

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 TRATTAROLI SUD
(Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali)

FILE

1114.STR.08.A - Relazione dei calcoli
geotecnici e strutturali

CODICE

1114.STR.08.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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 1 di 104</p>
--	---	---

INDICE

1	Premessa	3
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
4	PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	5
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
5.1	Acciaio palancole esistenti	6
5.2	Acciaio tiranti esistenti	7
5.3	Acciaio nuovi tiranti	7
5.4	Calcestruzzo nuove strutture	8
5.5	Acciaio per cemento armato nuove strutture.....	9
6	SITUAZIONE ATTUALE DELLA BANCHINA.....	10
6.1	Stato di consistenza dell’opera	10
6.1.1	Analisi storico-critica dell’opera.....	11
6.1.2	Documentazione del progetto originale	13
6.1.3	Normative di riferimento indicati nel progetto realizzato.....	15
6.1.4	Prove di controllo sulla qualità dei materiali presenti.....	15
6.1.5	Valutazione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza.....	18
6.2	Analisi delle carenze della struttura attuale in relazione alle nuove esigenze di utilizzo ...	19
7	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO	19
8	RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO.....	22
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL’AREA	22
8.2	MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	26
8.3	SICUREZZA DELL’OPERA	33
8.3.1	Quadro normativo	33
8.3.1.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)	33
8.3.1.2	Approcci e combinazioni utilizzate.....	35
8.3.1.3	Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)	35
8.3.2	Azioni sulle opere	36
8.3.2.1	Sovraccarico di banchina	36
8.3.2.2	Tiro alla bitta.....	36
8.3.2.3	Gru di banchina.....	37
8.3.2.4	Azioni sismiche.....	37
8.3.2.5	Azione idrodinamica (Westergaard)	40
8.3.3	Azioni eccezionali: urto delle imbarcazioni.....	41
8.3.4	Combinazione delle azioni.....	42
8.4	ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	43
8.4.1	Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali.....	44

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 2 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

8.4.2	Modello geotecnico della banchina.....	46
8.4.3	Risultati delle analisi	51
8.4.3.1	Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)	51
8.4.3.2	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)	56
8.4.3.3	Analisi per azioni eccezionali: urto.....	60
8.4.3.4	Analisi di stabilità globale.....	61
8.4.4	Verifica dei pali del solettone ai carichi verticali	62
8.4.4.1	Verifica dei pali della FILA 1	65
8.4.4.2	Verifica dei pali della FILA 2	67
8.4.4.3	Verifica dei pali della FILA 3	69
8.4.4.4	Prove di verifica dei pali	71
8.4.4.5	Controllo dell'integrità dei pali.....	71
8.4.4.6	Valutazione della rigidezza verticale del vincolo elastico sommitale che simula il palo	71
8.4.5	Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato	72
8.4.5.1	Posizione della fondazione dell'ancoraggio	73
8.4.5.2	Ancoraggi T1 – Tiranti esistenti a 7 trefoli.....	74
8.4.5.3	Ancoraggi T2 – nuovi ancoraggi armati con barra tipo Dywidag	78
8.4.5.4	Definizione del CAMPO PROVA per gli ancoraggi preliminari di prova.....	83
8.4.5.5	Prove di verifica e modalità di tesatura.....	83
8.4.5.6	Protezione degli ancoraggi.....	83
9	VERIFICHE STRUTTURALI	84
9.1	Palancoato esistente.....	84
9.2	Tiranti di ancoraggio esistenti	91
9.3	Tiranti di ancoraggio integrativi.....	92
9.4	Solettone.....	93
9.4.1	Verifiche agli stati limite.....	96
9.4.1.1	Soletta di nuova realizzazione.....	96
9.4.1.2	Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione.....	100
9.5	Pali.....	103
10	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO.....	104

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 3 di 104</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 **Trattaroli SUD**, un tratto di banchina ultimato nel 1999 sulla base di un progetto esecutivo del 1993, modificato con Perizie di Variante in corso d’opera.

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, va 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.

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

- descrizione dell’opera esistente e 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;
- 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.

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</i></p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 4 di 104</p>
--	--	---

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

- 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;
- RELAZIONE GENERALE DI PROGETTO ORIGINALE relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1992 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);
- RELAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO ORIGINALE relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1992 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);
- RELAZIONE DI CALCOLO DI PROGETTO ORIGINALE relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1992 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);
- RELAZIONE GENERALE DI PERIZIA ORIGINALE relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1992 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema di Gestione Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 5 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

- RELAZIONE GEOTECNICA DI PERIZIA CON ALLEGATE INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE DI LABORATORIO relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1995 (a firma del geo. Walter Travagli);
- RELAZIONE DI CALCOLO DI PERIZIA relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1995 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);
- RELAZIONE DI CALCOLO DI PERIZIA AGGIUNTIVA relativa alla “Nuova perizia di variante planimetrica con adeguamento linea e tipo di difesa del tratto “Trattaroli” – senza aumento di spesa- con parziale impiego delle somme a disposizione” del 1997 (a firma dell’ing. Antonio Carletti);
- 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.

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.;
- sovraccarico di banchina 60 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 $\Psi_{2,i}=0,8$
- nave di progetto da 100.000 t (*molto grande* ai sensi della definizione delle NTC2008).

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Acciaio palancole esistenti

Il banchinamento esistente è realizzato con il palancole combinato HZ 975 C sol. 14/11 – ZH 9,5 della ProfilARBED in acciaio Fe510, le cui caratteristiche di resistenza sono le seguenti:

- Per spessore nominale dell'elemento $t \leq 40$ mm:
 - Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Per spessore nominale dell'elemento $t > 40$ mm:
 - Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$

Sui pali principali (HZ 975 C) è stato eseguito il prelievo di un fazzoletto di palanca metallica per la valutazione della qualità dell'acciaio attraverso l'esecuzione di una prova di trazione. I risultati della prova sono sinteticamente riportati nel seguito:

- Tensione di snervamento: $f_y = 412 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura: $f_t = 548 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento: $A_{gt} = 26\%$

Come si vede, i valori delle tensioni di snervamento e di rottura ottenuti dalla prova di trazione eseguita superano ampiamente quelli minimi caratteristici del materiale dichiarato dal produttore:

- Variazione tensione di snervamento: $\Delta(f_y/f_{yk}) = 1,16$
- Variazione tensione di rottura: $\Delta(f_t/f_{tk}) = 1,07$

confermando, pertanto, quelle che sono le ipotesi progettuali di calcolo.

A vantaggio della sicurezza, ai fini delle verifiche, si farà pertanto riferimento ai valori teorici delle caratteristiche dell'acciaio tipo Fe510 utilizzando i coefficienti di sicurezza di normativa.

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 7 di 104</p>
--	--	---

5.2 Acciaio tiranti esistenti

I tiranti esistenti sono realizzati con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6” (area complessiva di 1.987 mm²) con 21 m di parte libera, 20 m di fondazione, inclinati alternativamente a 15° e 20° sull’orizzontale con interasse di 1,80 m.

Le caratteristiche di resistenza degli acciai in trefoli ricavate dalla relazione di calcolo del progetto sono le seguenti:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1.770 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura all’1% di deformazione totale: $f_{p(1)k} \geq 1.570 \text{ N/mm}^2$

5.3 Acciaio nuovi tiranti

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\Phi 47$ ($A = 1.735 \text{ mm}^2$), lunghezza 35,5 m, inclinazione 18° sull’orizzontale, con 17 m di parte libera e 18 m di fondazione, poste ad interasse di 3,60 m.

Le barre sono 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.

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 8 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

5.4 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:

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

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

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

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

- Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

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

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

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

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

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

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

- Caratteristiche meccaniche:

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

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

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

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

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

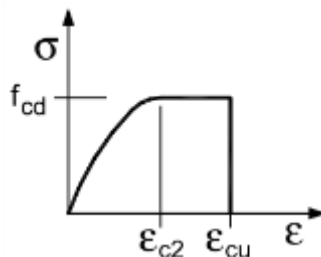


Figura 1 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo

5.5 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 (γ_s) pari a 1.15:

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

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

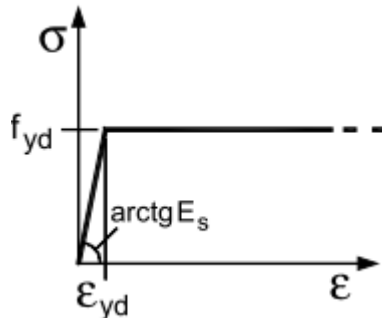


Figura 2 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

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 DELLA BANCHINA

La banchina Trattaroli Sud oggetto della presente relazione fa parte del bacino di evoluzione del canale Candiano in corrispondenza di largo Trattaroli, in sponda Nord, per uno sviluppo di circa 840 m, antistante alla ditta ITALCEMENTI (Figura 3). Il progetto esecutivo è stato approvato dal consiglio superiore dei lavori pubblici (con voto n. 139 del 23 giugno 1993) e successivamente modificato con due perizie di variante in corso d’opera (la seconda perizia è stata approvata con voto n. 440 del 19 settembre 1998).



Figura 3 – Vista aerea dell’area in esame (da Google maps)

La banchina realizzata presenta le seguenti caratteristiche geometriche e prestazionali:

- piano di banchina +2,50 m da l.m.m.
- fondale operativo -11,50 m da l.m.m.
- fondale di progetto -12,00 m da l.m.m.
- sovraccarico di banchina 60 kPa

6.1 Stato di consistenza dell’opera

In accordo al capitolo 8 delle Norme vigenti, per procedere ad un intervento di adeguamento della banchina è necessario eseguire una valutazione conoscitiva dell’opera e del suo stato di conservazione. Dato che le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse, la normativa traccia solo le linee generali per la redazione dei progetti e lascia al Progettista la definizione delle modalità di valutazione della sicurezza. In generale si prevedono i seguenti passi logici in sequenza:

- analisi storico-critica dell’opera;
- rilievo geometrico-strutturale;

- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- definizione dei livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e dei correlati fattori di confidenza da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella definizione del modello.

Operativamente i fattori di confidenza operano riducendo i valori medi delle resistenze dei materiali strutturali, come indicato nella circolare esplicative della Norma, al paragrafo C8.2:

“È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i “fattori di confidenza”, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza”.

Essendo l'area collocata in zona sismica è inoltre necessario considerare anche l'adeguamento dell'opera alle azioni sismiche in base alla classificazione sismica del territorio nazionale.

6.1.1 Analisi storico-critica dell'opera

In Figura 4 è mostrata una fotografia aerea dell'area di Largo Trattaroli ripresa dal volo IGMI-GAI del 1954 e sovrapposta alla Carta Tecnica Regionale. Si osserva che il canale Candiano aveva ancora una modesta larghezza e che l'area di largo Trattaroli ricadeva tutta a terra.



Figura 4 – Foto aerea dell'area di Largo Trattaroli del 1954 (volo IGMI-GAI – da Regione Emilia Romagna)

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 12 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

In Figura 5 è presentata una foto aerea dell'area nel 1988, ripresa dal Geoportale Nazionale. Si osserva che l'escavo di Largo Trattaroli era stato eseguito, ma ancora non erano state realizzate le banchine. Si nota a Sud la banchina IFA già presente all'epoca.



Figura 5 – Foto aerea dell'area di Largo Trattaroli del 1988 (da Geoportale Nazionale)

Nel 1992 è stata redatto il progetto esecutivo e successivamente approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n. 139 del 23/06/1993. L'intervento aveva l'obiettivo di realizzare una difesa spondale con palancole metallico tale da consentire la successiva trasformazione in banchinamento operativo con fondale di -11,50 m da l.m.m., coronamento a +2,50 m e sovraccarico di 6 t/m². La sezione di progetto indica che il palancole sarebbe stato infisso sulla linea di battigia, anche se l'atto di collaudo segnala che gli allineamenti di infissione risultavano interamente in acqua su un fondale medio di 4 m. A tergo del palancole i progettisti avevano previsto il riempimento con terreno sabbioso completato dalla realizzazione di una terra rinforzata a tergo della trave di banchina.

A causa della progressiva erosione operata sulle sponde dal moto ondoso e dall'approvazione del Piano Unitario n.2, è stata redatta la prima Perizia di variante, approvata dal C.S. LL. PP. con voto n. 180 del 19/06/1997. In tale Perizia sono state apportate variazioni ai profilati metallici adottando un palancole con un sistema di tirantatura più robusti rispetto al progetto esecutivo. Inoltre il filo banchina risultante dalla Perizia di Variante (Figura 6) ha subito un ulteriore spostamento verso il canale.

Successivamente è stata redatta una 2° Perizia di variante e suppletiva per adeguare i lavori alla necessità del comune di Ravenna di realizzare un canale di scolo per il convogliamento di acque reflue che interferiva con il tracciato di banchina.

In fase di ultimazione dei lavori è stata redatta una 3° Perizia di Variante per adeguare il peso dei profilati metallici ai verbali di pesatura.

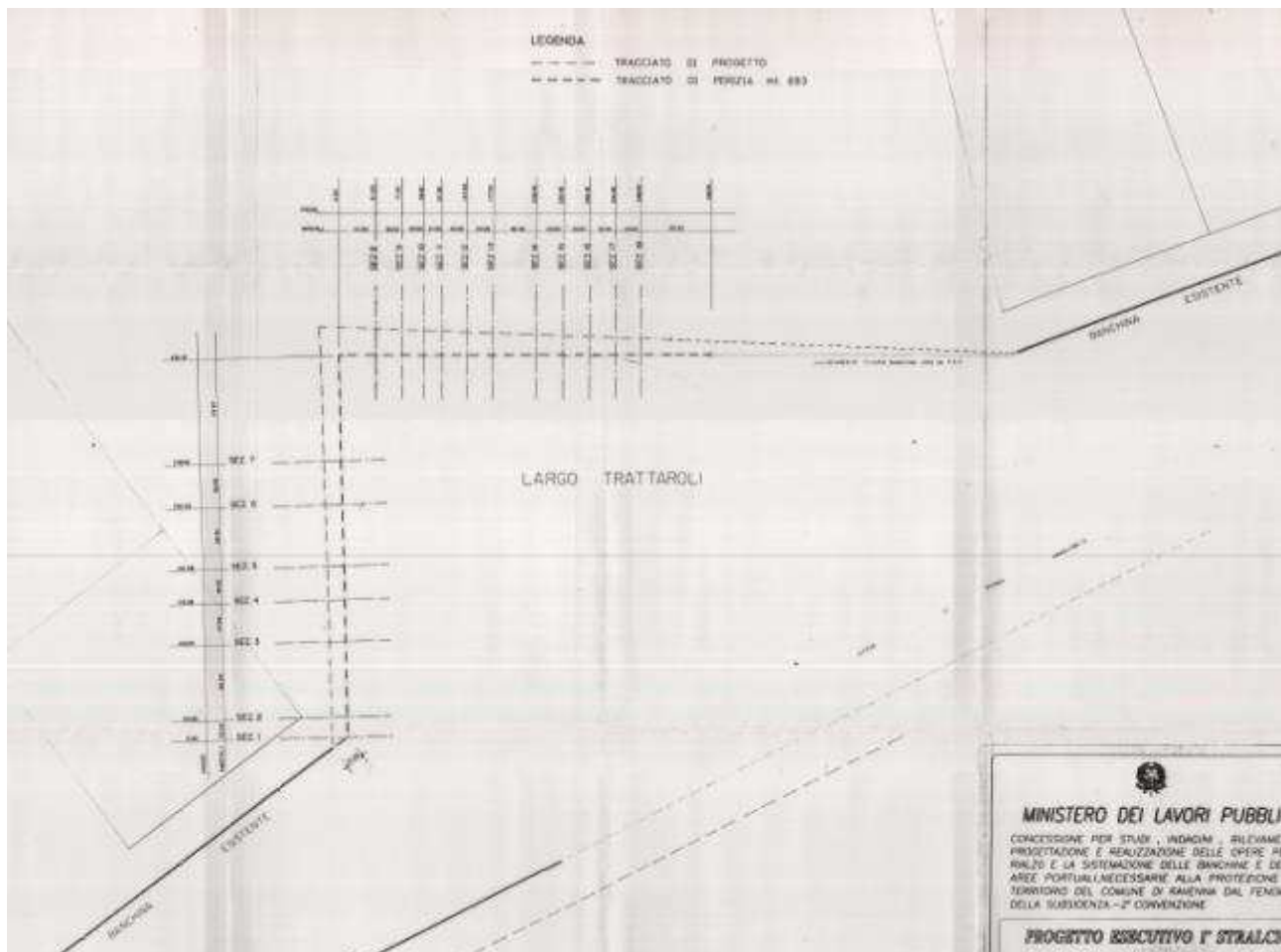


Figura 6 – Planimetria dell’area con il tracciato di banchina previsto dalla Perizia del 1995

6.1.2 Documentazione del progetto originale

Dell’opera in esame è stato reperito il progetto esecutivo, i particolari costruttivi di Perizia e l’Atto Unico di Collaudo.

In Figura 7 è rappresentata una sezione tipo del banchinamento per come risulta dagli elaborati originali del progetto dell’ultima perizia di variante (a cui si rimanda per ulteriori dettagli). In Figura 8 è indicato uno stralcio della planimetria di progetto da cui risulta che l’interasse tra i tiranti è pari a 1,80 m ed è presente una terra rinforzata subito dietro la trave di banchina.

La struttura è costituita da palancole principali ad H tipo HZ975C intercalati da elementi secondari ZH9.5, secondo la combinazione 14/11.

La palancola principale è estesa fino a -24,00 m su l.m.m. mentre la palancola secondaria fino a -16,00 m da l.m.m.

Al di sopra della paratia e ad essa opportunamente collegata corre una rigida trave di coronamento in c.a. con sezione rettangolare 1,60 × 3,00 avente l’estradosso a +2,50 m su l.m.m. Da tale trave dipartono, debitamente ancorati, i tiranti a bulbo iniettato posti ad interasse di 1,80 m ed inclinati alternativamente di 15° e 20° sull’orizzontale. I tiranti sono armati con n.7 trefoli di acciaio armonico da 0,6”.

È presente, infine, una struttura in terra rinforzata in sostituzione del terreno di riporto da -0,50 a +1,90m da l.m.m. che si estende per circa 5,0 m a monte del palancolato metallico.



Il calcolo dell'opera è stato sviluppato con un modello di trave elastica su suolo alla Winkler, considerando una prima fase di funzionamento a sbalzo con fondale di 6 m ed una seconda fase in cui gli ancoraggi divengono operativi ed il fondale viene portato a -11,50 m da l.m.m. Il momento flettente massimo sul palancolato risultava pari a 2.368 kNm. Il massimo tiro sugli ancoraggi era pari a 105 t.

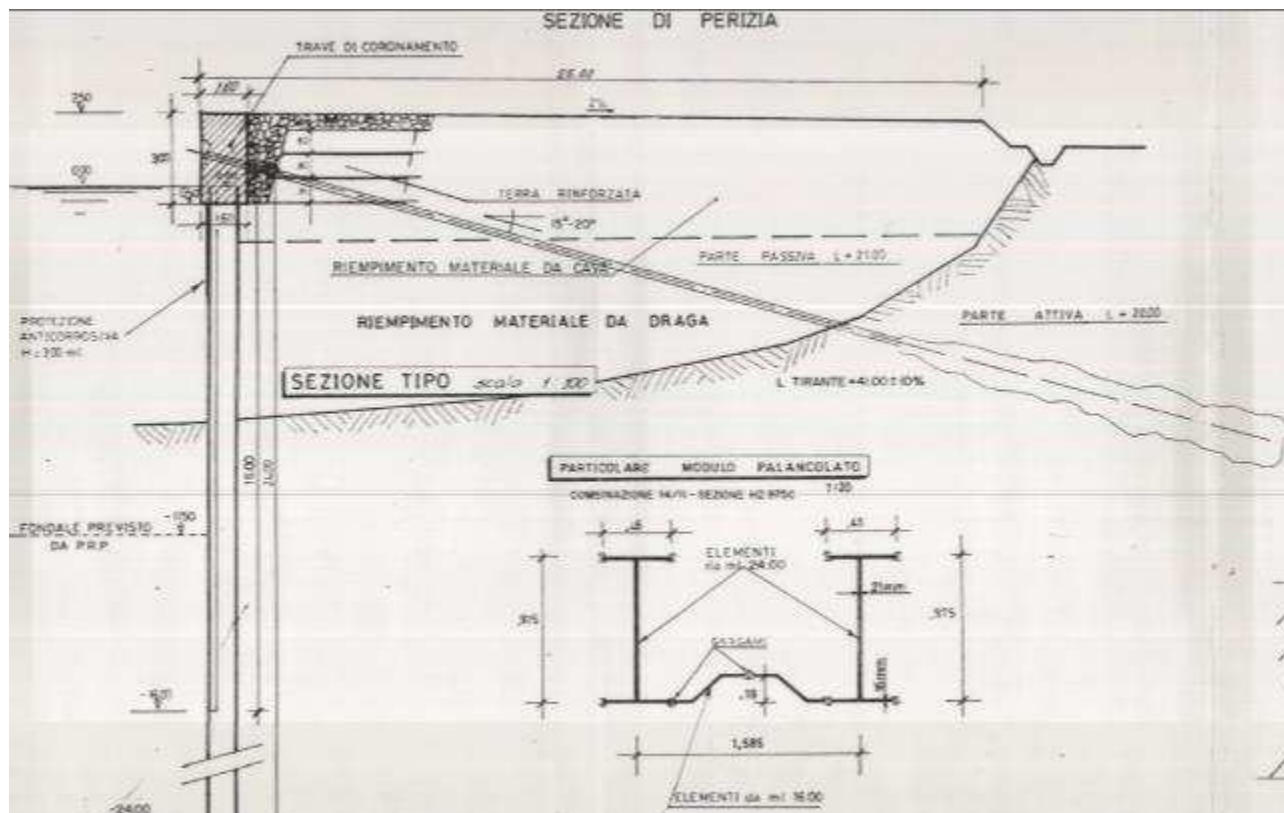


Figura 7 – Sezione dello stato attuale della banchina Trattaroli Sud

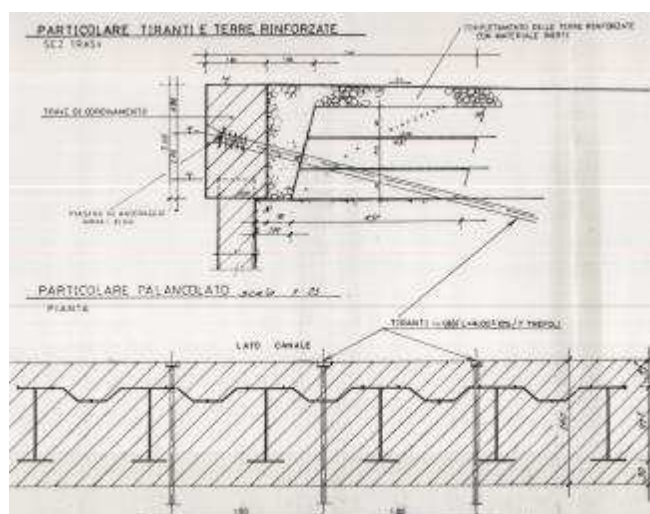


Figura 8 – Stralcio planimetrico del banchinamento e particolare terre armate.

Relativamente al tirante di ancoraggio, come risulta dalla Figura 9, si è adottato un sistema a doppia protezione per l'intera lunghezza del tirante.

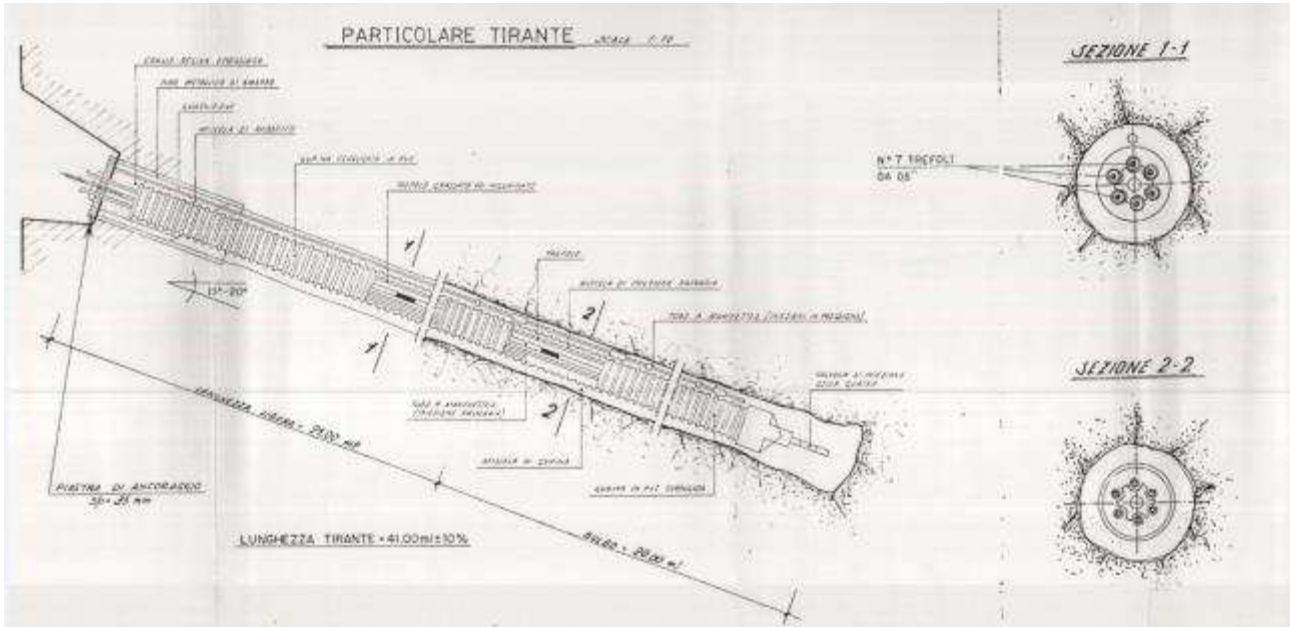


Figura 9 – Particolare costruttivo del tirante di ancoraggio adottato in sede di Perizia.

Dalla relazione di calcolo di perizia risultano le seguenti caratteristiche dei materiali impiegati:

- Palancole Acciaio tipo Fe 510 ($f_y=355\text{MPa}$; $f_t=510\text{MPa}$)
- calcestruzzo trave coronamento $R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- trefoli tiranti $f_{p(1\%)k} = 1.570 \text{ MPa}$

6.1.3 Normative di riferimento indicati nel progetto realizzato

La progettazione della banchina Trattaroli Sud è stata eseguita con riferimento al D.M. marzo 1988, al D.M. 14/02/1992, alla circolare ministeriale dei LL.PP. del 31/10/1986, alle Raccomandazioni AGI 1977 sulle indagini geotecniche e alle Raccomandazioni AICAP 1983 sugli ancoraggi.

6.1.4 Prove di controllo sulla qualità dei materiali presenti

Per definire la qualità dei materiali presenti e lo stato di conservazione dell'opera è stata realizzata una campagna di indagine costituita da:

- prelievo di 4 carote di calcestruzzo dalla trave di banchina (da due siti diversi, 2 prelievi per sito) da sottoporre a prove di compressione;
- prelievo di due barre d'armatura dalla trave di banchina (2 barre $\phi 20$) da sottoporre a prove di trazione;
- apertura di 2 nicchie delle testate di ancoraggio per verifica visiva dello stato di conservazione e prova di isolamento elettrico del tirante (ERM II, da EN 1537:2002);
- escavo a tergo della trave per ispezione del tirante e prelievo di un trefolo per prove di trazione;

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 16 di 104</p>
--	--	--

- prelievo di un fazzoletto di palanca metallica per valutazione della qualità dell'acciaio con prova di trazione;
- misura dello spessore del palancolato metallico con tecniche ultrasoniche.

I risultati analitici sono presenti nelle relative relazioni di indagine.

In sintesi risulta che:

- la resistenza a compressione delle carote di calcestruzzo prelevate dalla trave di banchina è risultata pari a 16,87 – 31,21 – 34,60 – 28,93 MPa;
- le prove di trazione sulle due barre $\varnothing 20$ hanno fornito rispettivamente:
 - o $f_y = 537,8$ MPa $f_t = 620,4$ MPa $A_5 = 15,16\%$
 - o $f_y = 552,1$ MPa $f_t = 627$ MPa $A_5 = 14,71\%$
- le testate degli ancoraggi apparivano in buone condizioni (ruggine superficiale, piastra leggermente ossidata) come mostrato in Figura 10; la resistenza elettrica misurata in accordo al metodo ERMII è risultata generalmente maggiore di 100 k Ω , anche se alcuni valori inferiori a tale soglia sono stati misurati, lasciando qualche perplessità sull'effettivo isolamento elettrico dei tiranti;
- l'escavo del tirante a tergo della trave mostra la presenza della doppia protezione con una guaina corrugata che raccoglie le singole guaine della parte libera dei trefoli (Figura 11). Il trefolo ha un'area della sezione di 140,84 mm² con una resistenza a rottura di 237 kN pari a 1.685 MPa;
- la prova di trazione sull'acciaio del palancolato indica un carico di snervamento di $f_y = 412$ MPa, un carico di rottura $f_t = 548$ MPa ed un allungamento a rottura del 26%;
- lo stato di corrosione della palanca indica perdite di spessori inferiori ad 1 mm in circa 20 anni di esposizione (vedi Tabella 1).

Tabella 1. Misura ultrasonica dello spessore dei palancolati metallici HZ

BANCHINA INDAGATA		Palanca HZ	Spessore nominale (mm)	Anno di Installazione	Anni di esposizione all'ambiente	Misura ultrasonica spessori acciaio dei palancolati					
						Misura su fazzoletto	Spessore (mm)				
							Profondità (da l.m.m.)				
							-0,50	-2,50	-4,50	-6,50	-8,50
PALANCOLE Trattaroli sud (Sez. 21)	Punto 10	HZ975C	21	1996/1999	18-21	20,0	20,5	21,3	20,8	21,0	21,0
	Punto 9					-	21,6	21,6	21,8	21,8	21,8



Figura 10 – Fotografia delle testate di ancoraggio della banchina TRATTAROLI SUD



Figura 11 – Fotografia del tirante di ancoraggio a tergo della trave

6.1.5 Valutazione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza

In conclusione risulta che la struttura esistente è piuttosto robusta ed i materiali risultano conformi ai documenti progettuali.

In ogni caso la qualità dei calcestruzzi della trave di banchina, per quanto in linea con quanto previsto dal progetto ($R_{ck} > 30$ MPa), risulta inferiore a quanto richiesto oggi per un'opera esposta all'ambiente marino.

Il livello di protezione dei trefoli dei tiranti di ancoraggio è analoga a quanto richiesto dalle normative vigenti (doppia protezione) anche se alcune misure di isolamento elettrico non sono positive.

Il palancolato metallico risulta in buono stato di conservazione e la qualità dell'acciaio misurata su un campione corrisponde alle caratteristiche nominali indicate in progetto, per cui è possibile fare affidamento sulle sue risorse resistenti.

