

Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO  
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL  
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007  
I FASE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

OGGETTO

**BANCHINA LLOYD**  
(Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali)

FILE

1114.STR.06.A - Relazione dei calcoli  
geotecnici e strutturali

CODICE

1114.STR.06.A

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Set. 2014	Emissione
1	Set. 2017	Revisione generale
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL  
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
IL DIRETTORE TECNICO

(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI  
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER  
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA  
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE  
DELLA PROGETTAZIONE

(Ing. Francesco Caldani)

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Geotecnica



Direttore Tecnico : Ing. Paolo Ruggieri

Strutturale



Direttore Tecnico : Ing. Marco Tartaglino

Marittima



SEACON s.r.l.

Direttore Tecnico : Ing. Lucio Abbadesse



**PORTO DI  
RAVENNA**

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 1 di 105</p>
--	---	---

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORME DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
5.1	Acciaio nuovo palancolato .....	6
5.2	Acciaio per tiranti a barre.....	6
5.3	Calcestruzzo nuove strutture .....	7
5.4	Acciaio per cemento armato nuove strutture.....	8
<b>6</b>	<b>SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO .....</b>	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>INTERVENTO PREVISTO .....</b>	<b>15</b>
<b>8</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO.....</b>	<b>19</b>
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL' AREA .....	19
8.2	MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	23
8.3	SICUREZZA DELL'OPERA .....	28
8.3.1	Quadro normativo .....	28
8.3.1.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV) .....	28
8.3.1.2	Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD) .....	30
8.3.2	Azioni sulle opere .....	32
8.3.2.1	Sovraccarico di banchina .....	32
8.3.2.2	Tiro alla bitta.....	32
8.3.2.3	Gru di banchina semovente.....	32
8.3.2.4	Gru di banchina su rotaia esistente .....	32
8.3.2.5	Azioni sismiche.....	34
8.3.3	Azioni eccezionali: urto delle imbarcazioni.....	38
8.3.3.1	Combinazione delle azioni.....	39
8.4	ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	40
8.4.1	Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali.....	41
8.4.2	Modello geotecnico della banchina.....	43
8.4.3	Risultati delle analisi.....	49
8.4.3.1	Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV) .....	49
8.4.3.2	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD) .....	54
8.4.3.3	Analisi per azioni eccezionali: urto.....	58
8.4.3.4	Analisi di stabilità globale.....	58
8.4.4	Verifica dei pali delle vie di corsa della gru ai carichi verticali .....	60
8.4.4.1	Verifica dei pali della FILA 1 .....	63

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 2 di 105</p>
--	---	---

8.4.4.2	Verifica dei pali della FILA 2 .....	65
8.4.4.3	Verifica dei pali della FILA 3 .....	66
8.4.4.4	Prove di verifica dei pali .....	68
8.4.4.5	Controllo dell'integrità dei pali .....	69
8.4.4.6	Valutazione della rigidità verticale del vincolo elastico sommitale che simula il palo ed il palancolato .....	69
8.4.5	Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato .....	70
8.4.5.1	Posizione della fondazione dell'ancoraggio .....	71
8.4.5.2	Verifica degli ancoraggi .....	71
8.4.5.3	Definizione del CAMPO PROVA per gli ancoraggi preliminari di prova .....	75
8.4.5.4	Prove di verifica e modalità di tesatura .....	75
8.4.5.5	Protezione degli ancoraggi .....	75
<b>9</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>76</b>
9.1	Paratia combinata .....	76
9.2	Tiranti a barre .....	84
9.3	Solettone .....	85
9.3.1	Verifiche agli stati limite .....	89
9.3.1.1	Soletta .....	89
9.3.1.2	Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione .....	92
9.3.1.3	Trave di coronamento .....	95
9.4	Pali .....	98
<b>10</b>	<b>CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO .....</b>	<b>105</b>

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 3 di 105</p>
--	---	---

## 1 Premessa

Nell’ambito della progettazione definitiva del complesso intervento denominato “*Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007*”, il presente documento affronta le verifiche geotecniche e strutturali relative all’intervento di adeguamento previsto per la banchina prospiciente l’area di pertinenza di **LLOYD RAVENNA S.p.A.**

Tale banchinamento, dello sviluppo di circa 270 m, è collocato lungo il Canale Candiano, in sponda Sinistra (lato nord), in prossimità di Largo Trattaroli. La struttura attualmente presente è stata realizzata negli anni ’70 ed è costituita da un diaframma a pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato solidarizzati con una trave sommitale ed ancorati tramite trefoli in acciaio armonico ad una piastra di contrasto realizzata nel terrapieno retrostante. E’ inoltre presente la via di corsa di una gru di banchina a circa 15 m di distanza dalla trave di bordo, fondata su un allineamento di pali tipo Franki  $\phi 520$ .

L’intervento di adeguamento si rende necessario per rendere compatibile il banchinamento alle prestazioni previste dal piano regolatore vigente che prevedono, in particolare, un fondale operativo a -14,50 m da livello medio mare.

Il progetto di intervento sul banchinamento, agendo su una struttura completamente realizzata e introducendo significative variazioni delle sollecitazioni, andrebbe inquadrato nell’ambito degli interventi di adeguamento di strutture esistenti, ai sensi delle previsioni del capitolo 8 “Costruzioni esistenti” delle Norme vigenti (DM 14 gennaio 2008). Secondo quanto previsto è dunque necessario individuare il livello di conoscenza delle opere realizzate ed eseguire una valutazione completa della sicurezza nei riguardi delle azioni di progetto stabilite per le nuove costruzioni, con deroga nei riguardi delle sole prescrizioni sui dettagli costruttivi purché siano garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità prescritte per i vari stati limite.

Nel caso specifico, malgrado il banchinamento esistente sia un’opera piuttosto robusta, la modesta lunghezza del palancolato di banchina (esteso solo fino a -21,35 m da l.m.m.) e l’utilizzo estensivo di acciai da precompressione in trefoli (sia per l’armatura principale del diaframma che per il sistema di ancoraggio sommitale), non consente un livello accettabile di affidabilità strutturale in relazione alle prestazioni molto impegnative che si richiedono oggi all’opera.

Per questo motivo l’intervento di adeguamento progettato per questo banchinamento mira a sostituire l’opera esistente con una nuova opera rispondente appieno alla normativa tecnica vigente. Inoltre, considerata la necessità di mantenere praticamente invariata la posizione del filo banchina attuale (così da consentire l’ormeggio delle navi in qualunque posizione di fronte alla banchina ed alle adiacenti), l’intervento che si è ritenuto più opportuno consiste nella realizzazione di un impalcato su pali a tergo della banchina esistente ancorato con tiranti a bulbo iniettato e nella integrazione del diaframma esistente tramite “rifodera” esterna con un palancolato in acciaio. Per mantenere quanto possibile il filo banchina attuale si intende sfruttare l’aggetto della trave di banchina esistente per inserire il nuovo palancolato a mare, previa demolizione della trave esistente. La presente relazione viene sviluppata con l’esame dei seguenti specifici aspetti:

- descrizione della soluzione di adeguamento;
- definizione del quadro geotecnico di riferimento;
- descrizione dei criteri di analisi e verifica sulla base del quadro normativo vigente;
- definizione delle azioni sulle opere;

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 4 di 105</p>
--	---	---

- analisi della sicurezza delle opere in condizioni di esercizio e limite;
- analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell’insieme terreno-struttura.

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 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 «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- EN 1993-5:2007 Eurocode 3. Design of steel structures. Piling
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni – Edizioni AGI – Giugno 2012;
- Decreto n. 12391 del 22 dicembre 2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo".

## 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- PROGETTO di “Costruzione di una banchina in sinistra del canale Candiano, nel porto di Ravenna, per fondali di m. 11,50 nel tratto di sponda antistante lo stabilimento della S.a.Az. “Docks Ravennati” di Ravenna”, 1976;
- Certificato di COLLAUDO STATICO delle opere in c.a., ai sensi della L.1086 del 1971 a firma del dott. ing. Arnaldo Valletta, rilasciato in data 7 giugno 1979;
- RELAZIONE GEOLOGICA (codice GEO.A) relativa alla progettazione del “Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007”, a firma del dott. geol. Maria Bruno – Geostudi S.r.l.;
- RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE (codice GEO.G) relativa alla caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- Inoltre, in vista della loro prossima emanazione, per quanto possibile si tiene conto di quanto indicato dalla: Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell’Adunanza dell’Assemblea Generale del 14 novembre 2014.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 5 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

## 4 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Per la banchina in questione sono richieste le seguenti prestazioni:

- fondale operativo -14,50 m da l.m.m.;
- fondale di calcolo -15,00 m da l.m.m.;
- quota piazzali +2,50 m su l.m.m. (valore di calcolo);
- sovraccarico di banchina 40 kPa;
- utilizzo di gru semoventi (le caratteristiche specifiche sono indicate al paragrafo delle azioni);
- bitte da 1000 kN ad interasse 25 m;
- azione sismica valutata per Classe d’uso III, Vita nominale 50 anni
- coefficiente di compartecipazione dei carichi in condizioni sismiche  $\Psi_{2,i}=0,6$
- nave di progetto da 100.000 t (*molto grande* ai sensi della definizione delle NTC2008).

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 6 di 105</p>
--	---	---

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 Acciaio nuovo palancolato

Il palancolato del nuovo banchinamento è realizzato con acciaio tipo S430GP avente le seguenti caratteristiche di resistenza:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Si assumono inoltre i seguenti valori nominali convenzionali delle proprietà del materiale (cfr. §11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008):

- Modulo elastico:  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità trasversale:  $G = E/[2(1+\nu)]$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$
- Coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a  $100^\circ\text{C}$ ):  $\alpha = 12 \times 10^{-9} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Densità:  $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

### 5.2 Acciaio per tiranti a barre

Le barre dei tiranti di ancoraggio sono realizzate con acciaio da precompressione tipo DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{pk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{pyk} = 950 \text{ N/mm}^2$

Ai fini della progettazione si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza minime degli acciai dei tiranti in barre ricavate dalla Tabella 11.3.VII del D.M. 14/01/2008 che fornisce le proprietà meccaniche minime che devono essere garantite dal produttore:

- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{pk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento sotto carico massimo:  $A_{gt} \geq 3,5$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 7 di 105</p>
--	--	---

### 5.3 Calcestruzzo nuove strutture

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

- Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 45 \text{ MPa} \\
 f_{ck} &= 0.83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,35 \text{ MPa} \\
 f_{ctk} &= 0.7 \times f_{ctm} = 2,35 \text{ MPa} \\
 f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = 1,56 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 f_{bk} &= 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa} \\
 f_{bd} &= f_{bk} / \gamma_c = 3,53 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned}
 E_{cm} &= 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34.625 \text{ MPa} \\
 v_{cls \text{ fess.}} &= 0 \\
 v_{cls \text{ non fess.}} &= 0,2 \\
 \alpha &= 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}
 \end{aligned}$$

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

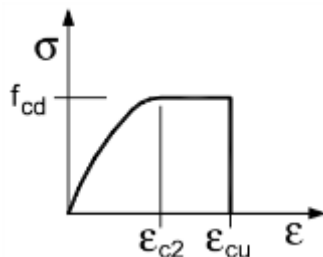


Figura 1 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 8 di 105</p>
--	--	---

## 5.4 Acciaio per cemento armato nuove strutture

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

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

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

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

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente.

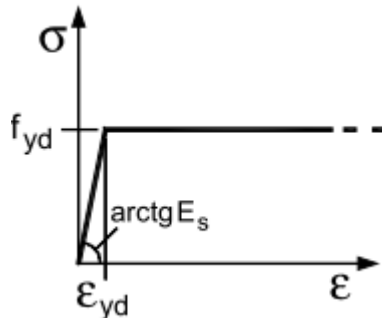


Figura 2 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

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

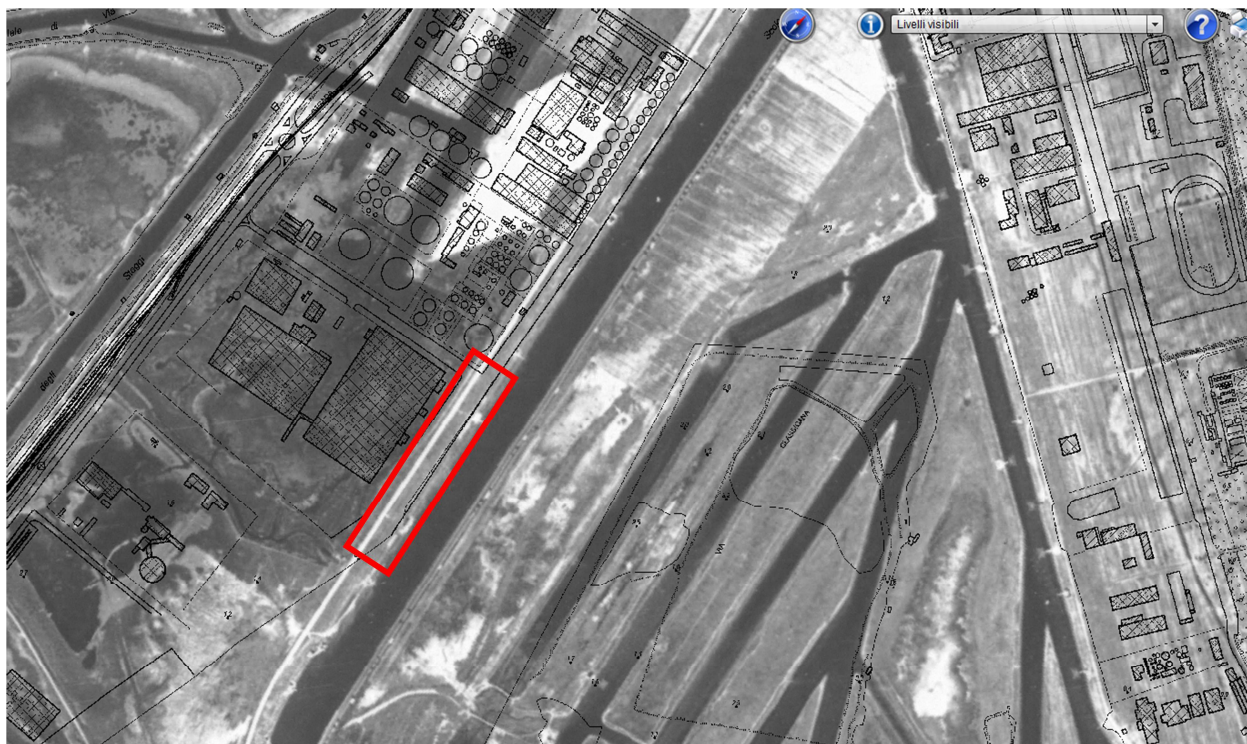
$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\epsilon_{yd} = 0,20\%$$

## 6 SITUAZIONE ATTUALE DEL BANCHINAMENTO

In Figura 3 è mostrata una foto aerea storica dell'area di interesse nel 1954, sovrapposta alla Carta Tecnica Regionale della regione Emilia Romagna. Si osserva che nel 1954 l'area era completamente sgombra da edificazioni e che il canale Candiano era molto più stretto dell'attuale. La banchina Lloyd Ravenna (in rosso nella stessa figura) è stata quindi realizzata in corrispondenza della sponda sinistra del canale.



**Figura 3 – Foto aerea storica dell'area in esame (volo IGMI-GAI 1954) sovrapposta alla recente Carta Tecnica Regionale (da cartografia GIS regione Emilia Romagna)**

In Figura 4 è riportata la planimetria generale dell'intervento progettato nel 1977. Si osserva il tratto da 220 m del primo progetto del 1976, poi esteso verso sud di 50 m con una variante del 1977.

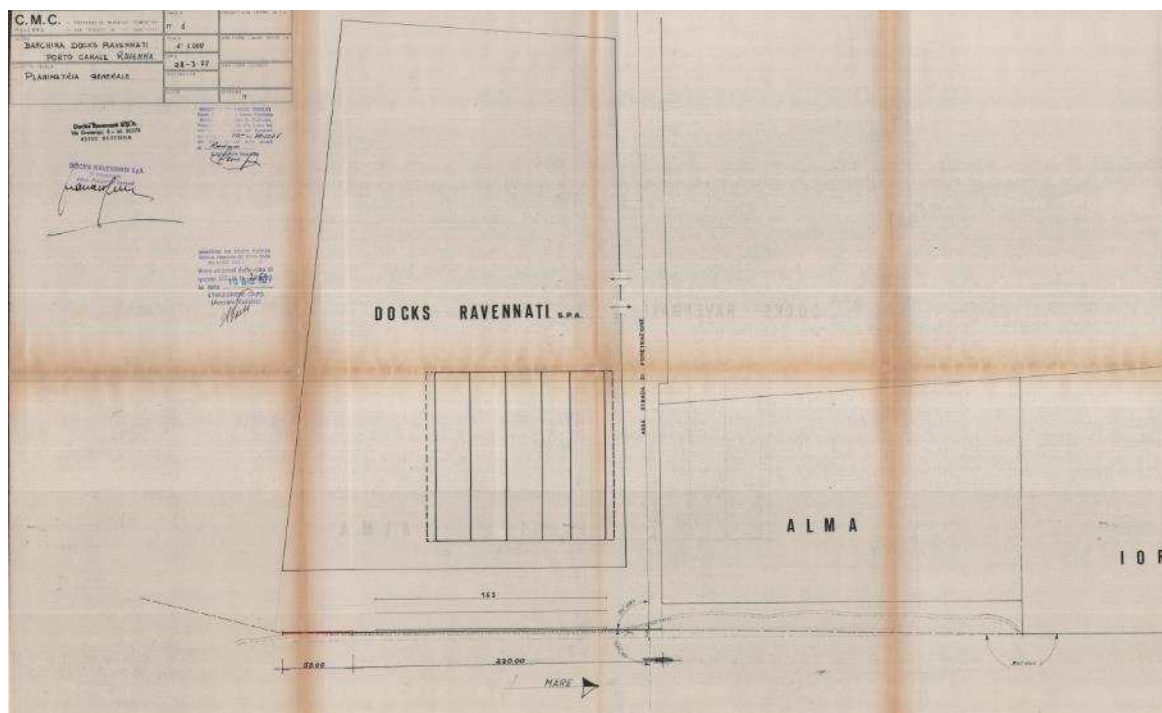


Figura 4 – Planimetria generale del progetto di realizzazione del banchinamento del 1977

In Figura 5 è mostrata una fotografia aerea dell'area nel 1988. Si osserva che la banchina Lloyd è la prima realizzata nell'area. Mancano infatti tutti i banchinamenti in sinistra (Trattaroli Nord, Trattaroli Sud, Alma Petroli) ed in destra (Docks Piomboni Sud, Docks Piomboni Nord, Terminal CTS).



Figura 5 – Fotografia aerea dell'area nel 1988 (da Geoportale Nazionale)

In Figura 6 è rappresentata una vista aerea recente dell'area in questione, in cui si riconosce il banchinamento su cui operano gru su rotaia e gru semoventi.

“APPROFONDIMENTO CANALI  
CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE  
OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO  
TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI  
E RIUTILIZZO DEL MATERIALE  
ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P.  
VIGENTE 2007”  
I FASE

Progetto Definitivo  
Banchina Lloyd Ravenna  
Relazione di calcolo



**DIREZIONE TECNICA**  
Pag. : 11 di 105



Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

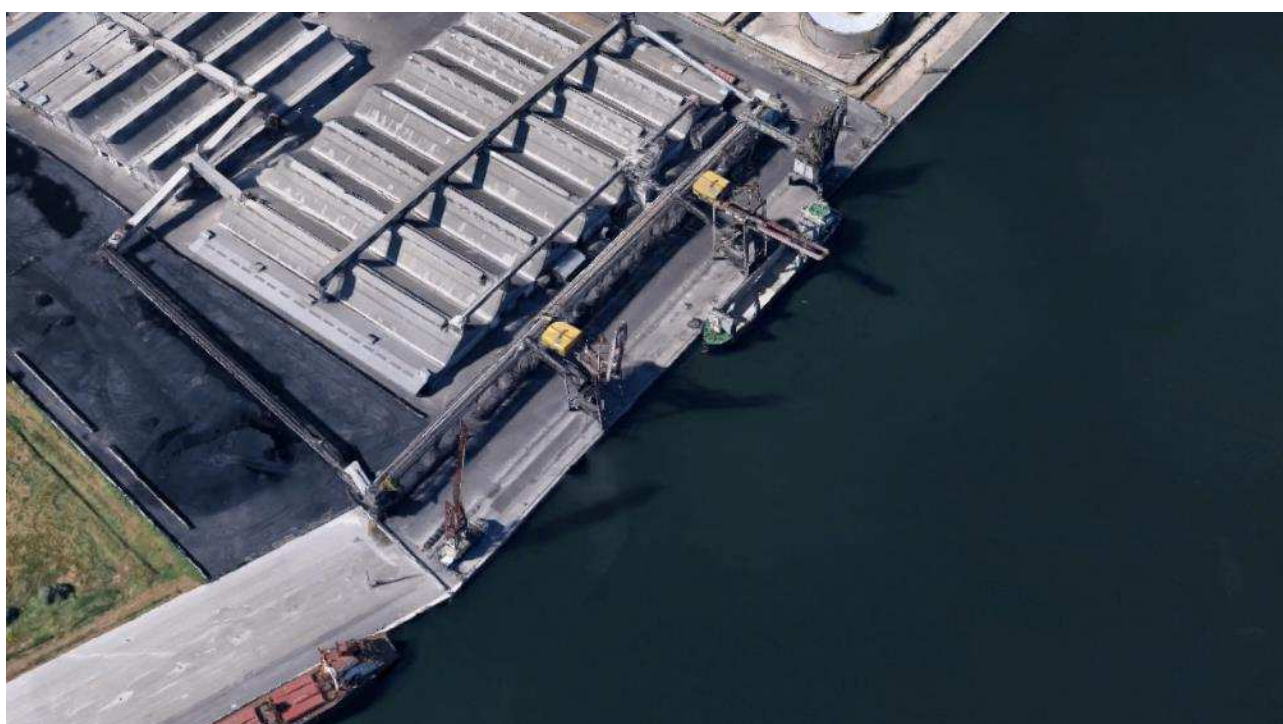


Figura 6 – Vista aerea recente 2D e 3D dell’area in esame (da Google maps)



In Figura 7 è rappresentata una sezione tipo del banchinamento per come risulta dagli elaborati originali del progetto del 1977, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

La struttura è costituita da palancole prefabbricate in c.a.p. del tipo scatolare, lunghe 21,50 m e con una sezione di m 1,00 × 1,00 m calcolate per fondali di 11,50 m, collegate in testa con una trave di coronamento della sezione di 2,25 × 2,00 m. La paratia è ancorata, a tergo, con tiranti costituiti da 6 cavi “Dyform” da 0,6” (7 cavi in corrispondenza delle bitte) a piastre poste alla distanza di 22,75 m ed interasse 2,70 m delle dimensioni di 4,50 m di altezza, 2,50 m di larghezza e 0,90 m di spessore. In corrispondenza delle bitte le piastre sono maggiorate con altezza pari a 5,00 m e 2,40 m di larghezza. Sul piano superiore della trave di collegamento è stata realizzata la sede di una delle rotaie della Torre di scarico; l’altra rotaia corre a 12,50 m dalla precedente e poggia su una struttura costituita da pali di fondazione tipo Franki di 20,0 m di lunghezza, 540 mm di diametro, interasse 2,70 m (1,80 m in corrispondenza dei giunti della trave, vedi Figura 8), uniti da una trave di sezione 1,00 × 1,20 m.

In corrispondenza delle bitte la trave di banchina viene maggiorata per permettere l’alloggiamento di armature supplementari locali.

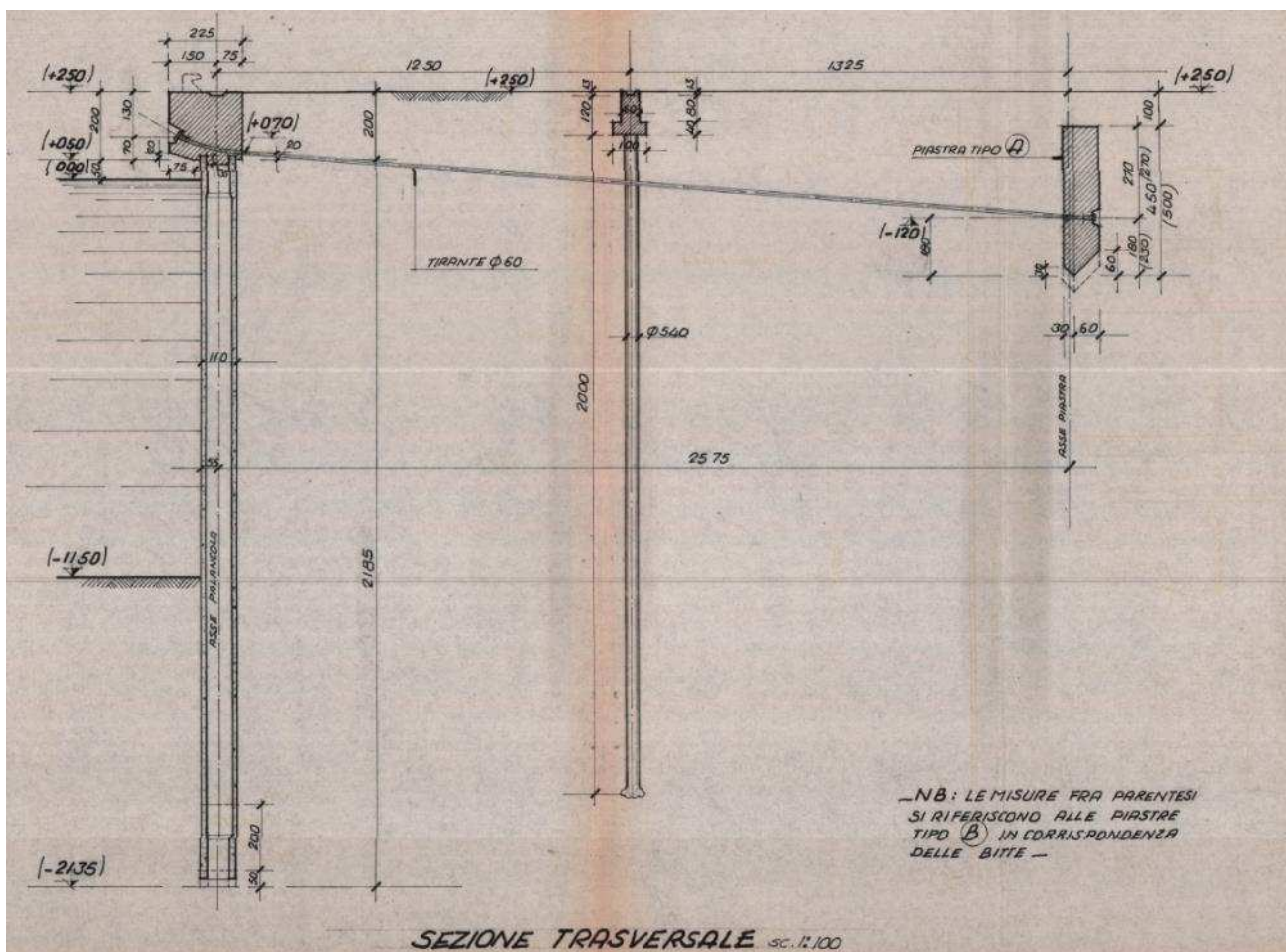


Figura 7 – Sezione tipo del banchinamento (dal progetto del 1977)

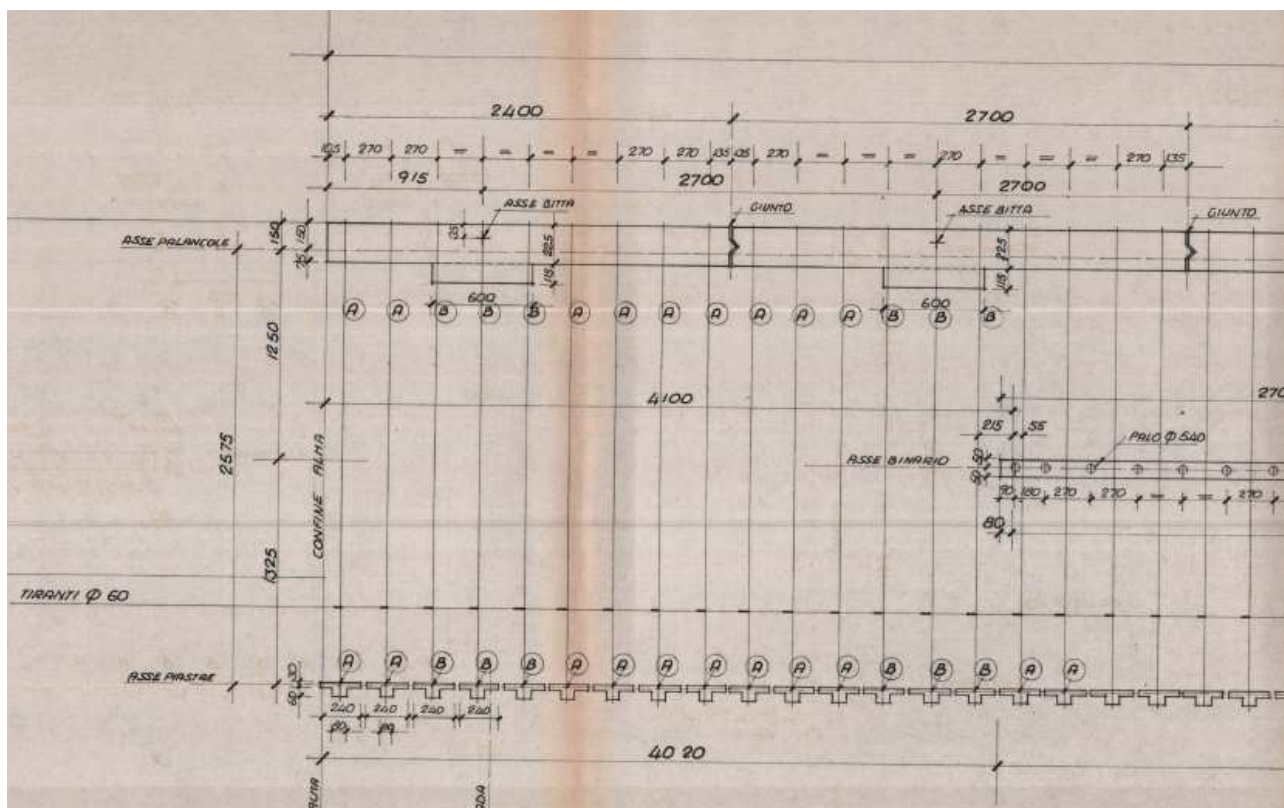


Figura 8 – Stralcio planimetrico del banchinamento (dal progetto del 1977)

Dalla relazione di calcolo del 1977 si evince che il momento flettente di progetto sul palancoleto era pari a 176 tm e che il tiro sul tirante era pari a 40 t/m.

La sezione del diaframma prefabbricato, nella sezione di massimo momento flettente (sez B-B di Figura 7) veniva armata con 36 trefoli da 0,5" (area trefolo  $A=0,93 \text{ cm}^2$ ,  $R_{ak} = 190 \text{ kg/mm}^2$ ) per un momento resistente a rottura pari a 404 tm.

I tiranti sono armati n.6 cavi dyform da 0,6" e sono posti a distanza 2,70 m. In corrispondenza delle bitte gli ancoraggi vengono maggiorati di 1 trefolo (tirante a 7 trefoli). I cavi vengono collaudati ad un tiro di  $128 \text{ kg/mm}^2$  (80% di  $R_{ak(1)}$ ) per assestare la piastra di contrasto, e poi bloccati a  $74 \text{ kg/mm}^2$  (che corrisponde ai 2/3 del tiro di esercizio a pieno carico).

I pali di fondazione della via di corsa della gru lato terra sono pali tipo Franki da  $\phi 540 \text{ mm}$  di diametro e lunghezza pari a 21 m, armato con  $5\phi 18$ .



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 15 di 105</p>
--	---	--

## 7 INTERVENTO PREVISTO

Dopo attenta analisi dello stato di consistenza del banchinamento Lloyd Ravenna si è giunti alla conclusione che non fosse possibile fare affidamento sulle vecchie strutture per sostenere in sicurezza i nuovi carichi. Infatti, pur valutando il banchinamento molto robusto per l'epoca di costruzione (un momento resistente di circa 4000 kNm/m è quasi il doppio di quanto adottato in banchinamenti analoghi costruiti 30-40 anni fa) ed anche ritenendo il diaframma in buono stato di conservazione, si sono individuate delle criticità che, senza mettere in discussione l'uso attuale, ne pregiudicano l'adeguamento ai nuovi fondali. In particolare:

- l'utilizzo estensivo di acciai ad alta resistenza (trefoli): la struttura principale è armata con trefoli, così come il tirante che collega il diaframma a mare alla piastra di contrasto.

Gli acciai ad alta resistenza sono molto sensibili alla corrosione, tanto più in un ambiente aggressivo come quello marino. Esaminare oggi in maniera estensiva lo stato di conservazione di tali elementi è difficoltoso e, in ogni caso, la sensibilità odierna al tema della durabilità delle opere non è quella di 40 anni fa.

- il modesto approfondimento del diaframma principale di banchina.

Il diaframma è infatti esteso fino a -21,35 m da l.m.m., una profondità che colloca la punta degli elementi strutturali interamente nei limi argillosi teneri. Per sostenere in sicurezza un fondale di 15 m su l.m.m. in una stratigrafia come quella di Ravenna è necessario che la paratia si intesti sufficientemente nei depositi alluvionali che si ritrovano oltre i 25 m da l.m.m.

Questi due elementi di valutazione sono alla base della decisione di realizzare delle nuove strutture in grado di fronteggiare autonomamente i carichi di banchina e la spinta delle terre.

Considerando la presenza delle vecchie strutture, la necessità di mantenimento dell'attuale filo banchina, la richiesta di utilizzo di gru semoventi e la necessità di lasciare operative le attuali gru su rotaia si è deciso di proporre una soluzione di intervento composita costituita da:

- un rivestimento del diaframma con un palancoato metallico continuo, di buona capacità strutturale ma ridotta altezza, esteso fino a -26 m da l.m.m., così da intestarsi nelle sabbie profonde;
- una piattaforma su pali tra il diaframma di banchina e l'esistente rotaia lato terra, in grado di sostenere in sicurezza i carichi delle gru semoventi trasferendo le azioni in profondità, senza gravare sul palancoato di banchina;
- nuovi tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato per sostenere le azioni orizzontali;
- una nuova trave di banchina, in grado di ospitare le bitte.

