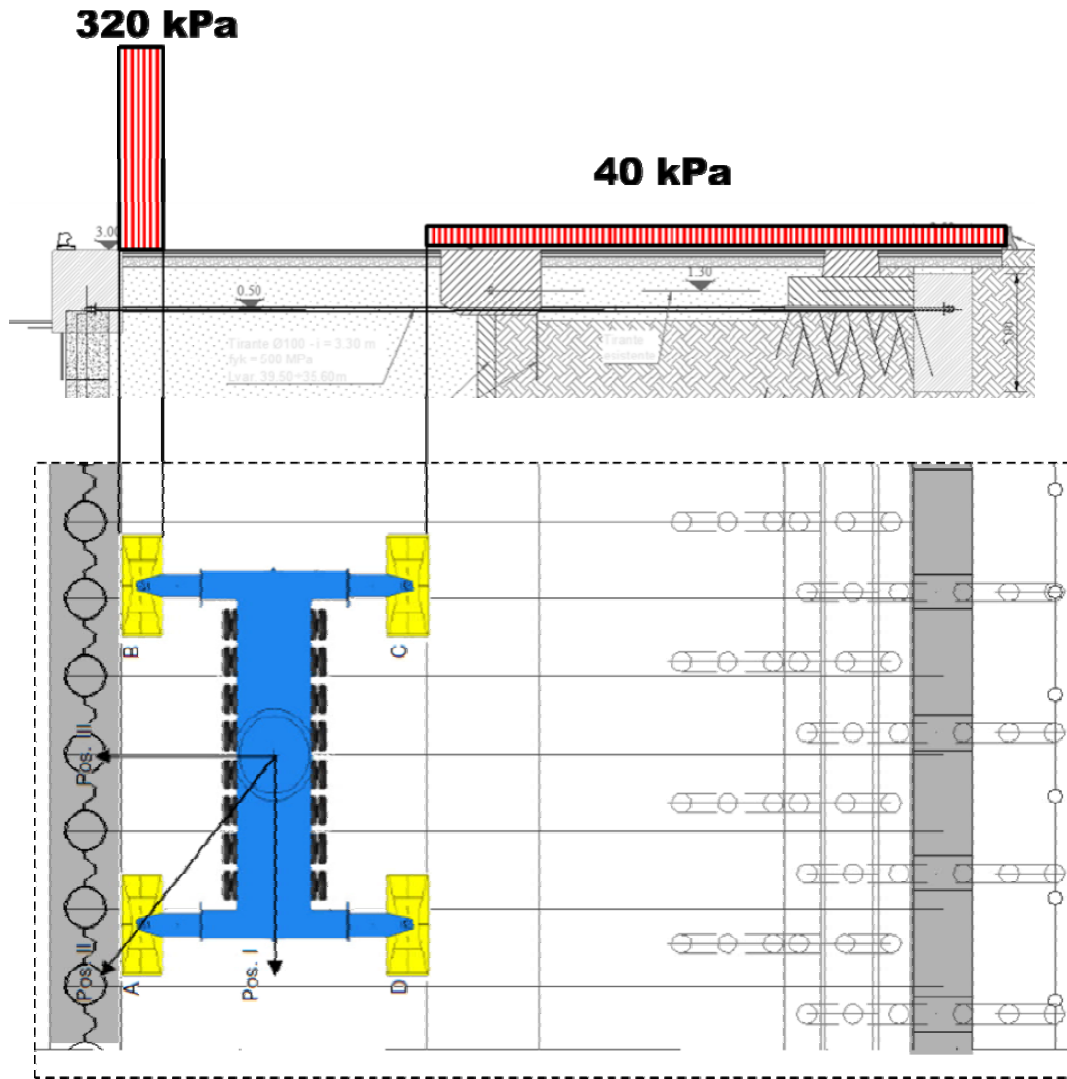


Figura 58: Banchina di ponente – distribuzione dei carichi considerati nella combinazione SLE-GRU

In Figura 59 è mostrato il modello di analisi utilizzato.

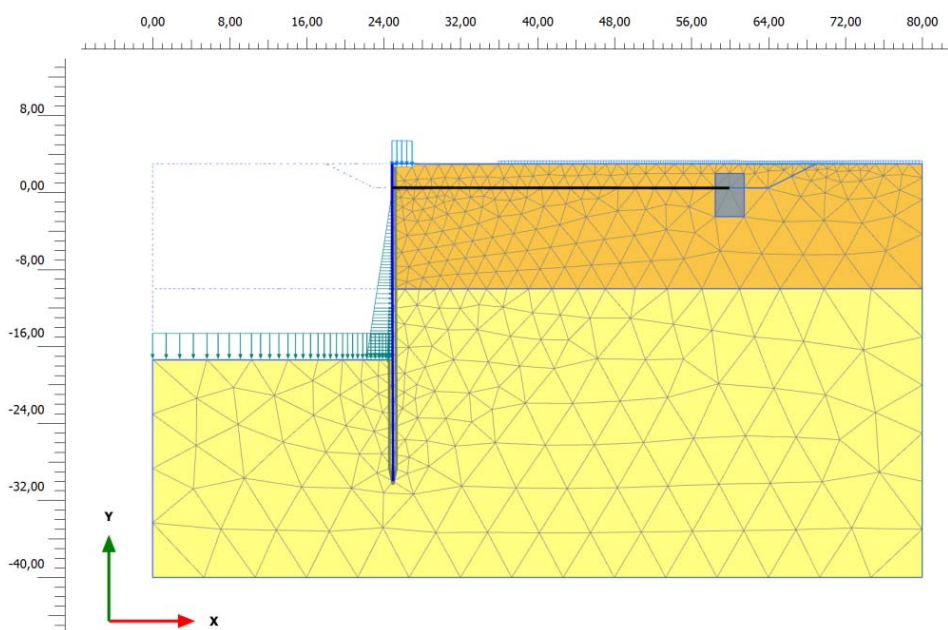


Figura 59: Modello di analisi per l'analisi della GRU di BANCHINA

I risultati in termini di sollecitazioni sono mostrati in Tabella 24. Si osservano sollecitazioni piuttosto contenute, ma tiri all'ancoraggio molto significativi.

Tabella 24. Risultati dell'analisi della banchina rispetto all'uso di gru semoventi

| | | SLU-GRU | | SLE-GRU |
|--|-----------|---|--|---|
| | | SLU11 | SLU12 | |
| | | 1,3 (perman.) 1,5Q (GRU) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) ϕ_k | 1,0 (perman.) 1,3Q (GRU) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) ϕ_d, rid | 1,0 (perman.) 1,0Q (GRU) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k |
| PARATIA | M (kNm/m) | 2188 | 1909 | 1554 |
| | T (kN/m) | 617 | 624 | 439 |
| | N (kN/m) | 512 | 492 | 364 |
| Tiro su barra $\varnothing 100/3,30m$ | (kN/m) | 914 | 932 | 622 |
| | (kN) | 3016 | 3076 | 2053 |
| Spostam. paratia lato mare (cm) | +3,00m | - | - | 9 |
| | MAX | - | - | 9 |
| | -32,50m | - | - | 1 |



In Figura 60 sono mostrati i diagrammi della sollecitazione normale, di taglio e flettente sulla paratia nelle combinazioni SLU statiche.

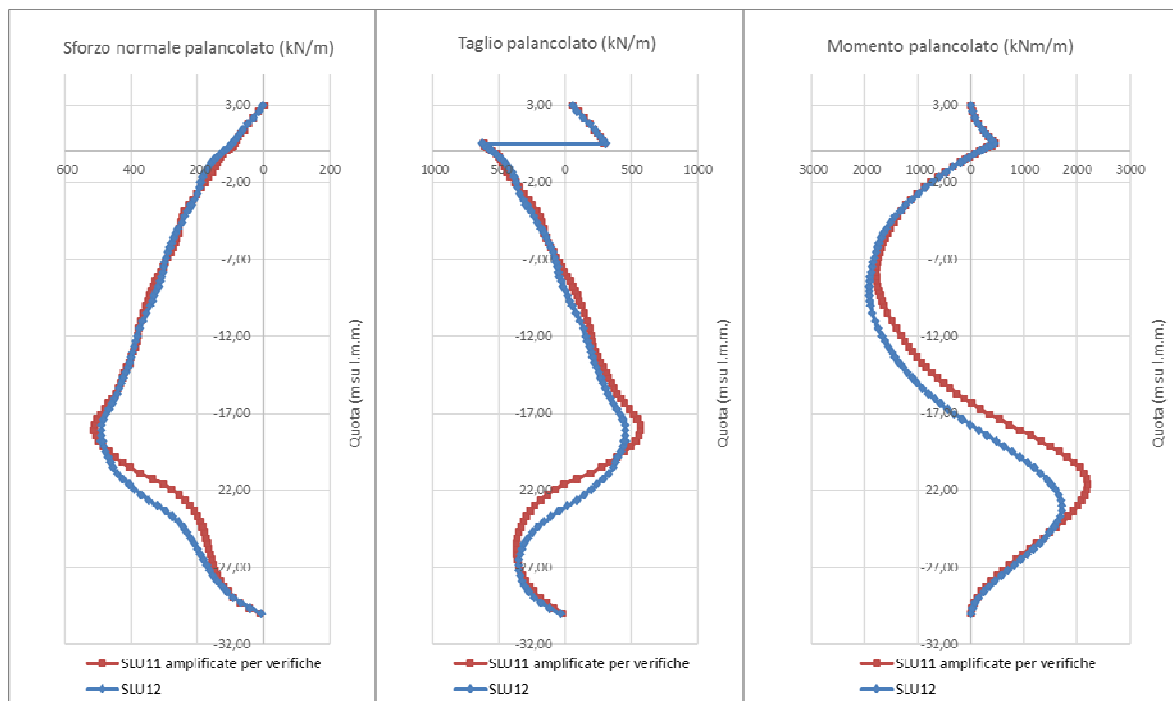
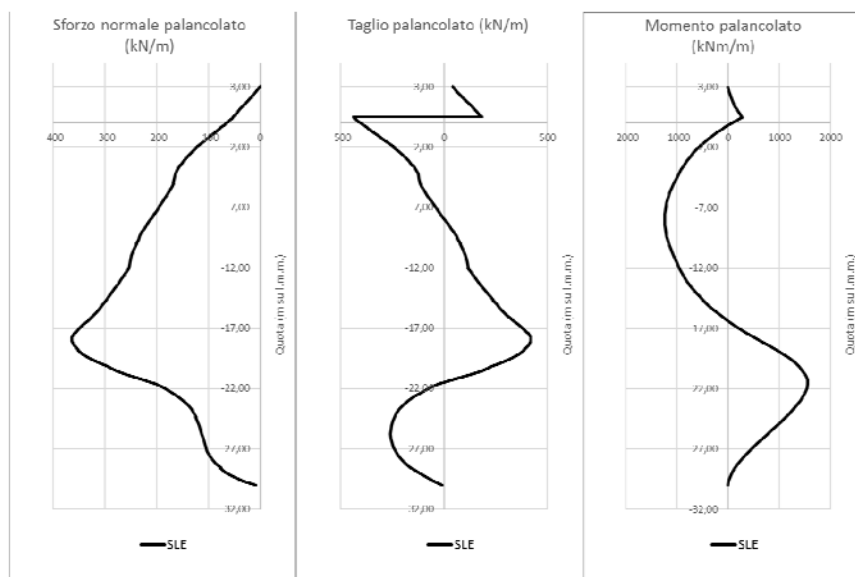


Figura 60: GRU BANCHINA - Diagrammi delle sollecitazioni N, T, M sulla paratia allo SLU

In Figura 61 sono mostrati i diagrammi della sollecitazione normale, di taglio e flettente sulla paratia nella combinazione di esercizio.




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 61: GRU BANCHINA - Diagrammi delle sollecitazioni N, T, M sulla paratia allo SLE

In Figura 62 è mostrata la deformata della paratia relativa alla combinazione di carico di esercizio con l'applicazione dei carichi della gru semovente. Lo spostamento sommitale massimo si attesta sui 9 cm.

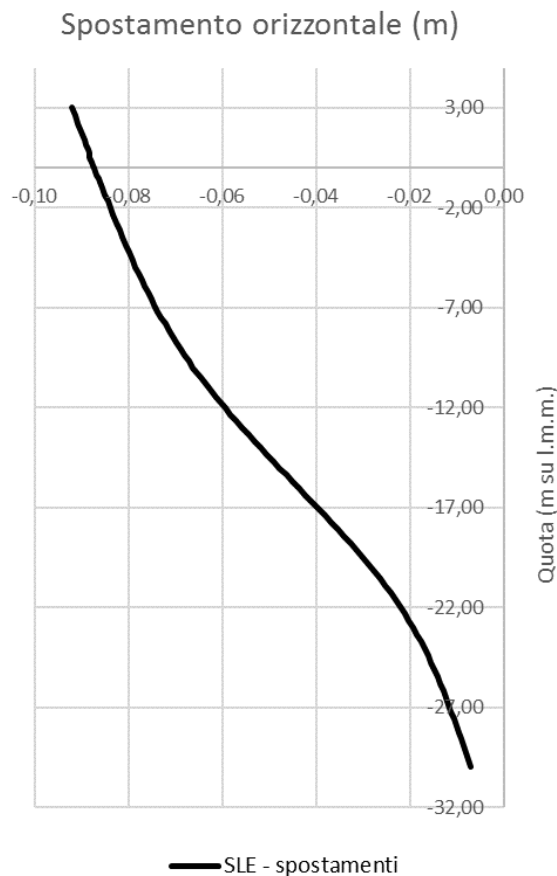


Figura 62: GRU BANCHINA: Spostamenti esibiti dalla paratia

Dal punto di vista geotecnico risulta che le risorse geotecniche del blocco sono ancora sufficienti a sostenere la paratia. Infatti:

$$E_d = 932 + 85 \cdot 1,3 = 1.042 \text{ kN/m} < R_d = 1.066 \text{ kN/m}$$

9.5. BANCHINA DI PONENTE – ANALISI URTO IMBARCAZIONE

In Figura 63 è mostrato il modello di analisi utilizzato per simulare l'urto di un'imbarcazione di grandi dimensioni.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
 R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

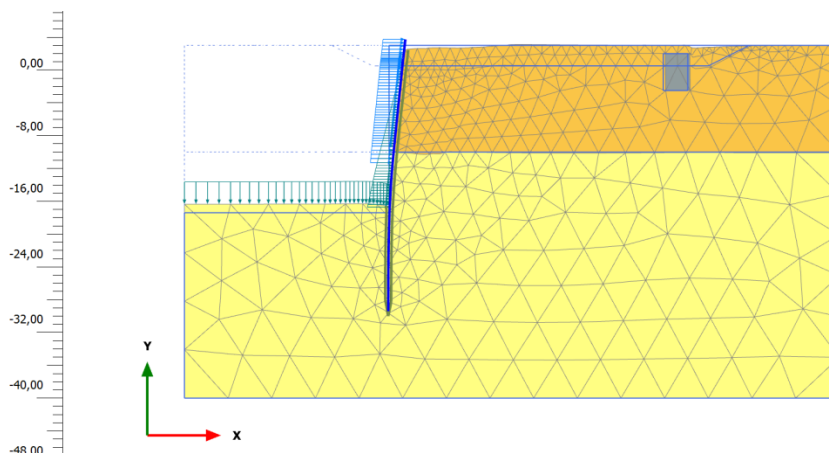


Figura 63: Modello di analisi per la valutazione dell'urto di una nave

I risultati in termini di sollecitazioni sono mostrati in Tabella 25. Si osservano sollecitazioni piuttosto contenute, comparabili con quelle allo stato limite di esercizio della banchina.

In Figura 64 sono mostrati i diagrammi della sollecitazione normale, di taglio e flettente sulla paratia. In Figura 65 è mostrata la deformata della paratia.

Tabella 25. Risultati dell'analisi di urto di una grossa imbarcazione

| | | URTO |
|------------------------------------|-----------|--|
| | | 1,0 Q (Urto) No (sovrac.) No bitta ϕ_k |
| PARATIA | M (kNm/m) | 1955 |
| | T (kN/m) | 369 |
| | N (kN/m) | 492 |
| Tiro su barra ø100/3,30m | (kN/m) | 0 |
| | (kN) | 0 |
| Spostam. paratia lato mare (cm) | +3,00m | 10 |
| | MAX | 10 |
| | -32,50m | 0 |

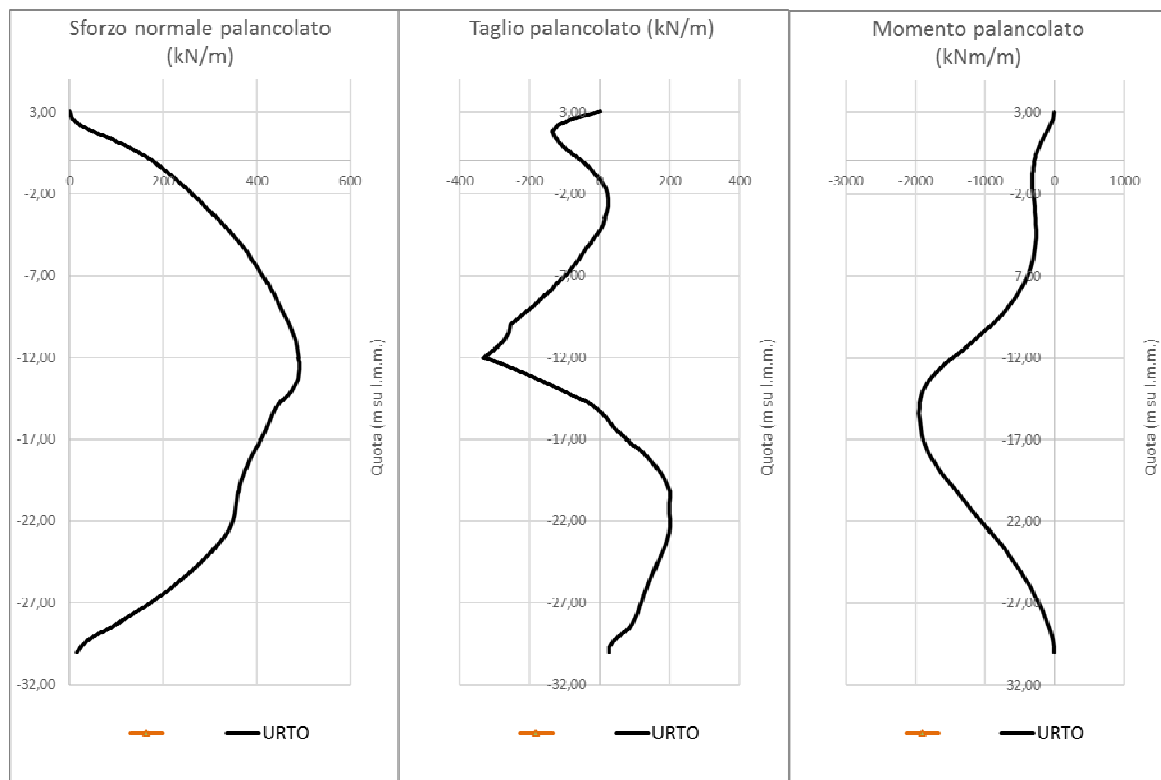


Figura 64: URTO - Diagrammi delle sollecitazioni N, T, M sulla paratia

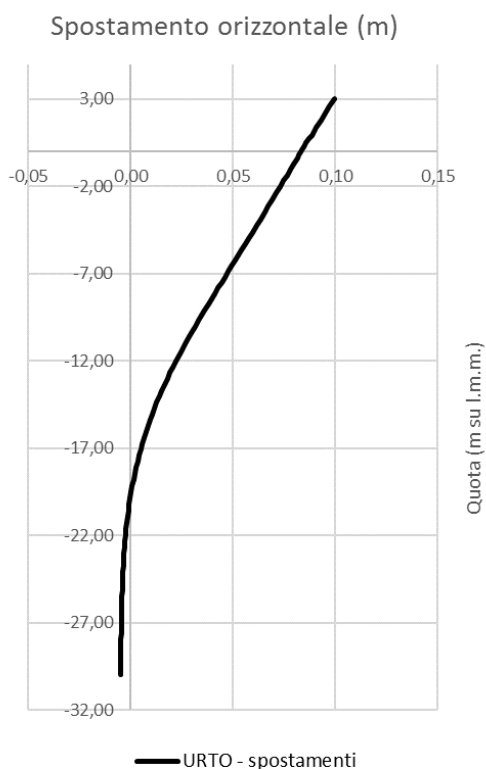



Figura 65: URTO: Spostamenti esibiti dalla paratia

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.6. INTERVENTI A TUTELA DELLE OPERE ESISTENTI

Considerando che il nuovo banchinamento è calcolato per un fondale operativo di -17,40 m da l.m.m., superiore al fondale di calcolo delle banchine adiacenti, pur non essendo compreso il progetto di dragaggio nel presente intervento, si è ritenuto opportuno prevedere comunque alcuni accorgimenti che dovranno essere fatti propri dai progettisti del futuro progetto di dragaggio. Si tratta di:

1. per la banchina Nord esistente: una fascia di rispetto opportunamente sagomata e protetta con massi in calcestruzzo;
2. per la banchina G, a sud: una fascia di rispetto ed un palancolato sommerso.