L'appendice A al capitolo 8 della Circolare applicativa delle Norme vigenti fornisce una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Anche se riferita principalmente agli edifici, la Circolare applicativa fornisce comunque un riferimento anche per il caso in esame. La Tabella 2 ripresa dalla Circolare stessa suggerisce, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, i seguenti fattori di confidenza da adottare in relazione a tre livelli di conoscenza: conoscenza limitata (LC1), conoscenza adeguata (LC2), conoscenza accurata (LC3).

Tabella 2. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato ed acciaio (da Appendice C8A alla Circolare applicativa delle NTC2008)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Per il caso della banchina TRATTAROLI SUD si ritiene che il livello di conoscenza con i dati reperiti e le prove effettuate sia tale da poter assumere i valori di resistenza dei materiali riportati nel capitolo “Caratteristiche dei Materiali”.

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 19 di 104</p>
--	--	--

6.2 *Analisi delle carenze della struttura attuale in relazione alle nuove esigenze di utilizzo*

L'analisi della struttura attuale in relazione alle nuove prestazioni richieste indica che:

- il palancolato di banchina non ha risorse resistenti sufficienti a fronteggiare il momento flettente risultante dalle nuove prestazioni richieste per l'opera;
- il sistema di ancoraggio sommitale è insufficiente a fronteggiare i tiri di progetto risultanti dai nuovi carichi;
- la lunghezza del palancolato principale di banchina, esteso fino a -24,00 m da l.m.m., non supera lo strato di limi argillosi scadenti e compressibili e pertanto la lunghezza del palancolato è insufficiente a garantire la stabilità generale del sistema.

Lo stato di conoscenze attuale e le più importanti prestazioni oggi richieste al banchinamento (ad es. fondale di calcolo a -15,00 m da l.m.m.) portano a preferire soluzioni che minimizzino le incertezze, la cui efficacia possa essere controllata con sicurezza.

Tenendo inoltre conto che il palancolato esistente ha buone caratteristiche di resistenza, la soluzione di adeguamento può opportunamente fare affidamento anche sul tale elemento strutturale.

Anche i tiranti di ancoraggio, grazie alla presenza della doppia protezione, possono essere utilmente considerati.

7 **INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO**

La soluzione strutturale per l'adeguamento dell'opera è stata studiata facendo parziale affidamento sulle strutture esistenti che sono state considerate adeguate.

Si è quindi optato per la costruzione di una piattaforma di scarico su pali, ancorata a tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato. Tale soluzione permette di limitare l'impegno delle strutture esistenti (palancolato di banchina e tiranti di ancoraggio) trasferendo i carichi di superficie in profondità ed incrementando le capacità resistenti del sistema ai carichi orizzontali. Considerando inoltre che i terreni superficiali dell'area in esame sono piuttosto scadenti ed in accordo con gli ottimi risultati ottenuti nell'area di Largo Trattaroli realizzando la fondazione degli ancoraggi con la tecnica del jet-grouting, si prevede che i nuovi ancoraggi vengano realizzati con tale tecnologia.

In Figura 12 è mostrata la sezione tipologica della banchina adeguata. Le nuove opere comprendono:

- 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 1,9, 7,9 e 13,90 m dall'asse del palancolato metallico 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;
- ancoraggio integrativo lato terra, a partire dalla terza fila di pali lato terra, di lunghezza 35,5 m, inclinazione 18° sull'orizzontale, con 18,5 m di parte libera e 17 m di fondazione, armato con barra Dywidag $\phi 47$ ed interasse 3,60 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting;

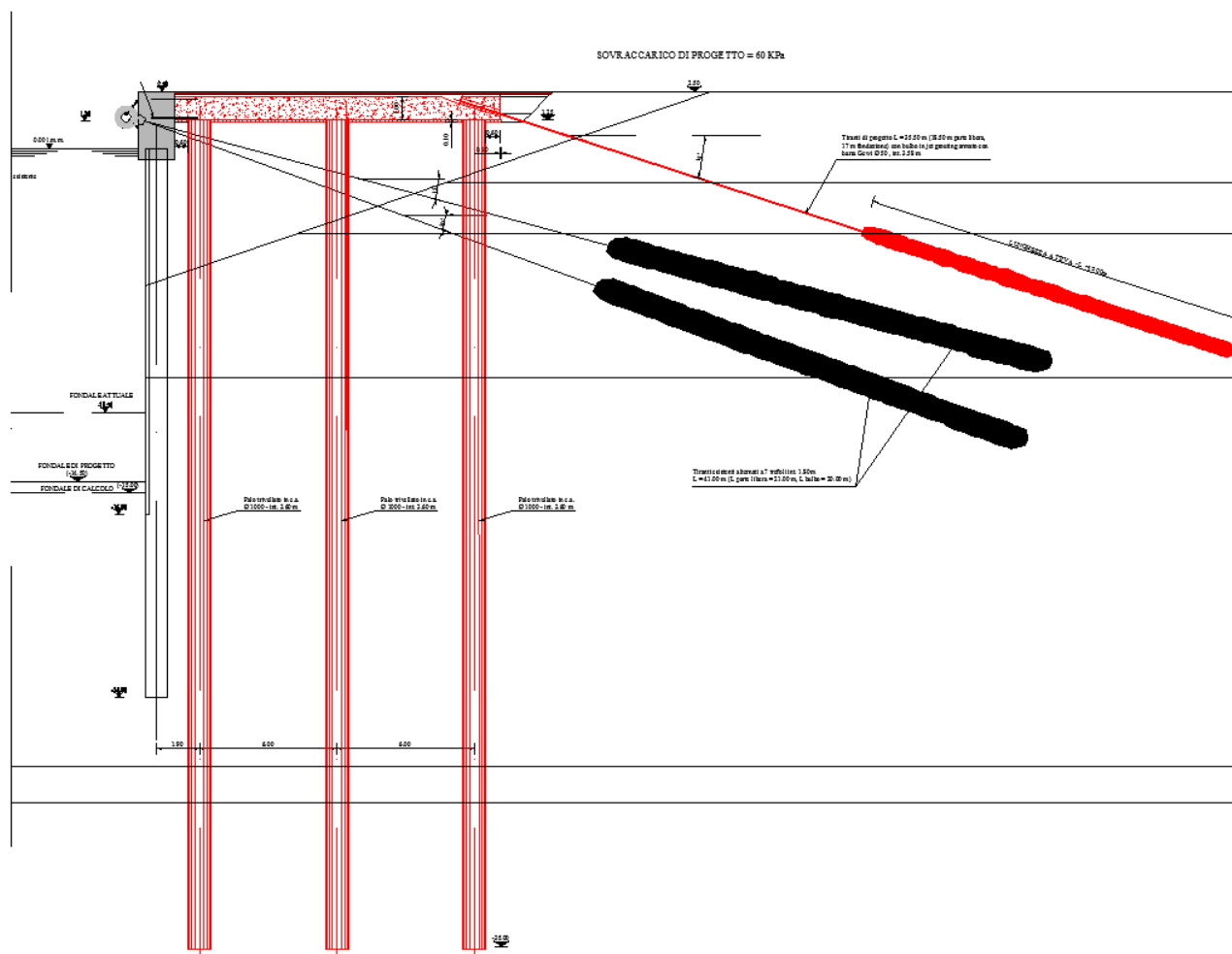


Figura 12 – Sezione adeguata della banchina Trattaroli Sud

L'intervento prevede il riutilizzo dei tiranti esistenti, grazie alle prove di controllo che hanno dato esito globalmente positivo. In ogni caso, considerata l'importanza che il vincolo sommitale riveste sulla staticità dell'opera si prevede l'esecuzione di una prova speciale di controllo sul 10% degli ancoraggi (circa 40 ancoraggi). Tale prova, la cui esecuzione può essere fatta con una certa facilità solo in fase di costruzione, consiste nella:

- misura del tiro presente sugli ancoraggi;
- verifica dell'integrità dei trefoli della zona sotto piastra;
- verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli.

Per compiere questo tipo di verifica si prevede indicativamente di attenersi alla seguente procedura:

- scavare il tirante a tergo della trave;
- scoprire i trefoli;
- installare sistemi di misura degli accorciamenti sui trefoli;
- procedere al taglio dei trefoli;
- aprire la nicchia di testata;
- sfilare i trefoli (uno ad uno) comprensivi del sistema di bloccaggio boccola-cuneo;
- inviare i trefoli comprensivi del sistema di bloccaggio ad un laboratorio in grado di fare una prova di trazione per verificare lo sfilamento del trefolo dal sistema di bloccaggio.

In corrispondenza dello spigolo centrale del banchinamento sono presenti dei collettori di scarico a mare che richiedono di adeguare l'intervento alla situazione specifica. In Figura 13 è rappresentata la soluzione adottata, con lo spostamento di alcuni pali, l'irrobustimento del solettone al di sopra dei collettori e la sistemazione di alcuni ancoraggi d'angolo.

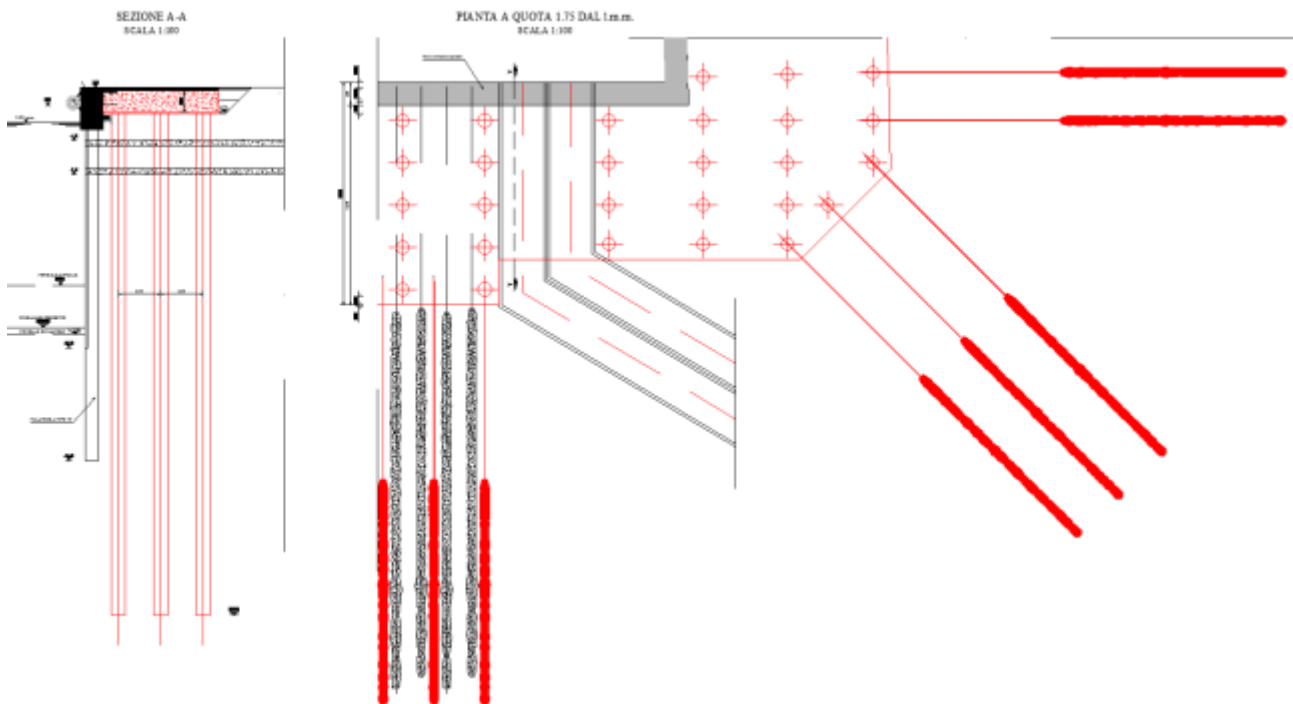


Figura 13 – Particolare della soluzione di adeguamento allo spigolo, in corrispondenza dei collettori di scarico

Le principali fasi realizzative dell'opera possono indicativamente essere sintetizzate come:

- rimozione dei piazzali a tergo della paratia, compresi alcuni livelli di terra rinforzata realizzati subito a tergo della trave di banchina;
- realizzazione dei nuovi pali trivellati;
- realizzazione del solettone sommitale;
- realizzazione dei nuovi tiranti di ancoraggio.

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 22 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</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 piana 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 depositi e sommersi, vennero rimaneggiati e depositi 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 14; 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).

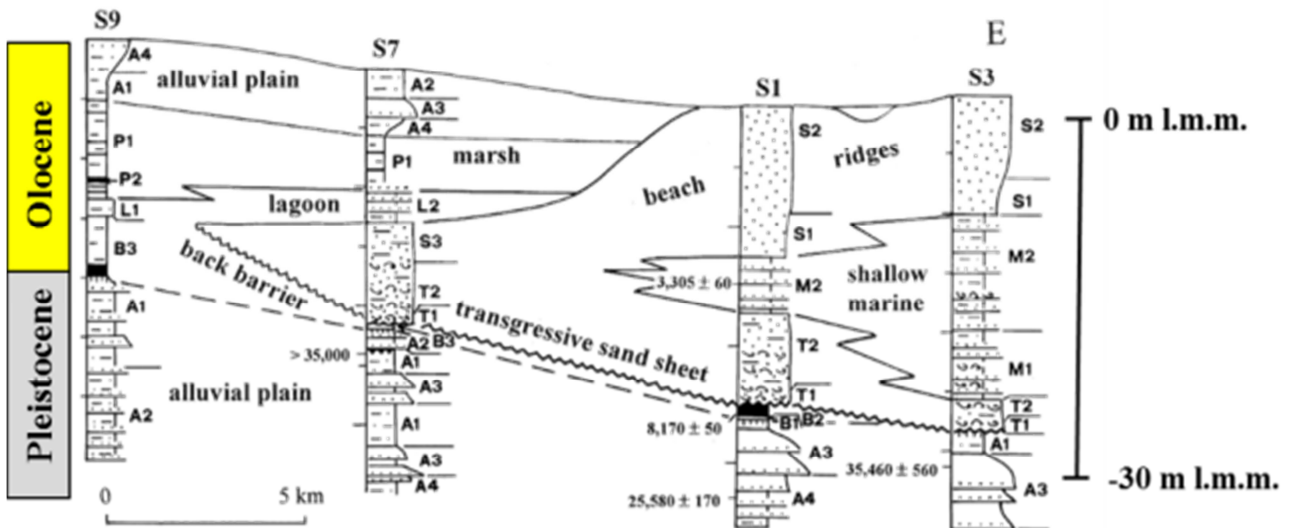


Figura 14 – Stratigrafia del Subsistema di Ravenna ricostruita lungo l’allineamento (W-E) Villanova – Borgo Anime – Porto (CARG – Foglio 223 Ravenna); l’area oggetto di studio si colloca fra i sondaggi S1 ed S3

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 15 (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.

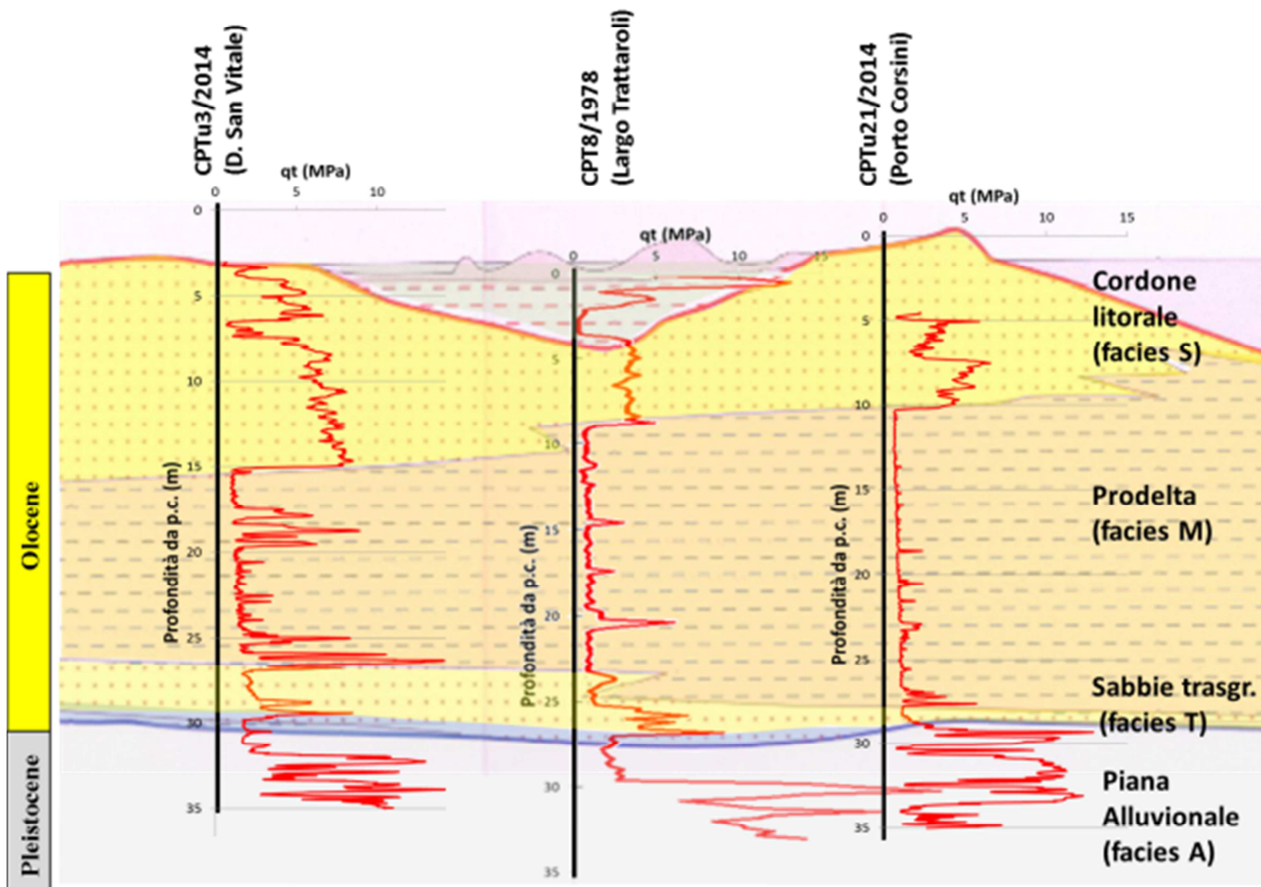


Figura 15 - Sovrapposizione fra la resistenza penetrometrica corretta misurata nelle verticali CPTu3/2014, CPT8/1978, CPTu21/2014 e la corrispondente sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate (da Carta Geologica d'Italia, foglio 223)

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 16):

- 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 caratterizzato 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.

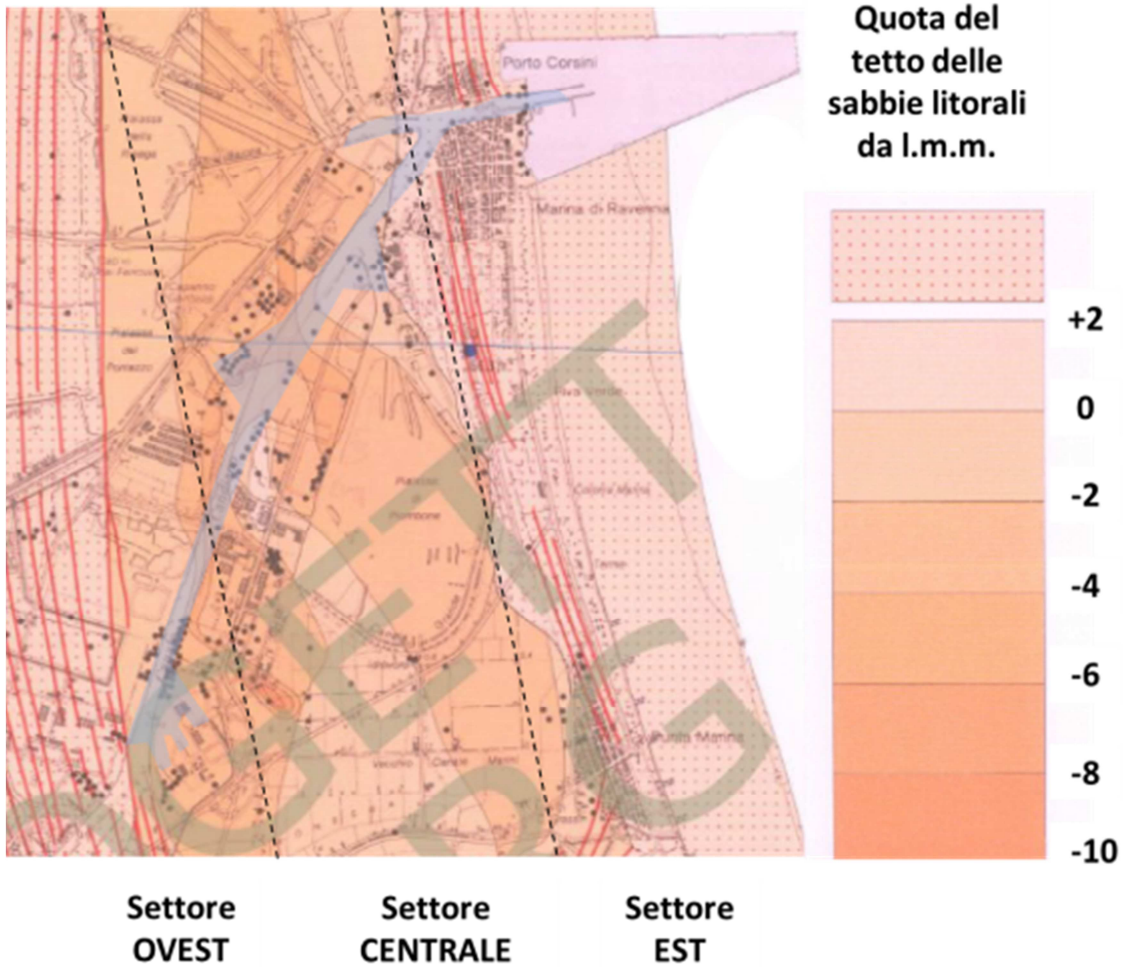


Figura 16 – Profondità del tetto delle sabbie litorali e suddivisione in settori omogenei



8.2 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la definizione della successione stratigrafica di dettaglio relativa alla banchina in questione è possibile far riferimento alla campagna di indagine eseguita nel 1995 (campagna di indagine redatta per la perizia di variante nella banchina Trattaroli, Figura 17).

Nella definizione del modello stratigrafico di riferimento è necessario considerare anche i riempimenti eseguiti a tergo della paratia con materiale proveniente sia dai dragaggi sia da cava..

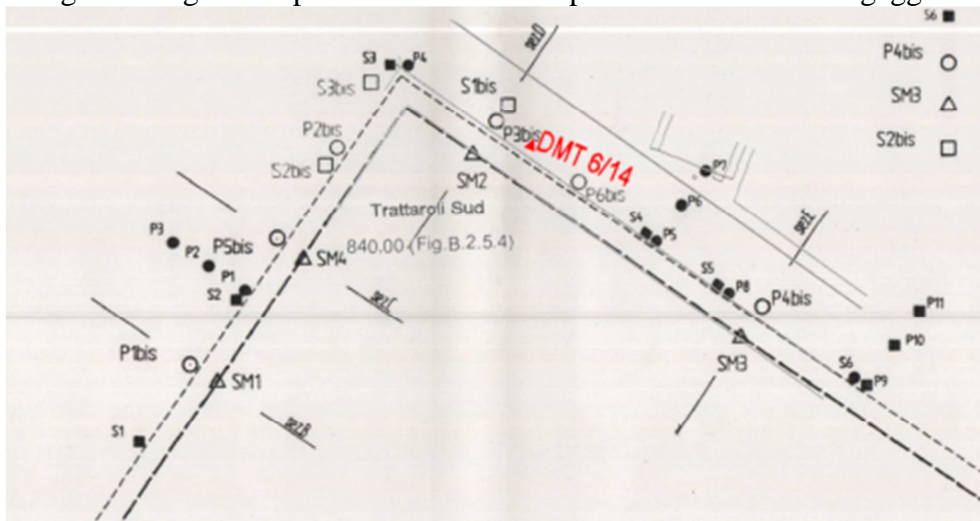


Figura 17 – planimetria piano di indagine del 1995 e DMT6 eseguita nel 2014.

In Figura 18 si riporta una sezione di riferimento in cui si mette in evidenza la presenza del terreno riportato a tergo della paratia.

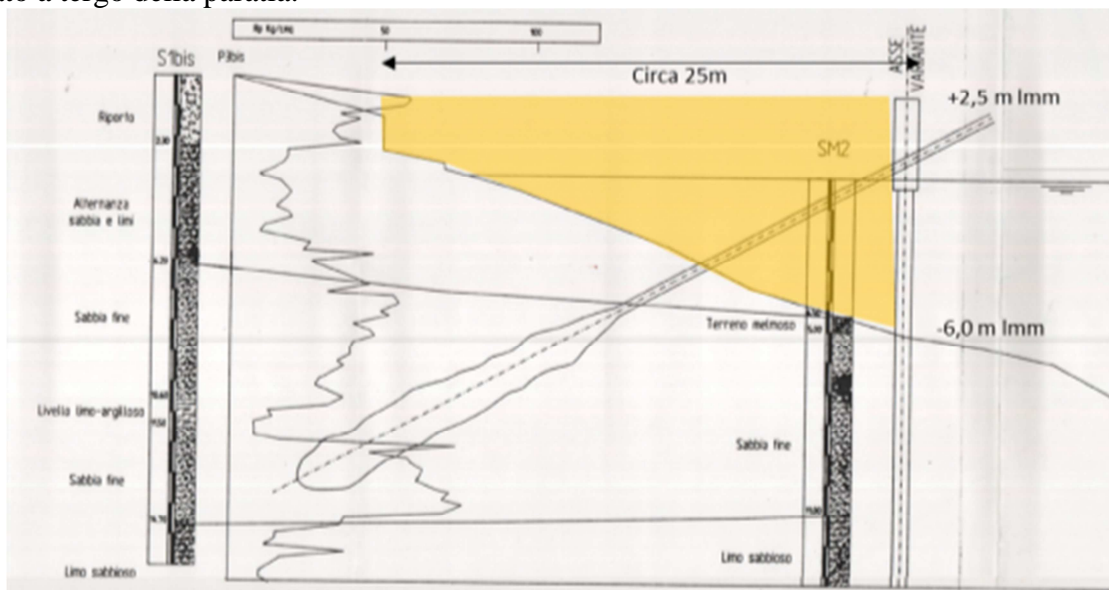


Figura 18 – Sezione D-D del progetto di variante. Il retino arancione indica la porzione di riempimento.

Per quanto riguarda la definizione delle altre unità principali di sottosuolo si fa riferimento al profilo delle unità geotecniche mostrato in Figura 19.

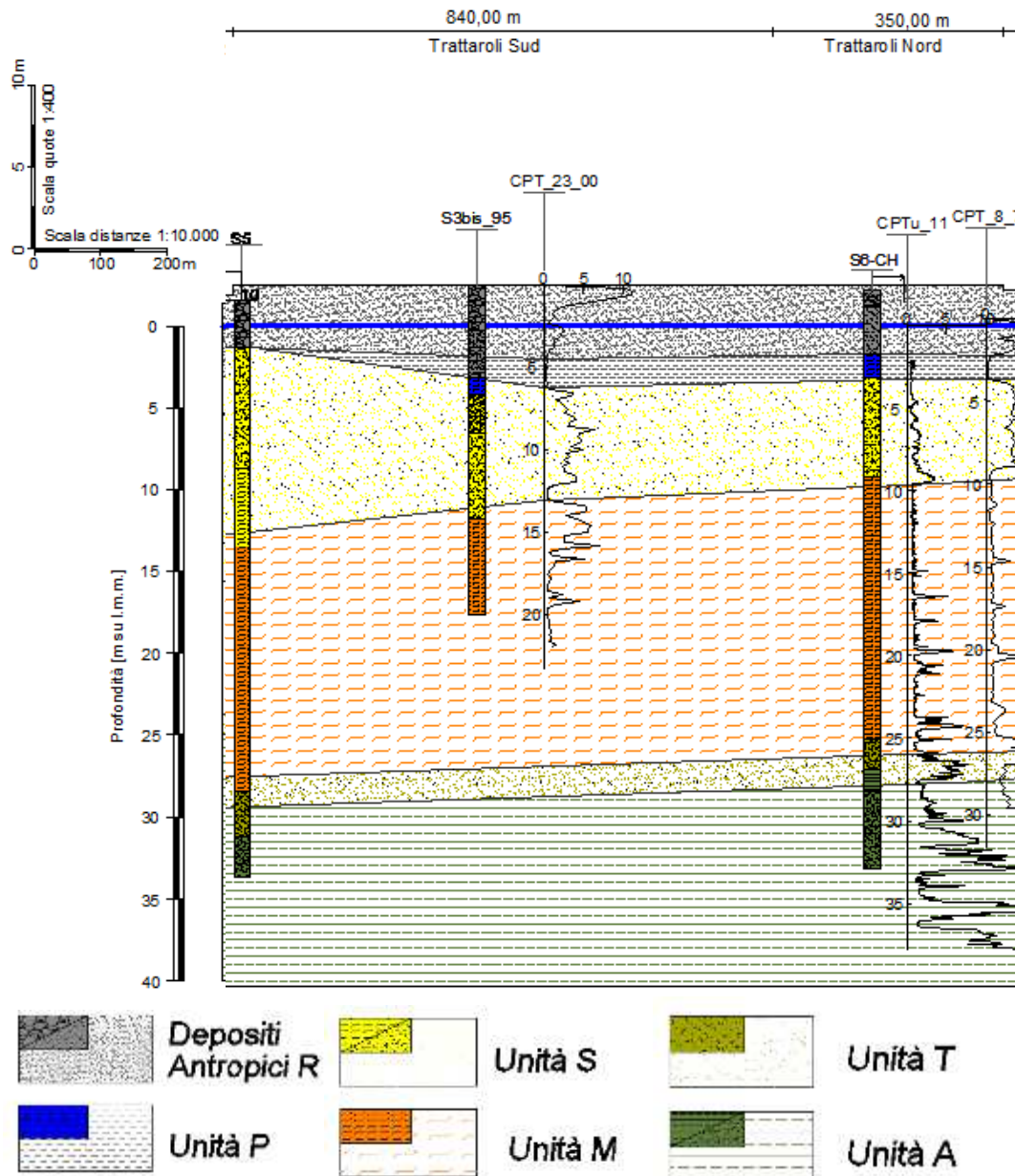


Figura 19 – Profilo delle unità geotecniche nel tratto di interesse

Per la scelta delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti si fa riferimento al quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (Tabella 3) ottenuti dall’elaborazione del complesso delle indagini disponibili al porto di Ravenna, i cui dettagli possono essere trovati nella relazione geotecnica generale.