In Figura 10 è mostrata la sezione tipologica della banchina con l'intervento di adeguamento previsto. In sintesi le strutture hanno le seguenti caratteristiche:

- rivestimento del diaframma in c.a.p. con un palancoato metallico combinato HZ/AZ tipo HZ880MA-24 / AZ13-770, con i profilati principali costituiti da una doppia HZ (soluzione 24, vedi Figura 11) estesi fino a -26,00 m da l.m.m e le palancole AZ intermedie estese fino a -21,0 m da l.m.m.;





- tre allineamenti di pali  $\varnothing 1000$  estesi fino a -35 m da l.m.m. (da +1,25 a -35 m da l.m.m.), alla distanza di 3,35, 9,35 e 15,35 m dal filo banchina e ad interasse di 3,60 m tra le file (in direzione longitudinale);
- solettone di ripartizione in calcestruzzo armato, al di sopra dei pali (tra +1,25 e +2,25 m su l.m.m.), di larghezza pari a 14,20 m a tergo della trave sommitale esistente ed altezza pari a 1,00 m;
- trave di banchina di sezione maestra  $2,25 \times 2,00$  m (B  $\times$  H), estesa lato mare fino a -0,50 m l.m.m., che ospita le bitte ed i tiranti di ancoraggio;
- allineamento di tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato, a partire dal nuovo palancoato, di lunghezza 35 m, inclinazione  $20^\circ$  sull'orizzontale, con 17 m di parte libera e 18 m di fondazione, armato con barra Dywidag  $\varnothing 47$  ed interasse 1,80 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting.

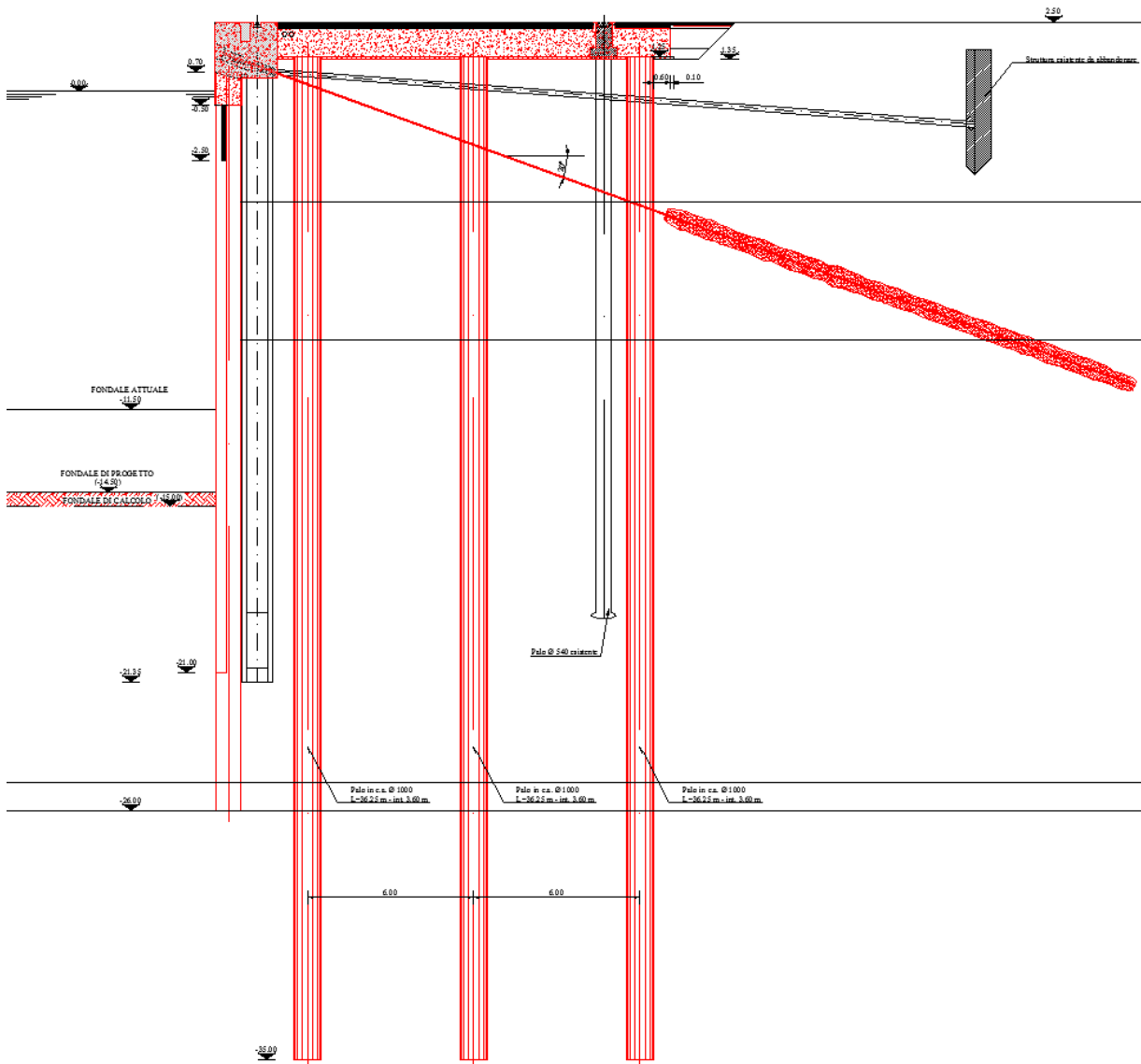


Figura 10 – Sezione tipo della nuova banchina Lloyd (in rosso le nuove strutture)



System Properties: HZ 880M A-24/AZ 13-770

Wx(HZM)	Wx(RHRZ)	Ix sys	Ax sys	Width b	g 60%	g 80%	g 100%
cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>4</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m	m	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
7885	7295	336390	259,8	2,54	234,8	249,3	263,8

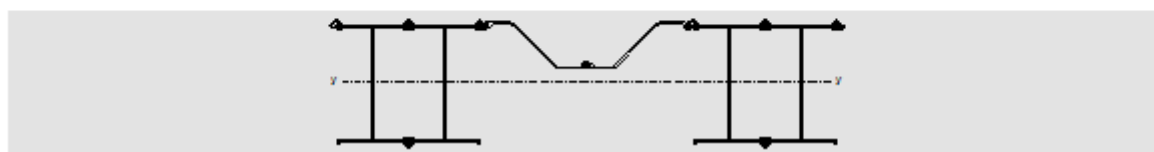


Figura 11 – Particolare del nuovo palancoato di banchina per il rivestimento del diaframma in c.a.p. lato mare

In Figura 12 è rappresentato uno stralcio planimetrico del banchinamento con l'indicazione delle nuove strutture (in rosso).

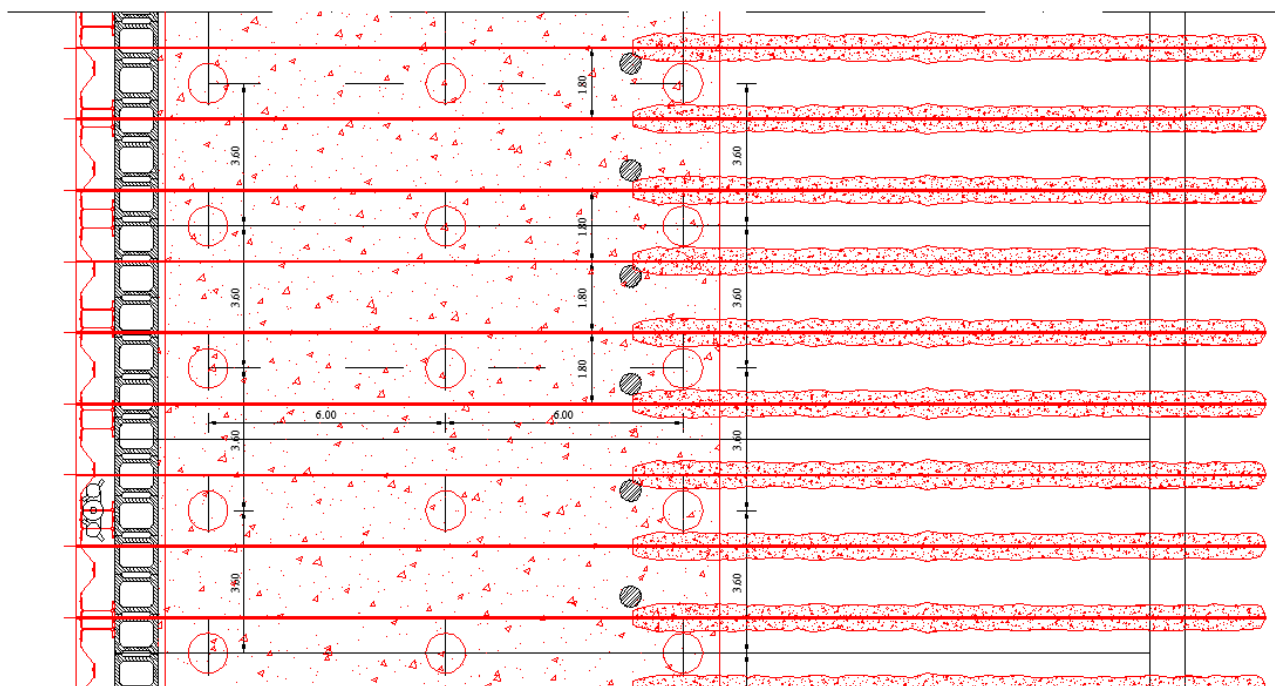


Figura 12 – Stralcio planimetrico del banchinamento (in rosso le nuove opere)

L'intervento ha previsto la realizzazione del cunicolo servizi sulla nuova trave di banchina ed il riposizionamento dei binari della gru di banchina esistente, così da ricostituire l'operatività di tali mezzi, come richiesto dalla committenza.

Per poter realizzare l'intervento di adeguamento previsto, in fase di progettazione esecutiva sarà necessario dettagliare la fase costruttiva in maniera tale che la banchina esistente risulti sempre opportunamente sostenuta. In linea di massima le fasi principali saranno le seguenti:

- rimozione della sola pavimentazione per alleggerire le spinte sul diaframma, mantenendo un buon battente idraulico rispetto al l.m.m. per l'escavo dei pali;
- realizzazione dei pali trivellati;

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 18 di 105</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

- abbassamento del piano di banchina e realizzazione di un collegamento provvisorio tra diaframmi esistenti e pali retrostanti;
- demolizione della trave di banchina ed utilizzo provvisorio dei tiranti esistenti per sostenere le strutture;
- infissione del nuovo palancoato;
- getto della nuova trave e del solettone su pali;
- realizzazione dei nuovi ancoraggi a bulbo iniettato;
- escavo fino al fondale di progetto.

Particolare attenzione dovrà essere prestata alla fase di realizzazione degli ancoraggi per la vicinanza delle strutture esistenti a tergo. Dovrà quindi essere previsto un opportuno sistema di monitoraggio dell'esistente.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 19 di 105</p>
--	--	--

## 8 RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

### 8.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA

Dal punto di vista geologico, l'area della piana costiera romagnola appartiene al bacino di avanfossa di età plio-quadernaria racchiuso a Nord dalle Alpi e ad Ovest dalla Catena Appenninica, poi riempito in età olocenica durante un ciclo trasgressivo-regressivo.

I depositi di pianura e costieri risalgono al Pleistocene e al Medio-Olocene e sono attribuibili al “Subsistema di Ravenna”, un'unità relativamente superficiale, costituita da depositi fluviali intravallivi e di pianura alluvionale, con intercalazioni di sabbie litorali e, nel settore a mare, da sabbie di prodelta e transizione alla piattaforma, il cui spessore aumenta, procedendo progressivamente dal margine appenninico verso il mare, fino a 20-28 metri.

L'attuale assetto stratigrafico dei depositi costieri è strettamente legato alle fasi che hanno caratterizzato la dinamica evolutiva del delta del fiume Po:

- 18000 anni fa - l'ultima glaciazione del Quaternario provoca la regressione marina che porta all'avanzamento della pianura alluvionale del Po fino all'altezza di Pescara.
- 10000 anni fa - trasgressione marina avvenuta in tempi molto rapidi cosicché il delta del Po arretra fino quasi alla posizione attuale. Durante le fasi di trasgressione l'estesa pianura di stazionamento basso venne rapidamente allagata data anche la sua modesta inclinazione, per cui tutti i sedimenti precedentemente deposti e sommersi, vennero rimaneggiati e deposti nuovamente lungo le neoformate linee di costa man mano che esse arretravano verso nord ovest.
- 6000 anni fa - massimo arretramento della linea di costa fino a raggiungere l'entroterra di Ravenna. In corrispondenza dell'attuale fascia costiera la deposizione avviene in condizioni di mare basso (ambiente di prodelta).
- da 6000 anni fa ad oggi - stabilizzazione del livello del mare, progressivo accrescimento e spostamento verso mare della linea di costa ad opera dell'apporto fluviale fino al raggiungimento dell'attuale configurazione delle aree emerse con la formazione delle zone lagunari della Pialassa del Piombone.

Tale breve ricostruzione della geologia recente fornisce un'efficace chiave di lettura della sequenza stratigrafica sintetizzata nella sezione proposta da Amorosi *et al.* (1999) e mostrata in Figura 13 ; nell'immagine si riconoscono le associazioni di facies ed il codice di riconoscimento delle singole litofacies che caratterizzano il Subsistema di Ravenna (CARG – Foglio 223 Ravenna).

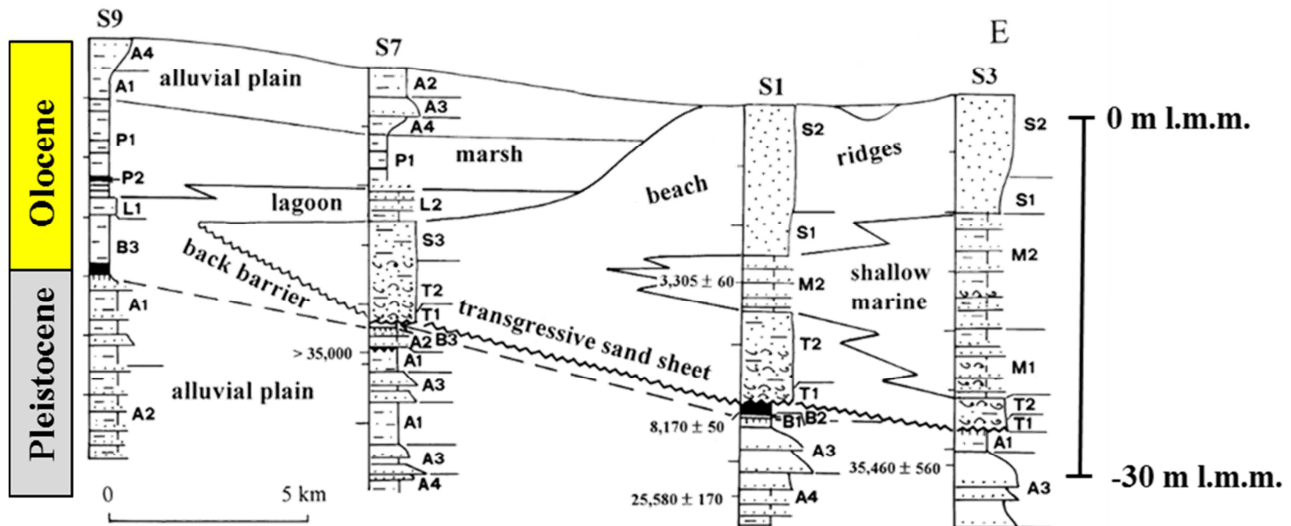


Figura 13 – Stratigrafia del Subsistema di Ravenna ricostruita lungo l’allineamento (W-E) Villanova – Borgo Anime – Porto (CARG – Foglio 223 Ravenna); l’area oggetto di studio si colloca fra i sondaggi S1 ed S3

Nella successione stratigrafica si individua l’arrivo della trasgressione Olocenica in corrispondenza di **depositi sabbiosi di retro barriera** (facies B) e degli **strati sabbiosi trasgressivi** sovrastanti (facies T, 8000-9000 anni fa) posti ad una profondità di 30 m lungo la linea di costa che tende a diminuire verso ovest. Sopra i depositi sabbiosi si trovano i **sedimenti fini di prodelta** (depositi di mare basso, facies M) che mostrano una geometria a cuneo con diminuzione di spessore verso ovest. L’evoluzione successiva è controllata dalla deposizione degli spessi depositi sabbiosi attribuibili a **cordoni litorali e dunali** (facies S). Nelle zone più interne, sopra i depositi sabbiosi, si osservano sedimenti recenti legati all’evoluzione dei sistemi fluviali più importanti. Fra le verticali dei sondaggi S1 ed S3 si rinvenivano **depositi di palude salmastra** (facies P) appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa.

Al di sotto del Subsistema di Ravenna sono riconoscibili i **depositi di piana alluvionale** (facies A) del tardo-pleistocene (circa 15.000 anni fa).

I profili penetrometrici risultanti lungo tutto il canale si correlano bene con la ricostruzione presentata, schematizzata nella sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate di Figura 14 (da Carta Geologica d’Italia, foglio 223). Sulla stessa figura sono infatti sovrapposti i profili di resistenza alla punta di 3 CPT realizzate lungo il canale, di cui la CPTu3/2014 realizzata presso la Darsena San Vitale, la CPT8/1978 realizzata a Largo Trattaroli, la CPTu21/2014 realizzata a Porto Corsini: si osserva un’ottima correlazione tra le resistenze alla punta delle prove penetrometriche e la variabilità delle quattro unità litologiche individuate nell’area portuale.

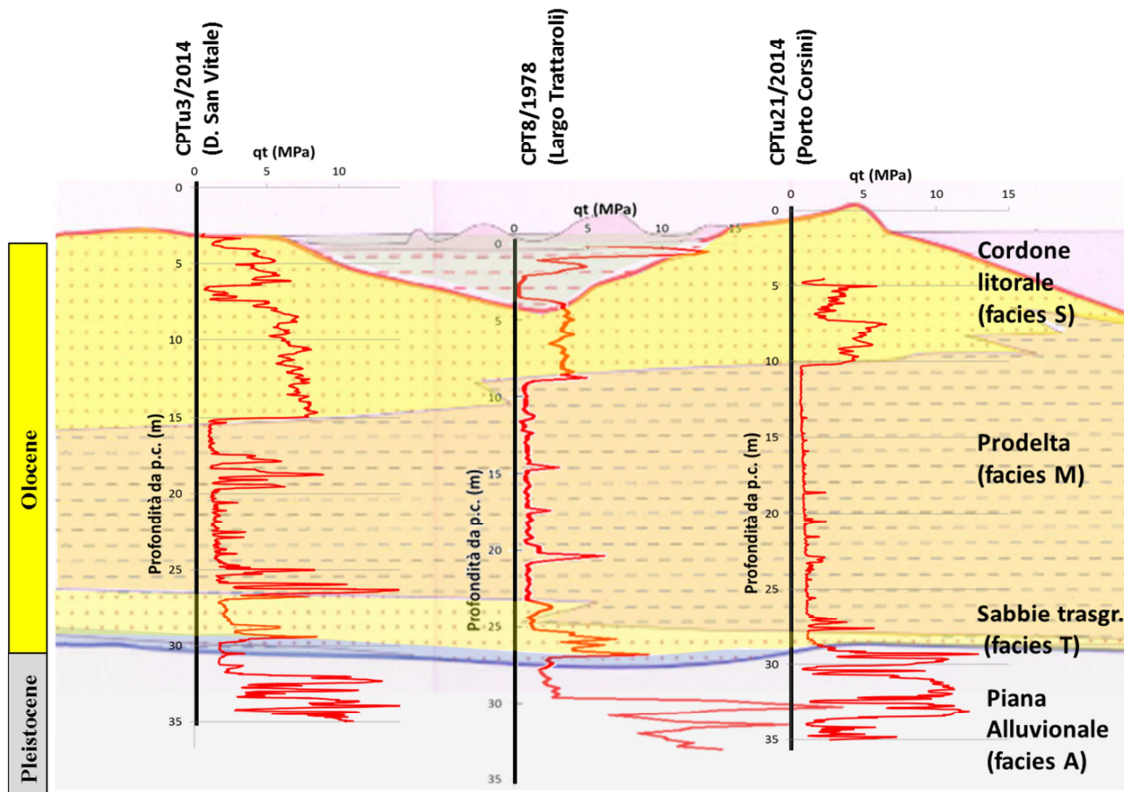


Figura 14 - Sovrapposizione fra la resistenza penetrometrica corretta misurata nelle verticali CPTu3/2014, CPT8/1978, CPTu21/2014 e la corrispondente sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate (da Carta Geologica d'Italia, foglio 223)

In sostanza risulta concettualmente utile suddividere l'area portuale in 3 settori, sulla base dell'andamento del tetto del cordone litorale di facies S (Figura 15):

- Settore EST: rappresentativo di Marina di Ravenna e Porto Corsini è caratterizzato dal Cordone litorale S affiorante ma di limitato spessore ( $s = 7-8$  m) ed un deposito di Prodelta di grande potenza ( $s > 15$  m) e con solo sporadici livelli permeabili;
- Settore CENTRALE: rappresentativo di Largo Trattaroli è caratterizzato dalla presenza dei depositi di palude salmastra nei primi metri da piano campagna e da uno spessore delle sabbie di cordone litorale ridotto a pochi metri ( $s < 5-6$  m);
- Settore OVEST: rappresentativo della Darsena San Vitale è caratter
- izzato da una elevata potenza delle sabbie di Cordone litorale S, che raggiungono spessori dell'ordine dei 15 m e da un ridotto spessore del Deposito di Prodelta ( $s < 10$  m) che si presenta anche intercalato da numerosi livelli e lenti sabbiose.

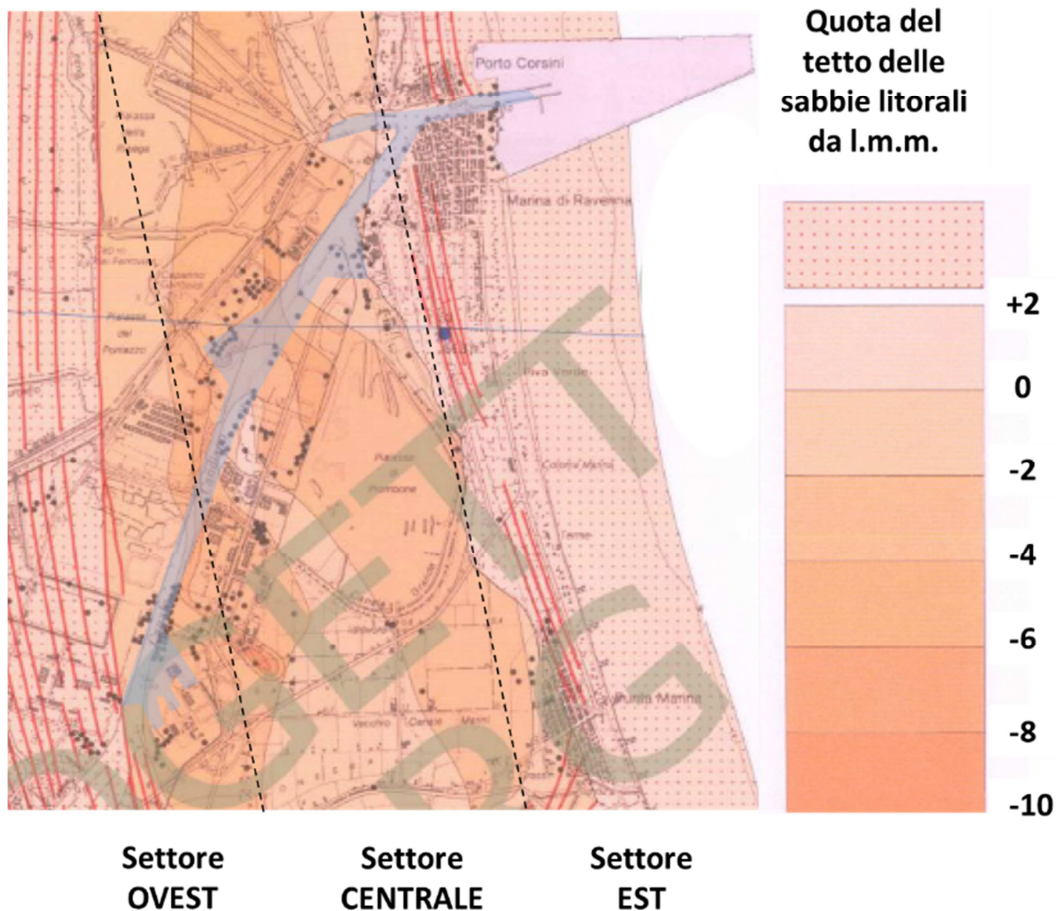


Figura 15 – Profondità del tetto delle sabbie litorali e suddivisione in settori omogenei

## 8.2 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la definizione della successione stratigrafica di dettaglio relativa alla banchina in questione si fa riferimento al profilo delle unità geotecniche costruito sulla base della recente campagna di indagine (2013), mostrato in Figura 16 relativamente al tratto di interesse.

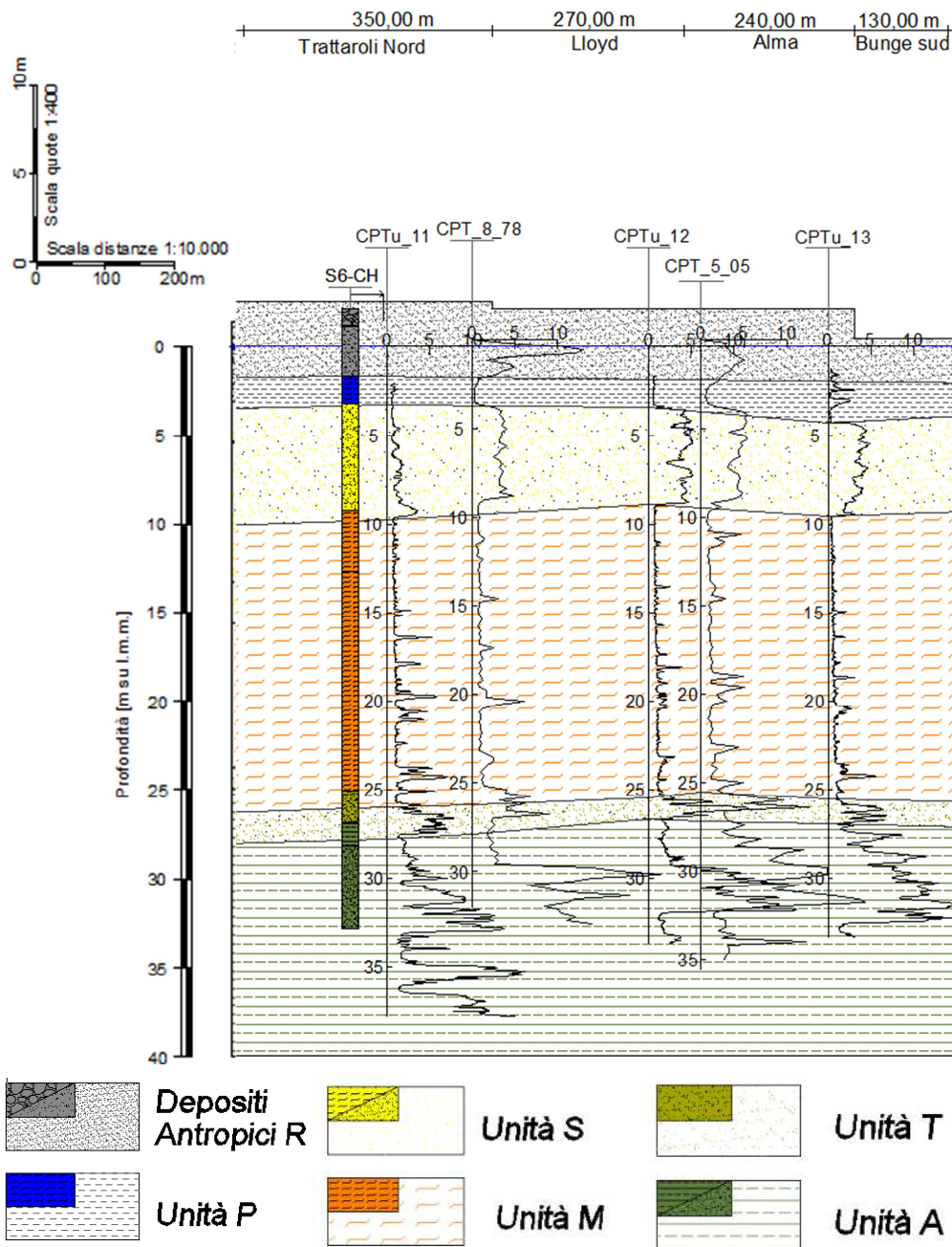


Figura 16 – Profilo delle unità geotecniche nel tratto di interesse



La ricostruzione stratigrafica mostrata è in ottimo accordo con quella elaborata nel progetto originale del 1977 sulla base di specifiche indagini in sito e mostrata in Figura 17.

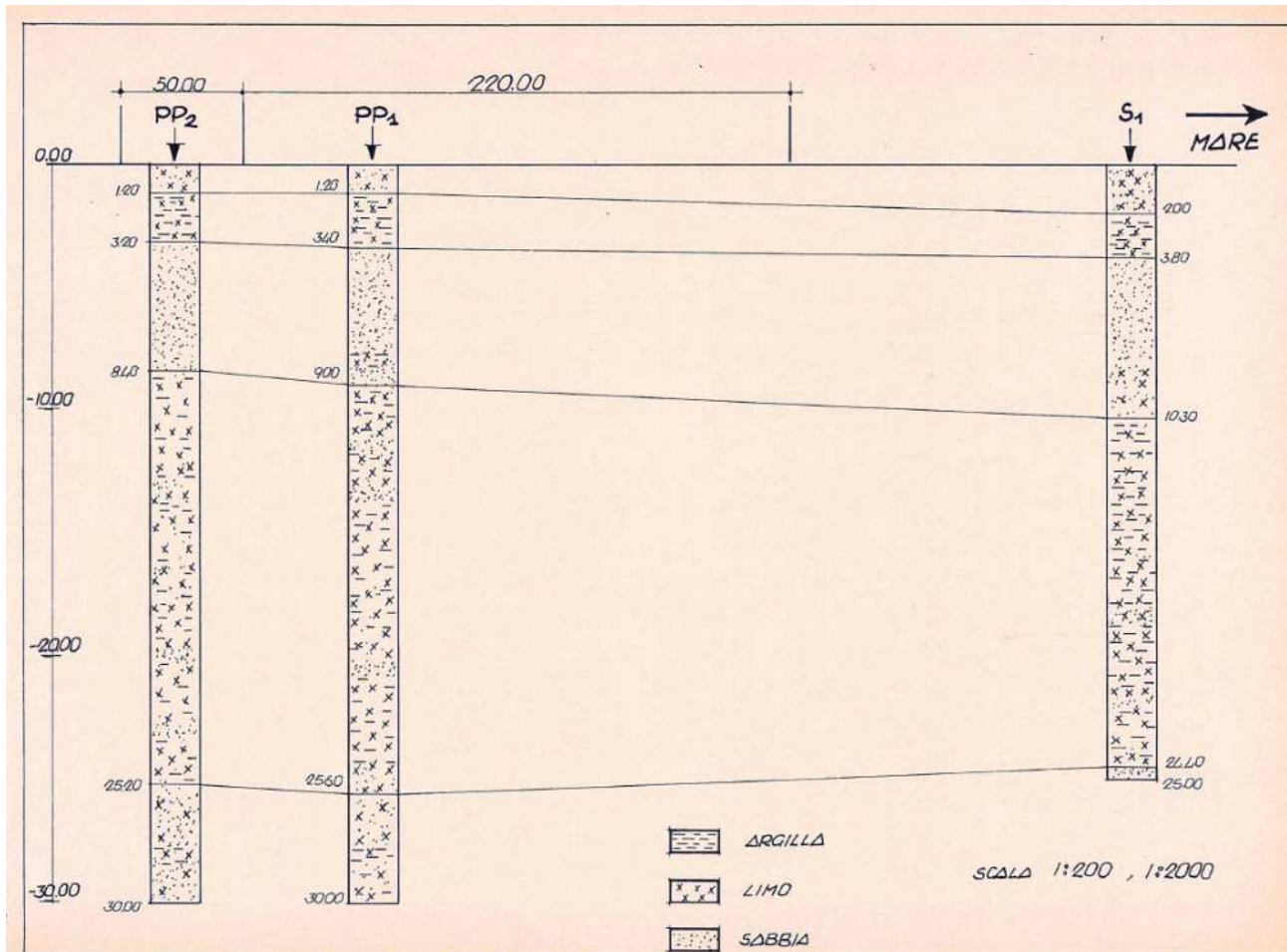


Figura 17 – Profilo delle unità geotecniche nel tratto di interesse elaborato nel 1977 (il banchinamento Lloyd copre il tratto quotato 50+220 m)

Si ha quindi:

- Deposito antropico (R) +2,0 / 0,0 m su l.m.m.
- Depositi di Palude (P) 0,0 / -4,0 m su l.m.m.
- Sabbie Dunali (S) -4,0 / -9,0 m su l.m.m.
- Limi Argillosi (M) -9,0 / -25,0 m su l.m.m.
- Sabbie profonde (T) -25,0 / -26,0 m su l.m.m.
- Alluvioni profonde (A)  $z < -26,0$  m su l.m.m.

Per la scelta delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti si fa riferimento al quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (Tabella 1) ottenuti dall’elaborazione del complesso delle indagini disponibili al porto di Ravenna, i cui dettagli possono essere trovati nella relazione geotecnica generale.

**Tabella 1. Quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (da Rel. geotecnica generale)**



			Litotipo S e T Depositi S (sabbie fini di cordone litorale) Depositi T (strati sabbiosi trasgressivi)	Litotipo P Deposito P di palude	Litotipo M Deposito M prevale coesivo di prodelta	Litotipo A Deposito A di piana alluvionale	
						porzione fine	porzione granulare
Peso di volume	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]		17,5-19,5	17,0-18,0	17,5-19,5	18,5-20,5	
Peso specifico dei	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]		27,40	n.d.	27,70	26,5	n.d.
Contenuto d'acqua	w [%]		22-30	40	25-40	22-33	n.d.
Limite liquido	LL [%]		-	n.d.	30-55	32-57	n.d.
Indice di plasticità	IP [%]		-	n.d.	10-30	12-33	n.d.
Coeff. di spinta a riposo	$k_0$ [-]		-	n.d.	0,4-0,6	0,5-0,6	n.d.
Grado di sovraconsolidazione	OCR		-	1	1	1 - 2	
Densità relativa	DR [%]	CPTu	30-50	-	-	-	20-40
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	$c'$ [kPa]	T.D.	0 30	n.d.	0 30	0 28	-
		L.I.	0 38	n.d.	0 30		-
	$\phi'$ [°]	CU-CD	L.I.	0 34	n.d.	0 28	-
		L.S.	0 39	n.d.	0 32	-	
Parametri di resistenza in tensioni totali	$c_u$ [kPa]	DMT	34-36	-	-	-	n.d.
		CPTu	35-38	n.d.	25-30	-	32-35
	L.I.	UU	-	n.d.	20-60	60-110	-
		DMT	L.I.	-	5-30	0,15 $\sigma'_v$ 0,22 $\sigma'_v$	0,15 $\sigma'_v$ 0,30 $\sigma'_v$
L.S.	CPTu	L.I.	-	10-20	0,12 $\sigma'_v$ 0,26 $\sigma'_v$	-	
Modulo di taglio a piccole deformazioni	$G_0$ [MPa]	DH	27-63	n.d.	47-100	110-195	
		CH	45	25	35-60	75-90	
		Re.Mi.	40-100	n.d.	80-160	90-160	
		Colonna Risonante	65-95	n.d.	70-140	120	-
		CPTu	40-80	n.d.	25-70	-	-
Moduli elastici operativi	$E_1$ [MPa]	CPTu	20-50	n.d.	n.d.	n.d.	50-70
Moduli edometrici	$M$ [MPa]	$\sigma'_v$ :50-100kPa	-	n.d.	1,8-4,0	-	-
		$\sigma'_v$ :100-200kPa	-	n.d.	2,0-7,0	6,0 - 9,0	-
		$\sigma'_v$ :200-400kPa	-	n.d.	3,0-11,0	9,0 - 15,0	-
	$M_{form}$ [MPa]	DMT	20-45	1-4	2-6	-	-
$M$ [MPa]	CPTu	-	1-3	2-6	5-10	-	
Coeff. di compressibilità	$C_c$ [-]		-	n.d.	0,17-0,36	0,20 - 0,30	-
Coeff. di rigonfiamento	$C_s$ [-]		-	n.d.	0,02-0,05	0,02 - 0,06	-
Coeff. di consolidazione verticale	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]		-	n.d.	2·10 <sup>-4</sup> 7·10 <sup>-7</sup>	n.d.	-

Per la scelta del valore più appropriato dei parametri geotecnici per i terreni presenti nel tratto in esame si fa riferimento ai risultati della prova CPTu\_12 (Figura 18) e ai relativi parametri ricavati dall'elaborazione della prova (Figura 19).

