



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE

## MAGISTRATO ALLE ACQUE

NUOVI INTERVENTI PER LA SALVAGUARDIA DI VENEZIA

LEGGE 29/11/1984 N. 798

CONVENZIONE REP. 7191 DEL 04.10.1991

ATTI ATTUATIVI 7395 DEL 23.11.1993 E 8149 DEL 10.05.2006

INTERVENTI PER L'ARRESTO E L'INVERSIONE  
DEI PROCESSI DI DEGRADO DELLA LAGUNA

CONCESSIONARIO: *CONSORZIO "VENEZIA NUOVA"*

### INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DEL CANALE INDUSTRIALE SUD A PORTO MARGHERA 4° STRALCIO – SPONDA SUD E DARSENA TERMINALE LOTTO 9 (SPONDA ALCOA)







**PROGETTO ESECUTIVO**  
DI MESSA IN SICUREZZA

RIELABORATO IN CONFORMITÀ  
AL VOTO N. 8 IN DATA  
25.01.2008 DEL COMITATO  
TECNICO DI MAGISTRATURA.  
Venezia, .....

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*RIELABORATO IN CONFORMITÀ AL VOTO N.8 DEL COMITATO TECNICO DI MAGISTRATURA DEL 25.01.2008*

**Febbraio 2008**

COORDINAMENTO	PROGETTAZIONE	
 <p>CONSORZIO VENEZIA NUOVA Ing. JOHANN STOCKER</p> <p>Verif: </p> <p>Contr.: </p>	<p><b>PROTECNO</b> Protecno s.r.l. - Padova</p> <p>Direttori tecnici: Prof. Ing. M. Adamo Dott. Ing. C. Comola</p> <p>Collaboratori: Dott. Ing. A. Venuti</p> <p></p>	<p> STUDIO ALTIERI</p> <p>Responsabile della progettazione: Dott. Ing. Guido Zanovello</p> <p>Direttore tecnico: Dott. Ing. Everardo Altieri</p> <p></p>

149023R0103-1EE M0016 EB RLA 0003

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>4. MATERIALI DI PROGETTO.....</b>	<b>8</b>
4.1. CALCESTRUZZO.....	8
4.2. ACCIAIO PER C.A.....	9
4.3. ACCIAIO PER PALANCOLE .....	10
4.4. ALTRI MATERIALI.....	11
<b>5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....</b>	<b>12</b>
5.1. PARATIE DI MARGINAMENTO.....	12
5.1.1. carichi agenti.....	12
5.1.2. combinazioni agli stati limite ultimi .....	15
5.1.3. combinazioni agli stati limite di esercizio .....	18
5.1.4. combinazioni in condizioni sismiche .....	19
5.1.5. durabilità delle strutture metalliche .....	22
5.2. CORDOLO SOMMITALE IN C.A. ....	23
5.2.1. Carichi agenti .....	23
5.2.2. verifiche agli stati limite ultimi.....	24
5.2.3. verifiche agli stati limite di esercizio .....	25
5.3. TIRANTI.....	26
<b>6. GEOTECNICA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>27</b>
<b>7. VERIFICA INTERVENTO TIPO 1.....</b>	<b>28</b>
7.1. VERIFICA PALANCOLA.....	28
7.1.1. resistenze di progetto .....	28
7.1.2. Verifica agli Stati Limite Ultimi.....	28
7.1.3. durabilità delle strutture metalliche .....	35
7.1.4. Verifica agli Stati Limite di Esercizio .....	37
7.2. VERIFICA DEI TIRANTI.....	46
7.2.1. Verifica dell'armatura dei tiranti .....	47
7.2.2. verifica del bulbo di ancoraggio.....	48
7.2.3. verifica della lunghezza libera dei tiranti .....	51
7.2.4. considerazioni su pretensione e tiro di collaudo .....	52
7.3. VERIFICA DEI TIRANTI SU BITTA DI ANCORAGGIO.....	53

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

<b>7.4. VERIFICA CORDOLO SOMMITALE IN C.A. ....</b>	<b>54</b>
7.4.1. Descrizione del cordolo e delle fasi costruttive.....	54
7.4.2. Parte inferiore del cordolo .....	55
7.4.3. Parte superiore del cordolo .....	56
7.4.3.1. Caratteristiche della Sezione .....	57
7.4.3.2. Analisi globale .....	57
7.4.3.3. Diagrammi dei momenti .....	59
7.4.3.4. Verifiche agli SLU .....	64
7.4.3.5. Verifiche agli SLE .....	65
7.4.3.6. Analisi locale .....	66
7.4.4. Giunti strutturali .....	67
<b>8. VERIFICA INTERVENTO TIPO 4.....</b>	<b>69</b>
8.1. GENERALITÀ .....	69
8.2. VERIFICA TENSIONALE E DEFORMATIVA.....	71
8.2.1. Verifica dello step 3.....	76
8.2.2. Verifica dello step 7.....	78
8.3. VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE E DEI TIRANTI DI CONTRASTO	81
<b>9. POZZETTI PER ATTRAVERSAMENTO A SIFONE DELLO SCARICO SM187</b>	
9.1. SOLETTA SUPERIORE.....	88
9.2. PARETI LATERALI.....	89
9.3. SETTO INTERNO .....	91
9.4. SOLETTA INFERIORE .....	93
9.5. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO .....	93
<b>10. POZZETTI.....</b>	<b>94</b>
10.1. SOLETTA SUPERIORE.....	94
10.2. PARETI LATERALI.....	95
10.3. SOLETTA INFERIORE .....	97
10.4. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO .....	98
<b>11. VASCHE DI SFIORO .....</b>	<b>99</b>
11.1. SOLETTA SUPERIORE.....	100
11.2. PARETI LATERALI.....	100

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

<b>11.3.</b>	<b>SOLETTA INFERIORE .....</b>	<b>102</b>
<b>11.4.</b>	<b>VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO .....</b>	<b>103</b>
<b>12.</b>	<b>NUOVE BITTE DI ORMEGGIO PROVVISORIALI .....</b>	<b>104</b>
<b>12.1.</b>	<b>DETERMINAZIONE DEL TIRO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>104</b>
<b>12.2.</b>	<b>VERIFICA FONDAZIONI BITTE .....</b>	<b>106</b>
<b>12.3.</b>	<b>VERIFICA COLLEGAMENTO TUBI BITTE .....</b>	<b>111</b>
12.3.1.	Verifica armatura plinto .....	111
12.3.2.	verifica ancoraggio plinto tub .....	114

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

## **1. PREMESSA**

La seguente relazione di calcolo contiene le analisi statiche eseguite sulle opere previste in sponda nell'ambito del progetto esecutivo in titolo.

Il presente documento è strutturato per tipologia di elemento strutturale da verificare, permettendo una rapida ed efficace comprensione delle ipotesi di calcolo e delle ottimizzazioni delle scelte progettuali caratterizzanti ogni intervento tipo.

La struttura della relazione è riportata in seguito.

<b>LIVELLO 1</b>	<b>LIVELLO 2</b>
<b>ELEMENTO STRUTTURALE</b>	<b>VERIFICHE CONDOTTE</b>
<i>Opere strutturali di conterminazione</i>	√ Stati Limite Ultimi √ Stati Limite di Esercizio √ Verifiche in condizioni sismiche √ Durabilità
<i>Tiranti di ancoraggio</i>	√ Verifiche agli Stati Limite Ultimi
<i>Cordolo sommitale in c.a.</i>	√ Stati Limite Ultimi √ Stati Limite di Esercizio √ Verifica situazioni accidentali
<i>Intervento su opera di presa</i>	√ Verifica alle tensioni ammissibili
<i>Pozzetti/Vasche di sfioro</i>	√ Verifica alle tensioni ammissibili
<i>Bitte di ormeggio provvisorie</i>	√ Verifica alle tensioni ammissibili

*Tab 1: tipologia di strutture e di verifiche condotte.*

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO**

L'intervento proposto prevede la realizzazione di opere tali da garantire l'impermeabilizzazione e la protezione dall'erosione delle sponde lungo tutto il tratto in cui si sviluppa il marginamento.

Le fasi di esecuzione del marginamento sono 2:

la fase A si riferisce alle sole opere di messa in sicurezza comprendenti:

- palancolato/diaframmi;
- cordolo strutturale;
- sistema di drenaggio;
- predisposizione per i contrasti (tiranti).

Le opere dimensionate sotto il profilo statico tengono conto dell'assetto finale dell'opera (fase B) quando cioè il tratto di sponda sarà destinato ad accosto operativo portuale; a quel tempo saranno aggiunti i tiranti, il piano banchina e i relativi arredi (bitte, fenders, eventuali cunicoli impiantistici), impianto di protezione catodica a corrente impressa.

La struttura è composta da palancolati metallici infissi fino ad una profondità tale da garantire la chiusura della 1° falda in pressione e comunque tale da soddisfare esigenze strutturali derivanti dalla geometria e dalle azioni di progetto.

La seguente tabella 2 mostra le caratteristiche della struttura.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

<b>Intervento tipo</b>	<b>Tipologia struttura</b>
Opera strutturale di conterminazione	Palancolato composito tipo PSP1000+PZI 675/12 combinazione 22/23 Wmin 10450 cm <sup>3</sup> /m. elementi portanti con quota al piede a -21.0 m s.m.m. e profili di sigillatura con quota al piede -16.0 m s.m.m.

*Tab 2: caratteristiche marginamento.*

Le palancole metalliche sono munite di apposito giunto impermeabile in modo da garantire la perfetta tenuta idraulica, sia nel tratto fuori terra, che nella parte immersa: questo permette il completo intercettamento dello spessore di riporto e della cosiddetta “prima falda”.

A tergo del marginamento è prevista la realizzazione di una condotta microfessurata di drenaggio collegata tramite vasche di sfioro ad una linea a gravità, che ha la funzione di collettare e allontanare le acque drenate fino al trattamento.

Detto drenaggio ha la funzione di evitare alterazioni del regime piezometrico attuale che si avrebbero in conseguenza dell'impermeabilizzazione della sponda.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le strutture del presente progetto esecutivo saranno verificate in accordo con quanto previsto dalle seguenti norme:

- DECRETO MINISTERIALE 14 settembre 2005: Norme tecniche per le costruzioni.
- ORDINANZA DELLA PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI n.3274 del 20/03/2003: “primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- DECRETO MINISTERIALE 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni della progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.G.G./STC: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei cariche e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Norma UNI 9858 e Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale
- UNI ENV 1993-5:2002, Eurocode 3- Design on steel structures – Part 5: Piling.
- Norma UNI 10248: Hot rolled sheet piling of non alloy steels: part 1: technical delivery conditions;



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **4. MATERIALI DI PROGETTO**

Per la realizzazione delle strutture in oggetto, sono prescritti i seguenti materiali base.

#### **4.1. CALCESTRUZZO**

Le strutture da realizzare sono in ambiente marino e, quindi, secondo la Normativa, in condizioni ambientali moderatamente aggressive. Ciò implica l'uso di calcestruzzo classe XS3 (UNI 203), con copriferro minimo pari a 40 mm.

Sarà utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza media  $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ , cui corrispondono:

Parametri agli stati limite:

- Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = \frac{35}{1.9} = 18.4 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo per le azioni accidentali:

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = \frac{35}{1.2} = 29.17 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a trazione semplice del calcestruzzo:

essendo:

$$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 0.48 \cdot \sqrt{35} = 2.84 \text{ N/mm}^2$$

risulta:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{m,c}} = \frac{0.7 \cdot 2.84}{1.6} = 1.24 \text{ N/mm}^2$$

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

- Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo per flessione:  
essendo:

$$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctk} = 1.2 \cdot 2.84 = 3.408 \text{ N/mm}^2$$

risulta:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{m,c}} = \frac{0.7 \cdot 3.408}{1.6} = 1.49 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione massima di compressione nelle condizioni di esercizio,  
in ambiente molto aggressivo:

$$\sigma_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Ec}} = \frac{35}{1.5 \cdot 1.6} = 14.58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{comb. rara}$$

$$\sigma_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Ec}} = \frac{35}{1.5 \cdot 2} = 11.67 \text{ N/mm}^2 \quad \text{comb.} \quad \text{quasi}$$

permanente

Parametri di calcolo alle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{camm} = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{35 - 15}{4} = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{35 - 15}{75} = 0.66 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{35 - 15}{35} = 1.97 \text{ N/mm}^2$$

### **4.2. ACCIAIO PER C.A.**

Secondo il DM 14/09/2005, nelle strutture in c.a., è ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili del tipo B450C e B450A, con tensione di snervamento nominale  $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$ . Ne risultano

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

le seguenti tensioni di riferimento:

Parametri agli stati limite:

- Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione di snervamento dell'acciaio per azioni accidentali:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}} = \frac{450}{1} = 450 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione massima in condizioni di esercizio:

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{1.25} = \frac{450}{1.25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Parametri di calcolo alle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{samm} = 255 \text{ N/mm}^2$$

### **4.3. ACCIAIO PER PALANCOLE**

Si prevede l'utilizzo di acciaio per profilati a calcolo S355GP.

Parametri agli stati limite:

La resistenza di progetto di tali strutture è definita a partire dalla tensione di snervamento, ridotta da un coefficiente di sicurezza parziale pari a:

$$\gamma_M = \gamma_m \times \gamma_{E,d} = 1.15 \times 1.05 \approx 1.21.$$

Le tensioni di snervamento per l'acciaio del palancolato strutturale sono di seguito riportate.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

<b>Tipo di acciaio</b>	<b>Tensione a snervamento</b>	<b>Tensione a rottura</b>
	$f_y$ [N/mm]	$f_u$ [N/mm]
<b>S355 GP</b>	<b>355</b>	<b>480</b>

Parametri di calcolo alle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{samm} = 240 \text{ N/mm}^2$$

**4.4. ALTRI MATERIALI**

- calcestruzzo magro per opere di sottofondazione  $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ ;
- carpenteria metallica Fe 430;
- acciaio armonico per trefoli con prestazioni conformi a EN 10138.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

In seguito verranno specificati gli input geometrici, le condizioni di carico, nonché le proprietà meccaniche dei terreni e le resistenze caratteristiche degli elementi strutturali.

Il testo di riferimento sarà il DECRETO MINISTERIALE 14 settembre 2005: Norme tecniche per le costruzioni, cap. 7: *“norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”*.

#### **5.1. PARATIE DI MARGINAMENTO**

##### **5.1.1. CARICHI AGENTI**

Le azioni che coinvolgono la struttura di conterminazione sono le seguenti:

- Pesi propri: terreno e pressione dell'acqua      G123;
- Sovraccarichi distribuiti:      Q1;
- Sovraccarico concentrato da carroponte      Q2.
- Dislivello idrico falda fra monte e valle :      Q3;
- Tiro dell'eventuale bitta di ormeggio      Q4;
- Urto di natante:      A1.

L'azione derivante dall'urto del natante, essendo rivolta verso terra, ha come effetto quello di scaricare i tiranti nel cordolo. Non è quindi dimensionante per il palancolato. L'azione derivante dall'eventuale bitta di ormeggio, non sarà considerata nelle combinazioni perché, in corrispondenza di essa, saranno messi in opera tiranti aggiuntivi che aumentano la rigidità del nodo interessato e assorbono completamente il tiro che ne nasce. Di contro,

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

come verrà esplicato in seguito, l'azione derivante dall'urto del natante diventa rilevante nel dimensionamento del cordolo in sommità al palancolato.

Le azioni esterne bidimensionali individuate per la verifica delle strutture in esame sono quindi le seguenti:

- Pesi propri: terreno e pressione dell'acqua      G123;
- Sovraccarichi distribuiti:      Q1;
- Sovraccarichi concentrati da carro ponte      Q2;
- Dislivello idrico falda fra monte e valle :      Q3.

Le azioni di cui sopra sono di seguito esplicitate.

### Carico distribuito Q1

- $Q1=50 \text{ kPa}$ ;

### Dislivello di falda fra monte e valle del palancolato Q3

Tale sollecitazione sul palancolato deriva dall'applicazione di un dislivello idrico fra monte e valle in seguito alla possibilità di intasamento del sistema di drenaggio a tergo del palancolato. Si considera un dislivello massimo pari a 2.1 m m.s.m., che corrisponde alla quota della sommità del cordolo del marginamento.

### Sovraccarichi concentrati da carro ponte

La determinazione delle massime sollecitazioni derivanti dal passaggio del carro ponte sono derivate dall'apposita relazione di calcolo fornita dalla ditta costruttrice di tali strutture "GOTTWALD Mobile Harbour Crane Hmax 170 E".

Si riporta nella figura successiva l'analisi di tali carichi.

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



**Quay Loading Data**

GOTTWALD Mobile Harbour Crane H<sub>max</sub> 170 E

**Main Crane Data:**

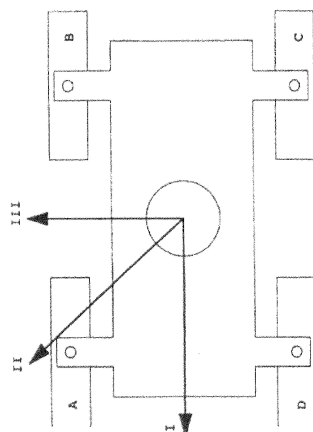
Total crane weight : 240,0 t  
 Max. load : 63,0 t  
 Max. load on operation: 303,0 t  
 Number of Axles: 4  
 Propping base : 11,0 m x 11,5 m  
 Propping pads : 1,2 m x 1,8 m  
 ( other sizes on request )

**Uniform Distributed Load during travelling per m²:**

Covered area : 102,5 m²  
 ( 12,2 m x 8,4 m )  
 Uniform Distributed Load:  
 240,0 t / 102,5 m² = 2,34 t/m²

**Pressure under wheels:**

Axle Load [t]	Wheels / Axle [-]	Load / Wheel [t]	Supporting Area / Wheel [cm²]	Pressure under Wheel [kg / cm²]
60,0	4	15,0	1690	8,85



**Maximum outrigger forces [63 t - heavy load 66 %]**

Jib Position	Load [t]	Radius [m]	Outrigger Force [t]	Outrigger Area [m²]	Ground Pressure [kg / cm²]
I	63,0	20,0	130,9	2,16	6,06
II	63,0	20,0	155,9	2,16	7,22
III	63,0	20,0	135,9	2,16	6,29

Quayloading HMK 170 E-63 t heavy load

821700 - RR - 11.12.03

*Figura 1. schema carichi carroponte.*

La condizione di calcolo più gravosa corrisponde alle seguenti sollecitazioni:

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

- Carico per ogni asse di 600 kN, dovuto al peso proprio della struttura (2400 kN);
- Carico sull'asse più sollecitato dovuto al momento derivante dallo sbraccio del carroponte. Posizione II, forza su asse di 1559 kN.

L'impronta d'appoggio di ogni asse è pari a 1.8 m×1.2 m. Sono presenti 4 assi disposti sui vertici di un rettangolo di lati 12.2 m×8.4 m.

La condizione di carico più gravosa ai fini della determinazione delle massime sollecitazioni sul palancolato (condizione II), presuppone che l'asse più vicino alla palanca sia sollecitato dal peso proprio + carico derivante dallo sbraccio, mentre quello più distante sia sollecitato dal solo peso proprio.

$$P21 = 600 + 1559 = 2159 \text{ kN};$$

$$P22 = 600 \text{ kN}.$$

Tali sollecitazioni andranno ad intercettare il palancolato diffondendosi all'interno del terreno a 45° fino al punto di contatto con lo stesso. Si ottengono quindi le seguenti pressioni che sollecitano la palanca.

- $Q21 = P21 / [1.2 \times (1.8 + 2.4 \times 2)] = 272 \text{ kPa};$
- $Q22 = P22 / [1.2 \times (1.8 + 10.8 \times 2)] = 22 \text{ kPa}.$

Esse, come detto, vanno opportunamente combinate in modo da cementare la struttura agli stati limite ultimi.

### **5.1.2. COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

L'analisi allo stato limite ultimo delle strutture interagenti con i terreni di fondazione va condotta secondo due combinazioni distinte di azioni esterne e parametri di resistenza dei suoli ottenuti



**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

applicando i coefficienti amplificativi e/o riduttivi riportati nelle seguenti tabelle.

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\gamma_m$	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}=1,00$	$\gamma_{\varphi'}=1,25$
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}=1,00$	$\gamma_{cu}=1,40$
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f=1,00$	$\gamma_f=1,00$

*Tabella 3*

AZIONE	SIMBOLO $\gamma_f$	COEFFICIENTE PARZIALE (A1)	COEFFICIENTE PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	1,4	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

*Tabella 4*

Le verifiche agli stati limite ultimi condotte con la combinazione M1+A1 sono rilevanti al fine di indagare le capacità strutturali ultime delle opere interagenti con i terreni.

Le verifiche condotte secondo la combinazione M2+A2 sono invece volte alle verifiche geotecniche dei suoli di fondazione.

Nel caso in esame, dovendosi intestare le strutture in sponda a quote piuttosto profonde per esigenze ambientali, sono da escludere rotture per formazioni di meccanismi cinetici passanti per il piede dei palancolati stessi: per questo motivo le verifiche agli stati limite ultimi verranno condotti secondo la combinazione M1+A1.

Le combinazioni di carico devono comprendere la possibilità che azioni distinte siano applicate contemporaneamente alla struttura.

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

---

I coefficienti riduttivi di contemporaneità vengono introdotti per l'appunto con lo scopo di rappresentare la ridotta probabilità che più azioni esterne cimentino l'opera contemporaneamente.

L'espressione generale delle combinazioni è la seguente:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \times \gamma_{EGj} \times G_{kj}) + \gamma_{Q1} \times \gamma_{EQ1} \times Q_{k1} + \sum_{j=1}^m (\psi_{0i} \times \gamma_{Qi} \times \gamma_{EQi} \times Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  = rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- $Q_{kj}$  = rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q$  = rappresentano i coefficienti parziali, definiti in tabella 4;
- $\gamma_E$  = rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, assunti pari a 1;
- $\Psi_{0i}$  = rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nella tabella seguente si riassumo i parametri usati nella determinazione delle combinazioni.

Carico	$\gamma_G - \gamma_Q$	$\Psi_{0i}$
$G_{123}$ terreno, pressione acqua e pesi propri	1.4	
$Q_1$ sovraccarico uniforme	1.5	0.7
$Q_2$ sovraccarico concentrato	1.5	0.2

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Q <sub>3</sub> press. acqua in assenza di drenaggio	1.5	0.2
---	-----	-----

I coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle varie combinazioni di carico agli stati limite ultimi sono riportati nella tabella seguente.

Comb.	G <sub>123</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
SLU-1	1.4	1.5	0.3	0.3
SLU-2	1.4	1.05	1.5	0.3
SLU-3	1.4	1.05	0.3	1.5
SISMA	1	0.8	0.8	0.8

*Tab 5. combinazioni di carico agli SLU paratia.*

Il dimensionamento statico delle opere di conterminazione viene condotto con metodi bidimensionali: si assume cioè la costanza e l'illimitatezza delle azioni lungo la perpendicolare al piano contenente le azioni considerate.

La risposta strutturale è valutata in condizioni drenate.

### 5.1.3. COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

L'azione complessiva di calcolo deriva dalle seguenti due combinazioni:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}$$

Essendo  $\gamma_E=1$ , e con le stesse considerazioni fatte per gli stati limite ultimi, vengono adottati i seguenti coefficienti per le varie tipologie di carichi:

Carico	$\gamma_G - \gamma_Q$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
--------	-----------------------	-------------	-------------

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

---

G <sub>123</sub> terreno, pressione acqua e pesi propri	1		
Q <sub>1</sub> sovraccarico uniforme	1	0.7	0.3
Q <sub>2</sub> sovraccarico concentrato	1	0.5	0.2
Q <sub>3</sub> press. acqua in assenza di drenaggio	1	0.5	0.2

Si riportano nella tabella seguente i coefficienti moltiplicativi delle sollecitazioni agli stati limite di esercizio.

Comb.	G <sub>123</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
SLE-1	1	0.7	0.2	0.2
SLE-2	1	0.3	0.5	0.2
SLE-3	1	0.3	0.2	0.5

*Tabella 6: combinazioni di carico agli SLE.*

### 5.1.4. COMBINAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Oltre alle due combinazioni appena definite verrà valutato il comportamento delle strutture nell'eventualità di un sisma.

Le normative di riferimento per la definizione delle azioni sismiche sono le seguenti:

- DECRETO MINISTERIALE 14 settembre 2005: Norme tecniche per le costruzioni.
- ORDINANZA DELLA PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI n.3274 del 20/03/2003: “primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

I parametri alla base del calcolo delle azioni sismiche sono i

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

seguenti:

Classificazione sismica del sito	Zona 4	$a_g/g=0.05$
Classificazione sismica dei suoli di fondazione	C	$S=1.25$

La sollecitazione sismica dovuta alle terre è determinata come sovraspinta esterna, attraverso i seguenti steps:

1. calcolo della spinta attiva su tutto lo sviluppo della paratia, in assenza di sisma;
2. calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche su tutto lo sviluppo della paratia, in presenza di sisma;
3. calcolo della differenza fra le due componenti;
4. applicazione di tale componente spalmata in maniera costante lungo l'intera altezza della palancola.

Nella tabella successiva si riporta il valore della sovraspinta sismica così determinato.

Strato	Profondità (m)	spessore strato (m)	Profondità da p.c. (m)	Quota falda (m)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m³)	$k_a$ $i=0^\circ$ $\delta\phi=0$	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{hs}$ sopra (kPa)	$\sigma'_{hs}$ sotto (kPa)	Porzione spinta attiva strati (kN/m)	Spinta attiva totale statica (kN/m)	$k_a$ $i=0^\circ$ $\delta\phi=0$	$\sigma'_{hs}$ sopra (kPa)	$\sigma'_{hs}$ sotto (kPa)	Porzione spinta attiva sisma strati (kN/m)	Spinta attiva totale sisma (kN/m)	AS (kN/m)	ps (kPa)	$\gamma$ (kN/m³)
R	da +2.0 a -2.5	4.50	4.50	0.00	25.00	17.00	0.41	76.50	31.37	25.25	70.57	981.38	0.50	38.25	30.60	88.21	1185.03	203.65	9.93	7.18
A2	da -2.5 a -5.0	2.50	7.00	5.00	30.00	18.50	0.33	79.50	26.24	30.21	64.35		0.40	31.80	35.78	78.04				8.71
A3	da -5.0 a -7.5	2.50	9.50	7.50	27.00	19.00	0.38	105.50	40.09	32.71	87.88		0.45	47.48	40.09	104.43				9.23
B2	da -7.5 a -9.0	1.50	11.00	9.00	32.00	18.50	0.31	113.50	35.19	43.13	50.92		0.38	43.13	51.08	62.47				8.71
A3	da -9.0 a -13.5	4.50	15.50	13.50	27.00	19.00	0.38	159.50	60.61	49.45	233.42		0.45	71.78	60.61	277.58				9.23
B3	da -13.5 a -18.5	5	20.50	18.50	32.00	18.50	0.31	194.25	60.22	73.82	274.16	981.38	0.38	73.82	87.41	336.89	1185.03	203.65	9.93	8.71
A4	da -18.5 a -21.0	2.50	23.00	21.00	27.00	19.00	0.38	227.00	86.26	86.26	200.09		0.45	102.15	102.15	237.41				9.23

*Tabella 7: calcolo sovraspinta sismica delle terre.*

Oltre a tale valore è stata determinata la componente sismica dovuta alla presenza dell'acqua attraverso la seguente espressione:

$$E_{ws} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Dove:

- $E_{ws}$  = sovraspinta sismica dovuta alla presenza dell'acqua,
- $k_h$  = coefficiente sismico in direzione orizzontale, come detto pari a 0.05;
- $\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua,
- $H_w$  = altezza della colonna d'acqua che agisce sulla paratia, pari nella peggiore delle ipotesi a 23 m.

È stata inoltre introdotta la sovraspinta sismica dovuta alla presenza del cordolo, determinata moltiplicando il peso del cordolo per il coefficiente sismico in direzione orizzontale.

Il calcolo delle sollecitazioni con il metodo dei coefficienti parziali viene condotto come segue:

$$\gamma_E \times E + \gamma_G \times G + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \times \gamma_Q \times Q_{ki} ,$$

dove i simboli hanno il significato visto in precedenza tranne  $\psi_{2i}$  che, sulla base della seguente tabella, viene fissato in  $\psi_{2i} = 0.80$ .

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, Uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,80

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **5.1.5. DURABILITÀ DELLE STRUTTURE METALLICHE**

Il palancolato in oggetto è progettato in modo da garantire la funzionalità per un periodo di 50 anni.

Considerando quanta parte della sezione reagente andrà persa durante tale periodo è possibile progettare le strutture ammettendo che il loro modulo di resistenza vada progressivamente riducendosi per effetto della corrosione; per evitare che la struttura vada in crisi per la progressiva incapacità di sostenere i carichi esterni che restano costanti occorre dunque prevedere che inizialmente il palancolato sia sovradimensionato.

In altre parole la progettazione può essere improntata a dotare la struttura di una iniziale capacità di resistenza maggiore della necessaria; man mano che il tempo passa e che il processo corrosivo va avanti il modulo di resistenza della sezione adottata diminuirà: l'aspetto rilevante è di fare in modo tale che la struttura sia in possesso di un surplus di risorse almeno pari a quelle che perderà a causa della corrosione.

Applicando riduzioni di spessore via via crescenti alla sezione tipo del palancolato e calcolando i momenti di inerzia e quindi i moduli di resistenza delle sezioni ridotte, si è ricavata la relazione che lega le riduzioni percentuali di spessore  $\Delta S$  % alle riduzioni conseguenti di modulo di resistenza  $\Delta W$  %.

Considerando una velocità di corrosione di 0.03 mm/anno (cautelativa) per la parte esposta delle struttura, si può calcolare lo spessore che andrà perso (in assenza di manutenzione) durante il periodo transitorio che si estende dall'infissione del palancolato sino all'installazione del sistema di protezione attiva dalla corrosione.

$$\Delta S = T \cdot v_{\text{corrosione}}$$

Utilizzando la relazione che lega la variazione di spessore con la variazione del modulo di resistenza si potrà ottenere il modulo di rigidezza della palancola al termine del periodo.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Le verifiche di seguito riportate considereranno quindi l'adeguatezza del profilo scelto nel breve e nel lungo periodo.