Tabella 3. Quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (da Rel. geotecnica generale)

			Litotipo S e T	Litotipo P	Litotipo M	Litotipo A	
						porzione fine	porzione granulare
			Depositi S (sabbie fini di cordone litorale) Depositi T (strati sabbiosi trasgressivi)	Deposito P di palude	Deposito M prevale coesivo di prodelta	Deposito A di piana alluvionale	
Peso di volume	γ [kN/m ³]		17,5-19,5	17,0-18,0	17,5-19,5	18,5-20,5	
Peso specifico dei	γ_s [kN/m ³]		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.S.	0 38	n.d.	0 30		-
	ϕ' [°]	CU- CD	L.I. L.S.	0 34 0 39	n.d.	0 28 0 32	-
		DMT		34-36	-	-	-
	CPTu		35-38	n.d.	25-30	-	32-35
Parametri di resistenza in tensioni totali	cu [kPa]	UU	-	n.d.	20-60	60-110	-
		DMT	L.I. L.S.	-	5-30	0,15 σ'_v 0,22 σ'_v	-
			L.I. L.S.	-	10-20	0,12 σ'_v 0,26 σ'_v	0,15 σ'_v 0,30 σ'_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 ² /s]		-	n.d.	2·10 ⁻⁴ 7·10 ⁻⁷	n.d.	-

Per valutare le caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento a tergo del palancoolato si fa riferimento ai sondaggi eseguiti a mare (serie SM) nel '95; presumendo che le sabbie limose presenti fino a circa -11 m da l.m.m. siano state dragate e riversate a tergo del palancoolato metallico. Il campione preso come riferimento per la caratterizzazione è il C1 prelevato nel sondaggio SM3 alla quota tra 8,5 m e 9,0 m, riferito con tutta probabilità ad un orizzonte limoso. In Figura 20 sono riportati i risultati dei limiti di Atterberg. Il limite liquido è circa il 40 e l'indice di plasticità Ip è pari al 18%. In Figura 21 sono riportati i risultati della prova edometrica; il modulo edometrico varia da da 800 a 4200 kPa.



LIMITI DI ATTERBERG

Committente:	Ravenna				
Cantiere:	21.3.95				
Data:	21.3.95				
Sondaggio 3	Campione 1	Profond. (m) da 8.5			a 9
		Lim. Liquido	Lim. Plastico	Umidità'	
N° CONTENITORE	1	2	3	4	5
NUMERO COLPI	27	25	18		
PESO UMIDO + TARA	14.8	11.3	11.9	6	107
PESO SECCO + TARA	11.4	8.75	9	5.4	79
ACQUA CONTENUTA	3.4	2.55	2.9	.6	28
TARA	2.7	2.7	2.7	2.7	7
PESO SECCO	8.7	6.05	6.3	2.7	72
CONTENUTO D'ACQUA	39.08%	42.15%	46.03%	22.22%	38.89%

LL = 40.52%	Limite Liquido
LP = 22.22%	Limite Plastico
Wn = 38.89%	Umidità Naturale
IP = 18.30%	Indice Plastico
Ic = .09	Indice di Consistenza

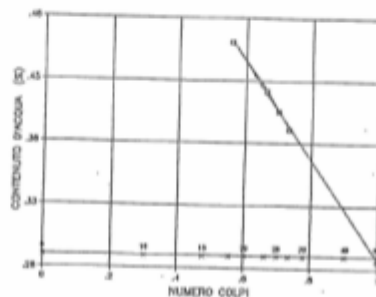


Figura 20 – limiti di Atterberg campione C1 del sondaggio SM3

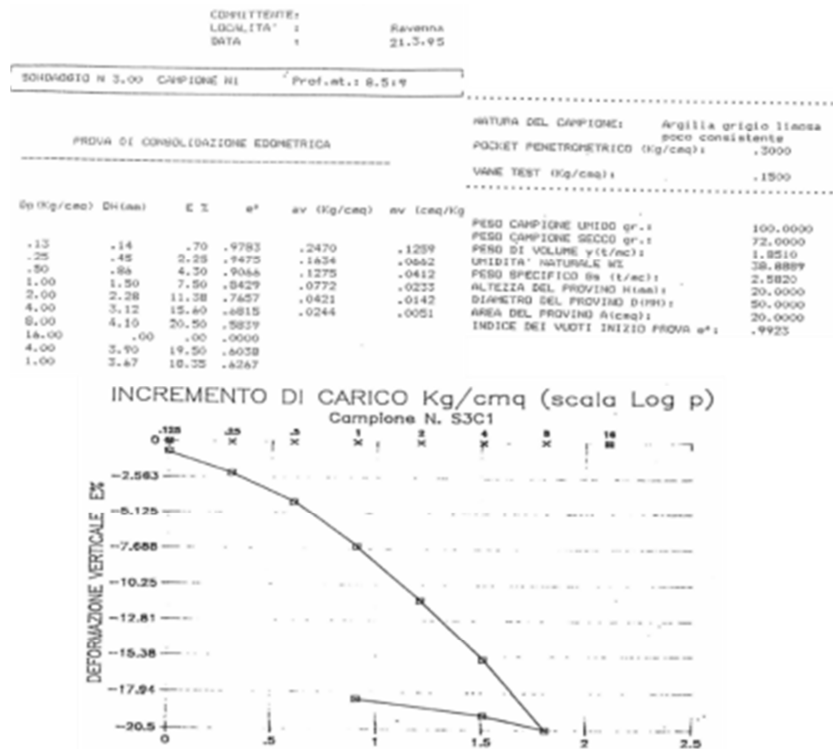


Figura 21 – Prova edometrica campione C1 del sondaggio SM3



Le caratteristiche meccaniche del terreno possono essere stimate sulla base delle proprietà indice grazie alla carta di Kenney (Figura 22). Si ottiene un angolo di attrito critico pari a circa 30° , valore che appare ragionevole per una miscela sabbioso-limoso.

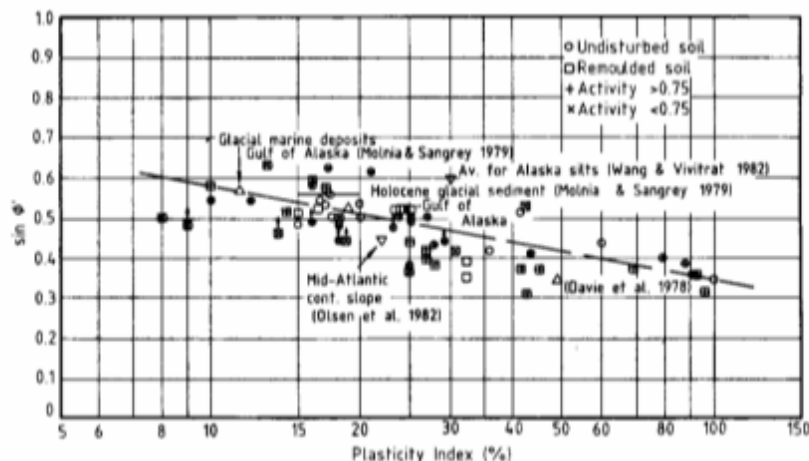


Figura 22 – Relazione tra angolo di attrito e indice di plasticità (Kenney, 1959)

Per la scelta dei valori più appropriati dei parametri geotecnici per gli terreni naturali presenti nel volume significativo dell'opera in esame si fa riferimento ai risultati della prova DMT6_2014 (Figura 23) e la prova CPT23_00 (Figura 24 e Figura 25).

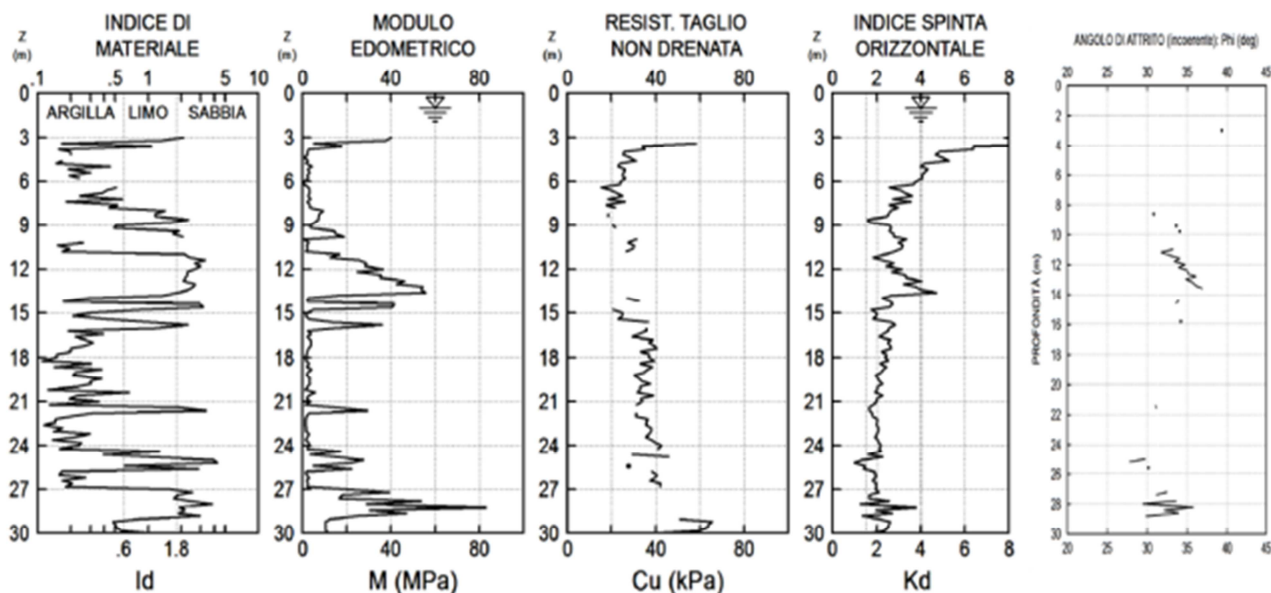


Figura 23 – Risultati della prova DMT6_2014

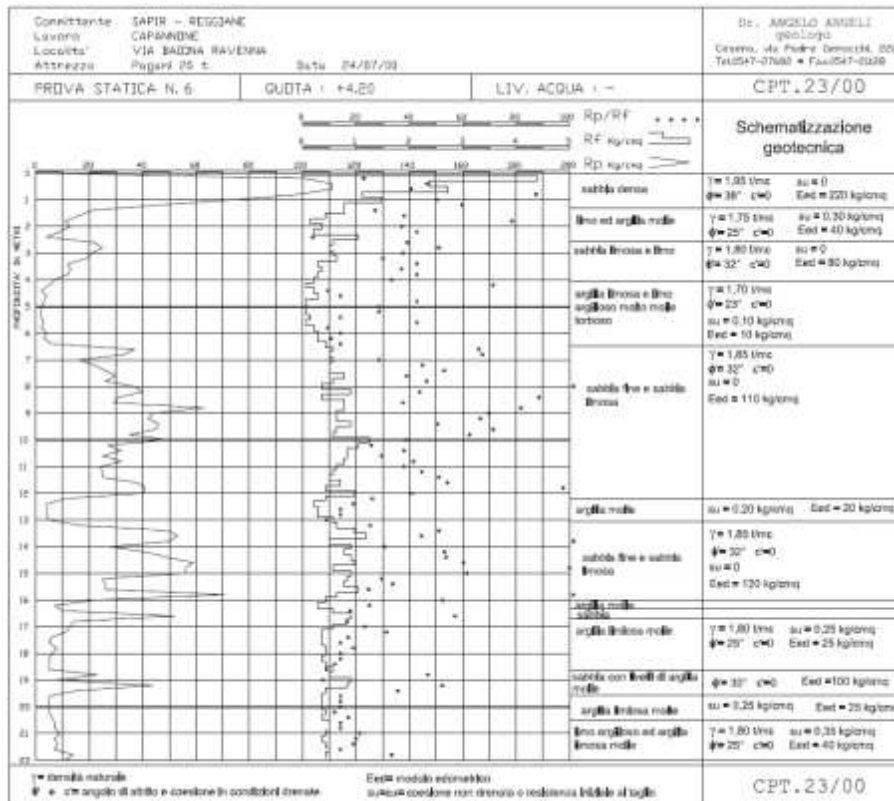


Figura 24 – Risultati della prova CPT23_00

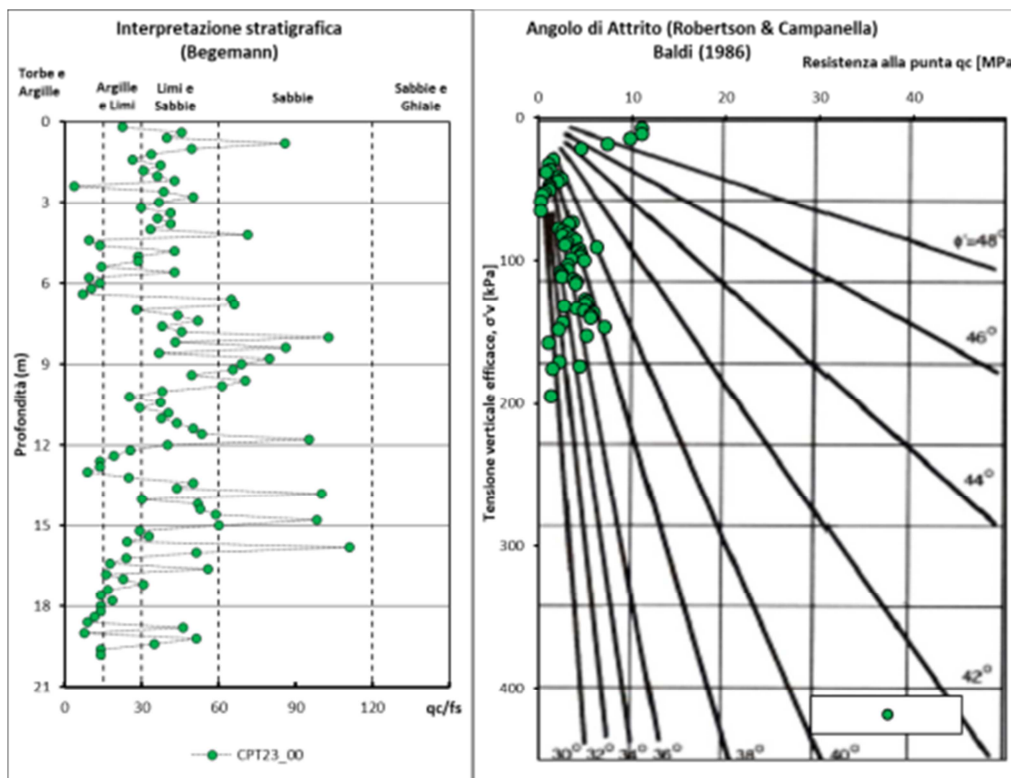


Figura 25 – interpretazione stratigrafica e caratterista di resistenza della prova CPT23_00

In definitiva i parametri geotecnici scelti per ogni unità geotecnica presente sono indicati in Tabella 4. In Figura 26 si riporta la sezione di riferimento per le analisi numeriche. Per le alluvioni profonde, considerando l’alternanza tra livelli coesivi e granulari, si sceglie cautelativamente una caratterizzazione da deposito coesivo.

Tabella 4. Parametri geotecnici scelti per le unità geotecniche presenti

		γ (kN/m ³)	E_{50}' (kN/m ²)	ν (-)	c_k' (kPa)	φ_k' (°)
(Ri)	Riempimento	17,50	3.000	0,25	-	30
(R)	Depositi antropici	18,00	15.000	0,25	-	32
(P)	Depositi di Palude	17,50	3.000	0,25	-	26
(S)	Sabbie Dunali	18,00	15.000	0,25	-	35
(M)	Limi Argillosi	18,00	4.000	0,25	-	28
(T)	Sabbie profonde	18,50	25.000	0,25	-	33
(A)	Alluvioni profonde	19,00	20.000	0,25	-	28

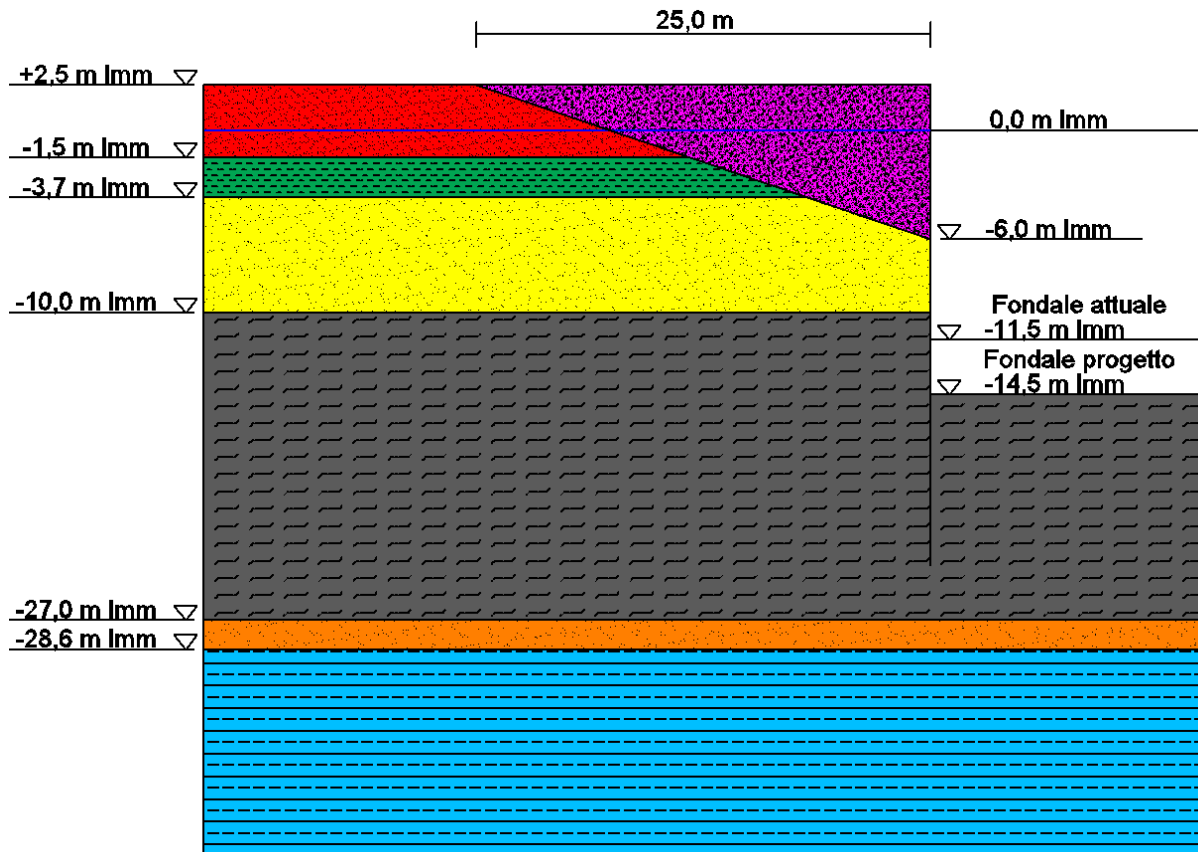


Figura 26 – Sezione di progetto

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 33 di 104</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

γ_F coefficienti parziali per le azioni

γ_E coefficienti parziali per gli effetti delle azioni

γ_M coefficiente parziali per i materiali

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

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

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

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

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

R_d resistenza di progetto

F_k azioni di progetto caratteristiche

X_k parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

- a_d geometria di progetto
 γ_F coefficienti parziali per le azioni
 γ_M coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici dei terreni)
 γ_R coefficienti parziali per le resistenze

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

Tabella 5. Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

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

Tabella 6. Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M

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

Tabella 7. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi

Resistenza	Simbolo	R2
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tabella 8. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	γ_R	1.1

Tabella 9. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: γ_R

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

Tabella 10. Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate

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

8.3.1.2 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 dei pali di fondazione A1+M1+R3;
- per la verifica allo stato limite di sfilamento dei tiranti di ancoraggio: la combinazione A1+M1+R3;
- per la verifica della stabilità globale delle opere: A2+M2+R2.

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

8.3.1.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

E' stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d ; in particolare sono stati valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD) per confrontarli con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

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

Per opere portuali il livello di danno può essere stimato secondo le raccomandazioni del PIANC (Permanent International Association for Navigation Congresses), riassunte in Tabella 11 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 11. 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.

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:

$$q = 60 \text{ kPa}$$

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. Pertanto, nel modello 2D il carico della bitta può essere inserito come un carico di linea di intensità pari a:

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

<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>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 37 di 104</p>
--	---	--

8.3.2.3 Gru di banchina

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 (vedi Relazione Generale) si ricavano e si assumono i seguenti valori di progetto per la gru LHM 400:

- azione massima sullo stabilizzatore $F_k = 2400$ kN
- dimensioni dello stabilizzatore: 1,80 m × 5,50 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 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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali;

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 38 di 104</p>
--	--	--

la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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 27 sono indicate le coordinate geografiche della banchina in esame.



Figura 27 – 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:

$$\text{SLD } a_g = 0,063g \qquad \text{SLV } a_g = 0,171g$$

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	2,502	1,800	1,00	0,113
SLV	0,171	2,552	1,745	1,00	0,298

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 28).

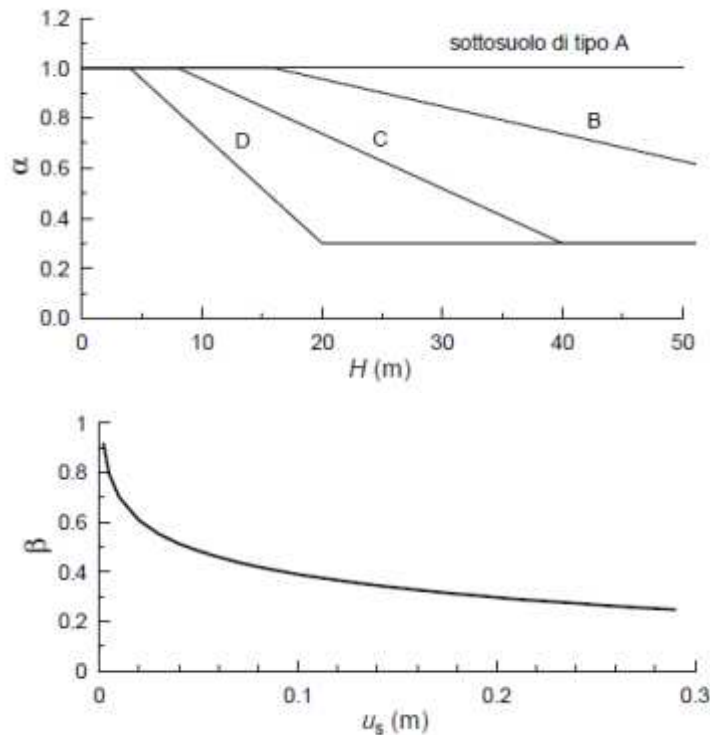


Figura 28 – Utilizzo di metodi pseudostatici per il calcolo delle paratie: valutazione del coefficiente di deformabilità α (in alto) e di spostamento β (in basso)

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

- **Banchina - SLV:** $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0,2 \cdot 0,298 = 0,060$
 $k_v = 0$
- **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 palancoato di altezza $H = 26$ m su suolo di tipo D permette di assumere $\alpha = 0,3$; il valore di β 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 β 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 β_s (Tabella 12).

Tabella 12. Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito

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

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

- **SLV:** $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,24 \cdot 0,298 = 0,072$ $k_v = \pm 0,5$ $k_h = \pm 0,036$

Il valore di $\beta_s = 0,24$ tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.

8.3.2.5 Azione idrodinamica (Westergaard)

La presenza dell’acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni sismiche 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 29.

Incremento dinamico
(Westergaard, 1933)

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

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

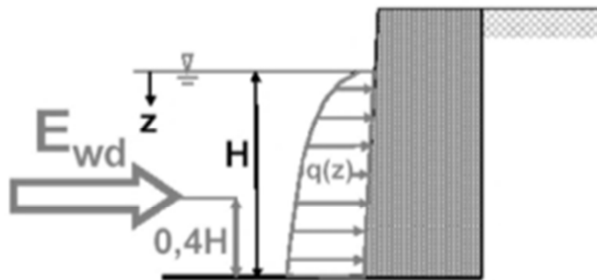


Figura 29 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

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

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 30, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

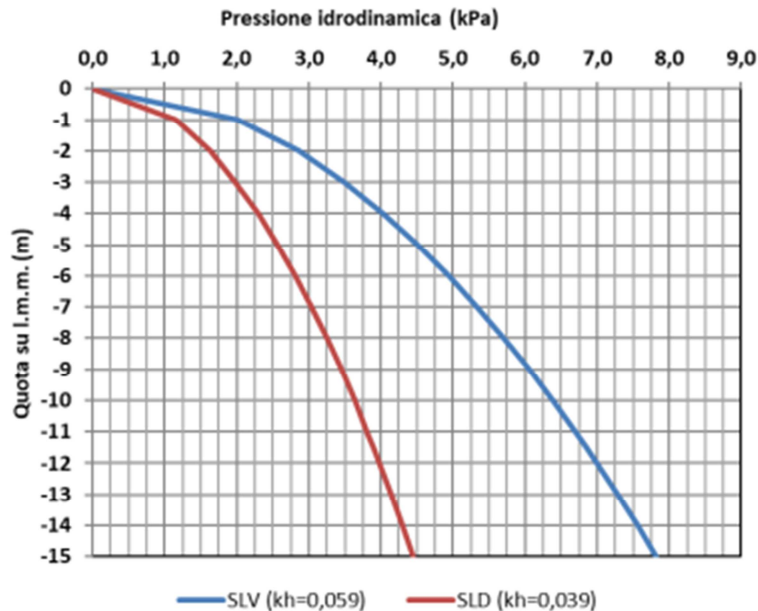


Figura 30 - Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD

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 13 sono indicate le forze statiche equivalenti da considerare per l'urto di imbarcazioni.

Tabella 13. 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.

8.3.4 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 14.

Tabella 14. Coefficienti di combinazione delle azioni variabili

	Sovraccarico		Bitta	
SLU1.1		1	Ψ_{01}	1
SLU1.2		1	Ψ_{01}	1
SLV	Ψ_{21}	0,8	Ψ_{22}	0
SLE (rara, sovracc.+bitta)		1	Ψ_{01}	1
SLD	Ψ_{21}	0,8	Ψ_{22}	0
ECC	Ψ_{21}	0	Ψ_{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 E (Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale). In ogni caso, in via cautelativa, in combinazione rara si assume 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.

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 43 di 104</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 cinemismo di rottura.

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

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

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

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

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

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 44 di 104</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 ε_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 ε_{50} è la corrispondente deformazione principale (Figura 31).

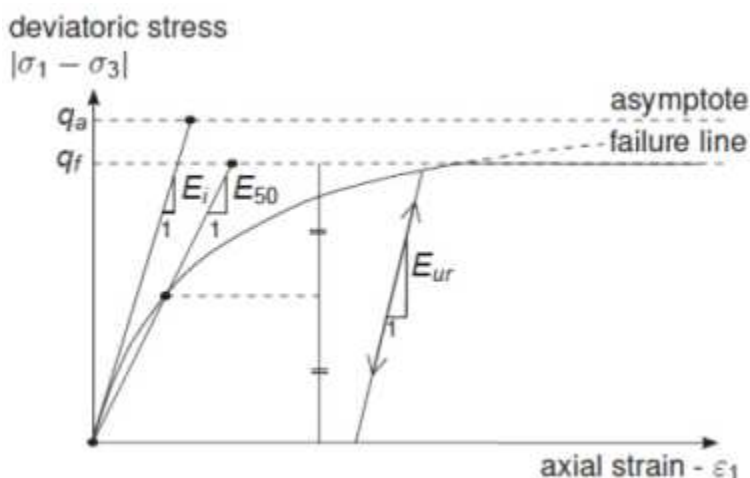


Figura 31 – Parametri principali del modello HSM relativi ad una prova triassiale consolidata drenata

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 (σ'_3), mentre il modulo edometrico (E_{oed}) è legato alla tensione principale massima (σ'_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 32 sono mostrati, nel piano degli invarianti di tensione p' e q , le diverse regioni descritte dai parametri considerati.

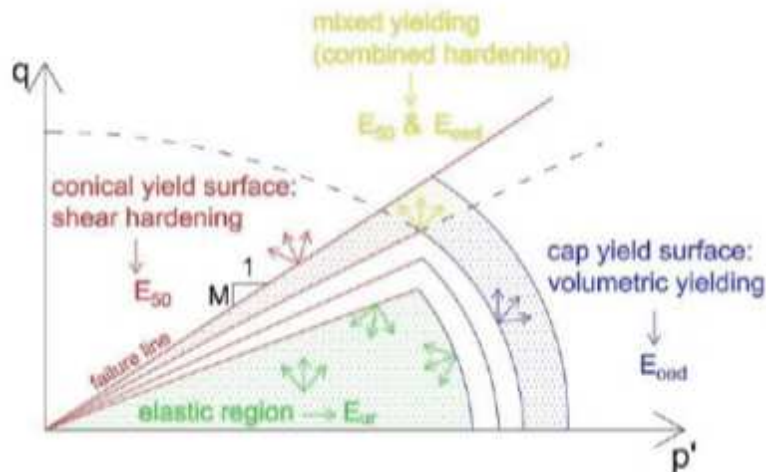


Figura 32 – Delimitazione delle regioni elastica e plastica e dei parametri associati alle superfici di snervamento che ne regolano l’evoluzione nel piano degli invarianti di tensione p' e q .

8.4.2 Modello geotecnico della banchina

La soluzione tecnica scelta per la realizzazione della 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 esistente della banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidezza 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.

I pali a tergo della paratia sono modellati con elementi innovativi, definiti *embedded beam row*, che vengono sovrapposti alla mesh di analisi senza determinarne l’interruzione ed interagendo con la stessa solo attraverso delle molle ai nodi. La rigidezza di tali molle di connessione è funzione dell’interasse tra i pali, così da lasciare la possibilità alla mesh di “attraversare” la palificata.

Il solettone in calcestruzzo armato al di sopra dei pali viene modellato con un elemento piastra (*plate*). La connessione tra il palancolato di banchina ed il solettone viene, in via cautelativa, modellato con una cerniera.

In Figura 33 è presentato lo schema utilizzato per le analisi numeriche.