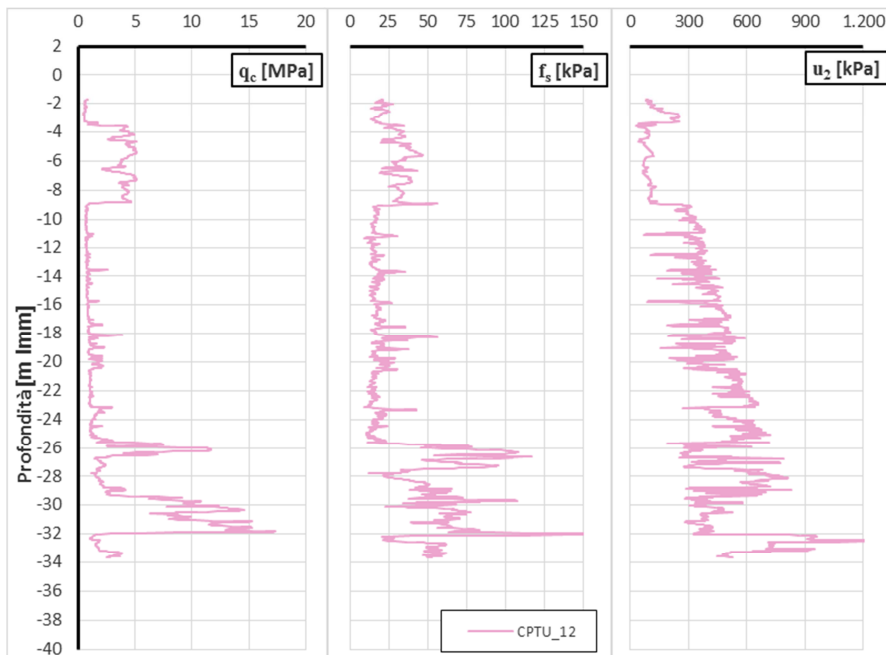


Figura 18 – Risultati della prova CPTu\_12

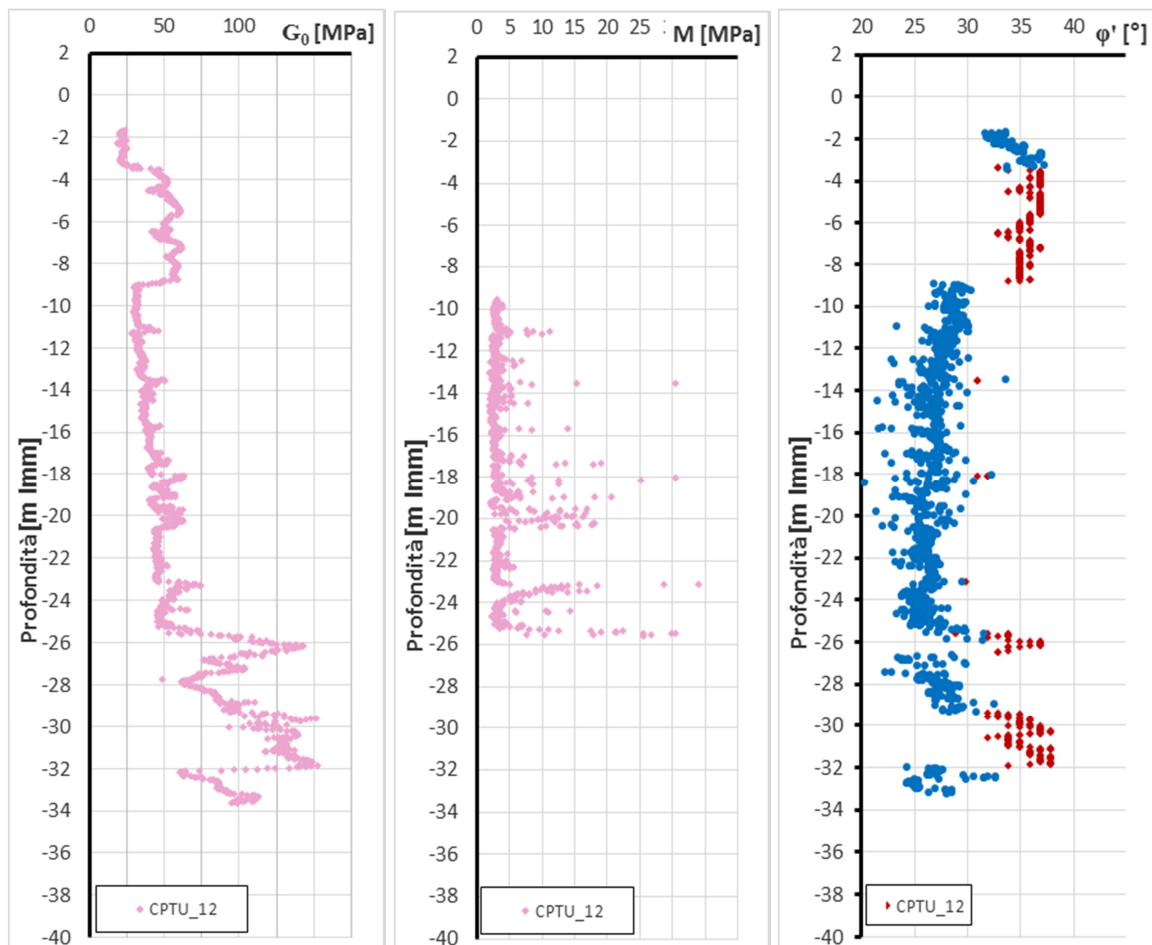


Figura 19 – Principali parametri geotecnici ottenuti dall'elaborazione della CPTu\_12

Pertanto i parametri geotecnici scelti per ogni unità geotecnica presente sono indicati in Tabella 2. Per le alluvioni profonde, considerando l’alternanza tra livelli coesivi e granulari, si sceglie una caratterizzazione da deposito prevalentemente coesivo.

**Tabella 2. Parametri geotecnici scelti per le unità geotecniche presenti**

		Profondità (m da l.m.m).	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{50}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)
<b>(P)</b>	Depositi di Palude	-0,0 / -4,0	17,50	3.000	0,25	-	26
<b>(S)</b>	Sabbie Dunali	-4,0 / -9,0	18,00	15.000	0,25	-	36
<b>(M)</b>	Limi Argillosi	-9,0 / -25,0	18,00	4.000	0,25	-	28
<b>(T)</b>	Sabbie profonde	-25,0 / -26,0	18,50	25.000	0,25	-	33
<b>(A)</b>	Alluvioni profonde	-26,0 / -40,0	19,00	20.000	0,25	-	28

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 28 di 105</p>
--	---	--

## 8.3 SICUREZZA DELL'OPERA

### 8.3.1 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 DM 2008) 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.

#### 8.3.1.1 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
- $\gamma_F$  coefficienti parziali per le azioni
- $\gamma_E$  coefficienti parziali per gli effetti delle azioni
- $\gamma_M$  coefficiente parziali per i materiali

Il Decreto del 2008 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per  $\gamma_F$  che per  $\gamma_E$ .

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:

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



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>				
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>			<p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 30 di 105</p>	

	$\gamma_R$						
		infissi			trivellati		
Base	$\gamma_b$	1	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

**Tabella 8. 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	$\geq 5$
$\xi_3$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_4$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

### 8.3.1.1.1 Approcci e combinazioni utilizzate

Nel presente progetto si sono utilizzati:

- per la verifica delle opere di sostegno: Approccio 1. Per le 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 allo stato limite di sfilamento dei tiranti di ancoraggio: la combinazione A1+M1+R3
- per la verifica dei pali di fondazione: 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.

### 8.3.1.1.2 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 9. In sostanza per un palancoato 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).

**Tabella 9. 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.



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 32 di 105</p>
--	--	--

### 8.3.2 Azioni sulle opere

Per le opere in progetto è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, ai sovraccarichi, alla gru di banchina, all’acqua, al tiro alla bitta e al sisma.

#### 8.3.2.1 Sovraccarico di banchina

Trattandosi di una banchina portuale operativa, come richiesto dalla committenza, si assume un valore caratteristico  $q$  delle azioni variabili unitarie (pressione) di:

$$q = 40 \text{ kPa}$$

#### 8.3.2.2 Tiro alla bitta

Il tiro alla bitta risulta pari a 1.000 kN, da intendersi come valore caratteristico. Le bitte sono poste ad una distanza di 25m.

$$b = 40 \text{ kN/m}$$

#### 8.3.2.3 Gru di banchina semovente

Il banchinamento in questione deve essere idoneo all’operatività di gru semoventi. La committenza ha indicato quale gru di riferimento già operante nel porto di Ravenna la LHM 400 della Liebherr attualmente operante presso la banchina Marcegaglia.

Si premette che le gru semoventi 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 a specifiche condizioni di carico che dovranno essere opportunamente considerate dai terminalisti per la scelta dei mezzi meccanici e dei dispositivi ausiliari utilizzabili sul banchinamento.

Dalla scheda fornita dal committente (Allegato X1) e da quella del produttore (Allegato X2) si ricavano e si assumono i seguenti valori di progetto per la gru LHM 400:

- azione massima sullo stabilizzatore  $F_k = 2400 \text{ kN}$
- dimensioni dello stabilizzatore:  $1,80 \text{ m} \times 5,50 \text{ m}$

**Qualora condizioni operative richiedano il superamento di tale valore occorrerà prevedere opportuni accorgimenti tecnologici per permetterne l’utilizzo sulle banchine in questione (ad es. stabilizzatori di dimensioni maggiori).**

#### 8.3.2.4 Gru di banchina su rotaia esistente

Dal progetto originale risulta che la gru su rotaia trasmette un carico massimo di 25 t per ruota su carrelliere costituite da 4 ruote ad interasse di 1,0 m. Lo schema di carico è mostrato in Figura 20.

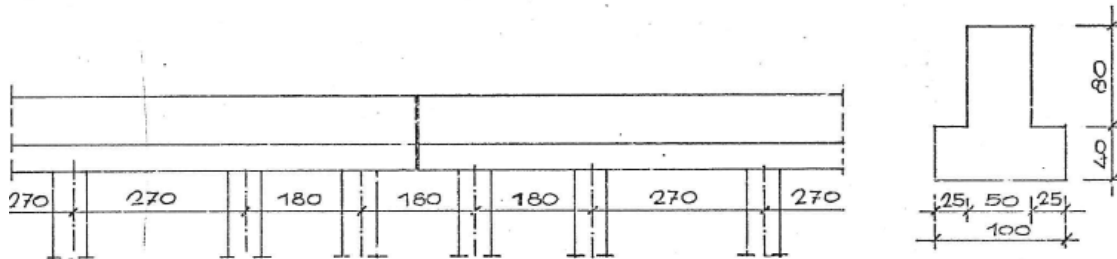
Nell’ipotesi che il carico della gru debba essere interamente sopportato dai pali Franki esistenti, l’azione agente su ogni palo è stimabile sull’area di influenza come:

- carico permanente  $G = 28 \times 2,70 \text{ m} = 76 \text{ kN/palo}$
- carico variabile  $Q = 250 \times 2,70 \text{ m} = 675 \text{ kN/palo}$

Peraltro si osserva che il carico di linea della gru esistente, pari a 1000 kN su 4 m, è molto inferiore al carico considerato per lo stabilizzatore della gru semovente che si sposta sul nuovo solettone.



1) Calcolo delle sollecitazioni



Si prevede una trave di altezza 1,20 m poggiate su pali di tipo battuto (tipo Franki) di diametro  $\phi$  540 posti ad interasse di m. 2,70. e di m 1,80 in corrispondenza dei giunti

I carichi trasmessi dalla grue sono costituiti (secondo dati forniti dal committente) da gruppi di 4 assi da 25 t ciascuno disposti secondo lo schema seguente:

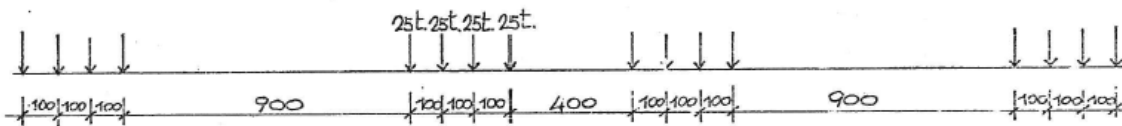


Figura 20 – Sollecitazioni della grue su rotaia (da progetto originale del 1977)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 34 di 105</p>
--	--	--

### 8.3.2.5 Azioni sismiche

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).

Al riguardo, la Norma non considera necessario eseguire le verifiche di sicurezza dei manufatti nei confronti dello Stato Limite di Collasso (SLC), riservate alle sole costruzioni provviste di isolamento sismico, come espressamente richiamato al §C7.1 della Circolare applicativa della Norma ed esplicitato nella Tabella C.7.1.I della medesima Circolare. In particolare, la Tabella C.7.1.I individua lo stato limite SLV come unico Stato Limite Ultimo da considerare per l’analisi in condizioni sismiche di muri di sostegno, paratie, ancoraggi, rilevati e scavi, fondazioni.

Pertanto, con riferimento agli stati limite pertinenti, la norma fornisce le seguenti definizioni:

**Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

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

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 con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la banchina in progetto, come concordato con la Committente si considerano le seguenti prescrizioni per le strutture:

- vita nominale: 50 anni;
- classe d’uso: III (coefficiente d’uso 1,5);

Il periodo di riferimento da considerare ( $V_R$ ) è quindi pari a 75 anni.

In base allo Stato Limite considerato l’azione sismica sarà dunque valutata (Tab.3.2.I, delle NTC2008):

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Danno;

- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di progettazione, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a  $T_R=75$  anni per lo SLD e  $T_R=712$  anni per lo SLV.

In Figura 21 sono indicate le coordinate geografiche della banchina in esame.



**Figura 21 – Coordinate geografiche della banchina in esame (da Google maps)**

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica della banchina si ottengono i seguenti valori dell’accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

$$\text{SLD } a_g = 0,063g$$

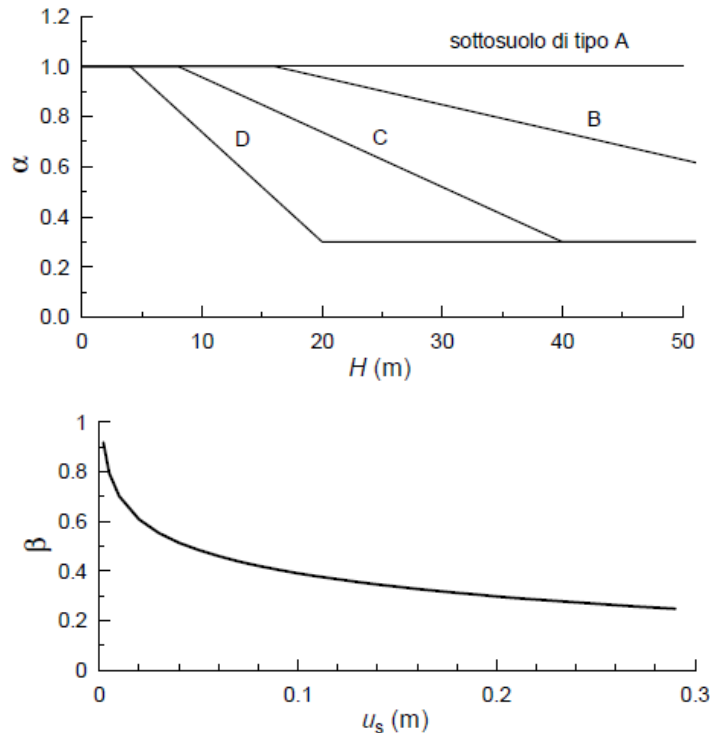
$$\text{SLV } a_g = 0,170g$$

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) per la categoria di sottosuolo D, e di amplificazione topografica ( $S_T$ ) si ottiene l’accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) di Ravenna:

	$a_g$	$F_0$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}/g$
SLD	0,063	2,503	1,800	1,00	0,113
SLV	0,170	2,553	1,748	1,00	0,297

Quando si utilizzano metodi di analisi di tipo pseudostatico l’azione sismica viene definita mediante un’accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel

volume significativo per l’opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza (Figura 22).



**Figura 22 – Utilizzo di metodi pseudostatici per il calcolo delle paratie: valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$  (in alto) e di spostamento  $\beta$  (in basso)**

Per la banchina in progetto possono essere utilizzati i seguenti valori:

- **Banchina - SLV:**  $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0,2 \cdot 0,297 = 0,059$   
 $k_v = 0$
- **Banchina - SLD:**  $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,113 = 0,034$   
 $k_v = 0$

Tali valori sono stati scelti in base alle seguenti considerazioni:

In SLV un palancolato di altezza  $H = 28$  m su suolo di tipo D permette di assumere  $\alpha = 0,3$ ; il valore di  $\beta$  coerente con uno spostamento plastico permanente di 5 cm è pari a 0,55. Essendo il prodotto dei due coefficienti pari a  $0,165 < 0,2$ , si deve assumere 0,2. In ogni caso il valore di  $\beta$  assunto per le verifiche SLV è relativo a valori di spostamento largamente inferiori allo 0,5% H.

In SLD si valuta il comportamento dell’opera assumendo  $\beta=1$ , cioè senza ammettere spostamenti permanenti.

Per le analisi delle condizioni di stabilità generale dell’opera con metodi pseudostatici è possibile valutare il coefficiente sismico orizzontale riducendo l’accelerazione massima attesa al sito per un coefficiente di riduzione  $\beta_s$  (Tabella 10).

**Tabella 10. Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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

Quindi, le analisi di stabilità generale con metodi pseudostatici possono essere eseguiti con i seguenti valori dei coefficienti sismici:

- **SLV:**  $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,24 \cdot 0,297 = 0,071$        $k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,036$   
- **SLD:**  $k_h = 1,0 \cdot 0,113 = 0,113$        $k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,056$

Il valore di  $\beta_s = 0,24$  tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa. In SLD, nell'ipotesi di spostamenti plastici permanenti nulli,  $\beta_s$  è stato assunto pari all'unità.

In alternativa la Norma ammette l'utilizzo del **metodo agli spostamenti** per l'analisi delle condizioni sismiche dell'opera, che implica una valutazione dello spostamento indotto dal sisma sul cinematismo di collasso critico.

A tal fine si determina l'accelerazione che innesca il primo cinematismo critico (cosiddetta accelerazione critica), si valuta il rapporto tra l'accelerazione critica e l'accelerazione massima attesa al sito e si stima lo spostamento permanente indotto tramite degli abachi appositamente costruiti su ampi database accelerometrici. Nel caso in esame si fa riferimento agli abachi proposti da Rampello *et al.* (2008), basati sull'analisi di dati accelerometrici italiani. L'abaco appropriato al caso è relativo alla categoria di sottosuolo D con accelerogrammi scalati a 0,25 g (Figura 23).

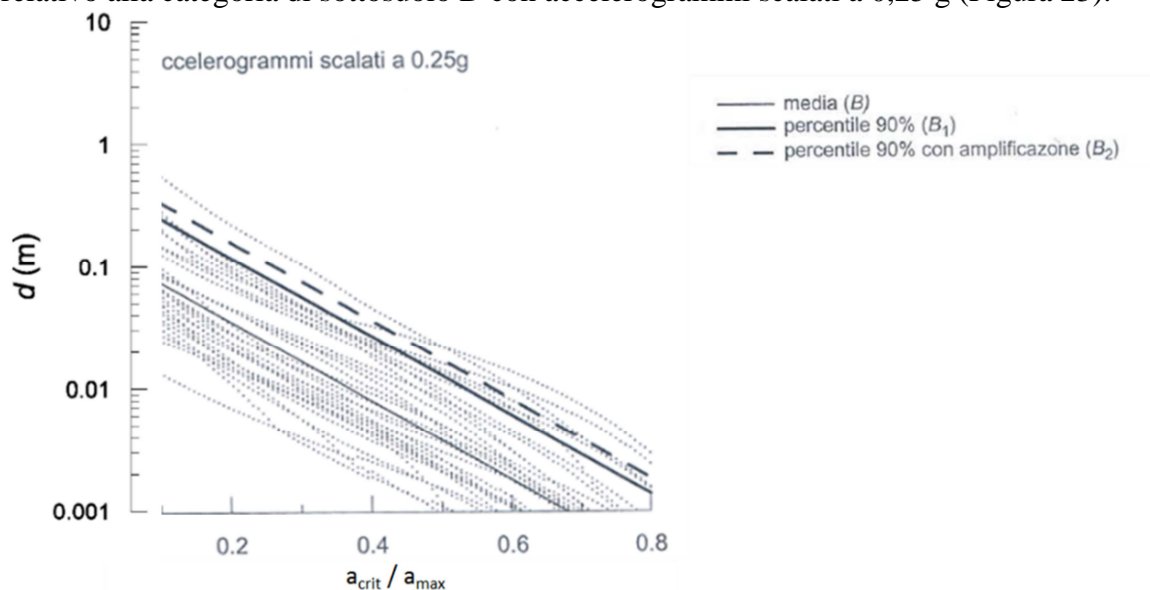


Figura 23 – Abaco per la stima degli spostamenti permanenti indotti da terremoti su suolo D per accelerazione attesa pari a 0,25g ed in funzione del rapporto tra accelerazione critica e massima (da Rampello et al., 2008)

### 8.3.2.5.1 Azione idrodinamica (Westergaard)

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni simiche sulle opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua.

Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in Figura 24.

Incremento dinamico  
(Westergaard, 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

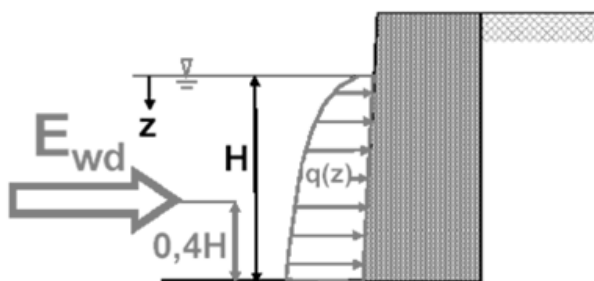


Figura 24 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

### 8.3.3 Azioni eccezionali: urto delle imbarcazioni

La committenza ha richiesto di tener conto dell'eventualità dell'urto di una imbarcazione di grandi dimensioni sulla banchina (100000 t di massa a pieno carico). L'Urto delle imbarcazioni, ai sensi del §3.6 delle NTC2008 va inquadrato tra le Azioni Eccezionali da combinare con le altre azioni secondo la previsione del §2.5.3 delle stesse norme tecniche. In Tabella 11 sono indicate le forze statiche equivalenti da considerare per l'urto di imbarcazioni.

Tabella 11. Forze statiche equivalenti agli urti di imbarcazioni (da NTC2008)

Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa a pieno carico [t]	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Piccola	50	3000	30000
Media	100	10000	80000
Grande	200	40000	240000
Molto grande	300	100000	460000

Tenendo conto che nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50% e che la larghezza del canale Candiano permette l'urto solo ortogonalmente alla direzione del moto dell'imbarcazione, la forza statica equivalente da considerare agente sulla banchina Trattaroli Nord ( $F_{Ecc.}$ ) è pari a:

$$F_{Ecc.} = 460.000 \times 0,5 \times 0,5 = 115.000 \text{ kN}$$

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.

### 8.3.3.1 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	
<b>SLU1.1</b>		1	$\psi_{01}$	1
<b>SLU1.2</b>		1	$\psi_{01}$	1
<b>SLV</b>	$\psi_{21}$	0,6	$\psi_{22}$	0
<b>SLE</b> (rara, sovracc.+bitta)		1	$\psi_{01}$	1
<b>SLD</b>	$\psi_{21}$	0,6	$\psi_{22}$	0
<b>ECC</b>	$\psi_{21}$	0	$\psi_{22}$	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). In ogni caso in combinazione rara si assume prudenzialmente un coefficiente di combinazione unitario.

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.

La gru di banchina ha effetti soprattutto nei riguardi della progettazione ai carichi verticali delle fondazioni su pali, mentre modesti sono gli effetti sulle altre strutture che costituiscono il banchinamento.



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 40 di 105</p>
--	---	--

## 8.4 ANALISI NUMERICHE 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 software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** 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 terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per i depositi più significativi;

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.

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

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 cinematisma 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:  $\gamma_R$ .

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  $\gamma_{R2} = 1,1$ .

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 41 di 105</p>
--	---	--

Il software utilizzato è stato validato.

Per i terreni presenti si sono utilizzati due distinti modelli costitutivi:

- per le sabbie (S) e per i limi argillosi (M), i due strati più significativi nel determinare l'interazione terreno-struttura a Ravenna, si è utilizzato un modello elasto-plastico ad incrudimento isotropico e deviatorico (Hardening Soil Model);
- per tutti gli altri terreni si è utilizzato un modello elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

### 8.4.1 Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali

Al fine di modellare con migliore precisione l'interazione struttura-terreno, per i terreni più significativi della stratigrafia di Ravenna, la sabbia (S) e i limi argillosi (M), è stato utilizzato il legame costitutivo 'Hardening Soil Model' (HSM). In tale modello l'evoluzione della superficie di snervamento è legata sia a deformazioni volumetriche che di taglio. L'Hardening Soil si basa sull'ipotesi alla base del noto modello iperbolico di Duncan & Chang (1970), secondo la quale in condizioni di compressione triassiale drenata, la relazione fra sforzo deviatorico  $q$  e deformazione assiale  $\varepsilon_a$  può essere ben approssimata da un'iperbole. Il modello di Duncan però, non prevede l'esistenza di una soglia plastica ed il comportamento risulta elastico, reversibile, mentre l'Hardening Soil Model considera una soglia plastica.

Le caratteristiche principali del modello sono:

- soglia plastica basata sul criterio di rottura di Mohr Coulomb;
- dilatanza del terreno;
- incrudimento deviatorico;
- incrudimento volumetrico;
- tre moduli di rigidezza indipendenti (deviatorico, edometrico e scarico-ricarico);
- dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale;
- possibilità di considerare la storia di carico (pre-consolidazione).

L'idea base nella formulazione dell'Hardening Soil Model è che la curva sforzo – deformazione di un campione di terreno sottoposto ad una prova triassiale consolidata drenata sia descrivibile dalla seguente equazione:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}$$

dove  $q$  è l'invariante deviatorico ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ),  $q_a$  è il valore limite asintotico della tensione deviatorica,  $E_{50}$  è il modulo elastico al 50% della tensione massima deviatorica e  $\varepsilon_{50}$  è la corrispondente deformazione principale (Figura 25).

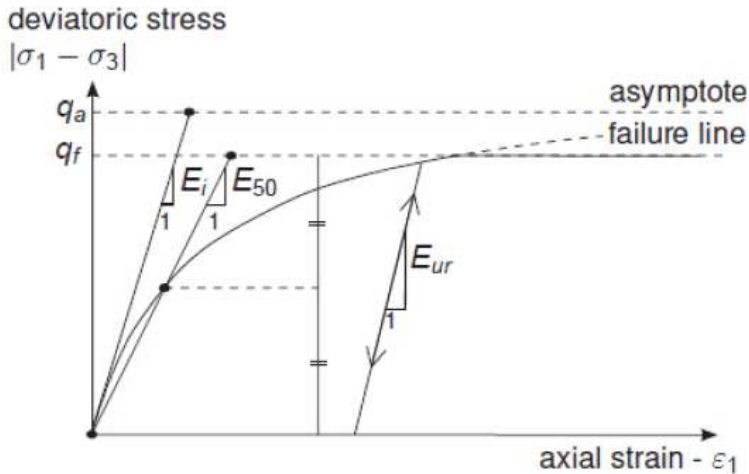


Figura 25 – Parametri principali del modello HSM relativi ad una prova triassiale consolidata drenata

La tensione deviatorica a rottura ( $q_f$ ) e la tensione limite asintotica ( $q_a$ ) sono legate dal cosiddetto “failure Ratio”  $R_f$ :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

e, considerando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si ha che:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

In Plaxis  $R_f = 0,9$  è assunto come parametro di default.

Per considerare il comportamento anelastico del terreno, con sviluppo di deformazioni irreversibili, l’Hardening Soil Model adotta una formulazione della rigidezza del terreno con tre valori di rigidezza in funzione del percorso di carico considerato:

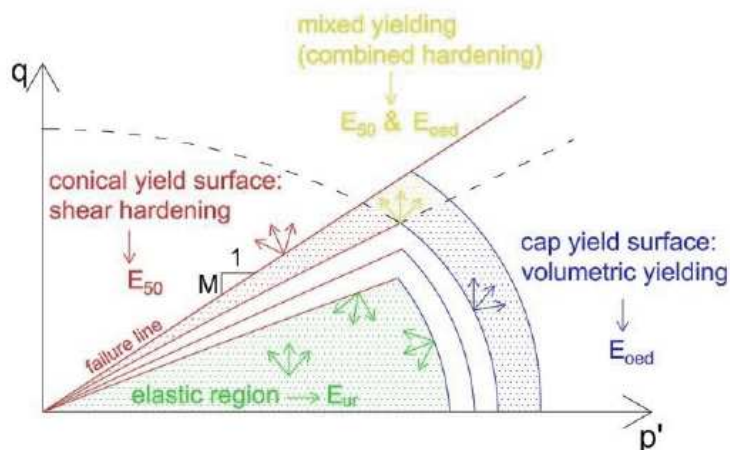
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

dove  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  sono i valori che assumono le rigidezze in corrispondenza di una pressione di riferimento  $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$ , ed  $m$  è un parametro di forma. Il modulo elastico di carico ( $E_{50}$ ) e di scarico-ricarico ( $E_{ur}$ ) sono legati alle tensioni principale minima ( $\sigma'_3$ ), mentre il modulo edometrico ( $E_{oed}$ ) è legato alla tensione principale massima ( $\sigma'_1$ ). Il coefficiente  $m$  regola l’evoluzione del modulo e, se non calibrato su prove reali, può essere assunto pari a 0,5 per le sabbie e 0,8 per le argille.

In Figura 26 sono mostrati, nel piano degli invarianti di tensione  $p'$  e  $q$ , le diverse regioni descritte dai parametri considerati.



**Figura 26 – Delimitazione delle regioni elastica e plastica e dei parametri associati alle superfici di snervamento che ne regolano l’evoluzione nel piano degli invarianti di tensione  $p'$  e  $q$ .**

## 8.4.2 Modello geotecnico della banchina

La soluzione tecnica scelta per adeguare la banchina è stata descritta in precedenza. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell’opera.

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

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

I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (*node to node anchor*) per la parte libera e con elementi geogriglia (*geogrid*) per la parte di fondazione.

La trave sommitale non viene esplicitamente modellata.

Il diaframma esistente e la piastra di ancoraggio vengono modellati come elementi di volume elastici che vengono disattivati quando sono installate le nuove strutture. In tal modo è effettivo il trasferimento delle azioni tra le vecchie opere, su cui non si può fare affidamento, e le nuove strutture.

In Figura 27 è presentato lo schema utilizzato per le analisi numeriche.