### **5.2. CORDOLO SOMMITALE IN C.A.**

Nella verifica del cordolo, si devono utilizzare i risultati che nascono dal calcolo agli SLU e SLE della paratia e che sono legati a ben precise configurazioni di carico.

Il modello di calcolo del cordolo, previsto di lunghezza limitata per la presenza dei giunti di dilatazione, consiste in una trave su appoggi elastici, soggetta ai carichi esterni e a quelli concentrati derivanti dalla tensione dei tiranti. I vari carichi esterni sono desumibili dal valore del tiro risultante dal modello paratia per le varie situazioni di carico; la rigidità delle molle è determinata valutando la rigidità equivalente del complesso palancole-terreno-tiranti, nelle varie combinazioni di carico.

#### **5.2.1. CARICHI AGENTI**

I palancolati utilizzati sono rinforzati e irrigiditi, in sommità, da cordoli in calcestruzzo; questi hanno lo scopo di ridistribuire le sollecitazioni esterne interessando tratti più ampi di palancoleto.

Utilizzando il simbolismo introdotto dal DM 14/09/2005, le azioni esterne che agiscono sul cordolo (direttamente o indirettamente) sono le seguenti:

- **Azioni permanenti (G):**

$G_1$       pesi propri;

$G_2$       pressione del terreno;

$G_3$       pressione dell'acqua in falda;

- **Azioni variabili (Q)**

di lunga durata:



### **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

$Q_1$  sovraccarico distribuito uniformemente ( $q_1=50 \text{ kN/m}^2$ )  
 sul terrapieno a tergo del muro

di breve durata:

$Q_2$  sovraccarico concentrato da carro ponte. Valore già  
 definito nel capitolo precedente;

$Q_3$  pressione dell'acqua a tergo in assenza di drenaggio.

• **Azioni accidentali (A)**

$A_1$  urto di natante ( $L=200 \text{ m}$ ) sui fender

Di tutte le azioni sopra citate si considerano, nel seguito, solo quelle che comportano sollecitazioni orizzontali. È con queste componenti che si procederà alla verifica della struttura con il metodo degli Stati limite.

#### **5.2.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

La formula di correlazione utilizzata è la medesima di quella utilizzata per le paratie.

Vengono adottati i coefficienti di seguito riportati.

Carico	$\gamma_G-\gamma_Q$	$\psi_{0i}$
$G_{123}$ terreno, pressione acqua e pesi propri	1.4	
$Q_1$ sovraccarico uniforme	1.5	0.7
$Q_2$ sovraccarico concentrato	1.5	0.2
$Q_3$ press. acqua in assenza di drenaggio	1.5	0.2

Dall'uso dei coefficienti di cui sopra derivano le seguenti combinazioni di carico.

Comb.	$G_{123}$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$
SLU-1	1.4	1.5	0.3	0.3

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

SLU-2	1.4	1.05	1.5	0.3
SLU-3	1.4	1.05	0.3	1.5
SISMA	1	0.8	0.8	0.8

*Tabella 8: combinazioni di carico agli SLU cordolo.*

• **Urto da natante**

È la situazione che corrisponde all'urto del natante; anche in questo caso viene utilizzata la combinazione agli stati limite ultimi utilizzando i seguenti coefficienti:

Carico	$\gamma_G - \gamma_Q$	$\psi_{0i}$
$G_{123}$ terreno, pressione acqua e pesi propri	1.0	0
$A_1$ urto del natante	1.0	0

Dall'uso dei coefficienti di cui sopra deriva la seguente combinazione di carico:

Comb.	$G_{123}$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	$A_1$
SA-1	1				1.0

**5.2.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

La formula di correlazione utilizzata è la medesima di quella utilizzata per le paratie.

Essendo  $\gamma_E=1$ , e con le stesse considerazioni fatte per gli stati limite ultimi, vengono adottati i seguenti coefficienti per le varie tipologie di carichi:

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Carico	$\gamma_G-\gamma_Q$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
$G_{123}$ terreno, pressione acqua e pesi propri	1 – 0.9		
$Q_1$ sovraccarico uniforme	1 – 0	0.7	0.3
$Q_2$ sovraccarico concentrato	1 – 0	0.5	0.2
$Q_3$ press. acqua in assenza di drenaggio	1 – 0	0.5	0.2

Dall'uso dei coefficienti di cui sopra derivano le seguenti combinazioni di carico:

Comb.	$G_{123}$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$
SLE-1	1	0.7	0.2	0.2
SLE-2	1	0.3	0.5	0.2
SLE-3	1	0.3	0.2	0.5

*Tabella 9: combinazioni di carico agli SLE su cordolo.*

Oltre alla verifica delle sollecitazioni di calcolo, la normativa impone la verifica delle tensioni di esercizio.

### 5.3. TIRANTI

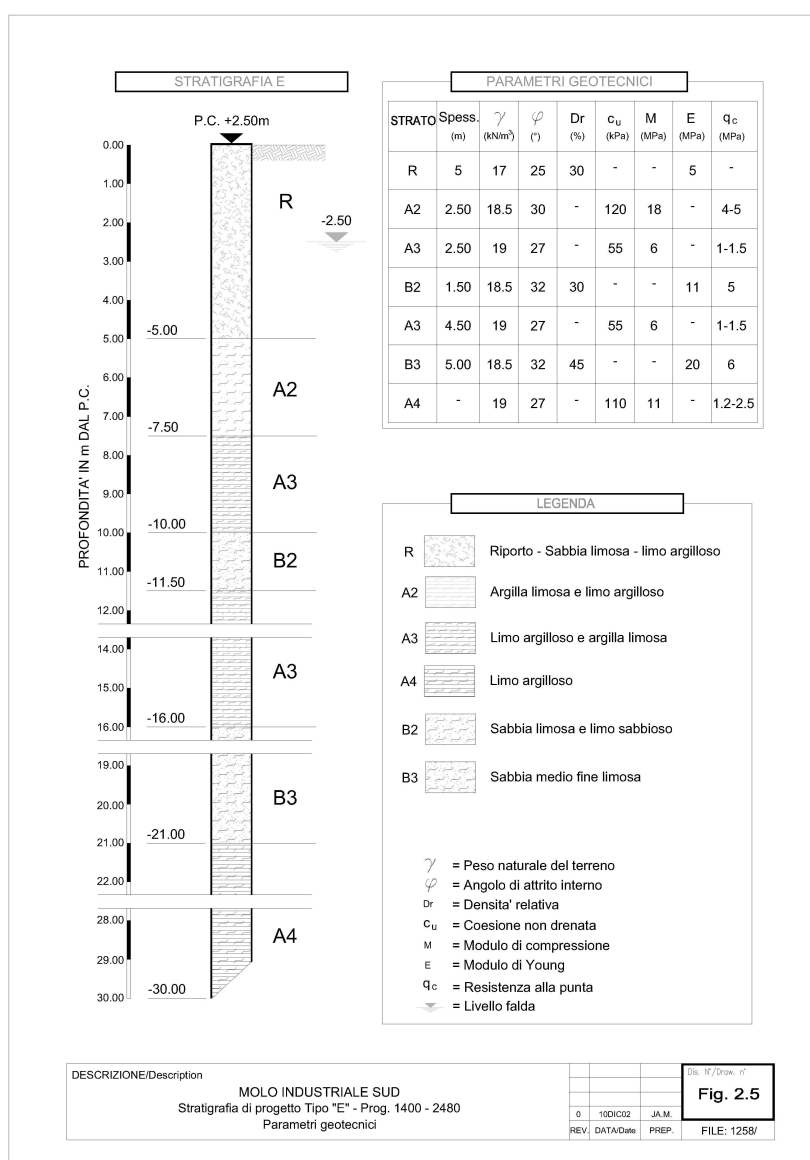
La verifica dei tiranti di ancoraggio viene condotta agli SLU, utilizzando le stesse combinazioni di carico relative alla verifica del palancolato strutturale.

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

### 6.GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione sono quelle desunte e descritte nell'apposita relazione di calcolo.

Nel seguito di riporta la stratigrafia di calcolo.



*Figura 2. stratigrafia e parametri geomeccanici di calcolo.*

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

## **7. VERIFICA INTERVENTO TIPO 1**

### **7.1. VERIFICA PALANCOLA**

#### **7.1.1. RESISTENZE DI PROGETTO**

Le resistenze di progetto del profilo in esame sono le seguenti:

- momento flettente resistente:

$$M_{c,Rid} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 3066 \frac{kN \times m}{m}$$

- azione tagliante resistente:

$$V_{c,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_M \times \sqrt{3}} = 4124 \frac{kN}{m},$$

La verifica della sezione è stata condotta utilizzando il codice Paratie 6.1.

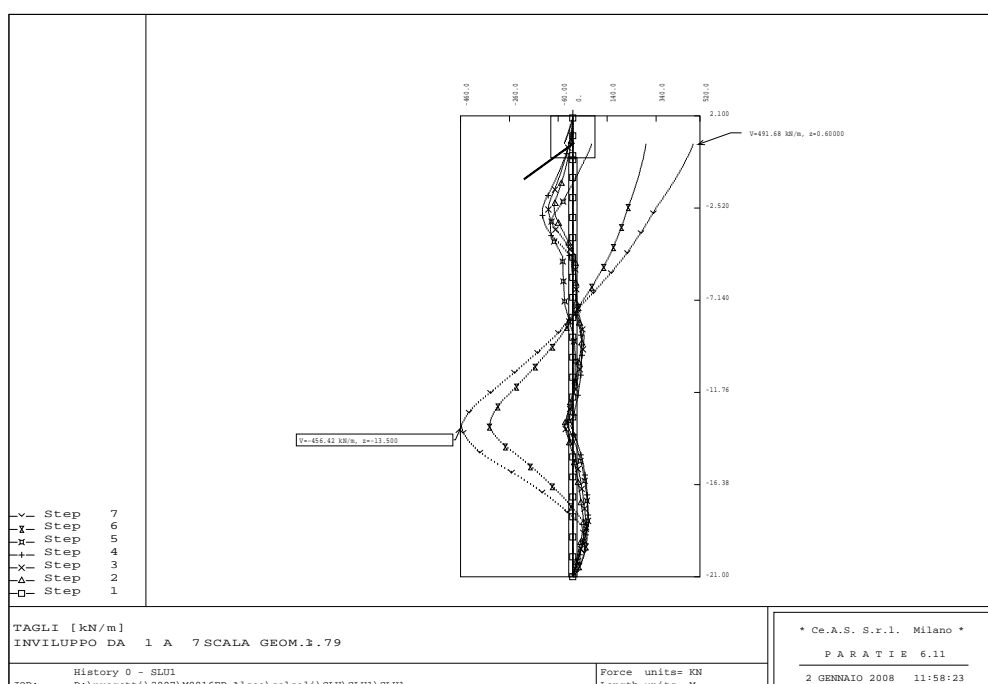
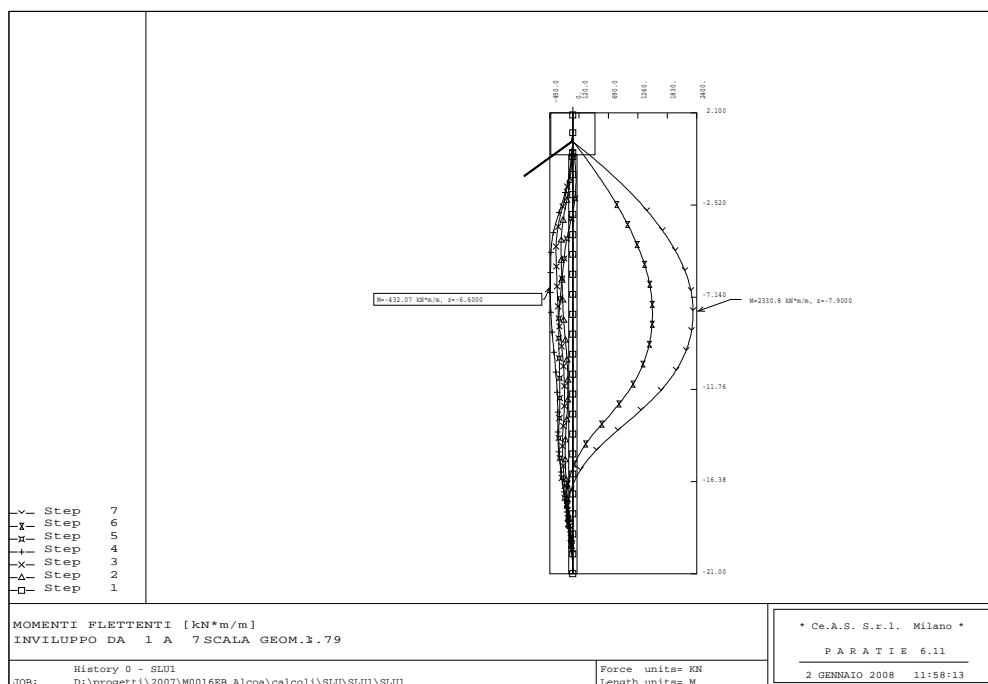
#### **7.1.2. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

Le sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi sono riassunte in seguito.

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

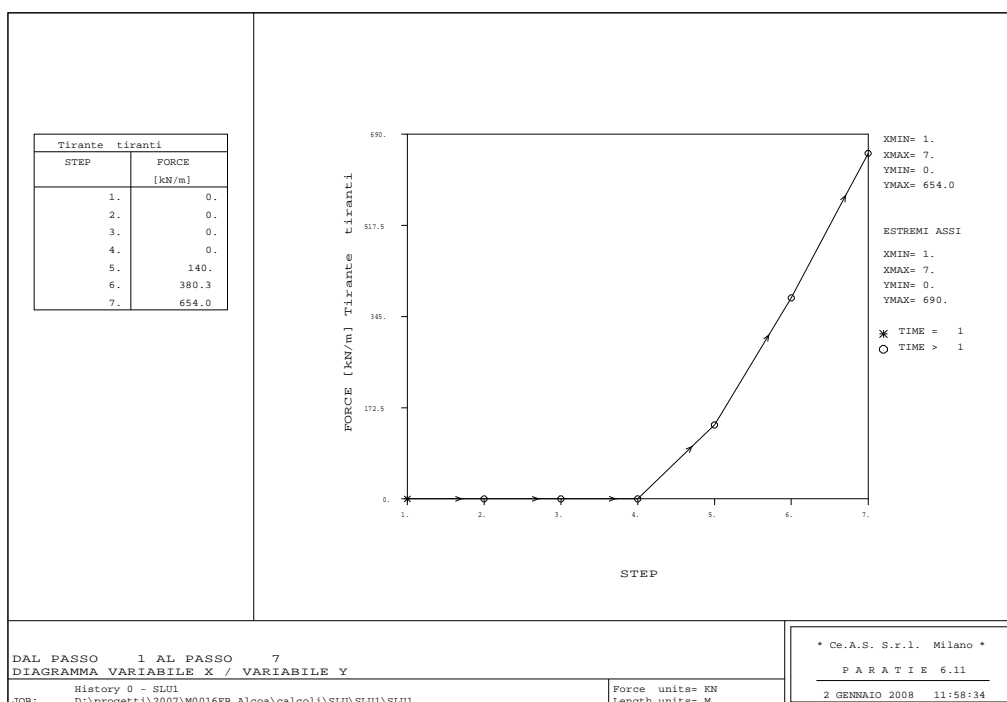
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

**SLU1**

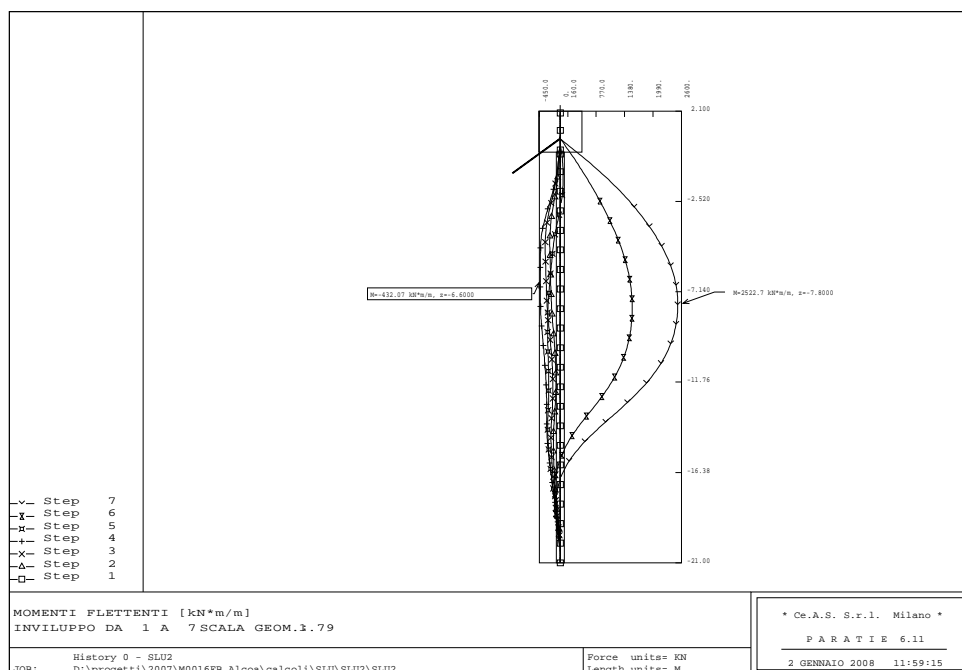


**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

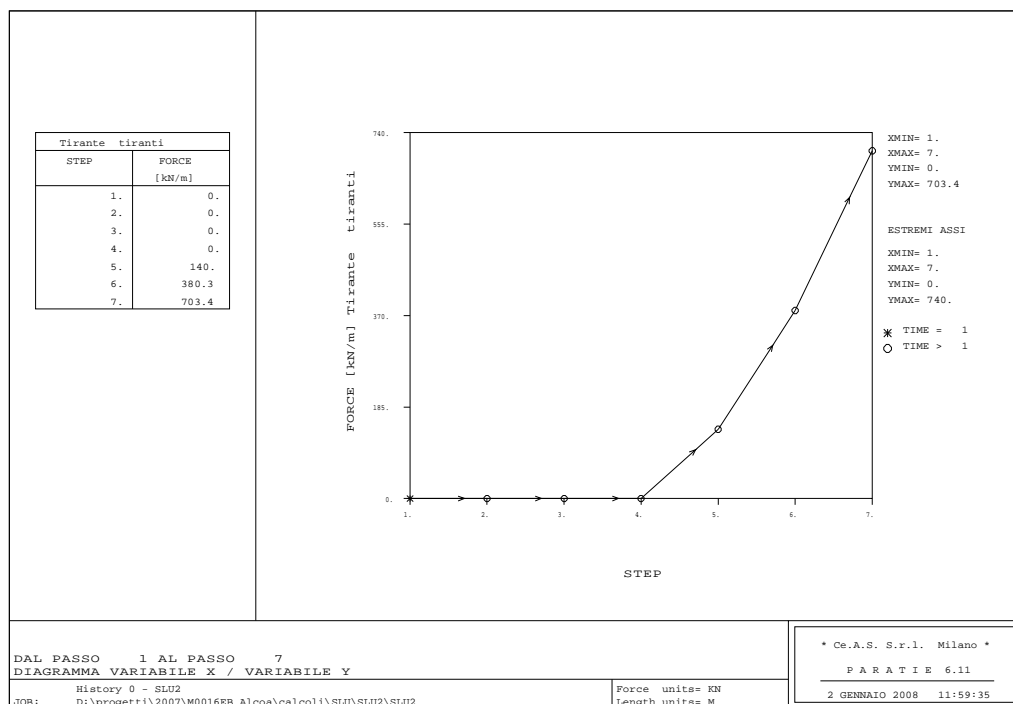
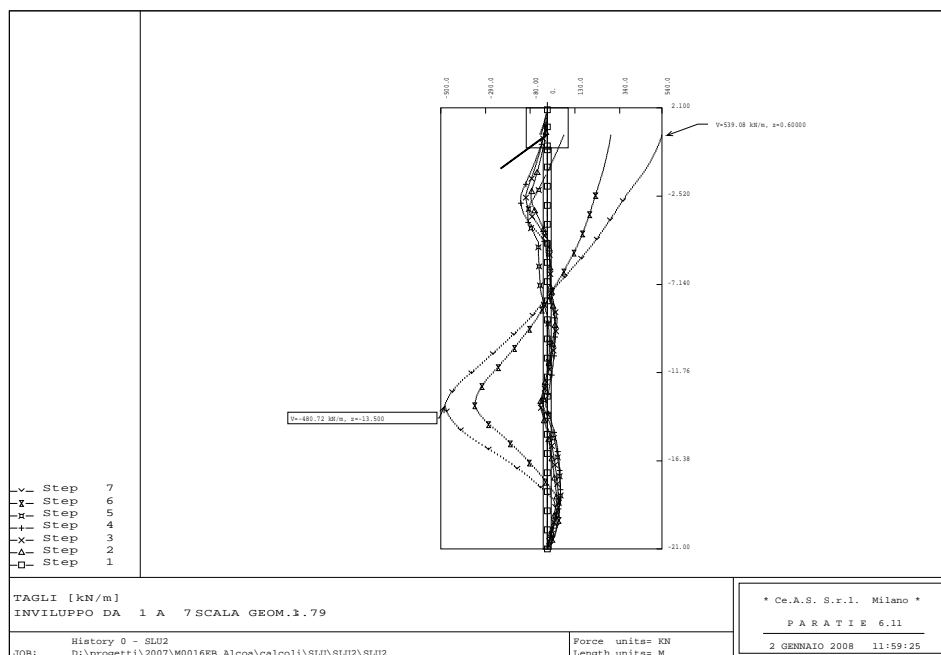


**SLU2**



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

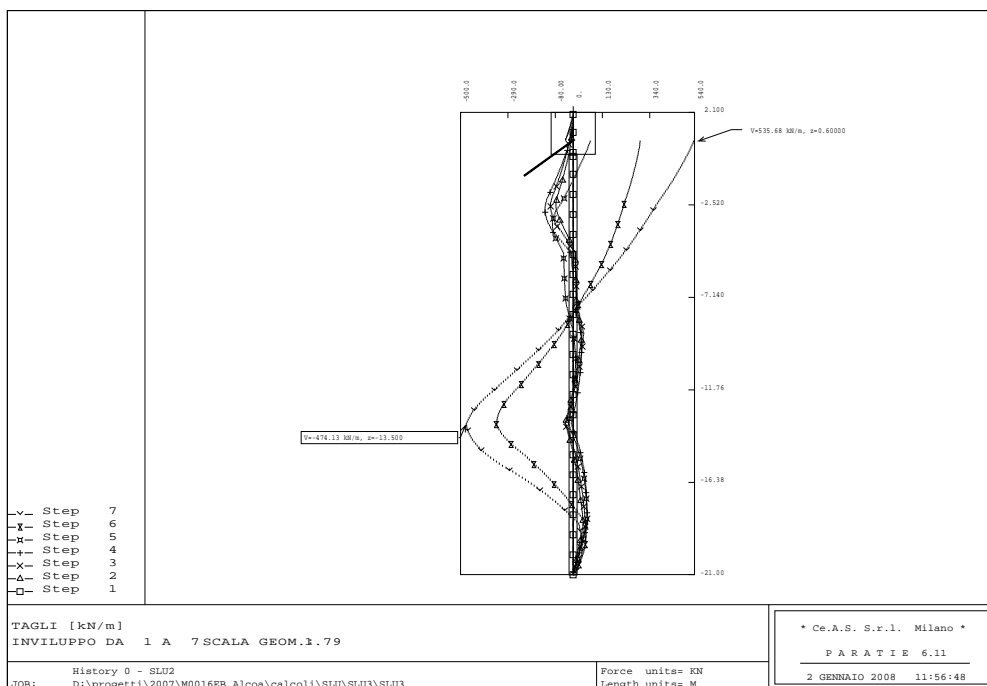
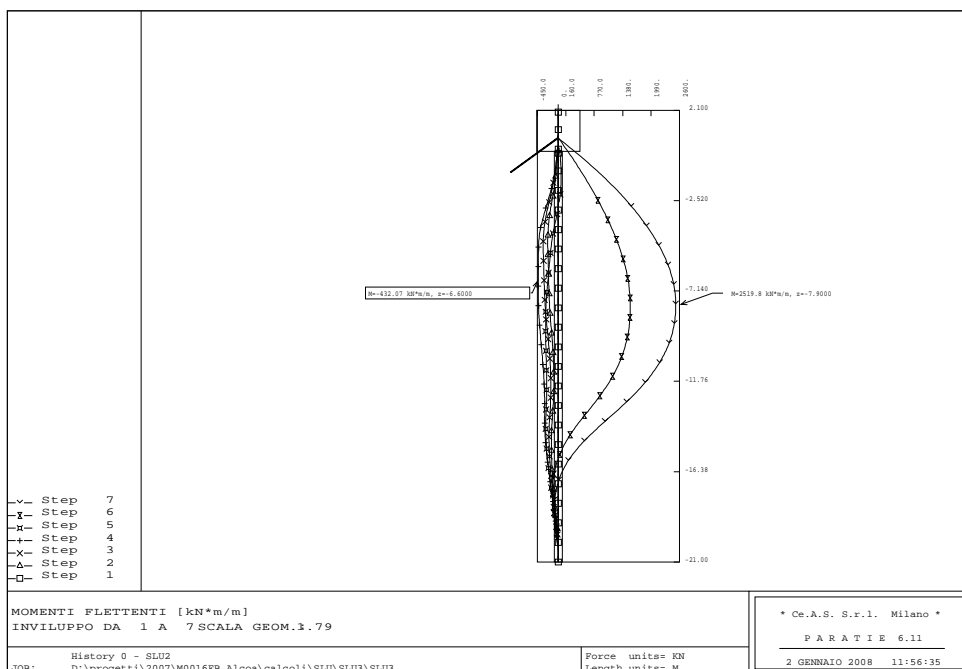


**SLU3**



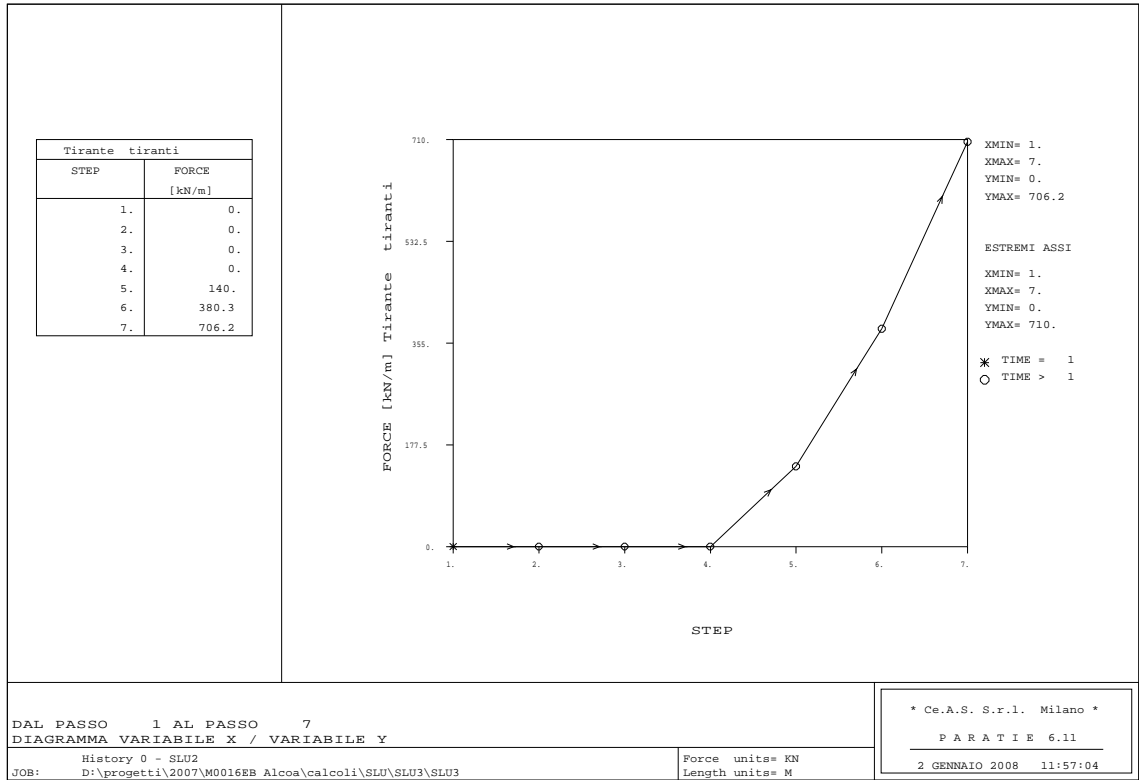
**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