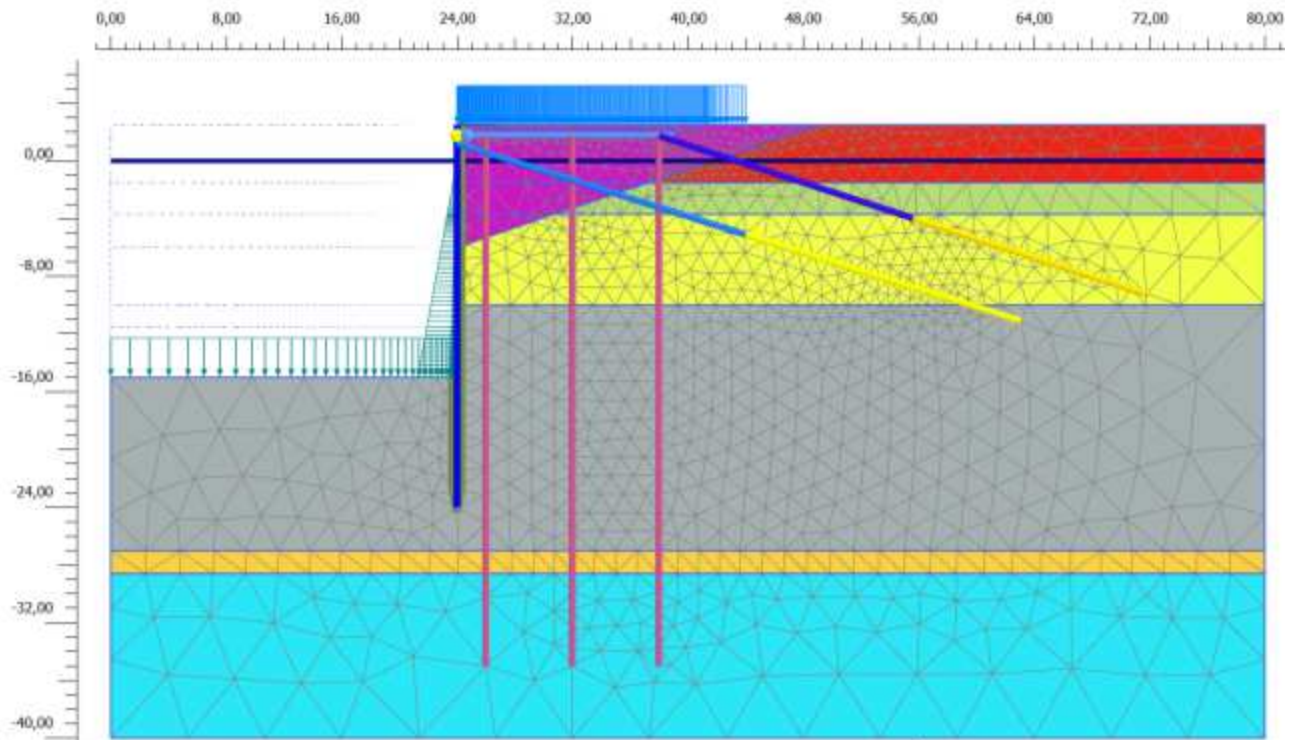


Figura 33 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina Trattaroli Sud

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

- 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 60 kPa;
- tiro alla bitta 40 kN/m;
- palancoleto esistente tipo HZ975C-14/ZH9.5 spinto fino a quota -24,00 m da l.m.m.
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato esistenti in sommità alla paratia (7 trefoli, interasse 1,80 m, 21 m tratto libero, 20 m tratto vincolato, inclinazione alternata 15° - 20°);
- solettone sommitale in c.a, spessore di 1,0 m e larghezza pari a 14,20m
- pali di appoggio del solettone in c.a. \varnothing 1000, estesi fino a -35,0 m da l.m.m., interasse 3,60 m.
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato nuovi sulla via di corsa lato terra L=35,5 m (18,5 m parte libera, 17 m fondazione, $i = 18^\circ$), realizzato con iniezione jet-grouting coassiale alla fondazione ed armato con barra Dywidag \varnothing 47, interasse 3,60m;

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

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 48 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

		Dep. antropici	Depositi di Palude	Riemp.	Sabbie	Limi argillosi	Sabbie profonde	Alluvioni profonde
Param.	U.M.	(R)	(P)	(Ri)	(S)	(M)	(T)	(A)
Model.	[-]	MC	MC	MC	HSM	HSM	MC	MC
Quota	[m su l.m.m.]	+2,5 / -1,5	-1,5 / -3,7	+2,5/ - 6,0	-3,7 / -10	-10,0/ -27,0	-27,0 / -28,6	-28,6 / -40,0
γ	[kN/m ³]	18,00	17,50	18,00	18,00	18,00	18,50	19,00
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	15.000	3.000	3.000	15.000	4.000	25.000	20.000
E_{ed}^{ref}	[kN/m ²]	-	-	-	15.000	4.000	-	-
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	-	-	-	45.000	12.000	-	-
m	-	-	-	-	0,5	0,8	-	-
v	-	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
c'	[-]	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla	nulla
φ'	[°]	32	26	30	35	28	33	28
$\frac{\phi'_k}{\gamma_{M(A2)}}$	[°]	26,6	21,3	24,8	29,2	23,0	27,5	23,0

MC: Mohr-Coulomb; HSM: Hardening Soil Model

γ : Peso di volume

E_{50}^{ref} : modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura

E_{ed}^{ref} ; E_{ur}^{ref} : 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:

ELEMENTI STRUTTURALI - PLATE

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	v [-]
1	Palancolato HZ975C-14/ZH9.5	5.972.744	1.074.114	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:

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione CSG RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 49 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

ELEMENTI STRUTTURALI – EMBEDDED BEAM ROW

No.	Identification	E [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Type	Lspacing [m]	Axial skin resistance	Interface stiffness factor
1	Palo $\phi 1000/3,60\text{m}$	35.000.000	25,0	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	Tirante (7trefoli $i=1,8\text{m}$)	111.611	1
2	Dywidag $\phi 47/3,60\text{m}$	111.810	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 $D=(16\times 1,5)\text{cm} + 7\text{tr}/1,80$	850.194
2	bulbo $D=(20\times 1,5)\text{cm} + \text{Dywidag } \phi 47/3,60$	687.223

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 50 di 104</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 metodo k0
	1	0	Escavo fino a -6,00m da l.m.m.
	2	1	Inserimento paratia esistente HZ975C-14-ZH9.5
	3	2	Rinterro fino a +2,50 m l.m.m.
	4	3	Inserimento tiranti esistenti - pretensione 350 kN (194 kN/m)
	5	4	Escavo fino a -11,50m da l.m.m.
Lavorazioni progetto attuale	6	5	Ribasso del terreno a tergo della paratia a +1,75 m su l.m.m.
	7	6	Inserimento nuovi ancoraggi (Dywidag $\varnothing 47/3,60m$), pali a tergo e solettone in calcestruzzo armato
	8	7	Rinterro fino a +2,50 m l.m.m.
	9	8	Escavo fino a -15,00m da l.m.m.
Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	10	9	SLU11 (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 1,5/1,3 $q=69kPa$, tiro bitta 1,5/1,3 $b=46kN/m$) – SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1,3
	11	9	Sovraccarico 1,3 $q=78kPa$, tiro bitta 1,3 $b=52kN/m$
	12	11	SLU12 (parametri geotecnici ridotti, sovraccarico 1,3 $q=78kPa$, tiro bitta 1,3 $b=52kN/m$)
	13	9	SLV (sisma $k_h=0,06$, Westergaard, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico 0,8 $q=48kPa$, bitta assente)
	14	9	SLE (parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $q=60kPa$, tiro $b=40kN/m$)
	15	9	SLD (sisma $k_h=0,034$, Westergaard, sovraccarico 0,8 $q=48kPa$, bitta assente, parametri geotecnici caratteristici)
	16	12	Estensione a monte del sovraccarico
	17	16	Phi-c reduction SLU
	18	9	sisma $k_h=0,072$, $k_v=-0,036$, $k_h=0,072$, sovraccarico 0,8 $q=48kPa$, bitta assente, parametri geotecnici ridotti)
	19	18	Phi-c reduction SLV

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 15 si presentano i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV.

Tabella 15. Risultati delle analisi SLU/SLV

		Statica (SLU)		Sismica (SLV)
		SLU11	SLU12	Pseu.statica + Westergaard
		1,3 (perman.) 1,5Q (sovrac.) 1,5Q (bitta) ϕk	1,0 (perman.) 1,3Q (sovrac.) 1,3Q (bitta) ϕd,rid	0,8Q (sovrac.) No bitta ϕk
PARATIA ESISTENTE HZ975C- ZH9,5	M (kNm/m)	1871	1638	1963
	T (kN/m)	315	260	305
	N (kN/m)	367	329	210
Solettone	M (kNm/m)	739	702	383
Pali ø1000 FILA1	M (kNm)	1000	1145	1689
	T (kN)	235	263	378
	N (kN)	3063	2493	2593
Pali ø1000 FILA2	M (kNm)	634	771	1340
	T (kN)	148	151	245
	N (kN)	3166	2603	2485
Pali ø1000 FILA3	M (kNm)	552	695	1189
	T (kN)	191	240	233
	N (kN)	3328	2751	2483
Tiro su tiranti esistenti - 7tr/1,80m	(kN)	842	751	744
Tiro su nuova barra GEWI (i=3,6m)	(kN)	592	578	820



Per lo stato limite all' SLV, si presentano alcuni dettagli dei risultati dell'analisi. In Figura 34 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.

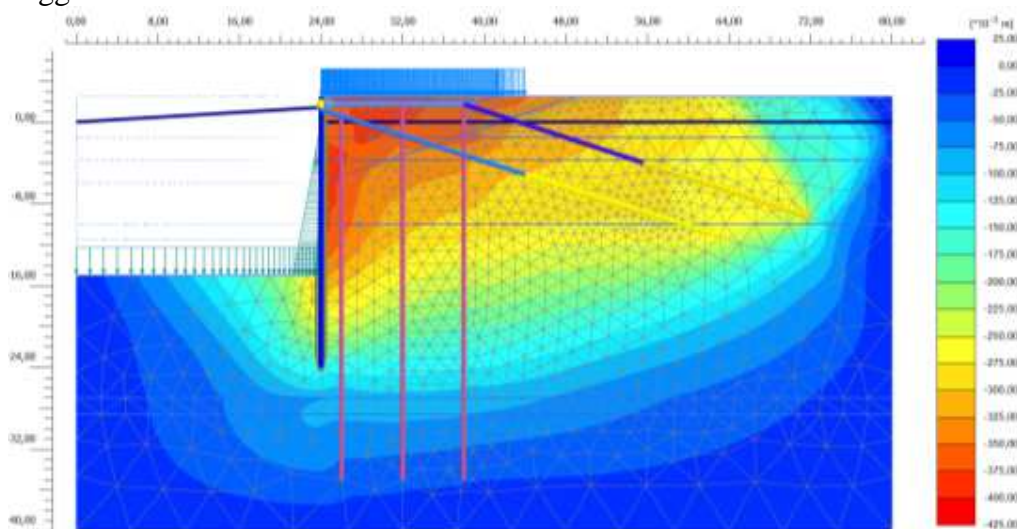


Figura 34 - Analisi SLV: campo degli spostamenti orizzontali.

In Figura 35 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 tirante di ancoraggio, alla sommità della paratia. La distribuzione dello sforzo normale è crescente in corrispondenza del cuneo attivo (il terreno trascina la paratia verso il basso), mentre diminuisce dalla quota di -18 m da l.m.m. dove prevale l'azione resistente del terreno in zona passiva.

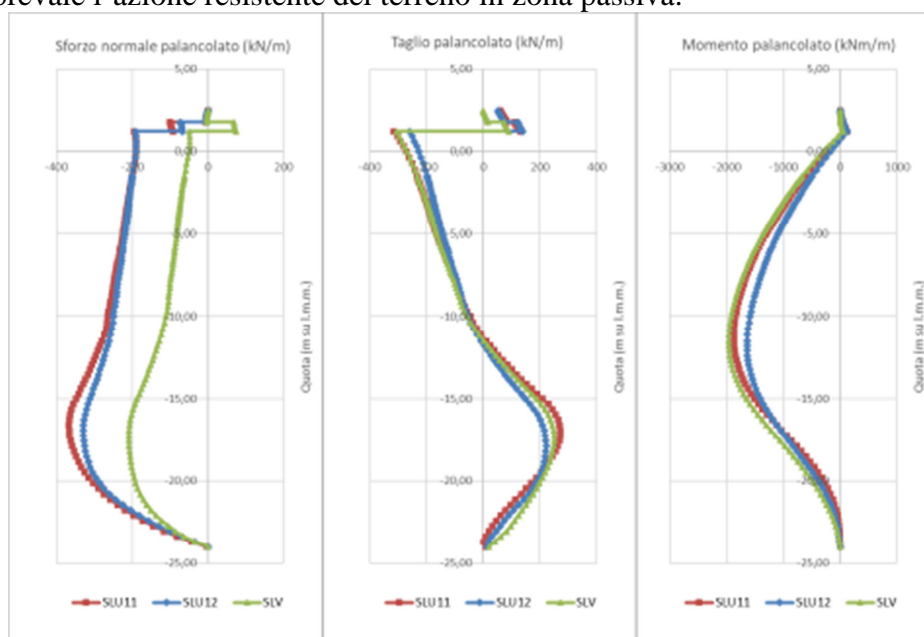


Figura 35 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato

In Figura 36 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.

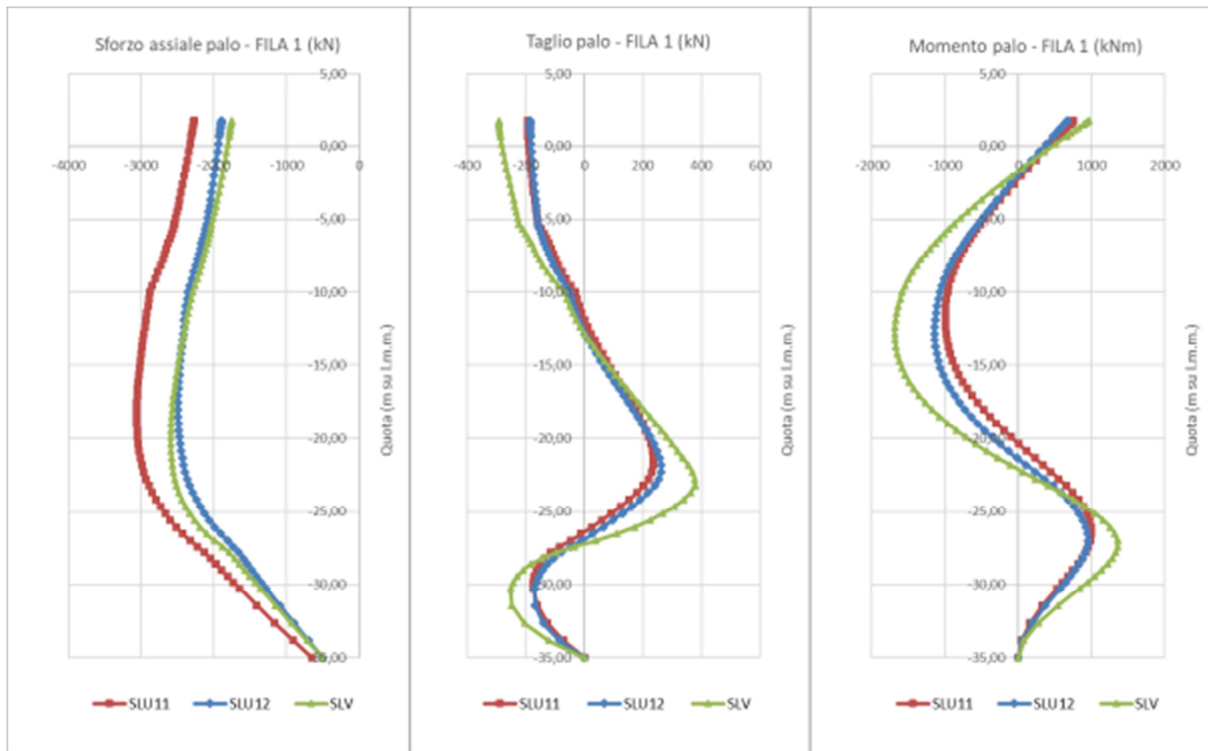


Figura 36 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA1

In Figura 37 e Figura 38 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 particolare non appare più caricato il palo centrale, come si sarebbe atteso. Tale fatto è probabilmente in parte attribuibile a motivi reali (i pali di fila 1 subiscono il trascinamento del cuneo attivo, ad esempio), in parte a motivi di modellazione numerica (i pali nella mesh 2D risultano piuttosto deformabili, cosicché il solettone sommitale tende a ripartire il carico). Per questo il carico di progetto sui pali verrà valutato anche con un modello strutturale del solo solettone.

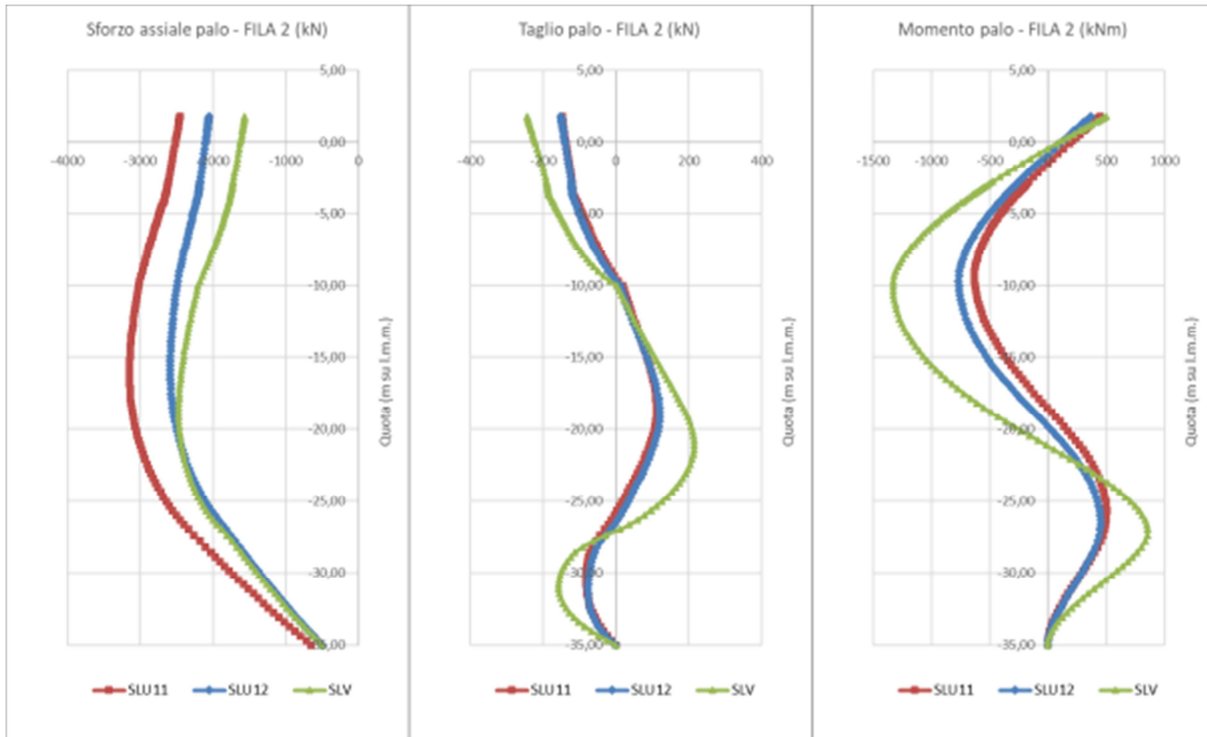


Figura 37 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA2

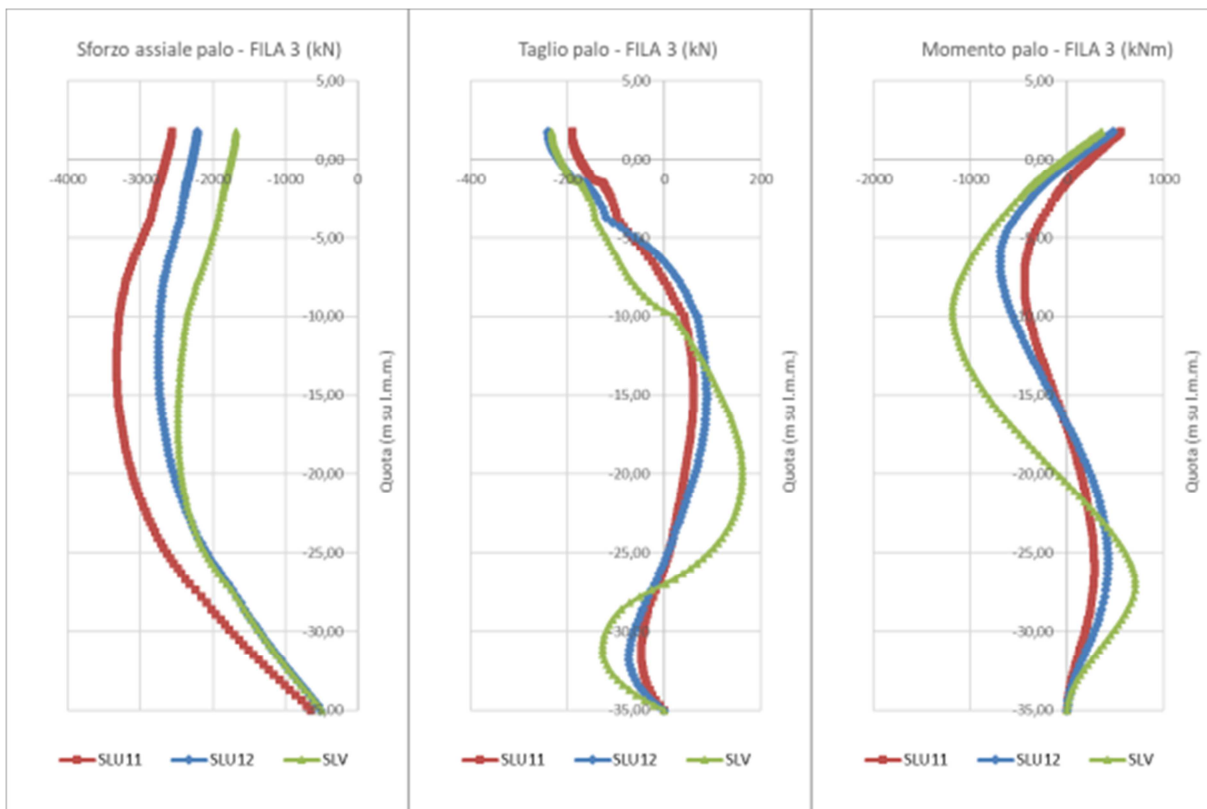


Figura 38 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sui pali di FILA3

In Figura 39 è presentato il diagramma del momento flettente (per metro di sviluppo) agente sul solettone sommitale che deriva dal modello 2D di analisi.

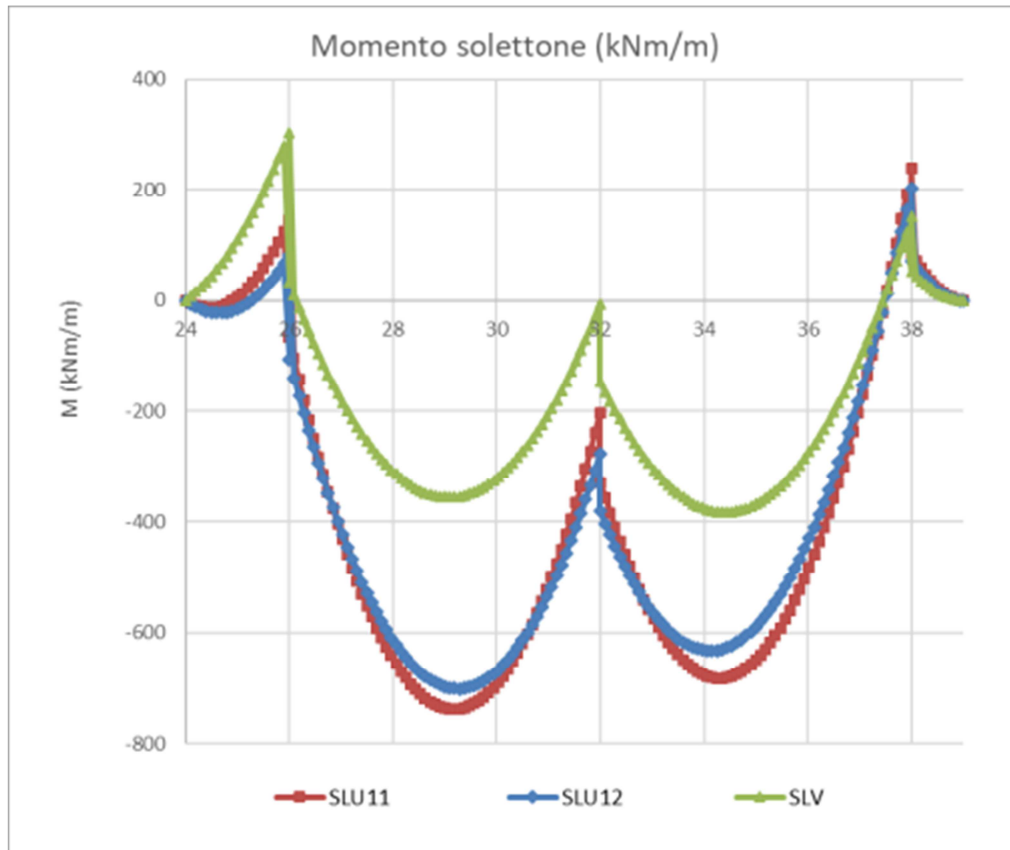


Figura 39 - Analisi SLU-SLV: diagramma

8.4.3.2 Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)

In Tabella 16 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità.

Tabella 16. Risultati delle analisi SLE/SLD

		SLE	SLD
			Pseu.statica + Westergaard
		1,0 (perman.) 1,0Q (sovrac.) 1,0Q (bitta) ϕ_k	0,8Q (sovrac.) No bitta ϕ_k
PARATIA ESISTENTE HZ975C- ZH9,5	M (kNm/m)	1417	1671
	T (kN/m)	239	268
	N (kN/m)	269	226
Solettone	M (kNm/m)	527	417
Pali ϕ 1000 FILA1	M (kNm)	730	1135
	T (kN)	170	246
	N (kN)	2227	2324
Pali ϕ 1000 FILA2	M (kNm)	444	830
	T (kN)	107	180
	N (kN)	2275	2285
Pali ϕ 1000 FILA3	M (kNm)	365	654
	T (kN)	125	175
	N (kN)	2370	2311
Tiro su tiranti esistenti - 7tr/1,80m	(kN)	623	661
Tiro su nuova barra GEWI (i=3,6m)	(kN)	421	599
Spostam. paratia lato mare (cm)	+2,50m	13	22,1
	MAX	18,9	27,7
	-24,00m	4,2	8,7



Lo spostamento del palancoato indicato in tabella è quello complessivo, maturato dall'inizio della costruzione dell'opera.

Nella Figura 40 e Figura 41 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.

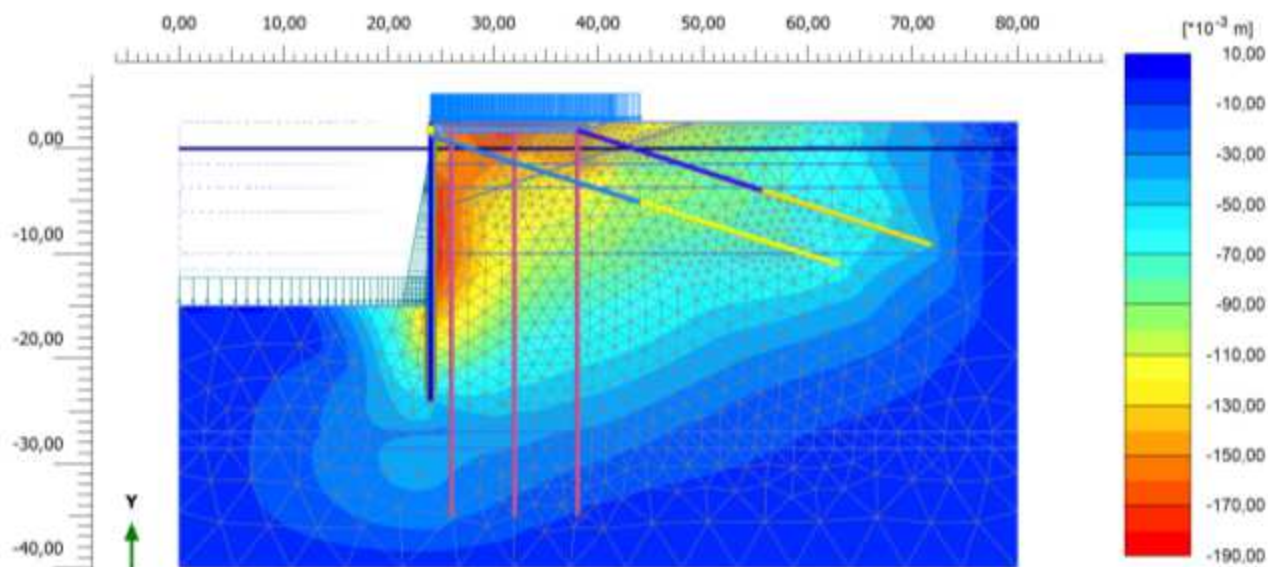


Figura 40 - Analisi SLE - RARA: campo degli spostamenti orizzontali

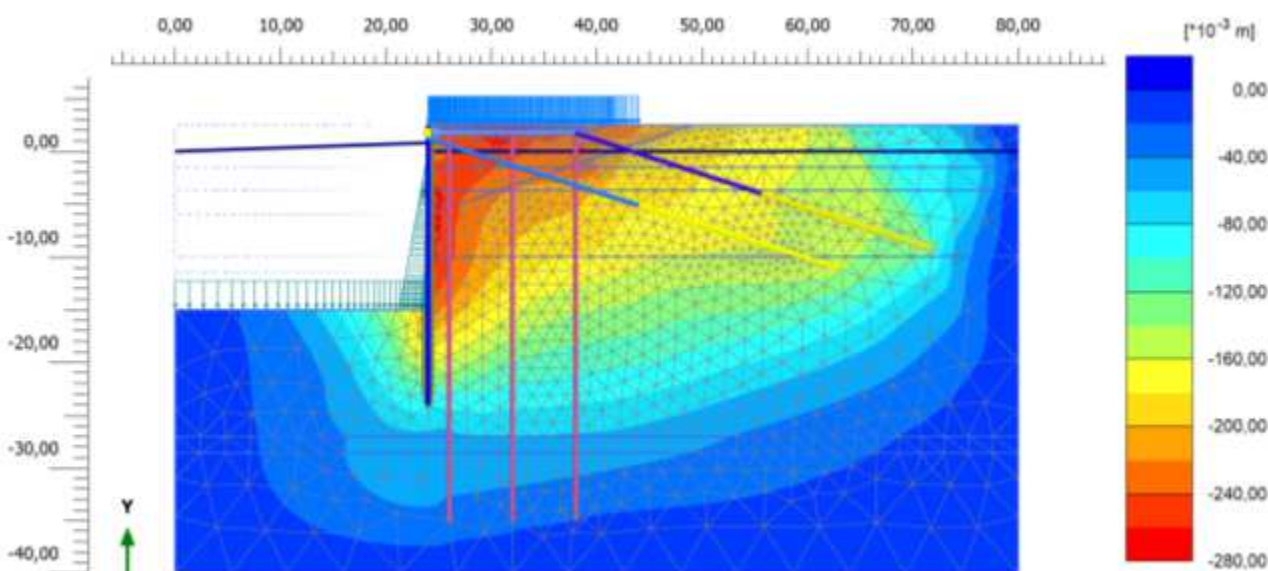


Figura 41 - Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali

In Figura 42 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancoato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD)

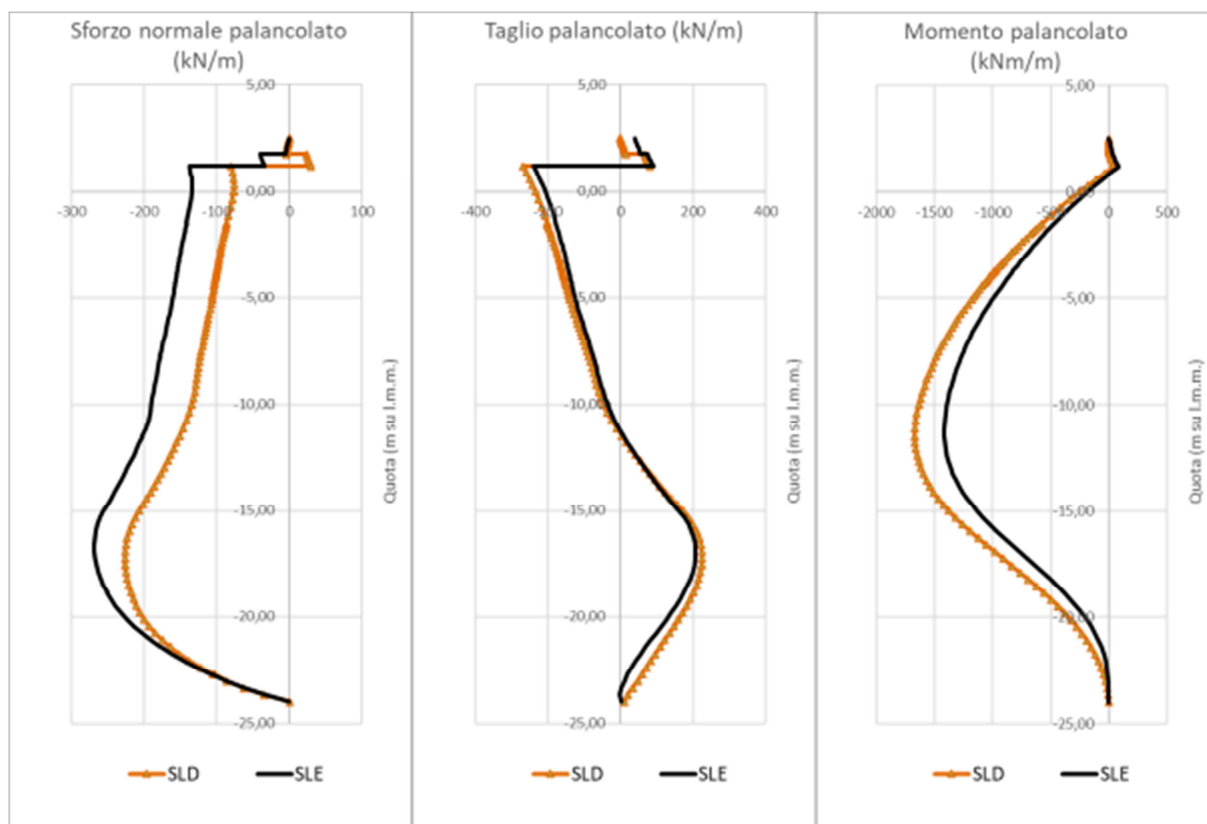


Figura 42 - Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancoato

In Figura 43 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancoato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 19 cm in pancia del palancoato in condizione SLE-rara. Tale valore tiene conto di uno spostamento complessivo della paratia nel modello numerico di circa 4 cm. Ciò significa un’inflessione massima della paratia di 15 cm, 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 19 cm, con una componente di spostamento in sommità coerente con l’aumento di tiro osservato sugli ancoraggi sommitali.