9.6.1. BANCHINA NORD ESISTENTE

Nei paragrafi seguenti si sintetizzano le informazioni documentali relative alla costruzione del banchinamento per il quale si ritiene opportuno prevedere la realizzazione di una fascia di rispetto per consentire l'esecuzione in sicurezza dei futuri dragaggi prospicienti il tratto di banchina in questione.

9.6.1.1. *Banchina Nord - Dati documentali relativi alla costruzione dell'opera*

La banchina nord è un'opera di recente realizzazione nel porto di Gioia Tauro. Per accertare la consistenza dell'opera sono stati reperiti alcuni documenti progettuali, la Relazione a Strutture Ultimate ed il Certificato di Collaudo Statico.

In Figura 66 è mostrato uno stralcio della planimetria generale del progetto della banchina Nord, in prossimità dello spigolo ovest che è il tratto che interessa. Risulta che la struttura è costituita da un diaframma continuo in c.a. lato mare ancorato con un solettone sommitale a setti retrostanti in c.a. disposti a pettine. La figura indica un fondale di escavo pari a -16,0 m da l.m.m.. Tale dato è coerente con la relazione di calcolo della Perizia di variante tecnica e suppletiva del novembre 2006. La Relazione a Strutture Ultimate (R.S.U.) informa che la realizzazione dell'opera è avvenuta a cura dell'ATI Trevi S.p.A. – Demoter S.p.A., che il progetto originale ha avuto due varianti tecniche e suppletive, che i lavori sono iniziati il 1 febbraio 2006 e che l'opera è stata ultimata in data 11 marzo 2009. Le due varianti hanno avuto per oggetto l'adeguamento dell'opera alle norme tecniche subentrate in itinere e la modifica del tratto terminale ovest che veniva realizzato con un diaframma ancorato in luogo della soluzione “a giorno” previsto per il resto della banchina.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

La normativa tecnica per il calcolo dell'opera realizzata è il D.M. 14.09.2005.

Dalla R.S.U. si ricava che il tratto di banchina terminale (denominato "paratia C" negli elaborati di variante) ha uno sviluppo complessivo di 67,50 m in prosecuzione al tratto di banchina antiriflettente. La paratia "C" è costituita da n.27 setti rettangolari in c.a. di 1,50 m di spessore \times 2,50 m di lunghezza che, in relazione alla quota del fondale antistante di -16,00 m, sono infissi per un'altezza di 10 m raggiungendo la quota dio -26,00 m da l.m.m. e sono complessivamente alti 27,25 m. I setti sono collegati in testa da una trave avente funzione irrigidente delle dimensioni 2,10 m \times 1,20 m, opportunamente armata per l'intera lunghezza della paratia. Le funzioni di irrigidimento nel piano orizzontale sono realizzate dal contiguo solettone in c.a. dello spessore di 60 cm che collega la paratia ai retrostanti n.13 setti di irrigidimento in c.a. delle dimensioni 2,50 \times 1,50 m. I 13 setti sono tra loro collegati da una trave di 63 m di lunghezza e sezione rettangolare 3,00 m \times 1,60 m. I setti, posti a 5,00 m di interasse, sono completamente infissi nel terreno, raggiungono la quota di -13,35 m da l.m.m. e sono complessivamente alti 14,60 m. La trave di bordo e la trave di collegamento dei setti assolvono anche alle funzioni di fondazione delle rotaie di una gru di banchina.

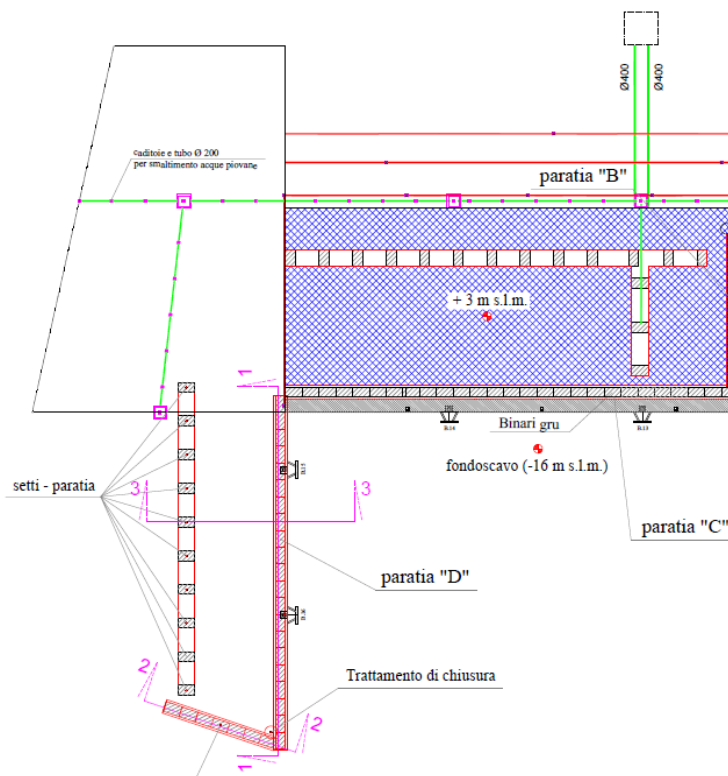



Figura 66: Stralcio planimetrico del progetto del banchinamento Nord realizzato: si nota l'indicazione del fondo escavo a -16,0 m da l.m.m.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

In Figura 67 è presentato uno stralcio planimetrico e la sezione tipo (sez. 2-2) della banchina nord esistente in prossimità dello spigolo ovest, così come indicati nella relazione di calcolo della Perizia di Variante al progetto originariamente appaltato.

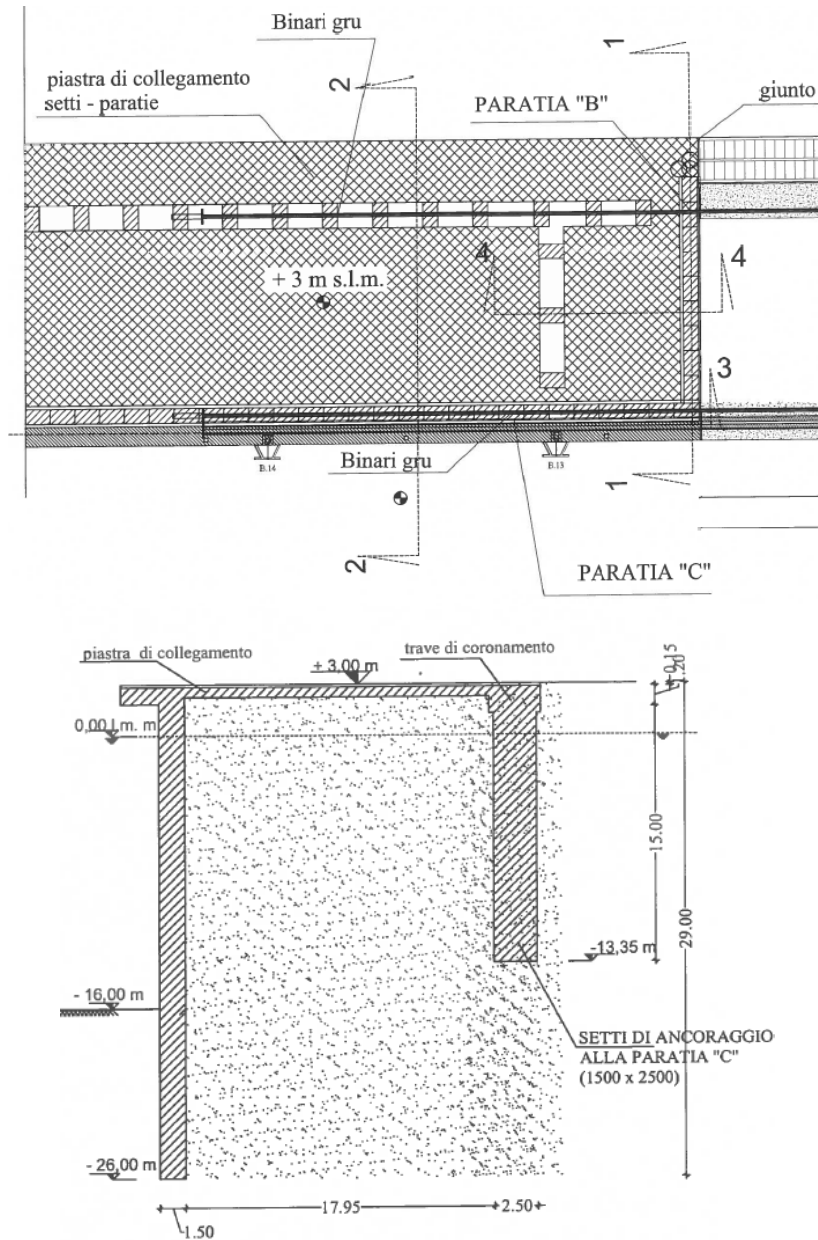



Figura 67: Stralcio planimetrico e sezione tipo (2-2) della banchina nord esistente in prossimità dello spigolo ovest (da Perizia di Variante al progetto appaltato)

Le caratteristiche dei materiali strutturali utilizzati sono indicate in Tabella 26.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

In Figura 68 sono riportate le verifiche eseguite nella relazione di progetto relativamente ai diaframmi della paratia C. Risulta che ogni setto $2,50 \times 1,50$ è armato con $25\phi 30$ superiormente e $25\phi 30$ inferiormente.

Tabella 26. Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche di progetto della banchina Nord (da Relazione a Strutture Ultimate)

Conglomerato cementizio armato per strutture gettate in opera

Calcestruzzo di classe di resistenza C30/37 (R_{ck} 35 MPa).

| | | |
|---|-------------|------|
| Tensione di compressione ammissibile [daN/cm ²] | σ_c | 110 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c0} | 6,6 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c1} | 19,7 |

Acciaio inox in barre ad aderenza migliorata tipo Fe B 44 k

| | | |
|---|------------|------------|
| Tensione caratteristica di snervamento [N/mm ²] | f_{yk} | ≥ 430 |
| Tensione caratteristica di rottura [N/mm ²] | f_{tk} | ≥ 540 |
| Allungamento [%] | A_5 | ≥ 12 |
| Tensione normale ammissibile [daN/cm ²] | σ_s | 2550 |

Conglomerato cementizio armato per strutture prefabbricate

Calcestruzzo di classe di resistenza C50/60 (R_{ck} 45 MPa).

| | | |
|---|-------------|------|
| Tensione di compressione ammissibile [daN/cm ²] | σ_c | 110 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c0} | 6,6 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c1} | 19,7 |

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo Fe B 44 k

| | | |
|---|------------|------------|
| Tensione caratteristica di snervamento [N/mm ²] | f_{yk} | ≥ 430 |
| Tensione caratteristica di rottura [N/mm ²] | f_{tk} | ≥ 540 |
| Allungamento [%] | A_5 | ≥ 12 |
| Tensione normale ammissibile [daN/cm ²] | σ_s | 2550 |

Conglomerato cementizio armato per pali e setti

Calcestruzzo di classe di resistenza C30/37 (R_{ck} 35 MPa).

| | | |
|---|-------------|------|
| Tensione di compressione ammissibile [daN/cm ²] | σ_c | 110 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c0} | 6,6 |
| Tensione tangenziale ammissibile [daN/cm ²] | τ_{c1} | 19,7 |

Acciaio inox in barre ad aderenza migliorata tipo Fe B 44 k

| | | |
|---|------------|------------|
| Tensione caratteristica di snervamento [N/mm ²] | f_{yk} | ≥ 430 |
| Tensione caratteristica di rottura [N/mm ²] | f_{tk} | ≥ 540 |
| Allungamento [%] | A_5 | ≥ 12 |
| Tensione normale ammissibile [daN/cm ²] | σ_s | 2550 |



3.3 Paratia "C"

Con riferimento allo schema riportato sulla Fig. 14 risulta:

quota testa paratia $q_1=+2.85\text{m}$

quota fondo scavo $q_2=-16\text{m}$

quota punta pannelli $q_3=-26\text{m}$

$L_{libera} = q_1 - q_2 = 18.85\text{m}$

$L_{inf} = q_2 - q_3 = 10\text{m}$.

Combinazione di carico 2

$l_{inf} = 7.07\text{m}$

$M_{fmax} = 438.1 \text{ tm/m} (\cong 4381 \text{ kNm/m})$

$l_{Mfmax} = 12.2\text{m}$

$Tiro = 82.53 \text{ t/m} (\cong 825.3 \text{ kN/m})$

$$T_{max} = 75.53 \text{ tm/m} (\cong 755.3 \text{ kN/m})$$

Verifica a sforzo normale e flessione

$$M_d = M_{fmax} * 2.5 = 438.1 * 2.5 = 1095.25 \text{ tm} (\cong 10952.5 \text{ kNm})$$

$$N_d = W * l_{Mfmax} + W_t =$$

$$= (1.5 * 2.5 * 2.5) * 12.2 + (2.1 * 1.2 * 2.5) * 2.5 = 114.375 + 15.75 = 130.125 \text{ t} (\cong 1301 \text{ kN})$$

$$B = 250 \text{ cm}$$

$$H = 150 \text{ cm}$$

$$C = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 176.75 \text{ cm}^2 (25 \phi 30)$$

$$A'_s = 176.75 \text{ cm}^2 (25 \phi 30)$$

$$A_{s1} = 18.85 \text{ cm}^2 (6 \phi 20)$$

$$A_{s2} = 18.85 \text{ cm}^2 (6 \phi 20)$$

Risultato

$$N_d = 130.125 \text{ t} (\cong 1301 \text{ kN})$$

$$M_d = 1095.25 \text{ tm} (\cong 10990 \text{ kNm})$$

Figura 68: Verifiche eseguite sui diaframmi della paratia C (da Relazione di progetto)

Inoltre sono stati eseguite le prove di accettazione dei calcestruzzi e degli acciai da parte della Direzione Lavori. Risultano inoltre eseguite 1 prova di carico su palo pilota fuori opera, 4 prove di carico su pali costituenti l'opera stessa, 1 prova di carico su un setto, 1 prova di carico orizzontale su un setto fuori opera, prove soniche tipo Cross-Hole su:

- 4 pali di fondazione, 5 pali secanti, 2 setti di fondazione dell'impalcato a giorno;
- 3 setti a mare e 2 setti di contrasto della paratia C;
- 3 setti delle paratie D-E.

Nessuna anomalia è risultata dalle prove soniche.

I certificati di prova sono presenti negli allegati alla relazione del Direttore dei Lavori ing. Pietro Viviano.

E' inoltre presente il Certificato di Collaudo Statico a firma degli ing. Giovanni Guglielmi e Lorenzo Ceraulo.

Da tutto quanto sopra si ritiene di poter confidare sulla stabilità dell'opera in questione e ritenere inconsistenti gli effetti delle mutue interazioni anche ai sensi del capitolo 6.4.1 delle NTC 2008.



9.6.1.2. Banchina Nord – Fascia di rispetto per il futuro dragaggio

La situazione attuale dei fondali prospicienti l'angolo ovest della banchina Nord è indicata in Figura 69. All'angolo è presente una spiaggia emersa che digrada fino a circa -16,00 m da l.m.m. a circa 70 m dallo spigolo, di fronte al banchinamento a giorno. L'Autorità Portuale ha riferito che i fondali antistanti la predetta banchina fossero stati spinti fino alla profondità di progetto di -16m l.m.m.; tuttavia nel tempo i fondali si sono ricolmati ed oggi risultano alla quota di circa -10,00 / -14,00m l.m.m.

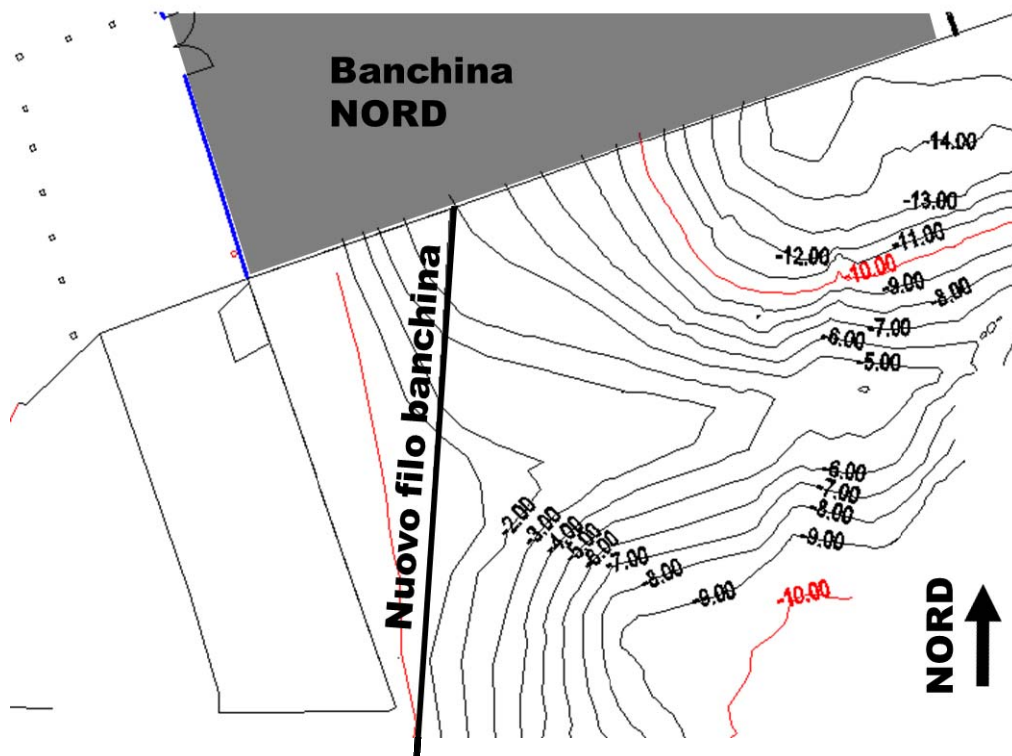



Figura 69: Situazione attuale dei fondali prospicienti l'angolo ovest della banchina Nord

Considerando che il fondale di progetto per la nuova banchina è pari a -17,40 m da l.m.m. mentre il valore di progetto della banchina nord era pari a -16,00 m da l.m.m., si è prevista una fascia di rispetto in grado di non sottrarre risorse resistenti alla zona passiva dell'esistente banchinamento Nord.

Per conseguire l'obiettivo si prevede che l'ampiezza della fascia di rispetto abbia una larghezza di almeno 18 m. In tale fascia il fondale verrà sagomato mantenendo una profondità dinanzi alla banchina nord di 13,80 m da l.m.m. (inferiore alla profondità di progetto pari a 16 m da l.m.m.) con raccordo a 17,40 m da l.m.m. con una pendenza di 1:5 (H:B).

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

In Figura 70 è rappresentata la fascia di rispetto che si ritiene adeguata allo scopo sulla base della valutazione delle pressioni limite passive a valle dell'opera esistente nelle due diverse situazioni. Per operare il confronto si è utilizzata la soluzione statica di Lancellotta (Lancellotta, *Analytical solution of passive earth pressure*, Géotechnique, 52(8): 2002, 617–619). Ne deriva che la risultante delle pressioni limite passive con il fondale a -16 m da l.m.m. è equivalente a quella che deriva dal fondale a -13,80 m da l.m.m. raccordato con pendenza 1:5 al fondale di progetto. Inoltre l'innalzamento della posizione della risultante, dovuta al minore escavo, tutela la banchina anche rispetto alle sollecitazioni strutturali.