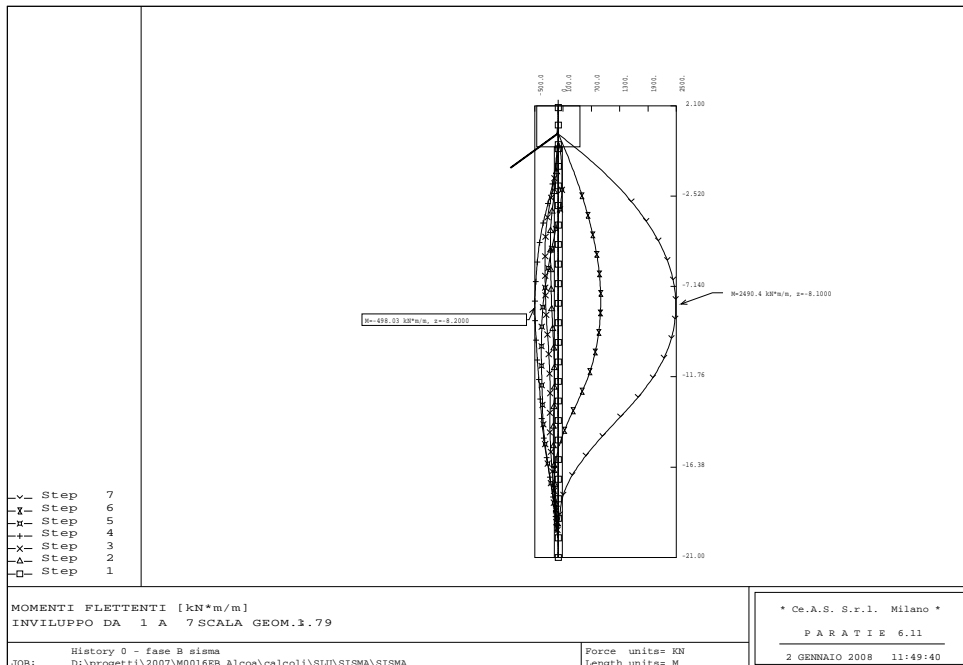


**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

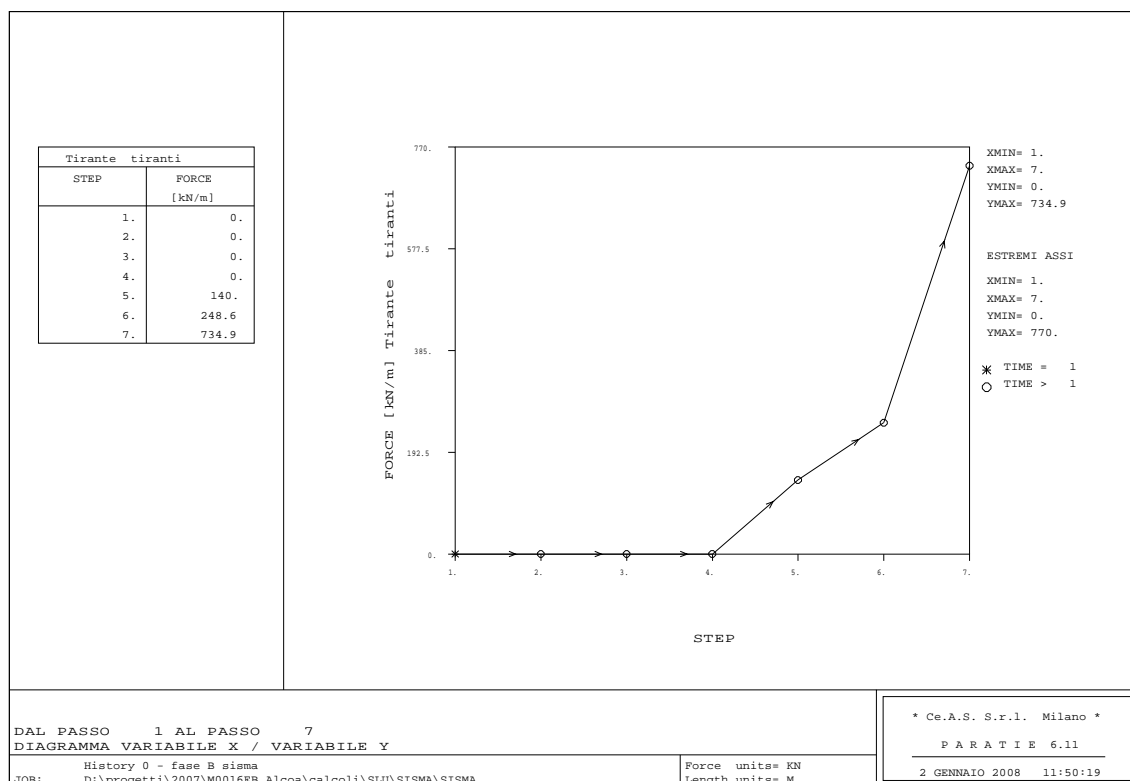
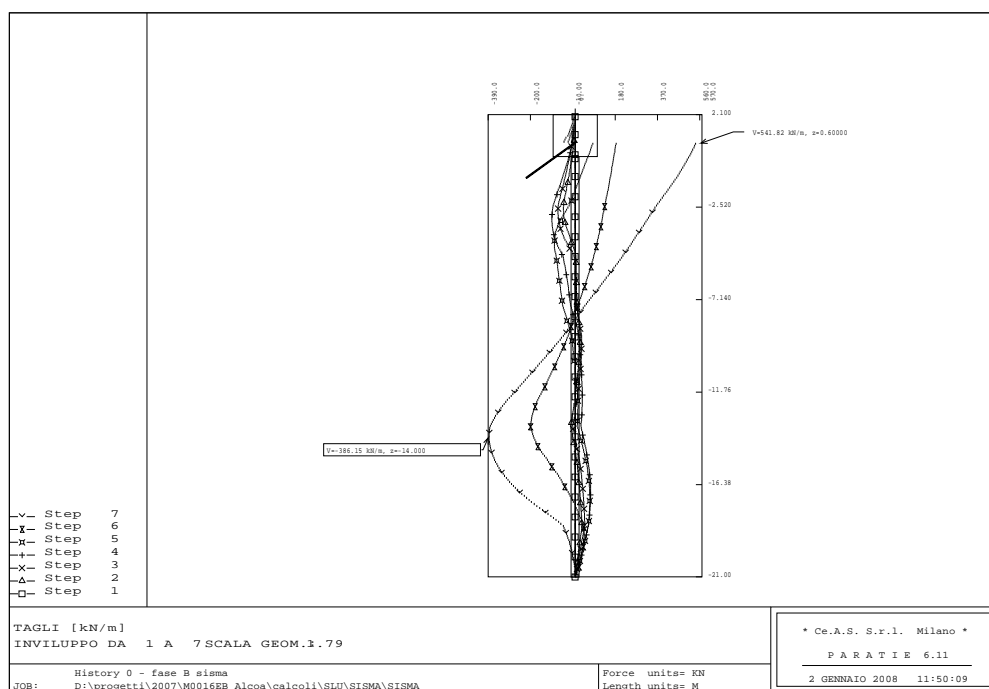


**SISMA**



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni.

<i><b>Elemento strutturale</b></i>	<i><b>Azione</b></i>	<i><b>SLU-1</b></i>	<i><b>SLU-2</b></i>	<i><b>SLU-3</b></i>	<i><b>SISMA</b></i>
<i><b>Tiranti</b></i>	<i>Tiro [kN/m]</i>	654	703.4	706.2	734.9
<i><b>Palancola</b></i>	<i>Taglio [kN/m]</i>	491.7	539	535.7	541.8
	<i>Momento flettente [kNm]</i>	2331	2522.7	2519.8	2490.4

*Tabella 10: sollecitazioni massime sulla palancola agli SLU.*

La massima azione tagliante risulta inferiore al 50% del taglio massimo resistente, infatti  $541.8 \text{ kN/m} < \frac{V_{c,Rd}}{2} = \frac{4124 \text{ kN/m}}{2} = 2062 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

In base a quanto appena dimostrato si conclude che non è necessario ridurre il valore del momento flettente resistente.

Si verifica pertanto che:

$$M_{\max} = 2522.7 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}} < M_{c,Rd} = 3006 \frac{\text{kN} \times \text{m}}{\text{m}}$$

#### 7.1.3. DURABILITÀ DELLE STRUTTURE METALLICHE

Le massime azioni sul palancolato si sviluppano agli Stati Limite Ultimi.

Le proprietà geometriche e statiche del palancolato, dopo un periodo di 50 anni, risultano ridotte a causa della perdita di spessore dei profili valutabile mediamente in  $0.03 \text{ mm/anno} \times 50 \text{ anni} = 1.5 \text{ mm}$ .

Dopo tale periodo di tempo il modulo di rigidezza del palancolato si riduce a:

$$W_{50} = W_0 \times (1 - \Delta S / S_0) = 9330 \text{ cm}^3/\text{m};$$

Le resistenze di progetto del profilo in esame sono le seguenti:

- momento flettente resistente:

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$$M_{c,Rid} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 2737 \frac{kN \times m}{m};$$

- azione tagliante resistente:

$$V_{c,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_M \times \sqrt{3}} = 2645 \frac{kN}{m},$$

La massima azione tagliante risulta inferiore al 50% del taglio massimo resistente, infatti  $541.8 \text{ kN/m} < \frac{V_{c,Rd}}{2} = \frac{2645 \text{ kN/m}}{2} = 1322.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

In base a quanto appena dimostrato si conclude che non è necessario ridurre il valore del momento flettente resistente.

Si verifica pertanto che:

$$M_{\max} = 2522.7 \frac{kN \times m}{m} < M_{c,Rd} = 2737 \frac{kN \times m}{m}$$

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

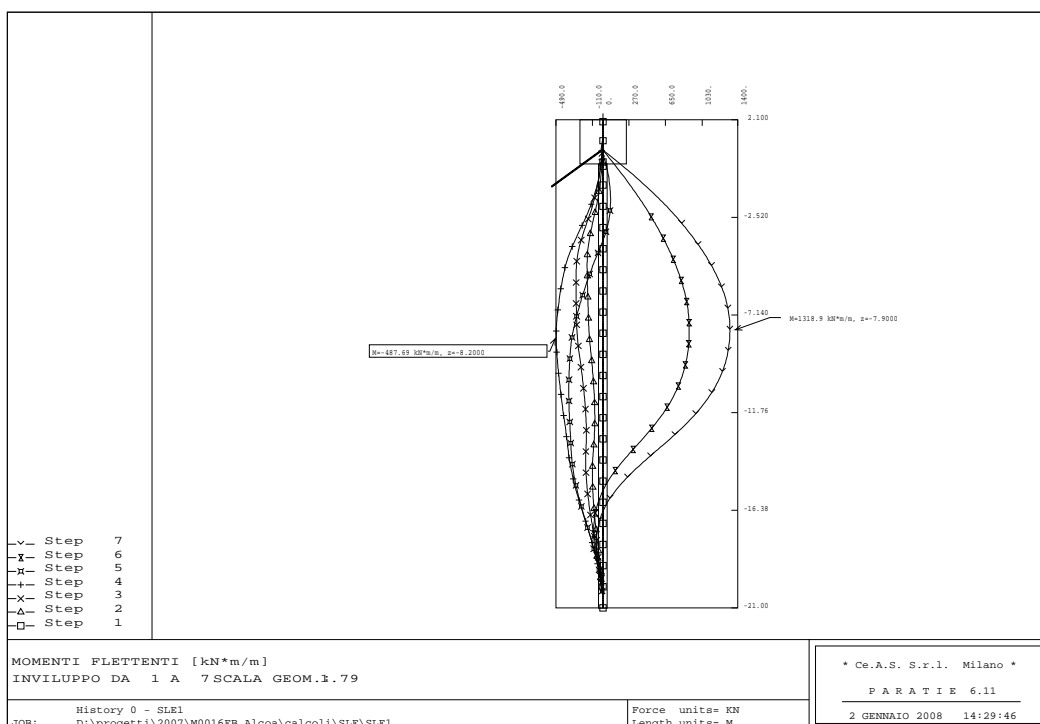
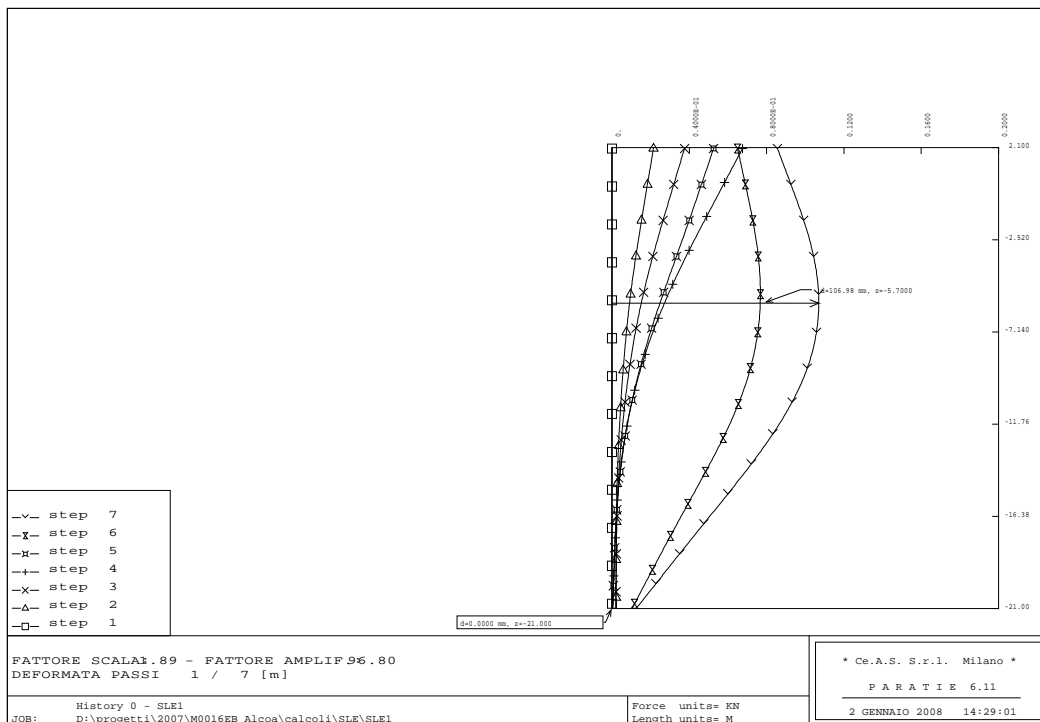
**7.1.4. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Le simulazioni con PARATIE hanno fornito i seguenti risultati:

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

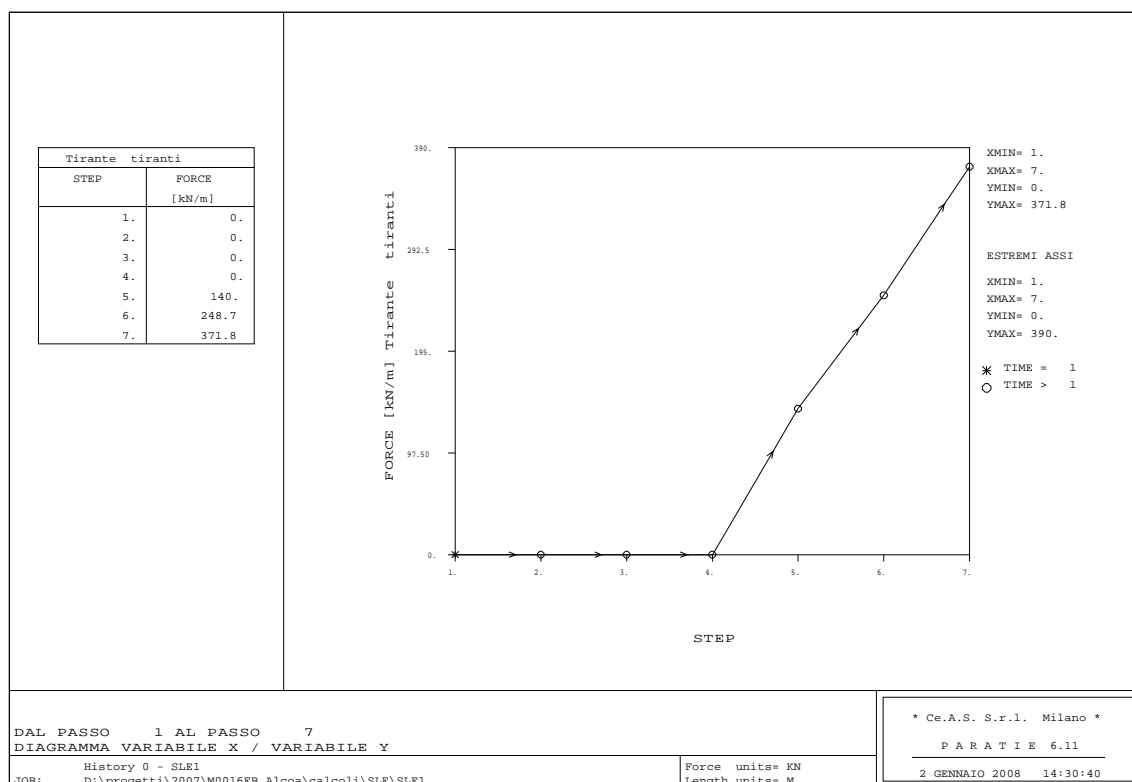
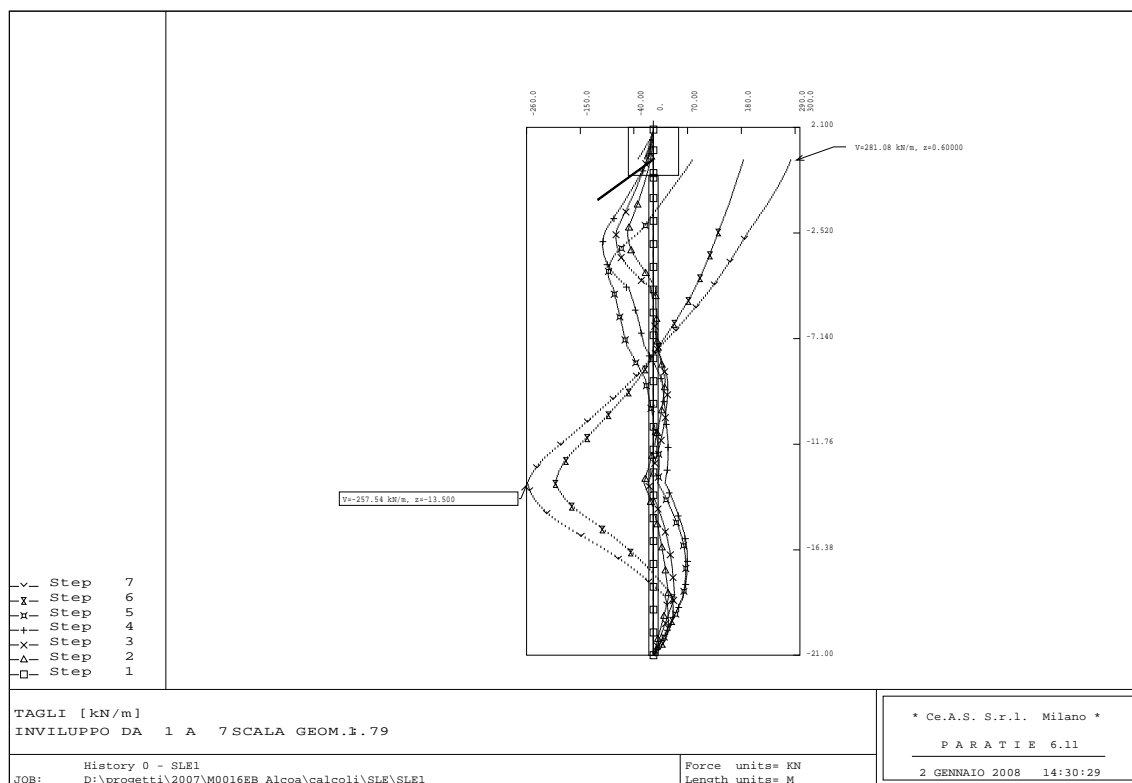
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

**SLE1**



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

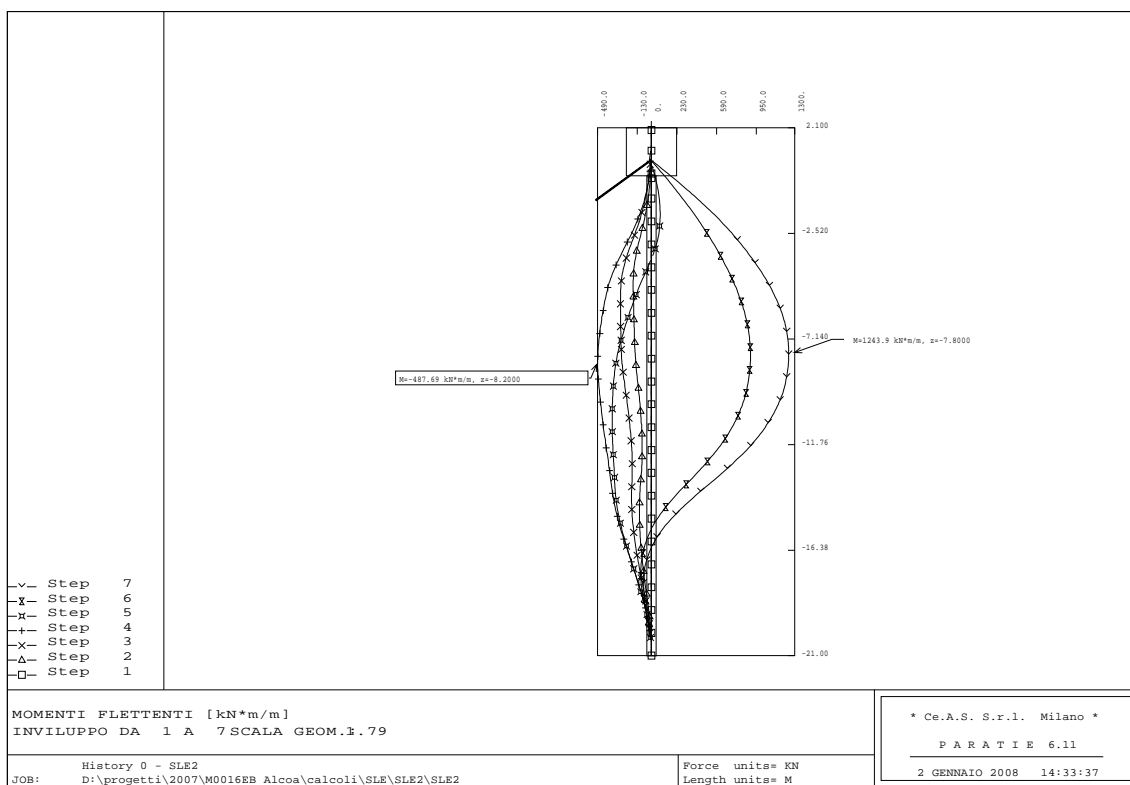
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**





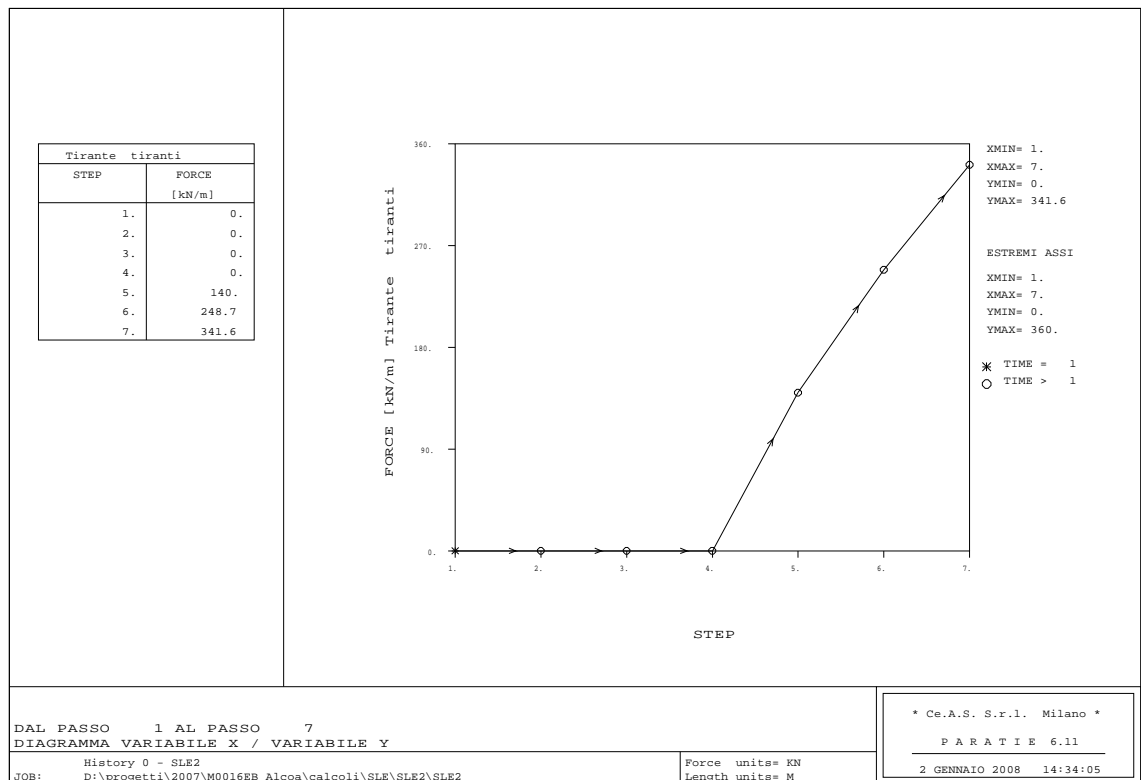
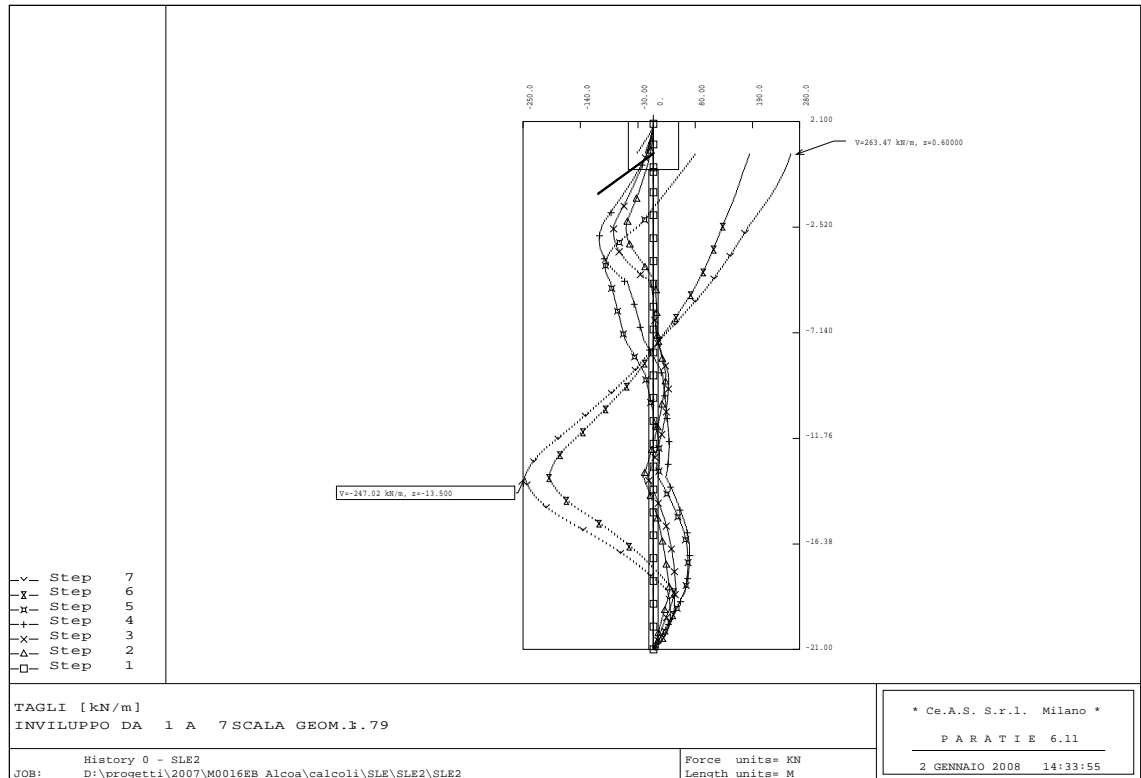
## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Diagram showing the deformation of a structure under various steps. The structure is a vertical column with a horizontal beam at the top. The diagram shows the deformation of the structure under various steps, with the maximum deformation being 100.47 mm at z = 5.7000. The diagram is labeled with "d=0.0000 mm, z=21.000" at the bottom left and "d=100.47 mm, z=5.7000" at the top right. The diagram is also labeled with "FATTORE SCAL1.89 - FATTORE AMPLIF103.07" and "DEFORMATA PASSI 1 / 7 [m]".