Uno spostamento calcolato di 19 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).

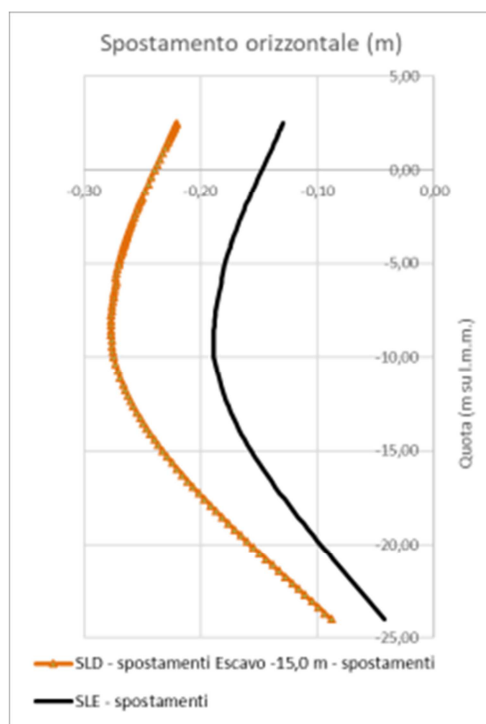


Figura 43 - Confronto delle deformate della palancola nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

In Figura 44 è riportato l'incremento di spostamento orizzontale esibito dal palancolato a seguito dell'esecuzione dell'escavo necessario a portare il fondale attuale (-11,50 m da l.m.m.) al fondale di calcolo (-15,00 m da l.m.m.). Si osserva uno spostamento massimo di 6,0 cm che, depurato dello spostamento al piede di 1,2 (causato da una componente elastica non realistica del modello FEM), risulta pari a circa 4,8 cm.

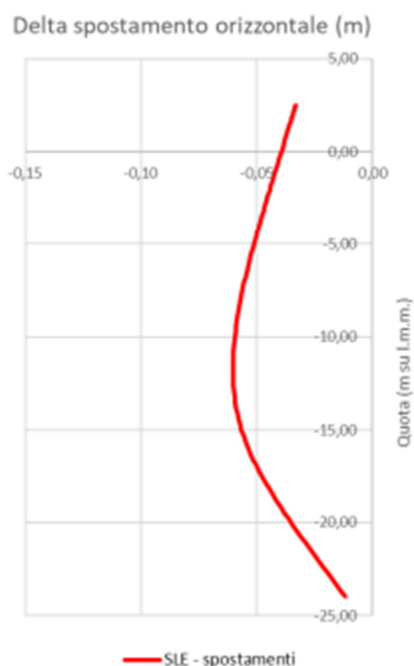


Figura 44 – Incremento degli spostamenti orizzontali sul palancolato per escavo tra lo stato attuale (-11,50 m da l.m.m.) e il fondale di progetto (-15,00m da l.m.m.)

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 45 è visualizzato il campo di spostamenti orizzontali indotto dalla pressione di impatto così definita sul banchinamento. Si rileva uno spostamento massimo di 40 cm. Tale spostamento è correlabile ad un livello di danneggiamento certamente accettabile per la struttura.

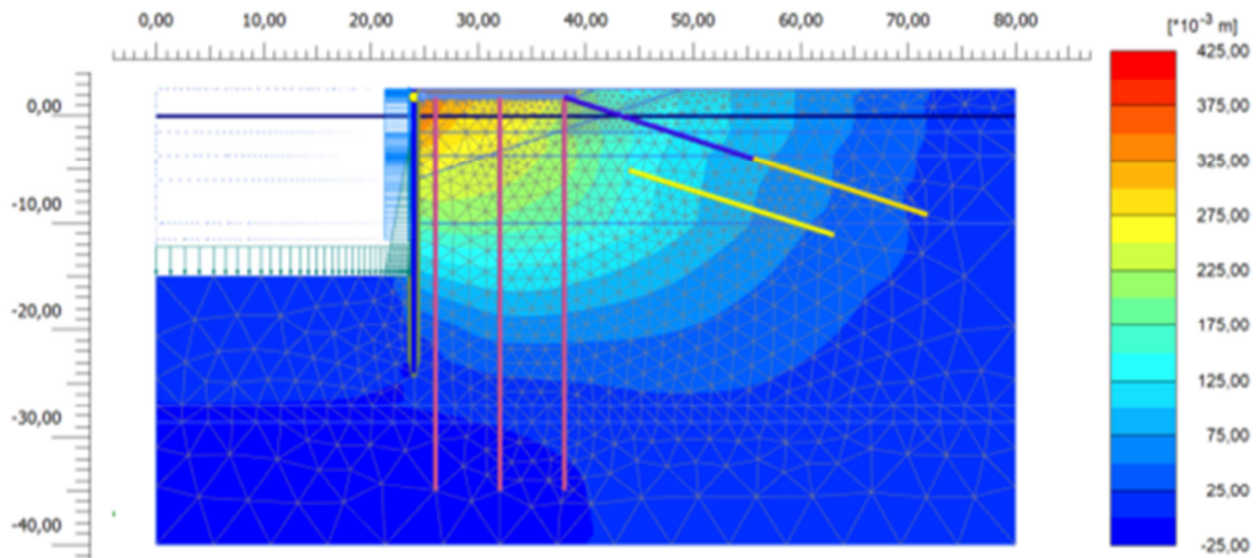


Figura 45 – Spostamenti orizzontali causati dalla pressione di impatto di una nave di grandi dimensioni

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 Figura 46 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione dell'analisi in condizione statica mentre in Figura 47 quelle in condizioni sismiche in $k_h = 0,072$ $k_v = -0,036$.

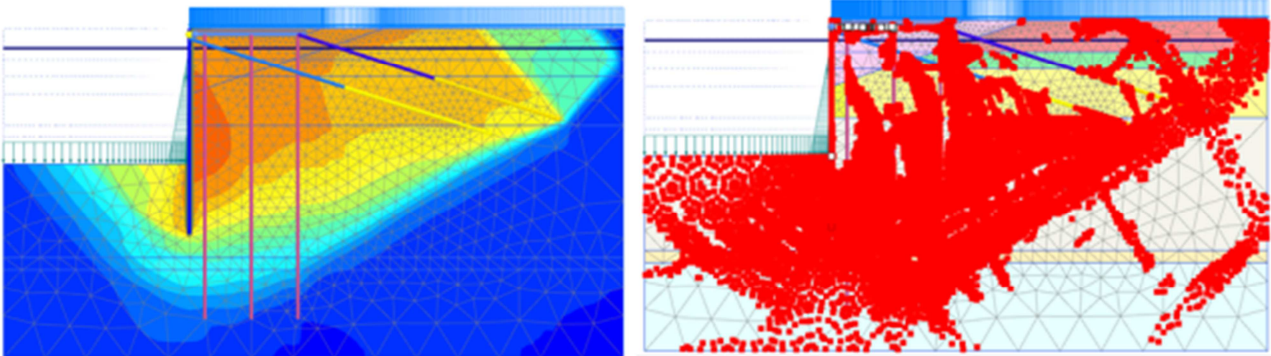


Figura 46 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

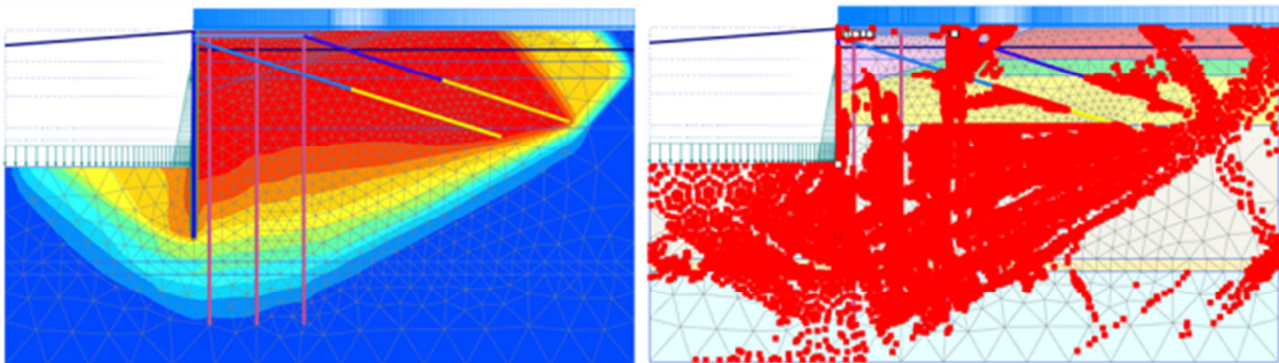


Figura 47 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Come si può osservare in Tabella 17 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU e SLV sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 17. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Banchina Trattaroli Sud	1,44	1,17

8.4.4 Verifica dei pali del solettone 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 49):

- 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 8,00 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 14,00 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, 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 18 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 va sommato il peso del palo).

Tabella 18. 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)	3.063	2.493	2.593	1.708	2.423
FILA 2 – palo intermedio (palo $\varnothing 1000/3,60$ m)	3.166	2.603	2.485	2.054	2.944
FILA 3 – palo lato terra (palo $\varnothing 1000/3,60$ m)	3.328	2.751	2.483	1.786	2.549

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 48, 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 48, a dx).

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

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

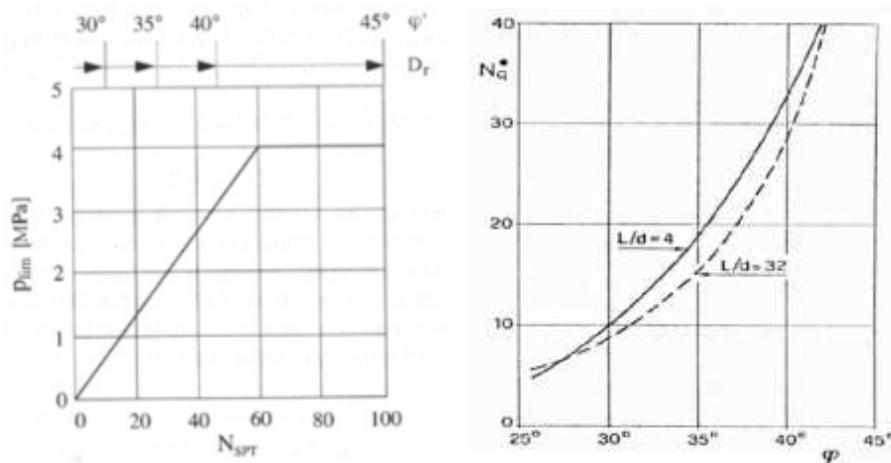


Figura 48 – Pali di grande diametro: a sx) valori limite mobilitati per un cedimento del 5% del palo; a dx) valori del coefficiente di stabilità N_q^* ridotto secondo Berezantzev, 1965

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 σ_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 σ'_{vz} è la tensione verticale efficace agente alla profondità di calcolo della relativa portata laterale e k e μ sono due coefficienti dipendenti dal tipo di palo e di terreno (Tabella 19).

Tabella 19. Valori dei coefficienti k e μ

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	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	
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 ξ , e i valori di progetto, alla punta (R_{bd}) e laterale (R_{sd}), dividendo quelli caratteristici per il rispettivo coefficiente di sicurezza γ .
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 49

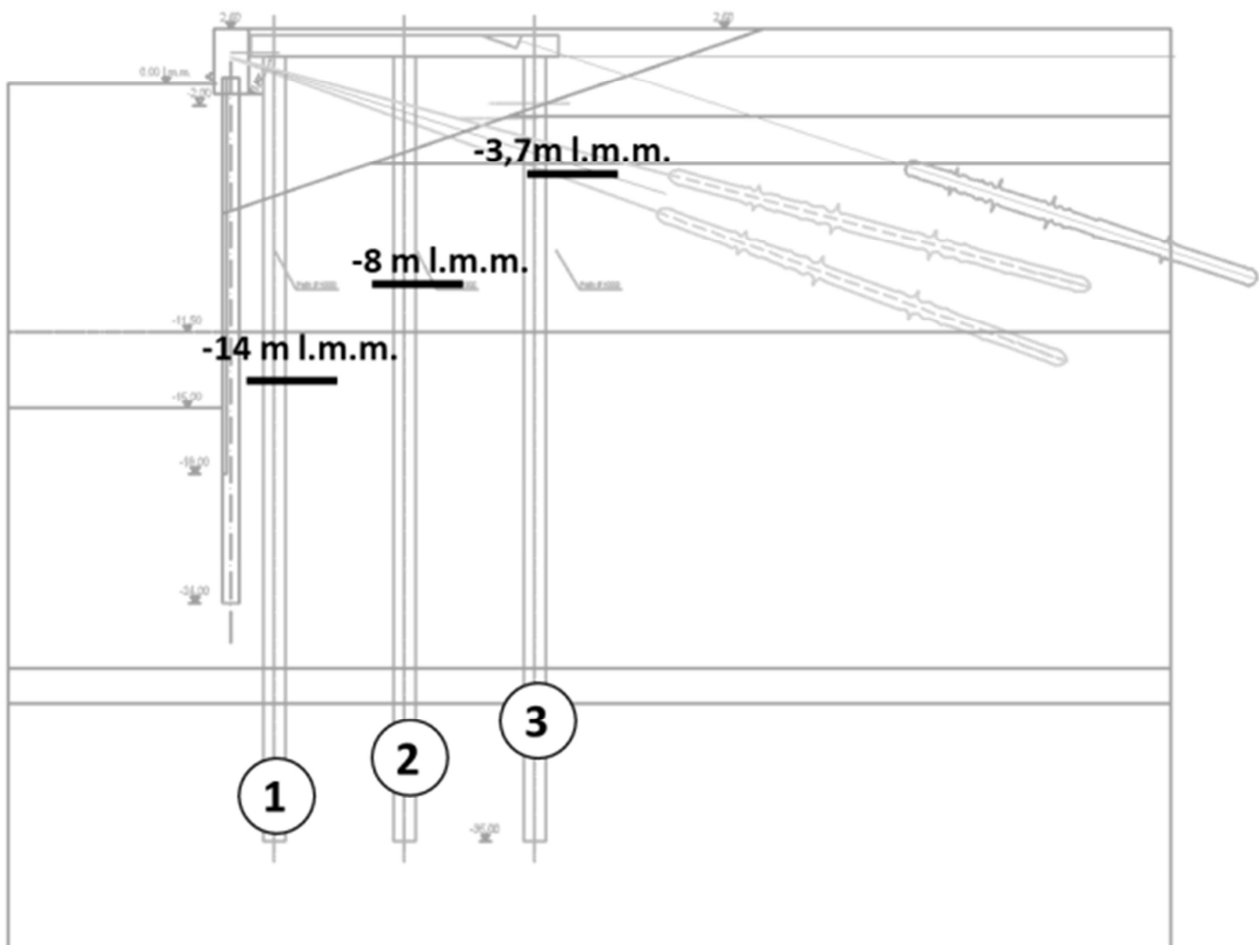


Figura 49 – Sezione tipologica con l'indicazione degli allineamenti dei pali del solettone e indicazione della profondità dalla quale si è considerata efficace la resistenza laterale dei pali

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 50 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 1. In Tabella 20 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 3.471 kN. Pertanto:

$$Ed = 3.063 \text{ kN} < 3.471 \text{ kN} = Rd$$

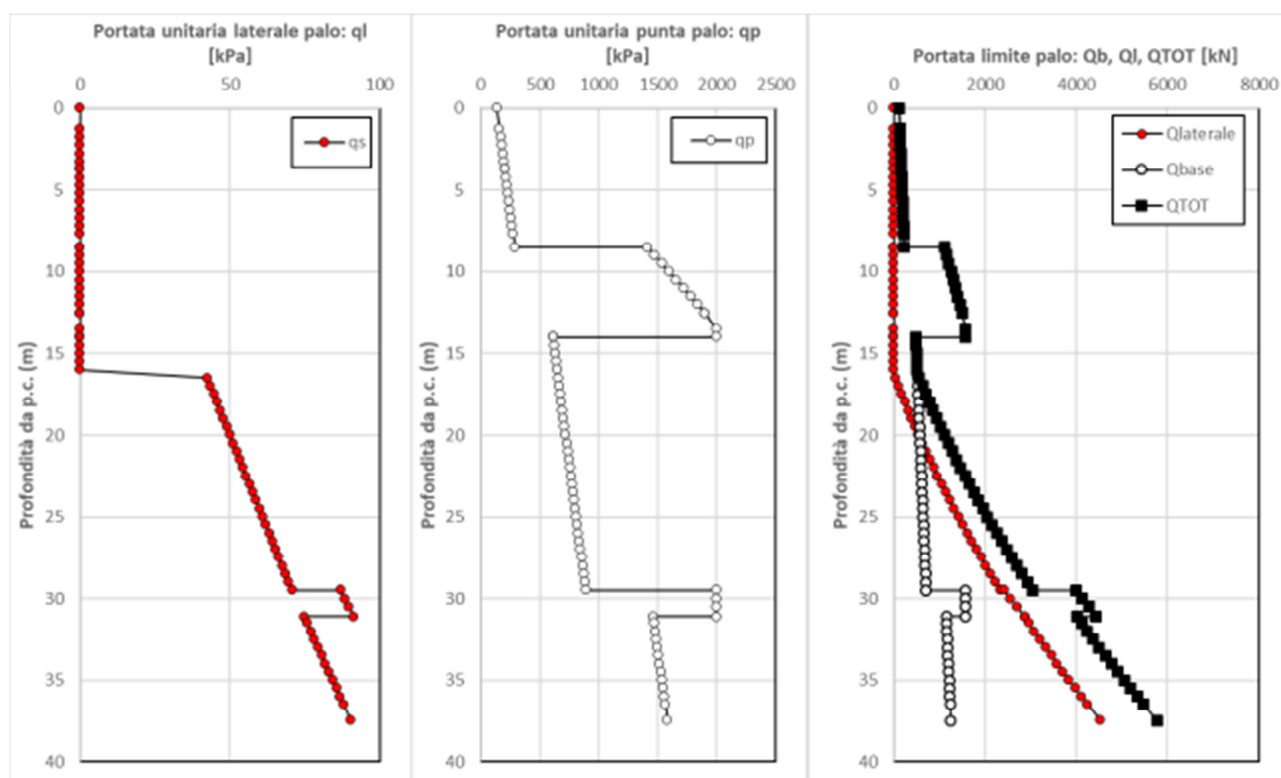


Figura 50 – Palo FILA 1: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite.



8.4.4.2 Verifica dei pali della FILA 2

In Figura 51 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 2. In Tabella 21 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 3.916 kN. Pertanto:

$$Ed = 3.166 \text{ kN} < 3.916 \text{ kN} = Rd$$

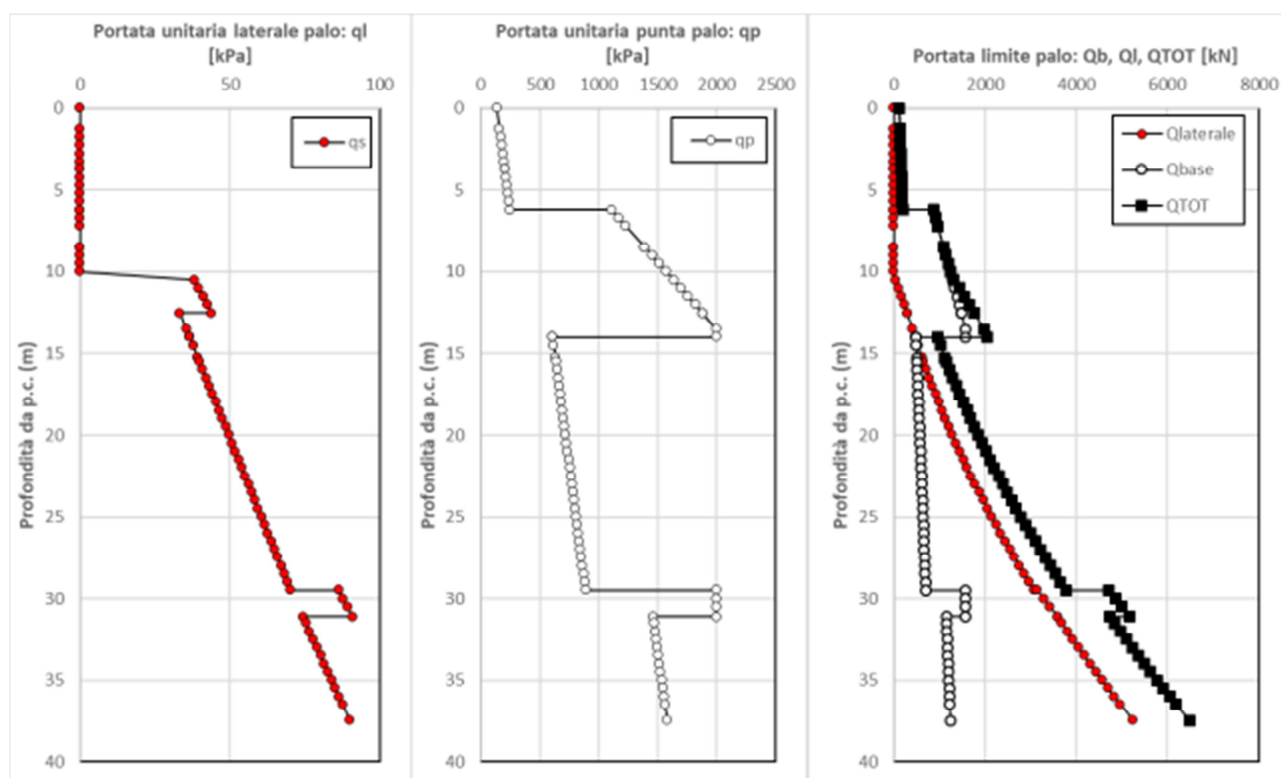


Figura 51 – Palo FILA 2: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite



8.4.4.3 Verifica dei pali della FILA 3

In Figura 52 sono indicate la portata laterale unitaria, la portata alla punta unitaria e le conseguenti portate limite per il palo di FILA 3. In Tabella 22 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 4.164 kN. Pertanto:

$$Ed = 3.328 \text{ kN} < 4.164 \text{ kN} = Rd$$

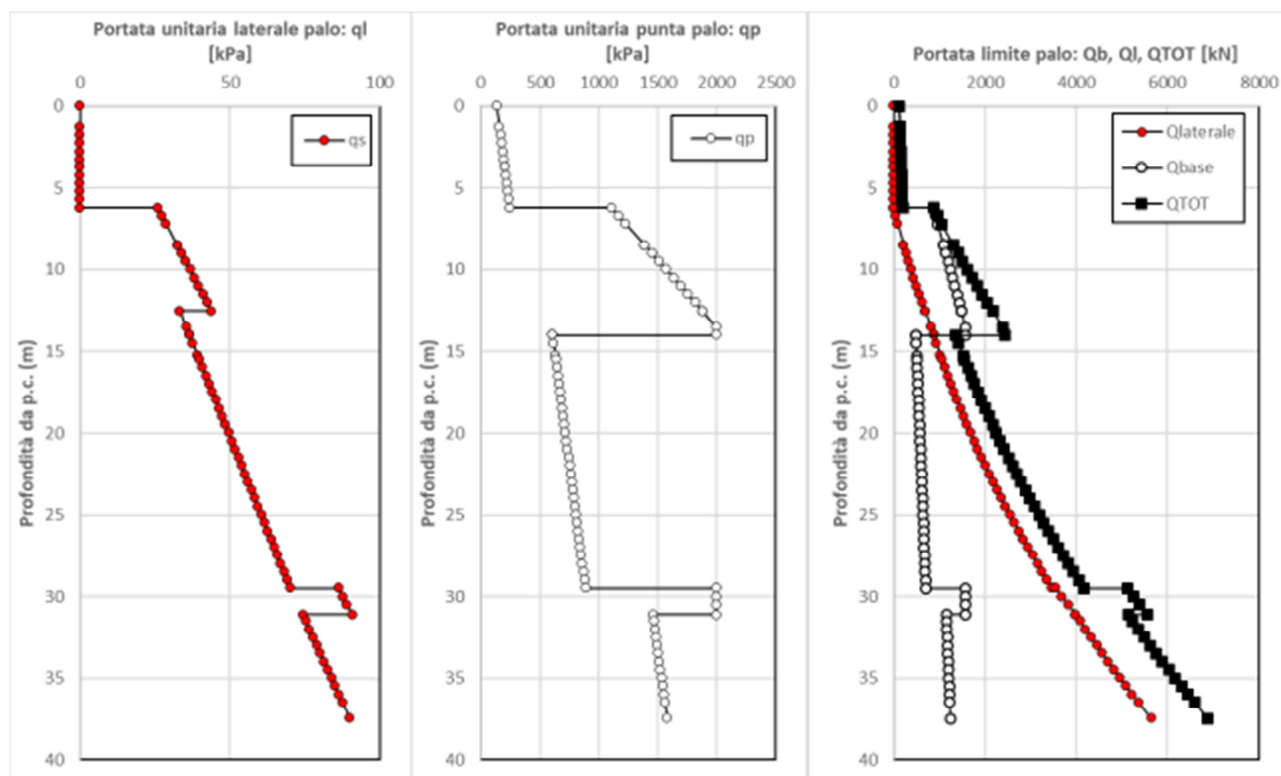


Figura 52 – Palo FILA 3: portata laterale ed alla punta unitaria e portata limite

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 71 di 104</p>
--	---	--

8.4.4.4 Prove di verifica dei pali

In ottemperanza alle previsioni delle NTC 2008 sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica della corretta esecuzione e del comportamento sotto azioni di progetto. 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

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

Pertanto, considerando che i pali in questione hanno una resistenza laterale di circa 5.000 kN, si ottiene una rigidità della corrispondente molla pari a:

$$K_{\text{palo,max}} = 5.000 / 0,005 = 1.000.000 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{palo,min}} = 5.000 / 0,01 = 500.000 \text{ kN/m}$$

Con ragionamento analogo è stata valutata la rigidità verticale di una molla che simula il palancoato (per unità di sviluppo longitudinale del palancoato):

$$K_{\text{palancoato, medio}} = 46.500 \text{ kN/m/m}$$



8.4.5 Verifica dei tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato

Il vincolo orizzontale in sommità dell'opera è costituito da (Figura 53):

- T1) tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6'', con 21 m di parte libera, 20 m di fondazione, inclinati alternativamente a 15 e 20° sull'orizzontale con interasse di 1,80 m.
- T2) ancoraggio integrativo lato terra, a partire dalla terza fila di pali lato terra, di lunghezza 35,5 m, inclinazione 18° sull'orizzontale, con 18,5 m di parte libera e 17 m di fondazione, armato con barra Dywidag $\varnothing 47$ ed interasse 3,60 m; il bulbo di fondazione realizzato con un trattamento coassiale in jet grouting;

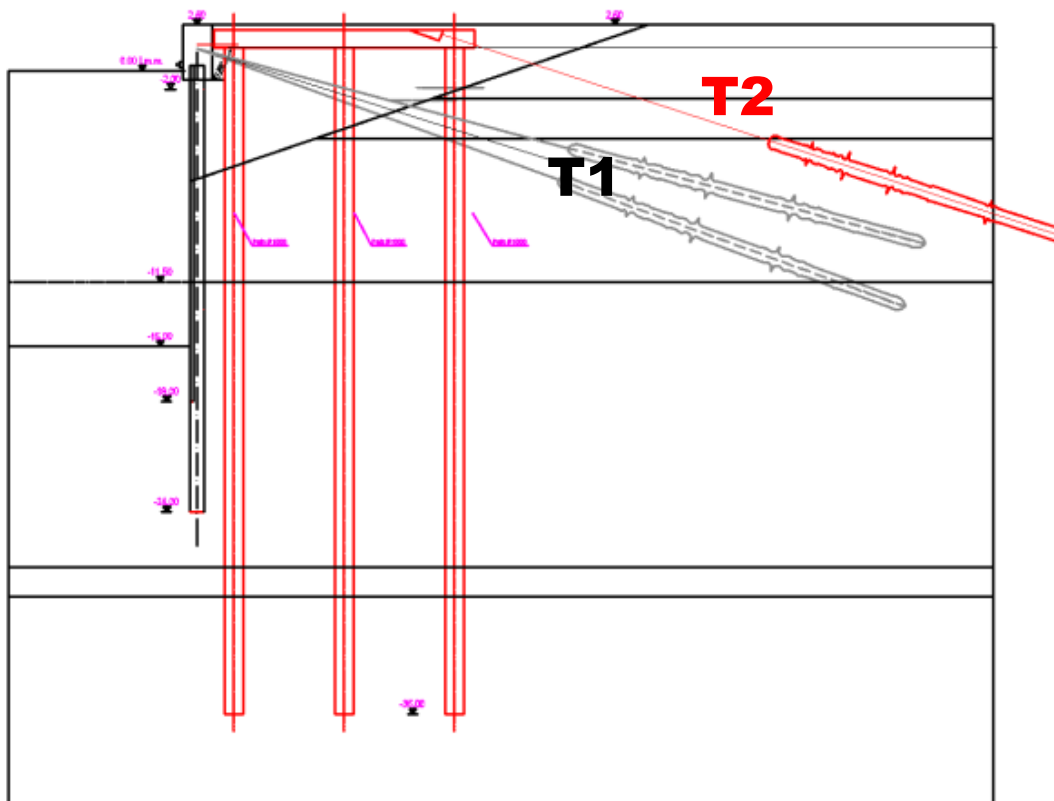


Figura 53 - Sezione tipo intervento di adeguamento con indicazione dei tiranti di ancoraggio

In Tabella 23 sono indicati i risultati del tiro nelle varie combinazioni di carico considerate per le verifiche di funzionalità (SLE/SLD) e sicurezza (SLU/SLV).