Per mantenere nel tempo la sagoma della scarpata si provvederà anche a porre in opera una protezione del fondale costituita, ad esempio, da piastroni in calcestruzzo armato.

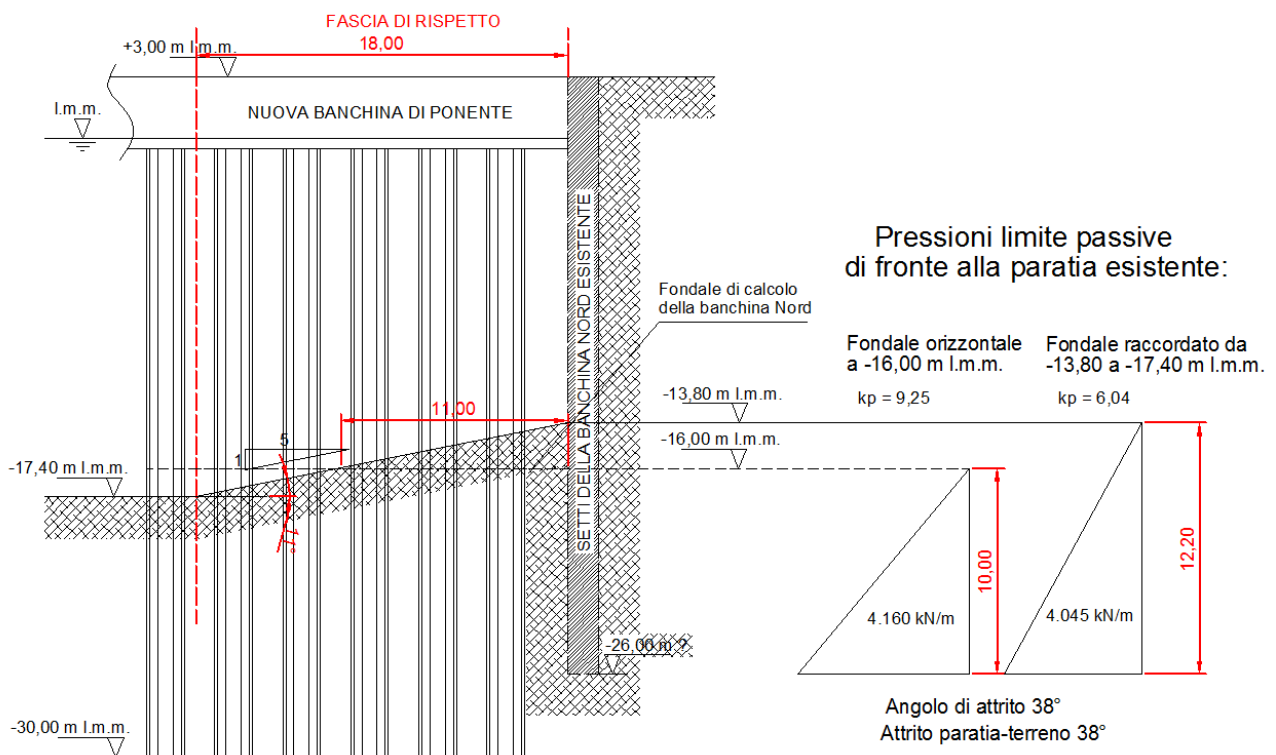


Figura 70: Berma di rispetto da mantenere al piede del banchinamento esistente (banchina NORD)



9.6.2. BANCHINA G ESISTENTE – PALANCOLATO SOMMERSO E FASCIA DI RISPETTO

In Figura 71 è indicato uno stralcio planimetrico con l'indicazione del palancoato sommerso e della scarpata di raccordo da realizzarsi a tutela della banchina G esistente in occasione del futuro dragaggio. Nei paragrafi seguenti si mostreranno le considerazioni che hanno portato a ritenere sufficiente la berma al piede, lasciata di fronte al banchinamento G per la tutela della vecchia struttura ed il dimensionamento del palancoato sommerso.

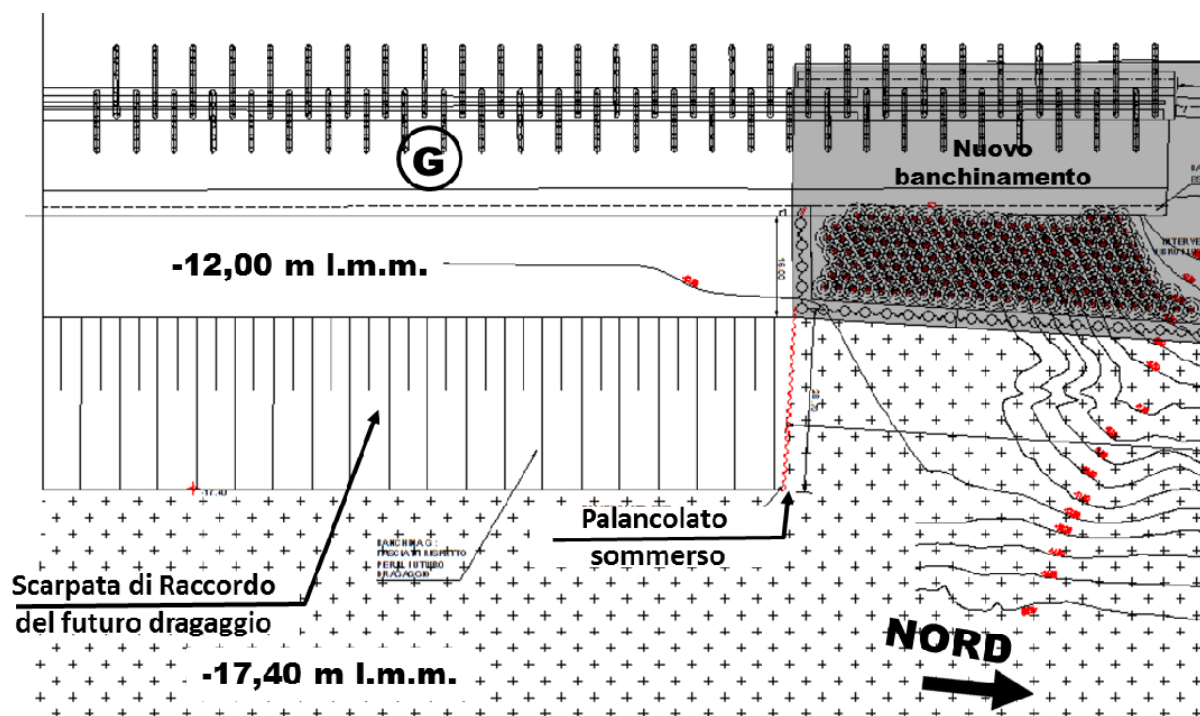


Figura 71: Stralcio planimetrico con l'indicazione del palancoato sommerso e della scarpata di raccordo da realizzarsi a tutela della banchina esistente G per il futuro dragaggio

9.6.2.1. Scarpata di raccordo prospiciente il vecchio banchinamento G

In Figura 72 è indicata una sezione trasversale della banchina G esistente con l'indicazione del fondale attuale e del fondale di progetto, sagomato in modo da mantenere una berma al piede dell'opera di 17,50 m a -12,00 m l.m.m., raccordata con pendenza 1:5 (H/B) al fondale di progetto, cosicché il massimo escavo si raggiunge ad una distanza di circa 45 m dal piede dell'opera.

Nella stessa figura è indicato un cerchio di scorrimento di instabilità generale. Si osserva che la berma ha dimensioni sufficienti a non interagire con il cinematismo di instabilità generale.

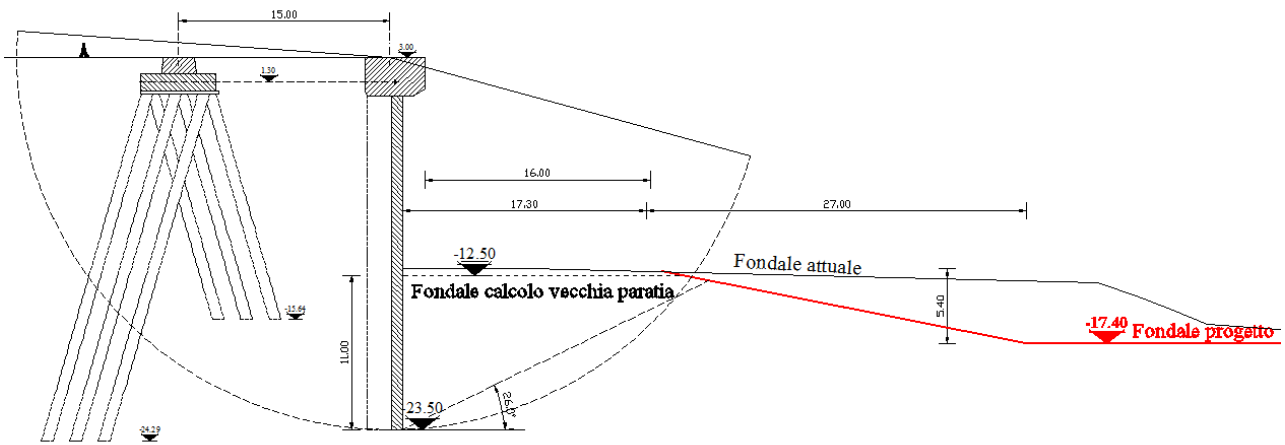


Figura 72: Sezione trasversale banchina G esistente: indicazione del fondale attuale, del fondale di progetto (in rosso) e di un cerchio di instabilità generale dell'opera

Inoltre in Figura 73 sono rappresentati i volumi di terreno coinvolti nel cuneo passivo al piede della paratia. Sia che si consideri un attrito nullo parete-terreno (linea di scorrimento rettilinea) che un attrito parete-terreno diverso da zero (linea di scorrimento composta con tratto di spirale logaritmica e tratto rettilineo) si osserva che la berma di terreno al piede è sufficiente a contenere tutto il terreno mobilizzato.

Grazie alla modesta pendenza del raccordo del fondale tra le profondità di 12,00 m e 17,40 m si ritiene trascurabile anche la variazione dello stato tensionale al piede dell'opera.

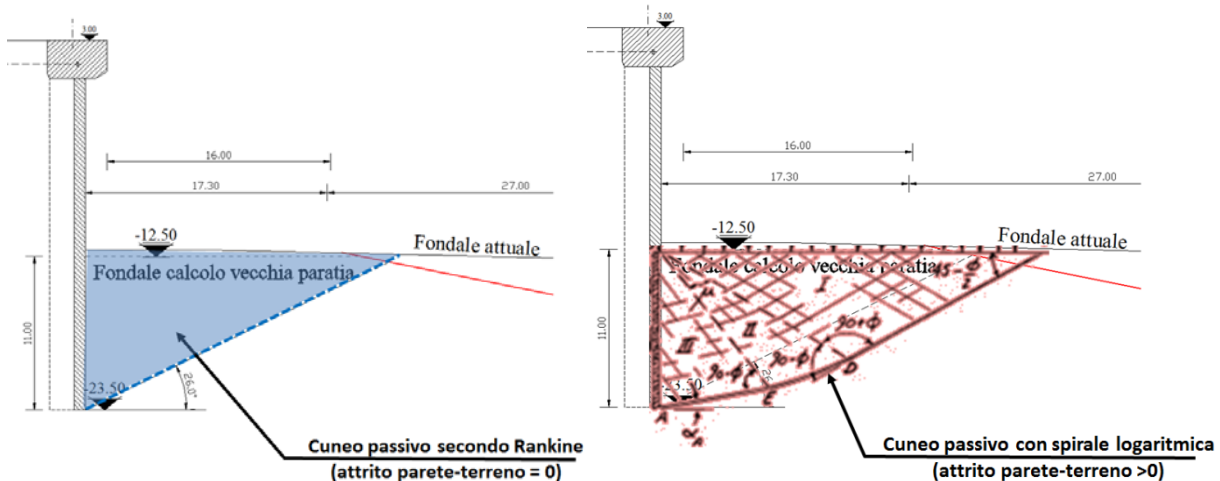



Figura 73: Sezione trasversale banchina G esistente: indicazione del cuneo passivo secondo Rankine (attrito parete-terreno nullo) e con spirale logaritmica (attrito parete-terreno > 0)

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

9.6.2.2. Dimensionamento del palancoato sommerso

Il palancoato sommerso allo spigolo del nuovo banchinamento permette di mantenere la piena sagoma della berma prospiciente il vecchio banchinamento G e, contemporaneamente, il fondale operativo a -17,40 m da l.m.m. di fronte al nuovo banchinamento.

La paratia sommersa scelta per sostenere in sicurezza lo scavo è una AZ26-700 di 15 m di lunghezza, infissa completamente nel fondale. Il modello di analisi di tale opera si compone di:

- paratia AZ26-700 estesa tra -12,0 e -27,0 m da l.m.m.;
- massima altezza di scavo a valle pari a $h = 5,40$ m;
- paratia sommersa a monte e a valle;
- modello geotecnico composto da sabbie ($\gamma=19$ kN/m³; $c' = 0$; $\varphi' = 38^\circ$; $E' = 50$ MPa)

L'analisi è stata svolta con il software SPW descritto in precedenza.

In Tabella 27 sono riassunti i risultati delle analisi, distinguendo le verifiche di sicurezza (le sollecitazioni allo stato limite ultimo, SLU e di salvaguardia della vita, SLV) da quelle di funzionalità (le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio, SLE e allo stato limite di danno, SLD).

Tabella 27. Risultati delle analisi della paratia sommersa

| | | Sicurezza | | | Funzionalità | |
|----------------------|-----------|---------------------|--------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Condizioni statiche | | Condizione sismica | Condizione statica | Condizione sismica |
| | | <i>SLU11</i> | <i>SLU12</i> | <i>SLV</i> | <i>SLE</i> | <i>SLD</i> |
| Palancoato metallico | M [kNm/m] | 148 | 155 | 872 | 114 | 548 |
| | T [kN/m] | 44 | 47 | 274 | 34 | 138 |
| Spost max paratia | [cm] | - | - | - | 3,9 | $\cong 20$ |

In Figura 74 sono mostrati i diagrammi della sollecitazione di taglio e flettente sulla paratia.

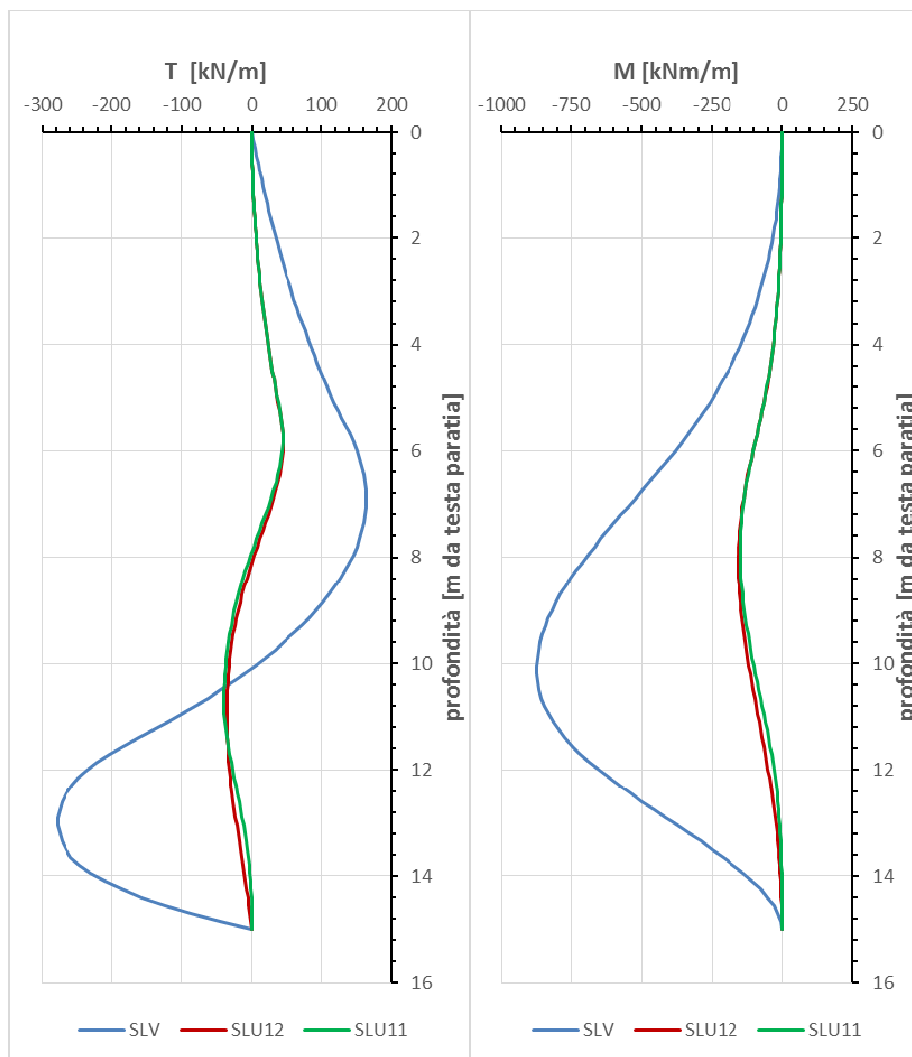


Figura 74 Diagrammi delle sollecitazioni T , M sulla paratia


La verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno ha portato alla valutazione dei seguenti fattori di sicurezza per le superfici più critiche considerate:

- Condizioni statiche $R_d/E_d = 2,55$
- Condizioni sismiche $R_d/E_d = 1,18$

In entrambi i casi le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale terreno-struttura sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale ($\gamma_R \geq 1,1$).

9.7. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Nel tratto in esame le opere da realizzare comprendono principalmente i pali tubolari di banchina, le barre di ancoraggio e la trave di ancoraggio.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Si suggerisce di installare DUE sezioni di misura avente ognuna la seguente strumentazione:

- 1 inclinometro $L=40$ m all'interno del palo tubolare di banchina per la misura della deformazione del palo di banchina;
- 1 inclinometro $L=20$ m attraverso il blocco di ancoraggio, per la misura degli spostamenti del blocco di ancoraggio;
- 4 strain-gauges (due su ogni barra di ancoraggio) su due barre adiacenti all'inclinometro installato sul tubolare per la misura degli sforzi di trazione sulle barre.

Inoltre in fase di progettazione esecutiva dovranno essere dettagliati il campo prova per l'esecuzione del trattamento di vibroflottazione e le relative prove di controllo necessarie alla verifica del buon esito dell'intervento.

10. SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

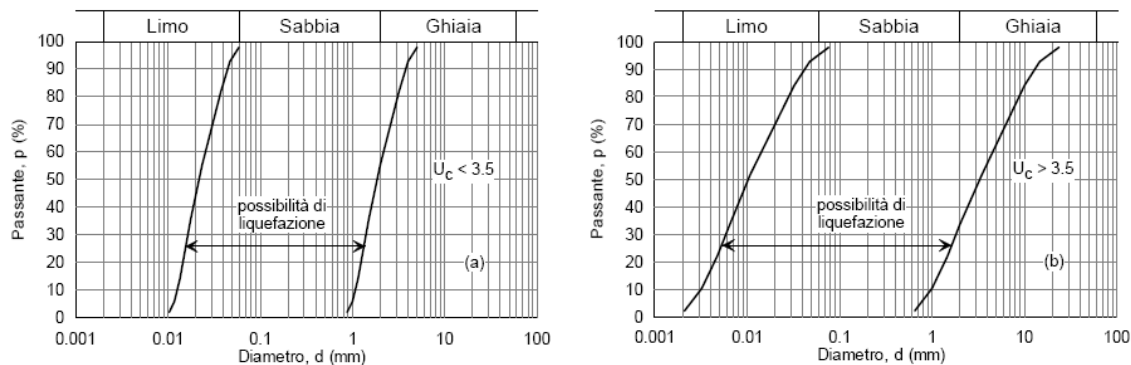
La Norma Tecnica nazionale (NTC 2008) impone una verifica di stabilità del sito dove sono ubicati i manufatti nei confronti dei possibili fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica nei confronti del fenomeno della liquefazione può essere omessa solo nei casi in cui si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- gli eventi sismici siano di magnitudo $M < 5$;
- le accelerazioni attese siano inferiori a $0,10g$;
- il livello della falda sia collocato oltre 15 metri da piano campagna;
- i depositi siano costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- l'assortimento granulometrico dei materiali interessati ricada all'esterno del fuso granulometrico che caratterizza il campo della liquefazione; pertanto la distribuzione granulometrica deve essere esterna alle zone indicate nella figura seguente rispettivamente



nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Le condizioni 1, 2, 3 e 5 non sono soddisfatte per il sito in oggetto e la natura del materiale considerato.