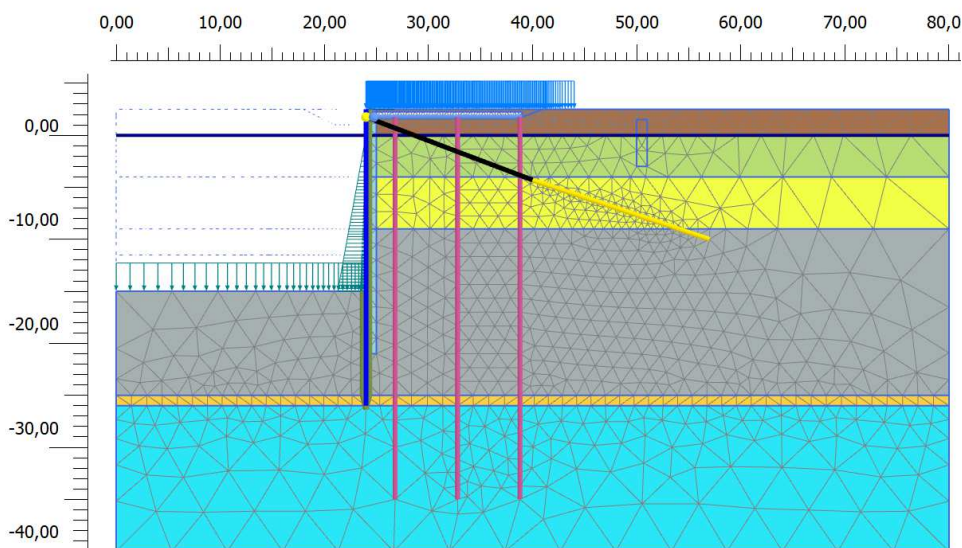


Figura 27 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina Lloyd

Le caratteristiche salienti degli elementi strutturali presenti nel modello di calcolo sono:

- profondità del fondale di progetto -14,50 m da l.m.m.;
- profondità del fondale di calcolo -15,00 m da l.m.m.;
- profondità del fondale attuale -11,50 m da l.m.m.;
- quota molo +2,50 m da l.m.m.;
- sovraccarico su molo 40 kPa;
- tiro alla bitta 40 kN/m;
- rivestimento del diaframma in c.a.p. con un palancoato metallico combinato HZ/AZ tipo HZ880MA-24 / AZ13-770, con i profilati principali costituiti da una doppia HZ (soluzione 24, vedi Figura 11) estesi fino a -26,00 m da l.m.m e le palancole AZ intermedie estese fino a -21,0 m da l.m.m.;
- tre allineamenti di pali  $\phi 1000$  estesi fino a -35 m da l.m.m. (da +1,25 a -35 m da l.m.m.), alla distanza di 3,35, 9,35 e 15,35 m dal filo banchina e ad interasse di 3,60 m tra le file (in direzione longitudinale);
- solettone di ripartizione in calcestruzzo armato, al di sopra dei pali (tra +1,25 e +2,25 m su l.m.m.), di larghezza pari a 14,20 m a tergo della trave sommitale esistente ed altezza pari a 1,00 m;
- allineamento di tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato, a partire dalla seconda fila di pali, di lunghezza 32 m, inclinazione  $20^\circ$  sull'orizzontale, con 15 m di parte libera e 17 m di fondazione, armato con barra Dywidag  $\phi 47$  ed interasse 1,80 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting;

Il palancoato prescelto ha le caratteristiche indicate nella tabella seguente, ricavate dal catalogo del produttore.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 45 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

Combination HZ ... M - 24 / AZ 13-770		(b <sub>sys</sub> = 2.538 m)							
Section	Properties per meter of wall							Per system	
	A	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub> *	W <sub>el,y</sub> **	G <sub>60k</sub>	G <sub>80k</sub>	G <sub>100k</sub>	A <sub>w</sub>	A <sub>s</sub>
	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>4</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m
HZ 880M A	336.1	336 390	7 885	7 295	235	249	264	2.989	5.404

Per i terreni presenti nel volume significativo dell'opera sono stati adottati i parametri geotecnici indicati nella seguente tabella:

	Riporto	Depositi di Palude	Sabbie	Limi argillosi	Sabbie profonde	Alluvioni profonde	
Param.	U.M.	(P)	(S)	(M)	(T)	(A)	
Model.	[-]	MC	MC	HSM	HSM	MC	MC
Quota	[m su l.m.m.]	+2,0 / 0,0	0,0 / -4,0	-4,0 / -9,0	-9,0 / -25,0	-25,0 / -26,0	-26,0 / -40,0
γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	17,50	18,00	18,00	18,50	19,00
E <sub>50</sub> <sup>ref</sup>	[kN/m <sup>2</sup> ]	15.000	3.000	15.000	4.000	25.000	20.000
E <sub>ed</sub> <sup>ref</sup>	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	15.000	4.000	-	-
E <sub>ur</sub> <sup>ref</sup>	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	45.000	12.000	-	-
m	-	-	-	0,5	0,8	-	-
v	-	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
c'	[-]	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla
φ'	[°]	32	26	36	28	33	28
$\frac{\phi'_k}{\gamma_{M(A2)}}$	[°]	26,6	21,3	30,2	23,0	27,5	23,0

MC: Mohr-Coulomb; HSM: Hardening Soil Model

γ: Peso di volume

E<sub>50</sub><sup>ref</sup>: modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura

E<sub>ed</sub><sup>ref</sup>; E<sub>ur</sub><sup>ref</sup>: modulo edometrico e scarico/ricarico in HSM

m: fattore di forma per HSM

v: modulo di Poisson

c'; φ': parametri di resistenza

Gli elementi strutturali tipo piastra (*plate*) sono stati inseriti nel modello con le seguenti caratteristiche di rigidità assiale e flessionale:

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 46 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

#### ELEMENTI STRUTTURALI - PLATE

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	v [-]
1	Palancolato HZ880LM-24 / AZ13-770	7.056.000	706.400	0,15
2	Solettone s=1,0m	35.000.000	2.905.000	0,20

I pali  $\phi 1000$  di appoggio del solettone sono stati modellati con elementi strutturali tipo *embedded beam row* con le seguenti caratteristiche meccaniche:

#### ELEMENTI STRUTTURALI – EMBEDDED BEAM ROW

No.	Identification	E [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Type	Lspacing [m]	Axial skin resistance	Interface stiffness factor
1	Palo $\phi 1000/3,60m$	35.000.000	25	Massive circular pile	3,60	Layer dependent	Default values

La tabella seguente mostra le caratteristiche dell'elemento ANCHOR utilizzato per la parte libera dei tiranti di ancoraggio.

#### TIRANTE DI ANCORAGGIO (PARTE LIBERA) - ANCHOR

No.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	Dywidag $\phi 47/1,80m$	197.600	1
2	6 cavi Dyform/2,70 m	75.150	1

Per la fondazione del tirante di ancoraggio si utilizza l'elemento GEOGRID. La tabella seguente mostra le proprietà elastiche dell'elemento ottenute sommando il contributo dell'armatura e della malta di iniezione.

#### TIRANTE DI ANCORAGGIO (FONDAZIONE) – GEOGRID

No.	Identification	EA [kN/m]
1	bulbo D=40 cm + Dywidag $\phi 47/1,80$	2.290.000

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 15,0 m da l.m.m., ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 28, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

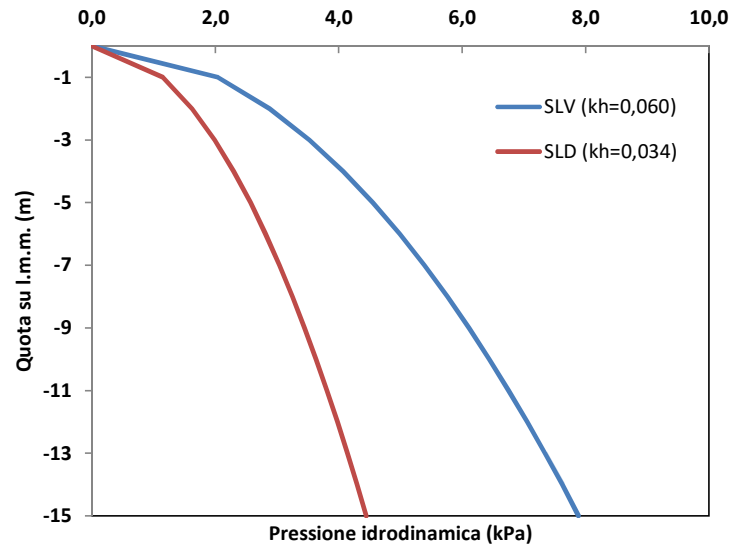


Figura 28 - Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 48 di 105</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Nell'analisi numerica si è fatto riferimento alle seguenti fasi realizzative dell'opera:

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Stato attuale della banchina	0	N/A	Generazione dello stato tensionale litostatico con procedura K0 a quota +2,5 m su l.m.m.
	1	0	Inserimento diaframma esistente in c.a.p. e piastra di ancoraggio come elementi di volume elastici in cls
	2	1	Escavo 1m prospiciente paratia, inserimento tiranti e pretensione a 200 kN/m
	3	2	Escavo a -11,50 m l.m.m.
Lavorazioni progetto attuale	4	3	Ribasso a monte fino a +1,00 m l.m.m.
	5	4	Inserimento nuova paratia HZMA 880 e nuovi ancoraggi a barra
	6	5	Disattivo vecchia paratia degradando i parametri del cls
	7	6	Inserimento nuovi pali ø1000 a tergo, solettone
	8	7	Rinterro a +2,50 m l.m.m. e disattivo vecchi tiranti
Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	9	8	Escavo a -15,0 m l.m.m.
	10	9	SLE (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico q=40kPa, tiro bitta b=40kN/m)
	11	10	SLU11 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 1,5/1,3 q=46kPa, tiro bitta 1,5/1,3 b=46kN/m) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1,3
	12	11	Sovraccarico 1,3 q=52kPa, tiro bitta 1,3 b=52kN/m
	13	12	SLU12 (parametri geotecnici ridotti, sovraccarico 1,3q=52kPa, tiro bitta 1,3 b=52kN/m)
	14	10	Sovraccarico 0,6 q=24kPa, tiro bitta assente, azione idrodinamica di Westergaard k <sub>h</sub> =0,06
	15	14	SLV (sisma k <sub>h</sub> =0,06, Westergaard k <sub>h</sub> =0,06, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 0,6q=24kPa, bitta assente)
	16	10	Sovraccarico 0,6 q=24kPa, tiro bitta assente, azione idrodinamica di Westergaard k <sub>h</sub> =0,034
17	16	SLD (sisma k <sub>h</sub> =0,034, Westergaard k <sub>h</sub> =0,034, parametri geotecnici caratteristici sovraccarico 0,6 q=24kPa, bitta assente)	

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

### 8.4.3 Risultati delle analisi

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano:

- 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);
- la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno.

#### 8.4.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)

In Tabella 13 si presentano i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV.

**Tabella 13.** Risultati delle analisi SLU/SLV

		SLU11	SLU12	Pseu.statica + Westergaard
		1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) $\phi_k$	1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) $\phi_d, rid$	0,6Q (sovrac.) No bitta $\phi_k$
PARATIA NUOVA HZ880 MA- 24 / AZ13-770	M (kNm/m)	1361	1186	1672
	T (kN/m)	319	286	254
	N (kN/m)	364	274	342
Solettone	M (kNm/m)	652	558	669
Pali ø1000 FILA1	M (kNm)	1224	1472	1968
	T (kN)	253	323	460
	N (kN)	3095	2482	2749
Pali ø1000 FILA2	M (kNm)	638	704	1484
	T (kN)	108	221	272
	N (kN)	2845	2314	2349
Pali ø1000 FILA3	M (kNm)	533	641	1338
	T (kN)	59	111	241
	N (kN)	2077	2017	1672
Tiro su nuova barra GEWI (i=1,8m)	(kN)	889	922	1043

Per lo stato limite più gravoso, lo SLV, si presentano alcuni dettagli dei risultati dell'analisi. In Figura 29 è presentato il campo di spostamenti orizzontali prodotto dalla combinazione di carico



considerata. Si osserva il campo di influenza dello scavo nonché il volume di terreno coinvolto dalle fondazioni degli ancoraggi.

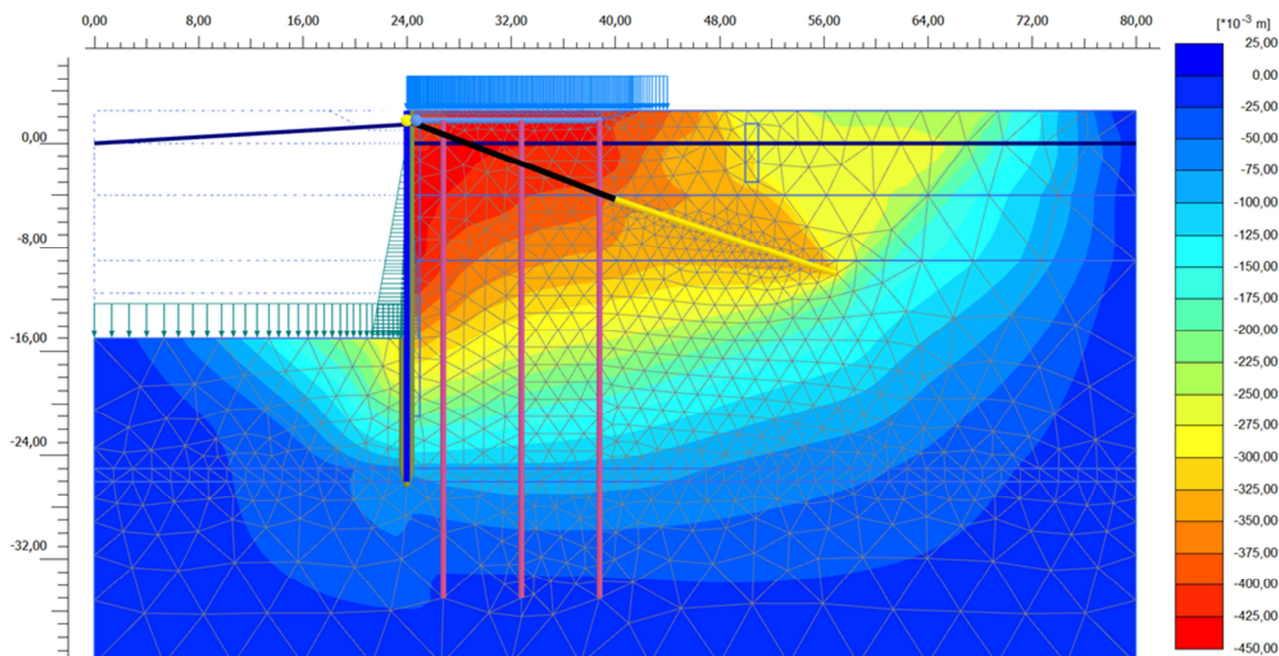
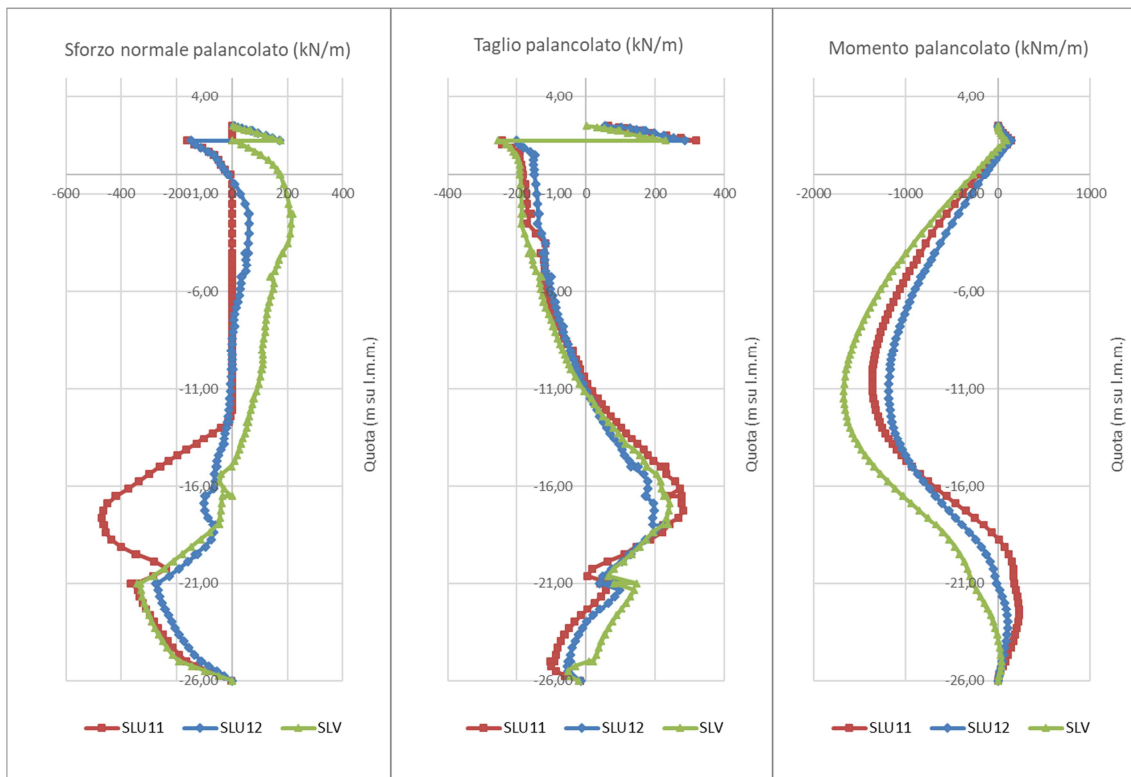


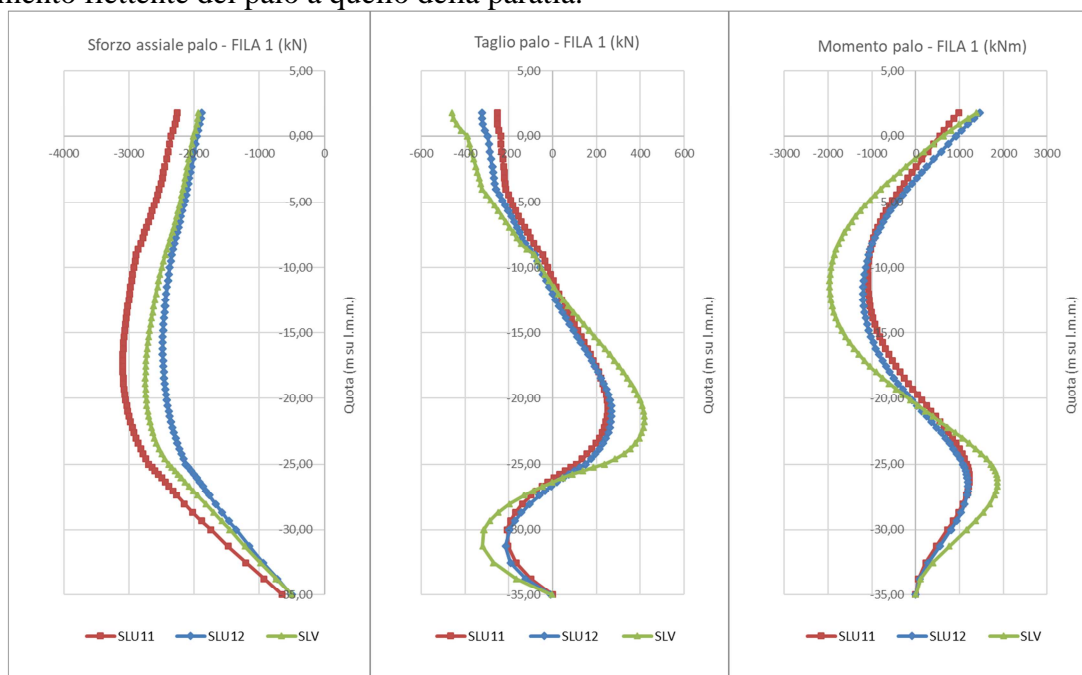
Figura 29 - Analisi SLV: campo degli spostamenti orizzontali.

In Figura 30 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancolato metallico nelle combinazioni di carico SLU e SLV. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -12 m da l.m.m., poco al di sopra del fondo scavo. Il valore massimo dell'azione tagliante viene invece raggiunto in corrispondenza del nuovo tirante, alla sommità della paratia. La distribuzione dello sforzo normale risente della presenza del palancolato esistente, che termina a -21,0 m da l.m.m.



**Figura 30 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato**

In Figura 31 sono indicate le caratteristiche di sollecitazione allo stato limite ultimo che interessano ogni palo della FILA 1 a tergo della paratia. Si osserva come la vicinanza agli scavi determini una partecipazione degli elementi strutturali al sostegno del terrapieno, come si ricava dalla somiglianza del momento flettente del palo a quello della paratia.



**Figura 31 - Analisi SLU-SLV: diagramma di sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA 1**



In Figura 32 e Figura 33 sono indicate le caratteristiche di sollecitazione allo stato limite ultimo che interessano ogni palo della FILA 2 e della FILA 3 a tergo della paratia. Si osserva come allontanandosi dalla paratia il momento flettente in condizioni statiche diminuisca, mentre si mantiene significativo il momento flettente in condizioni sismiche SLV. L'analisi numerica mostra inoltre che il carico assiale sui tre allineamenti di pali è simile.

In ogni caso il carico assiale di progetto dei pali verrà valutato anche con un modello strutturale del solo solettone.

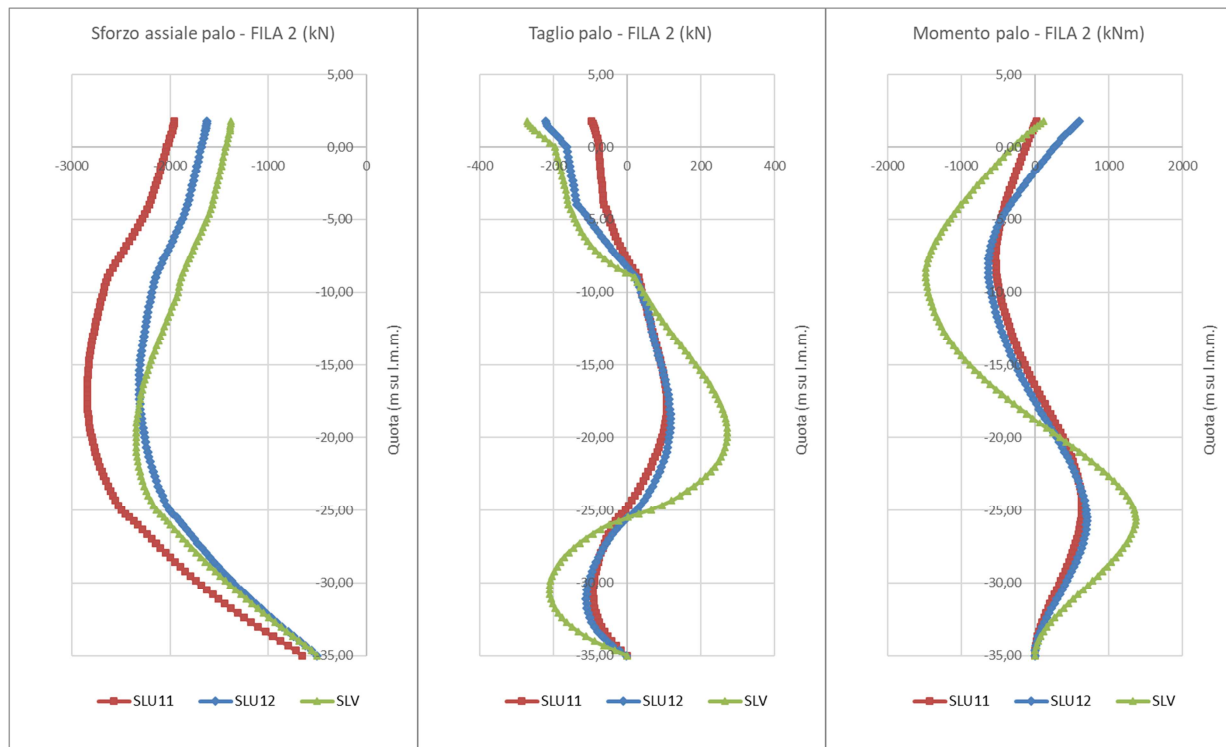
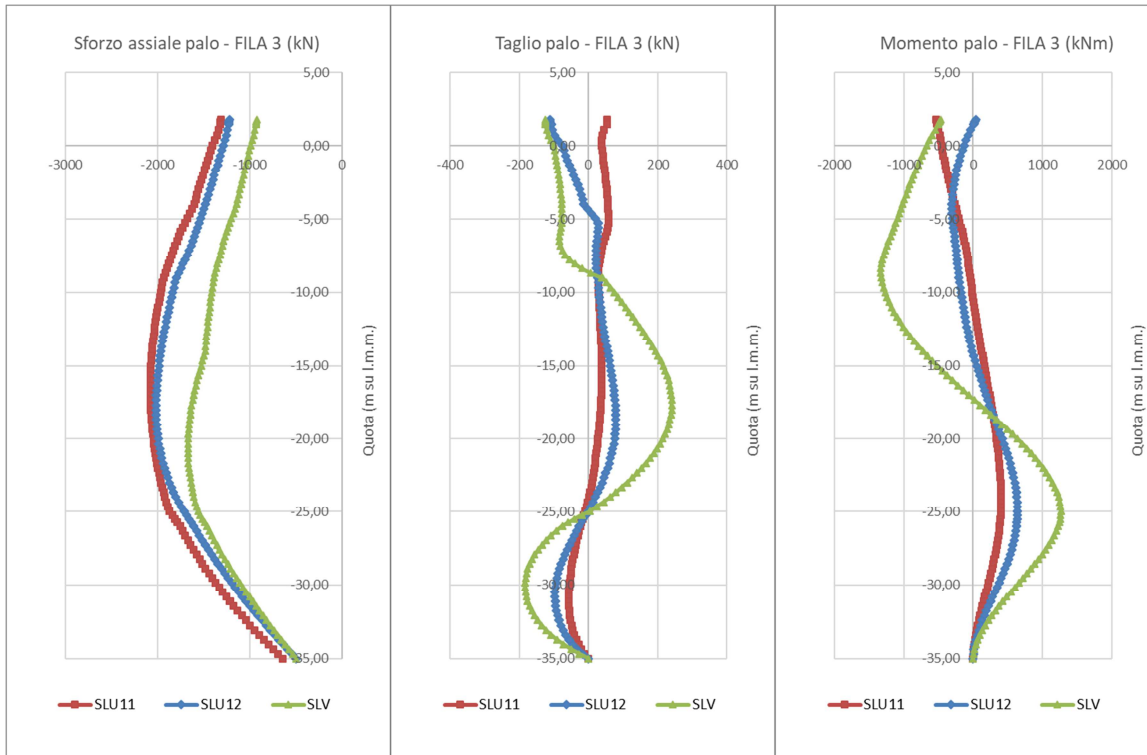
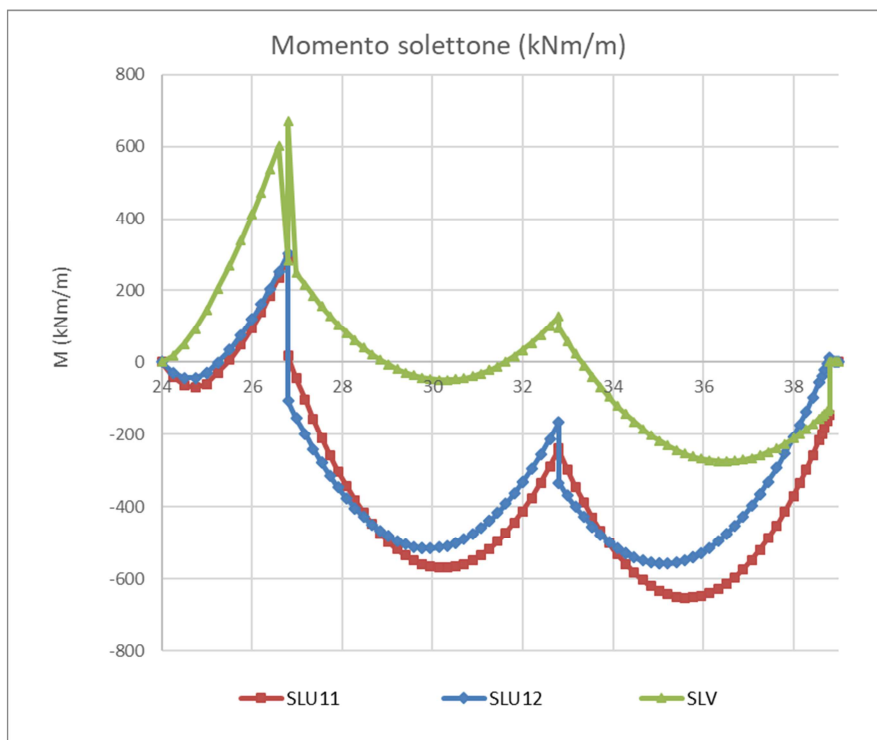


Figura 32 - Analisi SLU-SLV: diagramma di sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA 2



**Figura 33 - Analisi SLU-SLV: diagramma di sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA 3**

In Figura 34 è presentato il diagramma del momento flettente (per metro di sviluppo) agente sul solettone sommitale che deriva dal modello 2D di analisi.



**Figura 34 - Analisi SLU-SLV: diagramma del momento flettente sul solettone sommitale**

### 8.4.3.2 Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)

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

**Tabella 14.** Risultati delle analisi SLE/SLD

			Pseu.statica + Westergaard
		1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) $\phi_k$	0,6Q (sovrac.) No bitta $\phi_k$
<b>PARATIA NUOVA HZ880 MA- 24 / AZ13-770</b>	M (kNm/m)	<b>1041</b>	<b>1305</b>
	T (kN/m)	<b>224</b>	<b>230</b>
	N (kN/m)	<b>271</b>	<b>275</b>
Solettone	M (kNm/m)	<b>488</b>	<b>480</b>
Pali ø1000 FILA1	M (kNm)	<b>909</b>	<b>1309</b>
	T (kN)	<b>189</b>	<b>308</b>
	N (kN)	<b>2284</b>	<b>2447</b>
Pali ø1000 FILA2	M (kNm)	<b>461</b>	<b>816</b>
	T (kN)	<b>80</b>	<b>152</b>
	N (kN)	<b>2047</b>	<b>2087</b>
Pali ø1000 FILA3	M (kNm)	<b>483</b>	<b>598</b>
	T (kN)	<b>70</b>	<b>101</b>
	N (kN)	<b>1501</b>	<b>1406</b>
Tiro su nuova barra GEWI (i=1,8m)	(kN)	<b>627</b>	<b>776</b>
Spostam. paratia lato mare (cm)	+2.50m	<b>11,6</b>	<b>23,5</b>
	MAX	<b>16,2</b>	<b>27,6</b>
	-24,00m	<b>0</b>	<b>3</b>



Lo spostamento del palancolato indicato in tabella è quello maturato dall'installazione delle nuove opere.

Nella Figura 35 e Figura 36 sono mostrati gli spostamenti orizzontali del sistema nelle condizioni di esercizio SLE e SLD. Si osserva che lo spostamento massimo è concentrato in pancia alla paratia.

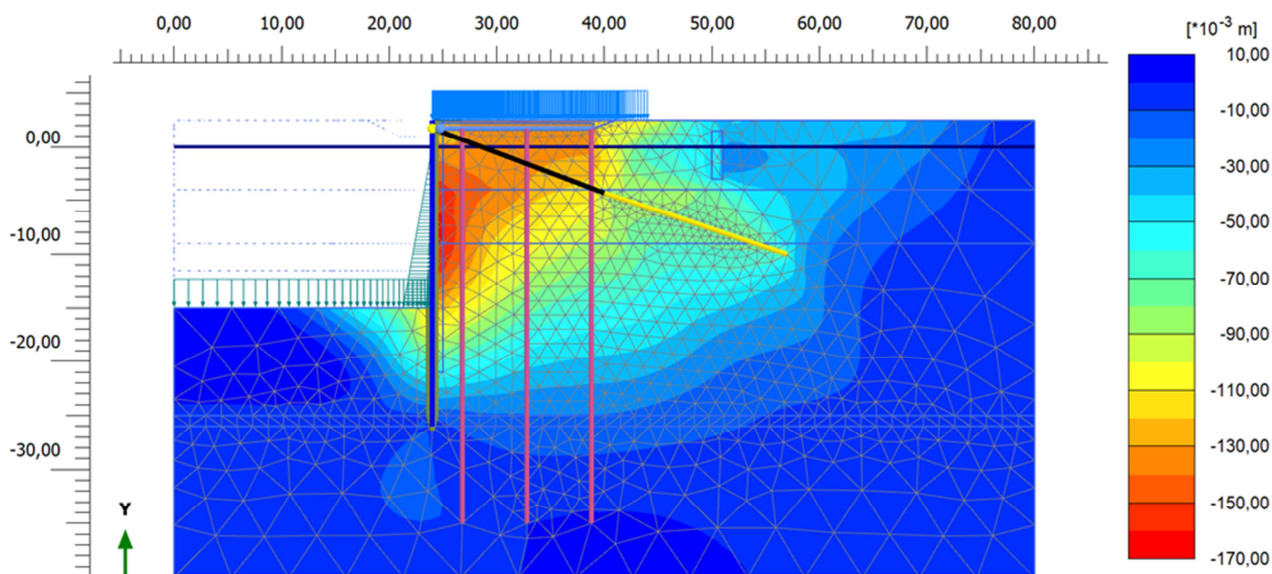


Figura 35 - Analisi SLE - RARA: campo degli spostamenti orizzontali

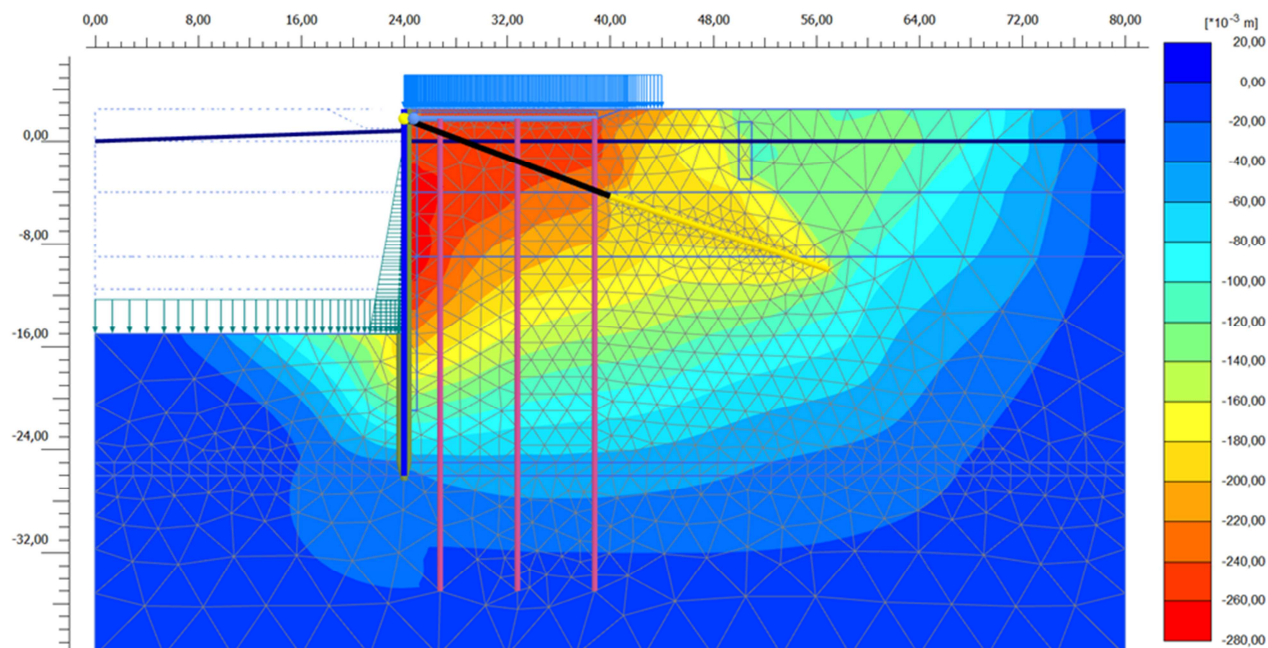


Figura 36 - Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 37 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancolato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD)



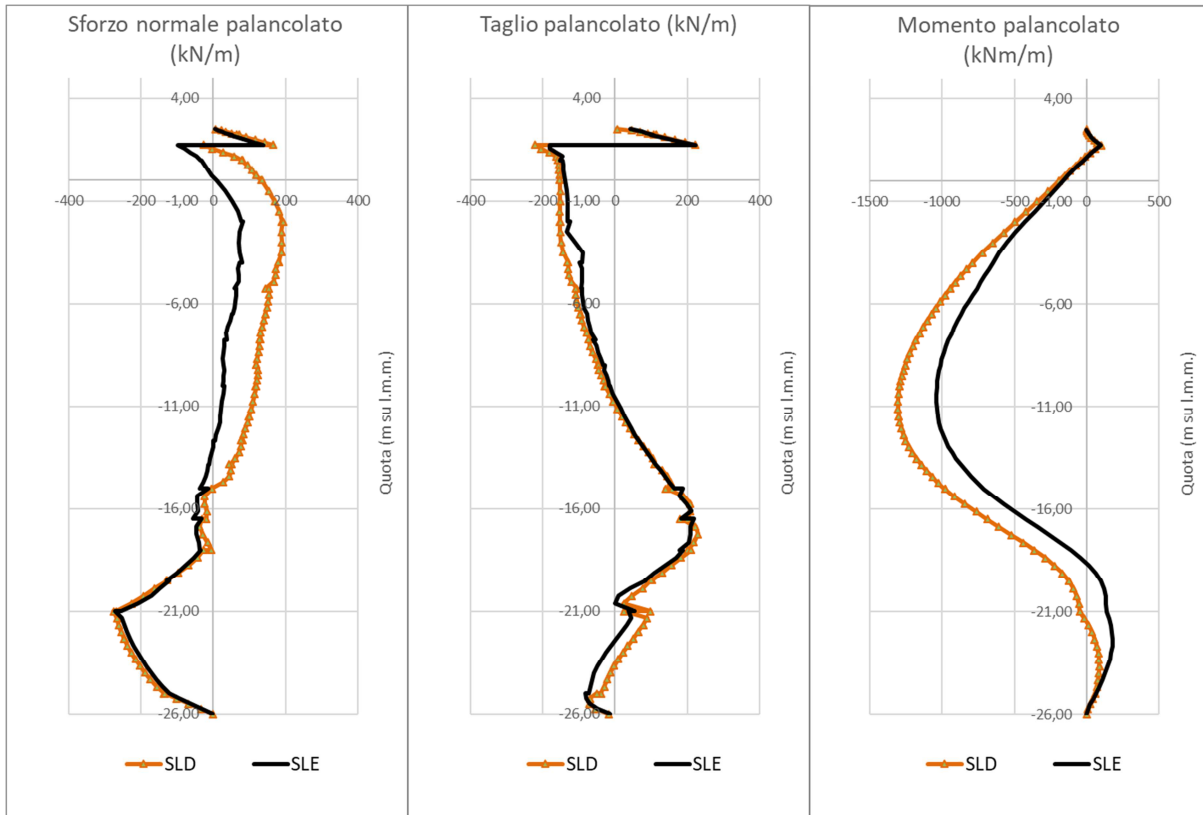


Figura 37 - Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

In Figura 38 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancoato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva un’inflessione massima di circa 12 cm in pancia del palancoato in condizione SLE-rara, valore che appare compatibile con la funzionalità di un’opera portuale di grandi dimensioni.