Tabella 23. Sollecitazioni di progetto sugli ancoraggi

		SLE	SLD	SLU11	SLU12	SLV
T1 (trefoli)	[kN]	623	661	842	751	744
T2 (Dywidag)	[kN]	421	599	592	578	820

In conclusione i tiri di progetto da considerare nelle verifiche degli ancoraggi sono indicati in Tabella 24.

Tabella 24. Sollecitazione massima di progetto su ogni ancoraggio

			max (SLU11-SLU12-SLV)
T1	Ancoraggio a 7tr/1,80m	[kN]	842
T2	Ancoraggio Dywidag ø47/3,60m	[kN]	820

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 54 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.

La posizione dei bulbi di fondazione, come si vede in figura, risulta sostanzialmente esterna al volume di terreno potenzialmente instabile in condizioni sismiche.

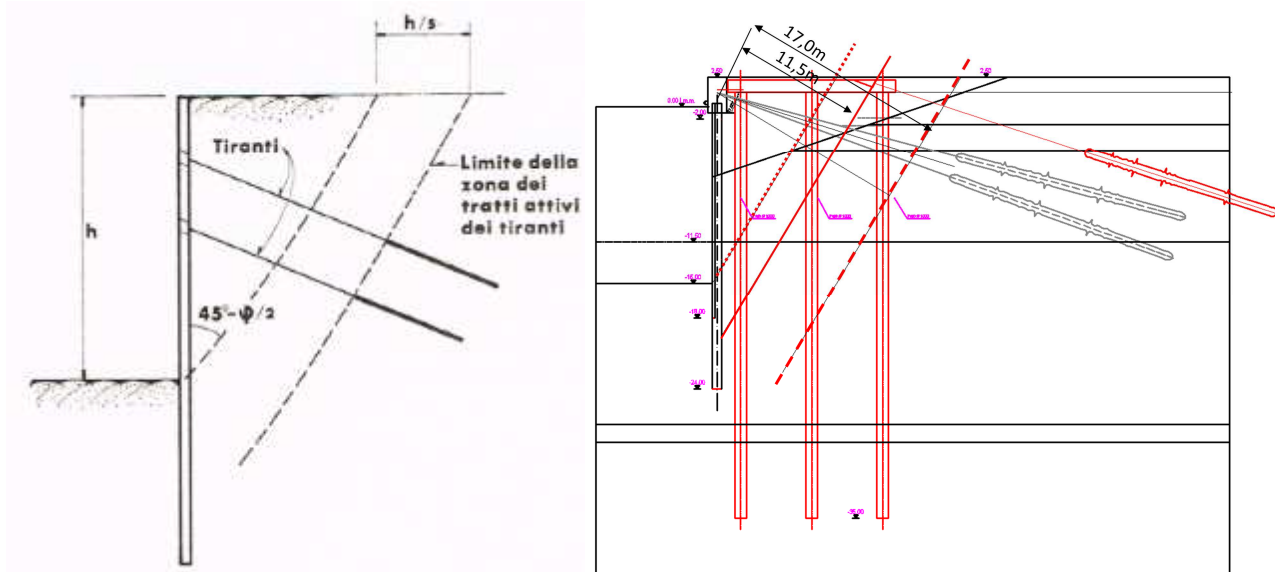


Figura 54 – a sx) definizione della lunghezza libera degli ancoraggi a tergo di una paratia secondo Peck; a dx) determinazione della lunghezza libera degli ancoraggi in condizioni sismiche secondo NTC2008

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 74 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

8.4.5.2 Ancoraggi T1 – Tiranti esistenti a 7 trefoli

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 tipo IRS

Proprio in corrispondenza della banchina Trattaroli Sud sono disponibili i risultati del collaudo dei tiranti di prova (Allegato A- Relazione Tecnica sulle risultanze del campo prove per i tiranti definitivi) In Figura 55 si riporta il grafico tiro-allungamento dei tre tiranti sottoposti a collaudo. Si tratta di tiranti armati con 7 trefoli da 0,6” con tratto libero lungo 21 m, tratto attivo lungo 20 m e diametro di perforazione pari a 160 mm. Due tiranti sono stati caricati fino a 129 t, uno fino a 168 t, senza raggiungere lo sfilamento. La forma del grafico carico-allungamento del tirante 1, mancante di una chiara curvatura, indica una resistenza allo sfilamento dell’ordine delle 200 t.

In ogni caso, considerando molto cautelativamente il tiro massimo di prova (168 t) come tiro al limite a sfilamento, tenendo conto della tecnologia IRS e di un coefficiente di guadagno in diametro alfa pari a 1,5 si ha una tensione tangenziale di circa 110 kPa. Tale risultato è in accordo con il valore della tensione tangenziale limite ottenibile dal grafico di Bustamante e Doix per terreni granulari moderatamente addensati (Figura 56).

In definitiva per le calcolazioni successive si assumerà una resistenza tangenziale limite di 110 kPa.

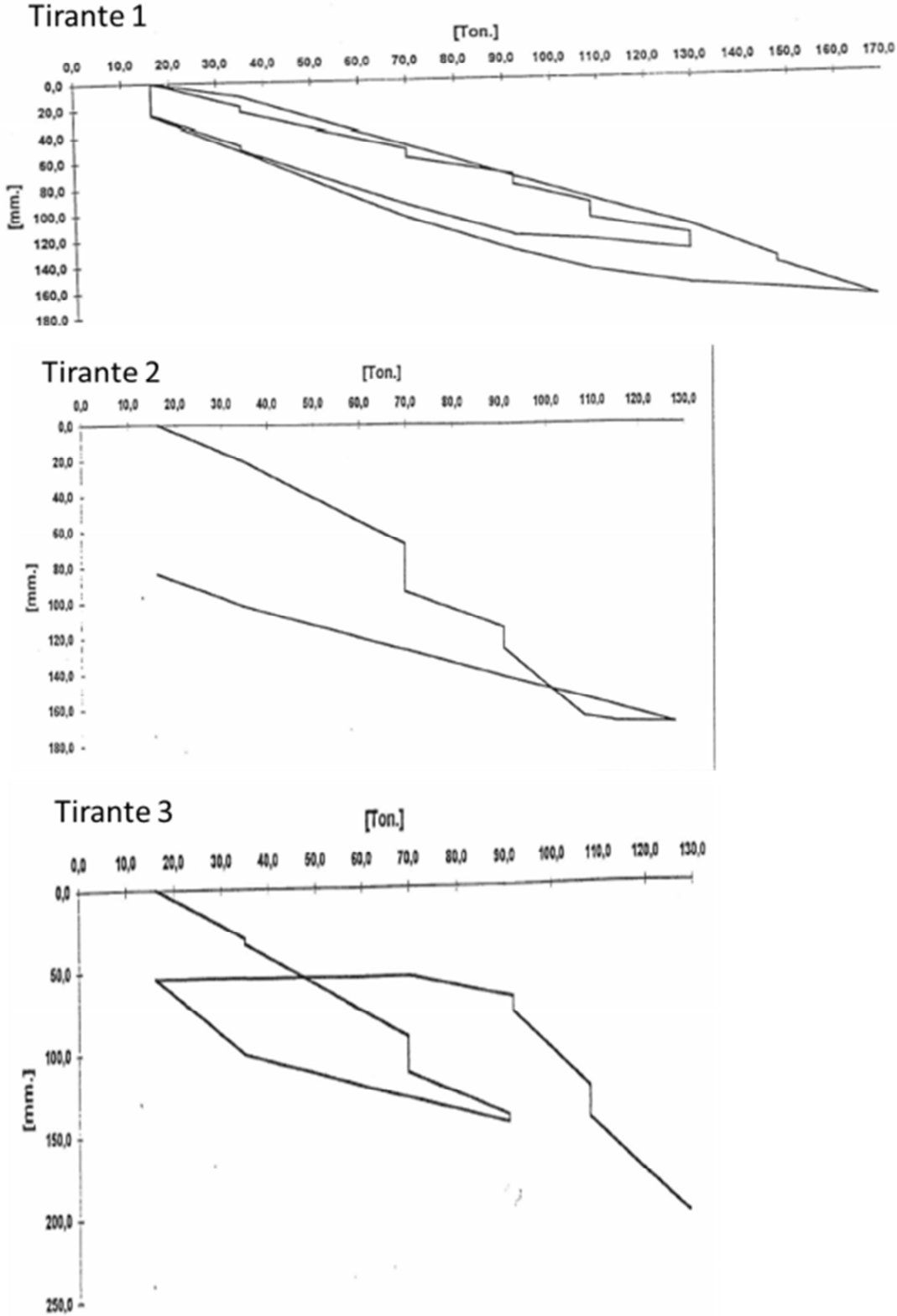


Figura 55 – Risultati del collaudo dei tiranti di prova della banchina Trattaroli Sud (Allegato A- Relazione Tecnica sulle risultanze del campo prove per i tiranti definitivi).

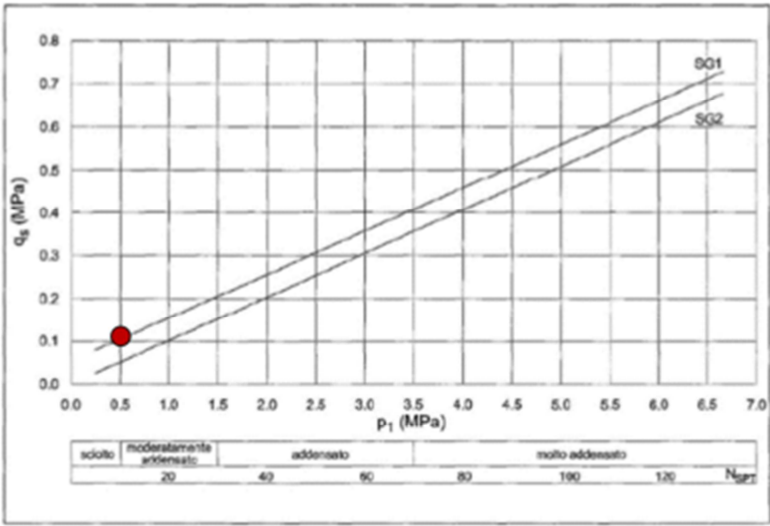


Figura 56 – Valore della resistenza unitaria limite stimata per i tiranti di prova collocati nell’abaco di Bustamante e Doix (1985) per terreni incoerenti

8.4.5.2.2 Verifica allo sfilamento della fondazione

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.

In Figura 57 è presentato uno stralcio del progetto della banchina Trattaroli Sud relativo ai tiranti di ancoraggio effettivamente realizzati.

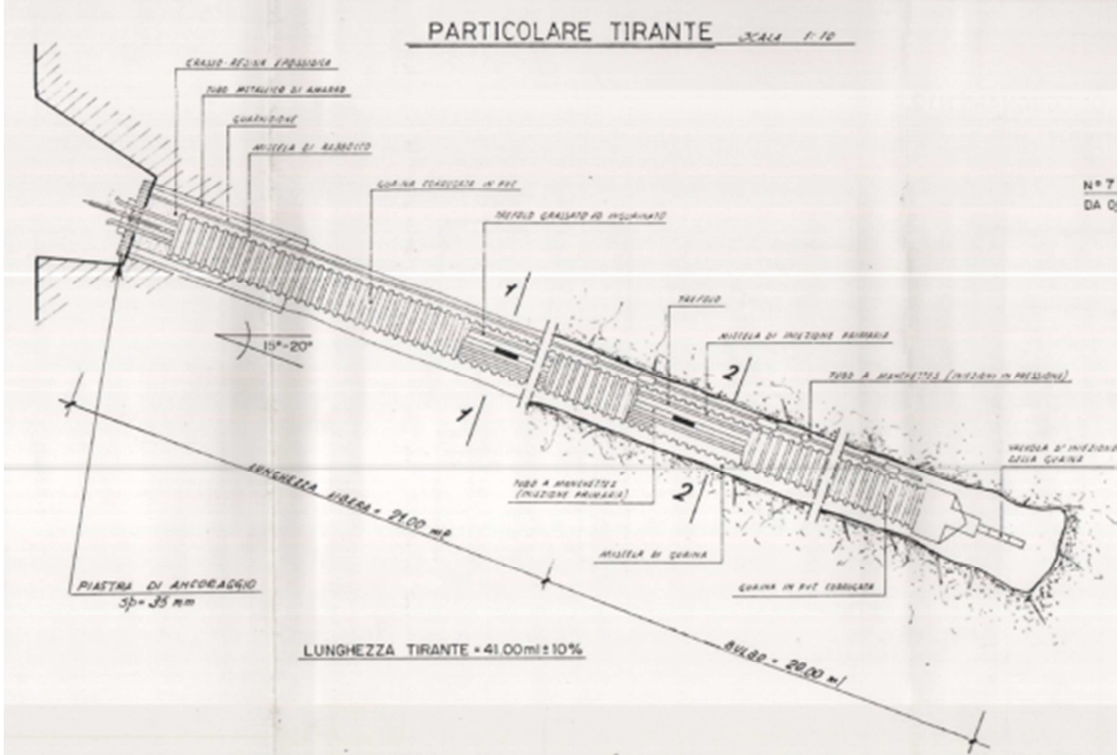


Figura 57 – Tiranti di ancoraggio effettivamente realizzati per la banchina Trattaroli Sud
Dalle formule empiriche è possibile stimare una resistenza allo sfilamento pari a

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 77 di 104</p>
--	---	--

$$R_{ac} = \pi D_s \alpha q_s L_s = 1.659 \text{ kN}$$

con:

D_s è il diametro nominale del foro	160 mm;
α è il coefficiente di guadagno in diametro (vedi Tabella 25)	1,5;
q_s è la resistenza unitaria all'interfaccia bulbo di fondazione-terreno	110 kPa;
L_s è la lunghezza del tratto vincolato (lunghezza attiva)	20 m.

Tabella 25. Valori del coefficiente di guadagno in diametro (α) e quantità minima di miscela di iniezione consigliata

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marna	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcani marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcani alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

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:

$$R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 1.037 \text{ kN}$$

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

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R = 864 \text{ kN}$$

In Tabella 26 si riporta la sintesi delle calcolazioni svolte e la verifica di sicurezza dei bulbi di ancoraggio T1.

Tabella 26. Verifica di sicurezza lato fondazione degli ancoraggi T1

	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]	E_d [kN]	$R_d \geq E_d$
T1 (7 trefoli)	1.659	1.037	864	842	✓

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 78 di 104</p>
--	---	--

8.4.5.3 Ancoraggi T2 – nuovi ancoraggi armati con barra tipo Dywidag

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.

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

Nel 2008, per la costruzione del banchinamento vicino (Trattaroli Nord), 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 58. 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).

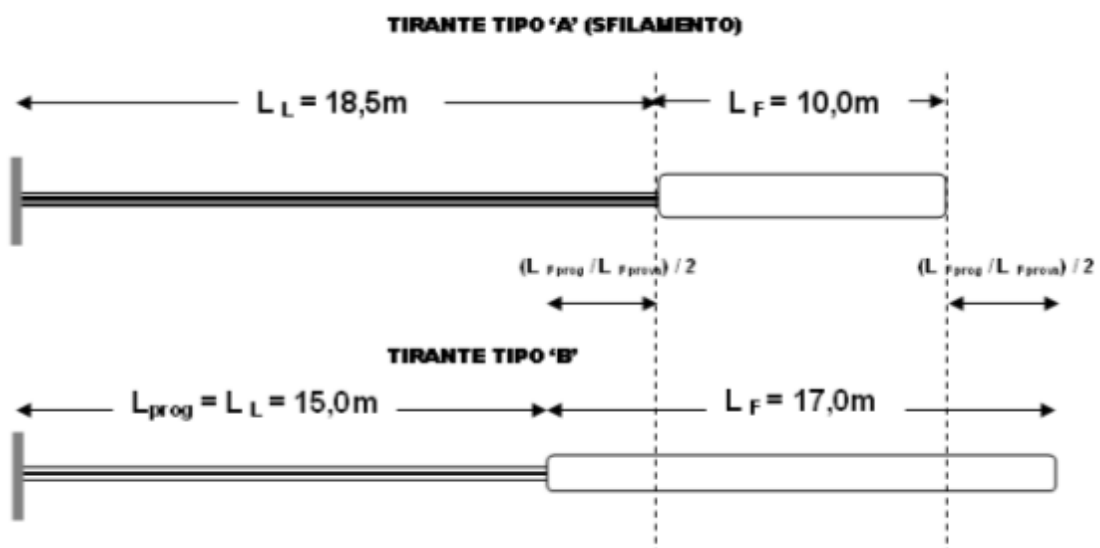


Figura 58 – Geometria dei tiranti di progetto realizzati nel 2008

In

<p><i>“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</i></p>	<p><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 79 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

Tabella 27 sono riassunte le principali caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto.

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 80 di 104</p>
--	--	--

Tabella 27. 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 59 sono mostrate le curve carico-allungamento ottenute dalle prove svolte i cui risultati salienti sono riassunti in



Tabella 28.

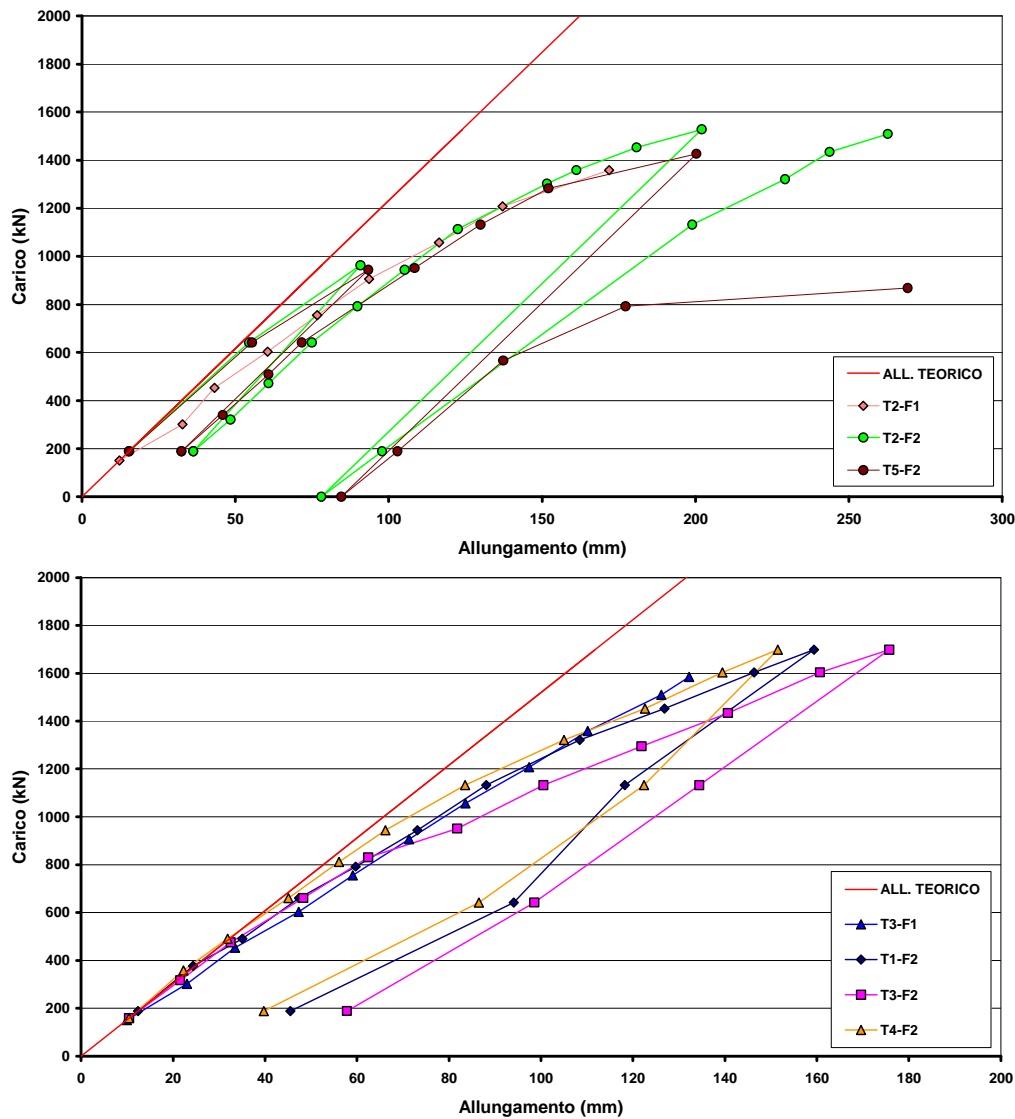


Figura 59 – Curve carico-allungamento per i tiranti tipo A (in alto) e B (in basso)

Tabella 28. Risultati delle prove di carico sui tiranti di progetto del 2008

TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	Stima volume bulbo Jett. (m ³)	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
										1528	SFILAMENTO
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
										1427	SFILAMENTO

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:

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

8.4.5.3.2 Verifica allo sfilamento della fondazione

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) e medesima geometria. Pertanto la resistenza ultima a sfilamento può essere 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>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 DIREZIONE TECNICA Pag. : 83 di 104
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

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

In Tabella 29 si riporta la sintesi delle calcolazioni svolte e la verifica di sicurezza dei bulbi di ancoraggio T2.

Tabella 29. Verifica di sicurezza lato fondazione dei nuovi ancoraggi T2

	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]	E_d [kN]	$R_d \geq E_d$
T2 (nuovi ancoraggi)	2.100	1.312	1.094	820	✓

8.4.5.4 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.

8.4.5.5 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.

8.4.5.6 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 Palancolato esistente

La paratia esistente è realizzata con palancole metalliche tipo HZ 975 C sol. 14/11 – ZH 9,5 della ProfilARBED in acciaio tipo Fe510. Le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie ZH sono state ricavate dal catalogo del produttore del quale si riportano nelle figure seguenti alcuni estratti.

Combination 14/11

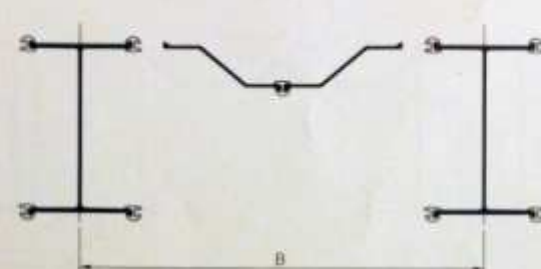


Figure shows HZ 775 A, ZH 9,5/12,0 Scale 1:30

Section	B cm	Properties per meter of wall ⁵⁾			Mass of combination with intermediary sections			
		Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	ZH 9,5		ZH 12,0	
					$l_{ZH} = 60\% l_{HZ}$	$l_{ZH} = l_{HZ}$	$l_{ZH} = 60\% l_{HZ}$	$l_{ZH} = l_{HZ}$
					kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
HZ 575 A	158,5	273,1	129880	4515	184	214	192	228
HZ 575 B	158,5	284,7	139670	4825	194	223	202	237
HZ 575 C	158,5	300,2	150750	5170	206	235	214	249
HZ 575 D	158,5	324,7	171520	5845	225	255	233	269
HZ 775 A	158,5	309,4	261200	6740	212	242	221	256
HZ 775 B	158,5	321,0	278870	7160	222	252	230	266
HZ 775 C	158,5	353,1	319920	8170	247	277	256	291
HZ 775 D	158,5	364,7	337980	8590	256	286	264	300
HZ 975 A	158,5	334,0	430440	8630	232	262	240	276
HZ 975 B	158,5	345,6	458330	9365	242	271	250	285
HZ 975 C	158,5	362,8	527390	10730	271	300	279	314
HZ 975 D	158,5	294,5	555820	11265	279	309	288	323

Figura 60 – HZ 975 C sol. 14/11 – ZH 9,5

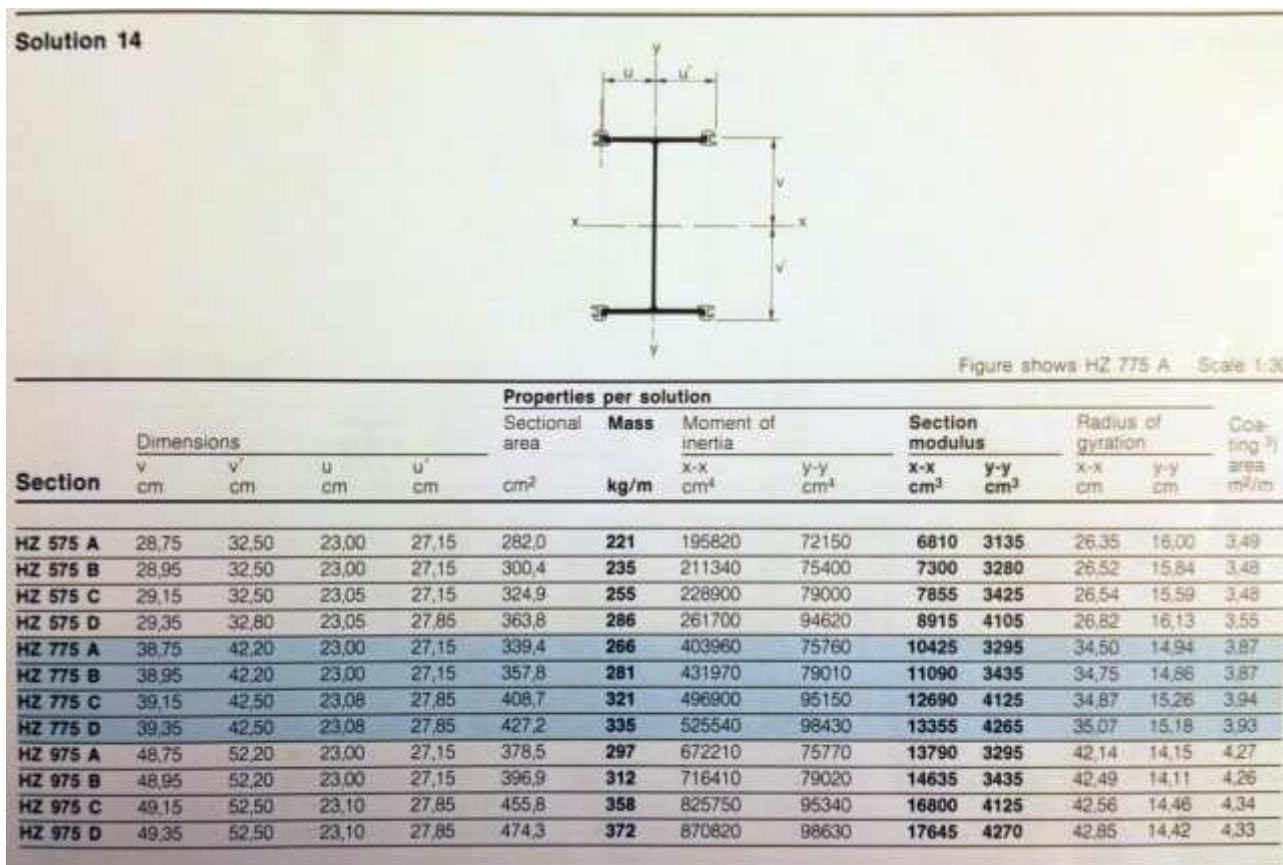


Figura 61 – HZ 975 C sol. 14

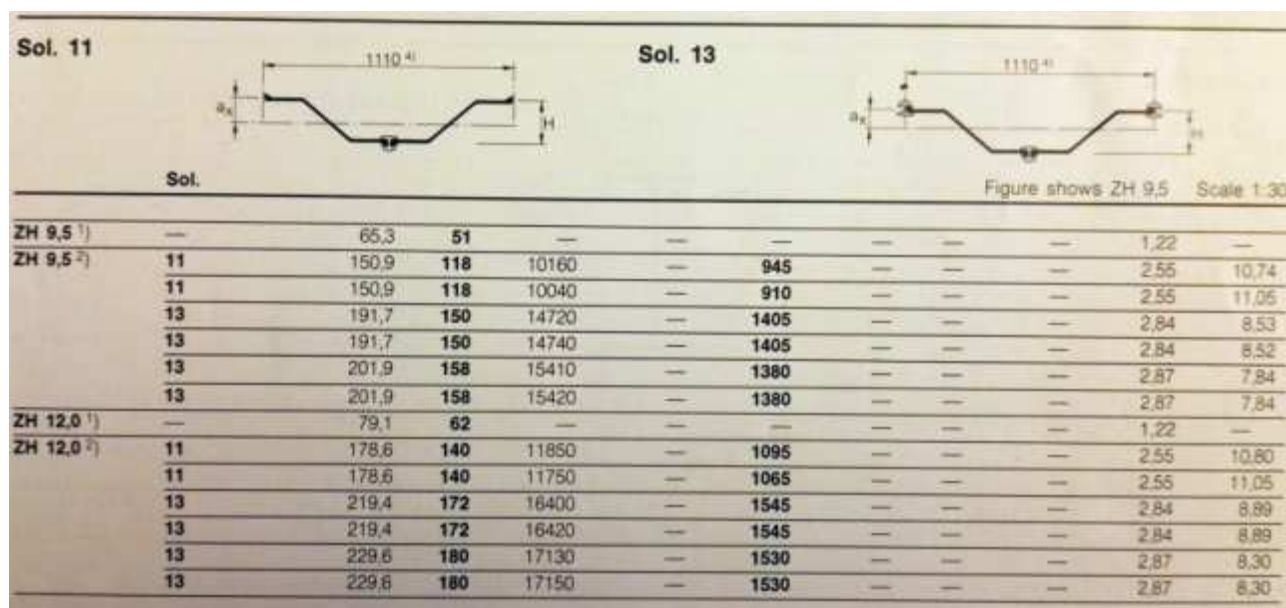


Figura 62 – Sol. 11 ZH 9,5

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 86 di 104</p>
--	--	--

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

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ975C-14/11-ZH 9,5	cm ² /m 382,8	cm ⁴ /m 527.390	cm ³ /m 10.730
HZ975C-14	cm ² 455,8	cm ⁴ 825.750	cm ³ 16.800
Sol. 11 ZH 9,5	cm ² 150,9	cm ⁴ 10.160	cm ³ 946

La capacità resistente delle sezioni è 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 loro caratteristiche di resistenza.