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

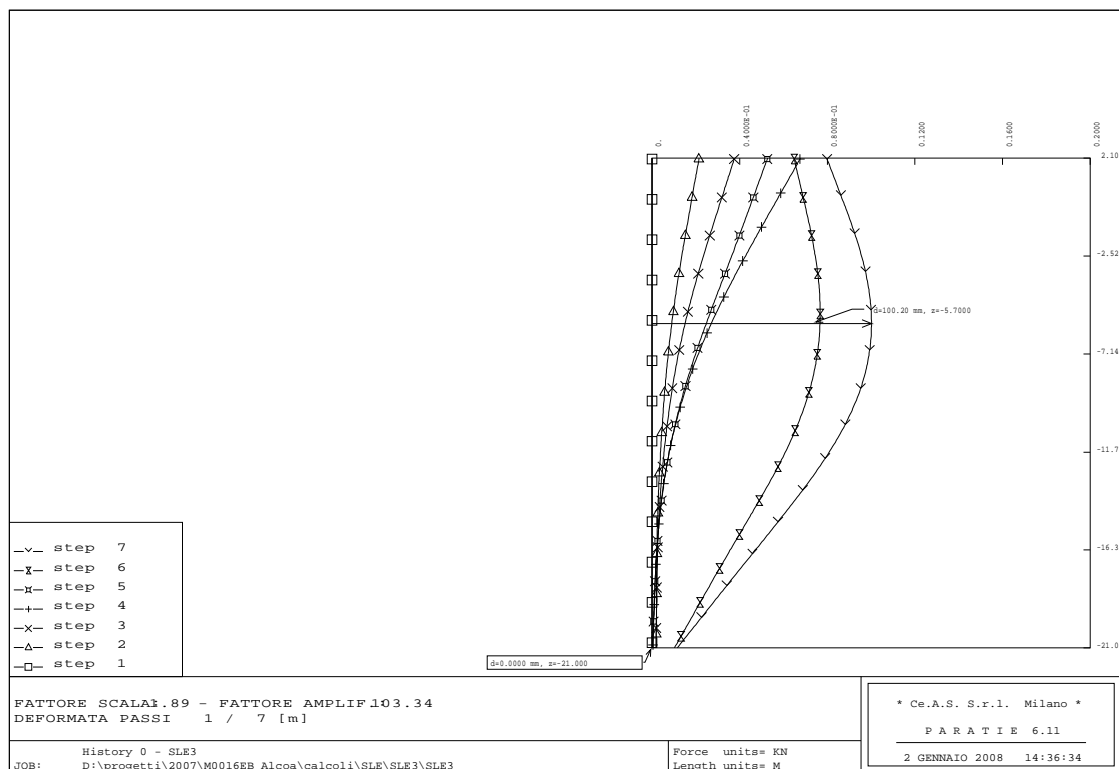
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

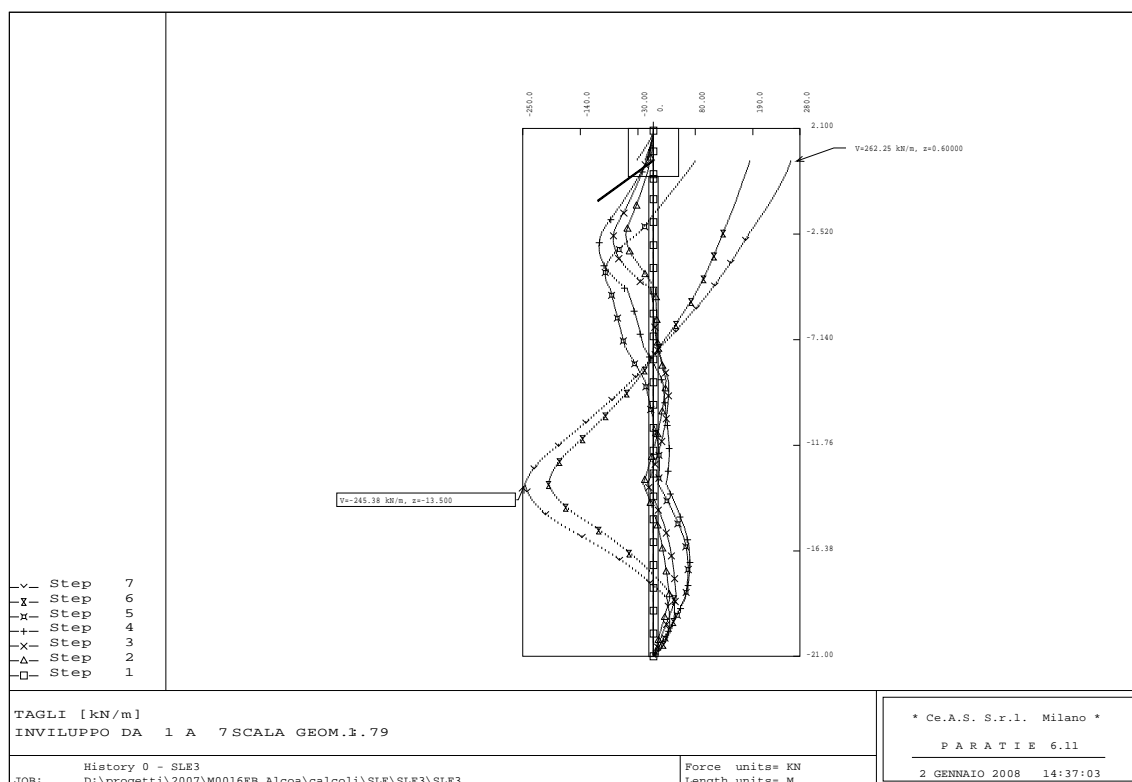
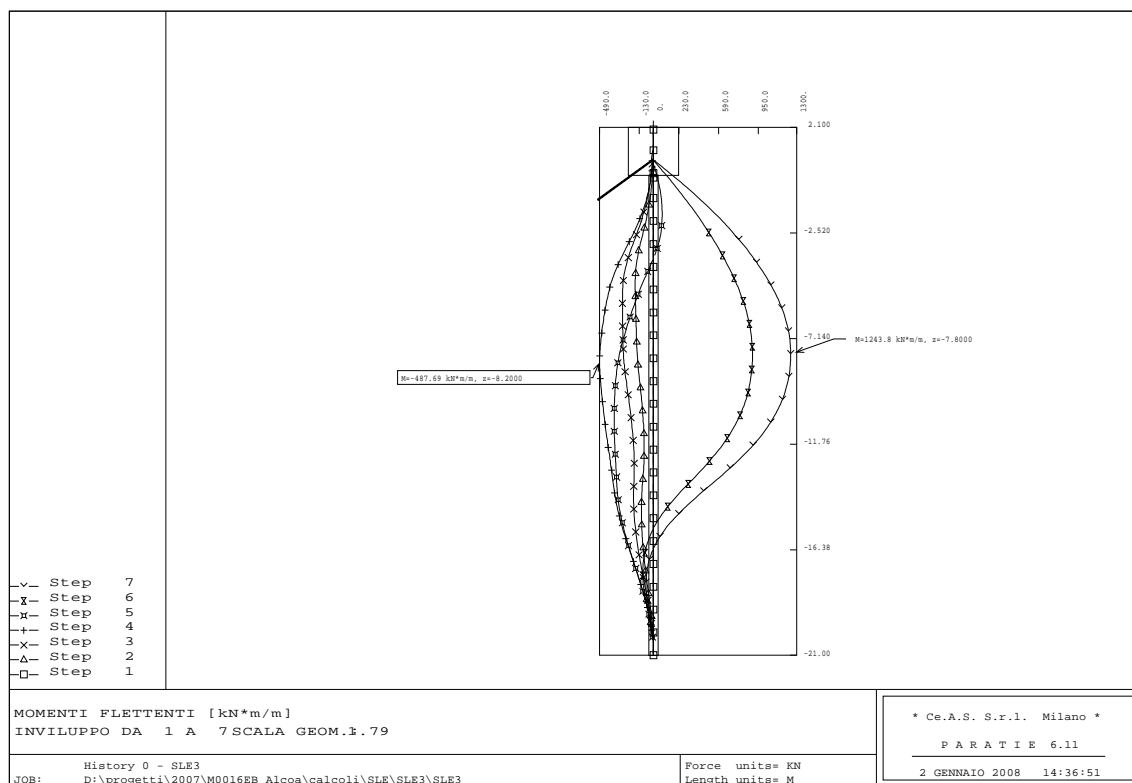
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

**SLE3**



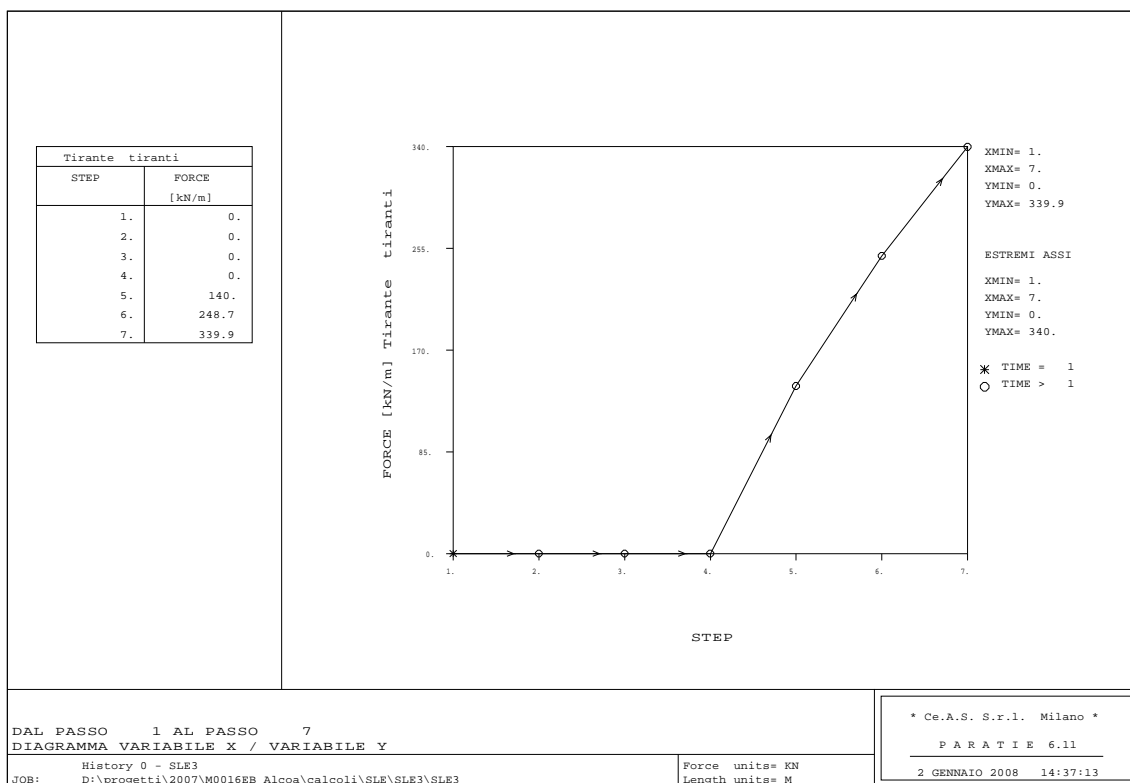
**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Si riassumono di seguito le massime sollecitazioni.

<i>Elemento strutturale</i>	<i>Azione</i>	<i>SLE-1</i>	<i>SLE-2</i>	<i>SLE-3</i>
<b>Tiranti</b>	<i>Tiro [kN/m]</i>	371.8	341.6	339.9
<b>Palancola</b>	<i>Taglio [kN/m]</i>	281.1	263.47	262.25
	<i>Momento flettente [kNmm]</i>	1318.9	1243.9	1243.8
<b>Deformata</b>	<i>[cm]</i>	10.7	10.05	10.02

*Tabella 11: massime sollecitazioni sulla palancola agli SLE.*

La verifica a momento massimo (1318.9 kNm/m) porge:

$$\sigma_{max} = M_{max}/W = 1318.9/(10450/100^3) = 126220 \text{ kPa}$$

A seguito della riduzione di spessore della palancola per effetto della corrosione la verifica porge:

$$\sigma_{max} = M_{max}/W_{corr} = 1318.9/(9330/100^3) = 14137 \text{ kPa}$$

In entrambi i casi, essendo le tensioni massime agenti sui palancolati minori della loro tensione ammissibile (240 MPa), la verifica risulta essere soddisfatta.

RIELABORATO IN CONFORMITÀ  
AL VOTO N. ....8..... IN DATA  
25.01.2008 DEL COMITATO  
TECNICO DI MAGISTRATURA.  
Venezia, .....

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

## **7.2. VERIFICA DEI TIRANTI**

I tiranti in progetto presentano caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Tipo tirante	inclinazione	N trefoli	Diametro di perforazione	Interasse	Lunghezza libera	Lunghezza bulbo
	[°]		[mm]	[m]	[m]	[m]
Tirante a 32°	32	5	168	2.3	17	15
Tirante a 40°	40	5	168	2.3	15	15

*Tabella 12: caratteristiche tiranti intervento 1.*

Le analisi con il codice di calcolo PARATIE sono state condotte considerando inclinati di 36° rispetto all'orizzontale e ad interasse di 1.15 m.

Le sollecitazioni massime al metro agli SLU, riportate in tabella 10, vengono raggiunte in corrispondenza della combinazione a sisma.

Le sollecitazioni reali agenti sui tiranti al metro lineare vengono derivate utilizzando la seguente espressione:

### Tirante inclinato a 32°

$$T_{\max} \cdot \cos 36^\circ / \cos 32^\circ \cdot i_{\text{calcolo}} / i_{\text{reale}} = 734.9 \cos 36^\circ / \cos 32^\circ \cdot 1.15 / 2.3 = 350.5 \text{ kN} / \text{m}$$

### Tirante inclinato a 40°

$$T_{\max} \cdot \cos 36^\circ / \cos 40^\circ \cdot i_{\text{calcolo}} / i_{\text{reale}} = 734.9 \cdot \cos 36^\circ / \cos 40^\circ \cdot 1.15 / 2.3 = 388.05 \text{ kN} / \text{m}$$

Le sollecitazioni massime agli SLE che sollecitano i tiranti, riportate in tabella 11, vengono raggiunte in corrispondenza della combinazione SLE1.

Analogamente a quanto spora, le sollecitazioni reali agenti sui tiranti sono:

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### Tirante inclinato a 32°

$$T_{\max} \cdot \cos 36^\circ / \cos 32^\circ \cdot i_{\text{calcolo}} / i_{\text{reale}} = 371.8 \cos 36^\circ / \cos 32^\circ \cdot 1.15 / 2.3 = 175.25 \text{ kN} / m$$

### Tirante inclinato a 40°

$$T_{\max} \cdot \cos 36^\circ / \cos 40^\circ \cdot i_{\text{calcolo}} / i_{\text{reale}} = 371.8 \cdot \cos 36^\circ / \cos 40^\circ \cdot 1.15 / 2.3 = 194.02 \text{ kN} / m$$

### **7.2.1. VERIFICA DELL'ARMATURA DEI TIRANTI**

Il dimensionamento della sezione metallica del tirante viene effettuato sulla base delle prescrizioni previste nel regolamento “Norme Tecniche per le Costruzioni”, ove è stabilito che la resistenza di progetto  $F_{yd}$  dell'acciaio da trefolo debba essere determinata come segue:

$$T_{yd} = f_{yd} \cdot A$$

in cui  $A$  rappresenta l'area della sezione del trefolo. La tensione di progetto  $f_{yd}$  si ricava dalla relazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento e  $\gamma_{m,s}$  è un coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1.15 per tutti gli acciai. Nel caso specifico di acciaio da trefoli, la succitata normativa stabilisce inoltre che:

$$f_{yd} = f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$$

dove  $f_{p(1)k}$  indica la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale. Dalle 2 relazioni sopra riportate si ottiene per il trefolo una resistenza di progetto  $F_{yd} = 203.30 \text{ kN}$ .

La resistenza massima è quindi determinata come.

$$N = F_{yd} \cdot n$$



### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

dove n è il numero di trefoli per tirante.

La resistenza massima deve essere superiore alla massima sollecitazione agli SLU dei tiranti.

Nella tabella di seguito si riporta tale verifica.

inclinazione	Interasse di calcolo	n trefoli	Azione di progetto SISMA	Azione di progetto (SISMA)	Resistenza trefolo	Resistenza armatura
[°]	[m]		[KN/m]	[KN]	[KN]	[KN]
32	2.3	5	350.5	806.15	203	1017
40	2.3	5	388.1	892.515	203	1017

*Tabella 13: verifica armatura tiranti.*

Siccome la resistenza di progetto dell'armatura è per entrambi i tipi di tirante maggiore della massima azione di progetto sollecitante i tiranti (SISMA), la verifica risulta essere soddisfatta.

#### 7.2.2. VERIFICA DEL BULBO DI ANCORAGGIO

Per il calcolo della resistenza ultima allo sfilamento dei tiranti si utilizza la seguente espressione:

$$\begin{aligned}
 R_{am} &= \left[ \sum_i \tau_i \cdot A_i \right] \cdot k = \\
 &= \left[ \sum_i (\bar{\sigma}_{ni}' \cdot tg\varphi_i' + c_i') \cdot A_i \right] \cdot k = \\
 &= \left[ \sum_i (\bar{\sigma}_{vi}' \cdot \beta_i \cdot tg\varphi_i' + c_i') \cdot \phi_p \cdot \pi \cdot L_i \right] \cdot k = \\
 &= \left\{ \sum_i \left[ \bar{\sigma}_{vi}' \cdot \left( \frac{1+k_{0i}}{2} + \vartheta \cdot \frac{k_{0i}-1}{180} \right) \cdot tg\varphi_i' + c_i' \right] \cdot \phi_p \cdot \pi \cdot L_i \right\} \cdot k
 \end{aligned}$$

dove:

- $\tau_i$  = attrito all'interfaccia bulbo terreno,  $= \bar{\sigma}_{ni}' \cdot tg\varphi_i' + c_i'$ ;
- $\bar{\sigma}_{ni}'$  = tensione efficace normale media nel baricentro della porzione di bulbo posizionata nello strato i-esimo  $= \sigma_{vi}' \cdot \beta_i$ ;

### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

---

- $c_i'$  = coesione efficace dello strato i-esimo;
- $\varphi_i'$  = angolo di attrito dello strato- esimo;
- $A_i$  = area della porzione di bulbo posizionata nello strato i-esimo =  $\phi_p \cdot \pi \cdot L_i$ ;
- $\phi_p$  = diametro di perforazione del bulbo;
- $L_i$  = lunghezza della porzione di bulbo all'interno dello strato i-esimo;
- $\sigma_{vi}'$  = tensione efficace verticale nel baricentro della porzione di bulbo posizionata nello strato i-esimo;
- $\beta_i$  = coefficiente di spinta nel baricentro della porzione di bulbo posizionata nello strato i-esimo =  $\frac{1+k_{0i}}{2} + \vartheta \cdot \frac{k_{0i}-1}{180}$ ;
- $k_{0i}$  = coefficiente di spinta a riposo dello strato i-esimo, pari a  $1-\sin\varphi_i$ , dove  $\varphi_i$  è l'angolo di attrito dello strato i-esimo;
- $\vartheta$  = inclinazione rispetto all'orizzontale del tirante.

Il campo prove ha portato alla determinazione sperimentale del valore di k. Per bulbi eseguiti tramite iniezioni ripetute si è ottenuto  $k = 4.3$ .

L'azione resistente, da confrontare con le sollecitazioni agli SLU, è determinata con la seguente formulazione:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a;m})_{medio}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a;m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

I parametri  $\gamma_R$  e  $\xi$  dato che i tiranti sono di tipo permanente, assunto rispettivamente il valore di 1.5 e 1.5.  $R_{ad}$  si ottiene quindi dal valore calcolato con la formulazione soprariportata ( $R_{am}$ ), dividendola per il coefficiente  $1.5 \times 1.5 \approx 2.0$ .

### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Nella tabella seguente si riportano i valori dell'azione resistente allo sfilamento per i tiranti di prima e di seconda fase.

Tirante a 32°											
Materiale	$\gamma_{wet}$	Z medio da p.c.	$\sigma'_{vi}$	$\beta_i$	$\sigma'_{ni}$	$L_i$	$A_i$	$\phi_i$	$T_i$	$T_i \cdot 4,3/2$	$T_{amm}$
	[kN/m³]	[m]	[kN/m²]		[kN/m²]	[m]	[m²]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]
B2	19	10.4	95.7	0.7	63.3	2.6	1.4	27.0	51.7	111.1	905.4
A3	19	13.4	122.8	0.6	78.7	8.5	4.5	27.0	180.0	386.9	
B3	18.5	17.0	147.7	0.7	102.3	5.2	2.7	32.0	189.5	407.3	
Tiranti a 40°											
Materiale	$\gamma_{wet}$	Z medio da p.c.	$\sigma'_{vi}$	$\beta_i$	$\sigma'_{ni}$	$L_i$	$A_i$	$\phi_i$	$T_i$	$T_i \cdot 4,3/2$	$T_{amm}$
	[kN/m³]	[m]	[kN/m²]		[kN/m²]	[m]	[m²]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]
B2	19	10.7	98.6	0.6	63.0	1.2	0.6	27.0	23.1	49.7	997.6
A3	19	13.4	122.8	0.6	75.8	7.0	3.7	27.0	142.9	307.3	
B3	18.5	18.1	157.8	0.7	106.1	7.9	4.2	32.0	297.9	640.6	

*Tabella 14: determinazione tiro di progetto allo sfilamento tiranti intervento 1.*

Il tiro resistente allo sfilamento dei bulbi di ancoraggio deve essere confrontato con il tiro sollecitante agli SLU.

Nella tabella seguente si riportano i risultati di tale verifica.

Tipo tirante	Azione di progetto (SISMA)	Tiro resistente di progetto bulbo di fondazione
	[KN]	[KN]
32°	<b>806.15</b>	<b>905.4</b>
40°	<b>892.5</b>	<b>997.6</b>

*Tabella 15. verifica a sfilamento tiranti tipo 1.*

Dato che le massime azioni di progetto sono inferiori alla resistenza di progetto allo sfilamento, la verifica risulta essere soddisfatta.

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

### 7.2.3. VERIFICA DELLA LUNGHEZZA LIBERA DEI TIRANTI

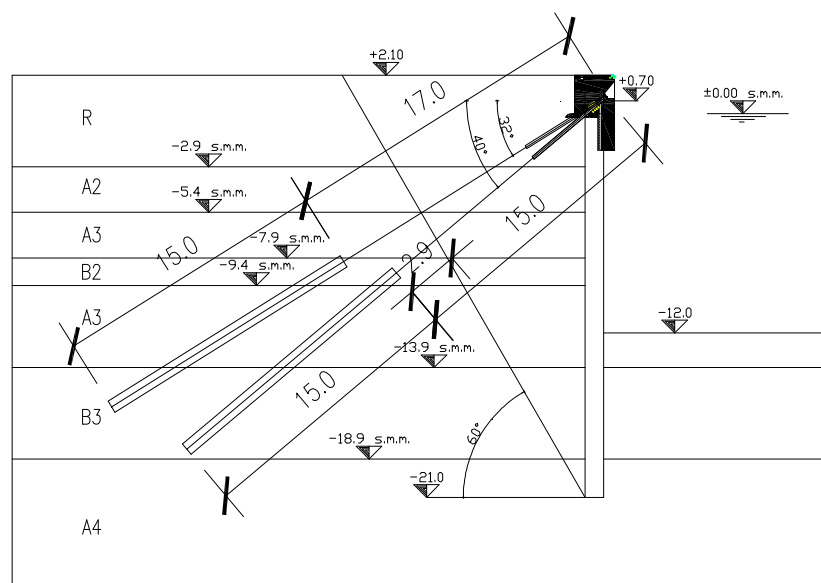
La parte vincolata al terreno dei tiranti deve essere posizionata, con un certo margine di sicurezza, al di fuori del cuneo di spinta attiva passante per il piede del palancolato.

L'angolo con l'orizzontale di tale cuneo è calcolato con la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Prendendo, a favore di sicurezza, l'angolo di attrito inferiore fra i terreni interagenti con i tiranti ( $\varphi = 28^\circ$ ), si ottiene  $\alpha = 59.0^\circ$ .

Nella figura seguente è riportata tale verifica per le tipologie di tiranti considerate.



*Figura 3: verifica lunghezza libera tiranti tipo 1.*

Come si vede, il tratto vincolato è posizionato a circa 2.9 m di distanza dal cuneo di spinta attiva.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

### **7.2.4. CONSIDERAZIONI SU PRETENSIONE E TIRO DI COLLAUDO**

È necessario fare alcune considerazioni in merito al collaudo e alla pretensione da dare ai tiranti:

- Il regolamento “Norme Tecniche per le Costruzioni” stabilisce che, per le prove di collaudo da effettuarsi su ciascun tirante, quest’ultimo venga sottoposto ad una forza massima pari a 1.2 volte la forza massima di esercizio (combinazioni SLE), riportato in tabella 11;
- I valori di pretensione di calcolo sono riportati in tabella 16. Il campo prove ha messo in luce che la pretensione, per effetto dei fenomeni di tipo viscoso, perde circa il 18% del suo valore iniziale.

In base a questi due punti i valori di pretensione e di collaudo da dare ai tiranti di progetto sono riportati nella tabella seguente.

Tipo tirante	Pretensione di progetto	Pretensione maggiorata per fenomeni viscosi	Max tiro di esercizio (SLE-3)	Tiro di collaudo
	[KN]	[KN]	[kN]	[kN]
32°	161	<b>200</b>	403	<b>484</b>
40°	161	<b>200</b>	446	<b>535</b>

*Tabella 16: pretensione e collaudo da dare ai tiranti in progetto.*

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **7.3. VERIFICA DEI TIRANTI SU BITTA DI ANCORAGGIO**

In corrispondenza delle bitte di ancoraggio, posizionate in sommità al marginamento ogni 25 m circa, verranno realizzati due tiranti aggiuntivi dimensionati per il tiro di una bitta da 80 t (circa 800 kN).

La testa dei due tiranti aggiuntivi verrà posizionata alla medesima quota dei tiranti previsti dall'intervento tipo 1 a correre e conseguentemente la testa dei tiranti a correre verrà localmente abbassata di circa 1 m.

La verifica è stata effettuata considerando la condizione di tiro più sfavorevole, che corrisponde al tiro da 80 t orientato ortogonalmente alla sponda.

I tiranti aggiuntivi avranno inclinazione di 45° rispetto al piano orizzontale e planimetricamente di 15° rispetto all'ortogonale al marginamento.

Il tiro di esercizio di ciascun tirante sarà quindi:

$$800 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(15^\circ)} \cdot \frac{1}{\cos(45^\circ)} = 586 \text{ kN}$$

Dovendo essere il tiro di collaudo pari a:

$$1.2 \times 587 \text{ kN} = 703 \text{ kN}$$

si adotterà un fascio di 5 trefoli: essendo 150 kN il tiro ammissibile per un singolo trefolo, si ottiene una resistenza dell'armatura di:

$$5 \times 150 \text{ kN} = 750 \text{ kN}$$

Si dimensiona poi la lunghezza del tirante secondo la medesima impostazione del calcolo riportata nel paragrafo 7.2.2.

Imponendo una lunghezza libera di 15m e una lunghezza del bulbo di 11 m, si ottiene una resistenza allo sfilamento di 623 kN, superiore a quella di progetto.

### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Terreno	$\gamma$ wet	$\phi_i$	$\sigma'_{vi}$	$\beta_i$	$\sigma'_{ni}$	$L_i$	$A_i$	$\phi_i$	$T_i$	$T_i^{*4,3/2}$	$T_{amm}$
	(KN/m <sup>3</sup> )	°	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]
A3	19	27	125,6	0,7	82,8	5,51	2,9	27	122,8	264,1	622,8
B3	18,5	32	152,6	0,6	92,0	5,49	2,9	32	166,8	358,7	

Infine, analogamente a quanto riportato nel paragrafo 7.2.3, la lunghezza libera del tirante è tale da garantire che il posizionamento del bulbo sia esterno al cuneo di spinta attiva.

## 7.4. VERIFICA CORDOLO SOMMITALE IN C.A.

Di seguito vengono condotte le verifiche del cordolo sommitale in c.a.. Le azioni elementari sollecitanti la struttura sono le medesime di quelle considerate nel dimensionamento del palancolato.

### 7.4.1. DESCRIZIONE DEL CORDOLO E DELLE FASI COSTRUTTIVE

Il cordolo ha lo scopo di distribuire le azioni dei tiranti sugli elementi verticali resistenti composti, costituiti da coppie di palandole accoppiate intervallate da coppie di elementi a doppio T, con  $W = 10450 \text{ cm}^3/\text{m}$ , in acciaio S355GP, messi in opera ad interasse di 230 cm. I tiranti sono posizionati ad una distanza reciproca di 75 cm, con passo di 2.3 m.

La verifica del cordolo viene suddivisa in due ambiti: uno locale, prendendo cioè in considerazione un modulo di 230 cm, e uno globale, considerando cioè gli effetti dei rapporti tra le varie rigidezze sulla sua lunghezza complessiva.

L'elemento in calcestruzzo è comunque realizzato e composto da due parti che sono da ritenersi distinte e che coinvolgono anche le fasi di getto; esse sono:

- la prima ha lo scopo di realizzare i primi 200 cm di cordolo (da -2.00 a +0.00 m s.l.m.m.) che ha il compito di proteggere la struttura della palanca dalla corrosione e non ha, pertanto, alcuna funzione strutturale. Lo spessore sul lato mare è motivato dalla necessità di mantenere un

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

paramento verticale privo di eventuali discontinuità che potrebbero causare problemi in caso di urti od altro. Esso sarà collegato alla parte superiore tramite ferri di sospensione del getto e sostenuto dalla presenza di Pioli Nelson fissati alle palancole;

- la seconda fase di getto, dalla quota di +0.00 m a +2.1 m s.l.m.m., riguarda il cordolo strutturale vero e proprio, la cui sezione reagente ha dimensioni 210×220 cm.

Ai fini degli effetti locali che si instaurano tra due palancole consecutive, la “luce di calcolo” è costante e pari all’interasse degli elementi portanti della palancolata, ossia 230 cm. Si nota facilmente che queste misure, assimilabili in prima istanza a quelle di un cubo, implicano lo studio in tre dimensioni con il modello a traliccio di Mörsch. Ai fini invece degli effetti distribuiti su una lunghezza maggiore è lecito assimilare il cordolo ad un elemento a due dimensioni.

### **7.4.2. PARTE INFERIORE DEL CORDOLO**

La parte inferiore del cordolo sarà armata con una doppia rete elettrosaldata Ø 12 maglia 20×20 cm; nel tratto interno è prevista la posa di una rete sagomata, secondo l’andamento della parete, collegata a quella anteriore con staffe Ø 8. Ai fini della sospensione dell’elemento si considera la presenza di 3 linee di pioli Nelson, con una densità di 5 pioli per linea, con passo di m 2.30. Il piolo sarà soggetto all’azione tagliente che deriva dalla sospensione del rivestimento in calcestruzzo. L’area della sezione di calcestruzzo è pari a 1.495 m<sup>2</sup>, per cui il peso dell’elemento in calcestruzzo risulta:

$$P_{inf} = 1.495 \cdot 25 \cdot 2.00 = 74.75 kN$$

Ipotizzando un’eguale ripartizione del carico sui pioli, ciascuno sarà soggetto ad un’azione tagliente di progetto:

$$R_{d\ piolo} = 1.5 \cdot \frac{74.75}{3 \cdot 5} = 7.475 kN$$



### **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Il valore della sollecitazione resistente al taglio del singolo piolo, per gli SLU, ricordando che si utilizzano pioli Ø 10×150 mm, in acciaio S235, è pari a:

$$E_{d_{\text{piolo}}} = A_{\text{RES}} \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot \gamma_{ED} \cdot \sqrt{3}} = \left( \frac{10^2 \cdot \pi}{4} \right) \cdot \frac{235}{1.15 \cdot 1.09 \cdot \sqrt{3}} = 8.5 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Risulta pertanto soddisfatta la sicurezza, risultando:

$$E_{d_{\text{piolo}}} (8.5 \text{ kN}) > R_{d_{\text{piolo}}} (7.475 \text{ kN})$$

La sollecitazione resistente del calcestruzzo nella zona di contatto con il piolo è invece pari a:

$$E_{d_{\text{CLS}}} = A_{\text{CONT}} \cdot f_{cd} = (10 \cdot 150) \cdot 18.4 = 27.60 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Anche questo secondo valore è superiore alla sollecitazione di progetto e, quindi, risulta soddisfatta la relazione:

$$E_{d_{\text{CLS}}} (27.6 \text{ kN}) > R_{d_{\text{piolo}}} (7.475 \text{ kN})$$

#### **7.4.3. PARTE SUPERIORE DEL CORDOLO**

La parte superiore del cordolo si imposta alla quota di +0.00m s.l.m.m. per uno spessore di 2.10 m.