Allo Stato Limite di Danno si osserva una traslazione significativa dell’intera opera, fenomeno legato all’applicazione di un’accelerazione di tipo pseudostatico all’intero modello numerico. In termini di inflessione del palancoato metallico si hanno circa 25 cm, con una componente di spostamento in sommità coerente con l’aumento di tiro osservato sugli ancoraggi sommitali.

Uno spostamento calcolato di 25 cm in condizioni sismiche SLD rientra ampiamente nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l’operatività dell’infrastruttura (livello di danno 1).

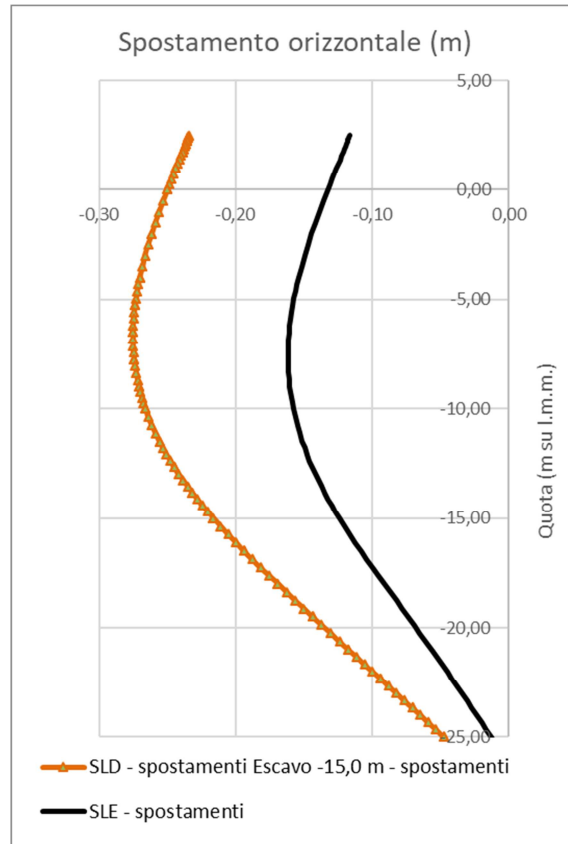


Figura 38 - Confronto delle deformate della palancola nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

#### 8.4.3.3 Analisi per azioni eccezionali: urto

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. Primo obiettivo della verifica delle opere riguardo questa classe di azioni è di controllare che la struttura non risulti danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

Per l’urto di una nave di grandi dimensioni, come definito in precedenza, si ha una pressione pseudostatica di 255 kPa che agisce su un’altezza di 15 m, tra +2,50 e -12,50 m da l.m.m.

In Figura 39 è visualizzato il campo di spostamenti orizzontali indotto dalla pressione di impatto così definita sul banchinamento.

Si rileva uno spostamento massimo di circa 45 cm. Tale spostamento è correlabile ad un certo livello di danneggiamento degli elementi strutturali (in particolare la trave di banchina) che si può ritenere non sproporzionato rispetto all’evento considerato.

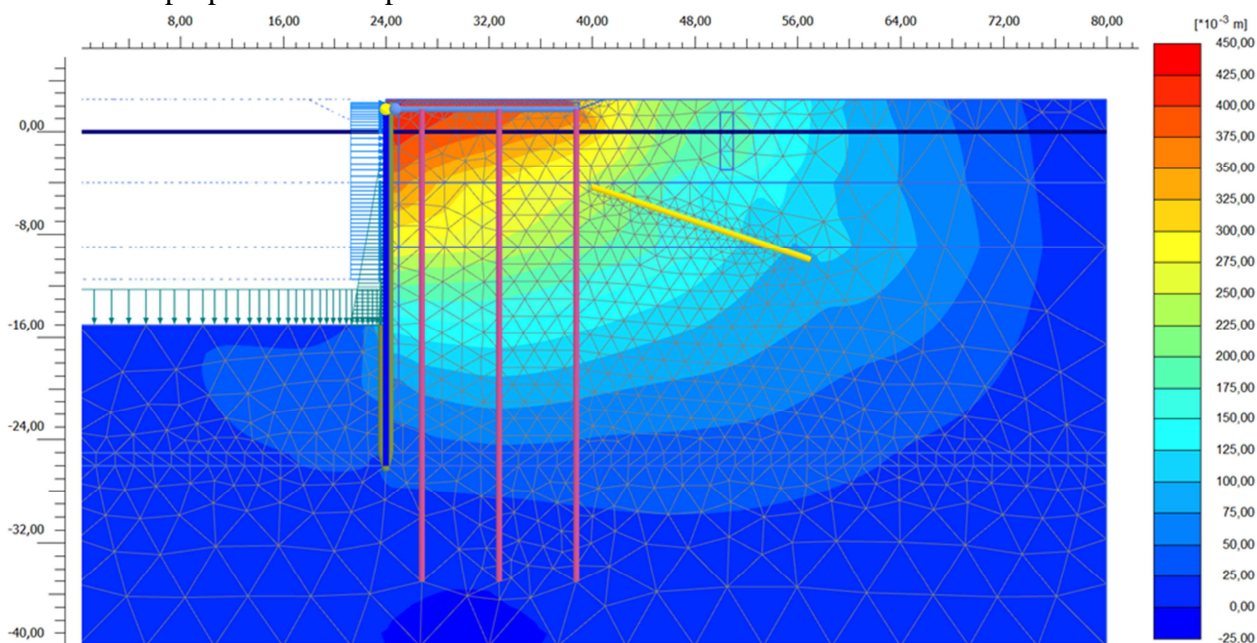


Figura 39 – Spostamenti orizzontali causati dalla pressione di impatto di una nave di grandi dimensioni)

#### 8.4.3.4 Analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c-φ reduction method).

La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate  $\gamma_R = 1,1$ .

La stabilità generale in condizioni di carico sismico è valutata con un’analisi agli spostamenti, individuando l’accelerazione critica del sistema geotecnico, valutando il rapporto tra accelerazione critica e accelerazione massima e quindi stimando lo spostamento permanente cumulato. Tale analisi è nei fatti un’analisi di prestazione sismica del sistema geotecnico analizzato.

La Figura 40 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione dell’analisi in condizione statica.

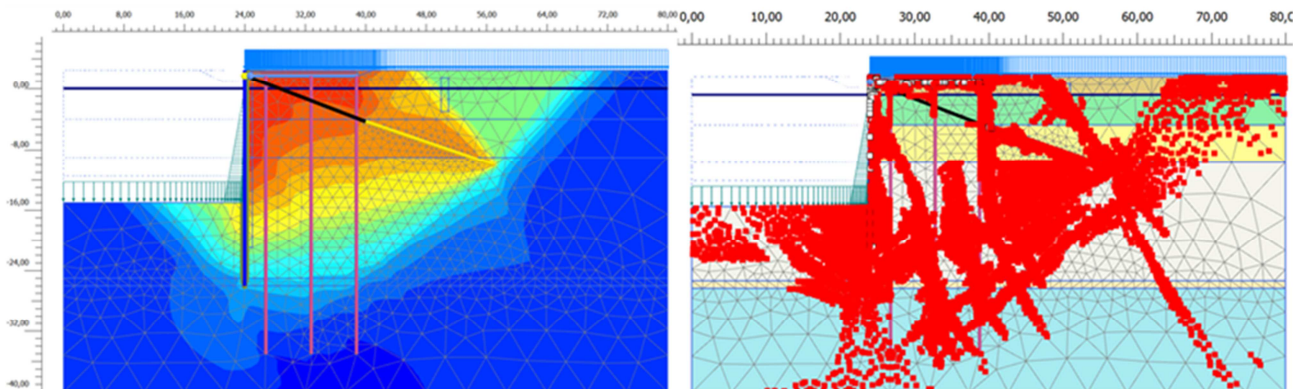


Figura 40 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

Come si può osservare in Tabella 15 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni di Stato Limite Ultimo SLU sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 15. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$
	Condizioni statiche
Banchina Lloyd	1,21

L'accelerazione critica è stata valutata incrementando progressivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale fino ad ottenere il collasso del sistema, su un modello con parametri caratteristici del terreno e carichi variabili combinati con un fattore di partecipazione  $\Psi_2 = 0,6$ .  
Si ottengono i seguenti coefficienti sismici critici:

$$k_{h,c} = 0,13 \quad k_{v,c} = -0,065$$

In Figura 41 è mostrato il quadro degli spostamenti orizzontali e i punti di plasticizzazione, che evidenzia la massa di terreno mobilizzata nel cinematiso critico.

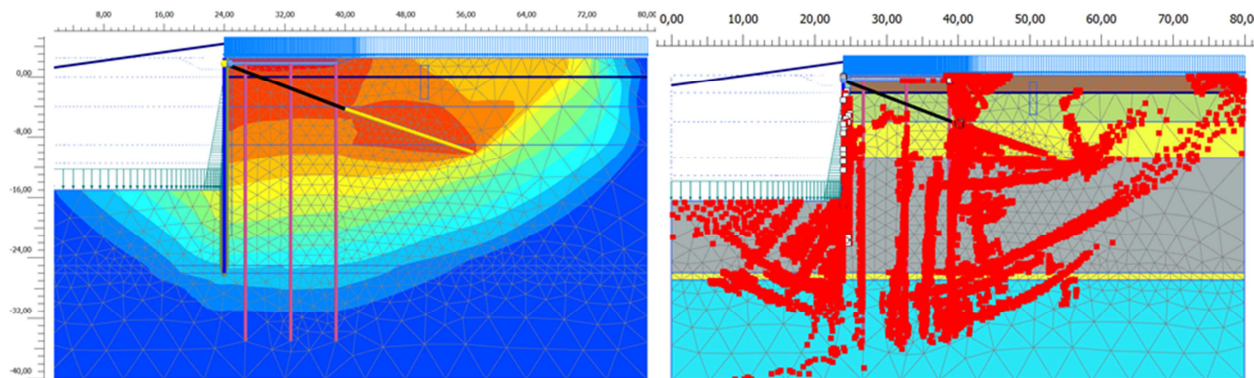


Figura 41 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Ne consegue un rapporto  $a_y / a_{max} = 0,13 / 0,298 = 0,43$  che comporta uno spostamento permanente, valutato con gli abachi già mostrati in precedenza, pari a circa 8 cm.

#### 8.4.4 Verifica dei pali delle vie di corsa della gru ai carichi verticali

La stabilità ai carichi verticali viene verificata per i pali di fondazione di fondazione del solettone a tergo della palanca. Si distinguono tre allineamenti di pali di fondazione (Figura 43):

- FILA 1: allineamento lato mare, a tergo della paratia metallica,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 2: allineamento intermedio, a 9,35 m da filo banchina,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 15,35 m da filo banchina,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m..

Nei successivi paragrafi si mostreranno le verifiche relative ai tre allineamenti considerati.

I carichi agenti derivano da un modello geotecnico agli elementi finiti e da un modello strutturale dell'impalcato appoggiato su vincoli elastici. Il carico di progetto è stato determinato dall'azione più gravosa derivante dai due modelli considerati. In Tabella 16 sono riportate le azioni assiali massime del modello geotecnico, comprensive del peso proprio del palo, e le reazioni vincolari massime agli appoggi del modello strutturale a cui deve sommarsi il peso del palo.

**Tabella 16.** Valore delle azioni assiali sui pali

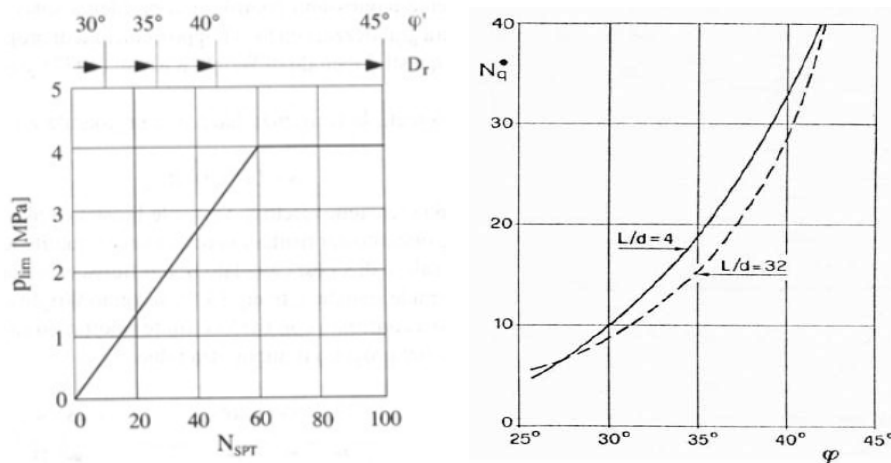
	Modello geotecnico			Modello Strutturale	
	SLU11 [kN]	SLU12 [kN]	SLV [kN]	SLE [kN]	SLU-STR/SLU11 [kN]
FILA 1 – palo lato mare (palo $\varnothing 1000/3,60$ m)	3.095	2.482	2.749	1.240	1.751
FILA 2 – palo intermedio (palo $\varnothing 1000/3,60$ m)	2.845	2.314	2.349	1.877	2.651
FILA 3 – palo lato terra (palo $\varnothing 1000/3,60$ m)	2.077	2.017	1.672	2.001	2.897

La resistenza di un palo di fondazione si compone di due aliquote: la resistenza alla punta e la resistenza laterale. Una serie ormai molto ampia di osservazioni presenti in letteratura su pali in vera grandezza di grande diametro mostra che la resistenza laterale di un palo raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti relativamente ridotti, dell'ordine di 1 cm, mentre la resistenza alla punta, al contrario, si mobilita per spostamenti più ampi, proporzionali al diametro del palo e dell'ordine del 25% per i pali trivellati. La progettazione di pali di grande diametro richiede quindi, in buona sostanza, un approccio prestazionale.

Questo criterio progettuale viene tradizionalmente tradotto nella limitazione della resistenza alla punta attraverso l'uso di valori di soglia limite per la stima della resistenza unitaria alla punta del palo (Wright e Reese, 1979, Figura 42, a sx) o nell'uso di un fattore di stabilità  $Nq^*$  ridotto corrispondente all'insorgenza delle prime deformazioni plastiche alla punta che si manifestano per cedimenti del 6-10% del diametro del palo (Berezantzev 1965, Figura 42, a dx).

Pertanto nei terreni granulari la resistenza unitaria alla punta viene valutata come:

$$q_p = Nq^* \times \sigma'_v$$



**Figura 42 – Pali di grande diametro: a sx) valori limite mobilitati per un cedimento del 5% del palo; a dx) valori del coefficiente di stabilità  $N_q^*$  ridotto secondo Berezantzev, 1965**

Quando i terreni sono decisamente argillosi la resistenza alla punta viene invece usualmente calcolata con un modello di resistenza in tensioni totali. Seguendo tale metodo, la portata unitaria ( $q_p$ ) può essere determinata con:

$$q_p = 9 C_u + \sigma_v$$

dove  $C_u$  è la coesione non drenata e  $\sigma_v$  la tensione verticale totale agente alla profondità della punta del palo.

Dunque la portata complessiva alla punta vale:

$$Q_p = A_p q_p,$$

dove con  $A_p$  si è indicata l'area della sezione del palo.

La portata laterale viene calcolata sempre in condizioni drenate (metodo beta), considerando il modesto spessore di terreno coinvolto per mobilitare l'attrito sul fusto del palo. Nel metodo beta la resistenza laterale unitaria ( $q_s$ ) risulta pari a:

$$q_s = k \mu \sigma'_{vz}$$

dove  $\sigma'_{vz}$  è la tensione verticale efficace agente alla profondità di calcolo della relativa portata laterale e  $k$  e  $\mu$  sono due coefficienti dipendenti dal tipo di palo e di terreno (Tabella 17).

**Tabella 17.** Valori dei coefficienti  $k$  e  $\mu$

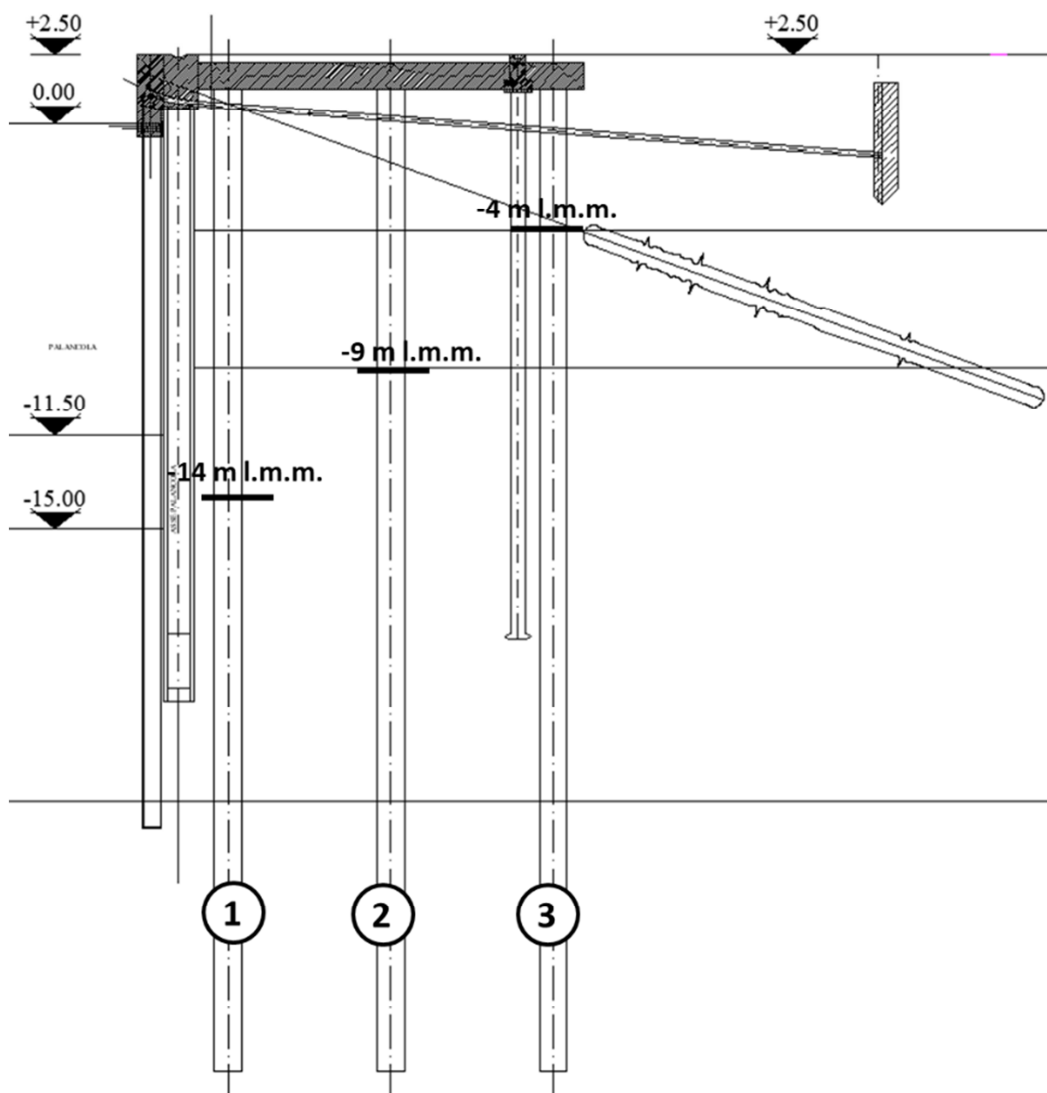
Tipo di palo	Valori di $k$ per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	$\text{tg}\phi$
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

La portata laterale complessiva si ottiene quindi integrando la portata unitaria sulla superficie laterale del palo:

$$Q_s = \int_0^L \pi \cdot D \cdot q_s(z) \cdot dz$$

Determinata quindi la portata complessiva del palo alla punta ( $Q_p$ ) e laterale ( $Q_s$ ), si possono determinare i valori caratteristici delle resistenze alla punta ( $R_{bk}$ ) e laterale ( $R_{sk}$ ) dividendo le portate prima determinate per il coefficiente di correlazione  $\xi$ , e i valori di progetto, alla punta ( $R_{bd}$ ) e laterale ( $R_{sd}$ ), dividendo quelli caratteristici per il coefficiente di sicurezza  $\gamma$ .  
Le tabelle presentate nei seguenti paragrafi applicano il procedimento fin qui esposto.

Nel caso specifico la vicinanza dello scavo fa ritenere prudente non considerare l'intera resistenza laterale del palo, trascurando le risorse resistenti nella porzione sommitale, come indicato in Figura 43.



**Figura 43 – Indicazione della profondità dalla quale si è considerata efficace la resistenza laterale dei pali**

Per le alluvioni profonde è stato assunto un valore caratteristico di coesione non drenata,  $c_u$ , pari 100 kPa per il calcolo della resistenza alla punta.



#### 8.4.4.1 Verifica dei pali della FILA 1

In Figura 44 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 1. In Tabella 18 è indicato il calcolo analitico svolto.

Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione  $\xi_3 = 1,4$  il palo  $\varnothing 1000$  esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata utile di progetto pari a 3.372 kN. Pertanto:

$$Ed = 3.095\text{kN} < 3.372 \text{ kN} = Rd$$

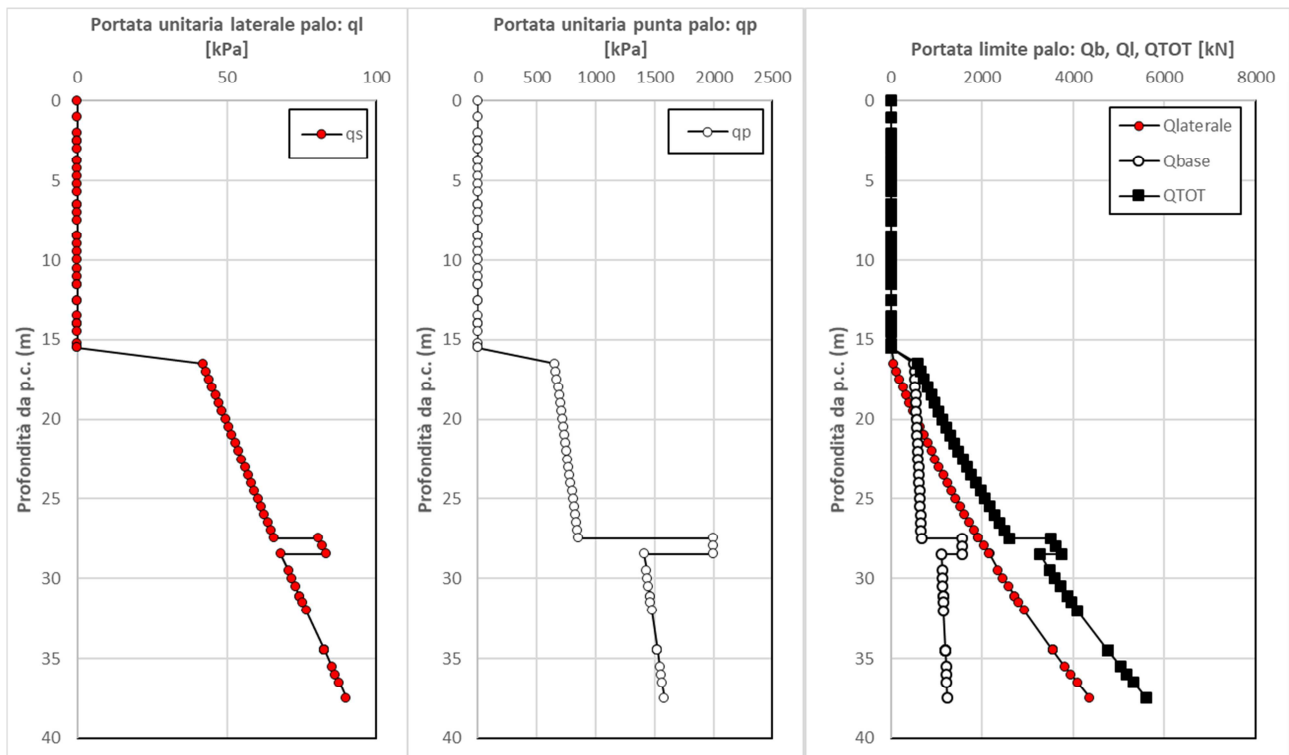


Figura 44 – Palo FILA 1: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite







#### 8.4.4.2 Verifica dei pali della FILA 2

In Figura 45 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 2. In Tabella 19 è indicato il calcolo analitico svolto.

Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione  $\xi_3 = 1,4$  il palo  $\varnothing 1000$  esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata utile di progetto pari a 3.087 kN. Pertanto:

$$Ed = 2.651 \text{ kN} < 3.087 \text{ kN} = Rd$$

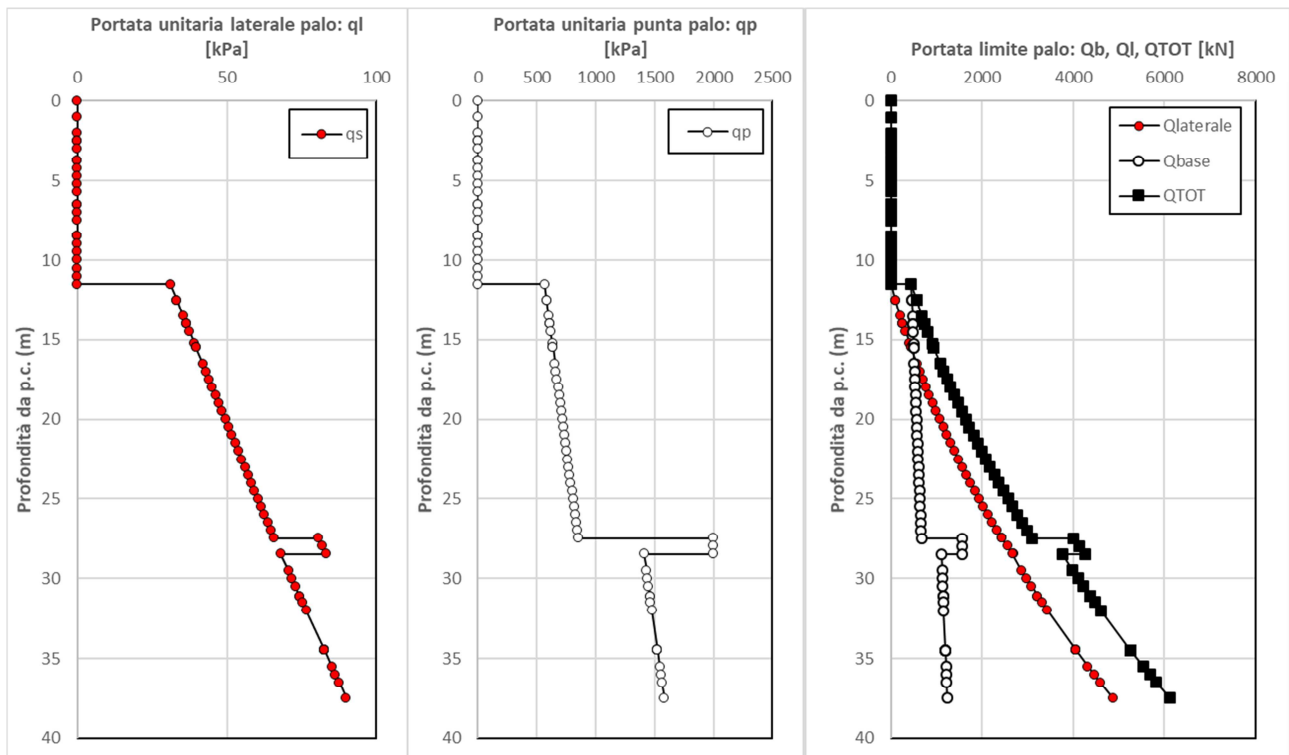


Figura 45 – Palo FILA 2: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite





Si rileva che assumendo un coefficiente di correlazione  $\xi_3 = 1,4$  il palo  $\varnothing 1000$  esteso fino a -35 m da l.m.m., ha una portata utile di progetto pari a 4.028 kN. Pertanto:

$$Ed = 2.897 \text{ kN} < 3.428 \text{ kN} = Rd$$

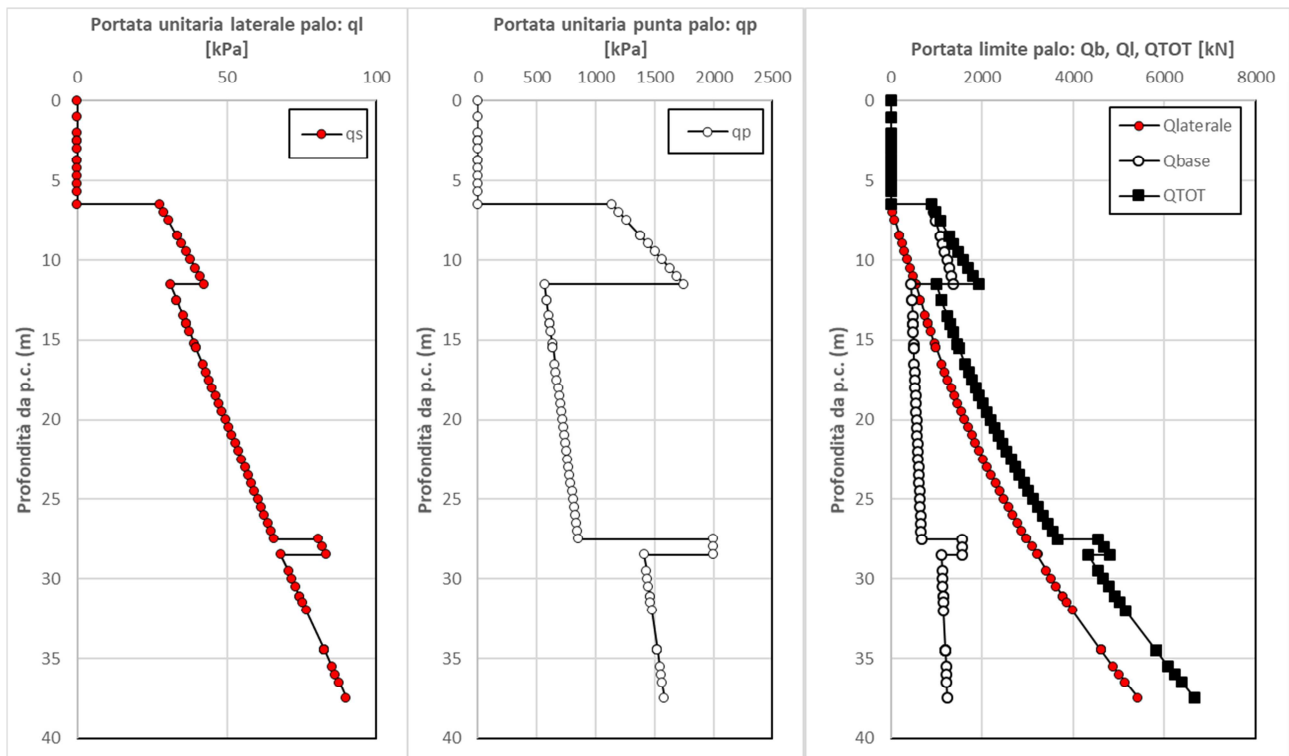


Figura 46 – Palo FILA 3: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite

Tabella 20. Calcolo della portata limite, caratteristica e di progetto del palo di FILA 3



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 69 di 105</p>
--	---	--

Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati il valore di prova può essere ridotto a 1,2 volte l'azione SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabilite dal Collaudatore ed, in ogni caso, non possono essere inferiori a quanto indicato al §6.4.3.7.2 delle NTC2008.

#### 8.4.4.5 Controllo dell'integrità dei pali

Ai sensi delle NTC2008 è necessario eseguire controlli di integrità su almeno il 5% dei pali della fondazione, con un minimo di 2 pali.

#### 8.4.4.6 Valutazione della rigidità verticale del vincolo elastico sommitale che simula il palo ed il palancoato

Per modellare con migliore accuratezza il comportamento del solettone sommitale è possibile modellare il vincolo di appoggio offerto dal palo e dal palancoato tramite una molla verticale di opportuna rigidità. La rigidità di tale molla può essere stimata considerando che l'intera resistenza laterale sia mobilitata per abbassamenti compresi tra 5 e 10 mm.