Per verificare la condizione 4 sull'addensamento del terreno si sono considerate le prove SPT normalizzate come indicato nella R03 - Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e le prove CPTu normalizzate come indicato nel seguito al valore q_{c1N} .

La normalizzazione alla tensione efficace di confinamento può essere effettuata attraverso la formulazione di Robertson e Wride:

$$q_{c1N} = C_q \left(\frac{q_c}{p_a} \right) = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \cdot \left(\frac{q_c}{p_a} \right)$$

dove: q_c è la resistenza alla punta; p_a è il valore della pressione atmosferica espressa nella medesima unità di misura di q_c e σ'_{v0} ; n è un esponente che vale 0,5 per sabbie pulite, 1,0 per terreni argillosi e variabile tra 0,5 ed 1 per limi e limi sabbiosi.

In Figura 75 sono rappresentati i valori di N_{SPT} di campagna ed i relativi valori normalizzati $(N_1)_{60}$, nonché i valori della resistenza alla punta q_c con i relativi valori normalizzati q_{c1N} : si osserva che entrambe le elaborazioni indicano valori prossimi ai limiti di esclusione dal rischio di liquefazione dei terreni. Tale risultato è peraltro in linea con lo studio eseguito da Facciorusso e Vannucchi (*Liquefaction hazard maps of the harbour area of Gioia Tauro (Italy) by geo-statistical methods*, 2003) che indica un rischio di liquefazione dei terreni nell'area portuale solo in prossimità dell'imbocco del porto, a Sud, mentre spostandosi a nord il rischio diventa molto basso.

In ogni caso ed in via cautelativa la verifica viene comunque eseguita e presentata nel seguito.

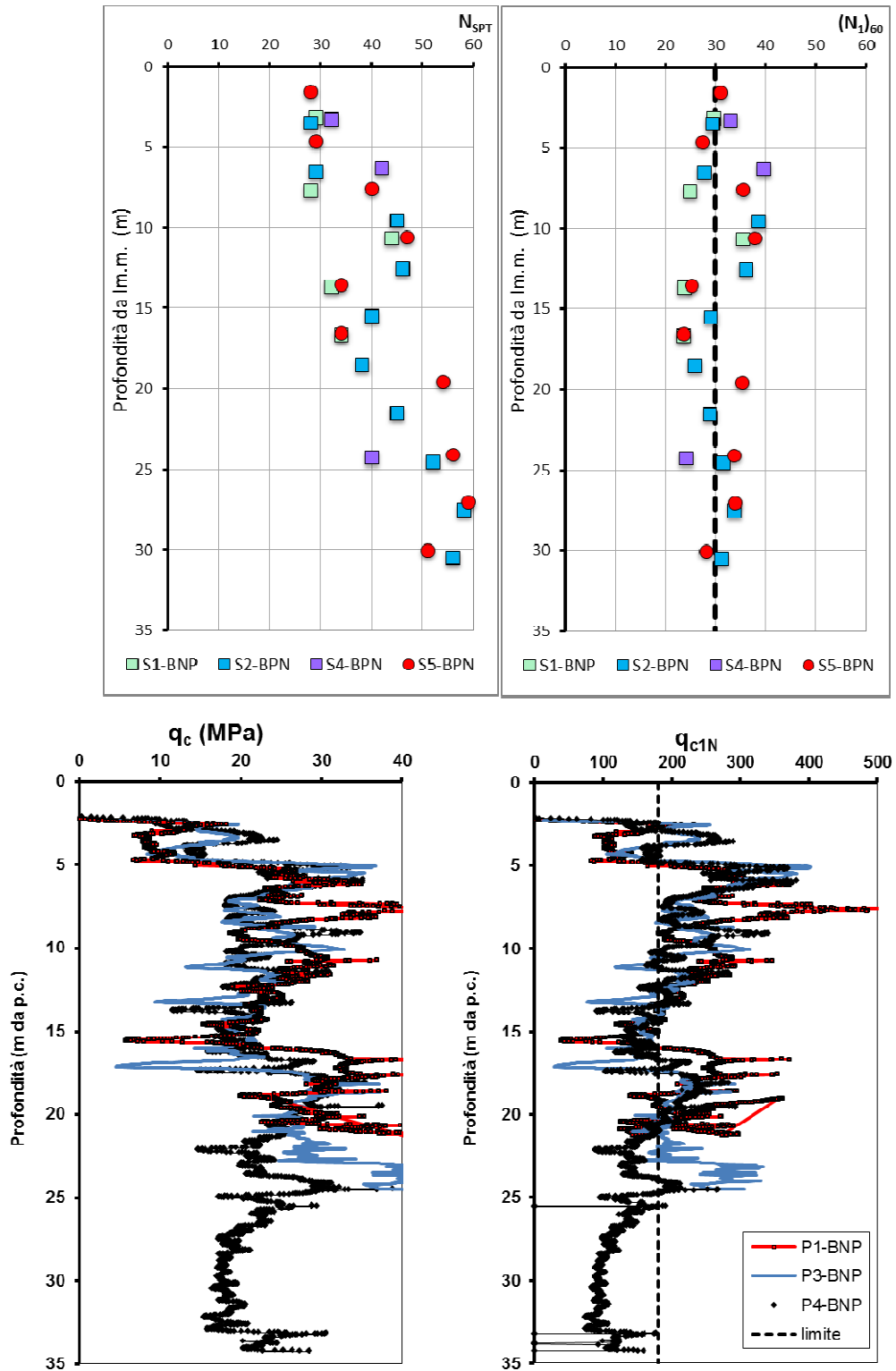



Figura 75: N_{SPT} e CPT normalizzate per valutare criteri di esclusione della verifica a liquefazione.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

10.1. Valutazione del rischio di liquefazione

La valutazione del rischio di liquefazione può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (CSR).

La verifica alla liquefazione viene effettuata, per il caso in esame, sfruttando le correlazioni recentemente messe a punto da Robertson (Robertson, 2010), basate sui dati di prove penetrometriche statiche.

L'analisi viene suddivisa in due fasi:

- calcolo della sollecitazione di taglio indotta dal sisma di progetto alla varie profondità, misurata dal parametro CSR*;
- determinazione della resistenza alla liquefazione offerta dal terreno, misurata dal parametro CRR, in funzione della resistenza alla penetrazione qc.

L'intensità della sollecitazione di taglio indotta dal sisma, funzione dell'accelerazione di progetto, della magnitudo del sisma e delle tensioni efficaci presenti, può essere valutata dallo sforzo ciclico equivalente normalizzato alle tensioni e alla magnitudo (CSR*) nel seguente modo:

$$CSR^* = \frac{0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d}{DWF_M \cdot K_\sigma}$$

dove:

a_{\max} massima accelerazione orizzontale di progetto;

g accelerazione di gravità;

σ_v tensione totale verticale;

σ'_v tensione efficace verticale;

r_d fattore di massa funzione della profondità, della rigidità del terreno, dell'accelerazione massima e della magnitudo del sisma;

DWF_M fattore correttivo che dipende dalla magnitudo del sisma;

K_σ fattore correttivo che dipende dalla tensione efficace alla profondità di prova.

Nel caso specifico è stata assunta un'accelerazione massima di progetto a piano campagna pari a **0,334g** con un sisma di magnitudo **7,3**.



La resistenza alla liquefazione del terreno, $CRR_{7,5}$, viene valutata seguendo la procedura iterativa indicata nel diagramma di flusso presentato in Figura 76.

Il rapporto, eseguito punto per punto, tra la resistenza $CRR_{7,5}$ e la sollecitazione CSR^* fornisce il cosiddetto coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FS_L).

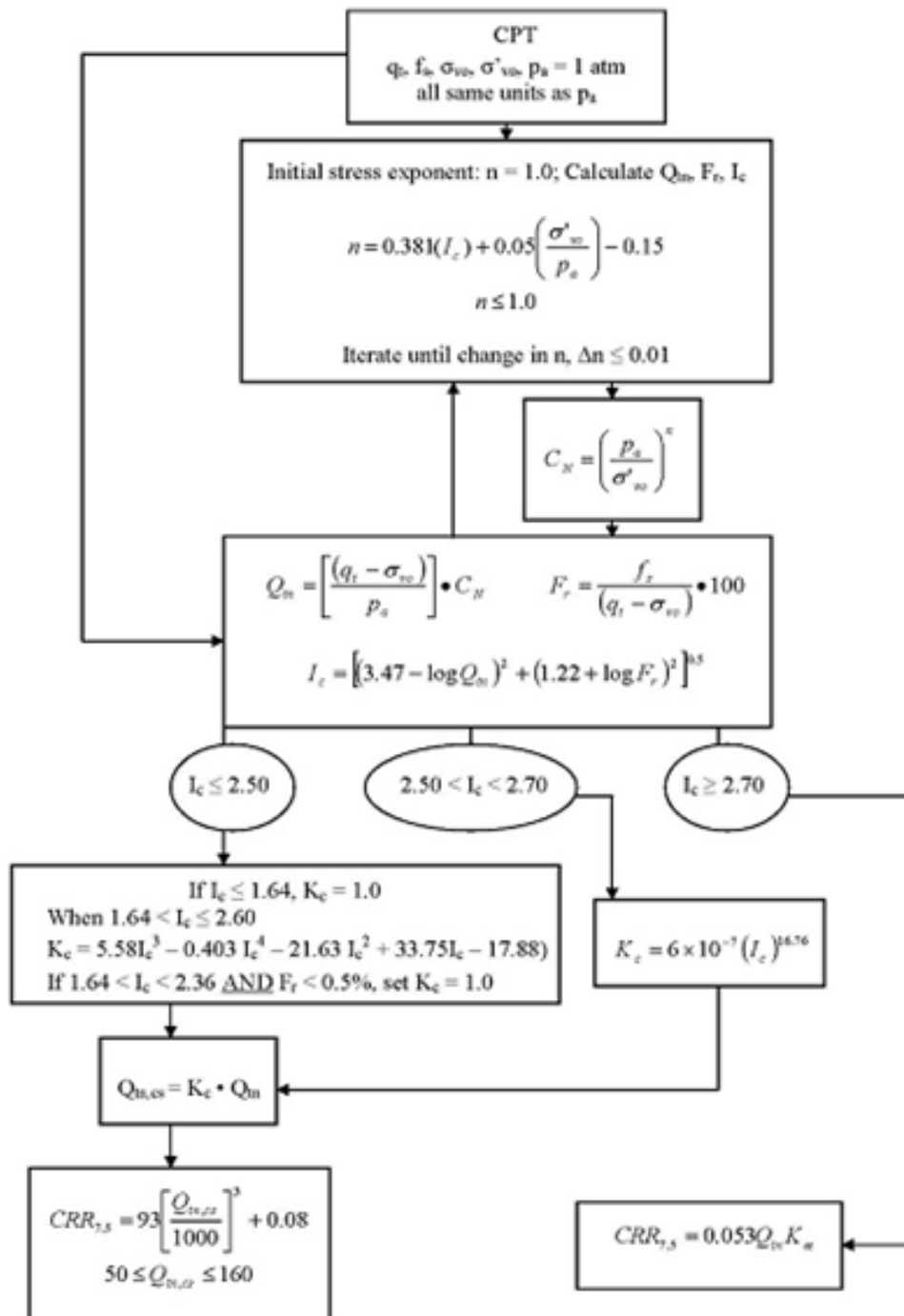


Figura 76: Procedura per la valutazione della resistenza alla liquefazione $CRR_{7,5}$ secondo Robertson, 2010.



Applicando la procedura sopra descritta alle verticali CPT P1-BNP, P3-BNP, P4-BNP si ottengono i grafici di Figura 77, Figura 78, Figura 79.

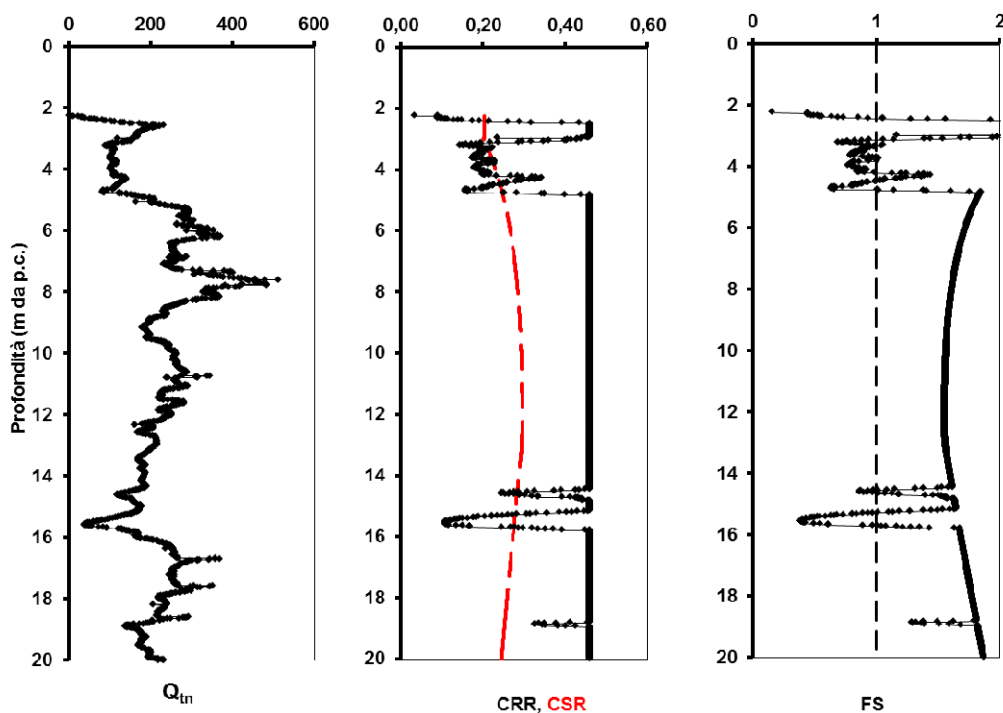
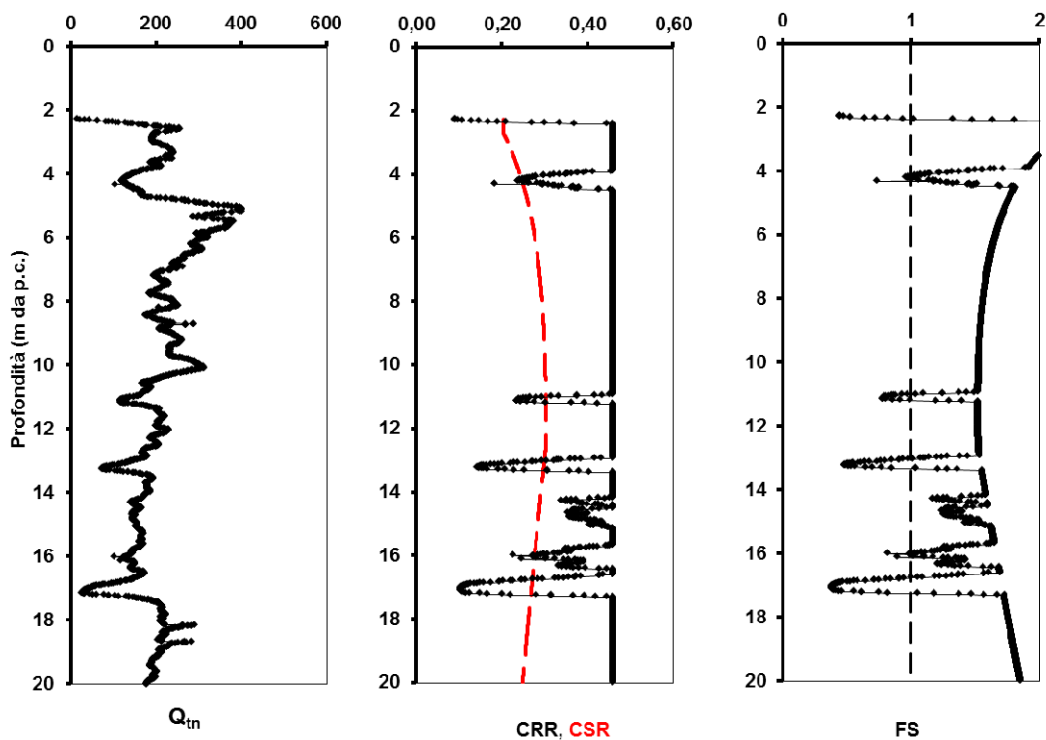


Figura 77: Valutazione del rischio per la verticale CPT P1-BNP




| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 78: Valutazione del rischio liquefazione per la verticale CPT P3-BNP

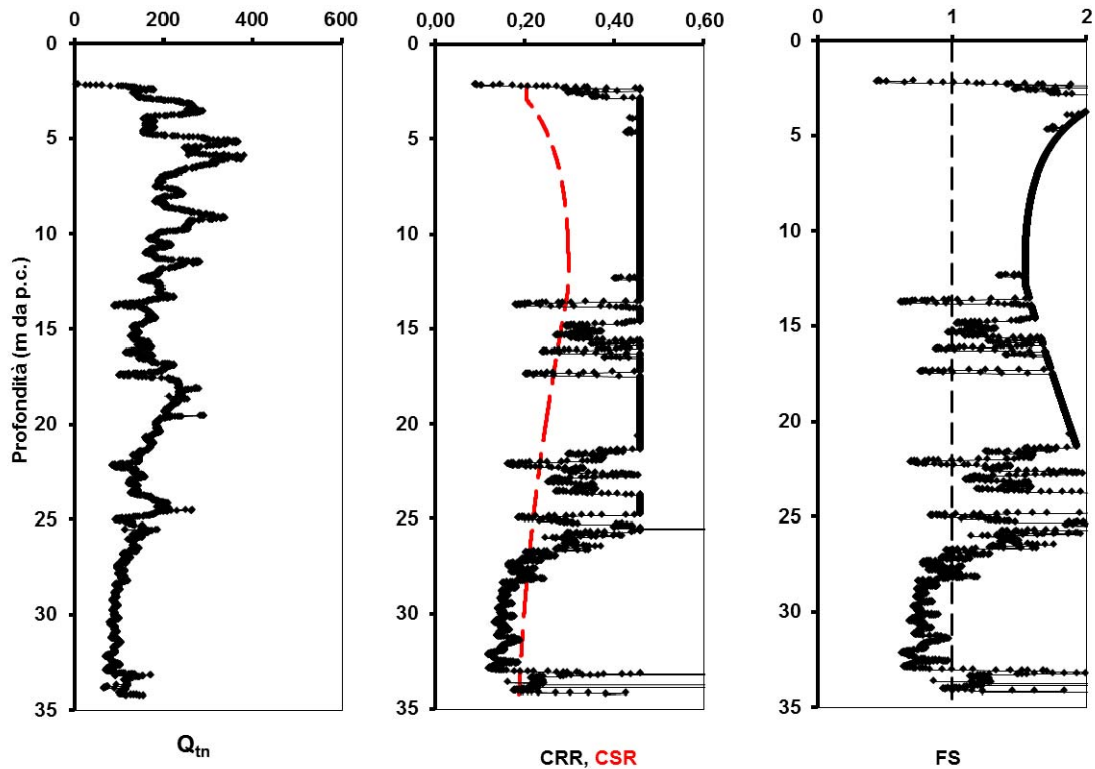


Figura 79: Valutazione del rischio liquefazione per la verticale CPT P4-BNP


Le analisi indicano che nei primi 20-25 m da piano campagna il rischio liquefazione è correlato solo a livelli locali molto limitati. La verticale P4-BNP, estesa fino a 35 m, indica che la porzione più profonda ha un rischio di liquefazione potenzialmente più alto, anche se l'elevata profondità fa ritenere meno significativo il fenomeno.