Come premesso, le sollecitazioni su tale elemento, in ambito globale, vengono determinate utilizzando un modello agli elementi finiti, composto da 3 tratti di lunghezza pari a m 23.76 e fra loro incernierati (in corrispondenza del giunto); essi sono soggetti alle azioni esterne che in seguito saranno meglio definite. Nel modello, i due tratti laterali servono a definire condizioni al contorno più verosimili, mentre il tratto centrale è l'elemento considerato per la determinazione delle sollecitazioni.

La tesatura dei tiranti, inclinati mediamente di 36° sul piano orizzontale, avviene dopo la maturazione del getto del calcestruzzo.

### CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

#### 7.4.3.1. Caratteristiche della Sezione

Si assume una sezione di cls con  $b=210$  cm,  $h=220$  cm. Le armature assunte sono:

Linea	Armatura disposta	Area	Distanza dal bordo interno
1	12 Ø 26	64.21 cm <sup>2</sup>	4.0 cm
2	12 Ø 10	9.42 cm <sup>2</sup>	57.2 cm
3	12 Ø 10	9.42 cm <sup>2</sup>	216 cm
4	12 Ø 26	64.21 cm <sup>2</sup>	216 cm

*Tabella 17: armature cordolo tipo 1.*

Si prevedono inoltre staffe chiuse e spilli Ø 10 con passo di 20 cm.

#### 7.4.3.2. Analisi globale

Dalle elaborazioni fatte sono risultati per i tiranti, per le varie combinazioni previste, i seguenti valori di tiro:

Azioni / Combinazioni	Tiro unitario (kN/m)
Azioni permanenti ( $\sum G_i$ )	330
Azioni permanenti e carichi variabili di lunga durata ( $\sum G_i+Q_1$ )	380
Azioni permanenti e carichi variabili di breve durata ( $\sum G_i+Q_2$ )	335
Azioni permanenti e carichi variabili di breve durata ( $\sum G_i+Q_3$ )	324
Azioni permanenti e sisma ( $\sum G_i+SISMA$ )	456

Dai dati qui sopra calcolati derivano, per differenza, i valori dei carichi distribuiti, dovuti alle varie ipotesi elementari di carico, agenti in corrispondenza del tirante.

- $G_1+2+3$  – Carichi permanenti

Il carico distribuito dovuto ai carichi permanenti  $G_1$ ,  $G_2$  e  $G_3$  in direzione orizzontale è stato calcolato in:

---

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$$G_{(1+2+3)d} = 202 \text{ kN/m}$$

Tale carico è distribuito uniformemente sull'intero sviluppo del cordolo.

- Q1 – Sovraccarico uniformemente distribuito

Dall'analisi della paratia sotto l'azione del carico uniformemente distribuito di  $50 \text{ kN/m}^2$  deriva un'azione orizzontale al livello del tirante pari a:

$$Q_{1d} = 105 \text{ kN/m}$$

Tale carico è distribuito uniformemente sull'intero sviluppo del cordolo.

- Q2 – Sovraccarico concentrato

L'azione sul cordolo dovuta al carico concentrato è dovuta alla spinta esercitata dal carroponte. Ne deriva un'azione agente sul palancoato pari a:

$$Q_{1d} = 272 \text{ kN/m}$$

$$Q_{2d} = 22 \text{ kN/m}$$

Tale carico viene applicato su due impronte di 6 m di larghezza, poste ad interasse di 12 m.

- Q3 – Sovraccarico dovuto alla condizione di assenza di drenaggio

Tale situazione, dovuta all'aumento della quota dell'acqua a tergo del paramento, si manifesta quando non risulta funzionante il drenaggio delle acque di falda, ovvero non funziona la stabilizzazione a quota 0 della falda. Il carico che ne risulta è del tipo uniformemente distribuito ed è pari a:

$$Q_{3d} = 60 \text{ kN/m}$$

- SISMA – Sovraccarico dovuto alla eventualità di sisma di 4 categoria

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Il carico che ne risulta è del tipo uniformemente distribuito ed è pari a:

$$Q_{3d} = 187 \text{ kN/m}$$

- A1 – Urto accidentale del natante

Il Testo unico prevede che, in assenza di determinazioni più accurate, l'urto, perpendicolare alla riva, di un natante di lunghezza pari a 200 m sia rappresentabile staticamente da una forza di 40000 kN che; all'interno dei porti, può essere ridotta del 50%. Nel caso specifico, vista la particolare conformazione del canale e considerata la bassissima velocità con cui la nave può entrare nel canale, si attua una ulteriore riduzione del 60% della forza statica. La presenza di paraurti elastici (fender) in grado di dissipare, deformandosi, l'energia dovuta all'impatto delle imbarcazioni, diminuisce la forza d'impatto e la localizza nelle posizioni in cui essi sono inseriti. Lungo la banchina si posizioneranno coppie di fender lunghi 3.5 m, distanziati tra loro di 7 m, ad intervalli di 12 m. Ipotizzando il caso peggiore, cioè che un'imbarcazione impatti solo su una coppia di fender (in accordo con quanto previsto dalla normativa sulla zona d'impatto pari a 0.1 L) con un angolo di 45°, ne consegue un carico rettangolare, su ciascun fender, di intensità pari a:

$$A_{ld} = \frac{40000 \cdot 20\% \cdot \sin 45^\circ}{2 \cdot 3.50} \cdot 67\% = 541.44 \text{ kN/m}$$

L'ulteriore riduzione del 33% della forza d'impatto tiene conto dell'energia dissipata dal fender nell'urto.

### **7.4.3.3. Diagrammi dei momenti**

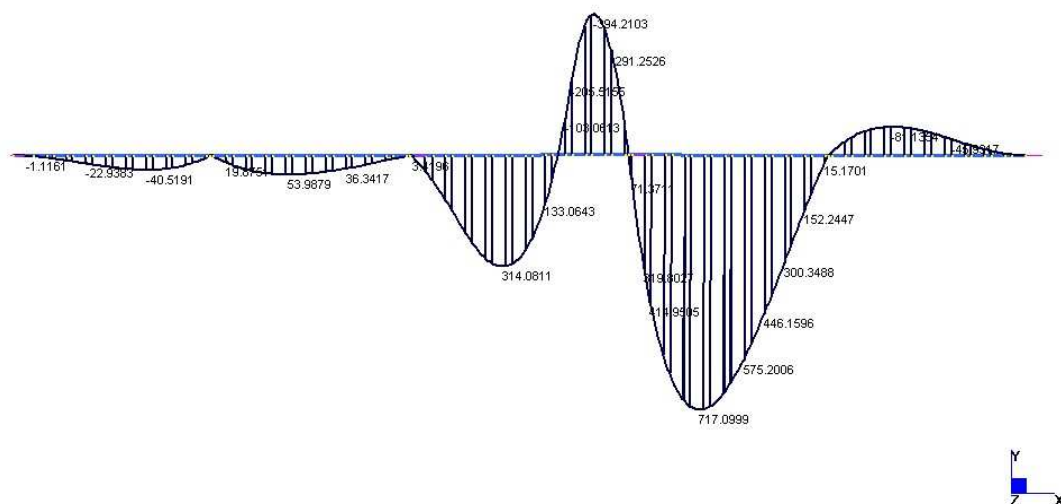
Negli schemi grafici che seguono sono riportati i diagrammi delle *sollecitazioni* flettenti.

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

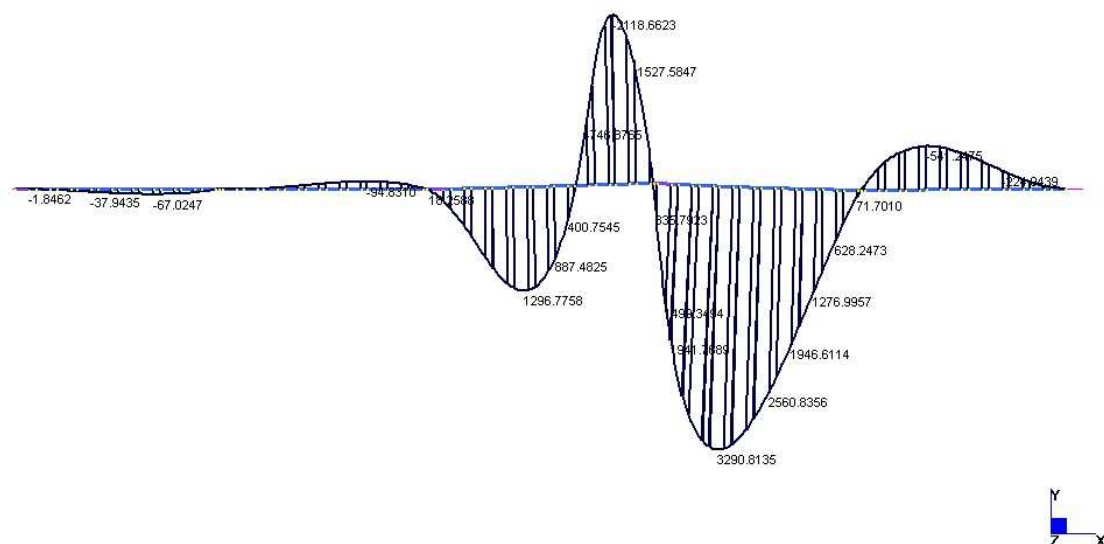
**SLU 1**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-394.2103	717.0999
	[Bm:38]	[Bm:48]



**SLU 2**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2118.6623	3290.8135
	[Bm:38]	[Bm:48]

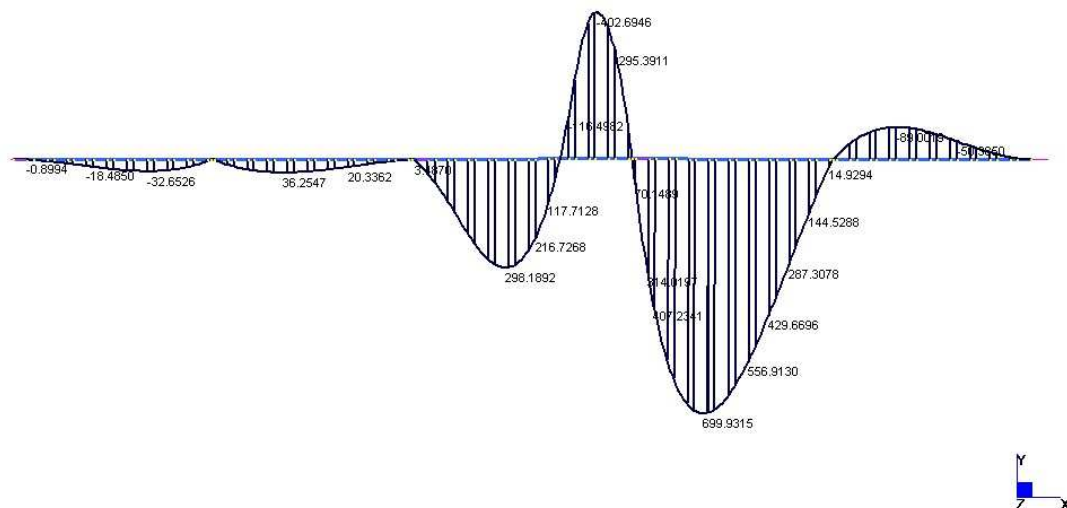


***Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera***  
***4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)***  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

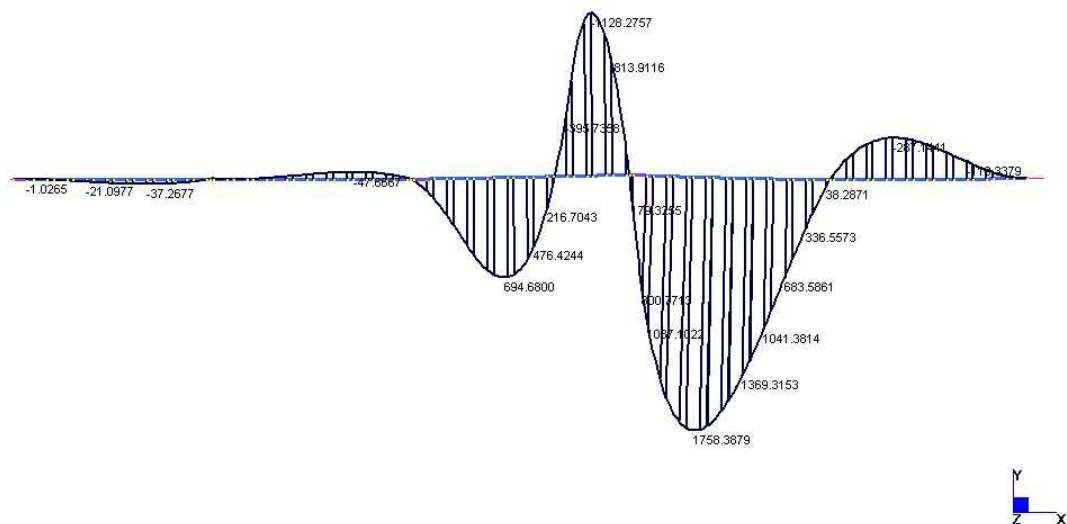
**SLU 3**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-402.6946	699.9315
	[Em:38]	[Em:48]



**SISMA**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1126.2757	1758.3879
	[Em:38]	[Em:48]

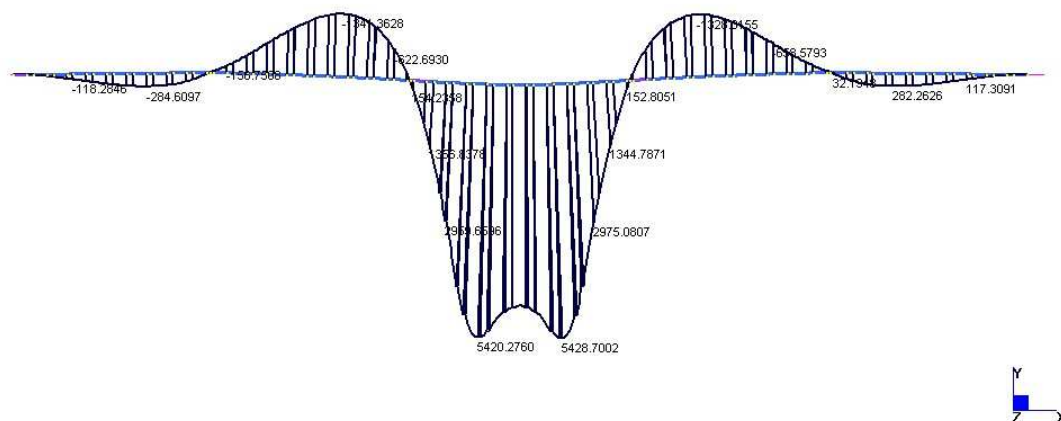


***Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera***  
***4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)***  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

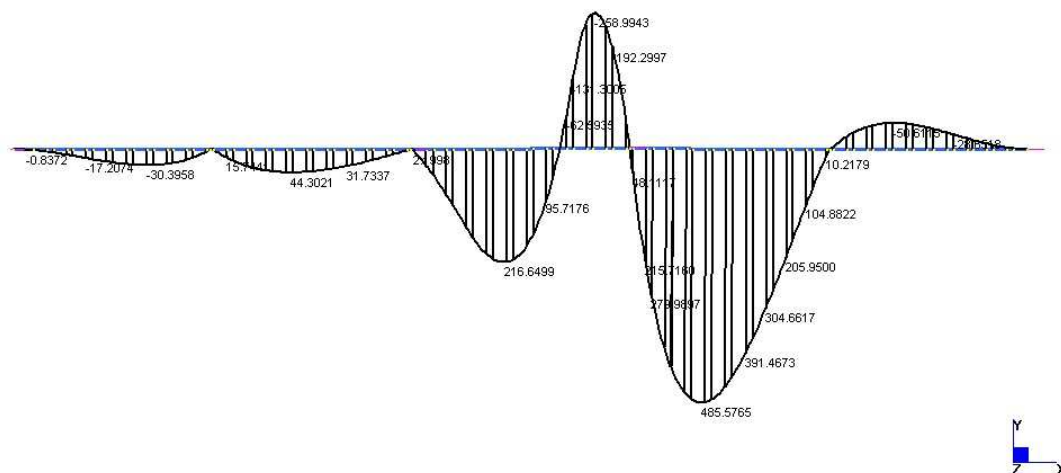
**SA1**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1341.3628	5428.7002
	[Bm:12]	[Bm:34]



**SLE 1**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-258.9943	485.5765
	[Bm:38]	[Bm:46]

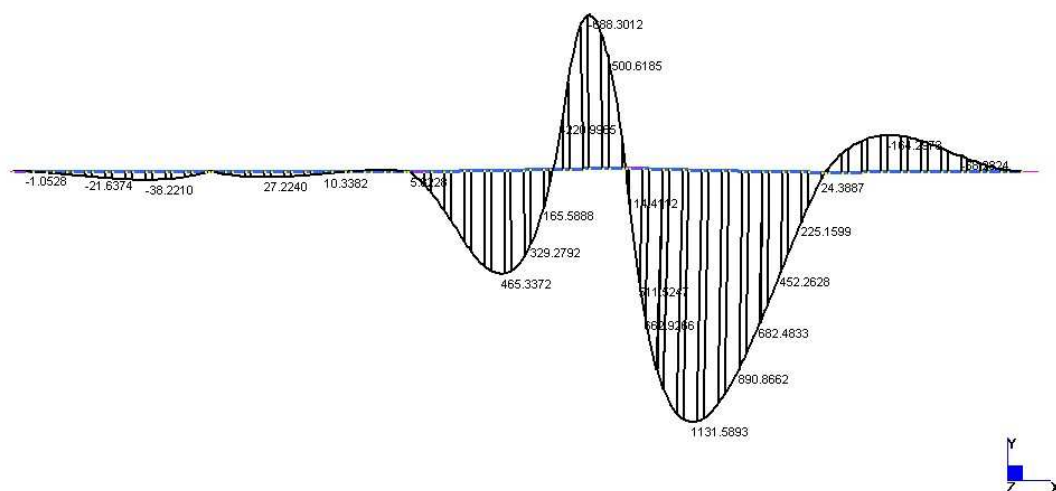


***Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera***  
***4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)***  
***PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza***

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

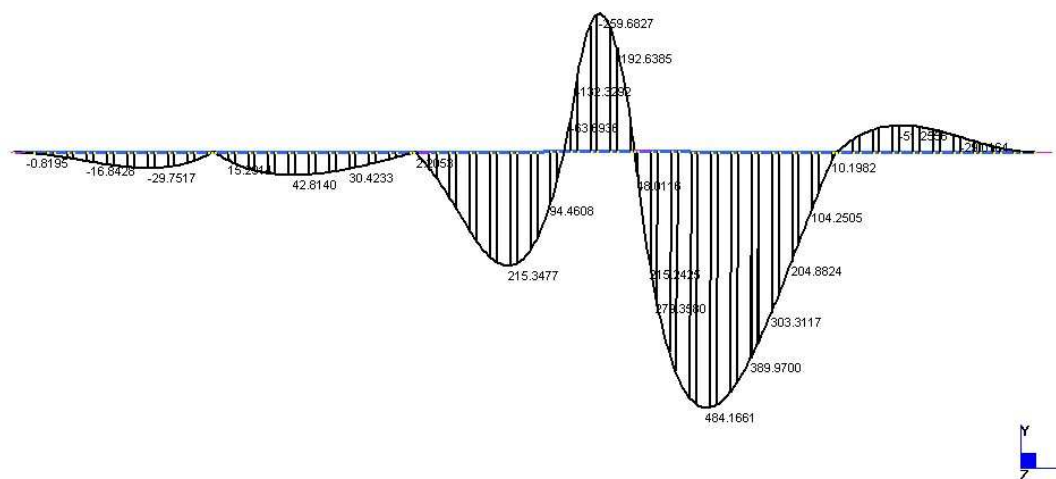
**SLE 2**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-688.3012	1131.5893
	[Bm:38]	[Bm:48]



**SLE 3**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-259.6827	484.1661
	[Bm:38]	[Bm:48]





## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

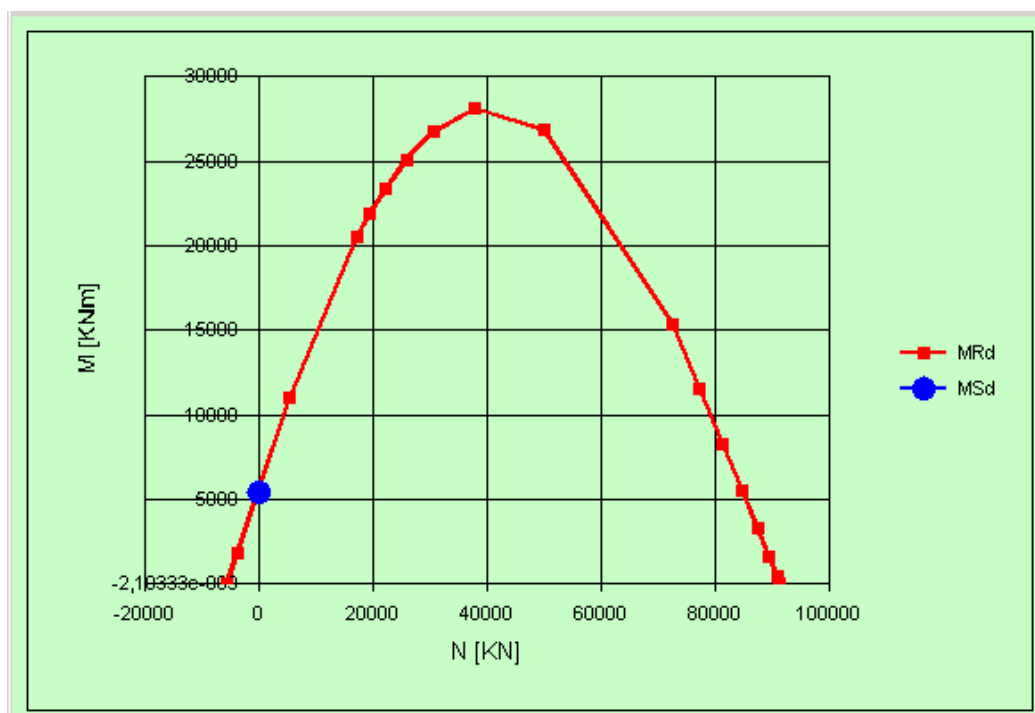
### 7.4.3.4. Verifiche agli SLU

Le sollecitazioni massime che si riscontrano nel cordolo per le varie combinazioni sono le seguenti:

Comb.	$M_D$		T
	(fibre tese lato terra)	(fibre tese lato mare)	
SLU-1	394 kNm	-717 kNm	196 kN
SLU-2	2119 kNm	-3290 kNm	955 kN
SLU-3	403 kNm	-700 kNm	193 kN
SISMA	1128 kNm	-1758 kNm	509 kN
SA1	5429 kNm	-1341 kNm	968 kN

*Tabella 18: massime sollecitazioni agli SLU su cordolo.*

Si riporta di seguito il diagramma della sezione resistente del cordolo:



### **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

l'armatura presenta distribuzione simmetrica. Il momento resistente risulta essere lo stesso sia per le fibre tese lato mare che per quelle lato terra.

per  $N = 0$  il momento resistente risulta essere pari a 5757 kNm, che è superiore al massimo momento sollecitante la struttura, pari a 5429 kNm (combinazione SA1), per le fibre tese lato terra e -3290 kNm (combinazione SLU2), per le fibre tese lato mare. La verifica risulta essere pertanto soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica al taglio ponendo staffe  $\phi 10 / 20$  cm a tre braccia risulta un taglio resistente pari a:

$$V_{CR} = 2097 \text{ kN}$$

#### **7.4.3.5. Verifiche agli SLE**

Le sollecitazioni massime che si riscontrano nel cordolo per le varie combinazioni di carico agli SLE sono le seguenti:

Comb.	M		T
	(fibre tese lato terra)	(fibre tese lato mare)	
SLE-1	259 kNm	-486 kNm	25.1 kN
SLE-2	688 kNm	-1132 kNm	62.8 kN
SLE-3	260 kNm	-484 kNm	25.1 kN

*Tabella 19: massime sollecitazioni su cordolo agli SLE.*

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione:

$$\sigma_c = -1.2 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = 86.8 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s' = -15.7 \text{ MPa}.$$

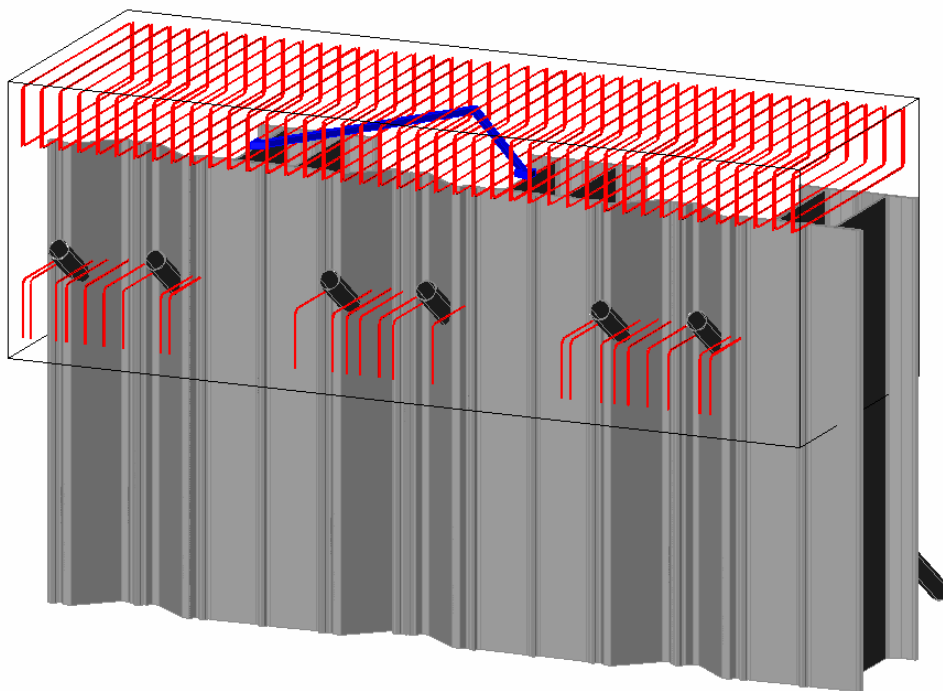
$$w = 0.052 \text{ mm} < 0.1 \text{ mm}.$$

La verifica risulta essere soddisfatta.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

### **7.4.3.6.                      Analisi locale**

Vista la geometria del modulo in esame, con altezza utile della sezione all'incirca uguale alla luce di calcolo, si procede al calcolo dello stato tensionale usando la teoria dei tralicci di Mörsch.



*Figura 4: analisi locale cordolo.*

In questo caso si deve ricordare che la presenza delle palancole disposte a pettine condiziona l'inclinazione delle aste di calcestruzzo compresse.

L'azione del tirante si esplica con "aste di calcestruzzo" inclinate e compresse e con azioni di trazione sul ferro lato mare. La trazione di progetto sul tirante è pari a 730 kN; ciò genera un'azione di compressione e trazione, che ipotizzando un'inclinazione di 30° è pari a:

- risultante di compressione  $D_p = 421 \text{ kN}$
- risultante di trazione aggiuntiva  $Z_p = 210 \text{ kN}$

La tensione aggiuntiva sulle armature più sollecitate ( $12\phi 26 - A_s = 6368 \text{ mm}^2$ ) disposte sul lato mare risulta di  $33 \text{ N/mm}^2$ .

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Considerando reagenti bielle compresse aventi sezione 0.5×0.5 m, la compressione sul calcestruzzo risulta essere pari a 1.7 MPa.

Tali sollecitazioni sono assorbibili senza problemi dalla struttura.

### **7.4.4. GIUNTI STRUTTURALI**

Per evitare che il fenomeno della dilatazione termica e del ritiro comporti dei danni al cordolo di irrigidimento, sarà necessario che esso non sia realizzato come una struttura continua, ma bisognerà predisporre delle interruzioni. E' altresì importante fin da subito sottolineare che l'esigenza di garantire una sufficiente vita utile all'acciaio messo per la connessione al taglio porti alla massima cautela nell'impermeabilizzazione del giunto in fase di cantierizzazione.

Per calcolare la distanza tra due tratti successivi di cordolo è necessario valutare l'entità della dilatazione termica con la seguente formula:

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times l$$

essendo  $\Delta l$  l'allungamento del tratto di cordolo lungo  $l$ ,  $\Delta T$  la differenza di temperatura e  $\alpha$  il coefficiente di dilatazione termica.

Assumendo un  $\Delta T$  pari a  $\pm 20^\circ$ , con  $\alpha$  per il calcestruzzo pari a  $0.000012^\circ\text{C}^{-1}$ , e una distanza tra due giunti di 23.76 m,  $\Delta l$  risulta essere pari a 0.57 cm, quindi i tratti di cordolo verranno distanziati di 1.2 cm.

La lunghezza dei tratti di cordolo continui è determinata in base ai ferri di armatura, che sono lunghi 12 m e sono sovrapposti per 1 m.

Bisogna comunque garantire una connessione al taglio, in modo tale da evitare gli spostamenti relativi tra i tratti contigui di cordolo.

Assumendo il giunto posizionato nella zona di taglio massimo (combinazione agli SLU SA1), si ricava:

$$V_{d \text{ MAX}} = \pm 967.9 \text{ kN}$$

---

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Utilizzando 12 barre Ø 24 in acciaio S355 disposte a spinotto (per metà scorrevoli), si ottiene che l'intero taglio è trasmesso all'acciaio di questi elementi; il taglio resistente risulta infatti.

$$V_{R_{barra}} = A_{RES} \frac{f_{yk}}{\gamma_m \cdot \gamma_{ED} \cdot \sqrt{3}} = 12 \cdot \left( \frac{24^2 \cdot \pi}{4} \right) \cdot \frac{355}{1.15 \cdot 1 \cdot \sqrt{3}} = 968 \cdot 10^3 \text{ N}$$

e quindi risulta soddisfatta la verifica della relazione:

$$V_D (= 967.9 \text{ kN}) < V_R (= 968 \text{ kN})$$

La tenuta idraulica sarà garantita dal posizionamento di una coppia di water stop idroespandenti.