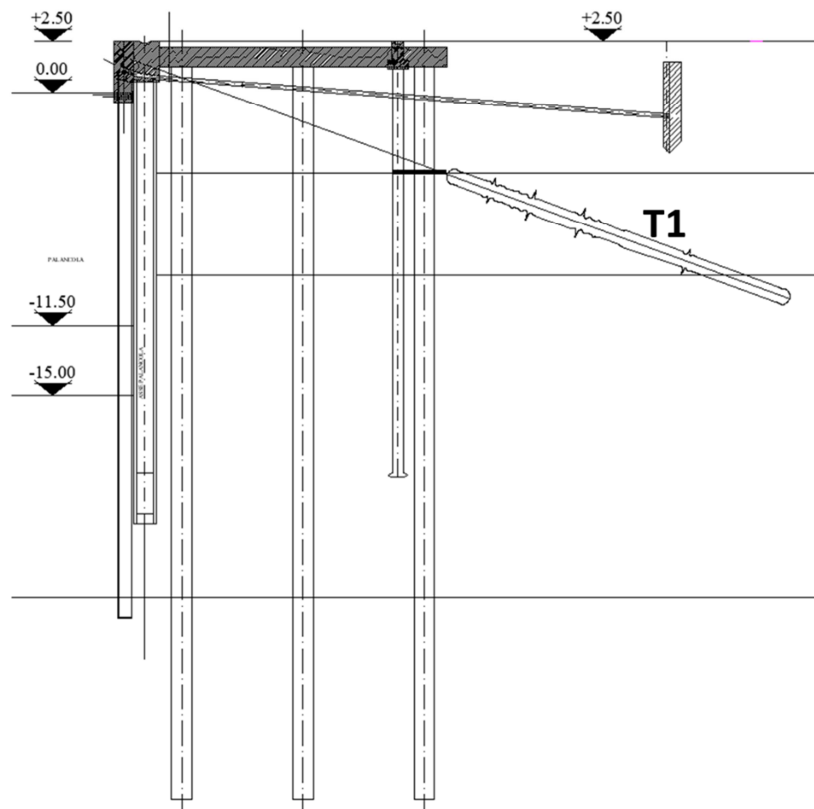
Pertanto, considerando che i diversi elementi strutturali hanno portata utile diversa, si possono stimare le seguenti rigidità:

- Pali fila 1, $\phi 1000$	$Ql = 4.371 \text{ kN}$	
$K_{\text{palo, max}} = 4.371 / 0,005 \cong 870.000 \text{ kN/m}$		$K_{\text{palo, min}} = 4.371 / 0,01 \cong 435.000 \text{ kN/m}$
- Pali fila 2, $\phi 1000$	$Ql = 4.878 \text{ kN}$	
$K_{\text{palo, max}} = 4.878 / 0,005 \cong 970.000 \text{ kN/m}$		$K_{\text{palo, min}} = 4.878 / 0,01 \cong 485.000 \text{ kN/m}$
- Pali fila 3, $\phi 1000$	$Ql = 5.427 \text{ kN}$	
$K_{\text{palo, max}} = 5.427 / 0,005 \cong 1.080.000 \text{ kN/m}$		$K_{\text{palo, min}} = 5.427 / 0,01 \cong 540.000 \text{ kN/m}$
- Palancoa per metro di sviluppo	$Ql = 773 \text{ kN/m}$	
$K_{\text{pal, max}} = 773 / 0,005 \cong 155.000 \text{ kN/m/m}$		$K_{\text{pal, min}} = 773 / 0,01 \cong 77.500 \text{ kN/m/m}$

### 8.4.5 Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato

Il vincolo orizzontale in sommità dell’opera è costituito da (Figura 47):

- **T1**) allineamento di tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato, a partire dalla seconda fila di pali, di lunghezza 35 m, inclinazione 20° sull’orizzontale, con 17 m di parte libera e 18 m di fondazione, armato con barra Dywidag  $\phi 47$  ed interasse 1,80 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting;



**Figura 47 - Sezione tipo intervento con indicazione dei tiranti di ancoraggio**

In Tabella 21 sono indicati i risultati del tiro nelle varie combinazioni di carico considerate per le verifiche di funzionalità (SLE/SLD) e sicurezza (SLU/SLV).

**Tabella 21.** Sollecitazioni di progetto sugli ancoraggi

		SLE	SLD	SLU11	SLU12	SLV
T1 (Dywidag $\phi 47/1,80m$ )	[kN]	627	776	889	922	1043

In conclusione i tiri di progetto da considerare nelle verifiche degli ancoraggi sono indicati in Tabella 22.

**Tabella 22.** Sollecitazione massima di progetto su ogni ancoraggio

			max (SLU11-SLU12-SLV)
T1	Ancoraggio Dywidag $\phi 47/1,80m$	[kN]	<b>1043</b>

#### 8.4.5.1 Posizione della fondazione dell'ancoraggio

Per poter contare sulla piena capacità degli ancoraggi a tergo delle opere di sostegno si deve verificare che la fondazione dell'ancoraggio sia esterna al cuneo di spinta attiva dell'opera di sostegno. Tale verifica deve tenere conto anche del fatto che in condizioni sismiche la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Le NTC2008 definiscono la lunghezza libera in condizioni sismiche ( $L_e$ ) pari a:

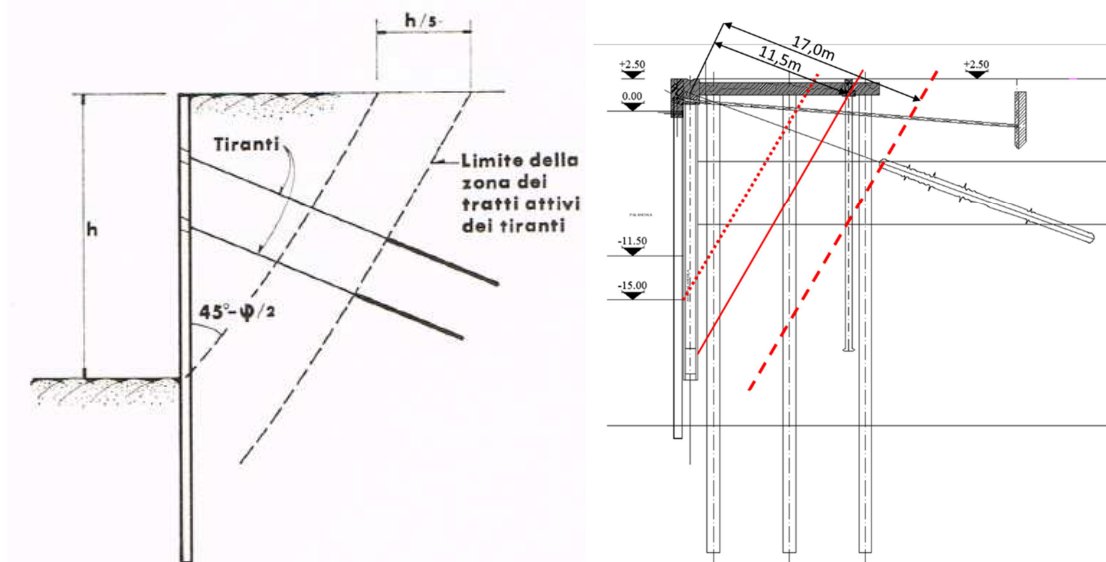
$$L_e = L_s \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

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 Ravenna si ha:

$$L_e = L_s(1 + 1,5 \cdot 0,298) = 1,45L_s$$

In Figura 48 è presentata la costruzione di Peck per la determinazione della lunghezza libera dei tiranti a tergo di una paratia e l'applicazione al caso della banchina in esame dove, oltre al cuneo attivo, si considera l'ulteriore lunghezza di rispetto prevista dalle NTC2008 per le condizioni sismiche.

Si osserva chiaramente che i tiranti T1, che hanno la testata sulla fila centrale di pali, sono tutti ampiamente al di fuori del cuneo potenzialmente instabile. I tiranti integrativi in corrispondenza delle bitte, che hanno la testata sulla trave di banchina, hanno la fondazione sostanzialmente esterna al volume di terreno potenzialmente instabile in condizioni sismiche.



**Figura 48 – a sx) definizione della lunghezza libera degli ancoraggi a tergo di una paratia secondo Peck; a dx) determinazione della lunghezza libera degli ancoraggi in condizioni sismiche secondo NTC2008**

#### 8.4.5.2 Verifica degli ancoraggi

La verifica deve essere eseguita sia rispetto alla fondazione dell'ancoraggio (verifica geotecnica) che nei riguardi dell'armatura metallica (verifica lato acciaio). E' necessario verificare che la resistenza di progetto dell'ancoraggio, lato fondazione ( $R_{ad}$ ) e lato armatura, ( $R_{td}$ ) sia sempre superiore all'azione di progetto ( $E_d$ ).



La valutazione della resistenza ultima della fondazione degli ancoraggi può essere fatta con riferimento a formulazioni teoriche o empiriche che tengono conto del diametro finale del bulbo, delle caratteristiche di resistenza all’interfaccia e delle modalità realizzative. La capacità previsionale è comunque limitata e per questo la Norma Nazionale prevede che la valutazione del carico limite possa essere effettuata solo “*in prima approssimazione*” con tale metodo e che è sempre necessario confermare la congruità delle assunzioni fatte attraverso prove di trazione in sito. Per il porto di Ravenna sono però disponibili numerosi campi prova realizzati negli anni scorsi ed è quindi possibile riferirsi ai risultati di tali sperimentazioni in vera grandezza per valutare con migliore approssimazione la effettiva resistenza limite dei bulbi di fondazione. In ogni caso sarà necessario prevedere l’esecuzione di un opportuno campo prova per valutare che i tiranti effettivamente realizzati raggiungano le prestazioni richieste.

#### 8.4.5.2.1 Sperimentazione su tiranti di prova in jet-grouting al porto di Ravenna

Nel 2008, proprio per la costruzione del banchinamento in questione, sono stati realizzati dei tiranti preliminari di prova con bulbo in jet-grouting. La scelta di utilizzare una tecnologia speciale per i bulbi di fondazione era dettata dalla presenza di una stratigrafia sfavorevole, con pochi metri di sabbie su cui poter fare sicuro affidamento.

La geometria dei tiranti di prova è indicata in Figura 49. Sono stati sottoposti a prova di trazione 7 tiranti, di cui 3 con bulbo di minore lunghezza per prove di sfilamento (tiranti tipo A) e 4 con geometria identica a quella dei tiranti definitivi ed armatura maggiorata (tiranti tipo B).

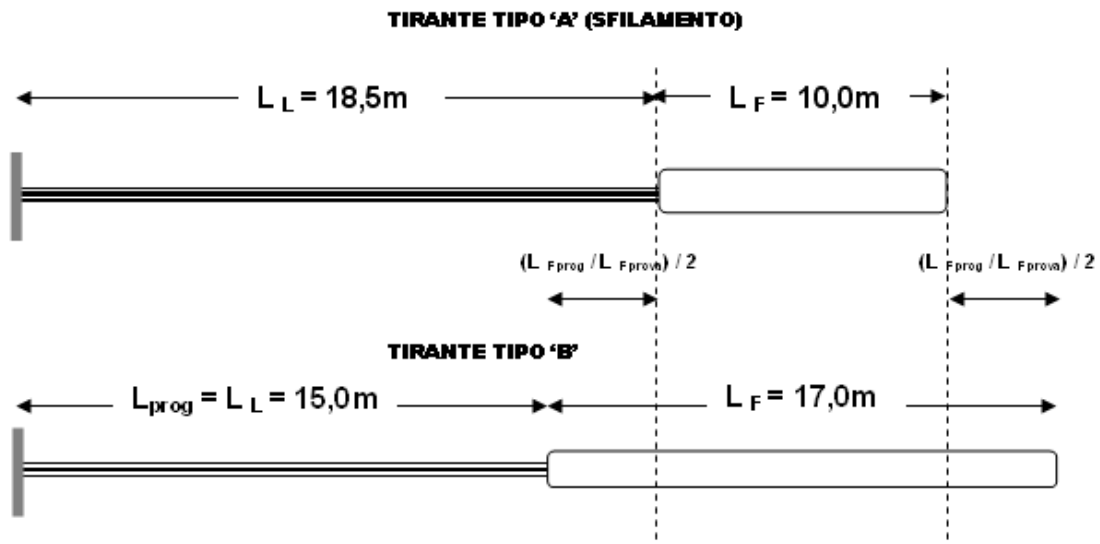


Figura 49 – Geometria dei tiranti di progetto realizzati nel 2008

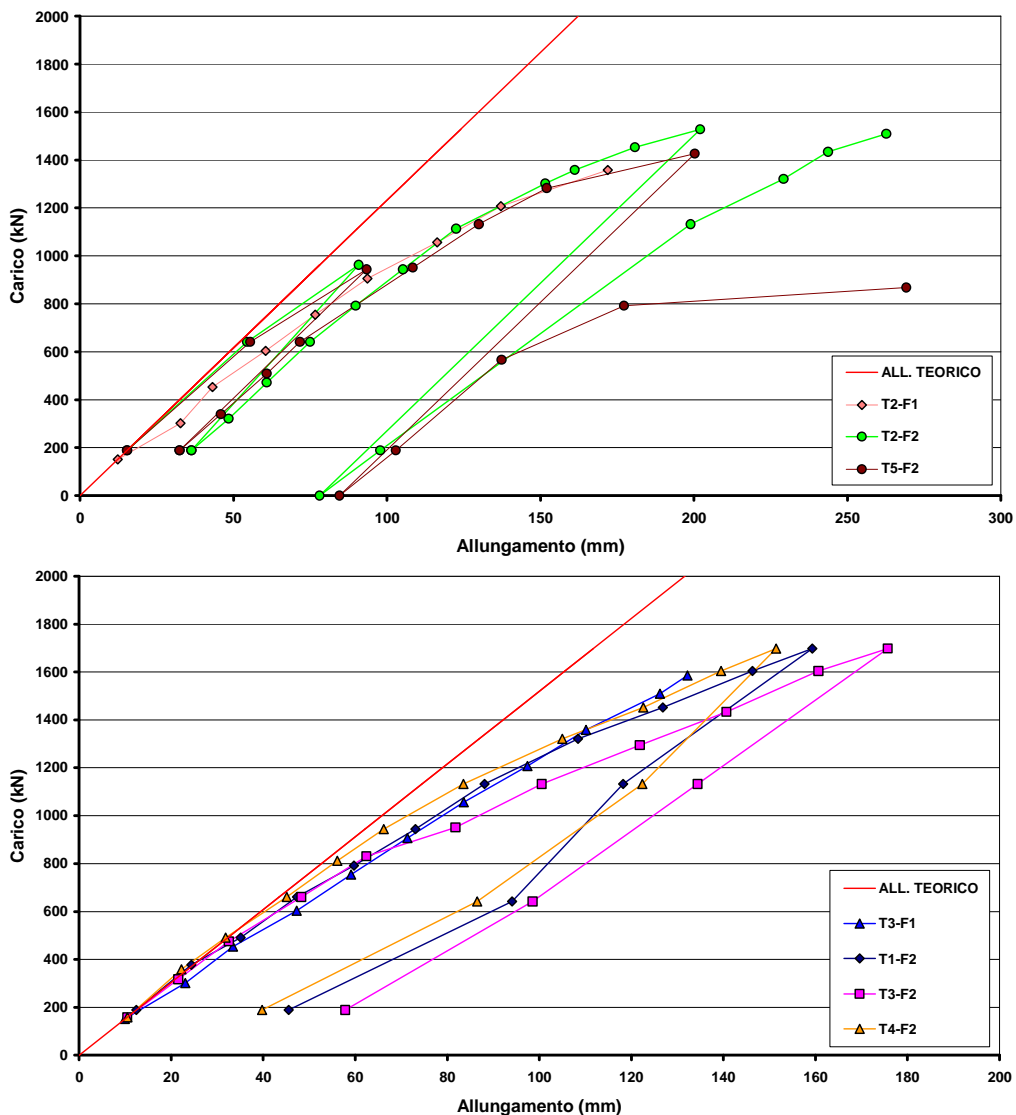
In Tabella 23 sono riassunte le principali caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto.



**Tabella 23.** Caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto del 2008

TABELLA REALIZZAZIONE TIRANTI DI PROGETTO EURODOCKS												
TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	INIEZIONI			RAPP. ACQUA-CEMENTO	
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli		JETTING		SECON.	Jett.	second.
				Libera	Bulbo			DATA	kg cem.			
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	03/04/2008	4000	800	1 : 1	1 : 2
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	03/04/2008	6800	1400	1 : 1	1 : 2
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	25/09/2008	6500	1900	1 : 1	1 : 1,6
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	25/09/2008	4100	1200	1 : 1	1 : 1,6
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6500	2100	1 : 1	1 : 1,6
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6600	1600	1 : 1	1 : 1,6
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	23/09/2008	4200	1300	1 : 1	1 : 1,6

In Figura 50 sono mostrate le curve carico-allungamento ottenute dalle prove svolte i cui risultati salienti sono riassunti in Tabella 24.



**Figura 50 – Curve carico-allungamento per i tiranti tipo A (in alto) e B (in basso)**

**Tabella 24.** Risultati delle prove di carico sui tiranti di progetto del 2008

TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	Stima volume bulbo Jett. (m <sup>3</sup> )	Stima diametro bulbo (m)	Carico max sollecitante (kN)	Condizioni Finali prova
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli					
				Libera	Bulbo						
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,33	0,82	1208	NO ROTTURA
										1359	SFILAMENTO
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	9,07	0,82	1585	NO ROTTURA
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,47	0,83	1453	NO ROTTURA
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,80	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,60	0,84	1283	NO ROTTURA

Si osserva che tutti i tiranti di tipo A sono stati portati a sfilamento. Il carico massimo raggiunto, normalizzato alla lunghezza del bulbo risulta:

$$T2-F1 \quad q = 1359 / 10 = 136 \text{ kN/m}$$

$$T2-F2 \quad q = 1528 / 10 = 153 \text{ kN/m}$$

$$T5-F2 \quad q = 1427 / 10 = 143 \text{ kN/m}$$

I risultati indicano un'ottima uniformità di comportamento ed una resistenza unitaria che può essere cautelativamente assunta pari a 130 kN/m. Si tratta di un valore molto elevato tenuto conto dei terreni presenti. Se si assume un valore limite della tensione tangenziale compreso tra 80 e 100 kPa, significherebbe che il bulbo ottenuto con il trattamento in jet grouting ha un diametro compreso tra 45 e 55 cm.

Sulla base delle prove a sfilamento la resistenza del tirante con bulbo di L = 17 m risulterebbe:

$$R_{ac,1} = 130 \times 17 = 2.210 \text{ kN}$$

Sulla base dei risultati delle prove di idoneità si sono raggiunti i 1700 kN senza raggiungere lo sfilamento. Sulla base della forma delle curve carico-cedimento ed in via cautelativa si assume un valore massimo di resistenza allo sfilamento cautelativamente pari a:

$$R_{ac,2} = 2.100 \text{ kN}$$

#### 8.4.5.2.2 Verifica allo sfilamento della fondazione degli ancoraggi T1

Per il dimensionamento geotecnico deve risultare rispettata la condizione di stato limite ultimo di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione deve essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Il progetto prevede che i nuovi ancoraggi siano realizzati in maniera analoga agli esistenti, con medesima tecnologia realizzativa (in particolare bulbo di fondazione con pre-trattamento in jet-grouting) ed 1 m in più di lunghezza del bulbo. Pertanto la resistenza ultima a sfilamento può essere cautelativamente assunta pari a quella misurata sui tiranti di prova del 2008, prima descritti.

Nota la resistenza limite a sfilamento ( $R_{ac}$ ), la resistenza caratteristica viene determinata assumendo un coefficiente di correlazione  $\xi_{a3} = 1,6$  (stratigrafia ben nota) come:

$$R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 1.312 \text{ kN}$$

Quindi la resistenza di progetto della fondazione ( $R_{ad}$ ) viene determinata dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_R = 1,2$  (tiranti permanenti).

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 75 di 105</p>
--	---	--

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = 1.094 \text{ kN}$$

In Tabella 25 si riporta la sintesi delle calcolazioni svolte e la verifica di sicurezza dei bulbi di ancoraggio T1.

**Tabella 25.** Verifica di sicurezza lato fondazione dei nuovi ancoraggi T1

	$R_{ac}$ [kN]	$R_{ak}$ [kN]	$R_{ad}$ [kN]	$E_d$ [kN]	$R_d \geq E_d$
T1 (Dywidag $\varnothing 47/1,80\text{m}$ )	2.100	1.312	1.094	1.043	✓

#### 8.4.5.3 Definizione del CAMPO PROVA per gli ancoraggi preliminari di prova

In accordo alle NTC2008 la realizzazione degli ancoraggi definitivi sarà preceduta dall'esecuzione di ancoraggi preliminari di prova idonei ad accertarne le prestazioni previste. L'esecuzione delle prove su tali ancoraggi dovrà essere eseguita in conformità alla Raccomandazioni AGI-AICAP “Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” – Giugno 2012.

#### 8.4.5.4 Prove di verifica e modalità di tesatura

Ai sensi del paragrafo 6.6.4 delle NTC 2008 le prove di verifica devono essere eseguite su tutti gli ancoraggi e consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova. Lo svolgimento di tali prove dovrà essere conforme alle Raccomandazioni AGI-AICAP “Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” – Giugno 2012.

#### 8.4.5.5 Protezione degli ancoraggi

I tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato risultano particolarmente sensibili alla corrosione. Infatti la presenza di acciai ad elevata resistenza unita all'ambiente di installazione aggressivo (ambiente marino) rende necessario adottare dei provvedimenti specifici per garantire la durabilità in condizioni di piena efficienza dell'ancoraggio. Gli ancoraggi utilizzati saranno certificati ai sensi del decreto del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 12391 del 22 dicembre 2011 "Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo".

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la nuova banchina.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

### 9.1 Paratia combinata

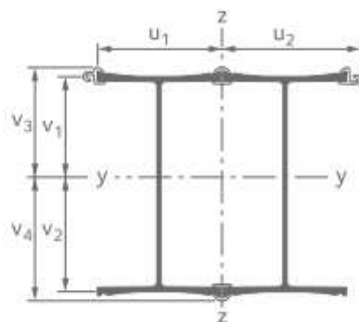
Il nuovo banchinamento è costituito da un palancolato metallico combinato tipo HZ 880M A-24/AZ13-770 della ArcelorMittal Sheet Piling. I pali principali HZ e le palancole intermedie AZ sono realizzati in acciaio tipo S430GP. Le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie AZ sono state ricavate dal catalogo del produttore del quale si riportano nelle figure seguenti alcuni estratti.

Combination HZ ... M - 24 / AZ 13-770		$(b_{\text{sp}} = 2.538 \text{ m})$							
HZ 680M LT	308.4	179 000	5 580	5 010	213	228	242	2 989	5 008
HZ 880M A	336.1	336 390	7 885	7 295	235	249	264	2 989	5 404
HZ 880M B	360.7	363 500	8 525	7 920	254	269	283	2 995	5 410
HZ 880M C	372.1	382 440	8 945	8 350	263	278	292	2 995	5 410
HZ 1080M A	399.3	642 930	11 690	11 000	284	299	313	2 981	5 830
HZ 1080M B	417.2	693 020	12 565	11 885	298	313	328	2 983	5 832
HZ 1080M C	449.7	753 960	13 650	12 980	324	338	353	2 986	5 835
HZ 1080M D	476.1	813 690	14 665	14 045	345	359	374	2 987	5 836
HZ 1180M A	497.2	858 450	15 390	14 845	361	376	390	2 989	5 838
HZ 1180M B	509.8	895 090	16 005	15 495	371	386	400	2 992	5 847
HZ 1180M C	537.7	959 240	17 070	16 500	393	407	422	3 009	5 860
HZ 1180M D	556.4	998 320	17 725	17 200	407	422	437	3 021	5 870

Figura 51 – Caratteristiche paratia combinata HZ 880M A - 24 / AZ13-770



Solution 24

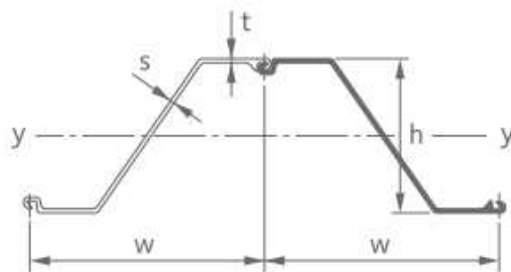


Section	Dimensions						Properties per solution									
	$v_1$	$v_2$	$v_3$	$v_4$	$u_1$	$u_2$	A	G	$I_y$	$I_z$	$W_{el,y}^*$	$W_{el,y}^{**}$	$W_{el,z}$	$A_{yw}$	$A_{ez}$	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m	
HZ 680M LT	279.0	320.9	315.3	357.4	466.8	519.9	590.7	<b>463.7</b>	420 940	452 060	<b>13 120</b>	11 780	8 695	1.144	3.163	
HZ 880M A	376.7	426.7	411.2	461.2	464.8	518.9	659.8	<b>518.0</b>	820 000	490 460	<b>19 220</b>	17 780	9 450	1.144	3.559	
HZ 880M B	380.9	426.5	413.4	458.9	466.9	520.9	723.9	<b>568.3</b>	890 310	534 990	<b>20 875</b>	19 400	10 270	1.150	3.565	
HZ 880M C	383.8	427.6	414.3	458.1	466.9	520.9	752.8	<b>591.0</b>	938 480	554 410	<b>21 950</b>	20 490	10 645	1.150	3.565	
HZ 1080M A	497.4	550.0	531.8	584.4	460.9	514.9	817.3	<b>641.6</b>	1 593 470	568 570	<b>28 970</b>	27 265	11 045	1.136	3.985	
HZ 1080M B	501.8	551.6	533.2	583.1	460.9	514.9	862.6	<b>677.2</b>	1 720 280	598 790	<b>31 185</b>	29 505	11 630	1.138	3.987	
HZ 1080M C	507.0	552.4	535.4	580.8	462.9	516.9	946.7	<b>743.1</b>	1 877 600	654 870	<b>33 990</b>	32 325	12 670	1.141	3.990	
HZ 1080M D	512.5	554.9	536.9	579.3	463.9	517.9	1014.7	<b>796.5</b>	2 030 710	698 950	<b>36 595</b>	35 055	13 495	1.142	3.991	
HZ 1180M A	517.6	557.8	538.0	578.2	464.9	518.9	1069.0	<b>839.2</b>	2 146 010	733 770	<b>38 470</b>	37 115	14 140	1.144	3.993	
HZ 1180M B	520.2	559.2	538.6	577.7	464.9	518.9	1101.0	<b>864.3</b>	2 239 080	756 060	<b>40 040</b>	38 760	14 570	1.147	4.002	
HZ 1180M C	521.4	562.0	540.7	581.3	466.9	520.9	1174.1	<b>921.6</b>	2 405 860	813 450	<b>42 810</b>	41 390	15 615	1.164	4.015	
HZ 1180M D	524.2	563.2	541.5	580.5	467.9	521.9	1222.9	<b>960.0</b>	2 507 280	847 260	<b>44 520</b>	43 195	16 235	1.176	4.025	

Figura 52 – Caratteristiche pali principali HZ 880M A - 24



**AZ® - Intermediary Piles**



Section	Dimensions				Properties Double Piles					
	h mm	w mm	t mm	s mm	A cm <sup>2</sup>	G kg/m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	A <sub>w</sub> m <sup>2</sup> /m
AZ 13-770	344	770	9.0	9.0	193.8	152.1	34 440	2 000	13.33	1.85
AZ 14-770	345	770	9.5	9.5	202.6	159.0	35 890	2 085	13.31	1.85
AZ 13-700	315	700	9.5	9.5	188.5	148.0	28 750	1 825	12.35	1.71
AZ 13-700-10/10	316	700	10.0	10.0	196.6	154.3	29 910	1 895	12.33	1.71
AZ 18-700	420	700	9.0	9.0	194.9	153.0	52 920	2 520	16.47	1.86
AZ 20-700	421	700	10.0	10.0	212.8	167.0	57 340	2 725	16.42	1.86
AZ 26-700	460	700	12.2	12.2	262.1	205.7	83 610	3 635	17.86	1.93
AZ 26-700N	460	700	13.5	10.0	247.0	193.9	83 710	3 640	18.41	1.92
AZ 18-10/10	381	630	10.0	10.0	198.1	155.5	44 790	2 355	15.04	1.71
AZ 26	427	630	13.0	12.2	249.2	195.6	69 940	3 280	16.75	1.78

**Figura 53 – Caratteristiche pali secondari AZ13-770**

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 79 di 105</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Nel prospetto seguente sono sintetizzate le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie HZ.

	<b>Area</b>	<b>Momento di inerzia</b>	<b>Modulo elastico</b>
<b>HZ 880M A-24/AZ13-770</b>	cm <sup>2</sup> /m 336,1	cm <sup>4</sup> /m 336.390	cm <sup>3</sup> /m 7.885
<b>HZ 880M A-24</b>	cm <sup>2</sup> 659,8	cm <sup>4</sup> 820.000	cm <sup>3</sup> 19.220
<b>AZ13-770</b>	cm <sup>2</sup> 193,8	cm <sup>4</sup> 34.440	cm <sup>3</sup> 2.000

La capacità resistente delle sezioni è stata determinata con il metodo elastico (E) assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

L'analisi globale della struttura (modellazione geotecnica) è stata eseguita con il metodo elastico (E), valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite tenendo conto dei fenomeni di corrosione che inducono una perdita di spessore dei singoli elementi con conseguente diminuzione delle caratteristiche di resistenza delle sezioni.

A tal proposito, si è fatto riferimento al D.M. 31 luglio 2012, recante “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”, con cui sono stati adottati i valori di corrosione raccomandati nelle tabelle 4-1 e 4-2 della UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 5” e riportate per semplicità di lettura nel seguito.



**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
<b>Notes:</b>					
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
<b>Notes:</b>					
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.					

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 81 di 105</p>
--	--	--

Come emerge anche dalle tabelle, i tassi di corrosione a cui il palancoato è soggetto variano a seconda delle condizioni al contorno (ad es. ambiente marino zona immersa e/o *splash zone*, tipo di terreno a tergo, etc.).

In particolare, nel caso in esame essendo la vita nominale delle opere pari a 50 anni ed agendo le massime sollecitazioni nella parte immersa, i valori raccomandati di corrosione utilizzati sono i seguenti:

- lato terra (terreno naturale indisturbato): 0,60 mm
- lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): 1,75 mm.

Le caratteristiche di resistenza dei pali principali HZ applicando i valori di corrosione di cui sopra sono state ricavate con l’ausilio del programma AutoCAD della Autodesk, mentre quelle dei pali intermedi AZ con il programma Durability EC3-5 della ArcelorMittal Sheet Piling.

Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose.

	<b>Area</b>	<b>Momento di inerzia</b>	<b>Modulo elastico</b>
<b>HZ 880M A-24</b>	cm <sup>2</sup> 580,2	cm <sup>4</sup> 716.292	cm <sup>3</sup> 16.787
<b>AZ13-770</b>	cm <sup>2</sup> 150,8	cm <sup>4</sup> 27.227	cm <sup>3</sup> 1.586

Si osserva inoltre che la diminuzione delle caratteristiche resistenti delle sezioni comporta una redistribuzione dello stato sollecitativo della struttura che essendo complessivamente meno rigida è quindi soggetta da un lato a minori sollecitazioni e dall’altro a maggiori deformazioni.

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza delle membrature a taglio e flessione considerando le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state eseguite utilizzando i valori ottenuti dal modello con le rigidezze degli elementi non corrosi.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 82 di 105</p>
--	--	--

## Verifica delle membrature a taglio

L'area resistente a taglio ( $A_v$ ) per profili ad I caricati nel piano dell'anima, nell'ipotesi che il taglio sia portato solo dal profilo HZ 880M A-24, si può assumere pari a (cfr. §4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008):

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 25.399 \text{ mm}^2$$

dove:

- $A = 58.020 \text{ mm}^2$  è l'area della sezione;
- $b = 2 \times 458 = 916 \text{ mm}$  è la larghezza delle ali;
- $t_f = 18,9 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali;
- $t_w = 2 \times 13,0 = 26,0 \text{ mm}$  è lo spessore dell'anima;
- $r = 2 \times 20 = 40,0 \text{ mm}$  è il raggio del raccordo tra l'anima e le ali.

La resistenza di calcolo a taglio ( $V_{c,Rd}$ ), in assenza di torsione, vale pertanto:

$$V_{c,Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 6.005 \text{ kN}$$

dove:

- $A_v = 25.399 \text{ mm}^2$  è l'area resistente a taglio della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il valore di calcolo massimo dell'azione tagliante ( $V_{Ed}$ ) si ha nella combinazione statica SLU11:

$$V_{Ed} = 319 \times 2,538 = 823 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza delle membrature a taglio è pertanto soddisfatta:

$$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed} = 7,30 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 83 di 105</p>
--	--	--

## Verifica delle membrature a flessione

Essendo il taglio massimo di calcolo ( $V_{Ed}$ ) inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ( $V_{c,Rd}$ ):

$$V_{Ed,max} = 823 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd} = 3.003 \text{ kN}$$

si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di calcolo a flessione del palo principale HZ ( $M_{el,Rd}$ ) vale pertanto:

$$M_{el,Rd}(\text{HZ 880M A-24}) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 6.875 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 16.787 \text{ cm}^3$  è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

La resistenza di calcolo a flessione della palanca intermedia AZ ( $M_{el,Rd}$ ) vale invece:

$$M_{el,Rd}(\text{AZ13-770}) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 650 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 1.586 \text{ cm}^3$  è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il momento flettente massimo di calcolo ( $M_{Ed}$ ) si ha nella combinazione sismica SLV:

$$M_{Ed} = 1.672 \times 2,538 = 4.244 \text{ kNm (SLV)}$$

Il momento flettente di calcolo agente sul palo principale HZ vale:

$$M_{Ed}(\text{HZ 880M A-24}) = M_{Ed} \times I_H / (I_{HZ} + I_Z) = 4.089 \text{ kNm}$$

mentre quello agente sulla palanca intermedia AZ vale:

$$M_{Ed}(\text{AZ13-770}) = M_{Ed} \times I_Z / (I_{HZ} + I_Z) = 155 \text{ kNm}$$

dove:

- $I_H = 716.292 \text{ cm}^4$  è il momento di inerzia del palo principale HZ;
- $I_Z = 27.227 \text{ cm}^4$  è il momento di inerzia del palo intermedio AZ.

La verifica di resistenza delle membrature a flessione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta(\text{HZ 880M A-24}) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 1,68 \geq 1,00$$

$$\eta(\text{AZ13-770}) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 4,19 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ <b>RINA</b> ISO 9001 Qualità Certificata</p> </div> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 84 di 105</p>
--	--	--

## 9.2 Tiranti a barre

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato di lunghezza 35 m, inclinazione 20° sull'orizzontale ed interasse 1,80 m, armati con barre tipo DYWIDAG di diametro nominale  $\Phi 47$  ( $A = 1.735 \text{ mm}^2$ ) in acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{pk} = 1.050 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{pyk} = 950 \text{ N/mm}^2$

Ai fini della valutazione della resistenza di calcolo si è fatto riferimento alle caratteristiche di resistenza minime degli acciai dei tiranti in barre ricavate dalla Tabella 11.3.VII del D.M. 14/01/2008 che fornisce le proprietà meccaniche minime che devono essere garantite dal produttore:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{pk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Le barre sono protette nei confronti di perdite di spessore dovute ai fenomeni di corrosione con guaine.

La resistenza di calcolo a trazione dei tiranti è valutata come:

$$N_{Rd} = A \times f_{pyk} / \gamma_S = 1.207 \text{ kN}$$

dove:

- $A = 1.735 \text{ mm}^2$  è l'area della sezione trasversale;
- $f_{pyk} = 800 \text{ N/mm}^2$  è la tensione caratteristica di snervamento;
- $\gamma_S = 1,15$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

La massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dal modello geotecnico, si verifica nella combinazione di carico sismica SLV ed è pari a:

$$N_{Ed} = 1.043 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a trazione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 1,16 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 85 di 105</p>
--	---	--

### 9.3 Solettone

Il solettone di c.a. è stato modellato con l’ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.19 come una piastra rettangolare di lunghezza pari a 36 m e di larghezza pari a 16,45 m, comprensiva della larghezza della nuova trave di coronamento del palancolato di 2,25 m e della larghezza della soletta di c.a. di nuova realizzazione di 14,20 m.

La piastra è stata vincolata in corrispondenza dei pali con molle elastiche verticali di rigidezza pari a:

- Prima fila:  $k_1 = 652.500 \text{ kN/m}$
- Seconda fila:  $k_2 = 727.500 \text{ kN/m}$
- Terza fila:  $k_3 = 810.000 \text{ kN/m}$

ed in corrispondenza del palancolato con molle elastiche verticali di rigidezza  $k_4 = 58.125 \text{ kN/m}$  disposte ad interasse di 0,50 m coerentemente con la discretizzazione della mesh.