A tal proposito, si è fatto riferimento al D.M. 31 luglio 2012, “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
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

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

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

- 1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.
- 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Come emerge anche dalle tabelle, i tassi di corrosione a cui il palancolato 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.).

I valori teorici raccomandati di corrosione dopo circa 20 anni sono pertanto i seguenti:

- Lato terra (terreno naturale indisturbato): $\Delta t_{20} = 0,24$ mm
- Lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): $\Delta t_{20} = 0,70$ mm
- Perdita di spessore totale: $\Delta t_{20} = 0,94$ mm

Le misure ultrasoniche degli spessori degli acciai dei palancolati esistenti hanno invece rilevato lungo entrambe le linee di misura (punti 9 e 10) valori degli spessori confrontabili o maggiori di quelli nominali:

- “Punto 9”: $t_{\text{medio}} = 21,7$ mm ($t_{\text{min}} = 21,6$ mm - $t_{\text{max}} = 21,8$ mm) > 21 mm
- “Punto 10”: $t_{\text{medio}} = 20,8$ mm ($\Delta t_{\text{min}} = 20,0$ mm - $\Delta t_{\text{max}} = 21,3$ mm) ~ 21 mm

e comunque entro i limiti delle tolleranze dichiarate dal produttore (si veda Figura 63).

Puntualmente il valore minimo di 20 mm misurato sul campione prelevato è coerente con la corrosione teorica pari a circa 0,94 mm.

Delivery Conditions			
Tolerances	HZ	ZH	RH
Weight ¹⁾		± 4 %	
Length	± 200 mm	± 50 mm	± 100 mm ²⁾
Thickness	e ≤ 12,5 mm: + 2,0 mm/- 1,0 mm e > 12,5 mm: + 2,5 mm/- 1,5 mm		± 6 %
Height		± 5,0 mm	—
Width s.pile		± 2 %	—
Width interlocked elements		± 3 %	—
Straightness		0,2 %	—
Ends out of square ³⁾		2 %	—

Figura 63 – Tolleranze

Per tale motivo, a vantaggio di sicurezza, ai fini delle verifiche si assumono i tassi di corrosione teorici a 70 anni:

- Lato terra (terreno naturale indisturbato): 0,84 mm
- Lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): 2,45 mm.

Le caratteristiche di resistenza dei pali principali HZ e dei pali intermedi ZH, applicando i valori di corrosione di cui sopra, sono state ricavate con l’ausilio del programma AutoCAD della Autodesk. Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ975C-14	cm ² 370,9	cm ⁴ 647.660	cm ³ 12.552
Sol. 11 ZH 9,5	cm ² 98,7	cm ⁴ 7.116	cm ³ 641

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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 89 di 104</p>
--	---	--

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 HZ975C-14, si può assumere pari a (cfr. §4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008):

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 21.898 \text{ mm}^2$$

dove:

- $A = 37.090 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione;
- $b = 457,1 \text{ mm}$ è la larghezza delle ali;
- $t_f = 17,7 \text{ mm}$ è lo spessore delle ali;
- $t_w = 14,3 \text{ mm}$ è lo spessore dell'anima;
- $r = 20,8 \text{ mm}$ 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:

$$V_{c,Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 4.275 \text{ kN}$$

dove:

- $A_v = 21.898 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio della sezione;
- $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ 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:

$$V_{Ed} = 315 \times 1,585 = 499 \text{ kN}$$

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

$$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed} = 8,57 \geq 1,00$$

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 90 di 104</p>
--	---	--

Flessione

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

$$V_{Ed,max} = 499 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd} = 2.137,5 \text{ kN}$$

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:

$$M_{el,Rd}(HZ975C-14) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 4.244 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 12.552 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ 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 ZH ($M_{el,Rd}$) vale invece:

$$M_{el,Rd}(ZH9,5) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 217 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 641 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 270 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S270GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ 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 di calcolo (M_{Ed}) si ha nella combinazione sismica SLV:

$$M_{Ed} = 1.963 \times 1,585 = 3.111 \text{ kNm (SLV)}$$

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

$$M_{Ed}(HZ975C-14) = M_{Ed} \times I_H / (I_H + I_Z) = 3.080 \text{ kNm}$$

mentre quello agente sulla palanca intermedia AZ vale:

$$M_{Ed}(ZH9,5) = M_{Ed} \times I_Z / (I_H + I_Z) = 31 \text{ kNm}$$

dove:

- $I_H = 647.660 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo principale HZ;
- $I_Z = 7.116 \text{ cm}^4$ 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:

$$\eta(HZ975C-14) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 1,38 \geq 1,00$$

$$\eta(ZH9,5) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 7,00 \geq 1,00$$

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 91 di 104</p>
--	---	--

9.2 Tiranti di ancoraggio esistenti

I tiranti esistenti sono realizzati con tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato tipo IRS, armati con 7 trefoli da 0,6” (area complessiva di 1.987 mm²) con 21 m di parte libera, 20 m di fondazione, inclinati alternativamente a 15° e 20° sull’orizzontale con interasse di 1,80 m.

Le caratteristiche di resistenza degli acciai in trefoli sono le seguenti:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1.770 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura all’1% di deformazione totale: $f_{p(1)k} \geq 1.570 \text{ N/mm}^2$

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

$$N_{Rd} = A \times f_{p(1)k} / \gamma_S = 2.713 \text{ kN}$$

dove:

- $A = 1.987 \text{ mm}^2$ è l’rea complessiva dei trefoli;
- $f_{p(1)k} = 1.570 \text{ N/mm}^2$ è la tensione caratteristica di rottura all’1% di deformazione totale;
- $\gamma_S = 1,15$ 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 SLU11 ed è pari a:

$$N_{Ed} = 842 \text{ kN}$$

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

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 3,22 \geq 1,00$$

<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>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 92 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	

9.3 Tiranti di ancoraggio integrativi

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre tipo DYWIDAG di diametro nominale $\Phi 47$ ($A = 1.735 \text{ mm}^2$), lunghezza 35,5 m, inclinazione 18° sull'orizzontale, con 17 m di parte libera e 18 m di fondazione, poste ad interasse di 3,60 m.

Le barre sono 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:

$$N_{Ed} = 820 \text{ kN}$$

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

$$\eta = N_{Rd} / N_{Ed} = 1,47 \geq 1,00$$

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 93 di 104</p>
--	--	--

9.4 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 35,80 m e di larghezza pari a 15,80 m, comprensiva della larghezza della trave esistente di coronamento del palancoato di 1,60 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 $k_1 = 750.000 \text{ kN/m}$ ed in corrispondenza del palancoato con molle elastiche verticali di rigidezza $k_2 = 20.625 \text{ kN/m}$ disposte ad interasse di 0,4475 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 esistente di c.a.: $g_{1k} = 75 \text{ kPa}$
- 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: $q_{1k} = 60 \text{ kPa}$;
- carico trasmesso dagli stabilizzatori della gru semovente di progetto su impronta di dimensioni rettangolari pari a $1,80 \text{ m} \times 5,50 \text{ m}$ ($q_{2k} = 2400 \text{ kN}$).

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.

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).

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:

$$M_{11}^{\min} = -850 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 759 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -1.483 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 1.486 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -866 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 536 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -1.536 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 1.536 \text{ kN/m}$$

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:

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 94 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

- in direzione trasversale:

$$M_{11}^{\min} = -599 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 512 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -1.035 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 1.037 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -604 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 360 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -1.072 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 1.072 \text{ kN/m}$$

Lungo la sezione di collegamento tra la trave esistente di coronamento del palancolato e la soletta di nuova realizzazione 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:

$$M_{11}^{\min} = -651 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 380 \text{ kNm/m}$$

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

$$V_{13}^{\max} = 570 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -122 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 123 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -228 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 235 \text{ kN/m}$$

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:

$$M_{11}^{\min} = -449 \text{ kNm/m}$$

$$M_{11}^{\max} = 254 \text{ kNm/m}$$

$$V_{13}^{\min} = -152 \text{ kN/m}$$

$$V_{13}^{\max} = 395 \text{ kN/m}$$

- in direzione longitudinale:

$$M_{22}^{\min} = -84 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22}^{\max} = 82 \text{ kNm/m}$$

$$V_{23}^{\min} = -156 \text{ kN/m}$$

$$V_{23}^{\max} = 160 \text{ kN/m}$$

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</i></p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 95 di 104</p>
--	--	--

Le reazioni vincolari massime sono le seguenti:

- palancoato esistente:

$$R_{SLU}^{\max} = 209 \text{ kN/m}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 146 \text{ kN/m}$$

- pali 1° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.423 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.708 \text{ kN}$$

- pali 2° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.944 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 2.054 \text{ kN}$$

- pali 3° fila:

$$R_{SLU}^{\max} = 2.590 \text{ kN}$$

$$R_{SLE}^{\max} = 1.786 \text{ kN}$$

<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>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 96 di 104</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

9.4.1 Verifiche agli stati limite

9.4.1.1 Soletta di nuova realizzazione

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: $A_{sup} = 45,2$ cm² (10Φ24)
- Armatura inferiore in entrambe le direzioni: $A_{inf} = 45,2$ cm² (10Φ24)
- 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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>		 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 97 di 104</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 30 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{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	-850	1560,27	1,84
M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+759	1560,27	2,06
M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-866	1613,92	1,86
M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+536	1613,92	3,01

Tabella 31 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio

SOLETTA	b_w	h	c	Φ_{st}	Φ_{sw}	n_b	s	α	V_{Rd}	V_{Ed}	η
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
V_{13}^{min}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1838,56	-1483	1,24
V_{13}^{max}	1000	1000	64	24	12	4,00	200	90	1838,56	1486	1,24
V_{23}^{min}	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	1886,31	-1536	1,23
V_{23}^{max}	1000	1000	40	24	12	4,00	200	90	1886,31	1536	1,23

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 32 – Verifiche agli stati limite di esercizio

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ek}	σ_c	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	w_k
				Correnti				Correnti								
RAR M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-599	6,39	-154,0	22,9	-
RAR M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+512	5,46	19,6	-131,6	-
RAR M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-604	6,04	-150,4	26,4	-
RAR M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+360	3,60	15,7	-89,6	-
FRE M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
FRE M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-	-	-	-	no
QPE M_{11}^{min}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-599	4,04	-	-	no
QPE M_{11}^{max}	1000	1000	64	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+512	3,45	-	-	no
QPE M_{22}^{min}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	-604	3,79	-	-	no
QPE M_{22}^{max}	1000	1000	40	10	Φ	24	100	10	Φ	24	100	+360	2,26	-	-	no

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 99 di 104</p>
--	---	--

Verifiche a punzonamento

I pali di diametro $\Phi 1000$ costituiscono per la soletta di nuova realizzazione degli appoggi puntuali per cui è necessario verificare a punzonamento la piastra. Il perimetro critico in corrispondenza del singolo palo, definito come il perimetro che circonda l'area caricata ad una distanza pari a 2 volte l'altezza utile effettiva della sezione (d_{eff}), è stato valutato escludendo le parti in cui questo si sovrappone con quello dei pali adiacenti:

$$u_1 = 8.114 \text{ mm}$$

L'altezza utile effettiva della sezione è stata calcolata come:

$$d_{eff} = (d_x + d_y) / 2 = 936 \text{ mm}$$

con $d_x = 924 \text{ mm}$ e $d_y = 948 \text{ mm}$

La tensione di taglio applicata è pari:

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_1 \times d_{eff}) = 388 \text{ kPa}$$

dove:

- $V_{Ed} = 2.944 \text{ kN}$ è il valore di calcolo della forza totale di taglio agente calcolata lungo il perimetro u ed assunta uguale alla reazione dell'appoggio;
- $u = 8.114 \text{ mm}$ è il perimetro della sezione critica;
- $\beta = 1,0$ è un coefficiente che tiene conto degli effetti dell'eccentricità del carico per pilastri d'angolo.

La resistenza a taglio per unità di lunghezza v_{Rd1} per una piastra senza armatura a taglio è invece data da:

$$v_{Rd1} = 0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c = 464 \text{ kPa}$$

dove:

- $k = 1 + (200 / d_{eff})^{1/2} = 1,46 \leq 2$
- $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$
- $v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$
- $A_{sl} = 4.520 \text{ mm}^2$
- $\rho_{1x} = \rho_{1y} = A_{sl} / (b \times d_{eff}) = 0,005$
- $\rho_1 = (\rho_{1x} \times \rho_{1y})^{0,5} = 0,005$
- $\gamma_c = 1,5$

Pertanto, essendo rispettata la seguente condizione:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

la verifica a punzonamento della soletta di c.a. in corrispondenza del pilastro è soddisfatta.

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 100 di 104</p>
--	---	---

9.4.1.2 Collegamento trave coronamento-soletta di nuova realizzazione

Il collegamento tra la trave esistente di coronamento del palancolato e la soletta di nuova realizzazione deve garantire il completo ripristino della continuità strutturale.

La ripresa di getto deve essere preceduta dalla demolizione dello strato corticale della struttura esistente in modo da generare una superficie con asperità di almeno 5 mm e da un'accurata pulizia della superficie interessata con l'impiego di acqua od aria in pressione, con asportazione totale di eventuali parti mobili, polvere e lattice di cemento e successivamente abbondantemente bagnate, al fine di evitare possibili futuri distacchi e discontinuità lungo la superficie di ripresa stessa. Si dovrà però anche eliminare ogni eventuale ristagno di acqua. Prima di procedere al getto, la superficie sarà trattata con resina epossidica tipo EPORIP della Mapei S.p.A. o similare.

L'armatura trasversale di collegamento tra la soletta di nuova realizzazione e la trave esistente di coronamento del palancolato è costituita da barre di armatura superiori di diametro 32 mm ed inferiori di diametro 26 mm disposte in numero di 3 al metro ed inghisate all'interno della trave per una lunghezza di 100 cm.

Caratteristiche di resistenza delle sezioni

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: $A_{sup} = 24,1$ cm² (3Φ32)
- Armatura inferiore: $A_{inf} = 15,9$ cm² (3Φ26)
- 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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>		 <p>Membro della Federazione CSQ RINA ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 101 di 104</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 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 33 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: flessione

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}/M_{Ed}
	mm	mm	mm	Correnti			mm	Correnti			m	kNm	kNm	-
M_{11}^{min}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	-651,00	852,00	1,31
M_{11}^{max}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	+380,00	583,68	1,54

Tabella 34 – Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi: taglio

SOLETTA	b_w	h	c	Φ_{st}	Φ_{sw}	n_b	s	α	V_{Rd}	V_{Ed}	η
-	mm	mm	mm	mm	mm	-	mm	°	kN	kN	-
V_{13}^{min}	1000	1000	64	32	12	4,00	200	90	1831	-233	7,86
V_{13}^{max}	1000	1000	64	32	12	4,00	200	90	1831	570	3,21

<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 Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 102 di 104</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>		

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 35 – Verifiche agli stati limite di esercizio

SOLETTA	B	H	c	Armatura superiore			Δp_{sup}	Armatura inferiore			Δp_{inf}	M_{Ek}	σ_c	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{s,inf}$	w_k
	[mm]	[mm]	[mm]	Correnti			[mm]	Correnti			m	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]
RAR M_{I1}^{min}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	-449	6,66	-214,0	19,1	-
RAR M_{I1}^{max}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	+254	4,46	9,0	-181,2	-
FRE M_{I1}^{min}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	-449	-	-	-	no
FRE M_{I1}^{max}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	+254	-	-	-	no
QPE M_{I1}^{min}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	-449	4,37	-	-	no
QPE M_{I1}^{max}	1000	1000	64	3	Φ	32	333	3	Φ	26	333	+254	2,81	-	-	no

<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;">Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 103 di 104</p>
--	---	---

9.5 Pali

I pali di fondazione del solettone a tergo della palanca 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 7,90 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.;
- FILA 3: allineamento lato terra, a 13,90 m da asse palanca, $\varnothing 1000$, interasse 3,60 m, estesi fino a -35 m da l.m.m.

Dal modello geotecnico risulta che i pali maggiormente sollecitati sono quelli della prima fila posta subito a tergo del palancolato esistente (condizioni sismiche).

In questa condizione alla quota di -12,83 m s.l.m. i pali sono soggetti alle sollecitazioni massime:

$$N_{Ed} = 2.415 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1.689 \text{ kNm}$$

Il momento resistente dei pali armati con $32\Phi 20$ calcolato con l'ausilio del codice di calcolo PresFLE+ della Concrete S.r.l. risulta pari a:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 2.136 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza allo stato limite ultimo è pertanto soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a:

$$\eta \geq M_{Rd}(N_{Ed}) / M_{Ed} = 1,26$$

Anche in condizioni di esercizio i pali maggiormente sollecitati sono quelli della prima fila. Le massime sollecitazioni flettenti si hanno alla quota di -11,89 m s.l.m.:

$$N_{Ek} = 2.118 \text{ kN}$$

$$M_{Ek} = 730 \text{ kNm}$$

A cui corrispondono le seguenti tensioni nei materiali:

- Calcestruzzo: $\sigma_c = 92 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.45 \times f_{ck} = 168.1 \text{ daN/cm}^2$
- Acciaio: $\sigma_a = 835 \text{ daN/cm}^2 \leq 0.80 \times f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$

<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;"><i>Progetto Definitivo Banchina Trattaroli Sud Relazione di calcolo</i></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 104 di 104</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 inclinometrico subito a tergo del banchinamento;
- un monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (con strain-gauge sulle barre e celle di carico sui tiranti a trefoli);

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

Trattaroli Sud

Sommario

1	Fasi	7
1.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0), Materials plot.....	7
1.2	Scavo -6m [Phase_1] (1/4), Materials plot.....	7
1.3	Paratia [Phase_2] (3/8), Materials plot.....	8
1.4	Rimep+2,5m [Phase_3] (7/321), Materials plot.....	8
1.5	T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4] (8/326), Materials plot	9
1.6	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341), Materials plot.....	9
1.7	Piano di posa [Phase_6] (10/343), Materials plot.....	10
1.8	Nuova Struttura [Phase_7] (11/347), Materials plot	10
1.9	Riemp +2,5m [Phase_8] (12/350), Materials plot.....	11
1.10	Fondale -15m [Phase_9] (13/707), Materials plot.....	11
1.11	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725), Materials plot.....	12
1.12	q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11] (15/367), Materials plot	12
1.13	SLU12 [Phase_12] (16/394), Materials plot.....	13
1.14	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440), Materials plot.....	13
1.15	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457), Materials plot.....	14
1.16	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477), Materials plot.....	14
2	Materials - Soil and interfaces –	15
2.1	Mohr-Coulomb (1/3).....	15
2.2	Mohr-Coulomb (2/3).....	16
2.3	Mohr-Coulomb (3/3).....	17
2.4	Hardening soil	17
2.5	Plates.....	19
2.6	Geogrids	19
2.7	Anchors	19
3	General information	21
3.1	Calculation information Initial phase [InitialPhase].....	22
3.2	Calculation information Scavo -6m [Phase_1]	22
3.3	Calculation information Paratia [Phase_2]	22
3.4	Calculation information Rimep+2,5m [Phase_3]	23
3.5	Calculation information T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4].....	23
3.6	Calculation information Escavo -11,5 m [Phase_5]	24
3.7	Calculation information Piano di posa [Phase_6]	24

3.8	Calculation information Nuova Struttura [Phase_7].....	24
3.9	Calculation information Riemp +2,5m [Phase_8]	25
3.10	Calculation information Fondale -15m [Phase_9].....	25
3.11	Calculation information SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10]	26
3.12	Calculation information q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11].....	26
3.13	Calculation information SLU12 [Phase_12].....	26
3.14	Calculation information SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13]	27
3.15	Calculation information SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14]	27
3.16	Calculation information SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15]	28
4	Total displacements u_x.....	29
4.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0),	29
4.2	Scavo -6m [Phase_1] (1/4)	29
4.3	Paratia [Phase_2] (3/8)	30
4.4	Rimep+2,5m [Phase_3] (7/321)	30
4.5	T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4].....	31
4.6	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341).....	31
4.7	Piano di posa [Phase_6] (10/343)	32
4.8	Nuova Struttura [Phase_7] (11/347).....	32
4.9	Riemp +2,5m [Phase_8] (12/350).....	33
4.10	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	33
4.11	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	34
4.12	q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11] (15/367).....	34
4.13	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	35
4.14	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440).....	35
4.15	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	36
4.16	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	36
5	Plastic points Status.....	37
5.1	Initial phase [InitialPhase] (0/0)	37
5.2	Scavo -6m [Phase_1] (1/4)	37
5.3	Paratia [Phase_2] (3/8)	38
5.4	Rimep+2,5m [Phase_3] (7/321)	38
5.5	T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4] (8/326).....	39
5.6	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341).....	39
5.7	Piano di posa [Phase_6] (10/343)	40
5.8	Nuova Struttura [Phase_7].....	40
5.9	Riemp +2,5m [Phase_8] (12/350)	41

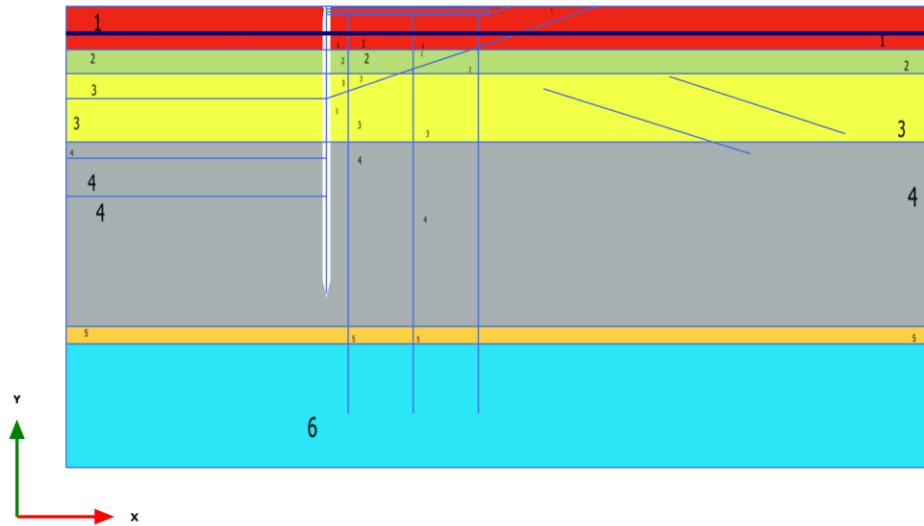
5.10	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	41
5.11	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	42
5.12	q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11] (15/367).....	42
5.13	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	43
5.14	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	43
5.15	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	44
5.16	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	44
6	Total displacements u_x – Plate.....	45
6.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341).....	45
6.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	45
6.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10]	46
6.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	46
6.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	47
6.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	47
6.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15].....	48
7	Table of total displacements- Plate	49
7.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341),.....	49
7.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	51
7.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	56
7.4	SLU12 [Phase_12] (16/394),.....	61
7.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06)	66
7.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14]	71
7.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	76
8	Shear forces Q	81
8.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341).....	81
8.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	81
8.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	82
8.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	82
8.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	83
8.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	83
8.7	Plate, SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	84
9	Bending moments M	85
9.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341),.....	85
9.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	85
9.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	86
9.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	86

9.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	87
9.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	87
9.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	88
10	Axial forces N	89
10.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341).....	89
10.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	89
10.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	90
10.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	90
10.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	91
10.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	91
10.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	92
11	Table of plate force envelopes	93
11.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341),.....	93
11.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707),.....	94
11.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	98
11.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	102
11.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	106
11.6	Plate, SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	110
11.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	114
12	Table of node-to-node anchors	118
12.1	Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341),.....	118
12.2	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	118
12.3	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725),	118
12.4	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	118
12.5	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	118
12.6	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	118
12.7	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	118
13	Total displacements u_x - Embedded beam row.....	119
13.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	119
13.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	119
13.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	120
13.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	120
13.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	121
13.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	121
14	Table of total displacements - Embedded beam row.....	122
14.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	122

14.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	127
14.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	132
14.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	137
14.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	142
14.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	147
15	Shear forces Q - Embedded beam row.....	152
15.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	152
15.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	152
15.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	153
15.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	153
15.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	154
15.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	154
16	Bending moments M - Embedded beam row	155
16.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	155
16.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	155
16.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	156
16.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	156
16.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	157
16.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	157
17	Axial forces N - Embedded beam row	158
17.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707).....	158
17.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	158
17.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	159
17.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	159
17.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	160
17.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	160
18	Table of embedded pile row force envelopes	161
18.1	Fondale -15m [Phase_9] (13/707),.....	161
18.2	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10] (14/725)	164
18.3	SLU12 [Phase_12] (16/394).....	167
18.4	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13] (17/440)	170
18.5	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14] (19/457)	174
18.6	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15] (20/477)	177