## **8. VERIFICA INTERVENTO TIPO 4**

### **8.1. GENERALITÀ**

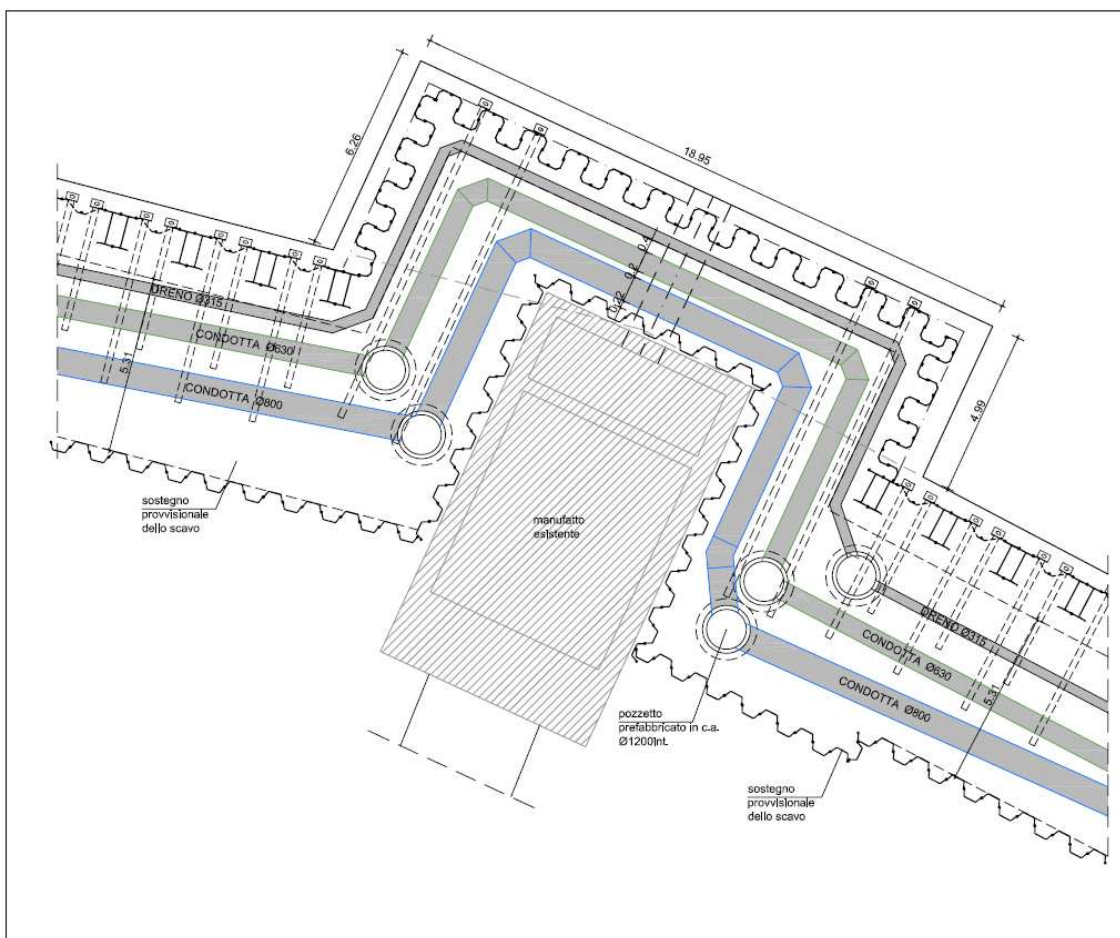
L'intervento in esame riguarda la realizzazione del marginamento in corrispondenza dell'opera di presa collocata in prossimità del limite Ovest di intervento.

La soluzione adottata consiste nel cinturare il manufatto esistente con un palancolato metallico impermeabile. In questo modo si perseguono almeno 3 scopi distinti:

1. si garantisce la messa in sicurezza ambientale del tratto di sponda interessato;
2. si evita la demolizione del manufatto esistente necessaria per mantenere l'allineamento del marginamento con la rimanente poligonale di intervento;
3. si riducono al minimo i periodi di messa fuori servizio dell'opera;
4. si realizza un consolidamento della sponda tale da garantire la stabilità dell'opera di presa anche a fronte di futuri approfondimenti della quota dei fondali in accosto.

Nella figura sottostante si riporta la planimetria d'intervento.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



Le fasi operative dell'intervento in esame saranno le seguenti:

1. *installazione di un sistema di pompaggio provvisorio all'interno del manufatto di presa*: in questo modo l'opera rimane operativa anche durante i lavori di marginamento;
2. *sigillatura provvisoria della tubazione di presa*: questa operazione consente le successive operazioni di scavo e messa all'asciutto per l'innesto della nuova tubazione mantenendo attiva l'opera di presa;
3. *demolizione della tubazione di presa, infissione del palancole per il sostegno provvisorio dello scavo e del palancole di tura*: in particolare il palancole per il sostegno dello scavo va infisso anche in adiacenza ai muri perimetrali dell'opera di presa, in modo da garantire sia un adeguato allungamento del percorso di filtrazione dell'acqua

### **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

di falda (necessario per garantire l'assenza di fenomeni di sifonamento) in vista del prosciugamento dello scavo, sia per contribuire a garantire la stabilità del manufatto stesso;

4. *infissione del palancoato metallico strutturale fino a circa 5 m ad Est ed ad Ovest dalle spalle del manufatto di presa;*
5. *realizzazione di un mantelletto in argilla esterno alla tura provvisoria: tale accorgimento risulta necessario per limitare le venute d'acqua attraverso il palancoato di tura e consentire quindi l'aggottamento dello scavo;*
6. *posa in opera di irrigidimenti provvisori sul palancoato di tura;*
7. *scavo a quota -5.0 m s.m.m e prosciugamento dello scavo; in questa fase risulta necessario un controllo continuo delle infiltrazioni e delle venute d'acqua all'interno dello scavo; qualora si verificassero fenomeni di fuoriuscita della frazione fine dal fondo scavo (sifonamento) occorrerà intervenire tempestivamente installando all'interno ed all'esterno dello scavo un sistema di aggottamento della falda (tramite punte well-point) con lo scopo di riportare il gradiente idraulico tra esterno ed interno dello scavo entro valori di sicurezza;*
8. *completamento dell'infissione del palancoato strutturale e preparazione dell'innesto per la nuova tubazione di presa;*
9. *taglio del palancoato di sostegno dello scavo in corrispondenza dell'innesto della nuova tubazione di presa e posa in opera della nuova condotta;*
10. *rinterro ed estrazione del palancoato di tura; finiture.*

## **8.2. VERIFICA TENSIONALE E DEFORMATIVA**

La previsione del comportamento tensionale e deformativo del terreno di fondazione e degli elementi strutturali è stata condotta con l'ausilio del codice di calcolo gli elementi finiti Plaxis.



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

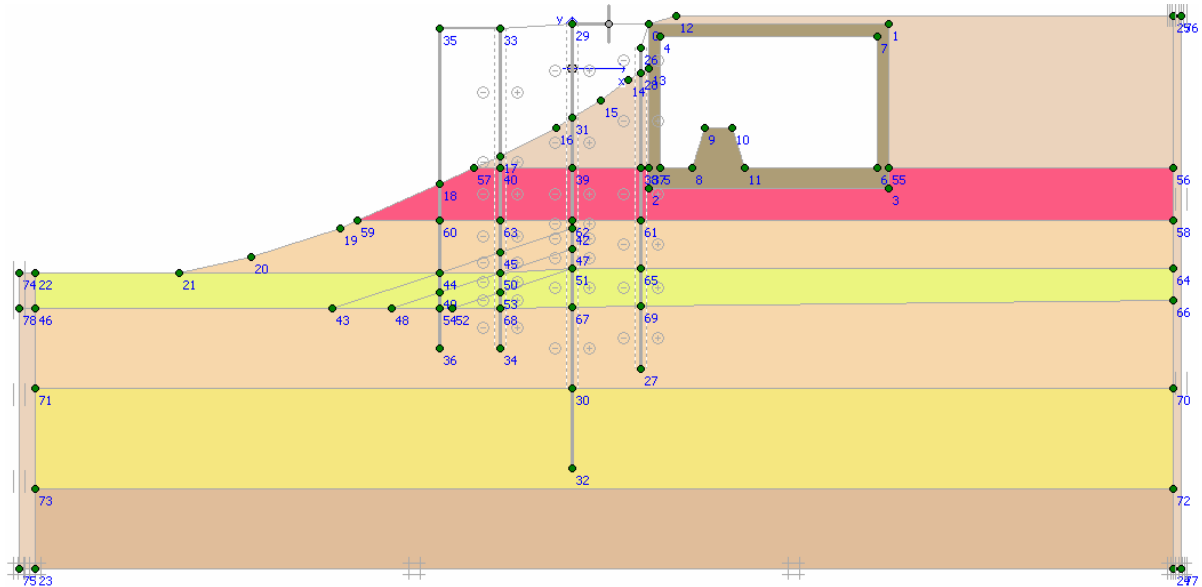
---

La stratigrafia di calcolo e le proprietà geomeccaniche dei terreni di fondazione utilizzate nei calcoli sono le medesime introdotte nei capitoli precedenti. Tutte gli step sono analizzati, a favore di sicurezza, in condizioni drenate.

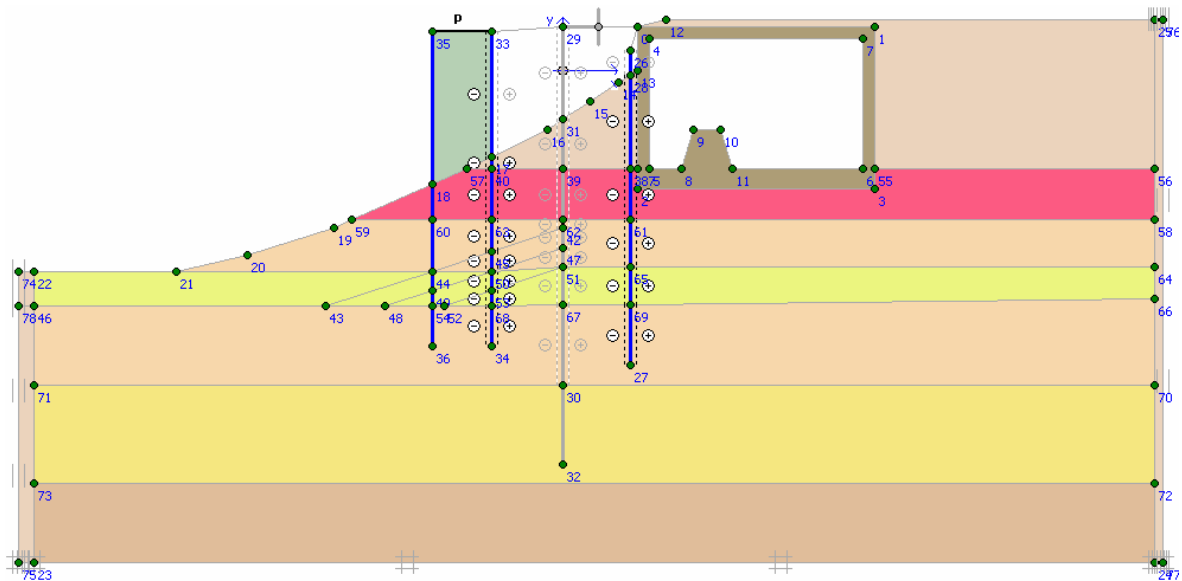
Le fasi di calcolo introdotte nel modello sono quelle descritte in precedenza. Si riportano le immagini raffiguranti la schematizzazione delle singole fasi operative.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*Step 1 – imposizione dell’equilibrio geostatico iniziale*

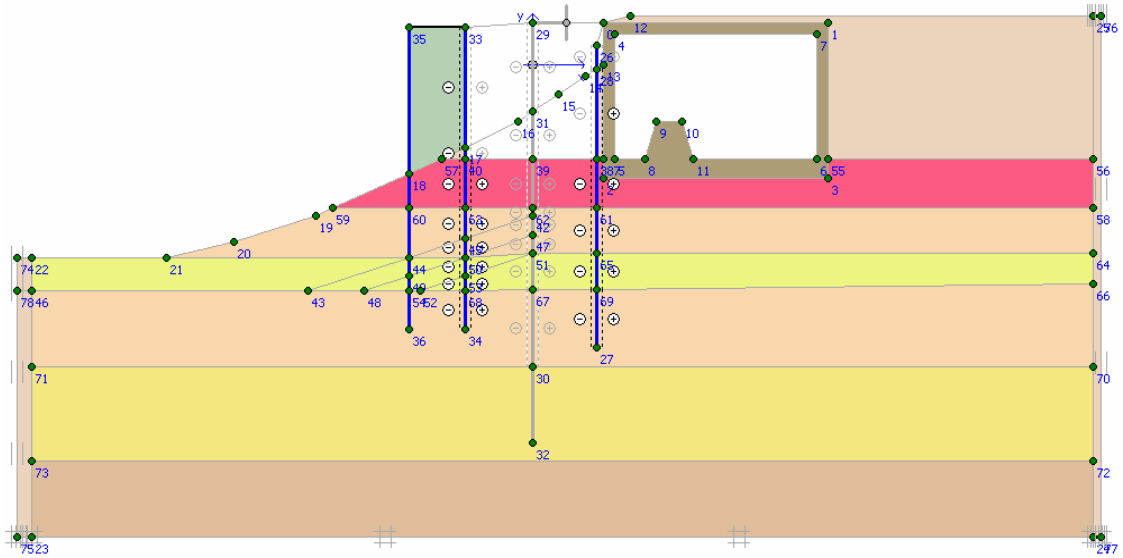


*Step 2 – infissione palancoati provvisionali e realizzazione cavedane in argilla*

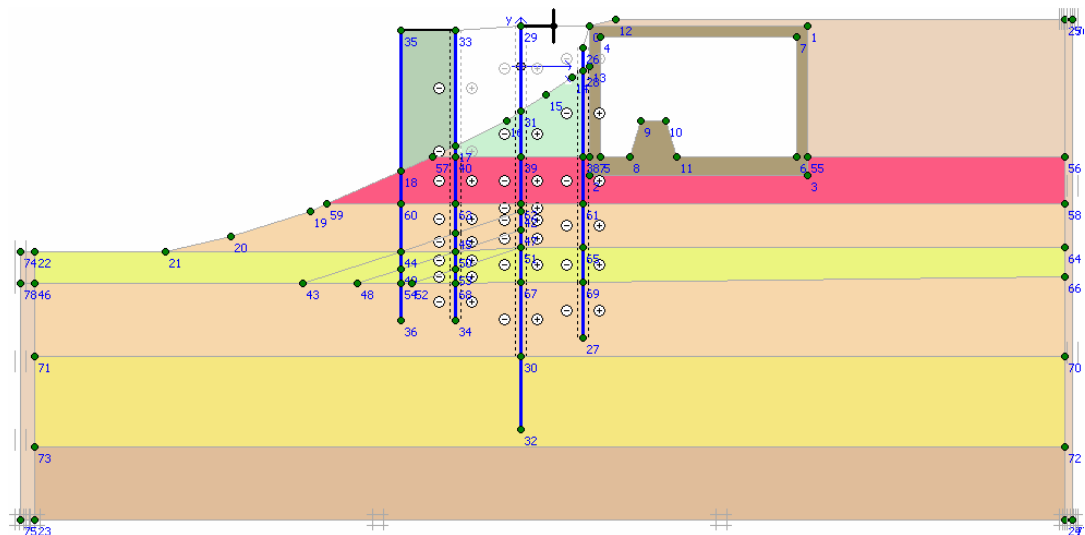


**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*Step 3 – scavo e aggottamento a quota -5.0 m s.m.m.*

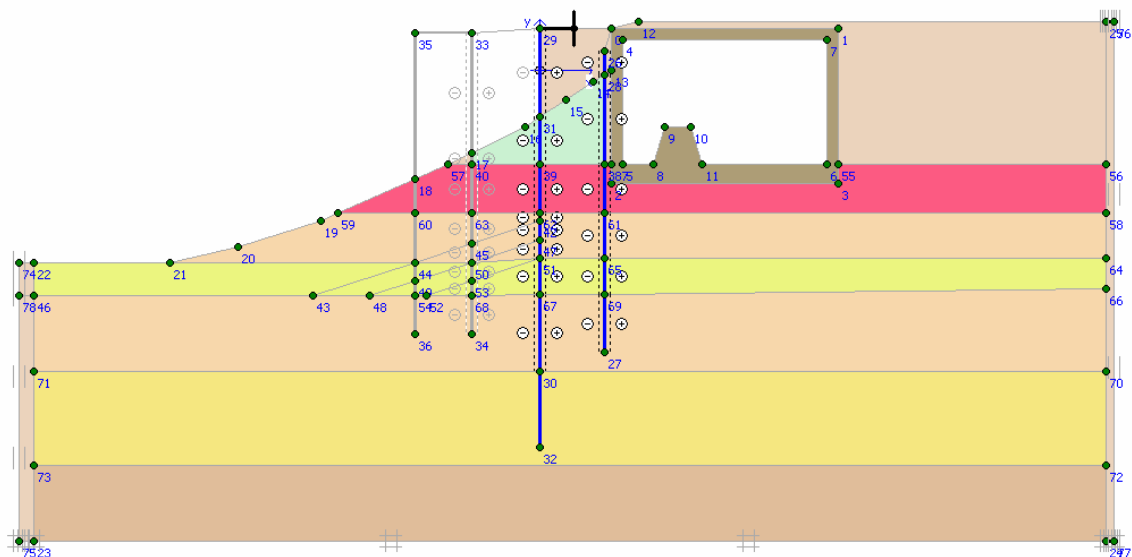


*Step 4 – infissione palancolato strutturale ed introduzione vincolo in sommità per simulare l'effetto di ripartizione del cordolo in c.a.*

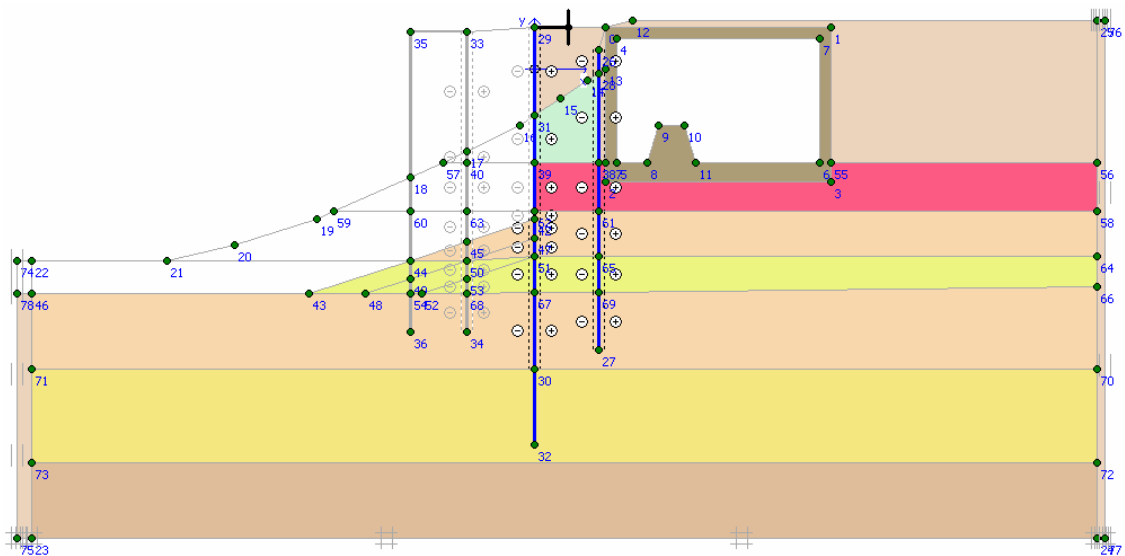


**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*Step 5 – rinterro a tergo del palancoolato strutturale ed estrazione del palancoolato di tura*



*Step 6 – approfondimento dei fondali in accosto sino a quota -8.0 m s.m.m.*



**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*Step 7 – innalzamento della falda a tergo sino a quota +2.10 m s.m.m.*

Lo step più gravoso in fase di costruzione del marginamento risulta essere il n.3, mentre in fase di esercizio risulta essere il n.7

**8.2.1. VERIFICA DELLO STEP 3**

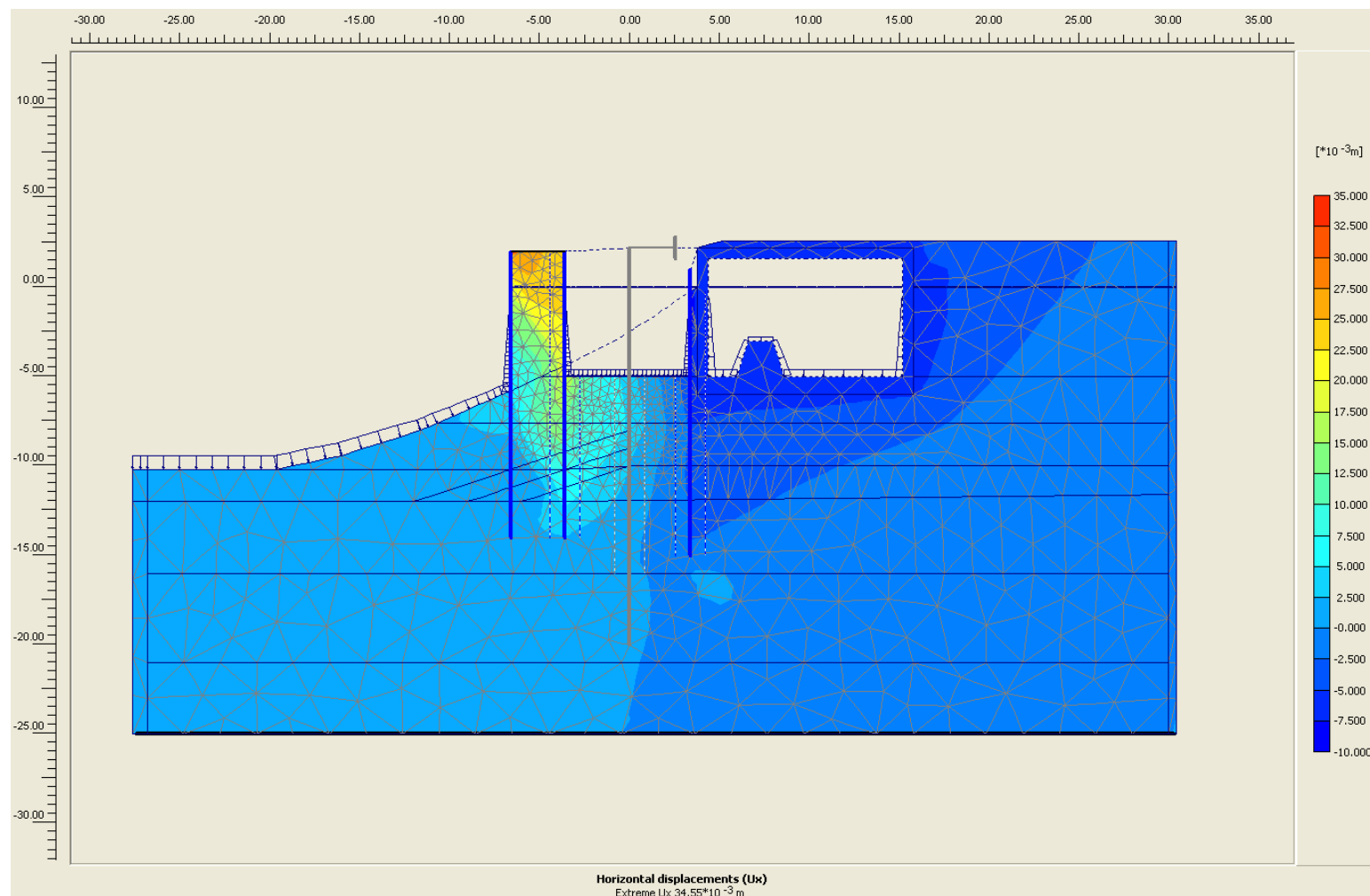
La figura a pagina seguente mostra la distribuzione delle deformazioni all'interno del dominio di calcolo.

Si evince che la parte più consistente delle deformazioni di sviluppano nel cavedone provvisoriale, ove lo spostamento orizzontale massimo si attesta sui 3.5 cm circa.

Per quanto riguarda la verifica della stabilità del manufatto di presa si noti come l'entità dello spostamento massimo orizzontale (calcolato in condizioni drenate e quindi a favore di sicurezza) superi di poco i 6 mm.

*Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera*  
*4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)*  
*PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza*

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE - MAGISTRATO ALLE ACQUE DI VENEZIA  
TRAMITE IL SUO CONCESSIONARIO CONSORZIO VENEZIA NUOVA  
PROTECNO SRL – STUDIO ALTIERI SPA

M0016EB RLA0103  
149023 R0103

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

Per quanto riguarda la verifica tensionale dei palancolati provvisionali si riporta il diagramma dei momenti flettenti calcolati al termine dello step 3.



Il momento massimo si attesta a  $M_{\max}=151.5 \text{ kN}\times\text{m/m}$ . Utilizzando profili tipo Larssen 605 in acciaio S270GP, caratterizzati da  $W=2'020 \text{ cm}^3/\text{m}$  si ottiene una tensione massima:

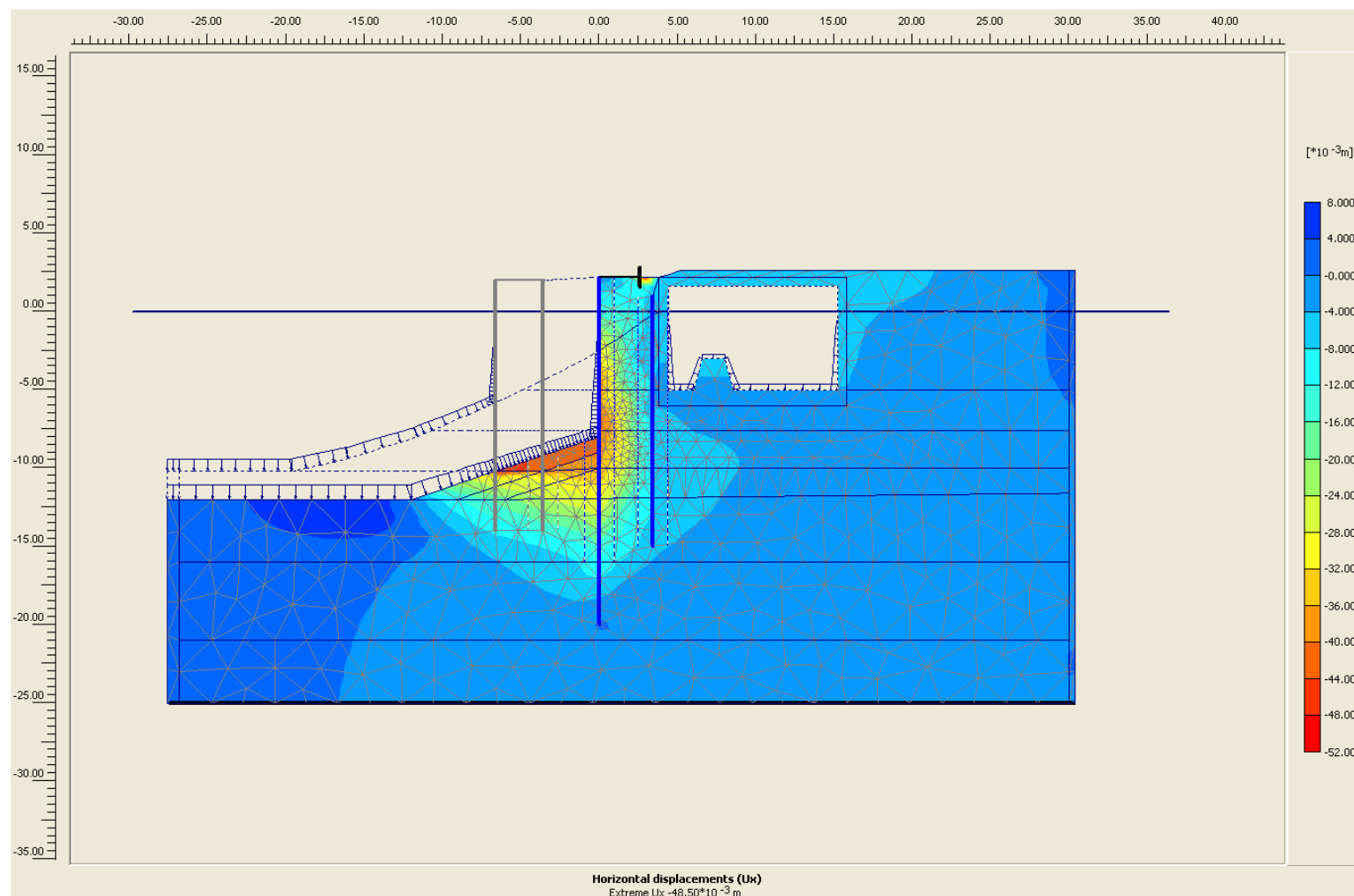
$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = 750 \text{ kg/cm}^2 < 1'900 \text{ kg/cm}^2$$

### **8.2.2. VERIFICA DELLO STEP 7**

La figura a pagina seguente mostra la distribuzione delle deformazioni all'interno del dominio di calcolo.

*Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera*  
*4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)*  
*PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza*

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE - MAGISTRATO ALLE ACQUE DI VENEZIA  
TRAMITE IL SUO CONCESSIONARIO CONSORZIO VENEZIA NUOVA  
PROTECNO SRL – STUDIO ALTIERI SPA

M0016EB RLA0103  
149023 R0103



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

Lo spostamento orizzontale massimo si instaura in prossimità del piede del palancolato strutturale, ove si legge un massimo di circa 4.8 cm.

Lo spostamento in sommità del palancolato strutturale risulta pressoché nullo, mentre il manufatto esistente si attesta sui 7 mm.

Per quanto riguarda la verifica tensionale del palancolato strutturale si riporta il diagramma dei momenti flettenti calcolati al termine dello step 7.



Il momento massimo si attesta a  $M_{max}=795 \text{ kN}\times\text{m/m}$ . Utilizzando profili tipo Larssen 430 in acciaio S270GP, caratterizzati da  $W_0=6'450 \text{ cm}^3/\text{m}$  si ottiene una tensione massima:

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_0} = 1'233 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 1'900 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Al termine delle vita utile della struttura (50 anni) la rigidezza flessionale risulta diminuita rispetto al valore iniziale a causa della corrosione dei profili metallici immersi in acqua salmastra.