Sulla piastra sono stati applicati i seguenti carichi:

- carico permanente strutturale dovuto alla nuova soletta di c.a.:  $g_{1k} = 25 \text{ kPa}$
- carico permanente strutturale dovuto alla trave di coronamento di c.a.:  $g_{1k} = 50 \text{ kPa}$
- carico permanente portato agente solo sulla nuova soletta di c.a. (sp. 0,25 m):  $g_{2k} = 6,25 \text{ kPa}$
- sovraccarico variabile di progetto uniformemente distribuito:  $q_{1k} = 40 \text{ kPa}$ ;
- carico trasmesso dagli stabilizzatori della gru semovente di progetto su impronta di dimensioni rettangolari pari a 1,80 m  $\times$  5,50 m ( $q_{2k} = 2400 \text{ kN}$ );
- carico trasmesso dalla gru su rotaia esistente costituita da n. 4 carrelliere con interasse longitudinale di 4,00 m e trasversale di 12,50 m; ciascuna carrelliera è composta da n. 4 ruote ad interasse di 1,00 m con carico massimo per ruota pari a 250 kN.

Il carico trasmesso dagli stabilizzatori è stato applicato ipotizzando quattro possibili linee di carico longitudinali lungo le quali gli stabilizzatori possono stazionare. Il carico è considerato alternativo a quello variabile uniformemente distribuito e della gru su rotaia esistente.

Il carico trasmesso dalla gru su rotaia esistente è stato considerato alternativo a quello variabile uniformemente distribuito ed a quello della gru semovente.

I carichi sono stati combinati agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) utilizzando i coefficienti parziali sui carichi e sui materiali della combinazione A1+M1 ed agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR).

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 86 di 105</p>
--	---	--

## Soletta

Le massime sollecitazioni agenti sulla nuova soletta di c.a. si hanno in corrispondenza degli allineamenti trasversali e longitudinali dei pali individuando nelle due direzioni delle fasce trave che sono state pertanto armate come tali.

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -856 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 865 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -2.152 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 2.142 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -954 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 610 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -2.176 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 2.212 \text{ kN/m}$$

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -602 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 593 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -1.481 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 1.485 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -661 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 410 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -1.504 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 1.527 \text{ kN/m}$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 87 di 105</p>
--	---	--

## Collegamento trave di coronamento-soletta

Lungo la sezione di collegamento tra la trave di coronamento del palancoato ed il solettone i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -495 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 367 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -370 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 338 \text{ kN/m}$$

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR) risultanti dal modello di calcolo sono invece i seguenti:

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -334 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 255 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -249 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 233 \text{ kN/m}$$

## Trave di coronamento

Lungo la trave di coronamento del palancoato, i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) risultanti dal modello di calcolo sono i seguenti:

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -875 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = +1.034 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -402 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = +406 \text{ kN/m}$$

I valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni per le combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo raro (RAR) risultanti dal modello di calcolo sono invece i seguenti:

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -594 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = +688 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -268 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = +271 \text{ kN/m}$$



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 88 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

## Reazioni vincolari pali e palancoato

Le reazioni vincolari massime sono le seguenti:

- palancoato esistente:

$$R_{SLU}^{\max} = 584 \text{ kN/m}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 404 \text{ kN/m}$$

- pali 1° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 1.751 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.240 \text{ kN}$$

- pali 2° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.651 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.877 \text{ kN}$$

- pali 3° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.897 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 2.001 \text{ kN}$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 89 di 105</p>
--	---	--

## 9.3.1 Verifiche agli stati limite

### 9.3.1.1 Soletta

#### Caratteristiche di resistenza delle sezioni

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite della soletta di nuova realizzazione per le combinazioni di carico più gravose. Le massime sollecitazioni agenti si hanno in corrispondenza degli allineamenti trasversali e longitudinali dei pali individuando nelle due direzioni delle fasce trave che sono state pertanto armate come tali.

Le caratteristiche di resistenza delle sezioni utilizzate ai fini della verifica sono le seguenti:

- Larghezza:  $B = 1,00$  m
- Altezza:  $H = 1,00$  m
- Ricoprimento longitudinale:  $c = 0,040$  m
- Ricoprimento trasversale:  $c = 0,064$  m
- Armatura superiore in entrambe le direzioni:  $A_{sup} = 45,2$  cm<sup>2</sup> (10Φ24)
- Armatura inferiore in entrambe le direzioni:  $A_{inf} = 45,2$  cm<sup>2</sup> (10Φ24)
- Staffe a 4 braccia: St. Φ16/20

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 90 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

### Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della soletta di nuova realizzazione nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

**Tabella 26 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione**

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			$\Delta p_{sup}$	Armatura inferiore			$\Delta p_{inf}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	$M_{Rd}/M_{Ed}$
	mm	mm	mm	Correnti			mm	Correnti			m	kNm	kNm	-
$M_{11}^{min}$	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-856,00	84,3	1560,27
$M_{11}^{max}$	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+865,00	84,3	1560,27
$M_{22}^{min}$	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-954,00	64,9	1613,92
$M_{22}^{max}$	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-610,00	64,9	1613,92

**Tabella 27 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio**

SOLETTA	$b_w$	h	c	$\Phi_{st}$	$\Phi_{sw}$	$n_b$	s	$\alpha$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$\eta$
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
$V_{13}^{min}$	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	3.035	-2.152	1,41
$V_{13}^{max}$	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	3.035	2.142	1,42
$V_{23}^{min}$	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	3.113	-2.176	1,43
$V_{23}^{max}$	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	3.113	2.212	1,41

### Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio della soletta di nuova realizzazione nei confronti dell'apertura delle fessure e delle tensioni di esercizio. Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 224.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Frequente:

$$w_k = 0.2 \text{ mm}$$

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14.4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.45 \times f_{ck} = 168.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.2 \text{ mm}$$

**Tabella 28 – Verifiche agli stati limite di esercizio**

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			$\Delta p_{sup}$	Armatura inferiore			$\Delta p_{inf}$	$M_{Ek}$	$\sigma_c$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$w_k$
				Correnti				Correnti								
<b>RAR <math>M_{11}^{min}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-602	6,42	-154,7	23,0	-
<b>RAR <math>M_{11}^{max}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+593	6,32	22,7	-152,4	-
<b>RAR <math>M_{22}^{min}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-661	6,61	-164,6	28,9	-
<b>RAR <math>M_{22}^{max}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+410	4,10	17,9	-102,1	-
<b>FRE <math>M_{11}^{min}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-602	-	-	-	0,176
<b>FRE <math>M_{11}^{max}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+593	-	-	-	0,000
<b>FRE <math>M_{22}^{min}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-661	-	-	-	0,121
<b>FRE <math>M_{22}^{max}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+410	-	-	-	0,000
<b>QPE <math>M_{11}^{min}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-602	4,06	-	-	0,176
<b>QPE <math>M_{11}^{max}</math></b>	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+593	4,00	-	-	0,000
<b>QPE <math>M_{22}^{min}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-661	4,15	-	-	0,121
<b>QPE <math>M_{22}^{max}</math></b>	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+410	2,57	-	-	0,000

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 92 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

### 9.3.1.2 Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione

Ai fini delle verifiche le caratteristiche di resistenza della sezione di collegamento della soletta di nuova realizzazione sono le seguenti:

- Larghezza:  $B = 1,00$  m
- Altezza:  $H = 1,00$  m
- Ricoprimento trasversale:  $c = 0,064$  m
- Armatura superiore:  $A_{sup} = 22,6 \text{ cm}^2$  ( $5\Phi 24$ )
- Armatura inferiore:  $A_{inf} = 22,6 \text{ cm}^2$  ( $5\Phi 24$ )
- Staffe a 4 braccia: St.  $\Phi 16/20$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 93 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

### Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della sezione di collegamento della soletta nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

**Tabella 29 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione**

SOLLECITAZIONI	B	H	c	Armatura superiore			$\Delta p_{sup}$	Armatura inferiore			$\Delta p_{inf}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	$M_{Rd}/M_{Ed}$
	[mm]	[mm]	[mm]	Correnti			[mm]	Correnti			m	kNm	kNm	-
$M_{11}^{min}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	-495,00	805,52	1,63
$M_{11}^{max}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	+367,00	805,52	2,19

**Tabella 30 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio**

SOLL.	$b_w$	h	c	$\Phi_{st}$	$\Phi_{sw}$	$n_b$	s	$\alpha$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$\eta$
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
$V_{13}^{min}$	1000	1000	64	32	16	4,00	200	90	3.021	-370	8,17
$V_{13}^{max}$	1000	1000	64	32	16	4,00	200	90	3.021	338	8,94

### Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio della soletta nei confronti dell’apertura delle fessure e delle tensioni di esercizio. Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c = \leq 0.60 \times f_{ck} = 224,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Frequente:

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14,4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0,45 \times f_{ck} = 168,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

**Tabella 31 – Verifiche agli stati limite di esercizio**

SOLL.	B	H	c	Armatura superiore			$\Delta p_{sup}$	Armatura inferiore			$\Delta p_{inf}$	$M_{Ek}$	$\sigma_c$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	$w_k$
				Correnti				Correnti								
$M_{11}^{min}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	-334	4,99	-168,8	13,9	-
$M_{11}^{max}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	+255	3,81	10,6	-128,9	-
$M_{11}^{min}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	-334	-	-	-	0,000
$M_{11}^{max}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	+255	-	-	-	0,000
$M_{11}^{min}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	-334	3,21	-	-	0,000
$M_{11}^{max}$	1000	1000	64	5	Φ	24	200	5	Φ	24	200	+255	2,45	-	-	0,000

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 95 di 105</p>
--	---	--

### 9.3.1.3 Trave di coronamento

#### Caratteristiche di resistenza delle sezioni

Ai fini delle verifiche le caratteristiche di resistenza della sezione della trave di coronamento sono le seguenti:

- Larghezza:  $B = 2,25$  m
- Altezza:  $H = 2,00$  m
- Ricoprimento trasversale:  $c = 0,056$  m
- Armatura superiore:  $A_{sup} = 22,1$  cm<sup>2</sup> (11Φ16)
- Armatura inferiore:  $A_{inf} = 22,1$  cm<sup>2</sup> (11Φ16)
- Staffe a 4 braccia: St. Φ12/20



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 96 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

### Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza della sezione della trave di coronamento nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

**Tabella 32 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione**

SOLLECITAZIONI	B	H	c	Armatura superiore			$\Delta p_{sup}$	Armatura inferiore			$\Delta p_{inf}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	$M_{Rd}/M_{Ed}$
	[mm]	[mm]	[mm]	Correnti			[mm]	Correnti			m	kNm	kNm	-
$M_{22}^{min}$	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	-875	1.709	1,95
$M_{22}^{max}$	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	1.034	3.726	3,60

**Tabella 33 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio**

SOLETTA	$b_w$	h	c	$\Phi_{st}$	$\Phi_{sw}$	$n_b$	s	$\alpha$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$\eta$
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
$V_{23}^{min}$	2250	2000	56	16	12	4,00	200	90	3.852	-402	9,58
$V_{23}^{max}$	2250	2000	56	16	12	4,00	200	90	3.852	+406	9,49

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 97 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

### Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio della trave di coronamento nei confronti dell'apertura delle fessure e delle tensioni di esercizio. Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c = \leq 0.60 \times f_{ck} = 224,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Frequente:

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14,4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0,45 \times f_{ck} = 168,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

**Tabella 34 – Verifiche agli stati limite di esercizio**

SOLL.	B	H	c	Armatura superiore			Armatura inferiore			M <sub>Ek</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s,sup</sub>	σ <sub>s,inf</sub>	w <sub>k</sub>		
				Correnti	Φ	Δp <sub>sup</sub>	Correnti	Φ	Δp <sub>inf</sub>							
M <sub>22</sub> <sup>min</sup>	[mm] 2250	[mm] 2000	[mm] 56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	[kNm] -594	[MPa] 1,87	[MPa] -142,3	[MPa] 6,3	[mm] -
M <sub>22</sub> <sup>max</sup>	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	+688	2,17	7,3	-164,8	-
M <sub>22</sub> <sup>min</sup>	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	-594	-	-	-	0,000
M <sub>22</sub> <sup>max</sup>	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	+688	-	-	-	0,000
M <sub>22</sub> <sup>min</sup>	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	-594	1,20	-	-	0,000
M <sub>22</sub> <sup>max</sup>	2250	2000	56	11	Φ	16	200	11	Φ	16	200	+688	1,39	-	-	0,000

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 98 di 105</p>
--	---	--

## 9.4 Pali

I pali di fondazione del solettone a tergo della palancola sono disposti su tre allineamenti:

- FILA 1: allineamento lato mare, a tergo della paratia metallica,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 2: allineamento intermedio, a 9,35 m da filo banchina,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 15,35 m da filo banchina,  $\varnothing 1000$ , interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m..

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di resistenza dei pali nei confronti delle sollecitazioni flettenti. Le verifiche sono state eseguite con riferimento alla combinazione sismica per la prima fila di pali che è risultata essere la più gravosa per i pali.

Le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sono soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

$$\eta = R_d/E_d \geq 1,00$$

Le verifiche sono state eseguite con l'ausilio del codice di calcolo PresFLE+ della Concrete S.r.l.

**Tabella 35 – 1° fila di pali: verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (pressoflessione)**

comb	Armatura	Mx(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Nu(daN)	CS,Ncost
1,75	20 $\Phi$ 24	6061074	-162463	18044102,8	-162463,0	2.977>1
1,59	20 $\Phi$ 24	5718350	-162784	18052159,4	-162783,6	3.157>1
1,44	20 $\Phi$ 24	5379382	-163122	18060670,2	-163122,2	3.357>1
1,28	20 $\Phi$ 24	5046963	-163482	18069718,9	-163482,1	3.58>1
1,13	20 $\Phi$ 24	4723761	-163867	18079389,5	-163866,9	3.827>1
1,13	20 $\Phi$ 24	4723761	-163869	18079446,3	-163869,1	3.827>1
0,85	20 $\Phi$ 24	4161454	-164809	18103060,4	-164808,6	4.35>1
0,56	20 $\Phi$ 24	3628393	-165862	18129547,2	-165862,3	4.997>1
0,28	20 $\Phi$ 24	3123428	-167030	18158896,3	-167029,9	5.814>1
0,00	20 $\Phi$ 24	2645411	-168311	18191097,1	-168311,0	6.876>1
0,00	20 $\Phi$ 24	2645411	-168316	18191220,2	-168315,9	6.877>1
-0,33	20 $\Phi$ 24	2098928	-169389	18218186,9	-169388,7	8.68>1
-0,67	20 $\Phi$ 24	1559669	-170471	18245400,5	-170471,4	11.698>1
-1,00	20 $\Phi$ 24	1028202	-171564	18272853,0	-171563,5	17.772>1
-1,33	20 $\Phi$ 24	505090	-172665	18300538,4	-172665,0	36.232>1
-1,33	20 $\Phi$ 24	505090	-172667	18300591,2	-172667,1	36.232>1
-1,67	20 $\Phi$ 24	-9735	-173782	-18328610,8	-173781,8	1882.671>1
-2,00	20 $\Phi$ 24	-516363	-174913	-18357055,7	-174913,4	35.551>1
-2,33	20 $\Phi$ 24	-1014552	-176062	-18385916,4	-176061,6	18.122>1
-2,67	20 $\Phi$ 24	-1504068	-177226	-18415184,1	-177226,0	12.244>1
-2,67	20 $\Phi$ 24	-1504068	-177228	-18415246,9	-177228,5	12.244>1
-3,00	20 $\Phi$ 24	-1985268	-178414	-18445037,1	-178413,6	9.291>1
-3,33	20 $\Phi$ 24	-2458512	-179625	-18475479,9	-179624,7	7.515>1
-3,67	20 $\Phi$ 24	-2923676	-180860	-18506532,2	-180860,1	6.33>1

“APPROFONDIMENTO CANALI  
CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE  
OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO  
TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI  
E RIUTILIZZO DEL MATERIALE  
ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P.  
VIGENTE 2007”  
I FASE

Progetto Definitivo  
Banchina Lloyd Ravenna  
Relazione di calcolo



Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Centro Settentrionale



DIREZIONE TECNICA  
Pag. : 99 di 105

-4,00	20Φ24	-3380640	-182118	-18538152,1	-182118,1	5.484>1
-4,00	20Φ24	-3380640	-182121	-18538225,2	-182121,0	5.484>1
-4,31	20Φ24	-3786379	-183812	-18580740,5	-183812,4	4.907>1
-4,63	20Φ24	-4159586	-185585	-18625292,2	-185584,8	4.478>1
-4,94	20Φ24	-4503156	-187440	-18671927,3	-187440,1	4.146>1
-5,25	20Φ24	-4819778	-189380	-18714643,8	-189380,2	3.883>1
-5,25	20Φ24	-4819778	-189371	-18714457,1	-189370,6	3.883>1
-5,56	20Φ24	-5107626	-191410	-18753983,3	-191409,6	3.672>1
-5,88	20Φ24	-5366500	-193486	-18794235,5	-193486,1	3.502>1
-6,19	20Φ24	-5595590	-195597	-18835155,6	-195597,0	3.366>1
-6,50	20Φ24	-5794094	-197739	-18876687,0	-197739,5	3.258>1
-6,50	20Φ24	-5794094	-197716	-18876239,8	-197716,4	3.258>1
-6,81	20Φ24	-5962249	-199961	-18919758,3	-199961,4	3.173>1
-7,13	20Φ24	-6099852	-202182	-18962806,9	-202182,1	3.109>1
-7,44	20Φ24	-6206607	-204374	-19005300,7	-204374,2	3.062>1
-7,75	20Φ24	-6282208	-206533	-19047154,8	-206533,3	3.032>1
-7,75	20Φ24	-6282208	-206548	-19047441,9	-206548,1	3.032>1
-8,06	20Φ24	-6326086	-208661	-19088408,8	-208661,5	3.017>1
-8,38	20Φ24	-6337713	-210780	-19129478,6	-210780,1	3.018>1
-8,69	20Φ24	-6315003	-212898	-19170531,5	-212897,9	3.036>1
-9,00	20Φ24	-6255764	-215015	-19211562,2	-215014,5	3.071>1
-9,00	20Φ24	-6255764	-215008	-19211432,7	-215007,9	3.071>1
-9,33	20Φ24	-6165121	-216099	-19232578,9	-216098,7	3.12>1
-9,67	20Φ24	-6061171	-217201	-19253944,9	-217200,9	3.177>1
-10,00	20Φ24	-5942928	-218304	-19275331,3	-218304,2	3.243>1
-10,33	20Φ24	-5809424	-219393	-19296430,4	-219392,6	3.322>1
-10,33	20Φ24	-5809424	-219402	-19296605,3	-219401,6	3.322>1
-10,67	20Φ24	-5660189	-220453	-19316992,9	-220453,3	3.413>1
-11,00	20Φ24	-5494867	-221480	-19336892,7	-221479,9	3.519>1
-11,33	20Φ24	-5314796	-222458	-19355854,0	-222458,1	3.642>1
-11,67	20Φ24	-5121360	-223386	-19373842,8	-223386,0	3.783>1
-11,67	20Φ24	-5121360	-223386	-19373838,6	-223385,8	3.783>1
-12,00	20Φ24	-4916473	-224257	-19390733,3	-224257,4	3.944>1
-12,33	20Φ24	-4701846	-225078	-19406639,6	-225077,9	4.127>1
-12,67	20Φ24	-4477921	-225981	-19424137,3	-225980,6	4.338>1
-13,00	20Φ24	-4245063	-226825	-19440499,9	-226824,6	4.58>1
-13,00	20Φ24	-4245063	-226832	-19440645,3	-226832,1	4.58>1
-13,33	20Φ24	-4001848	-227637	-19456256,7	-227637,5	4.862>1
-13,67	20Φ24	-3747227	-228380	-19470644,0	-228379,7	5.196>1
-14,00	20Φ24	-3480783	-229057	-19483782,3	-229057,4	5.598>1
-14,33	20Φ24	-3202109	-229669	-19495646,5	-229669,5	6.088>1
-14,33	20Φ24	-3202109	-229665	-19495559,0	-229665,0	6.088>1
-14,67	20Φ24	-2910843	-230208	-19506081,9	-230207,8	6.701>1
-15,00	20Φ24	-2606641	-230667	-19514979,0	-230666,8	7.487>1
-15,33	20Φ24	-2290128	-231039	-19522203,0	-231039,4	8.525>1
-15,67	20Φ24	-1961961	-231319	-19527623,0	-231319,0	9.953>1
-15,67	20Φ24	-1961961	-231323	-19527705,6	-231323,3	9.953>1
-16,00	20Φ24	-1622992	-231500	-19531134,0	-231500,1	12.034>1
-16,33	20Φ24	-1273975	-231576	-19532599,7	-231575,8	15.332>1
-16,67	20Φ24	-915860	-231545	-19532002,4	-231544,9	21.326>1
-17,00	20Φ24	-549588	-231402	-19529225,2	-231401,7	35.534>1
-17,00	20Φ24	-549588	-231407	-19529325,4	-231406,8	35.535>1
-17,33	20Φ24	-175913	-231146	-19524261,1	-231145,6	110.988>1
-17,67	20Φ24	204309	-230759	19516762,0	-230758,7	95.526>1
-18,00	20Φ24	589677	-230289	19507664,1	-230289,4	33.082>1

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <b>Relazione di calcolo</b></p>			
			<p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 100 di 105</p>	

-18,33	20Φ24	978783	-229701	19496257,3	-229701,0	19.919>1
-18,33	20Φ24	978783	-229698	19496198,7	-229698,0	19.919>1
-18,67	20Φ24	1370371	-228991	19482485,9	-228990,6	14.217>1
-19,00	20Φ24	1763159	-228309	19469280,1	-228309,3	11.042>1
-19,33	20Φ24	2155274	-227565	19454857,0	-227565,3	9.027>1
-19,67	20Φ24	2544834	-226743	19438921,8	-226743,2	7.639>1
-19,67	20Φ24	2544834	-226744	19438944,3	-226744,4	7.639>1
-20,00	20Φ24	2930166	-225905	19422669,5	-225904,8	6.629>1
-20,33	20Φ24	3309565	-224967	19404484,0	-224966,7	5.863>1
-20,67	20Φ24	3680929	-223930	19384378,7	-223929,5	5.266>1
-21,00	20Φ24	4042156	-222794	19362367,4	-222794,1	4.79>1
-21,00	20Φ24	4042156	-222793	19362351,7	-222793,2	4.79>1
-21,33	20Φ24	4391561	-221559	19338428,6	-221559,1	4.404>1
-21,67	20Φ24	4727444	-220224	19312555,6	-220224,4	4.085>1
-22,00	20Φ24	5047915	-218790	19284747,0	-218789,9	3.82>1
-22,33	20Φ24	5351084	-217253	19254959,2	-217253,2	3.598>1
-22,33	20Φ24	5351084	-217256	19255017,3	-217256,2	3.598>1
-22,67	20Φ24	5635558	-215618	19223258,5	-215617,9	3.411>1
-23,00	20Φ24	5899903	-213871	19189394,6	-213871,0	3.252>1
-23,33	20Φ24	6142437	-212013	19153374,9	-212012,9	3.118>1
-23,67	20Φ24	6361476	-210044	19115207,3	-210043,9	3.005>1
-23,67	20Φ24	6361476	-210036	19115052,4	-210035,9	3.005>1
-24,00	20Φ24	6555515	-207949	19074590,7	-207948,6	2.91>1
-24,33	20Φ24	6723247	-205713	19031257,3	-205713,2	2.831>1
-24,67	20Φ24	6861677	-203328	18985010,7	-203327,5	2.767>1
-25,00	20Φ24	6967739	-200789	18935809,6	-200789,4	2.718>1
-25,00	20Φ24	6967739	-200834	18936674,1	-200834,0	2.718>1
-25,25	20Φ24	7018269	-197168	18865611,6	-197168,1	2.688>1
-25,50	20Φ24	7038900	-193639	18797194,0	-193638,7	2.67>1
-25,75	20Φ24	7031601	-190228	18731077,9	-190228,0	2.664>1
-26,00	20Φ24	6998301	-186918	18658812,6	-186918,4	2.666>1
-26,00	20Φ24	6998301	-186894	18658191,7	-186893,7	2.666>1
-26,32	20Φ24	6922640	-183179	18564813,4	-183178,7	2.682>1
-26,64	20Φ24	6813857	-179402	18469876,1	-179401,8	2.711>1
-26,96	20Φ24	6673985	-175565	18373434,9	-175565,0	2.753>1
-27,29	20Φ24	6505104	-171671	18275544,6	-171670,6	2.809>1
-27,29	20Φ24	6505104	-171665	18275411,4	-171665,3	2.809>1
-27,61	20Φ24	6309666	-167705	18175871,9	-167705,3	2.881>1
-27,93	20Φ24	6090000	-163668	18074383,2	-163667,7	2.968>1
-28,25	20Φ24	5848196	-159554	17970988,1	-159554,3	3.073>1
-28,57	20Φ24	5586330	-155367	17865729,5	-155366,7	3.198>1
-28,57	20Φ24	5586330	-155359	17865545,7	-155359,4	3.198>1
-28,89	20Φ24	5306022	-151085	17758112,6	-151085,3	3.347>1
-29,21	20Φ24	5008835	-146709	17648099,7	-146708,6	3.523>1
-29,54	20Φ24	4696702	-142231	17535545,8	-142230,9	3.734>1
-29,86	20Φ24	4371566	-137654	17420489,6	-137653,5	3.985>1
-29,86	20Φ24	4371566	-137645	17420267,2	-137644,7	3.985>1
-30,18	20Φ24	4035385	-132952	17302307,3	-132951,8	4.288>1
-30,50	20Φ24	3690220	-128125	17180970,4	-128124,6	4.656>1
-30,82	20Φ24	3338940	-123165	17056296,1	-123164,6	5.108>1
-31,14	20Φ24	2984430	-118073	16928323,8	-118073,4	5.672>1
-31,14	20Φ24	2984430	-118071	16928263,5	-118071,0	5.672>1
-31,46	20Φ24	2629792	-112817	16796191,5	-112816,7	6.387>1
-31,79	20Φ24	2278292	-107636	16665976,0	-107636,3	7.315>1
-32,11	20Φ24	1934061	-102423	16534939,1	-102423,2	8.549>1

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo</i> <b>Banchina Lloyd Ravenna</b> <i>Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 101 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

-32,43	20Φ24	1601254	-97059	16400108,9	-97059,2	10.242>1
-32,43	20Φ24	1601254	-97058	16400074,0	-97057,8	10.242>1
-32,75	20Φ24	1284355	-91507	16260537,3	-91506,5	12.66>1
-33,07	20Φ24	988151	-85795	16116967,3	-85794,8	16.31>1
-33,39	20Φ24	718579	-79948	15969998,9	-79947,9	22.224>1
-33,71	20Φ24	481624	-74090	15822759,6	-74090,2	32.853>1
-33,71	20Φ24	481624	-73990	15820231,9	-73989,6	32.848>1
-34,04	20Φ24	284130	-67968	15668881,1	-67968,4	55.147>1
-34,36	20Φ24	133228	-61905	15516464,4	-61904,7	116.465>1
-34,68	20Φ24	36111	-56054	15349660,5	-56053,8	425.065>1
-35,00	20Φ24	0	-50571	0,0	-50570,5	0!!<1

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio dei pali nei confronti delle tensioni di esercizio. Le verifiche risultano soddisfatte rispetto ai seguenti limiti normativi:

- Combinazione Rara:

$$\sigma_c = \leq 0.60 \times f_{ck} = 224,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

- Combinazione Quasi permanente:

$$\sigma_c = 14,4 \text{ daN/cm}^2 \leq 0,45 \times f_{ck} = 168,1 \text{ daN/cm}^2$$

**Tabella 36 – 1° fila di pali: verifiche agli stati limite di esercizio (tensioni di esercizio)**

Comb.	Armatura	Mx(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm <sup>2</sup> )	sf,max(daN/cm <sup>2</sup> )
1,75	20Φ24	7277335	-163950	-98.7<168	1268.4<3600
1,31	20Φ24	6456201	-164980	-86.9<168	965.1<3600
0,88	20Φ24	5633942	-166667	-75.3<168	679<3600
0,44	20Φ24	4821960	-168957	-64.3<168	426.7<3600
0,00	20Φ24	4031753	-171796	-54.6<168	224.2<3600
0,00	20Φ24	4031753	-171534	-54.6<168	225.2<3600
-0,58	20Φ24	3013946	-173219	-43.9<168	44.1<3600
-1,15	20Φ24	2008917	-174991	-35.5<168	-74.3<3600
-1,73	20Φ24	1018319	-176852	-27.6<168	-181.8<3600
-2,31	20Φ24	43772	-178803	-19.9<168	-287.8<3600
-2,31	20Φ24	43772	-178808	-19.9<168	-287.8<3600
-2,73	20Φ24	-659495	-180306	-25.1<168	-225.3<3600
-3,15	20Φ24	-1354473	-181871	-30.9<168	-154.6<3600
-3,58	20Φ24	-2040966	-183503	-36.7<168	-84.8<3600
-4,00	20Φ24	-2718792	-185202	-42.5<168	-15.4<3600
-4,00	20Φ24	-2718792	-185192	-42.5<168	-15.4<3600
-4,42	20Φ24	-3365067	-187167	-48.5<168	63<3600
-4,83	20Φ24	-3978121	-189214	-54.9<168	156.7<3600
-5,25	20Φ24	-4557160	-191331	-61.6<168	263.9<3600
-5,67	20Φ24	-5101213	-193513	-68.3<168	380.2<3600
-5,67	20Φ24	-5101213	-193516	-68.3<168	380.2<3600
-6,08	20Φ24	-5608456	-195725	-74.8<168	500.4<3600
-6,50	20Φ24	-6076339	-197946	-81<168	619.6<3600
-6,92	20Φ24	-6501023	-200178	-86.8<168	732.8<3600
-7,33	20Φ24	-6878728	-202424	-92<168	836.1<3600
-7,33	20Φ24	-6878728	-202427	-92<168	836<3600
-7,75	20Φ24	-7213087	-204739	-96.6<168	927.9<3600
-8,17	20Φ24	-7509855	-207186	-100.7<168	1008.3<3600
-8,58	20Φ24	-7755030	-209748	-104.1<168	1071.8<3600
-9,00	20Φ24	-7933888	-212251	-106.6<168	1113.7<3600
-9,00	20Φ24	-7933888	-212406	-106.6<168	1112.6<3600
-9,50	20Φ24	-8081123	-213647	-108.6<168	1153.4<3600
-10,00	20Φ24	-8186976	-215005	-110.1<168	1179.4<3600
-10,50	20Φ24	-8248002	-216328	-110.9<168	1190.3<3600
-11,01	20Φ24	-8260849	-217615	-111<168	1185<3600
-11,01	20Φ24	-8260849	-217619	-111<168	1184.9<3600
-11,49	20Φ24	-8226248	-218846	-110.5<168	1163.9<3600
-11,98	20Φ24	-8144152	-220047	-109.3<168	1127.2<3600
-12,46	20Φ24	-8013016	-221220	-107.4<168	1074.8<3600
-12,95	20Φ24	-7831248	-222363	-104.9<168	1006.9<3600
-12,95	20Φ24	-7831248	-222352	-104.9<168	1007<3600
-13,42	20Φ24	-7604534	-223419	-101.7<168	926.7<3600
-13,89	20Φ24	-7326026	-224412	-97.8<168	833.2<3600
-14,36	20Φ24	-6994741	-225328	-93.3<168	728<3600
-14,84	20Φ24	-6609730	-226161	-88.2<168	613.6<3600
-14,84	20Φ24	-6609730	-226151	-88.2<168	613.6<3600
-15,29	20Φ24	-6185053	-226853	-82.6<168	497.1<3600
-15,75	20Φ24	-5709791	-227433	-76.7<168	378.9<3600
-16,21	20Φ24	-5185283	-227888	-70.5<168	263.9<3600
-16,66	20Φ24	-4612888	-228210	-64.3<168	156.6<3600
-16,66	20Φ24	-4612888	-228216	-64.3<168	156.6<3600
-17,11	20Φ24	-4013790	-228392	-58.3<168	63.7<3600

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSO RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 103 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

-17,55	20Φ24	-3372799	-228430	-52.5<168	-16.8<3600
-17,99	20Φ24	-2692763	-228323	-46.9<168	-89.4<3600
-18,44	20Φ24	-1976559	-228063	-41<168	-164.5<3600
-18,44	20Φ24	-1976559	-228070	-41<168	-164.5<3600
-18,87	20Φ24	-1250522	-227676	-35.1<168	-240.5<3600
-19,29	20Φ24	-496228	-227125	-28.8<168	-319.1<3600
-19,72	20Φ24	281345	-226406	-27<168	-340.6<3600
-20,15	20Φ24	1077138	-225509	-33.4<168	-255.2<3600
-20,15	20Φ24	1077138	-225517	-33.4<168	-255.2<3600
-20,57	20Φ24	1859308	-224418	-39.7<168	-170.9<3600
-20,99	20Φ24	2644589	-223126	-46<168	-86<3600
-21,40	20Φ24	3424808	-221635	-52.3<168	1.3<3600
-21,82	20Φ24	4191787	-219943	-59.3<168	109.6<3600
-21,82	20Φ24	4191787	-219938	-59.3<168	109.6<3600
-22,22	20Φ24	4915408	-218108	-67<168	243.1<3600
-22,63	20Φ24	5611940	-216086	-75.2<168	404.1<3600
-23,03	20Φ24	6272568	-213872	-83.7<168	586.3<3600
-23,43	20Φ24	6888435	-211466	-92<168	780.5<3600
-23,43	20Φ24	6888435	-211463	-92<168	780.6<3600
-23,83	20Φ24	7434198	-208941	-99.6<168	970.9<3600
-24,22	20Φ24	7920939	-206227	-106.5<168	1154.7<3600
-24,61	20Φ24	8341831	-203320	-112.6<168	1325.2<3600
-25,00	20Φ24	8690106	-200219	-117.7<168	1476.6<3600
-25,00	20Φ24	8690106	-200215	-117.7<168	1476.7<3600
-25,25	20Φ24	8863643	-196676	-120.3<168	1571<3600
-25,50	20Φ24	8988135	-193109	-122.3<168	1648.8<3600
-25,75	20Φ24	9064224	-189517	-123.5<168	1709.7<3600
-26,00	20Φ24	9092549	-185895	-124<168	1753.5<3600
-26,00	20Φ24	9092549	-185902	-124<168	1753.5<3600
-26,34	20Φ24	9063750	-181987	-123.8<168	1778.6<3600
-26,69	20Φ24	8965119	-177989	-122.5<168	1778<3600
-27,03	20Φ24	8799900	-173903	-120.3<168	1752.8<3600
-27,38	20Φ24	8571398	-169727	-117.1<168	1704.1<3600
-27,38	20Φ24	8571398	-169672	-117.1<168	1704.6<3600
-28,04	20Φ24	7979584	-161424	-108.9<168	1554.7<3600
-28,69	20Φ24	7214295	-152528	-98.2<168	1345.5<3600
-29,35	20Φ24	6321307	-142970	-85.7<168	1097<3600
-30,00	20Φ24	5346477	-132764	-72.1<168	829.6<3600
-30,00	20Φ24	5346477	-132735	-72.1<168	829.8<3600
-31,25	20Φ24	3425195	-112795	-45.7<168	342.3<3600
-32,50	20Φ24	1702212	-92188	-24.3<168	37.6<3600
-33,75	20Φ24	464479	-71103	-11.6<168	-67.3<3600
-35,00	20Φ24	0	-49743	-5.4<168	-81.4<3600
-30,27	20Φ24	3775515	-125576	-50.4<168	370.3<3600
-31,45	20Φ24	2337722	-107649	-32.1<168	102.9<3600
-32,64	20Φ24	1126752	-88997	-18.9<168	-26.7<3600
-33,82	20Φ24	296536	-69713	-10<168	-82.7<3600
-35,00	20Φ24	0	-49975	-5.4<168	-81.7<3600

Le verifiche agli stati limite di esercizio nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure sono state eseguite con l'ausilio del codice di calcolo PresFle+ della Concrete S.r.l. in



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 104 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

corrispondenza delle sezioni dei pali in cui le tensioni di trazione nelle armature sono risultate le maggiori controllando il rispetto dei seguenti limiti normativi:

$$w_k \leq w_{amm} = 0,2 \text{ mm}$$

La verifica dei pali della prima fila è stata eseguita alla quota di -26,69 m s.l.m.:

Palo  $\Phi 1000$  armato con  $20\Phi 24$

$$N_{Ek} = 1.780 \text{ kN}$$

$$M_{Ek} = 897 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 122 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1778 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0,185 \leq w_{amm} = 0,20 \text{ mm}$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Lloyd Ravenna Relazione di calcolo</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 105 di 105</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

## 10 CONTROLLI IN CORSO D’OPERA E MONITORAGGIO

Oltre ai campi prova necessari per i tiranti di ancoraggio (vedi relativo paragrafo) ed alle prove di verifica sui pali, la funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio. Tali controlli dovranno essere dettagliati con più precisione in fase di progettazione esecutiva. In ogni caso sarà necessario:

- un monitoraggio topografico della trave di banchina;
- un monitoraggio inclinometrico del palancolato attraverso l’installazione di due tubi inclinometrici tra la vecchia e la nuova paratia;
- un monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (con strain-gauge sulle barre);

In conclusione il sistema di monitoraggio previsto permetterà di valutare il comportamento dell’opera nel corso delle più importanti fasi di costruzione e di messa in esercizio.

Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina, in accordo alle prescrizioni che verranno date dal Collaudatore, potrà essere realizzato attraverso l’escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all’applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la presenza di strumenti di misura degli assestamenti e dei tiri, unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza consentirà di valutare la risposta dell’opera alle sollecitazioni imposte durante il collaudo e pertanto la funzionalità dell’opera in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.

# **PLAXIS Report**

## **Lloyd**

## Sommario

<b>1</b>	<b>Fasi</b> .....	<b>7</b>
1.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0), Materials plot.....	7
1.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	7
1.3	Escavo 1m+tirante p=200kN/m [Phase_2] (2/8).....	8
1.4	Escavo -11,50 m [Phase_3] (3/14).....	8
1.5	Ribasso monte +1,0m [Phase_4] (4/16).....	9
1.6	Nuova paratia HZM880+tirante [Phase_5] (5/61) .....	9
1.7	Disattivo vecchia paratia [Phase_6] (6/409) .....	10
1.8	Pali+solettone+tirante [Phase_7] (7/64).....	10
1.9	Rinterro +2,50m - disattivo vecchio tirante [Phase_8] (8/71) .....	11
1.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	11
1.11	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	12
1.12	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	12
1.13	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	13
1.14	SLV [Phase_15] (17/176) .....	13
1.15	SLD [Phase_17] (18/197).....	14
<b>2</b>	<b>Materials - Soil and interfaces</b> .....	<b>15</b>
2.1	Mohr-Coulomb (1/2).....	15
2.2	Mohr-Coulomb (2/2).....	15
2.3	Hardening soil .....	16
2.4	Linear elastic.....	17
2.5	Plates.....	18
2.6	Geogrids .....	18
2.7	Anchors .....	18
2.8	Embedded beam row .....	18
<b>3</b>	<b>General information</b> .....	<b>20</b>
3.1	Calculation information - Initial phase .....	20
3.2	Calculation information - Paratia esistente .....	20
3.3	Calculation information- Escavo 1m+tirante p=200kN/m [ .....	21
3.4	Calculation information - Escavo -11,50 m .....	21
3.5	Calculation information - Ribasso monte +1,0m.....	21
3.6	Calculation information- Nuova paratia HZM880+tirante .....	22
3.7	Calculation information - Disattivo vecchia paratia .....	22
3.8	Calculation information- Pali+solettone+tirante .....	23
3.9	Calculation information- Rinterro +2,50m - disattivo vecchio tirante .....	23

3.10	Calculation information - Escavo -15,0m .....	23
3.11	Calculation information - SLE q=40kPa b=40kN/m .....	24
3.12	Calculation information- SLU11 q=46kPa b=46kN/m .....	24
3.13	Calculation information - q=52kPa b=52kN/m.....	24
3.14	Calculation information- SLU12 .....	25
3.15	Calculation information- q=24kPa+west SLV .....	25
3.16	Calculation information - SLV.....	26
3.17	Calculation information - q=24kPa+west SLD .....	26
3.18	Calculation information - SLD.....	26
<b>4</b>	<b>Calculation results - Total displacements <math>u_x</math>.....</b>	<b>28</b>
4.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0) .....	28
4.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	28
4.3	Escavo 1m+tirante p=200kN/m [Phase_2] (2/8).....	29
4.4	Escavo -11,50 m [Phase_3] (3/14).....	29
4.5	Ribasso monte +1,0m [Phase_4] (4/16).....	30
4.6	Nuova paratia HZM880+tirante [Phase_5] (5/61) .....	30
4.7	Disattivo vecchia paratia [Phase_6] (6/409) .....	31
4.8	Pali+solettone+tirante [Phase_7] (7/64).....	31
4.9	Rinterro +2,50m - disattivo vecchio tirante [Phase_8] (8/71) .....	32
4.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	32
4.11	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	33
4.12	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	33
4.13	q=52kPa b=52kN/m [Phase_12] (12/109).....	34
4.14	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	34
4.15	q=24kPa+west SLV [Phase_14] (15/151) .....	35
4.16	SLV [Phase_15] (17/176).....	35
4.17	q=24kPa+west SLD [Phase_16] (16/184) .....	36
4.18	SLD [Phase_17] (18/197).....	36
<b>5</b>	<b>Calculation results - Plastic points Status.....</b>	<b>37</b>
5.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0) .....	37
5.2	Paratia esistente [Phase_1] (1/3).....	37
5.3	Escavo 1m+tirante p=200kN/m [Phase_2] (2/8).....	38
5.4	Escavo -11,50 m [Phase_3] (3/14).....	38
5.5	Ribasso monte +1,0m [Phase_4] (4/16).....	39
5.6	Nuova paratia HZM880+tirante [Phase_5] (5/61) .....	39
5.7	Disattivo vecchia paratia [Phase_6] (6/409) .....	40
5.8	Pali+solettone+tirante [Phase_7] (7/64).....	40
5.9	Rinterro +2,50m - disattivo vecchio tirante [Phase_8] (8/71) .....	41

5.10	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	41
5.11	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	42
5.12	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	42
5.13	q=52kPa b=52kN/m [Phase_12] (12/109).....	43
5.14	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	43
5.15	q=24kPa+west SLV [Phase_14] (15/151) .....	44
5.16	SLV [Phase_15] (17/176).....	44
5.17	q=24kPa+west SLD [Phase_16] (16/184) .....	45
5.18	SLD [Phase_17] (18/197).....	45
<b>6</b>	<b>Calculation results, Total displacements <math>u_x</math> - Plate .....</b>	<b>46</b>
6.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	46
6.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	46
6.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	47
6.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	47
6.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	48
6.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	48
<b>7</b>	<b>Table of total displacements – Plate.....</b>	<b>49</b>
7.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	49
7.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	51
7.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	54
7.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	56
7.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	59
7.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	61
<b>8</b>	<b>Shear forces Q .....</b>	<b>64</b>
8.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	64
8.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	64
8.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	65
8.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	65
8.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	66
8.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	66
<b>9</b>	<b>Bending moments M .....</b>	<b>67</b>
9.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	67
9.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	67
9.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	68
9.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	68
9.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	69
9.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	69
<b>10</b>	<b>Axial forces N .....</b>	<b>70</b>

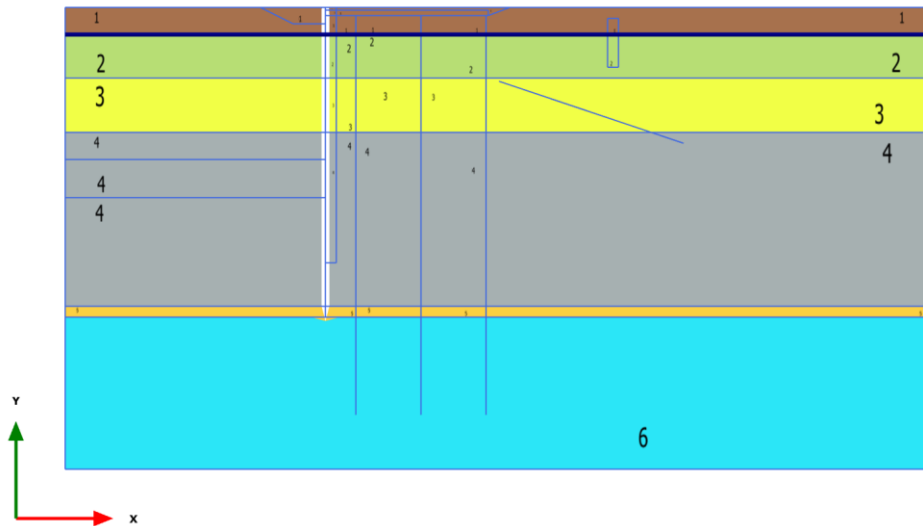
10.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	70
10.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	70
10.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	71
10.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	71
10.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	72
10.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	72
<b>11</b>	<b>Table of plate force envelopes .....</b>	<b>73</b>
11.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	73
11.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	75
11.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	77
11.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	79
11.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	81
11.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	83
<b>12</b>	<b>Table of node-to-node anchors .....</b>	<b>86</b>
12.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	86
12.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	86
12.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	86
12.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	86
12.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	86
12.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	86
<b>13</b>	<b>Total displacements <math>u_x</math> - Embedded beam row .....</b>	<b>87</b>
13.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	87
13.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	87
13.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	88
13.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	88
13.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	89
13.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	89
<b>14</b>	<b>Table of total displacements - Embedded beam row.....</b>	<b>90</b>
14.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	90
14.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	94
14.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	98
14.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	103
14.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	107
14.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	111
<b>15</b>	<b>Shear forces Q - Embedded beam row.....</b>	<b>116</b>
15.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	116
15.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	116
15.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	117

15.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	117
15.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	118
15.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	118
<b>16</b>	<b>Bending moments M .....</b>	<b>119</b>
16.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	119
16.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	119
16.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	120
16.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	120
16.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	121
16.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	121
<b>17</b>	<b>Axial forces N .....</b>	<b>122</b>
17.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	122
17.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	122
17.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	123
17.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	123
17.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	124
17.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	124
<b>18</b>	<b>Table of embedded pile row force envelopes .....</b>	<b>125</b>
18.1	Escavo -15,0m [Phase_9] (9/89) .....	125
18.2	SLE q=40kPa b=40kN/m [Phase_10] (10/96) .....	127
18.3	SLU11 q=46kPa b=46kN/m [Phase_11] (11/105).....	130
18.4	SLU12 [Phase_13] (13/139).....	133
18.5	SLV [Phase_15] (17/176).....	136
18.6	SLD [Phase_17] (18/197).....	138



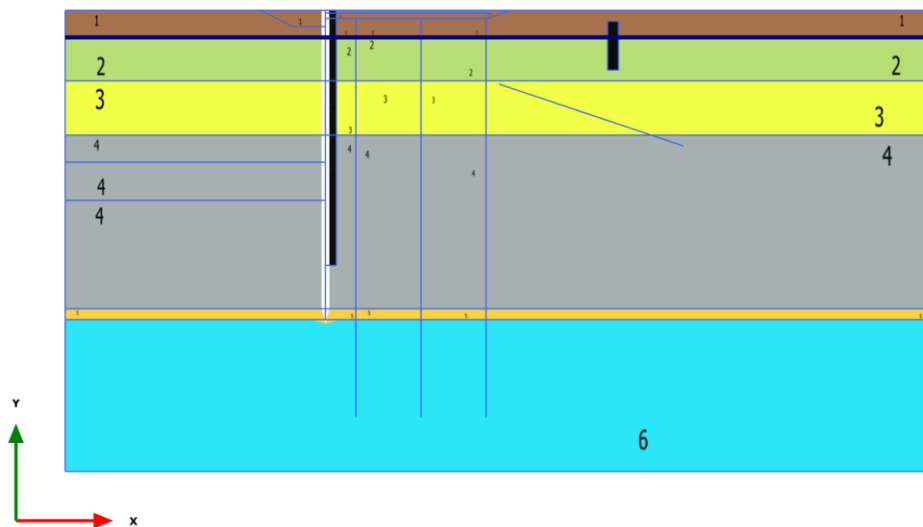
# 1 Fasi

## 1.1 Initial phase [InitialPhase] (0/0), Materials plot



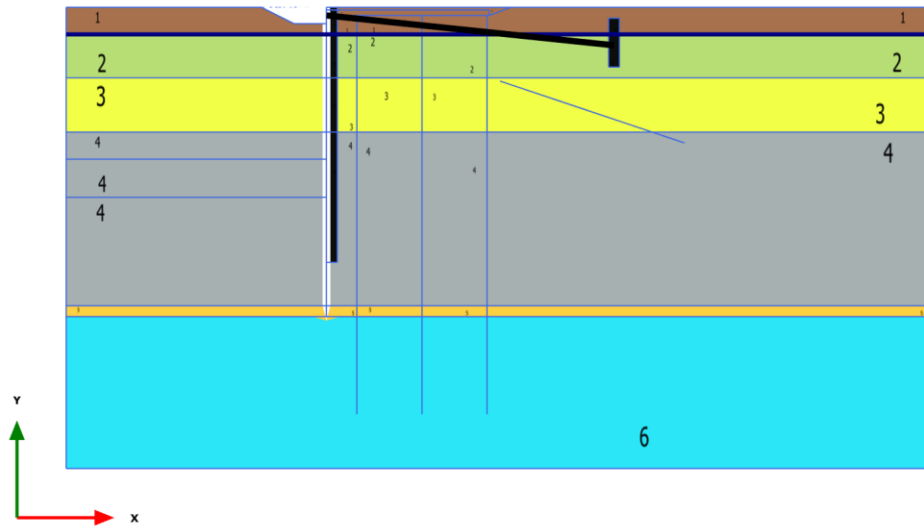
Materials plot

## 1.2 Paratia existente [Phase\_1] (1/3)



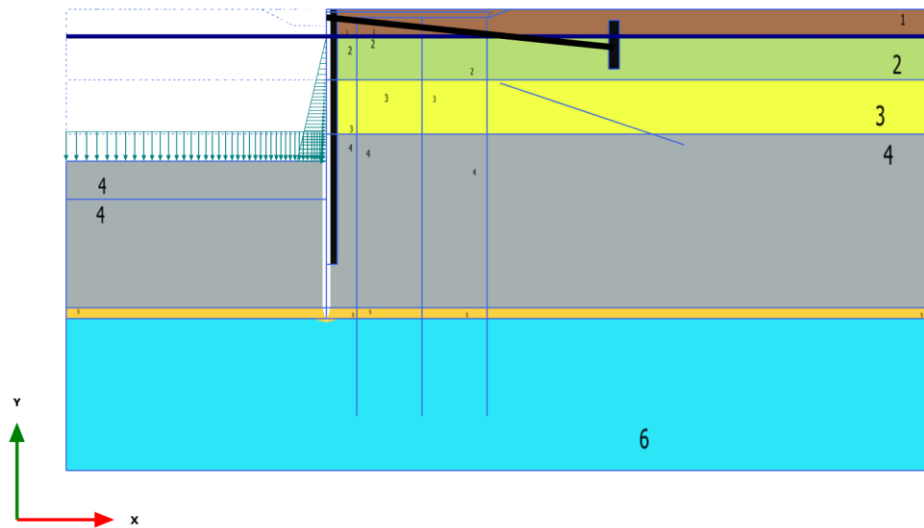
Materials plot

1.3 Escavo 1m+tirante p=200kN/m [Phase\_2] (2/8)



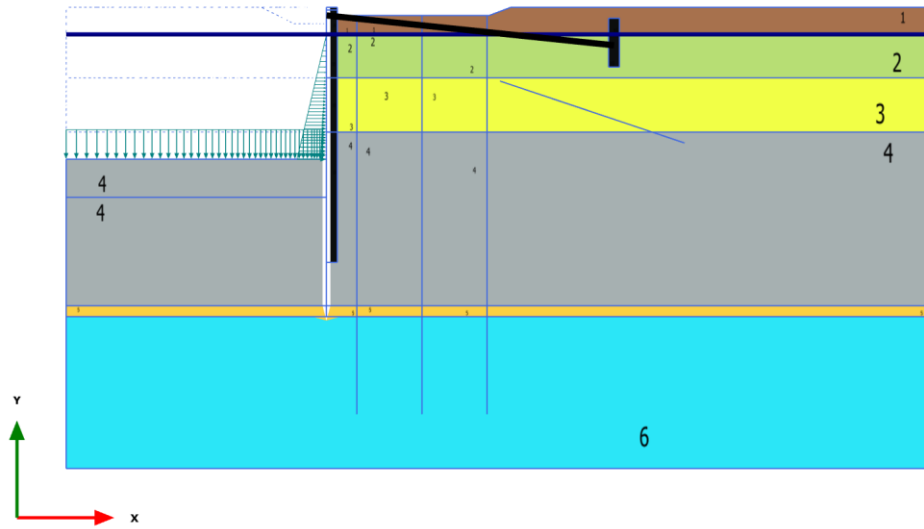
Materials plot

1.4 Escavo -11,50 m [Phase\_3] (3/14)



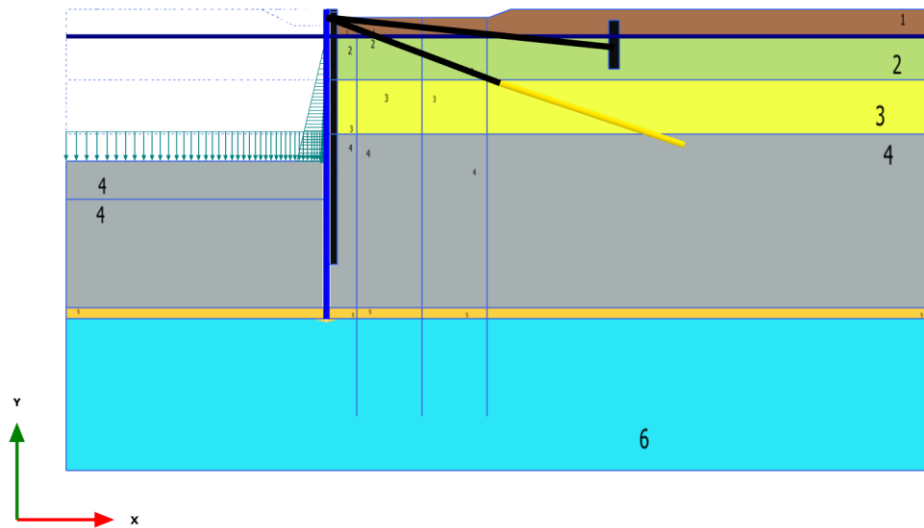
Materials plot

1.5 Ribasso monte +1,0m [Phase\_4] (4/16)



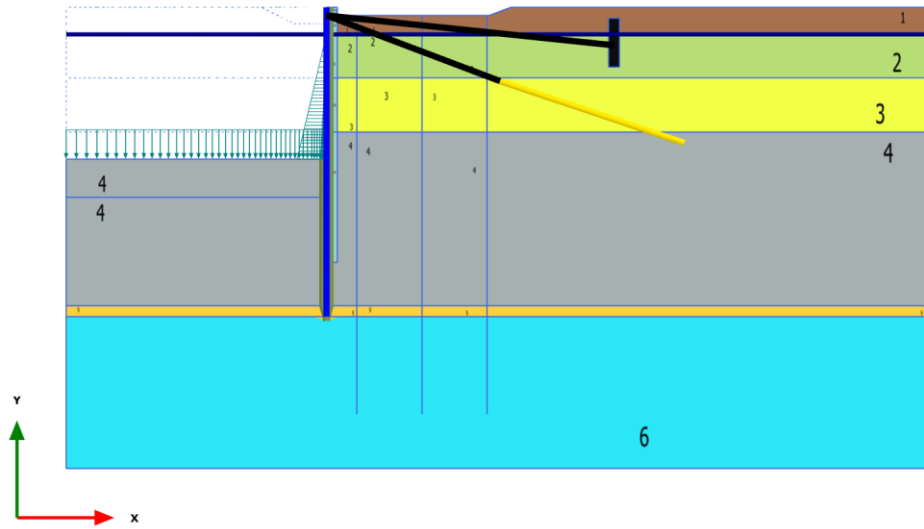
Materials plot

1.6 Nuova paratia HZM880+tirante [Phase\_5] (5/61)



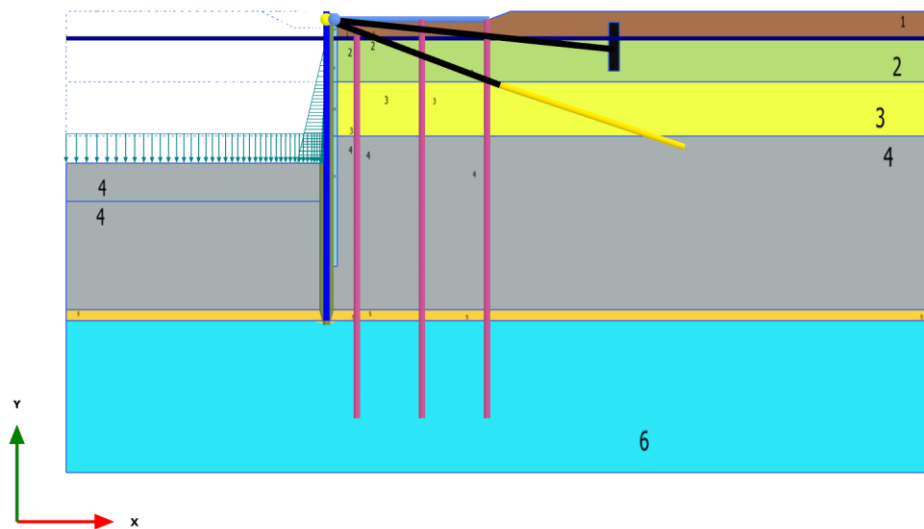
Materials plot

1.7 Disattivo vecchia paratia [Phase\_6] (6/409)



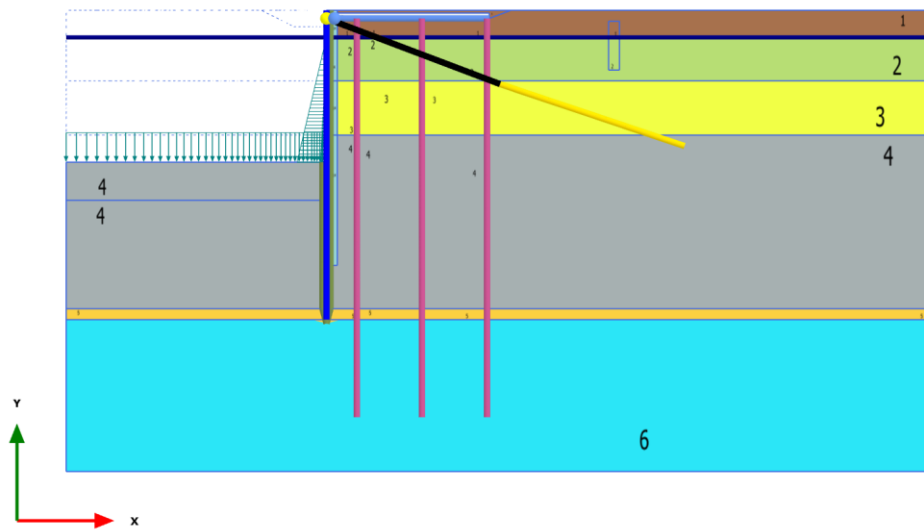
Materials plot

1.8 Pali+solettone+tirante [Phase\_7] (7/64)



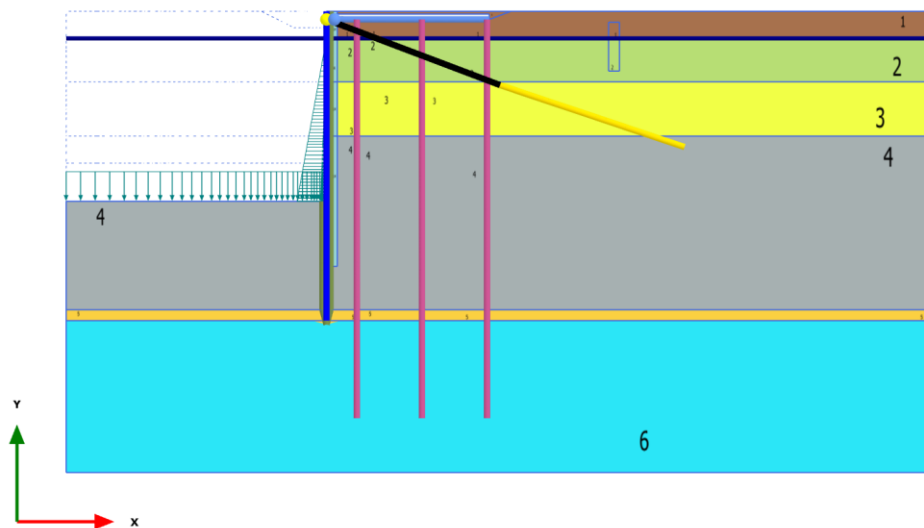
Materials plot

1.9 Rinterro +2,50m - disattivo vecchio tirante [Phase\_8] (8/71)



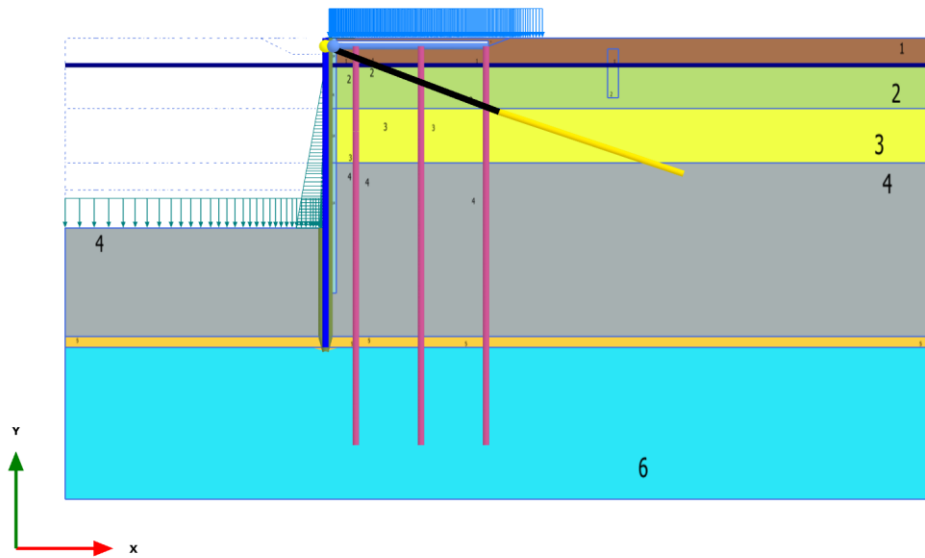
**Materials plot**

1.10 Escavo -15,0m [Phase\_9] (9/89)



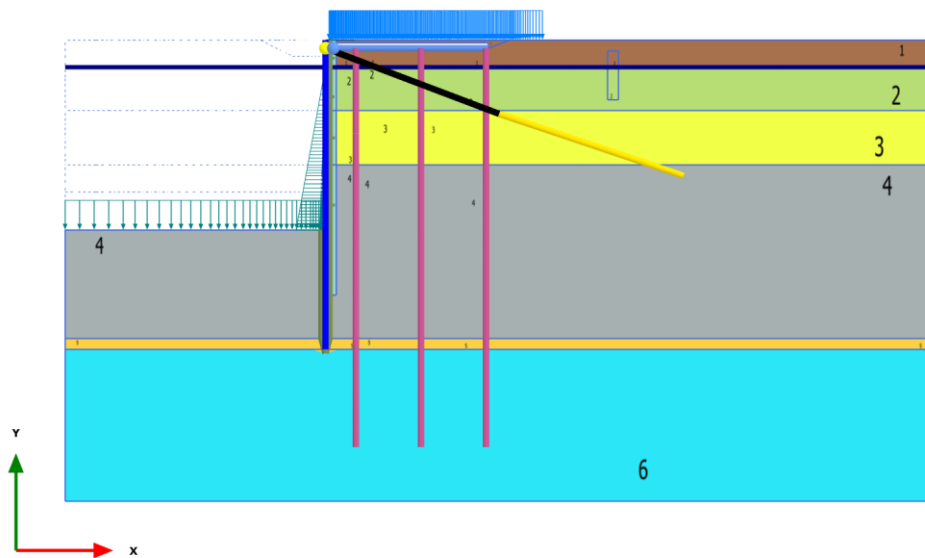
**Materials plot**

1.11 SLE  $q=40\text{kPa}$   $b=40\text{kN/m}$  [Phase\_10] (10/96)



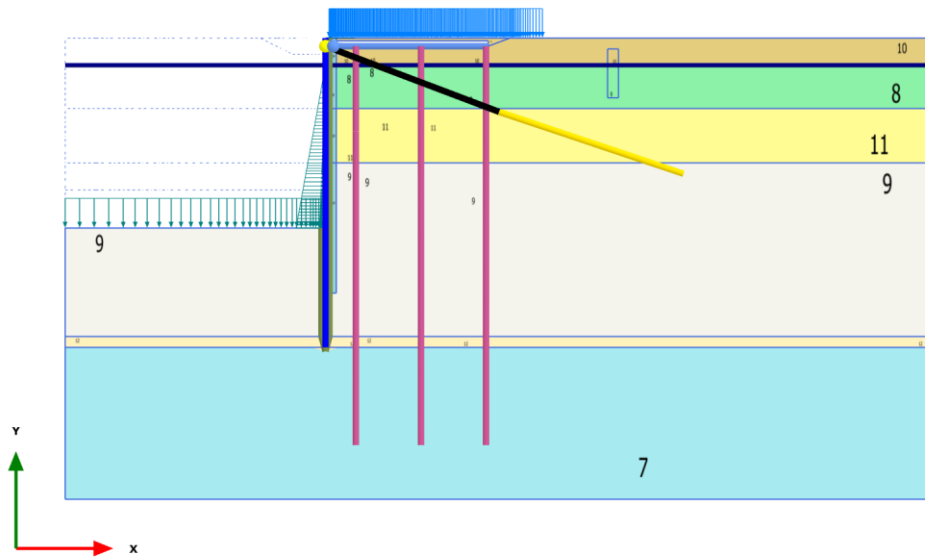
Materials plot

1.12 SLU11  $q=46\text{kPa}$   $b=46\text{kN/m}$  [Phase\_11] (11/105)



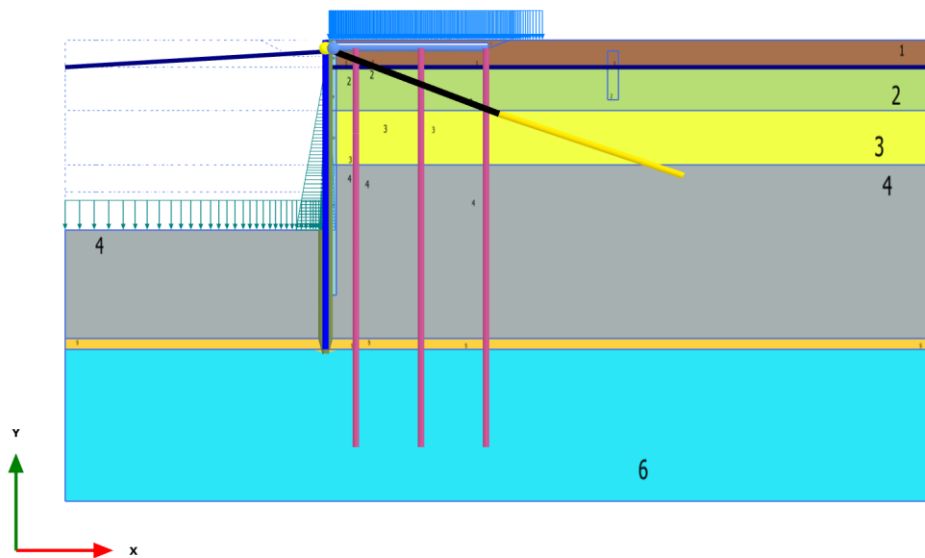
Materials plot

1.13 SLU12 [Phase\_13] (13/139)



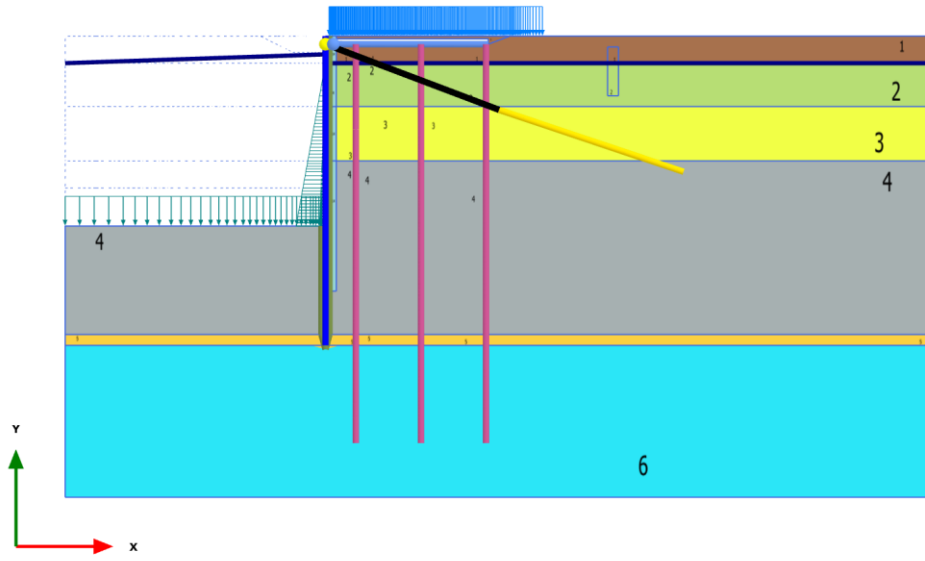
Materials plot

1.14 SLV [Phase\_15] (17/176)



Materials plot

1.15 SLD [Phase\_17] (18/197)



**Materials plot**