In ogni caso il coefficiente di sicurezza alla liquefazione rappresenta una grandezza puntuale non in grado di valutare le effettive conseguenze del fenomeno. Una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze può essere fornita dall'indice del potenziale di liquefazione (LPI, Iwasaki *et al.*, 1978). L'indice LPI è definito dal seguente integrale:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Dove z è la profondità dal piano campagna, espressa in metri ed $F(z)$ è una funzione del fattore di sicurezza FS_L alla profondità z data da:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS_L(z) & \text{per } FS_L(z) \leq 1 \\ 0 & \text{per } FS_L(z) > 1 \end{cases}$$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

e $w(z)$ è una funzione della distanza dell'elemento dal piano campagna, data da:

$$w(z) = 10 - 0,5 z$$

Secondo le indicazioni di Iwasaki *et al.* (1982) confermate anche dagli studi di Toprak e Holzer (2003), si hanno manifestazioni superficiali della liquefazione per $LPI > 5$.

In Figura 80 è indicato lo sviluppo del potenziale di liquefazione lungo le tre verticali già considerate. Come conseguenza del fatto che il peso dello strato liquefacibile è funzione della profondità e che la profondità di interesse è limitata a 20 m, si ha che il potenziale di liquefazione è molto basso.

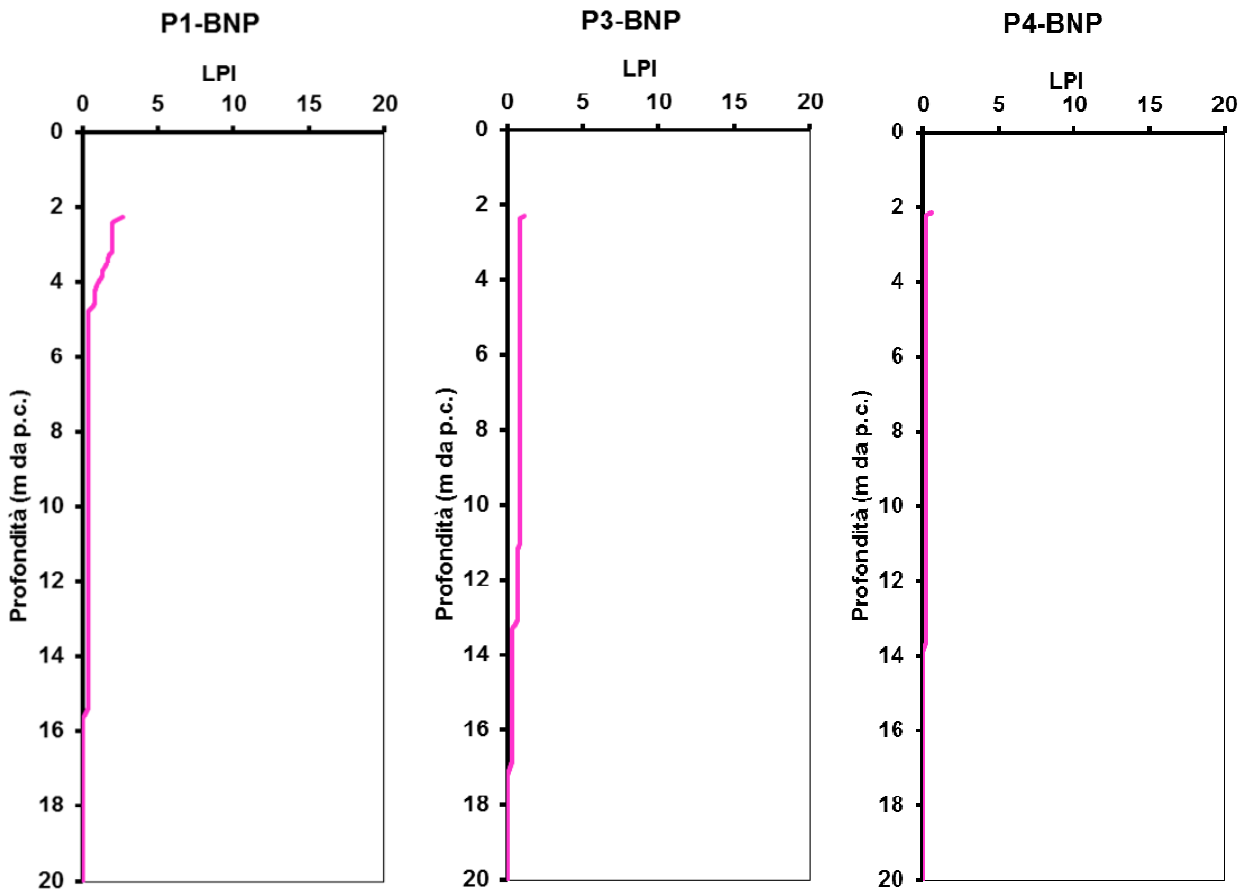



Figura 80: Potenziale di liquefazione per le verticali P1-BNP, P3-BNP e P4-BNP

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11. RELAZIONE SULLE VERIFICHE STRUTTURALI

Lo schema progettuale prevede la realizzazione della banchina attraverso la realizzazione di un robusto palancolato metallico come descritto nel cap.1. La quota di banchina è posta alla +3,00 metri dal livello medio marino.

Per soddisfare le previste caratteristiche prestazionali della nuova banchina, il palancolato deve essere progettato per sostenere un sovraccarico di 40 kN/m², la presenza di una gru semovente di cui al paragrafo 8.2.4., il tiro delle bitte da 100t poste una ogni 25 m e le spinte del terreno a tergo con fondali di progetto fino alla -17,40 m dal l.m.m.


Di seguito sono riportati i dati geometrici delle sezioni adottate nei modelli di calcolo sviluppati e nelle tavole.

PALANCOLATO DI BANCHINA

| | |
|------------------------------------|--|
| <i>Tipologia palancolato</i> | Parete combinata: palo $\Phi 1829$ sp.20mm + AZ26-700 |
| <i>Lunghezza palancolato</i> | 30,40 m (palo) / 22,8m (AZ26-700) |
| <i>Q.ta testa palancolato</i> | +0,40 m da l.m.m. (palo e AZ26-700) |
| <i>Q.ta infissione palancolato</i> | -30,00 m s.m.m. (palo) / -22,40 m s.m.m. (AZ26-700) |
| W_{PARETE} | 15.455,34 cm ³ /m |
| J_{PARETE} | 1.413.391,25cm ⁴ /m |
| <i>Tipo di acciaio</i> | S420NH palo / S430GP palancola |

TIRANTI DI ANCORAGGIO

| | |
|--|-----------------------|
| Tipologia tiranti | Tipo ANKER ASF500 |
| Diametro nominale minimo | 100 mm |
| Q.ta tiranti | +0,50 m l.m.m. |
| Interasse | 3,29 m. |
| A_s | 85,56 cm ² |
| A_g | 78,54 cm ² |
| Lunghezza nominale (distanza assi palancolato-corpo morto) | Variabile 35-39m |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

TRAVE DI ANCORAGGIO

| | |
|----------------------|--|
| Sezione | 2,5x5,0m (terminale sud)- 3,0x4,5m (sezione tipo corrente.) |
| Q.ta estradosso | +2,00 m da l.m.m. |
| Q.ta intradosso | -3,00 m da l.m.m. (terminale sud) / -2,50 m da l.m.m. (sezione tipo corrente.) |
| Tipo di calcestruzzo | C35/45 (Cl. Esposizione XS3) |

TRAVE DI BANCHINA

| | |
|----------------------|------------------------------|
| Sezione | 3,0x3,5 m |
| Q.ta estradosso | +3,00 m da l.m.m. |
| Q.ta intradosso | -0,50 m da l.m.m. |
| Tipo di calcestruzzo | C35/45 (Cl. Esposizione XS3) |

11.1. 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 nuova normativa nazionale “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 e secondo quanto indicato nelle normative europee. In particolare, per quest’ultime, si è fatto riferimento a quanto prescritto per i *combined walls* (paratia composta da un elemento principale ed uno secondario) nel EN 1993-5 “Design of steel structures – Part 5: Piling”. Gli elementi primari, pali in acciaio, agiscono come elementi di ritegno del terreno e dell’acqua e possono agire come pali di fondazione per i carichi verticali; gli elementi secondari, palancola AZ26-700, riempiono solo il vuoto tra gli elementi primari e trasmettono i carichi del terreno e dell’acqua agli elementi primari.

Le verifiche strutturali sono state svolte per tutte le combinazioni già indicate nel capitolo 8.1.2 relativo alle verifiche geotecniche, secondo quanto prescritto al cap. 6.5.3.1.2 delle NTC2008.

Pertanto i calcoli e le verifiche sono state condotte secondo:

- Approccio 1 con le due combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1: per le verifiche delle opere di sostegno flessibili;
- Approccio 1 Combinazione 2: per le verifiche di stabilità globale;
- Approccio 2: per le verifiche del blocco di ancoraggio;

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I della norma.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Per le strutture di sostegno, con riferimento alle combinazioni sopra citate sono considerati i seguenti stati limite ultimi (SLU):

- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia
- Raggiungimento della resistenza strutturale del tirante di ancoraggio
- Raggiungimento della resistenza strutturale della trave di banchina
- Raggiungimento della resistenza strutturale della trave di ancoraggio
- Raggiungimento della resistenza dei collegamenti

Le verifiche sono condotte con riferimento sia a condizioni globali sia ad effetti locali.

Per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono state svolte le seguenti valutazioni:

- verifica di fessurazione della trave di banchina
- verifica delle tensioni di esercizio della trave di banchina

11.2. Verifica del palancolato principale

Per la verifica degli elementi primari costituenti la parete combinata di progetto sono stati considerati gli effetti globali delle azioni dovute alle pressioni idrauliche e del terreno; tutta la resistenza è affidata ai soli pali circolari, trascurando la resistenza offerta dal palancolato AZ. Tale ipotesi è sicuramente cautelativa ed avvallata dalle teorie di formazione di un arco di spinta a tergo della paratia. Inoltre, a maggiore cautela, le verifiche hanno trascurato, oltre al contributo resistente della palanca intermedia, anche quello del gargame di collegamento e del riempimento del tubolare in calcestruzzo.

Pertanto le verifiche di seguito esplicitate considerano le caratteristiche inerziali del solo palo circolare ed una sezione trasversale resistente priva del riempimento previsto da progetto; la presenza del calcestruzzo è invece considerata in termini di rigidità assegnata all'elemento nel modello geotecnico di riferimento.

Le verifiche sono state condotte nel rispetto delle prescrizioni della normativa nazionale e di quella europea, garantendo il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio. Il soddisfacimento della verifica è stato controllato per ogni sezione e per ciascuna combinazione di carico, considerando anche le fasi costruttive intermedie.

La sezione trasversale del tubo in acciaio è di classe 4 secondo le prescrizioni della Tabella 4.2.III in quanto il rapporto diametro/spessore (d/t) risulta maggiore di $90\epsilon^2$, considerando un acciaio S420NH. Per tali sezioni, la norma italiana rimanda alla normativa europea EN 1993-1-6 "Strength



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

and stability of shell structures” in cui sono contenute le indicazioni per le verifiche delle sezioni sottili a piastra in acciaio. Inoltre per i palancolati metallici la normativa di riferimento è l’Eurocodice 3 parte 5 (EN 1993-5 “Piling”).

Il tubo in questione è riempito, a tutte le quote caratterizzate da sollecitazioni significative, con calcestruzzo a resistenza, pertanto ai sensi dell’EN 1993-5, al paragrafo 5.5.4 punto (9) è chiaramente specificato che nel caso di pali tubolari riempiti con calcestruzzo o materiale arido compatto e non coesivo si possa considerare nelle verifiche la resistenza della sezione piena, non ridotta per effetto della instabilità locale. Il riempimento produce inoltre una notevole “resistenza” all’ovalizzazione, che diventa quindi un effetto trascurabile (Appendice D, par.D.2.2. punto (5) della medesima EN 1993-5).

Di fatto quindi la sezione è da trattare come sezione in classe 3.

Pertanto la verifica è svolta in termini tensionali considerando le resistenze fino al limite elastico, senza riduzioni per instabilità locale né incrementi per sfruttamento del campo plastico dei materiali.

Per il calcolo delle tensioni sollecitanti di progetto, il campo risultante bidimensionale delle tensioni primarie sono rappresentate da una tensione di progetto equivalente data dal criterio di Von Mises:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3(\tau_{x\theta,Ed}^2 + \tau_{xn,Ed}^2 + \tau_{\theta n,Ed}^2)}$$

in cui per $\sigma_{x,Ed}$ si intende il valore di tensione di progetto agente in direzione meridionale della membrana; per $\sigma_{\theta,Ed}$ si intende il valore di tensione di progetto agente in direzione circonferenziale della membrana; per $\tau_{x\theta,Ed}$, si intende il valore di tensione tangenziale di progetto agente nel piano membrana; per $\tau_{xn,Ed}$ e $\tau_{\theta n,Ed}$ si intendono le tensioni tangenziale associate alla flessione in direzione trasversale a quella meridionale e circonferenziale (espressioni riportate nell’Appendice A dell’EN 1993-1-6).


Il valore di resistenza di progetto con cui confrontare la tensione equivalente di Von Mises è pari a:

$$f_{eq,Rd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Il fattore parziale di sicurezza γ_{M0} è pari a 1,05 come da Appendici Nazionali.

In ogni verifica di questo stato limite, le tensioni di progetto dovrà soddisfare la condizione:

$$\sigma_{eq,Ed} \leq f_{eq,Rd}$$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Di seguito si riportano le verifiche effettuate estrapolando dalle tabelle, riportate negli allegati di calcolo, quelle che sono risultate più gravose in termini di sollecitazioni agenti e di resistenze offerte.

Verifica in condizioni finali

I risultati delle verifiche in tutte le sezioni e nelle diverse combinazioni sono riportate negli allegati di calcolo alla presente relazione.

La combinazione di carico più gravosa è risultata essere la **combinazione SLV** con le seguenti sollecitazioni indicate con riferimento ad un singolo palo ad interasse di 3,29 m. (i valori massimi sono corrispondenti a quelli riportati al capitolo 9, moltiplicati per l'interasse)

Sezione corrente

| Combo | Quota (s.l.m.m) | NEd (kN) | MEd (kNm) | VEd (kN) | $\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) ² | $f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa) | Controllo verifica |
|-------|-----------------|----------|-----------|----------|---|--|--------------------|
| SLV | -11,88 | 1775,7 | 15.079,0 | 7,92 | 97.457,4 | 160.000,00 | OK |

Sezione sud


| Combo | Quota (s.l.m.m) | NEd (kN) | MEd (kNm) | VEd (kN) | $\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) ² | $f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa) | Controllo verifica |
|-------|-----------------|----------|-----------|----------|---|--|--------------------|
| SLV | -11,50 | 1629,1 | 13.196,8 | 10,04 | 75.007,21 | 160.000,00 | OK |

Le verifiche sono soddisfatte.

Negli allegati di calcolo sono svolte le verifiche complete della sezione corrente in quanto maggiormente sollecitata, e le verifiche di instabilità globale per la presenza contemporanea di tutte le componenti della sollecitazione N-V-M che risultano tutte soddisfatte.

Verifica in condizione transitoria

Come già illustrato al cap.9.2 della presente relazione, durante le fasi esecutive il palancolato si trova in una condizione transitoria di schema statico a sbalzo senza ritegno sommitale in presenza di fondale antistante a -12 m e riempimento a tergo fino alla -1,00, cioè alla quota idonea per la posa dei tiranti. Le sollecitazioni sono quindi calcolate in tale condizione di comportamento a mensola, in assenza di azione sismica, essendo una condizione transitoria con durata inferiore ai 2 anni.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Si esplicita quindi la verifica della sezione:

| Combo | Quota (s.l.m.m) | NEd (kN) | MEd (kNm) | VEd (kN) | $\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) ² | $f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa) | Controllo verifica |
|---------|--------------------|-------------|--------------|-------------|--|---|-----------------------|
| SLU12-1 | -15,78m | 412,1 | 5271,6 | 7,35 | 11.513,45 | 160.000,00 | OK |

Le verifiche di deformabilità del palancolato sono state già riportate nei capitoli 9.1 e 9.2.

11.3. Verifica del tirante

Per la verifica allo stato limite ultimo, sulla base del modello di calcolo geotecnico descritto nei capitoli precedenti, si determina lo sforzo massimo di trazione agente su ciascun tirante (N_{Ed}) corrispondente al salto della sollecitazione tagliante alla quota +0,50 l.m.m. in combinazione SLV.

I valori massimi sono i seguenti:

Sezione terminale Sud: $N_{max} = 2508$ kN

Sezione tipo corrente: $N_{max} = 2878$ kN

Per l'ancoraggio della terminale nord della banchina è necessario eseguire una specifica verifica in quanto i tiranti non sono disposti perfettamente ortogonali al palancolato ma ruotati fino ad un massimo di circa $17,6^\circ$; è quindi svolta una specifica verifica in modo che il tirante sebbene orientato sia in grado di garantire l'azione necessaria alla stabilità.

Pertanto la reazione che deve essere esplicita dal tirante per il soddisfacimento delle verifiche è pari a:

$$F_{Ed, incl. nord} = N_{max, sez. Tipo} / \cos 17,6^\circ = 2878 / \cos 17,6^\circ = 3019,94 \text{ kN}$$

La determinazione delle resistenza massima deve essere eseguita secondo quanto prescritto dalla normativa europea armonizzata UNI EN 1993-5 al punto 7.2.3. dove, per lo stato limite ultimo, la resistenza a trazione del tirante è pari a:

$$F_{t, Rd} = \min(F_{tt, Rd}; F_{tg, Rd})$$

Nel seguito è svolta la verifica con un prodotto commerciale tipo ASF500 di sezione M110, diametro efficace $\varnothing 100$ mm.


Il tirante deve garantire le seguenti caratteristiche geometriche minime:

$$\varnothing_{shaft} = 100 \text{ mm}$$

$$A_s = 8556 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 7854 \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

$$f_{ua} = 680 \text{ MPa}$$

Il primo termine è pari a:

$$F_{tt,Rd} = k_t * \frac{f_{ua} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 0,90 * \frac{680 \cdot 8556}{1,25} = 4189017 \text{ N} = 4189,02 \text{ kN}$$

dove:

- γ_{M2} è pari a 1,25 secondo l'Appendice nazionale;
- k_t è pari a 0,90 secondo l'Appendice nazionale.

Il secondo termine è pari a:

$$F_{tg,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{500 \cdot 7854}{1,05} = 3740000 \text{ N} = 3740 \text{ kN}$$

dove:

- γ_{M0} è pari a 1,05 secondo l'Appendice nazionale;

La verifica del tirante è soddisfatta in quanto:

$$F_{Ed} = 3019,64 \text{ kN} < F_{t,Rd} = \min(F_{tt,Rd}; F_{tg,Rd}) = 3740 \text{ kN}$$

Per le verifiche allo stato limite di esercizio, secondo quanto previsto al §7.2.4 dell'EN 1993-5, la sezione del tirante viene verificata al fine di impedire le deformazioni dovute allo snervamento sotto le combinazioni di carico caratteristiche. Ciò è soddisfatto se:

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}}$$

dove

- A_s è l'area stress a trazione della porzione filettata o la sezione piena del gambo, comunque quella più piccola;
- $F_{t,ser}$ è la forza assiale del tirante in combinazione;
- $\gamma_{Mt,ser}$ è il fattore parziale e, in accordo alle Appendici Nazionali, è pari a 1,10.

Nel caso specifico, la forza sollecitante allo stato limite di esercizio in combinazione SLD è pari a:

$$F_{t,ser} = 2125 \text{ kN} / \cos 17,6^\circ = 2229,35$$

La forza assiale di verifica è pari a:

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}} = \frac{500 \cdot 8556}{1,10} = 3889,09 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica allo stato limite di servizio è dunque soddisfatta.



La scelta della sezione è quindi idonea anche per garantire la sicurezza anche dopo 50 anni di vita della struttura.