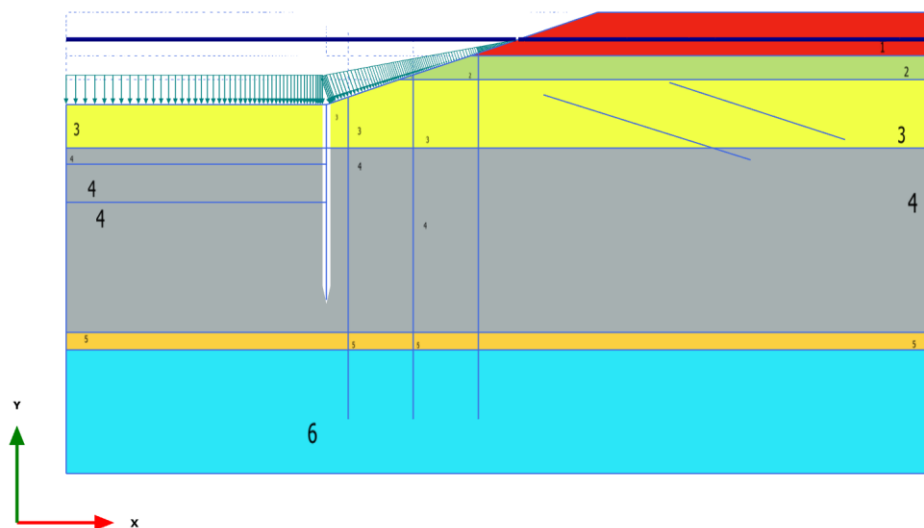
1 Fasi

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



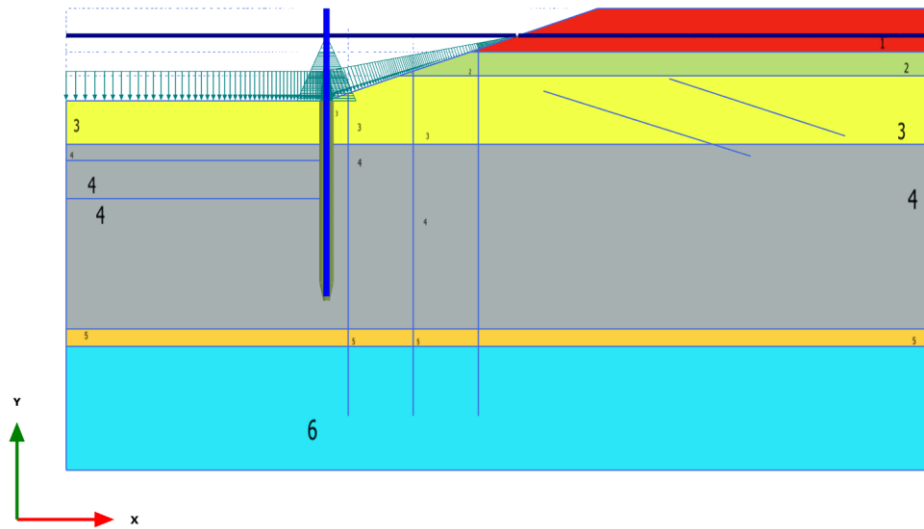
Materials plot

1.2 Scavo -6m [Phase_1] (1/4), Materials plot



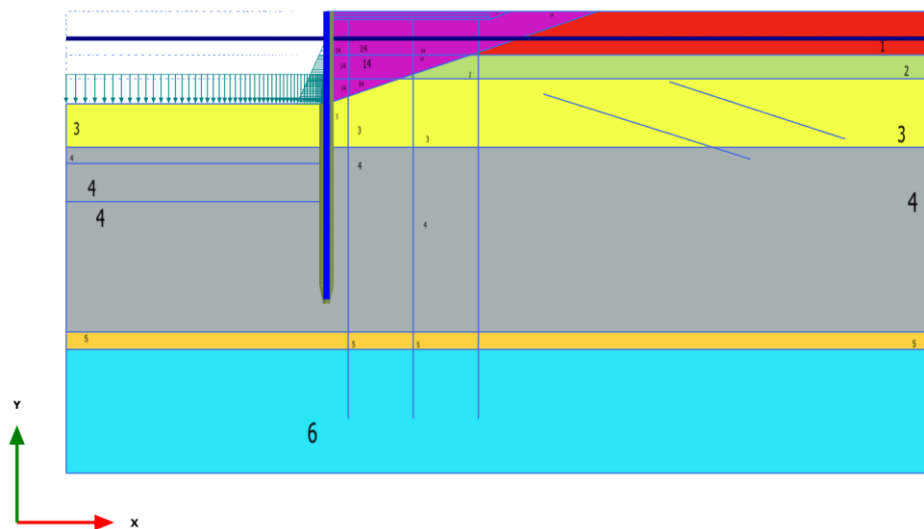
Materials plot

1.3 Paratia [Phase_2] (3/8), Materials plot



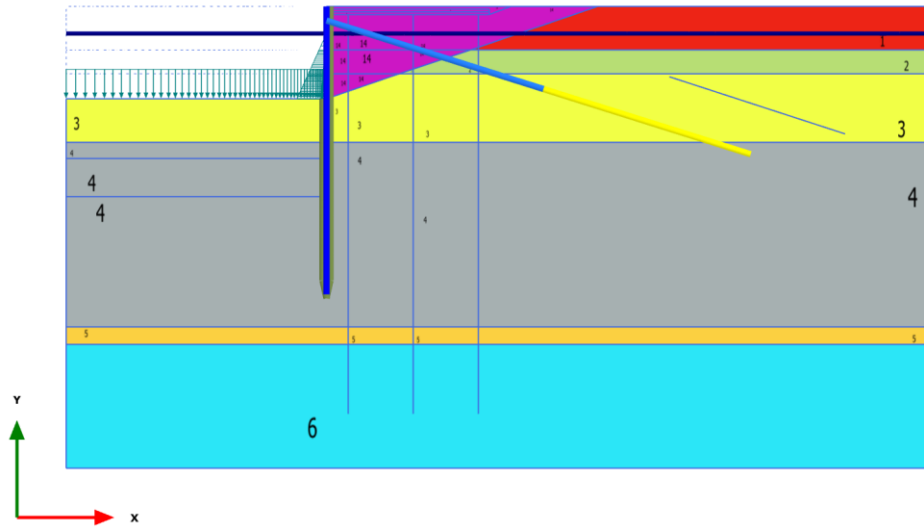
Materials plot

1.4 Rimep+2,5m [Phase_3] (7/321), Materials plot



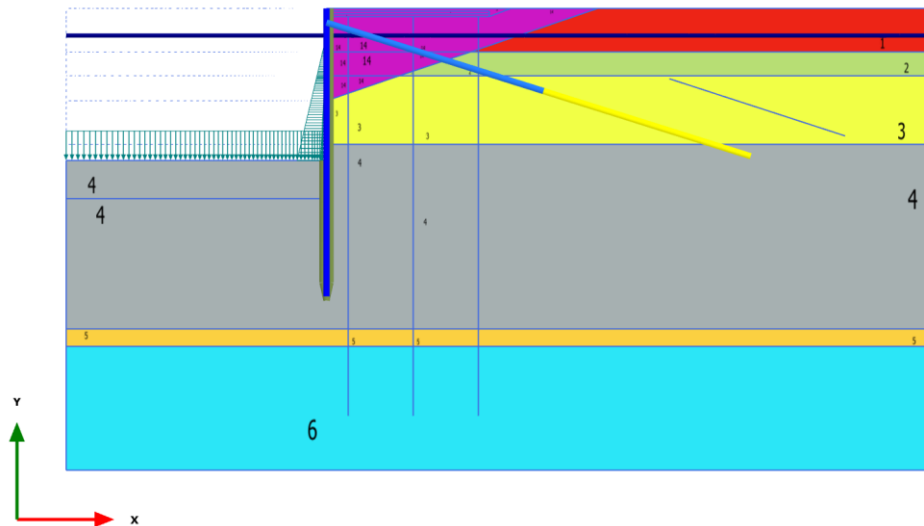
Materials plot

1.5 T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4] (8/326), Materials plot



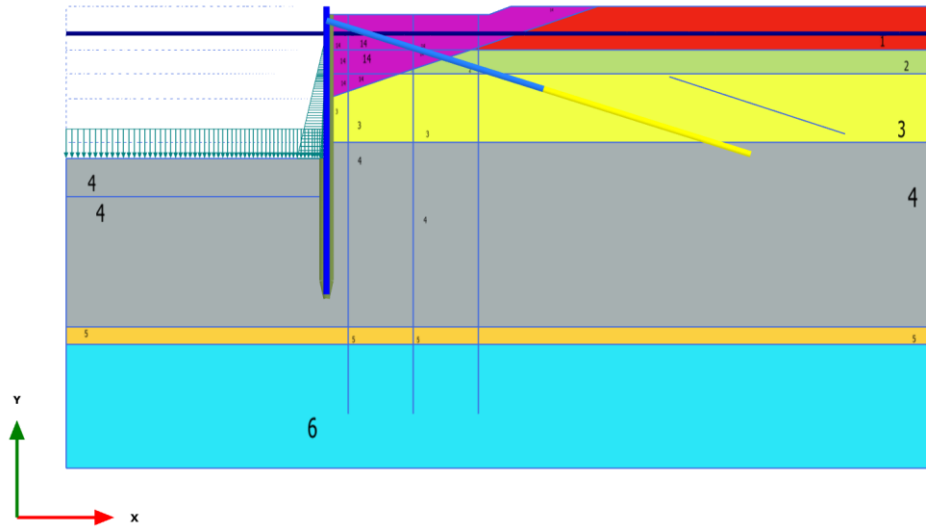
Materials plot

1.6 Escavo -11,5 m [Phase_5] (9/341), Materials plot



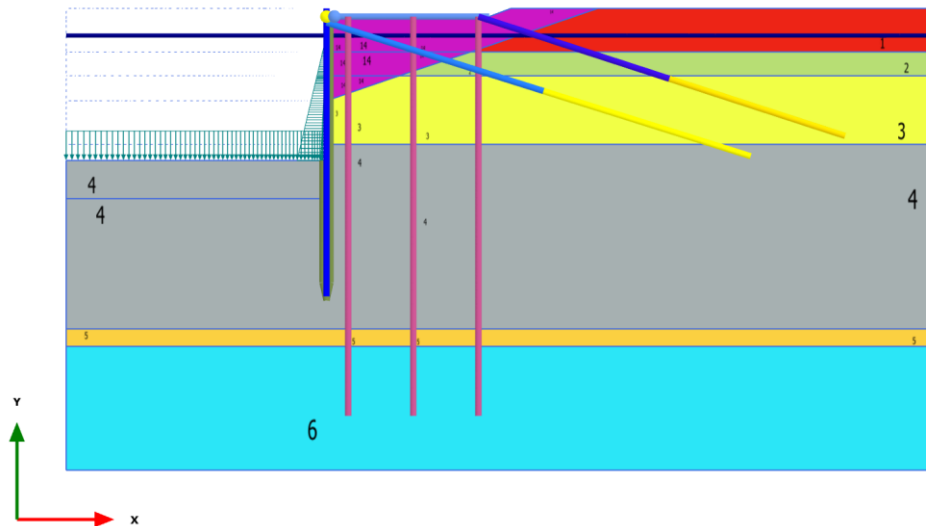
Materials plot

1.7 Piano di posa [Phase_6] (10/343), Materials plot



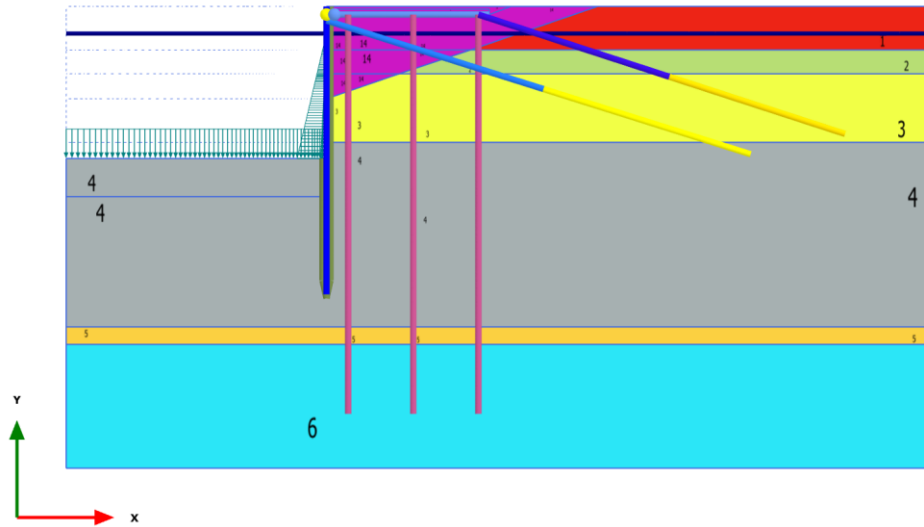
Materials plot

1.8 Nuova Struttura [Phase_7] (11/347), Materials plot



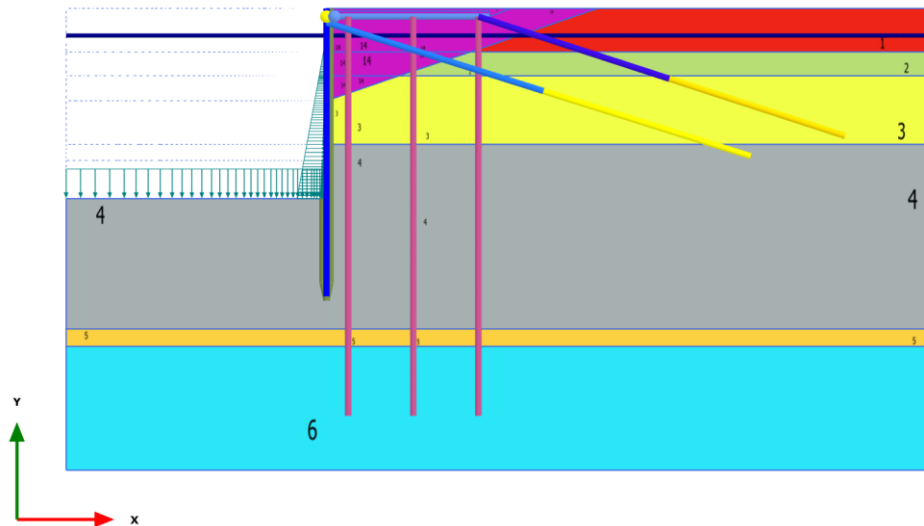
Materials plot

1.9 Riemp +2,5m [Phase_8] (12/350), Materials plot



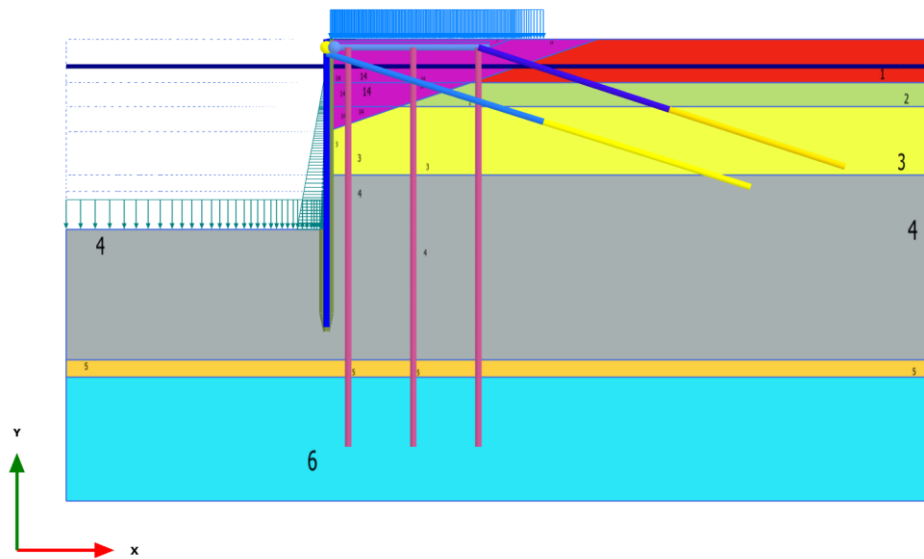
Materials plot

1.10 Fondale -15m [Phase_9] (13/707), Materials plot



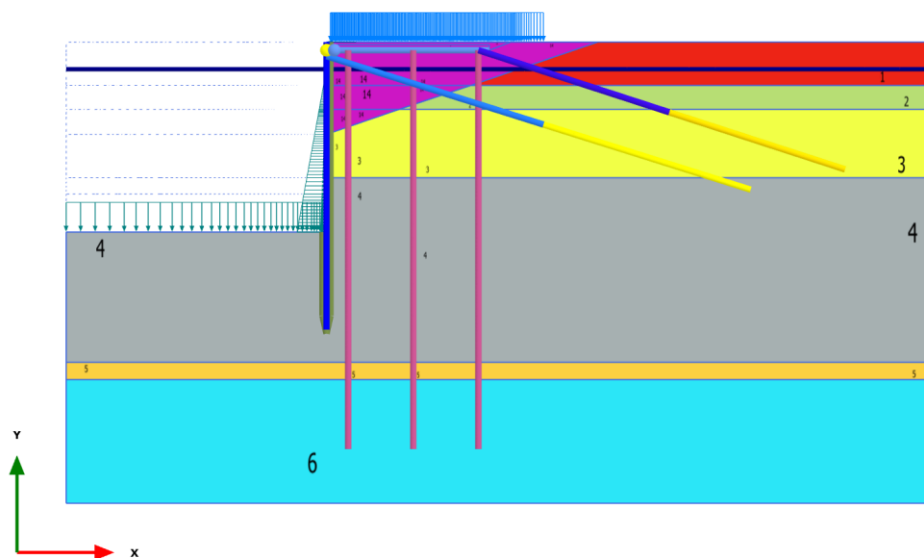
Materials plot

1.11 SLU11 ($q=69\text{kPa}$, $T=46\text{kN/m}$) [Phase_10] (14/725), Materials plot



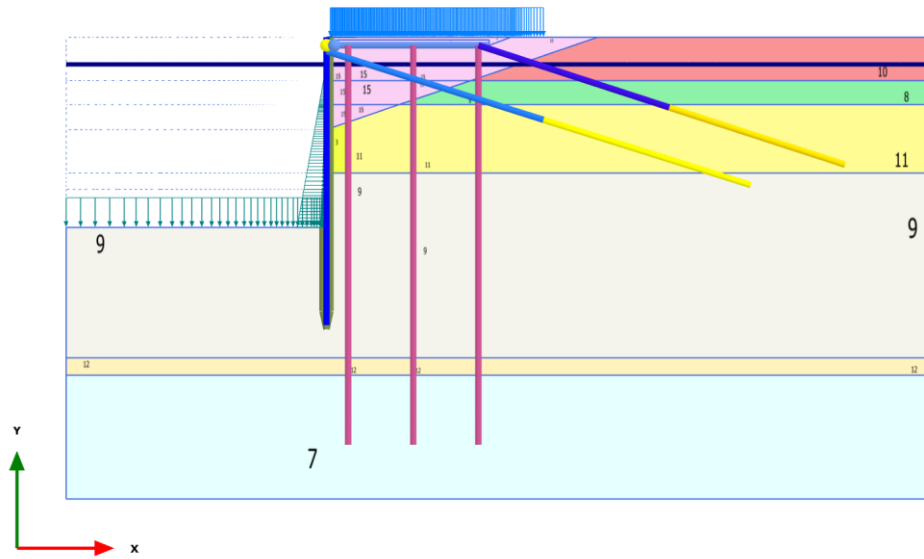
Materials plot

1.12 $q=78\text{kPa}$, $T=52\text{kN/m}$ [Phase_11] (15/367), Materials plot



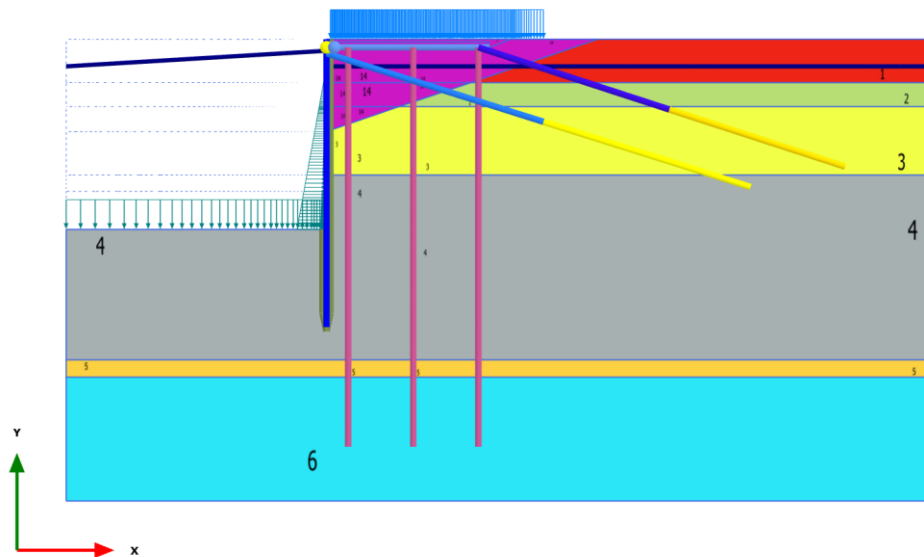
Materials plot

1.13 SLU12 [Phase_12] (16/394), Materials plot



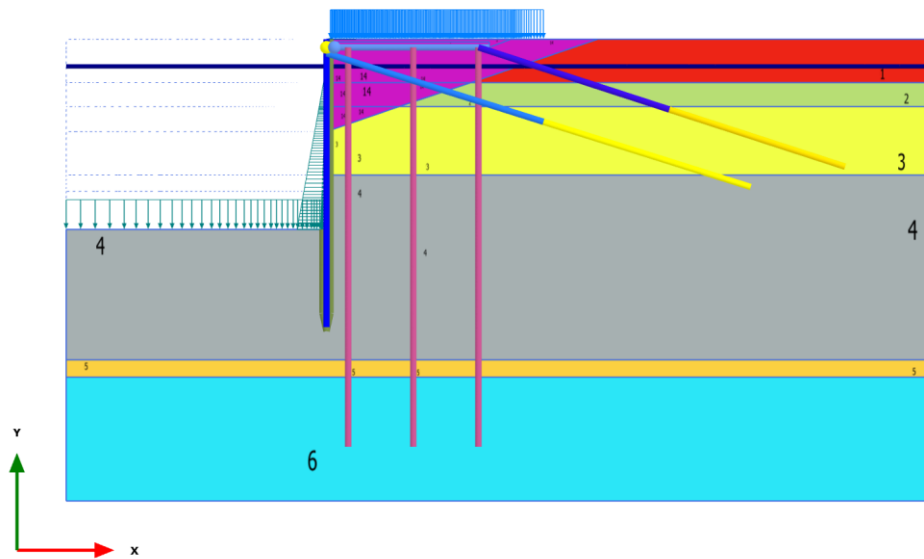
Materials plot

1.14 SLV ($q=48\text{kPa}$, west, $kh=0.06$) [Phase_13] (17/440), Materials plot



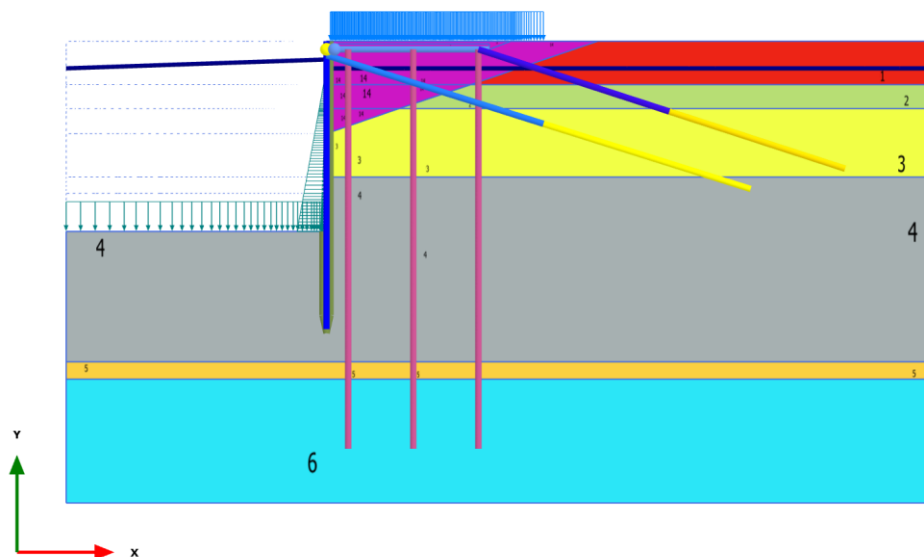
Materials plot

1.15 SLE ($q=60 \text{ kPa}$, $T=40 \text{ kN/m}$) [Phase_14] (19/457), Materials plot



Materials plot






1.16 SLD ($q=48 \text{ kPa}$, West, $kh=0.034$) [Phase_15] (20/477), Materials plot








Materials plot

2 Materials - Soil and interfaces –

2.1 Mohr-Coulomb (1/3)

Identification		2-Dep antropici_M1	3-Dep. Palude_M1	6-Sabbie profonde_M1	7-Alluvioni profonde_M1	7-Alluvioni profonde_M2
Identification number		1	2	5	6	7
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00	17,50	18,50	19,00	19,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,00	17,50	18,50	19,00	19,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
E	kN/m ²	15,00E3	3000	25,00E3	20,00E3	20,00E3
ν (nu)		0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
G	kN/m ²	6000	1200	10,00E3	8000	8000
E_{oed}	kN/m ²	18,00E3	3600	30,00E3	24,00E3	24,00E3
C_{ref}	kN/m ²	2,000	1,000	0,000	0,000	0,000
ϕ (phi)	°	32,00	26,00	33,00	28,00	23,04
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
V_s	m/s	57,18	25,94	72,82	64,27	64,27
V_p	m/s	99,05	44,92	126,1	111,3	111,3
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
C_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9833	0,9833	0,9833	0,9833	0,9833
ν_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	588,0E3	117,6E3	980,0E3	784,0E3	784,0E3
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,4701	0,5616	0,4554	0,5305	0,6086
$K_{0,z}$		0,4701	0,5616	0,4554	0,5305	0,6086
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Ss	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ck		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

2.2 Mohr-Coulomb (2/3)

Identification		3-Dep. palude_M2	2-Dep Antropici_M2	6-Sabbie profonde_M2	Riporto no-peso	1- Riempimento_ M1
Identification number		8	10	12	13	14
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	17,50	18,00	18,50	0,000	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	17,50	18,00	18,50	0,000	18,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
E	kN/m ²	3000	15,00E3	25,00E3	15,00E3	3000
ν (nu)		0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
G	kN/m ²	1200	6000	10,00E3	6000	1200
E_{oed}	kN/m ²	3600	18,00E3	30,00E3	18,00E3	3600
C_{ref}	kN/m ²	1,000	2,000	0,000	0,000	2,000
ϕ (phi)	°	21,30	26,56	27,50	32,00	30,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
V_s	m/s	25,94	57,18	72,82	0,000	25,57
V_p	m/s	44,92	99,05	126,1	0,000	44,29
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
C_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9833	0,9833	0,9833	0,9833	0,9833
ν_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	117,6E3	588,0E3	980,0E3	588,0E3	117,6E3
Strength		Manual	Manual	Manual	Rigid	Rigid
R_{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,6367	0,5529	0,5383	0,4701	0,5000
$K_{0,z}$		0,6367	0,5529	0,5383	0,4701	0,5000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
C_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

2.3 Mohr-Coulomb (3/3)



Identification		1-Riempimento_M2	Interfaccia
Identification number		15	16
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,00	18,00
Dilatancy cut-off		No	No
e_{init}		0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000
E	kN/m ²	3000	10,00E3
ν (nu)		0,2500	0,2500
G	kN/m ²	1200	4000
E_{oed}	kN/m ²	3600	12,00E3
C_{ref}	kN/m ²	2,000	0,000
ϕ (phi)	°	24,79	20,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000
V_s	m/s	25,57	46,69
V_p	m/s	44,29	80,87
Set to default values		Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000
C_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard
Skempton-B		0,9833	0,9833
ν_u		0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	117,6E3	392,0E3
Strength		Rigid	Rigid
R_{inter}		1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,5807	0,6580
$K_{0,z}$		0,5807	0,6580
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10,00	10,00
2 μ m - 50 μ m	%	13,00	13,00
50 μ m - 2 mm	%	77,00	77,00
Use defaults		None	None
k_x	m/day	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000
C_k		1000E12	1000E12

2.4 Hardening soil



Identification		4-Sabbie_M1	5-Limi argillosi_M1	5-Limi argillosi_M2	4-Sabbie_M2
Identification number		3	4	9	11
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					

γ_{unsat}	kN/m ³	18,00	18,00	18,00	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,00	18,00	18,00	18,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	15,00E3	4000	4000	15,00E3
$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	15,00E3	4000	4000	15,00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	45,00E3	12,00E3	12,00E3	45,00E3
power (m)		0,5000	0,8000	0,8000	0,5000
Use alternatives		No	No	No	No
C_c		0,02300	0,08625	0,08625	0,02300
C_s		5,695E-3	0,02587	0,02587	5,695E-3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
C_{ref}	kN/m ²	1,000	0,000	0,000	1,000
ϕ (phi)	°	35,00	28,00	22,60	29,26
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000
Set to default values		No	Yes	Yes	No
v_{ur}		0,3000	0,2000	0,2000	0,3000
p_{ref}	kN/m ²	100,0	100,0	100,0	100,0
K_0^{DC}		0,4264	0,5305	0,6157	0,5112
C_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
R_f		0,9000	0,9000	0,9000	0,9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9783	0,9866	0,9866	0,9783
v_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,\text{ref}} / n$	kN/m ²	1,687E6	491,7E3	491,7E3	1,687E6
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,7000	0,7000	0,7000	0,7000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,4264	0,5305	0,6157	0,5112
$K_{0,z}$		0,4264	0,5305	0,6157	0,5112
OCR		1,000	1,000	1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μm - 50 μm	%	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μm - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None
k_x	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
k_y	m/day	0,000	0,000	0,000	0,000
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000	0,000	0,000
C_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12



2.5 Plates

Identification		HZ975C-ZH9.5	solettone s=1m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
End bearing		No	No
EA ₁	kN/m	5,973E6	35,00E6
EA ₂	kN/m	5,973E6	35,00E6
EI	kN m ² /m	1,074E6	2,905E6
d	m	1,469	0,9980
w	kN/m/m	0,000	25,00
v (nu)		0,1500	0,2000
Rayleigh α		0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000
Identification number		1	2


2.6 Geogrids


Identification		7tr+Bulbo20cm/1,80m	Gewiø50+Bulbo40cm/3,60m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
EA ₁	kN/m	850,2E3	687,2E3
EA ₂	kN/m	850,2E3	687,2E3
Identification number		1	2
Identification number		1	2

2.7 Anchors

Identification		7tr/1,80m	Gewiø50/3.60m
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
EA	kN	111,6E3	111,8E3
L _{spacing}	m	1,000	1,000
Identification number		1	2
Identification number		1	2
Identification number		1	2

Embedded beam row

Identification		palø1000/3.60
Identification number		1
Comments		
Colour		
E	kN/m ²	35,00E6
γ	kN/m ³	25,00
Pile type		Predefined
Predefined pile type		Massive circular pile
Diameter	m	1,000
A	m ²	0,7854
I ₃	m ⁴	0,04909
I ₂	m ⁴	0,04909
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Axial skin resistance		Layer dependent
T _{max}	kN/m	1,000E12
F _{max}	kN	500,0
Identification number		1

Comments		
Colour		
Material type		Elastic
E	kN/m ²	35,00E6
γ	kN/m ³	25,00
Pile type		Predefined
Predefined pile type		Massive circular pile
Diameter	m	1,000
A	m ²	0,7854
I	m ⁴	0,04909
L _{spacing}	m	3,600
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Axial skin resistance		Layer dependent
Identification		palø1000/3.60
Tmax	kN/m	1,000E12
Lateral skin resistance		Unlimited
Fmax	kN	500,0
Default values		No
Axial stiffness factor		0,9566
Lateral stiffness factor		0,9566
Base stiffness factor		9,566
Identification number		1

3 General information

General information	
Project	
Filename	Trattaroli SUD_A6.P2DX
Directory	C:\Users\Alessandro\Desktop\4-Plaxis_Trattaroli sud\
Title	Trattaroli Sud
General	
Model	Plane strain
Elements	15-Noded
Acceleration	
Gravity angle	-90,00°
x-acceleration	0,000 G
y-acceleration	0,000 G
Earth gravity	9,810 m/s ²
Mesh	
Nr of soil elements	2848
Nr of nodes	23657
Average element size	1,414 m
Maximum element size	9,671 m
Minimum element size	0,1357 m
Comments	

3.1 Calculation information Initial phase [InitialPhase]

Calculation information				
Step info				
Phase	Initial phase [InitialPhase]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	K0 procedure			
Kernel type	32 bit			
Extrapolation factor	0,000			
Relative stiffness	0,000			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.2 Calculation information Scavo -6m [Phase_1]

Calculation information				
Step info				
Phase	Scavo -6m [Phase_1]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,8239			
Relative stiffness	0,9285			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	-0,01428	ΣM_{Area}	0,9087
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,1294	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.3 Calculation information Paratia [Phase_2]

Calculation information				
Step info				
Phase	Paratia [Phase_2]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,3446			
Relative stiffness	0,2392			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000

Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,9087
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,09460	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.4 Calculation information Rimep+2,5m [Phase_3]

Calculation information				
Step info				
Phase	Rimep+2,5m [Phase_3]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,8577			
Relative stiffness	0,05215			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,04530E-3	ΣM_{Area}	0,9400
Active proportion of stage	M_{Stage}	1,385E-3	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.5 Calculation information T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4]

Calculation information				
Step info				
Phase	T tr (PT=194 kN/m) [Phase_4]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,4267			
Relative stiffness	0,9201			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,9400
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,09400	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.6 Calculation information Escavo -11,5 m [Phase_5]

Calculation information				
Step info				
Phase	Escavo -11,5 m [Phase_5]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,2519			
Relative stiffness	0,1434			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	-1,050E-3	ΣM_{Area}	0,9012
Active proportion of stage	M_{Stage}	5,377E-3	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

3.7 Calculation information Piano di posa [Phase_6]

Calculation information				
Step info				
Phase	Piano di posa [Phase_6]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1,000			
Relative stiffness	0,9225			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	-1,765E-3	ΣM_{Area}	0,8976
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,5000	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

3.8 Calculation information Nuova Struttura [Phase_7]

Calculation information				
Step info				
Phase	Nuova Struttura [Phase_7]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,2602			
Relative stiffness	0,6964			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000

Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8976
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,05660	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.9 Calculation information Riemp +2,5m [Phase_8]

Calculation information				
Step info				
Phase	Riemp +2,5m [Phase_8]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,1925			
Relative stiffness	0,5452			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,3396E-3	ΣM_{Area}	0,9012
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,08242	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.10 Calculation information Fondale -15m [Phase_9]

Calculation information				
Step info				
Phase	Fondale -15m [Phase_9]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,4086			
Relative stiffness	0,1228			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	-2,099E-3	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,01346	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.11 Calculation information SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10]

Calculation information				
Step info				
Phase	SLU11 (q=69kPa, T=46kN/m) [Phase_10]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,5894			
Relative stiffness	0,1438			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,05519	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

3.12 Calculation information q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11]

Calculation information				
Step info				
Phase	q=78kPa, T=52kN/m [Phase_11]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,5018			
Relative stiffness	0,1187			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,03100	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

3.13 Calculation information SLU12 [Phase_12]

Calculation information				
Step info				
Phase	SLU12 [Phase_12]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,2263			
Relative stiffness	0,05435			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000

Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,01053	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.14 Calculation information SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13]

Calculation information				
Step info				
Phase	SLV (q=48kPa, west, kh=0.06) [Phase_13]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,6489			
Relative stiffness	0,05564			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,02038	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			
Pseudo-static acceleration				
X	0,06000 m/s ²			
Y	0,000 m/s ²			

3.15 Calculation information SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14]

Calculation information				
Step info				
Phase	SLE (q=60 kPa, T=40kN/m) [Phase_14]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,1078			
Relative stiffness	0,1484			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,01275	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²			

3.16 Calculation information SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15]

Calculation information				
Step info				
Phase	SLD (q=48kPa, West, kh=0.034) [Phase_15]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,7005			
Relative stiffness	0,07906			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8765
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,04342	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			
Pseudo-static acceleration				
X	0,03400 m/s ²			
Y	0,000 m/s ²			