Assumendo una velocità di corrosione pari a  $v=0.03$  mm/anno, si ottiene che in 50 anni la perdita complessiva di spessore dei profili è pari a:

$$\Delta S = T \times v_{\text{corrosione}} = 1.5 \text{ mm}.$$

Con riferimento ad uno spessore medio iniziale  $S_0=12$ mm si ha che la perdita media percentuale di spessore risulta pari al 12.5%.

Assumendo una relazione lineare tra perdita di spessore e perdita di rigidezza flessionale si ottiene che pure quest'ultima al termine della vita utile della struttura è diminuita del 12.5%, pertanto  $W_{50}=5'730 \text{ cm}^3/\text{m}$ .

La tensione massima allo step 7 dopo 50 anni di servizio della struttura risulta pertanto:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{50}} = 1'388 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 1'900 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

### **8.3. VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE E DEI TIRANTI DI CONTRASTO**

La presenza del manufatto di presa immediatamente a tergo del marginamento impedisce la realizzazione di tiranti di contrasto ad interassi ridotti. La soluzione progettuale consta nel realizzare due coppie di tiranti immediatamente ad Est ed ad Ovest dell'opera di presa.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

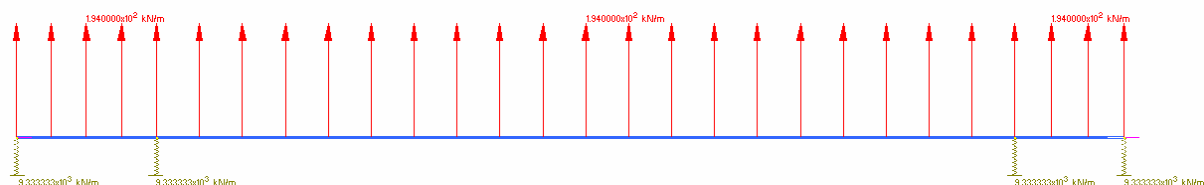
Il dimensionamento del cordolo e dei tiranti di contrasto è stato condotto considerando la trave in c.a., caratterizzata dalla propria rigidezza flessionale EJ, vincolata ai tiranti di contrasto schematizzati tramite la loro rigidezza assiale EA/L. Le verifiche si intendono condotte con riferimento alle tensioni ammissibili.

Le azioni massime cui la trave ed i tiranti sono sottoposti si verifica allo step 7, ove risulta un'azione vincolare in sommità al palancolato pari a  $q=194$  kN/m.

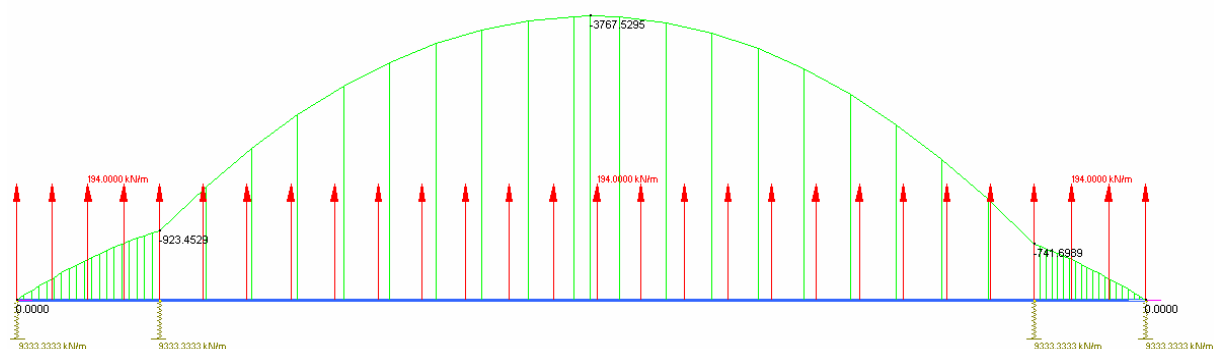
I risultati della simulazione sono riportati in seguito.

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

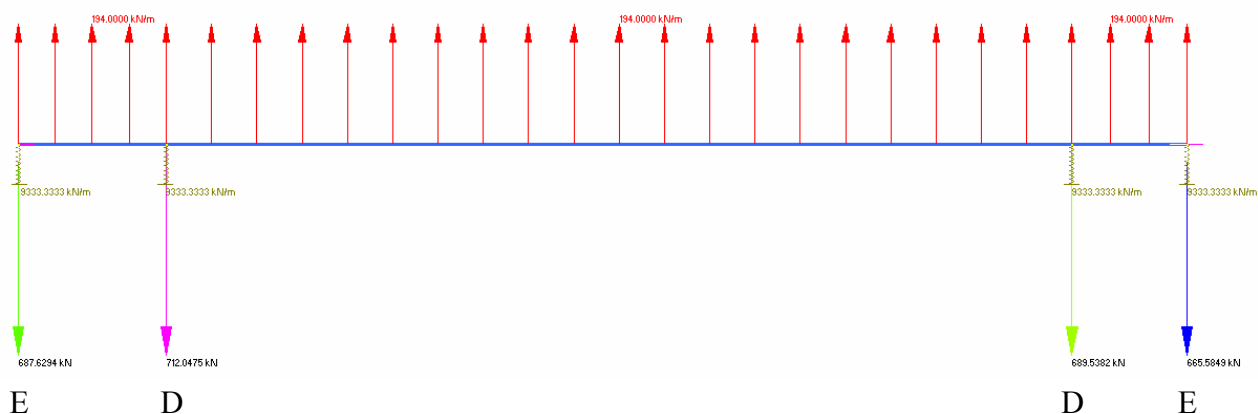
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



*Figura 1: geometria del sistema e carichi agenti*



*Figura 2: andamento del momento flettente*



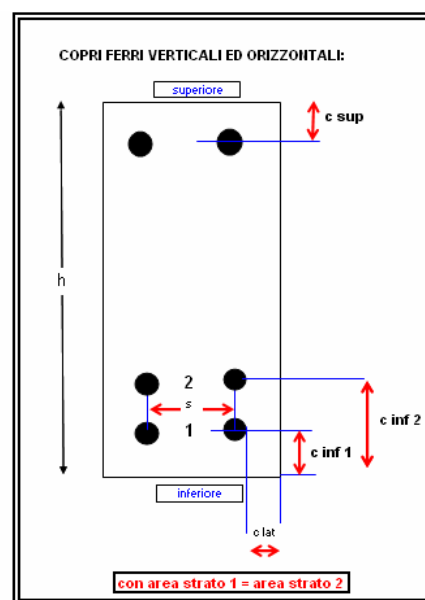
**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

*Figura 3: reazioni vincolari sui tiranti di contrasto*

Il momento massimo risulta pari a  $M_{max}=3'767 \text{ kN}\times\text{m/m}$ . Si riporta in seguito la verifica delle tensioni e dell'ampiezza massima di fessurazione in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Dati di progetto sezione		Materiali	
$h =$	195 cm	calcestruzzo $R_{ck} =$	450 $\text{Kg/cm}^2$
$b =$	120 cm	$E =$	381838 $\text{Kg/cm}^2$
$C_{laterale} =$	4 cm	$\sigma_c =$	135 $\text{Kg/cm}^2$
$C_{inf1} =$	4 cm	$\tau_{co} =$	8 $\text{Kg/cm}^2$
$C_{inf2} =$	45 cm	$\tau_{c1} =$	23 $\text{Kg/cm}^2$
$C_{inf medio} =$	24.5 cm		
$C_{sup} =$	4 cm	acciaio $F_{eB} =$	44 k
$n =$	15	$E =$	2100000 $\text{Kg/cm}^2$
sezione NON fessurata:		$\sigma_s =$	2600 $\text{Kg/cm}^2$
$Y_{cal} =$	94.74 cm		
$J_{cal} =$	94190825 $\text{cm}^4$		
	0.941908		
Sollecitazione			
$M =$	376700 $\text{Kgm}$		
Armatura			
	barre inferiori 1:	$n$	$\phi$
	barre inferiori 2:	14	26
	barre superiori 1:	12	26
		$n$	$\phi$
$A_{inf} =$	148.71 $\text{cm}^2$	14	26
$A_{sup} =$	63.73 $\text{cm}^2$	12	26
Verifica delle tensioni in armatura doppia			
sezione fessurata:			
$J =$	38823731.5 $\text{cm}^4$	posizione asse neutro (dal bordo superiore)	
$x =$	57.75 cm		
$\sigma_c =$	-56.0 $\text{Kg/cm}^2$	tensione calcestruzzo	
$\sigma_s 1 =$	1939.3 $\text{Kg/cm}^2$	tensione acciaio teso inferiore	
$\sigma_s 2 =$	1342.6 $\text{Kg/cm}^2$	tensione acciaio teso superiore	
$\sigma'_s 1 =$	-840.5 $\text{Kg/cm}^2$	tensione acciaio compresso superiore	
$\sigma'_s 1 =$	-840.5 $\text{Kg/cm}^2$	tensione acciaio compresso inferiore	



L'ampiezza massima delle fessure risulta pari a  $w_{max}=0.090 \text{ mm} < w_1=0.100 \text{ mm}$

Le caratteristiche dei tiranti sono riportate nella tabella seguente.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Tipo tirante	inclinazione	N trefoli	Diametro di perforazione	Lunghezza libera	Lunghezza bulbo
	[°]		[mm]	[m]	[m]
D	28	6	168	18	16
E	32	6	168	16	16

*Tabella 2: caratteristiche tiranti.*

- tensione massima sui trefoli dei tiranti di tipo A:

$$\sigma_{\max,A} = \frac{N_{\max}}{n \times \cos \alpha} = \frac{712kN}{6 \times \cos 28^{\circ}} = 134kN < \sigma_{adm} = 150kN ;$$

- tensione massima sui trefoli dei tiranti di tipo B:

$$\sigma_{\max,B} = \frac{N_{\max}}{n \times \cos \alpha} = \frac{687kN}{6 \times \cos 32^{\circ}} = 135kN < \sigma_{adm} = 150kN ,$$

dove  $n$  è il numero di trefoli per tirante.

Per il calcolo della resistenza ultima dei tiranti si utilizzano le relazioni introdotte nei paragrafi precedenti.

Nella tabella seguente si riportano i valori dell'azione resistente allo sfilamento per i tiranti relativi alle tipologie di tiranti A e B

**Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera**  
**4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)**  
**PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza**

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

Conci di bulbo				Calcolo del tiro ammissibile								T <sub>amm</sub>	T <sub>ext</sub>
Terreno	Z1 dal p.c.	Z 2 dal p.c.	Z medio da p.c.	$\sigma'_{vi}$	$\Delta$	$\sigma'_{ni}$	L <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	$\epsilon$	T <sub>i</sub>	T <sub>i</sub> *4,3/2		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	25	0.0	0.0		
A2	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	30	0.0	0.0		
A3	9.55	9.60	9.58	88.1	0.7	61.9	0.11	0.1	27	1.8	3.8	820.8	806.0
B2	9.60	11.10	10.35	90.0	0.7	58.8	3.20	1.7	32	62.0	133.3		
A3	11.10	15.60	13.35	122.8	0.7	86.3	9.59	5.1	27	222.7	478.7		
B3	15.60	17.06	16.33	142.1	0.7	92.7	3.11	1.6	32	95.4	205.0		
A4	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	27	0.0	0.0		

*Figura 4: tiranti di tipo A: risulta  $T_{amm} > T_{ext}$*

Conci di bulbo				Calcolo del tiro ammissibile								T <sub>amm</sub>	T <sub>ext</sub>
Terreno	Z1 dal p.c.	Z 2 dal p.c.	Z medio da p.c.	$\sigma'_{vi}$	$\epsilon$	$\sigma'_{ni}$	L <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	$\epsilon$	T <sub>i</sub>	T <sub>i</sub> *4,3/2		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	25	0.0	0.0		
A2	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	30	0.0	0.0		
A3	9.58	9.60	9.59	88.2	0.7	61.1	0.04	0.0	27	0.7	1.4	844.3	810.0
B2	9.60	11.10	10.35	90.0	0.6	57.7	2.83	1.5	32	53.9	116.0		
A3	11.10	15.60	13.35	122.8	0.7	85.0	8.49	4.5	27	194.4	418.0		
B3	15.60	18.06	16.83	146.4	0.6	93.8	4.64	2.5	32	143.7	308.9		
A4	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	27	0.0	0.0		

*Figura 5: tiranti di tipo B: risulta  $T_{amm} > T_{ext}$*

## **9. POZZETTI PER ATTRAVERSAMENTO A SIFONE DELLO SCARICO SM1**

Lo scarico censito SM1 interferisce con le opere in progetto, intersecando ortogonalmente il palancolato di marginamento e le linee di adduzione ad esso parallele.

Al di sotto del nuovo scarico e prima della sua realizzazione, è quindi necessario predisporre un attraversamento a sifone dello stesso da parte dei collettori B1+B2 e B3.

Come è possibile osservare negli elaborati grafici, è necessario approfondire localmente il piano di posa delle condotte fino a quota - 3.65 m s.m.m.. Il sifone ha uno sviluppo di circa 4.50 m, con la realizzazione alle due estremità di due manufatti in c.a. di ingresso e uscita dotati di un setto interno per mantenere separati i due flussi.

Le due celle hanno dimensioni interne di 1.20 m x 1.25 m ed altezza 5.40 m. (linea B1+B2) e 1.20 m x 1.10 m ed altezza 5.40 m. (linea B3).

I manufatti si classificano come opere di classe 2: le modalità di verifica delle sezioni resistenti saranno condotte con riferimento alle tensioni ammissibili.

Il terreno circostante alla struttura ha le seguenti caratteristiche:

$$\gamma' = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_a = 0.41$$

La falda, per le verifiche che seguono, si è considerata coincidente con il piano campagna.



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Le verifiche riportate di seguito tengono conto del rispetto del limite di fessurazione pari a  $w_1 = 0.10$  mm.

### **9.1. SOLETTA SUPERIORE**

#### Analisi dei carichi agenti sulla soletta superiore

I carichi agenti sono:

- Peso proprio della soletta (35 cm): 8.75 kPa
- Sovraccarico distribuito: 50 kPa

Lo schema statico considerato è quello di trave in semplice appoggio; il momento massimo risulta  $M = 11.47$  kNm/m.

Utilizzando una doppia r.e. Ø12 20×20 su una sezione di spessore 35 cm si ottengono i seguenti risultati:

$\sigma_c =$	-1,2 MPa	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	70,5 MPa	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	-6,2 MPa	tensione acciaio compresso

L'ampiezza delle fessure risulta

$$w = 0.054 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **9.2. PARETI LATERALI**

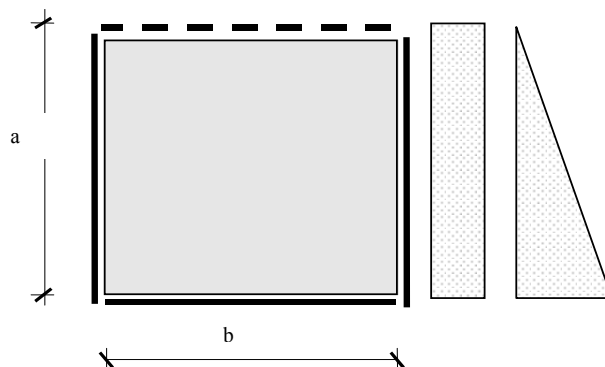
#### Analisi dei carichi agenti sulle pareti laterali

I carichi agenti alla base delle pareti sono:

- Spinta del terreno sotto falda (h = 6.90 m): 25.5 kPa
- Spinta dell'acqua di falda (h = 6.90 m): 69.0 kPa
- Spinta derivante dall'applicazione dei 50 kPa: 20.5 kPa

#### Verifica delle pareti laterali

Lo schema statico considerato è di lastra incastrata inferiormente e lateralmente lungo gli spigoli, con appoggio sul lato superiore, sollecitata dalla somma dei suddetti carichi distribuiti ad andamento triangolare e costante rispettivamente. Il calcolo è stato condotto con l'ausilio codice di calcolo Straus.



$$a = 690 \text{ cm}$$

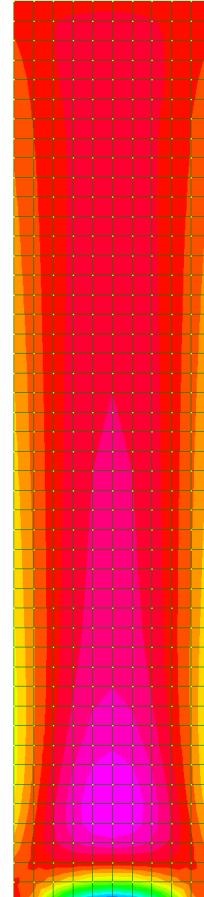
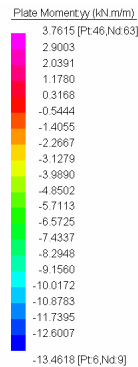
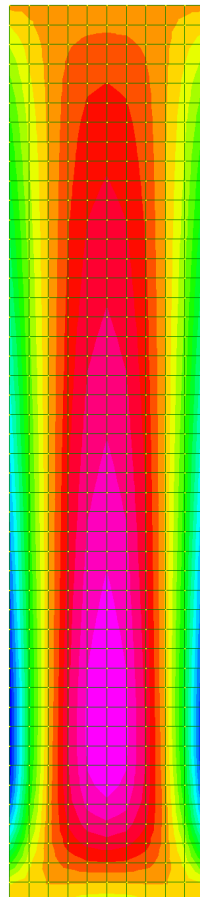
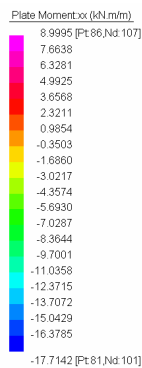
$$b = 150 \text{ cm}$$

Le massime sollecitazioni a flessione, come si può vedere anche nell'output grafico del programma sono:

$$M_{xx \text{ max}} = 17.71 \text{ kNm/m}$$

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

$$M_{yy \max} = 13.46 \text{ kNm/m}$$



Armando la parete di spessore 30 cm con una doppia rete elettrosaldata Ø14, 20×20 si ottiene:

$$\sigma_c = -2.1 \text{ MPa}$$

tensione calcestruzzo

$$\sigma_s = 97.2 \text{ MPa}$$

tensione acciaio teso

$$\sigma'_s = -11.5 \text{ MPa}$$

tensione acciaio compresso

L'ampiezza delle fessure risulta:

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

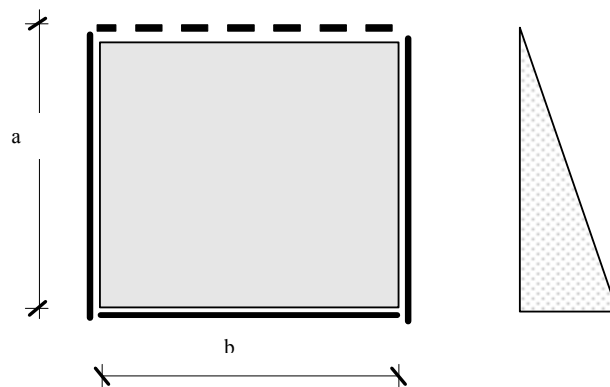
---

$$w = 0.062 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

### **9.3. SETTO INTERNO**

Analogamente allo schema di calcolo delle pareti laterali, si dimensiona il setto interno come lastra incastrata sui bordi laterali e inferiore e appoggiata sul lato superiore.

La condizione di carico più gravosa corrisponde al caso in cui vi sia una cella del pozzo completamente piena d'acqua e l'altra completamente vuota: ciò si traduce in un carico sul setto pari alla spinta idrostatica di 540 cm d'acqua (l'altezza utile del pozzo).



$$a = 540 \text{ cm}$$

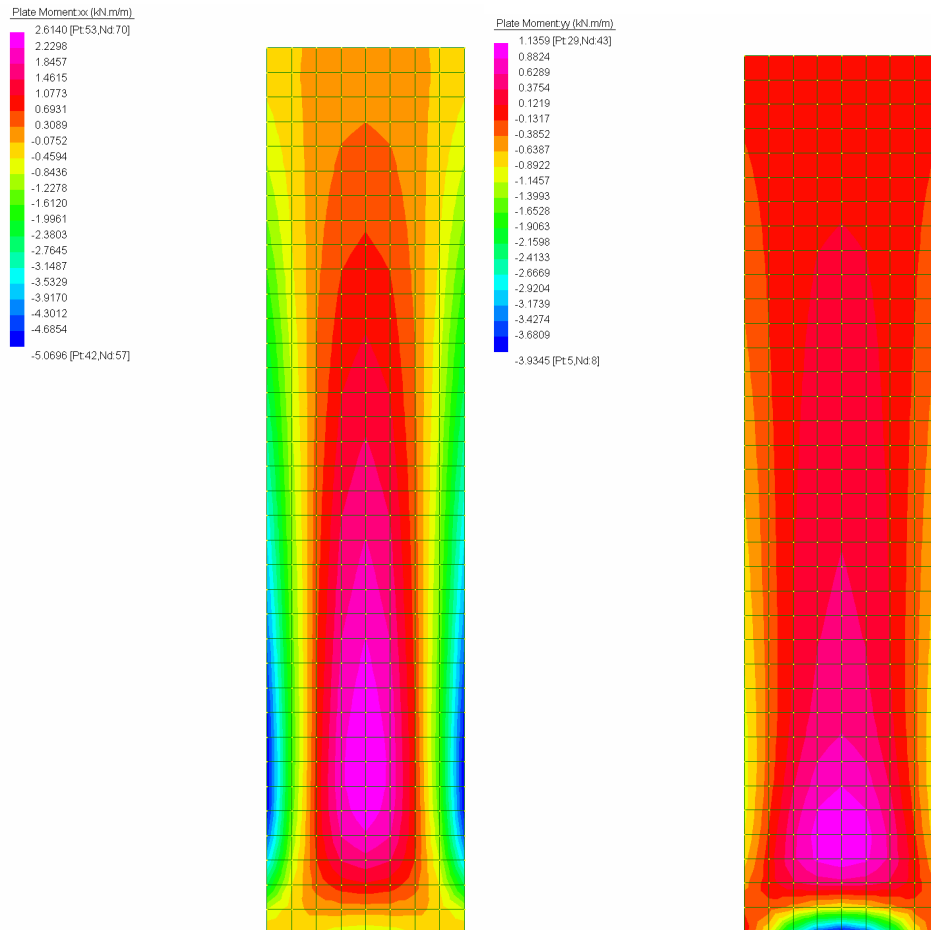
$$b = 120 \text{ cm}$$

Le massime sollecitazioni a flessione, come si può vedere anche nell'output grafico del programma sono:

$$M_{xx \text{ max}} = 5.07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yy \text{ max}} = 3.93 \text{ kNm/m}$$

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



Armando il setto di spessore 20 cm con una doppia rete elettrosaldata Ø12, 20×20 si ottiene:

$\sigma_c =$	-1.6 MPa	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	62.0 MPa	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	-2.0 MPa	tensione acciaio compresso

L'ampiezza delle fessure risulta:

$$w = 0.033 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **9.4. SOLETTA INFERIORE**

#### Verifica della soletta inferiore per sottospinta acqua

Lo schema statico assunto è quello di trave appoggiata alle due estremità, avente lunghezza pari a 150 cm, sottoposto alla sottospinta della falda, il cui livello viene considerato a piano campagna:

- Spinta dell'acqua di falda ( $h = 6.90$  m): 69.0 kPa

Trascurando il peso proprio della soletta si ottiene un momento massimo pari a 19.4 kNm/m.

Disponendo una doppia rete Ø14 20×20 nella soletta di spessore 35 cm si ottengono:

$\sigma_c =$	-1.7 MPa	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	88.5 MPa	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	-11.0 MPa	tensione acciaio compresso

L'ampiezza delle fessure risulta:

$$w = 0.063 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

### **9.5. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO**

I carichi agenti sono:

- Peso soletta superiore: 49.5 kN
- Peso muri esterni: 331 kN
- Peso soletta inferiore: 49.5 kN
- Peso del setto interno: 32.5 kN
- **Totale:** 462.5 kN

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

La spinta dell'acqua risulta pari a:

– Spinta dell'acqua con falda a piano campagna: **345.9 kN**

$$F.S. = P/S = 462.5/345.9 = 1.34 > 1.20$$

## **10. POZZETTI**

Per quanto riguarda i pozzetti da porre a tergo della conterminazione di sponda essi verranno realizzati in opera.

La verifica viene svolta alle tensioni ammissibili.

### **10.1. SOLETTA SUPERIORE**

#### **Carichi:**

Su tale tratto di sponda graveranno i carichi dovuti alla presenza di un carroponte “gommato”. La condizione più sfavorevole per il singolo pozzetto risulta quella in cui su di esso graverà il carroponte.

Il carico rappresentato dal carroponte è composto da due diverse componenti: il peso proprio del mezzo (pari a 240 t) e il massimo carico da esso trasportabile (63 t).

Il peso del carroponte grava sui 4 assi, ogni asse è composto da 4 ruote e occupa un impronta di carico rettangolare di dimensioni 1.2m × 1.8m.

Quindi esso esercita una pressione, calcolata sull'impronta occupata da ogni asse, pari a:

$$\sigma = \frac{240}{4 \cdot 1.2 \cdot 1.8} = 2.78 \text{ kg/cm}^2$$

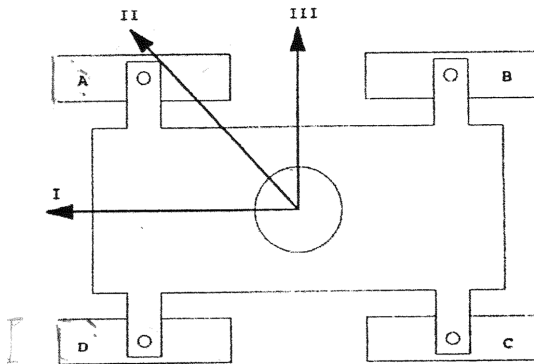
Il carico massimo trasportabile su tale attrezzatura, pari a 63 t, causa diverse pressioni sul terreno a seconda della configurazione assunta dal braccio meccanico che lo sostiene. La configurazione più

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

gravosa sotto questo punto di vista è la **II** (vedi schema sottostante) per la quale corrisponde una pressione, sempre calcolata sull'impronta di carico:

$$\sigma = \frac{155.9}{1.2 \cdot 1.8} = 7.22 \text{ kg/cm}^2$$



Quindi, la pressione sul terreno dovuta al carroponte sarà, in totale pari a 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Tale pressione, ipotizzando di concentrarla sul chiusino Ø 60 in ghisa del pozzetto, imprimerà su di esso una forza di circa 28 t.

Per questo si è deciso di utilizzare un chiusino classe E600.

### **10.2. PARETI LATERALI**

#### Analisi dei carichi agenti sulle pareti laterali

La falda si considera a quota +1m s.m.m.

Il terreno circostante alla struttura ha le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma' = 8.5 \text{ kN/m}^2$$



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_a = 0.40$$

La spinta attiva del terreno e quella dell'acqua agenti sulle pareti del pozzetto danno come risultanti totali, per m di profondità:

- $P_w = 20 \text{ KN/m}$ ;
- $P_a = 28.5 \text{ KN/m}$

La sollecitazione data dal carroponete sul chiusino, distribuita sulle pareti del pozzetto, diventa una forza pari a **96 KN/m**.

### Verifica delle pareti laterali

Si decide di schematizzare la parete del pozzetto come una trave di lunghezza pari a 3.1 m, con carichi concentrati in diversi punti, dovuti alle spinte dell'acqua e quella attiva del terreno, e una forza assiale dovuta al carico del carroponete.

Il momento massimo, che sollecita le fibre interne della parete del pozzetto, corrispondente a tale combinazione di carichi, è pari a 22 KN m.

Si verificano pareti spesse 20 cm con armatura interna pari a 10Ø12 al metro ed esterna pari a 5 Ø12 al metro.

Tale soluzione è cautelativa, essendo verificata anche nel caso non sia presente l'importante carico dovuto al carroponete. In tale caso, la verifica a fessurazione della sezione in flessa porta ad una ampiezza delle fessure:

$$w = 0.056 \text{ mm} < w_1 = 0.1 \text{ mm}$$

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **10.3. SOLETTA INFERIORE**

La condizione più gravosa è quella di vasca completamente vuota.

#### Analisi dei carichi agenti sulla soletta inferiore

Il dimensionamento della soletta di fondo avviene schematizzando anch'essa come trave, caricata con:

- La spinta dell'acqua (falda a quota + 1 m s.m.m.), pari a 20 kN/m;
- Le azioni del carroponte sulle pareti del pozzetto, trasmesse al terreno, si possono schematizzare come una forza distribuita sulla lunghezza della soletta di fondo, pari a 110 KN/m;

Tali carichi agiscono nello stesso verso, per un totale di 130 KN/m.

#### Verifica della soletta inferiore per sottospinta acqua

La schematizzazione è quella di una trave semplicemente appoggiata, da cui il momento massimo, positivo, agisce in mezzzeria ed è pari a 23.4 KNm.

Per la soletta si ottiene una sezione  $b=100$  cm e  $H=20$  cm, con armatura inferiore e superiore uguali e costituite da 10Ø12.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **10.4. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO**

La configurazione di carico che massimizza la sottospinta idraulica è quella in cui la falda esterna si innalzi fino a +2.1 m s.m.m.

Le azioni destabilizzanti sono riassunte dalla sottospinta idraulica  $U$ , calcolata come:

$$U = \gamma_w \times h \times a \times b = \gamma_w \times 3.1m \times 1.2m \times 1.2m = 44.64 \text{ kN}$$

avendo indicato con  $h$  il dislivello idrico,  $a$  e  $b$  le dimensioni in pianta del pozzetto.

Le azioni stabilizzanti sono rappresentate dal peso del pozzetto.