11.3.1. Verifica locale dei piatti di collegamento per ancoraggio

Il sistema di aggancio del tirante nella trave di banchina è costituito da una serie di piatti saldati come da figura sottostante:

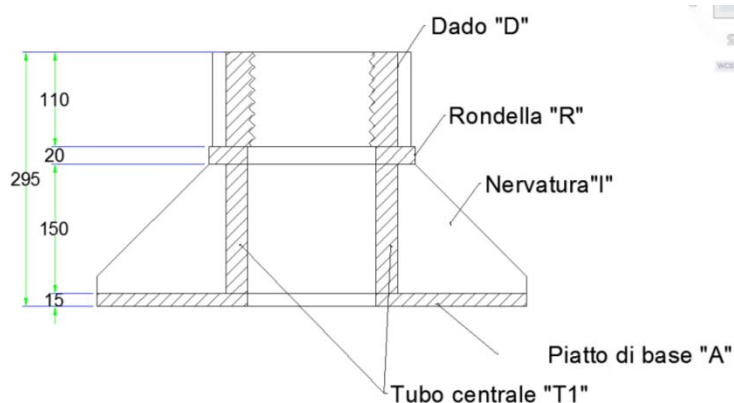


Figura 81 _ Sistema di aggancio tirante trave di banchina

Il tubo centrale T1 è di forma quadrata (si vedano elaborati grafici) con lato misurato esternamente di 200 mm e spessore 30mm.

Si è proceduto ad effettuare le principali verifiche locali per il suo dimensionamento quali la verifica a compressione semplice ed a instabilità dei singoli piatti del tubo centrale “T1”.

Per la verifica a compressione della sezione del tubo centrale occorre verificare che:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 <$$

in cui N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo assunta pari alla resistenza a snervamento del tirante (calcolata al p.to precedente) incrementata di un coefficiente di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ in modo tale da rispettare il principio di gerarchia delle resistenze enunciato al p.to 1 della presente relazione. Pertanto $N_{Ed} = F_{t,Rd} * \gamma_{Rd} = 3740 \text{ kN} * 1,10 = 4114 \text{ kN}$

$N_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione che vale

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

in cui A è l'area resistente del tubo a compressione pari a $4*(30*170)=20.400 \text{ mm}^2$, f_{yk} è la tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa e γ_{M0} è pari a 1,05 come da Tab.4.2.V della norma.

La verifica è di seguito riportata:



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
 R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

$$N_{Ed} = 4114 \text{ kN} < N_{c,Rd} = \frac{20400 \cdot 355}{1.05 \cdot 1000} = 6.897,1 \text{ kN}$$

pertanto la verifica a compressione risulta soddisfatta.

Per la verifica di stabilità di un'asta compressa deve risultare, secondo quanto prescritto nel §4.2.4.1.3.1 della norma nazionale, che:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

in cui N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo pari a 411,4 t; $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa e vale


$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

in cui:

- A è l'area resistente a compressione
- f_{yk} è la tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- γ_{M1} è pari a 1,05 come da Tab.4.2.V della norma;
- $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$
- $N_{cr} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_1^2}$
- $\phi = 0,5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

Si riporta nel seguito la verifica di cui sopra svolta con riferimento al singolo piatto componente il tubo e che risulta soddisfatta.

| VERIFICA a instabilità dei lati del tubo $N_{Ed}/N_{b,Rd} < 1$ | | | |
|--|---------------|-----------------|---|
| Spessore piatti tubo | 30 | mm | |
| A (singolo piatto del tubo) | 5100 | mm ² | |
| $N_{Ed} = 411,4/4$ | 102,77 | t | $N_{b,Rd} > N_{Ed}$ Verifica soddisfatta |
| $N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / 1,05$ | 171,94 | t | |
| χ | 0,9971 | <1 | |
| Φ | 0,5225 | | |
| λ | 0,205608123 | >0,2 | |
| α | 0,49 | | |
| Ncr | 42827033,38 | N | |
| Jz | 405000 | mm ⁴ | |
| L ₀ | 140 | mm | |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11.3.2. Verifica del tirante nel terminale d'angolo SUD

Per l'ancoraggio della porzione d'angolo sud è necessario verificare che l'azione necessaria ai fini della stabilità della porzione ortogonale al tratto principale (pali da 1p a 4p dell'elaborato grafico) venga assorbita da un tirante che si trova orientato di 47° rispetto all'ortogonale alla trave di banchina. Pertanto la reazione che deve essere esplicata dal tirante per il soddisfacimento delle verifiche è pari a:

$$N_{incl} = N_{max_{sezSUD}} / \cos 47^\circ = 3677 \text{ kN}$$

Il tirante in tale posizione deve essere quindi in grado di portare tale azione sulla base di analoghe verifiche a quelle svolte per la sezione corrente, la verifica è stata eseguita secondo quanto prescritto dalla normativa europea armonizzata UNI EN 1993-5 al punto 7.2.3. considerando il valore massimo derivante dai due schemi.

Poiché il carico è superiore a quello di progetto per il tirante M110 ($\varnothing 100$ mm), è necessario prevedere un tirante di sezione superiore, scelta pari a M130 ($\varnothing 120$) per offrire adeguati margini di sicurezza in presenza di corrosione.

Il tirante deve garantire le seguenti caratteristiche geometriche:

$$\varnothing_{shaft} = 120 \text{ mm}$$

$$A_s = 12149 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 11310 \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ua} = 680 \text{ MPa}$$

La verifica è condotta ai sensi il punto 7.2 della normativa europea EN 1993-5.

Per lo stato limite ultimo, la resistenza a trazione del tirante è pari a:

$$F_{t,Rd} = \min(F_{tt,Rd}; F_{tg,Rd})$$

Il primo termine è pari a:


$$F_{tt,Rd} = k_t * \frac{f_{ua} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 0,90 * \frac{680 \cdot 12149}{1,25} = 5948150 \text{ N} = 5848 \text{ kN}$$

Il secondo termine è pari a:

$$F_{tg,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{500 \cdot 11310}{1,05} = 5385714 \text{ N} = 5385 \text{ kN}$$

La verifica del tirante è soddisfatta in quanto:

$$F_{ed} = 3677 \text{ kN} < F_{t,Rd} = \min(F_{tt,Rd}; F_{tg,Rd}) = 5385 \text{ kN}$$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11.4. Verifica della trave di banchina

La trave di coronamento del palancoato di dimensioni globali 3,0 x 3,50 m, denominata anche trave di banchina, deve risultare idonea a trasferire le azioni trasmesse dal palancoato ai tiranti di ancoraggio che costituiscono il ritegno in sommità al palancoato.

Nella configurazione di progetto sono riscontrabili 2 diverse condizioni di carico:

- condizione e sezione tipo corrente con 1 tirante disposto in asse alla palanca intermedia AZ
- condizione tratto terminale con due tiranti, uno disposto in asse alla palanca intermedia e uno disposto in asse al palo

La trave è stata verificata considerando una luce di calcolo pari all'interasse dei pali metallici costituenti il palancoato ($L = 3,29$ m); ciascuno palo è schematizzato cautelativamente come un vincolo di appoggio ad entrambe le estremità della porzione di trave verificata. La verifica è quindi finalizzata a garantire la trasmissione delle azioni dal tirante al palo che è applicato come carico esterno concentrato agente in mezzzeria (come da disegni) a tale trave.

Il valore del carico trasmesso dal tirante è stato assunto:

- (SLU) pari allo sforzo di snervamento del tirante maggiorato di un fattore di sovra resistenza pari a 1,1, così come considerato nella progettazione dell'ancoraggio del tirante.
- (SLE) pari alla sollecitazione determinata dal modello di calcolo nelle combinazioni Rara, Frequente e Quasi permanente.

La verifica è svolta solo per la sezione tipo corrente poiché la condizione del tratto terminale, benché più gravosa come azione totale applicata, non comporta un aggravio della verifica della trave in quanto l'azione del tirante inclinato è applicata direttamente al elemento palo che è schematizzato come un vincolo e quindi, di fatto, il trasferimento di carico è immediato da tirante a palo.

I dati relativi ai materiali della trave inseriti per le verifiche sono riportati a seguire.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

| | | | |
|---|----------------------|--------|-------|
| Resistenza caratteristica cubica | R_{ck} | 45 | [MPa] |
| Resistenza caratteristica cilindrica | f_{ck} | 35 | [MPa] |
| Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo | γ_c | 1,5 | [-] |
| Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine | α_{cc} | 0,85 | [-] |
| Valore medio della resistenza a compressione cilindrica | f_{cm} | 43 | [MPa] |
| Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo | f_{ctm} | 3,2 | [MPa] |
| Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%) | $f_{ctk,0,05}$ | 2,2 | [MPa] |
| Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%) | $f_{ctk,0,95}$ | 4,2 | [MPa] |
| Modulo di elasticità secante del calcestruzzo | E_{cm} | 34077 | [MPa] |
| Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c | ϵ_{c1} | 0,0020 | [-] |
| Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo | ϵ_{cu} | 0,0035 | [-] |
| Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo | f_{cd} | 19,83 | [MPa] |
| Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo | f_{ctd} | 1,50 | [MPa] |
| Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica | $\sigma_{c,caratt.}$ | 21 | [MPa] |
| Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente | $\sigma_{c,q.p.}$ | 15,75 | [MPa] |

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

| | | | |
|---|-----------------|----------|-------|
| Resistenza a snervamento dell'acciaio | f_{yk} | 450 | [MPa] |
| Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio | γ_s | 1,15 | [-] |
| Modulo di elasticità secante dell'acciaio | E_s | 200000 | [MPa] |
| Deformazione a snervamento dell'acciaio | ϵ_{yd} | 0,001957 | [-] |
| Deformazione ultima dell'acciaio | ϵ_{su} | 0,01 | [-] |
| Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio | f_{yd} | 391,3 | [MPa] |
| Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS | σ_s | 360 | [MPa] |

11.4.1. Verifiche di resistenza della trave (SLU)

La forza da applicare in mezzera del tirante per le verifiche di resistenza (sempre con riferimento al terminale nord in cui il tirante ha una rotazione di 17,6 gradi rispetto all'ortogonale) è così determinata:

$$F_{SLU} = F_{t,Rd} * \gamma_{Rd} = 3740 \text{ kN} * 1,10 = 4114 \text{ kN}$$

La verifica a flessione della trave è svolta considerando un asse della flessione verticale ed il contributo della sola armatura tesa che consiste in 24Ø24 posizionata in verticale nella trave sul lembo lato mare. Per la verifica a taglio è posizionata una armatura composta da una staffa Ø20/20cm a 4 braccia. I dati geometrici per le verifiche sono ricapitolati nel seguito.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

Per lo schema statico di trave con appoggi alle estremità e carico concentrato in mezzeria le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M_{Ed} = F_{SLU} * L/4 = 4114 \text{ kN} * 3,29 / 4 = 3383,76 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = F_{SLU} = 4114 \text{ kN}$$

| DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA | | | |
|---|------------------|--------|--------------------|
| SEZIONE TRASVERSALE | | | |
| Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo | h | 3000 | [mm] |
| Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo | b | 3500 | [mm] |
| Copriferro | d' | 350 | [mm] |
| Altezza utile della sezione | d | 2650 | [mm] |
| ARMATURA TESA | | | |
| Diametro dei ferri correnti | ϕ_1 | 24 | [mm] |
| Numero dei ferri correnti | n_1 | 23 | [-] |
| Diametro dei ferri di eventuale infittimento | ϕ_2 | | [mm] |
| Numero dei ferri di eventuale infittimento | n_2 | | [-] |
| Area dell'armatura tesa | A_s | 10405 | [mm ²] |
| ARMATURA COMPRESSA | | | |
| Diametro dei ferri correnti | ϕ'_1 | 20 | [mm] |
| Numero dei ferri correnti | n'_1 | 0 | [-] |
| Diametro dei ferri di eventuale infittimento | ϕ'_2 | 0 | [mm] |
| Numero dei ferri di eventuale infittimento | n'_2 | 0 | [-] |
| Area dell'armatura compressa | A'_s | 0 | [mm ²] |
| DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE | | | |
| Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa | ω_s | 0,0221 | [-] |
| Rapporto tra copriferro e altezza utile | δ | 0,1321 | [-] |
| Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa | ρ | 0,0000 | [-] |
| Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a | ξ_{2a} | 0,1667 | [-] |
| Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b | ξ_{2b} | 0,2593 | [-] |
| Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3 | ξ'_3 | 0,2995 | [-] |
| Coefficiente di riempimento per il Campo 2a | β_{2a} | 0,6667 | [-] |
| Coefficiente di riempimento per il Campo 2b | β_{2b} | 0,8095 | [-] |
| Coefficiente α'_s per il Campo 2a | $\alpha'_{s(a)}$ | 0,2122 | [-] |
| Coefficiente α'_s per il Campo 2b | $\alpha'_{s(b)}$ | 0,8776 | [-] |
| Coefficiente α'_s per il Campo 3 | $\alpha'_{s(3)}$ | 1,0000 | [-] |
| Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a | ω_{2a} | 0,1111 | [-] |
| Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b | ω_{2b} | 0,2099 | [-] |
| Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3 | ω_3 | 0,5186 | [-] |
| | ω'_3 | 0,2311 | [-] |



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

CAMPO 2a

| | | |
|--|----------------------------|-----------------------|
| Posizione adimensionale dell'asse neutro | ξ | 0,0686 [-] |
| Posizione dell'asse neutro | x | 181,66 [mm] |
| Deformazione massima nel calcestruzzo | $\epsilon_{c,max}$ | 0,0007 [-] |
| Deformazione massima dell'acciaio | $\epsilon_{s,max}$ | 0,0100 [-] |
| Coefficiente di riempimento | β | 0,3228 [-] |
| Coefficiente di baricentro | κ | 0,3450 [-] |
| Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$ | α'_s | -0,3486 [-] |
| Tensione nell'armatura compressa | σ'_s | -136,40 [MPa] |
| Deformazione dell'armatura compressa | ϵ'_s | -0,0007 [-] |
| Momento resistente della sezione | M_{Rd} | 10534,33 [kNm] |
| Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto | M_{Ed} | 3383,8 [kNm] |

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

| | | |
|---|-----------------------------|-------------------------|
| Diametro delle staffe | ϕ_{sv} | 20 [mm] |
| Numero di braccia | n_b | 4 [-] |
| Passo delle staffe | s | 200 [mm] |
| Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave | θ | 45 [°] |
| Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90 [°] |
| Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio | A_{sv} | 1257 [mm ²] |
| Braccio della coppia interna | z | 2385 [mm] |
| Cotangente di θ | $\cot\theta$ | 1,00 [-] |
| Cotangente di α | $\cot\alpha$ | 0,00 [-] |
| Seno di α | $\sin\alpha$ | 1,00 [-] |
| Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) | V_{Rsd} | 5863,85 [kN] |
| Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima | f'_{cd} | 9,92 [MPa] |
| Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) | V_{Rcd} | 41389,69 [kN] |
| Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$ | $A_{sv,max}$ | 10643,89 [mm] |
| Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente | V_{Rd} | 5863,85 [kN] |

Poiché :


$$V_{Ed} = 4114 \text{ kN} < V_{Rd} = 5863,85 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3383,8 \text{ kN} < M_{Rd} = 10534,33 \text{ kN}$$

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo a flessione e taglio sono soddisfatte con l'armatura di progetto.

11.4.2. Verifica delle tensioni e verifica a fessurazione (SLE)

Nel seguito si riportano le verifiche delle tensioni di esercizio ed della fessurazione della sezione della trave di banchina. Per tali verifiche sono stati considerati i medesimi schemi statici adottati per le verifiche SLU ed il tiro effettivo allo SLE derivante dall'equilibrio geotecnico del sistema. Il valore dell'azione massima trasmessa dal tirante per la verifica, derivante dalla combinazione rara è

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

1373 kN. La verifica è svolta con l'unica combinazione SLE rara applicando le condizioni di verifica più severe:


- Fessurazione: ambiente molto aggressivo ap.fessure < $w_1 = 0,2$ mm
- Tensioni: $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 15,75$ MPa
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360$ MPa

Il momento agente è pari a $1373 * 3.29/4 = 1129,29$ kN m

| DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS | | |
|---|------------------------------|--------------------------------|
| Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente | | |
| Momento sollecitante assunto in valore assoluto | M_{Ed} | 1129,3 [kNm] |
| Coefficiente di omogeneizzazione | n | 15,0 [-] |
| Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo | j | 3000 [-] |
| Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo | b | 3500 [-] |
| Copriferro | d' | 350 [-] |
| Altezza utile della sezione | d' | 2650 [-] |
| Area dell'armatura tesa | A_s | 10405 [mm ²] |
| Area dell'armatura compressa | A'_s | 0 [mm ²] |
| Posizione dell'asse neutro | x | 443,60 [mm] |
| Momento d'inerzia della sezione rispetto a x | J | 8,61642E+11 [mm ⁴] |
| Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente | $\sigma_{c,q.p.}$ | 15,75 [MPa] |
| Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS | σ_s | 360 [MPa] |
| Tensione nel calcestruzzo | σ_c | 0,58 [MPa] |
| Tensione nell'armatura tesa | σ_s | 43,38 [MPa] |

Figura 82 Verifica delle Tensioni di esercizio Trave di Banchina

La verifica è soddisfatta sia per σ_s che per σ_c .

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica | | |
|---|---------------------------------|-------------------------------|
| Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica | M_{Ed,caratt.} | 1129,29 [kNm] |
| Durata del carico | | lunga [-] |
| Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore | x | 443,60 [mm] |
| Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata | σ_s | 43,38 [MPa] |
| Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo | $f_{ct,eff}$ | 3,2 [MPa] |
| Fattore dipendente dalla durata del carico | k_t | 0,4 [-] |
| Altezza efficace | $h_{c,eff}$ | 852,134164 [mm] |
| Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura | $A_{c,eff}$ | 2982469,57 [mm ²] |
| Rapporto geometrico sull'area efficace | $\rho_{p,eff}$ | 0,00349 [-] |
| Rapporto tra E_s/E_{cm} | α_e | 5,87 [-] |
| Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo | $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ | -0,001661 [-] |
| | | 0,000130 [-] |
| Determinazione del diametro equivalente delle barre tese | ϕ_{eq} | 24,00 [mm] |
| Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre | k_1 | 0,8 [-] |
| Coefficiente che tiene conto della flessione pura | k_2 | 0,5 [-] |
| | k_3 | 3,4 [-] |
| | k_4 | 0,425 [-] |
| Distanza massima tra le fessure | $s_{r,max}$ | 1356,49 [mm] |
| | | 1356,49 [mm] |
| Ampiezza delle fessure | w_k | 0,1745 [mm] |
| Ampiezza massima delle fessure | w_{max} | 0,2 [mm] |

Figura 83_ Verifica delle fessurazioni Trave di Banchina

Le verifiche SLE alle tensioni e alla fessurazione risultano soddisfatte.

11.4.3. Verifica locale a schiacciamento in corrispondenza dell'ancoraggio (SLU)


Come accennato in precedenza, il tirante di ancoraggio è munito di un sistema di piastre saldate e nervate appoggiate alle armature della trave di banchina opportunamente sagomate in modo da permettere il suo alloggiamento.

La trasmissione dello sforzo dal tirante Ø100 al calcestruzzo della trave avviene mediante un piatto metallico di area di impronta 50x50 cm.

Si procede quindi alla verifica a compressione locale del calcestruzzo sollecitato dalla piatto metallico sopra indicato; lo sforzo applicato è il medesimo di quello utilizzato per il progetto delle armature metalliche agli SLU e pari a 4114 kN. La verifica è soddisfatta se risulta

$$\sigma_{Ed} \geq f_{cd}$$

| VERIFICA a schiacciamento del cls | | |
|-----------------------------------|--------|-----------------|
| a = | 500 | mm |
| b = | 500 | mm |
| A _{pietra} = | 250000 | mm ² |
| N _{Ed} = | 4114 | kN |

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | | |
|-----------------|---------|-------------------|
| $\sigma_{Ed} =$ | 16,456 | N/mm ² |
| $f_{cd} =$ | 23,3333 | N/mm ² |

La verifica è soddisfatta.

11.4.4. Verifica locale a punzonamento in corrispondenza dell'ancoraggio (SLU)

In seguito alla verifica a schiacciamento del calcestruzzo si ritiene necessario verificare che lo sforzo di compressione trasmesso al calcestruzzo su un'area di piccole dimensioni non produca una rottura per punzonamento della trave di banchina.

La verifica dovrà dimostrare che tutta la resistenza a taglio necessaria nei confronti del punzonamento sia garantita dal solo calcestruzzo in quanto la piastra di ancoraggio è interna al nucleo confinato delle staffe.

La verifica è svolta con riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.4 delle NTC2008 e ed al paragrafo 6.4.3 dell'Eurocodice 2, con relativo aggiornamento della Appendici Nazionali. Per il soddisfacimento dei requisiti minimi nei confronti del punzonamento devono essere verificate le 2 condizioni nel seguito indicate.



(2) Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

(a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

(b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

6.4.4

Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio

(1) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento di una piastra sia verificata per la sezione di verifica di base secondo quanto contenuto nel punto 6.4.2. La resistenza di progetto a punzonamento [Megapascal] può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

dove:

f_{ck} è espresso in Megapascal

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} sono riferiti all'acciaio teso aderente rispettivamente nelle direzioni y e z. Si raccomanda di calcolare i valori di ρ_{ly} e ρ_{lz} come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

dove:

σ_{cy}, σ_{cz} sono le tensioni normali (in Megapascal, positive se di compressione) nel calcestruzzo della sezione critica nelle direzioni y e z:

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{e} \quad \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$


$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ sono le forze longitudinali che agiscono sulle semi-campate adiacenti per colonne interne e la forza longitudinale che interessa la sezione di verifica per le colonne di bordo. La forza può essere originata da carichi o da precompressione;

A_c è l'area di calcestruzzo secondo la definizione di N_{Ed} .

Nota I valori di $C_{Rd,c}$, v_{min} e k_1 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è $0,18/\gamma_c$, per v_{min} è dato dall'espressione (6.3N) e per k_1 è 0,1.

Nota Il valore di $v_{Rd,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,5 v_{fd}$.

Figura 84: Estratti dai punti 6.4.3 e 6.4.4 dell'Eurocodice 2

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

| | | |
|------------------|-------------|---|
| 6.2.2 (1) | Nota | Si adottano i valori raccomandati $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ (6.3N) $k_1 = 0,15$. |
| 6.2.2 (6) | Nota | Si adotta il valore: v = 0,5 fino alla classe C70/85 (6.6N) $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ per le classi C80/95 e C90/105. Per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105 occorre specifica autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. |
| 6.4.4 (1) | Nota | Si adottano i valori raccomandati: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ v_{min} è dato dall'espressione (6.3N) $k_1 = 0,1$ |
| 6.4.5 (3) | Nota | Si adotta il valore raccomandato: $v_{Rd,max} = 0,4 v_{fcd}$; per i valori di v vedi 6.2.2 (6) |

Estratto da Appendici Nazionali relativo alle verifiche sopra indicate.

La verifica è condotta per le due seguenti azioni:


Sezione corrente, terminale nord e sud (M110): $N = F_{t,Rd} * 1,1 = 4114 \text{ kN}$

Sezione terminale sud (tirante orientato M130): $N = F_{t,Rd} * 1,1 = 5923,5 \text{ kN}$

Verifica con M110:

| VERIFICA A PUNZONAMENTO | | | | | |
|--|----------------------------------|----------------------------|--|---------------------------|--------------------------|
| Verifica B: verifica sul perimetro a distanza 2d dal punto di applicazione della forza | | | Verifica A: verifica sul perimetro dell'area di impronta | | |
| $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ | | |
| $v_{Ed} = V_{Ed}/(u_i * d)$ | 275,84 kN/m ² | 0,275843 N/mm ² | $v_{Ed} = V_{Ed}/(u_o * d)$ | 1028,50 kN/m ² | 1,0285 N/mm ² |
| u_i | 13,6 | | u_o | 2 | |
| d | 1,0966 altezza utile equivalente | | d | 2 altezza utile | |
| f_{ck} | 35 N/mm ² | | $v_{Rd,MAX} = 0,4 * v * f_{cd}$ | 4,6667 N/mm ² | $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ |
| $k = 1 + \sqrt{200/d}$ | 1,42705442 | | f_{cd} | 23,3333 N/mm ² | |
| $\rho_l = v \rho_{ly} + \rho_{lz}$ | 0,07072544 | | v | 0,5 | |
| A_{sly} | 180,8 cm ² | | | | |
| A_{slz} | 51,81 cm ² | | | | |
| ρ_{ly} | 0,00366372 | | | | |
| ρ_{lz} | 0,00133837 | | | | |
| $C_{Rd,c}$ | 0,12 | | | | |
| $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + K_1 * \sigma_{cp}$ | 1,07523407 N/mm ² | | $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | |

Tabella 28_ Verifica a punzonamento Trave di banchina sezione corrente


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

La verifica è soddisfatta pertanto la trave di filo banchina non ha bisogno di armature aggiuntive a punzonamento.

Analogamente la verifica è svolta con riferimento alla sezione del terminale sud con tirante ruotato rispetto alla verticale e azione agente di .

| VERIFICA A PUNZONAMENTO | | | | | |
|--|--------------------------|----------------------------|--|---------------------------|---|
| Verifica B: verifica sul perimetro a distanza 2d dal punto di applicazione della forza | | | Verifica A: verifica sul perimetro dell'area di impronta | | |
| $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ | | |
| $v_{Ed}=V_{Ed}/(u_i*d)$ | 361,79 kN/m ² | 0,361789 N/mm ² | $v_{Ed}=V_{Ed}/(u_o*d)$ | 1583,69 kN/m ² | 1,58369 N/mm ² |
| u_i | 13,6 | | u_o | 2 | |
| d | 1,20378151 | altezza utile equivalente | d | 1,87 | altezza utile |
| f_{ck} | 35 | N/mm ² | $v_{Rd,MAX}=0,4*v*f_{cd}$ | 4,6667 | N/mm ² $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ |
| $k=1+v/200/d$ | 1,40760656 | | f_{cd} | 23,3333 | N/mm ² |
| $\rho_l=v\rho_{ly}+\rho_{lz}$ | 0,05626897 | | v | 0,5 | |
| A_{sly} | 105,466667 | cm ² | | | |
| A_{slz} | 51,81 | cm ² | | | |
| ρ_{ly} | 0,00194695 | | | | |
| ρ_{lz} | 0,00121925 | | | | |
| $C_{rd,c}$ | 0,12 | | | | |
| $v_{Rd,c}=C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+K_1*\sigma_{cp}$ | 0,98274654 | N/mm ² | | | $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ |

Tabella 29_ Verifica a punzonamento Trave di banchina sezione terminale Sud

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11.5. Verifica della trave di ancoraggio

La trave di ancoraggio è posta ad interasse variabile rispetto all'asse della trave di banchina ed ha diverse sagome.

- Terminale nord: interasse da trave di filo banchina 39,00 m, forma rettangolare di sezione 3,00x4,50 m con quota estradosso alla +2,00 dal l.m.m.
- Sezione corrente: interasse da trave di filo banchina 35,00 m, forma rettangolare di sezione 3,00x4,50 m con quota estradosso alla +2,00 dal l.m.m.
- Terminale sud: interasse da trave di filo banchina variabile da 35,60 m a 39,13 m, forma rettangolare di sezione 2,50x5,00 m con quota estradosso alla +2,00 dal livello medio mare.

Il dimensionamento dell'elemento ha permesso di conseguire il massimo sviluppo di resistenza del terreno, garantendo un efficace ancoraggio alla trave di banchina.

Ai fini delle verifiche strutturali, la trave di ancoraggio è un elemento tozzo che non risponde alle teorie di calcolo delle travi alla De Saint Venant: essa può essere inquadrata come "muro a gravità" che resiste per forma e peso propri.

Pertanto, per la trave in parola sono state svolte soltanto delle verifiche locali a punzonamento e schiacciamento del calcestruzzo che sono nel seguito riportate.

Il sistema di aggancio del tirante nella trave di ancoraggio è costituito da una piastra di contrasto annegata nel getto.

Le verifiche in termini di schiacciamento localizzato del calcestruzzo sono uguali a quelle già svolte al paragrafo 11.4.3; le verifiche a punzonamento sono svolte per entrambe le sezioni, 2,5x5,00 m e 3,00x4,50 m in analogia con quelle svolte per la trave di ancoraggio.


11.5.1. Verifica locale a punzonamento in corrispondenza dell'ancoraggio (SLU)

In totale analogia con la verifica a punzonamento della trave di banchina, nel seguito si riporta quella per la trave di ancoraggio.

Le azioni considerate ai fini della verifica sono:

Sezione corrente e terminale nord (M110): $N = F_{t,Rd} * 1,1 = 4114 \text{ kN}$

Sezione terminale sud (M110): $N = F_{t,Rd} * 1,1 = 4114 \text{ kN}$

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Sezione 2,5 x 5,00 m

| VERIFICA A PUNZONAMENTO | | | | | |
|---|----------------------------------|----------------------------|---|---------------------------|----------------------------|
| Verifica B: verifica sul perimetro a distanza 2d dal punto di applicazione della forza $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | Verifica A: verifica sul perimetro dell'area di impronta $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ | | |
| $V_{Ed}=V_{Ed}/(u_i*d)$ | 253,73 kN/m ² | 0,253727 N/mm ² | $V_{Ed}=V_{Ed}/(u_o*d)$ | 1082,63 kN/m ² | 1,082632 N/mm ² |
| u_i | 13,9 | | u_o | 2 | |
| d | 1,1665 altezza utile equivalente | | d | 1,9 altezza utile | |
| f_{ck} | 35 N/mm ² | | $v_{Rd,MAX}=0,4*v*f_{cd}$ | 4,6667 N/mm ² | $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ |
| $k=1+\sqrt{200/d}$ | 1,41406973 | | f_{cd} | 23,3333 N/mm ² | |
| $\rho_l=v\rho_{ly}+\rho_{lz}$ | 0,06857502 | | v | 0,5 | |
| A_{sly} | 180,8 cm ² | | | | |
| A_{slz} | 51,81 cm ² | | | | |
| ρ_{ly} | 0,00344432 | | | | |
| ρ_{lz} | 0,00125822 | | | | |
| $C_{rd,c}$ | 0,12 | | | | |
| $V_{rd,c}=C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+K_1*\sigma_{cp}$ | 1,05454083 N/mm ² | $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | |


Sezione 3,0 x 4,50 m

| VERIFICA A PUNZONAMENTO | | | | | |
|---|----------------------------------|----------------------------|---|---------------------------|----------------------------|
| Verifica B: verifica sul perimetro a distanza 2d dal punto di applicazione della forza $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | Verifica A: verifica sul perimetro dell'area di impronta $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ | | |
| $V_{Ed}=V_{Ed}/(u_i*d)$ | 221,52 kN/m ² | 0,221523 N/mm ² | $V_{Ed}=V_{Ed}/(u_o*d)$ | 1082,63 kN/m ² | 1,082632 N/mm ² |
| u_i | 14,9 | | u_o | 2 | |
| d | 1,2464 altezza utile equivalente | | d | 1,9 altezza utile | |
| f_{ck} | 35 N/mm ² | | $v_{Rd,MAX}=0,4*v*f_{cd}$ | 4,6667 N/mm ² | $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ |
| $k=1+\sqrt{200/d}$ | 1,40057651 | | f_{cd} | 23,3333 N/mm ² | |
| $\rho_l=v\rho_{ly}+\rho_{lz}$ | 0,06634037 | | v | 0,5 | |
| A_{sly} | 180,8 cm ² | | | | |
| A_{slz} | 51,81 cm ² | | | | |
| ρ_{ly} | 0,00322349 | | | | |
| ρ_{lz} | 0,00117755 | | | | |
| $C_{rd,c}$ | 0,12 | | | | |
| $V_{rd,c}=C_{rd,c}*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}+K_1*\sigma_{cp}$ | 1,03300734 N/mm ² | $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ | | | |

La verifica a punzonamento è ampiamento soddisfatta.

11.6. Verifica della palanca sommersa di protezione del futuro escavo

Le verifiche strutturali del palancolato sommerso A7 26-700 previsto a protezione del futuro dragaggio del fondale fino a -17,40 da l.m.m., sono state condotte con riferimento ai soli SLU /SLV.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Ai fini delle verifiche, nonostante la palancola AZ26-700 ricada nella classe 2 che prevede lo sviluppo di un momento resistente plastico, si è scelto di condurre le verifiche assumendo che la palancola possa sviluppare la sua resistenza entro il campo elastico: pertanto le verifiche sono state eseguite in termini tensionali trascurando comunque gli effetti dovuti a fenomeni di instabilità analogamente a quanto svolto per il palo del palancolato principale.

La combinazione di carico più gravosa è risultata essere la combinazione SLV con le seguenti sollecitazioni indicate con riferimento ad un accoppiamento di due palancole consecutive aventi interasse 1,40 m.

Ai fini del calcolo i parametri geometrici della sezione ad interasse 1,40 m sono stati considerati i seguenti valori:

$$A_v = t_w (h - t_f) * 2 = 12,2 \text{ mm} * (460 \text{ mm} - 12,2 \text{ mm}) * 2 = 10.926,32 \text{ mm}^2$$


$$A = 262,1 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 3635 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 430 \text{ N/mm}^2$$

| Combo | Quota (s.l.m.m) | NEd (kN) | MEd (kNm) | VEd (kN) | $\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) ² | $f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa) | Controllo verifica |
|-------|--------------------|-------------|--------------|-------------|--|---|-----------------------|
| SLV | -22,05 | 0 | 1220,8 | 5,6 | 112.789,29 | 167.709,65 | OK |

La verifica è soddisfatta.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11.7. Verifica dei parabordi

Nel seguito si riportano i calcoli eseguiti per definire l'energia della nave di progetto durante le fasi di accosto sia in condizioni “ordinarie” di normale esercizio della banchina sia in condizioni “straordinarie” di impatto anomalo che può verificarsi a seguito di fattori come l'errore umano, un mal funzionamento del sistema di propulsione e/o di manovra della nave o in condizioni meteo eccezionali. Dalle verifiche sarà individuato il tipo di parabordo idoneo ad assorbire tale energia.

Il dimensionamento dei parabordi è stato condotto sulla base dei criteri consigliati dalla Normative Internazionali attualmente vigenti in materia ("Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan", The Overseas Coastal Area Development Institute Of Japan, New Edition, 1991. "Maritime Works Recommendations - ROM 0.2-90 - Actions in the Design of Maritime and Harbour Works", Ministerio de Obras Publicas y Transportes (Spagna); International Navigation Association A.I.P.C.N., Guidelines for the Design of Fenders System: 2002").

La nave di progetto per il dimensionamento dei parabordi è una Container Ship da 150.000 DWT le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente.


| | |
|---|----------------|
| Tipologia: | CONTAINER SHIP |
| DWT (t) : | 139.200 |
| Dislocamento a pieno carico: M_D (t) | 155.400 |
| Lunghezza fuori tutto: L_{OA} (m) | 366.00 |
| Lunghezza tra le perpendicolari: L_{BP} (m) | 350.00 |
| Larghezza massima: B (m) | 51.20 |
| Immersione a pieno carico: D (m) | 15.50 |

Tabella 30: Dati nave di progetto

Dalla letteratura tecnica specializzata (International Navigation Association A.I.P.C.N., Guidelines for the Design of Fenders System: 2002") si è ipotizzato che la nave durante le fasi di accosto laterale sia animata da una velocità di 0,10 m/s assunta come valore cautelativo compreso tra una condizione di accosto favorevole e una condizione di accosto moderato. Nel caso in esame infatti le condizioni di ormeggio possono considerarsi favorevoli dato che la manovra si svolge all'interno di uno specchio d'acqua protetto e con l'ausilio di rimorchiatori; tuttavia è stato considerato anche il caso di impatto anomalo per la determinazione dell'energia massima che i parabordi devono assorbire.

Inoltre si è ipotizzato che nelle condizioni di accosto laterale la nave urti il parabordo con un'inclinazione di 10° rispetto all'asse della banchina.

L'energia cinetica baricentrica della nave in fase di accosto è fornita dalla relazione:

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

$$E = M \cdot V^2 / 2g$$

nella quale:

$M = M_D'$ dislocamento della nave a pieno carico + D'' massa idrodinamica aggiunta

g = accelerazione di gravità

V = velocità di accosto della nave

La massa idrodinamica aggiunta corrisponde alla massa di acqua che si sposta con la nave il cui valore è funzione delle caratteristiche geometriche della nave stessa. Di tale massa si tiene conto moltiplicando il dislocamento della nave per un coefficiente C_m denominato coefficiente di massa virtuale, il cui valore è stato ricavato utilizzando la formula di Vasco Costa (International Navigation Association A.I.P.C.N., Guidelines for the Design of Fenders System: 2002’):

$$C_m = 1 + 2 \cdot D/B = 1.61$$

$$M = M_D \cdot 1,40 = 250.194 \text{ t}$$

Ammettendo che durante le fasi di accosto laterale, a causa del non perfetto parallelismo fra la nave e l'allineamento dei parabordi, il primo urto avvenga al "mascone" (cioè ad una distanza dalla prua pari a circa 1/4 della lunghezza della nave) si ha che l'energia che deve essere assorbita dai parabordi è una quota parte dell'energia cinetica della nave. La restante parte è necessaria per il movimento rotatorio intorno al centro istantaneo di rotazione costituito dal contatto nave-parabordi.

Il valore dell'energia cinetica va pertanto modificato introducendo il coefficiente di eccentricità C_{ecc} il cui valore è fornito dalla relazione:

$$C_{ecc} = (K^2 + K^2 \cdot \cos^2 \vartheta) / (K^2 + A^2)$$

nella quale:

K = raggio giratorio della nave rispetto al proprio asse verticale baricentrico pari a $0,24 \cdot L_{OA}$ come indicato da NCEL (Lee 1965);

A = distanza tra centro di gravità della nave e punto di contatto nave-parabordo = $0,25 \cdot L_{OA}$;

ϑ = angolo tra la perpendicolare al fronte di accosto ed il vettore della velocità di accosto pari a 80° .


In definitiva si ottiene:

$$C_{ecc} = 0.50$$

L'energia cinetica che quindi deve essere assorbita dal parabordo è pari a:

$$E = C_{ecc} \cdot M \cdot v^2 / 2g$$

Nelle fasi di accosto laterale la massa d'acqua compresa tra la parte immersa dello scafo, il fondo marino e la banchina esercita un'azione frenante. La relativa energia cinetica è stata quindi

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

moltiplicata per un coefficiente C_c che, nel caso di banchina continua a parete verticale, è pari a 0,90.

Nel calcolo dell'energia cinetica della nave è stata trascurata la quota parte di energia assorbita dalla deformazione della carena della nave.

Concludendo, l'energia che deve essere assorbita dai parabordi nelle condizioni di progetto vale, in condizioni di accosto laterale: $E = 629.37 \text{ kNm}$

Per quanto riguarda l'accosto in condizioni di impatto anomalo, l'energia massima che deve essere assorbita dal singolo parabordo viene amplificata con un coefficiente di sicurezza F_s che tiene conto della tipologia di nave e delle dimensioni:

$$E_A = F_s \cdot E$$

Nel caso esaminato F_s è pari a 1.50 e di conseguenza si ottiene:

$$\text{condizioni di impatto anomalo: } E_A = 944.06 \text{ kNm}$$

Lungo tutto lo sviluppo della banchina verranno posti in opera parabordi con un interasse di circa 25 m.

Nelle condizioni di accosto laterale nell'ipotesi che 2 coppie parabordi concorrano ad assorbire l'energia cinetica della nave, l'energia che deve essere assorbita dal singolo parabordo vale:

$$E_A = 944.06/4 = 236.02 \text{ kNm} \approx 240.00 \text{ kNm}$$

Per assorbire tale energia verranno utilizzati parabordi cilindrici di gomma fissati sulla sovrastruttura della banchina con asse perpendicolare al fronte di accosto. Il parabordo previsto è di tipo cilindrico 1500 x 750 mm e di lunghezza pari a 2.00 m, montato ad asse parallelo alla struttura di banchina, in grado di assorbire energia fino a 253 kNm, andando così a soddisfare sia le condizioni di impatto normale che le condizioni di impatto anomalo con una deformazione media di circa l'82% nel primo caso e il 93% nel secondo.

11.7.1. *Verifica fissaggio parabordi*

Sulla base del dimensionamento dei parabordi sopra riportato e congruente al progetto definitivo, si provvede al calcolo dei tirafondi di fissaggio dei parabordi. Tali tirafondi hanno lo scopo di sostenere il peso proprio del parabordo stesso.

Il carico è considerato agente nel baricentro del parabordo pertanto sui tirafondi di ancoraggio si esplicano le seguenti azioni:

- azione tagliante dovuta al peso



- azione di trazione/compressione dovute al momento flettente generato dall'eccentricità del carico

Il parabordo considerato ai fini del calcolo è ha le seguenti caratteristiche:

- diametro esterno = 1200 mm
- diametro interno = 600 mm
- lunghezza = 1800 mm
- peso $W = 2050$ kg
- ancoraggio mediante 2 coppie di tirafondi $\varnothing 42$, classe 8.8 a distanza reciproca di 24,6 cm, di lunghezza minima 70 cm

Il carico sollecitante dovuto al peso proprio è $N = W \cdot \gamma_{g2} = 2050 \cdot 1.5 = 3075$ kg

Pertanto in corrispondenza dei tirafondi si determinano le seguenti sollecitazioni:

$$V_{Ed} = 3075 \text{ kg}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot \text{distanza orizzontale dal punto di ancoraggio} = 3075 \cdot 0.60 = 1845 \text{ kg m}$$

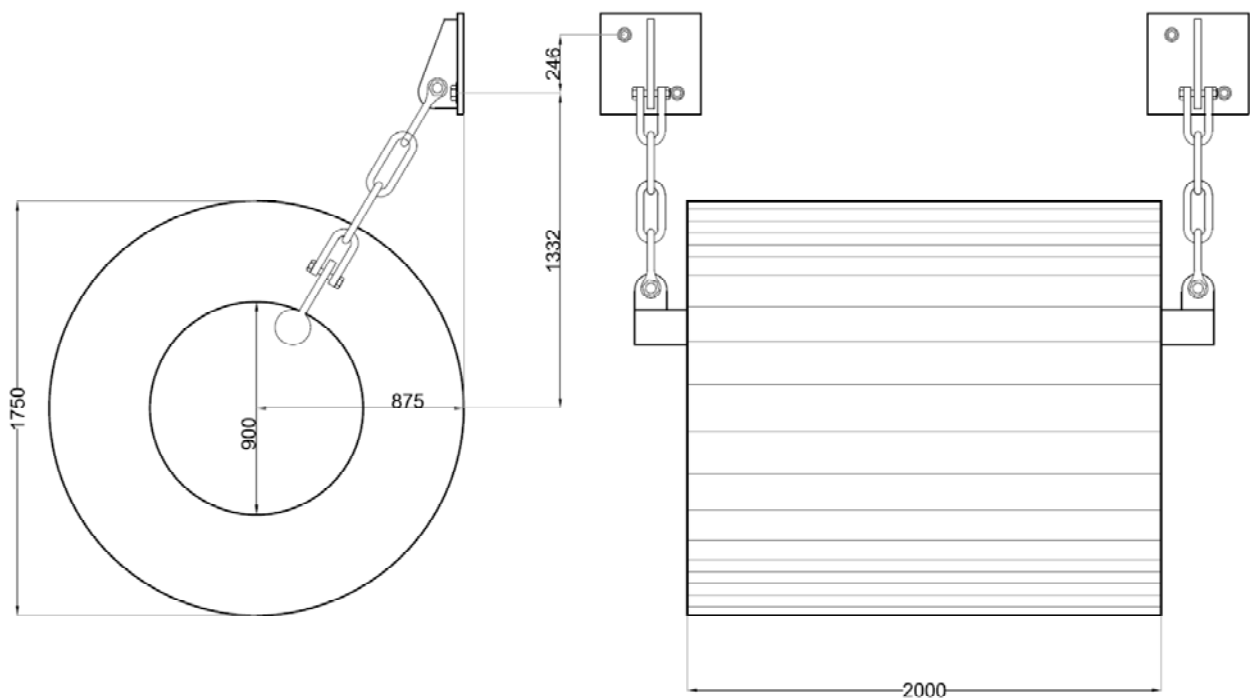



Figura 85: schema parabordi

Sui tirafondi si determinano le seguenti sollecitazioni:

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} / n^{\circ} \text{ tirafondi resistenti} = 3075/4 = 768,75 \text{ kg} \approx 77 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = (M_{Ed} / \text{braccio della coppia di tirafondi}) / n^{\circ} \text{ tirafondi in trazione} = (1845/0.20)/2 = 4612,5 \text{ kg} \approx 46,12 \text{ kN}$$

Per la verifica del collegamento è necessario effettuare le seguenti verifiche:

- verifica a taglio e trazione della sezione in acciaio del tirafondo
- verifica del calcestruzzo a sfilamento e rottura del calcestruzzo per trazione
- verifica del calcestruzzo a pressioni locali indotte dalle sollecitazioni taglianti

Verifica a taglio e trazione della sezione in acciaio

Data la presenza combinata delle due azioni la verifica è svolta ai sensi del p.to 4.2.8.1.1. formula (4.2.65) delle NTC2008.

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 430,08 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2} = 645,12 \text{ kN}$$

Per cui deve risultare: $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd} < 1$

Nel caso in esame: $77 / 430,08 + 46,12 / 1,4 * 645,12 = 0,230 < 1$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica del calcestruzzo a sfilamento e rottura del calcestruzzo per trazione

Per la verifica a sfilamento dei tirafondi deve risultare che la forza resistente dovuta alla resistenza a compressione del calcestruzzo su cui contrasta la rosetta di ancoraggio, sia maggiore della forza di sfilamento agente.

A favore di sicurezza, si effettua il calcolo considerando solamente il contributo della rosetta e trascurando il contributo dato dall'aderenza tra la barra di acciaio e il calcestruzzo.

La forza resistente allo sfilamento per il tirafondo con rosetta è data da:

$$N_{Rd} = f_{cd} * A_{netta,rosetta} = f_{cd} * (\pi D^2/4 - \pi \phi^2/4)$$


dove:

f_{bd}^1 = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo di calcolo;

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo = $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 35,00 / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$;

$D = 150 \text{ mm}$ = diametro della rosetta;

$\phi = 42,0 \text{ mm}$ è il diametro della barra M42;

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Quindi si ottiene:

$$N_{rd} = 19,83 * (\pi 150^2 / 4 - \pi 42^2 / 4) = 328092,9 \text{ N} = 328,1 \text{ kN}$$

Dai calcoli effettuati risulta che tale forza resistente è maggiore di quella di sfilamento ($F_{\text{sfilamento}} = 115,6 \text{ kN}$) e pertanto la verifica è soddisfatta.

Viene quindi effettuata una verifica a strappo del cono di calcestruzzo al di sopra della rosetta del tirafondo, considerando una superficie di rottura cilindrica e trascurando il contributo delle armature della trave.

La forza resistente a sfilamento del calcestruzzo risulta in questo caso pari a:

$$N_{Rd}' = \pi D * L_{\text{eff}} * f_{ctd} = 3,14 * 150 * 700 * 1,498 = 493884 \text{ daN} = 493,9 \text{ kN} > F_{\text{sfilamento}} = 115,6 \text{ kN}$$

con

f_{ctd} = resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo =

$$= f_{ctk} / \gamma_c = 0,7 * f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 * (0,3 * f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c = 0,7 * 0,3 * 35,00^{2/3} / 1,5 = 1,498 \text{ N/mm}^2$$

L = altezza minima del cono di rottura corrispondente alla distanza netta tra l'estradosso della rosetta e l'estradosso della trave di banchina = 0,70m

Questa verifica risulta soddisfatta.

Verifica del calcestruzzo a pressione locale indotta dalle sollecitazioni taglienti

Analogamente a quanto sopra è necessario verificare che i tirafondi soggetti a taglio esercitino una pressione sul calcestruzzo a diretto contatto che sia ammissibile al confronto della tensione resistente di progetto del calcestruzzo previsto.


L'azione sollecitante è pertanto $F_{\text{sch}} = 77 \text{ kN}$

Si considera per semplicità e a favore di sicurezza una dimensione della superficie di contatto pari a $\emptyset \times L$; la resistenza a compressione esplicita lungo l'interfaccia viene ridotta del 50% per tenere conto della distruzione triangolare delle pressioni.

$$F_{c,Rd} = \emptyset * L * f_{cd} / 2 = 42 * 700 * 19,83 / 2 = 291.501 \text{ N} = 291 \text{ kN} > F_{\text{sch}} = 77 \text{ kN}$$

Questa verifica risulta soddisfatta.

Pertanto i tirafondi $\emptyset 42$ dovranno avere una lunghezza di ancoraggio minima di 0,70m all'interno della trave di banchina (0,70m + ingombro della rosetta) e le rosette dovranno avere un diametro minimo di 150mm.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

11.8. Verifica ancoraggio della bitta di ormeggio

Nel seguito si riporta la verifica strutturale dell'ancoraggio della bitta di ormeggio da porre in opera sulla trave di bordo in c.a. della banchina.

Per la descrizione geometrica della bitta si rimanda ai particolari contenuti nelle tavole grafiche di progetto.

Il tiro massimo di progetto di ciascuna bitta è di 100 tonnellate.

La Ditta fornitrice dovrà garantire la bitta in oggetto ed i relativi tirafondi di ancoraggio (4 tirafondi M60 in acciaio C40) per il tiro di progetto.

Pertanto, si riporta nel seguito esclusivamente la verifica allo sfilamento dei tirafondi nel calcestruzzo di classe C35/45 della trave di bordo.

L'ancoraggio della bitta viene realizzato tramite 4 tirafondi di diametro M60 e lunghezza totale 1,50m, su ognuno dei quali è presente una rosetta in acciaio di forma circolare di diametro 250mm di lato.

La massima azione di trazione trasmessa dalla bitta ai tirafondi viene valutata considerando, a favore di sicurezza, una inclinazione della fune pari a 30° rispetto all'orizzontale.

Pertanto,

$$T_{verticale} = 100 * \sin 30^\circ = 50,0 \text{ ton (componente verticale del tiro alla bitta);}$$

$$T_{orizzontale} = 100 * \cos 30^\circ = 86,61 \text{ ton (componente orizzontale del tiro alla bitta);}$$

La massima azione di trazione agente su ogni singolo tirafondo, dovuta alla componente verticale del tiro alla bitta, risulta pari a:

$$N_{sd1} = T_{verticale} / n_{tirafondi} = 50,0 / 4 = 12,50 \text{ ton} = 125,00 \text{ kN}$$


La massima azione di trazione agente su ogni singolo tirafondo, dovuta alla componente orizzontale del tiro alla bitta, risulta invece pari a:

$$N_{sd2} = M / (n * b_2) = T_{orizzontale} * b_1 / n * b_2 = (86,61 * 40,0) / (2 * 60) = 28,87 \text{ ton} = 288,7 \text{ kN.}$$

dove

M = momento ottenuto dalla componente orizzontale del tiro alla bitta moltiplicata per la distanza tra il punto di applicazione del tiro e la base della bitta;

n = numero dei tirafondi che reagiscono all'azione di trazione dovuta alla componente orizzontale del tiro alla bitta; in questo caso si considerano reagenti a trazione al massimo 2 dei 4 tirafondi presenti;

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

b_1 = braccio della componente orizzontale del tiro alla bitta che risulta pari alla distanza tra il punto in cui si trova la fune e la base della bitta = 40,0cm;

b_2 =braccio per cui vadiviso il momento per avere la forza che sollecita i tirafondi lato mare a compressione e quelli lato terra a trazione, dato dalla distanza media tra i tirafondi lato mare e quelli lato terra=60,0 cm;

Pertanto, la massima azione di trazione su un singolo tirafondo risulta pari a

$$N_{sd} = N_{sd1} + N_{sd2} = 125,0 + 288,7 = 413,7 \text{ kN} \sim 414,00 \text{ kN}$$

Tale azione nelle verifiche allo stato limite ultimo va, poi, maggiorata applicando il coefficiente parziale delle azioni variabili γ_{Qi} pari a 1,5.

In conclusione, si ha una massima azione di trazione sul singolo tirafondo pari a

$$F_{\text{sfilamento}} = 1,5 * N_{sd} = 1,5 * 414,00 = 621 \text{ kN.}$$

Per la verifica a sfilamento dei tirafondi deve risultare che la forza resistente dovuta alla resistenza a compressione del calcestruzzo su cui contrasta la rosetta di ancoraggio, sia maggiore della forza di sfilamento agente.

A favore di sicurezza, si effettua il calcolo considerando solamente il contributo della rosetta e trascurando il contributo dato dall'aderenza tra la barra di acciaio e il calcestruzzo.

La forza resistente allo sfilamento per il tirafondo con rosetta è data da:

$$N_{Rd} = f_{cd} * A_{\text{netta,rosetta}} = f_{cd} * (\pi D^2/4 - \pi \phi^2/4)$$

dove:

f_{bd}^1 = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo di calcolo;

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo = $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 35,00 / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$;


$D = 220 \text{ mm}$ = diametro della rosetta;

$\phi = 60,0 \text{ mm}$ è il diametro della barra M60;

Quindi si ottiene:

$$N_{rd} = 19,83 * (\pi 240^2/4 - \pi 60^2/4) = 697381 \text{ N} = 697,38 \text{ kN}$$

Dai calcoli effettuati risulta che tale forza resistente è maggiore di quella di sfilamento ($F_{\text{sfilamento}} = 621 \text{ kN}$) e pertanto la verifica è soddisfatta.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Viene quindi effettuata una verifica a strappo del cono di calcestruzzo al di sopra della rosetta del tirafondo, considerando una superficie di rottura cilindrica e trascurando il contributo delle armature della trave.

La forza resistente a sfilamento del calcestruzzo risulta in questo caso pari a:

$$N_{Rd}' = \pi D * L_{eff} * f_{ctd} = 3,14 * 220 * 1000 * 1,498 = 1.034.806,29 \text{ daN} = 1034,81 \text{ kN} > F_{sfilamento} = 621 \text{ kN}$$

con


f_{ctd} = resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo =

$$= f_{ctk} / \gamma_c = 0,7 * f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 * (0,3 * f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c = 0,7 * 0,3 * 35,00^{2/3} / 1,5 = 1,498 \text{ N/mm}^2$$

L = altezza minima del cono di rottura corrispondente alla distanza netta tra l'estradosso della rosetta e l'estradosso della trave di banchina = 1,00m

Anche questa ultima verifica risulta soddisfatta.

Pertanto i tirafondi Ø60 dovranno avere una lunghezza di ancoraggio minima di 1,10m all'interno della trave di banchina (1,00m + ingombro della rosetta) e le rosette dovranno avere un diametro minimo di 220mm.

| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

12. VERIFICA DI CORROSIONE

Il progetto di cui alle precedenti verifiche è risultato ampiamente in grado di garantire la sicurezza dell'opera nei confronti della corrosione valutata con riferimento alla vita utile di 50 anni.

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

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. | | | | | |


| | | |
|---|---|---|
|  | PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord | Titolo elaborato: R04 - Relazione di calcolo |
| | PROGETTO DEFINITIVO | Data: Luglio 2017 |

Figura 86: Valori raccomandati di corrosione in mm (Tab. 4.1 e Tab. 4.2 del EC3-5)

La perdita di spessore per corrosione, differenziata nel lato mare e terra e per tipo di riempimento utilizzato, è determinata nella Figura che segue secondo l'Eurocodice 3-Parte 5.

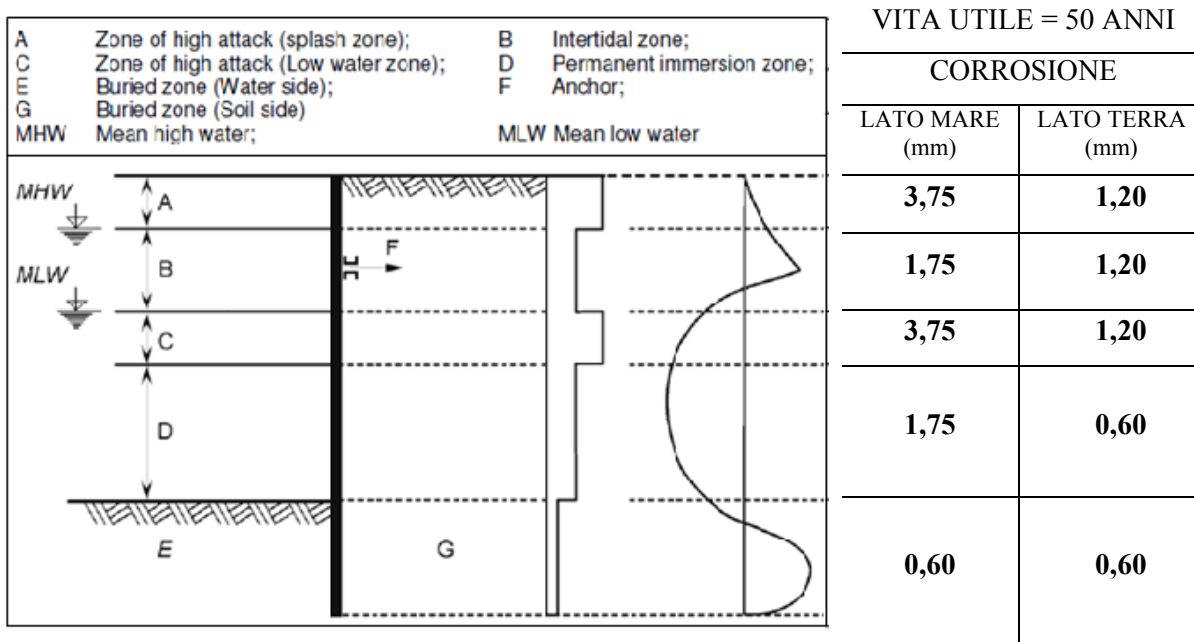


Figura 87: Determinazione della perdita di spessore nella vita utile di progetto – Eurocodice 3

Ai fini della valutazione è stato considerato un consumo dello spessore della sezione di acciaio uniforme lungo tutto il perimetro della circonferenza e pari al massimo corrispondente al lato mare.

VERIFICA PALO TUBOLARE nella sezione più sollecitata (sezione corrente), con corrosione corrispondente all'ambito D pari a 1,75 mm dall'esterno.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
R04 - Relazione di calcolo

Data: Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

| | | |
|-----------------------------|------------|-----------------|
| Diametro esterno iniziale | 1829 | mm |
| Spessore iniziale | 20 | mm |
| Spessore corrosione esterno | 1,75 | mm |
| Spessore corrosione interno | 0 | mm |
| | | |
| Descrizione | Tubolare | |
| Diametro interno tubolare | 1789 | mm |
| Diametro esterno tubolare | 1825,5 | mm |
| Spessore minimo | 18,25 | mm |
| Peso TOT | 812,98 | kg/ml |
| Area TOT | 1035,64 | cmq |
| Perimetro esterno | 5732,07 | mm |
| Momento di inerzia Jy TOT | 4230789,06 | cm ⁴ |
| Wy,el TOT | 46352,11 | cm ³ |

Sezione corrente

| Combo | Quota (s.l.m.m) | NEd (kN) | MEd (kNm) | VEd (kN) | $\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) ² | $f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa) | Controllo verifica |
|-------|--------------------|-------------|--------------|-------------|--|---|-----------------------|
| SLV | -11,88 | 1775,7 | 15.079,0 | 7,92 | 119.255,53 | 160.000,00 | OK |

La verifica è soddisfatta.

Similmente, per i tiranti di ancoraggio, la corrosione considerata è pari a 1,2 mm in 50 anni trattandosi di strutture completamente circondate dal terreno di riempimento.

$$\begin{aligned}\varnothing_{\text{shaft,corr}} &= 97,6 \text{ mm} \\ \varnothing_{\text{threat,corr}} &= 102,0 \text{ mm} \\ A_s &= 7477,7 \text{ mmq} \\ A_g &= 8167,142 \text{ mmq}\end{aligned}$$

$$F_{tt,Rd} = 3661,09 \text{ kN}$$

$$F_{tg,Rd} = 3889,12 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min(F_{tt,Rd}; F_{tg,Rd}) = 3661,09 \text{ kN} > F_{Ed} = 3019,64 \text{ la verifica del tirante è soddisfatta}$$

I valori indicati per la vita utile sono da aumentarsi ulteriormente grazie alla presenza della verniciatura e della protezione catodica.