Il calcolo dei singoli contributi è riportato in seguito:

$$P = \gamma_{ca} \times 0.2 \times ((1.2m \times 4) \times 3.1 + (1.2m \times 1.2m)) = 81.6 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza così calcolato risulta pari a:

$$F_s = \frac{P}{U} = \frac{81.6 \text{ kN}}{44.64 \text{ kN}} = 1.83 > 1.20$$

Peso magrone di fondo e attrito col terreno: si trascurano a favore di sicurezza;

Il coefficiente di sicurezza è abbondantemente superiore a 1.2. La verifica risulta soddisfatta.

## **11. VASCHE DI SFIORO**

Il progetto include la messa in opera di due vasche di sfioro realizzate in c.a., e aventi dimensioni interne di 2.40m x 3.00 m ed altezza 285 cm..

I manufatti si classificano come opere di classe 2: le modalità di verifica delle sezioni resistenti saranno condotte con riferimento alle tensioni ammissibili.

Il terreno circostante alla struttura ha le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma' = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_a = 0.40$$

La falda, per le verifiche che seguono, la si è considerata coincidente con il piano campagna.

Le verifiche riportate di seguito tengono conto del rispetto del limite di fessurazione pari a  $w_1 = 0.10 \text{ mm}$ .

### Analisi dei carichi agenti sulla soletta superiore

I carichi agenti sono:

- |                                       |                         |
|---------------------------------------|-------------------------|
| – Peso del terreno di ricoprimento:   | 1'440 kg/m <sup>2</sup> |
| – Peso proprio della soletta (35 cm): | 875 kg/m <sup>2</sup>   |
| – Sovraccarico distribuito:           | 3'000 kg/m <sup>2</sup> |

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

### **11.1. SOLETTA SUPERIORE**

Lo schema statico considerato è quello di trave in semplice appoggio; il momento massimo risulta  $M = 7'235 \text{ kgm/m}$ .

Utilizzando una doppia r.e. Ø12 20×20 + 5 Ø14 al metro si ottengono i seguenti risultati:

$\sigma_c =$	-52.56 Kg/cm <sup>2</sup>	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	1 951.0 Kg/cm <sup>2</sup>	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	-434.9 Kg/cm <sup>2</sup>	tensione acciaio compresso

L'ampiezza delle fessure risulta

$$w = 0.89 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

### **11.2. PARETI LATERALI**

#### Analisi dei carichi agenti sulle pareti laterali

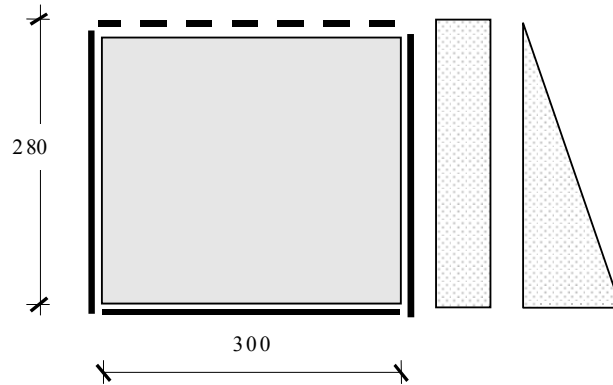
I carichi agenti alla base delle pareti sono:

- Spinta del terreno sotto falda ( $h = 4.35 \text{ m}$ ):  $1'480 \text{ kg/m}^2$
- Spinta dell'acqua di falda ( $h = 4.35 \text{ m}$ ):  $4'350 \text{ kg/m}^2$
- Spinta derivante dall'applicazione dei 30 kPa:  $1'200 \text{ kg/m}^2$

#### Verifica delle pareti laterali

Lo schema statico considerato è di lastra incastrata inferiormente e lateralmente lungo gli spigoli, con appoggio superiore. Il calcolo è stato condotto con l'ausilio delle tabelle di Bareš per il calcolo delle lastre.

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**



$$a = 280 \text{ cm}$$

$$b = 300 \text{ cm}$$

$$\gamma = a/b = 280/300 = 0.93$$

Considerando i carichi ad andamento triangolare:

$$M_{x\max} = 0.0320 \times 5'830 \times b^2 = 1'679 \text{ kgm/m}$$

$$M_{y\max} = 0.0307 \times 5'830 \times a^2 = 1'403 \text{ kgm/m}$$

Considerando i carichi ad andamento costante:

$$M_{x\max} = 0.0603 \times 1'200 \times a^2 = 567 \text{ kgm/m}$$

$$M_{y\max} = 0.0586 \times 1'200 \times b^2 = 633 \text{ kgm/m}$$

Sovrapponendo gli effetti si ottiene:

$$M_{x\max} = 2'246 \text{ kgm/m}$$

$$M_{y\max} = 2'036 \text{ kgm/m}$$

Si ottiene

$\sigma_c =$	<b>-26.44 Kg/cm<sup>2</sup></b>	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	<b>1 232.6 Kg/cm<sup>2</sup></b>	tensione acciaio teso

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$$\sigma'_s = -145.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tensione acciaio compresso}$$

L'ampiezza delle fessure risulta:

$$w = 0.078 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

### **11.3. SOLETTA INFERIORE**

La soletta risulta appoggiata da un lato alla palificata in legno, mentre sull'altro è incernierata al palancolato metallico.

La condizione di carico peggiore si verifica in condizione di falda a piano campagna e vasca vuota in concomitanza dell'applicazione del sovraccarico di 30 kPa.

#### Analisi dei carichi agenti sulla soletta inferiore

Si devono distinguere due diverse tipologie di carichi: quelli agenti inferiormente alla soletta e quelli agenti superiormente all'elemento.

Al primo gruppo appartiene:

- Sottospinta dell'acqua ( $h = 4.35\text{m}$ ): 4350 kg/mq

Al secondo gruppo appartengono invece:

- Peso proprio della soletta ( $h = 40 \text{ cm}$ ) 1000 kg/mq
- Carichi concentrati provenienti da pareti: 4500kg/m

#### Verifica della soletta inferiore per sottospinta acqua

Lo schema statico è quello di trave appoggiata alle due estremità, avente lunghezza pari a 580 cm, sottoposto alle azioni esterne descritte in precedenza.

Si ottiene dunque un momento massimo pari a 3586 kg×m/m.

## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Disponendo  $\varnothing 12 \times 20$ , si ottiene:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

Si ottiene

$\sigma_c =$	<b>-28.83 Kg/cm<sup>2</sup></b>	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	<b>1 886.2 Kg/cm<sup>2</sup></b>	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	<b>-174.9 Kg/cm<sup>2</sup></b>	tensione acciaio compresso

$$w = 0.098 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

### **11.4. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO**

I carichi agenti sono:

– Peso soletta superiore:	6'300 kg
– Peso muri esterni:	27'720 kg
– Peso soletta inferiore:	13'920 kg
– Peso terreno sovrastante soletta:	2'040 kg
– Peso terreno sovrastante muri laterali:	5'040 kg
– Peso magrone di fondo:	si trascura a favore di sicurezza
– Peso del muretto interno:	si trascura a favore di sicurezza
– <b>Totale:</b>	<b>55'020 kg</b>

La spinta dell'acqua risulta pari a:

– Spinta dell'acqua con falda a piano campagna:	<b>43'500 kg</b>
---	------------------

$$F.S. = P/S = 1.26 > 1.20$$



## **12. NUOVE BITTE DI ORMEGGIO PROVVISIONALI**

Il presente progetto prevede la realizzazione di n.2 nuove bitte di ormeggio provvisoria da realizzare in posizione arretrata rispetto alla nuova linea di riva. La funzione di tali manufatti è quella di consentire l'attracco delle navi durante il periodo transitorio nel quale sono state demolite le bitte esistenti e non si è ancora terminata la realizzazione delle bitte definitive da installare sul cordolo in c.a. sovrastante il palancolato strutturale.

### **12.1. DETERMINAZIONE DEL TIRO DI RIFERIMENTO**

Il valore di riferimento del tiro che le nuove bitte devono assorbire viene calcolato valutando le spinte generate dal vento sulla nave ormeggiata.

Si fa riferimento alle seguenti relazioni (EAU 1996, 7th edition):

$$W_t = (1 + 3.1 \times \sin \alpha) \times k_t \times H \times L_u \times v^2, \text{ [kN]}$$

dove:

$\alpha$  = angolo tra direzione del vento e asse longitudinale della nave:  
con riferimento ad un vento che soffia in direzione nord  
l'angolo si attesta a circa 60°;

$W_t$  = componente della spinta perpendicolare alla nave [kN];

$H$  = massima altezza fuori acqua della nave ormeggiata (15 m) [m];

$L_u$  = lunghezza complessiva della nave ormeggiata (270 m) [m];

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

$v$  = velocità di riferimento del vento (50 nodi direzione N, pari a circa 25.7 m/s) [m/s];

$k_t$  = coefficienti di carico dipendenti dall'angolo di incidenza del vento. Per  $\alpha = 60^\circ$  si trova un valore di circa  $16.1 \times 10^{-5}$  [kN×s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>].

Con i dati di ingresso introdotti in precedenza si ricava:

$$W_t = 1'600 \text{ kN}$$

Assumendo che la nave sia ormeggiata solamente a poppa ed a prua si ricava che i relativi tiri perpendicolari alla nave sulle bitte di attracco valgono:

$$W_{tb} = W_t \times (0.50 + k_e)$$

e

$$W_{th} = W_t \times (0.50 + k_e),$$

dove:

$k_e$  = coefficiente di eccentricità. Per  $\alpha = 60^\circ$   $k_e \cong 0$ , pertanto:

$$W_{tb} = W_{th} = W_t \times 0.50 = 800 \text{ kN}.$$

La bitte provvisoriale verranno installate ai lati della banchina esistente. Assumendo cautelativamente che l'angolazione massima delle funi di attracco rispetto all'asse longitudinale della nave ormeggiata sia di  $45^\circ$  si ricava che il tiro massimo che deve sopportare ogni bitta provvisoria è di:

$$T_{\max} = \sqrt{2} \times 800 \text{ kN} = 1'131 \text{ kN}$$

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Nei calcoli che seguono il tiro verrà posto pari a 1'150 kN per ciascuna bitta.

**12.2. VERIFICA FONDAZIONI BITTE**

Le bitte vengono immorsate su di un plinto di fondazione a sua volta fondato su due tubi in acciaio.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche e di vincolo della struttura.

Caratteristiche bitta provvisoria di ormeggio						
Plinto			N 2 pali			Forza di progetto
B	L	H	D <sub>E</sub>	sp	L	
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[m]	[kN]
3.8	1.4	1.5	813	12.5	19.35	1150

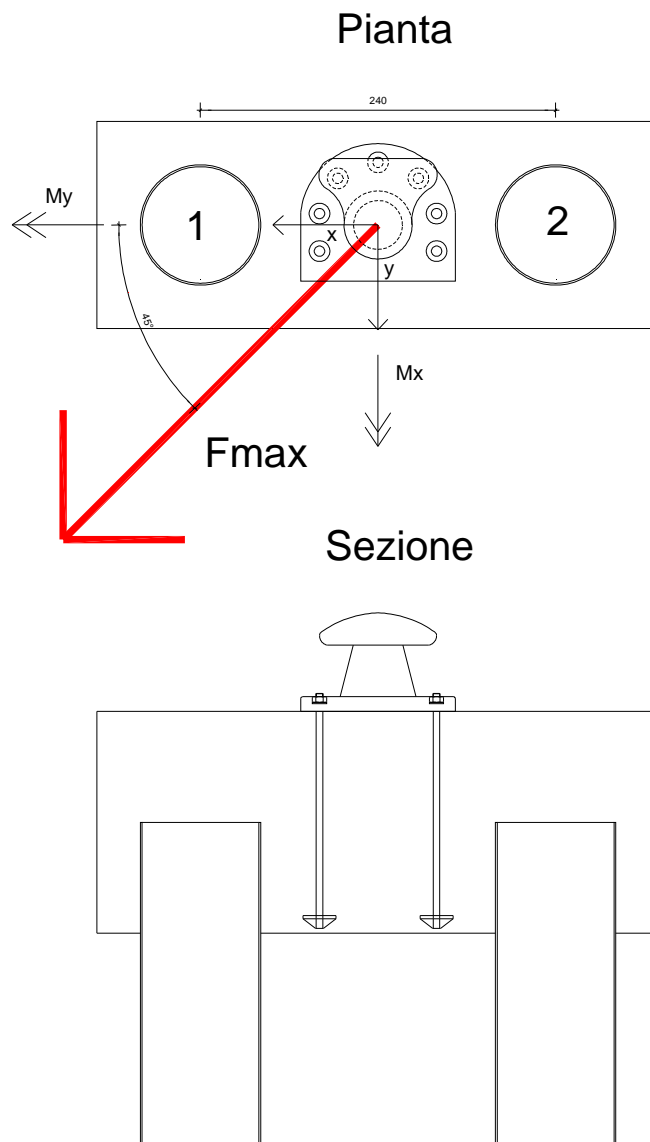
Il plinto di fondazione è interamente immerso all'interno del terreno.

La quota di fondo tubo è a -18.0 m s.m.m.

Il massimo tiro sulla bitta (riportato al paragrafo precedente) si manifesta nel caso in cui agisca a 45° rispetto all'asse di allineamento dei tubi (si veda a tale proposito figura seguente).

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---



**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Considerando che la forza è applicata al di sopra dei tubi con un braccio pari a 1 m si ottengono le seguenti sollecitazioni in fondazione:

$$F_x = F_{\max} \cdot \cos 45 = 813 \text{ kN}$$

$$F_y = F_{\max} \cdot \sin 45 = 813 \text{ kN}$$

$$M_x = -F_x \cdot 1 = -813 \text{ kNm}$$

$$M_y = F_y \cdot 1 = 813 \text{ kNm}$$

I tubi posizionati allineati, ad una distanza fra i loro assi nella direzione y pari a 2.4 m, pari a 0.0 m in x.

Le sollecitazioni agenti sui singoli tubi sono di seguito riportate:

$$Q_1 = M_x / 2.4$$

$$Q_2 = -M_x / 2.4$$

$$M_{1y} = M_y / 2$$

$$M_{2y} = M_y / 2$$

$$M_{1x} = 0$$

$$M_{2x} = 0$$

$$H_{1x} = H_x / 2$$

$$H_{1y} = H_x / 2$$

$$H_{1y} = H_y / 2$$

$$H_{2y} = H_y / 2$$

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni risultanti agenti in testa ai pali.

n palo	Hx	Hy	My	Htot	Q
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
1	406.6	406.6	406.6	575	338.8
2	406.6	406.6	406.6	575	-338.8

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

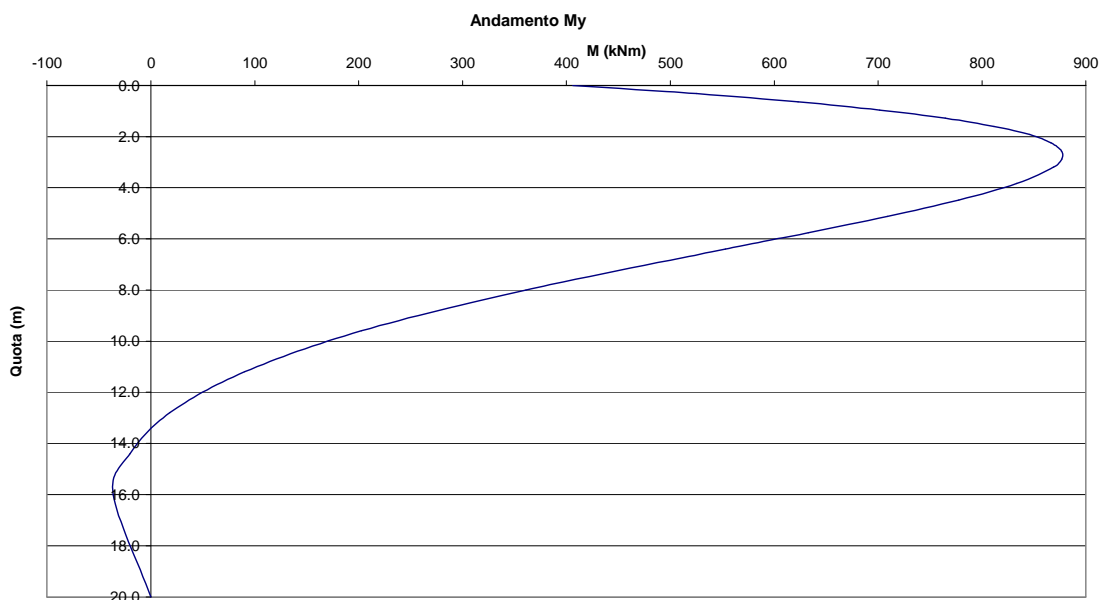
---

L'andamento dei momenti sui singoli pali, generati dalle sollecitazioni nelle due direzioni, riportate nella tabella precedente, sono determinati utilizzando la formulazione di Matlock e Reese:

$$M_i = H \cdot T \cdot A_{si} / B_{si}.$$

- $M_i$  = momento lungo il fusto del palo;
- $H$  = azione orizzontale totale sollecitante i pali in testa;
- $A_{si}$ ,  $B_{si}$ , = coefficienti adimensionali;
- $E_p$  = modulo di Young del palo;
- $I_p$  = momento d'inerzia del palo;
- $T = (E_p / I_p) 0,25$  = nel caso di  $E_s$  costante con la profondità;
- $E_s$  = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno, assunto cautelativamente pari a 5000 kPa.

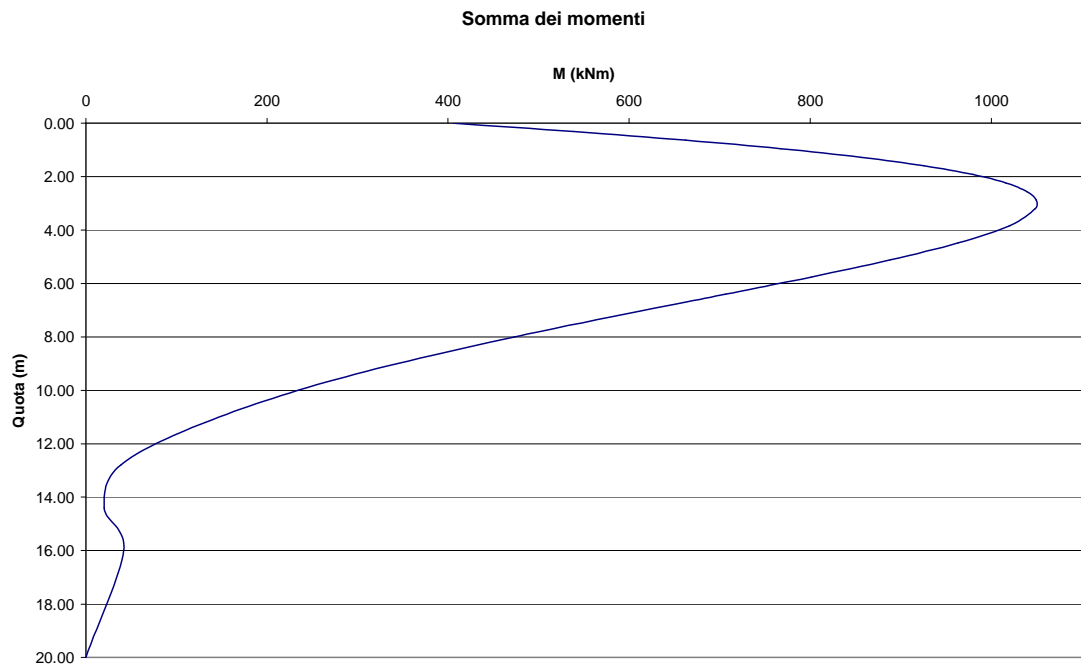
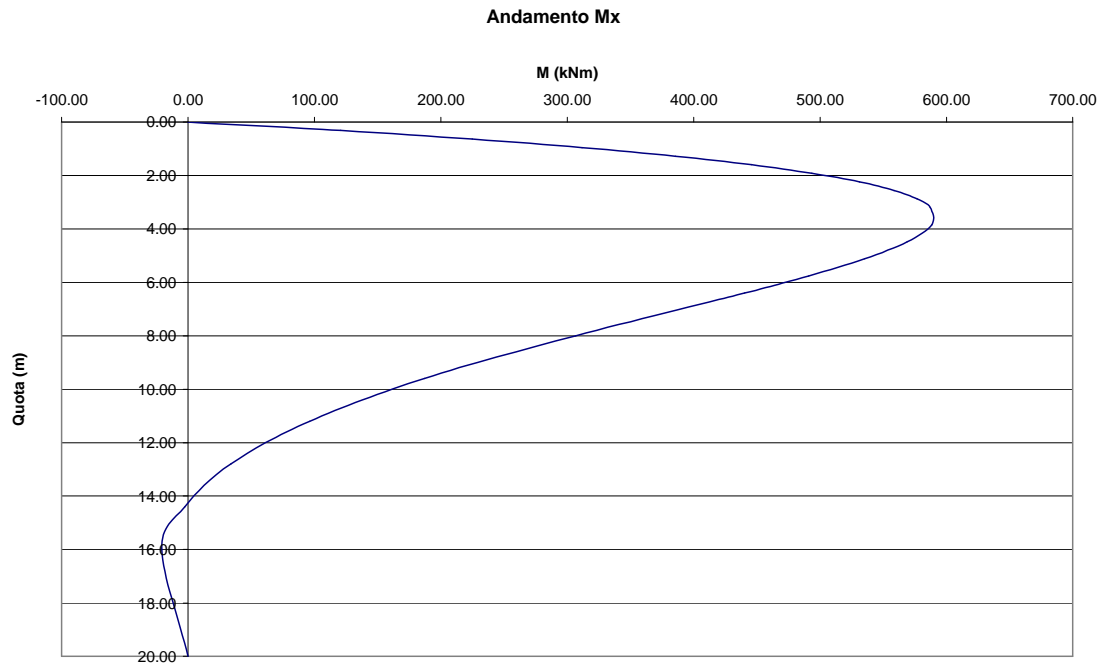
Nelle figure seguenti si riporta l'andamento dei momenti flettenti lungo il fusto dei pali, nelle direzioni x e y. Si riporta inoltre la somma vettoriale dei momenti.



***Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera***  
***4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)***  
***PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza***

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---



## **CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Il momento massimo risulta essere pari a 1050 kNm.

I pali sono in acciaio S355GP.

Di seguito si riporta la verifica della struttura.

<b>Verifica strutturale pali in acciaio</b>						
<b>A</b>	<b>I<sub>p</sub></b>	<b>W</b>	<b>M<sub>max</sub></b>	<b>N<sub>max</sub></b>	<b>σ<sub>id</sub></b>	<b>σ<sub>amm</sub></b>
[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]
0.031435561	0.002519	0.006196	1050	338.8	180252.9	240000

Siccome la tensione sollecitante il palo (180 MPa) risulta essere minore della tensione ammissibile dell'acciaio in oggetto (240 MPa), la verifica risulta essere soddisfatta.

### **12.3. VERIFICA COLLEGAMENTO TUBI BITTE**

#### **12.3.1. VERIFICA ARMATURA PLINTO**

Si verifica il plinto di fondazione come trave appoggiata in corrispondenza dei baricentri dei tubi e sollecitata da momenti e azioni assiali in fondazione.

A favore di sicurezza si considera la massima sollecitazione orizzontale, determinata al paragrafo 11.1, agente nella direzione parallela agli assi dei tubi, ottenendo quindi  $H_{max} = 1150$  kN,  $M_{max} = 1150$  kNm.

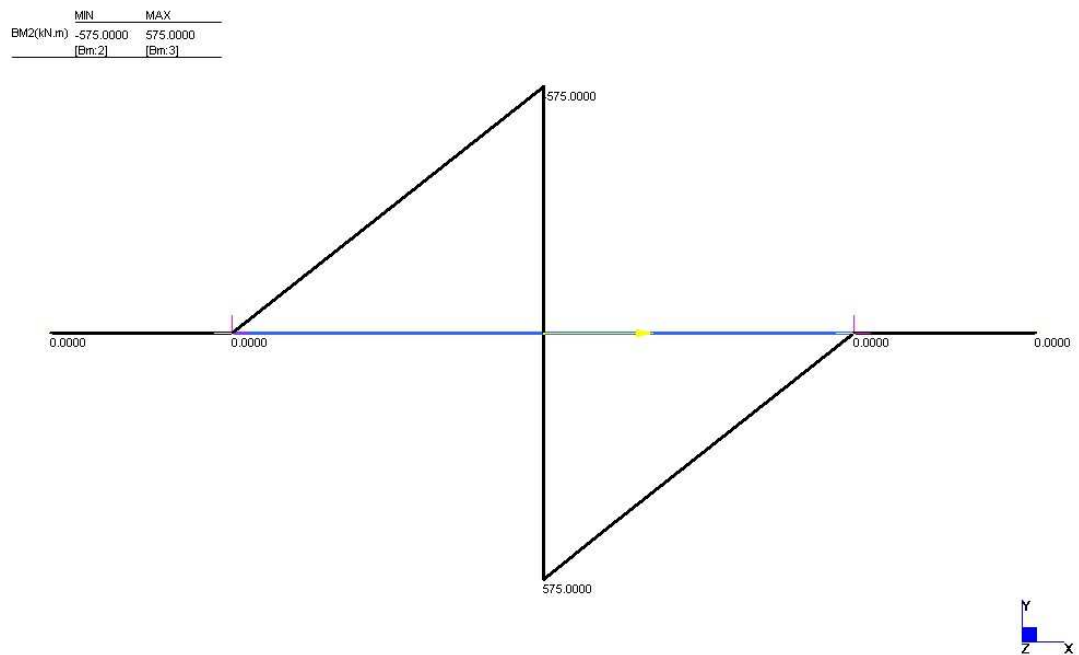
La verifica è stata condotta con l'ausilio del codice di calcolo Straus.

Si riportano di seguito gli output del programma in forma grafica.



**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

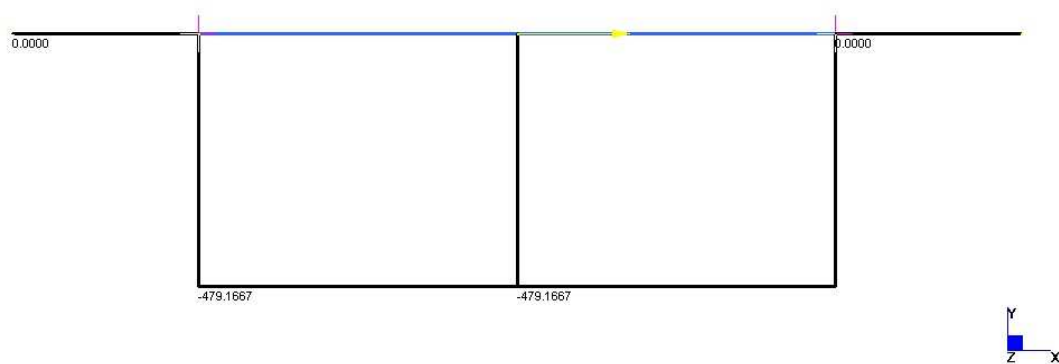
---



***Interventi di sistemazione del Canale Industriale Sud a Porto Marghera***  
***4° stralcio - Sponda sud e darsena terminale - Lotto 9(sponda Alcoa)***  
***PROGETTO ESECUTIVO di messa in sicurezza***

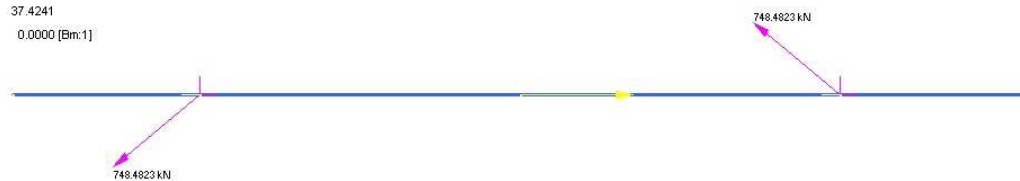
**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

	MIN	MAX
SF2(kN)	-479.1667	0.0000
	[Bm:2]	[Bm:1]



Beam React:F(XYZ) (kN)

748.4823 [Bm:1]
711.0581
636.2099
561.3617
486.5135
411.6652
336.8170
261.9688
187.1206
112.2723
37.4241
0.0000 [Bm:1]



**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

Si riportano nella tabella successiva le massime sollecitazioni.

Azioni massime		Reazioni sui punti di appoggio	
Mmax	Tmax	Fh max	Fvmax
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
575	479	-575	±479

La sezione reagente del plinto presenta dimensioni 1.4×15 m.

Disponendo 11 Ø14 sia sopra che sotto alla sezione, si ottiene:

$$B = 140 \text{ cm}$$

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

$$c_{\text{sup}} = 4 \text{ cm}$$

$$c_{\text{inf}} = 12 \text{ cm}$$

Si riporta di seguito la verifica a della sezione del plinto.

Si ottiene

$$\sigma_c = -1.63 \text{ MPa} < 11 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = 89.2 \text{ MPa} < 260 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s'} = -21.15 \text{ MPa} < 260 \text{ MPa};$$

$$w = 0.098 \text{ mm} < 0.10 \text{ mm}$$

#### 12.3.2. VERIFICA ANCORAGGIO PLINTO TUB

Uno dei due punti di appoggio del plinto è teso, con valore pari a 479 kN. È necessario garantire che tali sforzi di trazione vengano tramessi al tubo soggetto a trazione.

Si predispongono a tale scopo 12 Ø14, ottenendo:

$$\sigma_s = 259 \text{ MPa} < 260 \text{ MPa}.$$

È necessario verificare che la trazione trasmessa dalle barre verticali entranti all'interno dei tubi sia assorbita per attrito fra il

**CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

---

calcestruzzo e il la parete interna dei tubi da un lato e dai pioli Nelson saldati ai tubi sul lato esterno.

La minima lunghezza di immersione delle barre all'interno dei tubi è determinabile con la seguente espressione:

$$L \geq \frac{T \cdot FS}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

L(m) = lunghezza minima di immersione ;

T(KN) = forza di trazione (479 N);

d(m) = diametro interno dei tubi (0.79m);

$\tau$ (kPa) = attrito acciaio calcestruzzo  $[0.4 + (R_{ck} - 15)/75] \times 100$ ;

FS = coefficiente di sicurezza posto pari a 2.5.

Si ottiene una lunghezza di immersione pari a 73 cm, inferiore alla lunghezza di immersione, pari a 1.5 m.

Sul lato esterno i tubi sono vincolati al plinto attraverso una serie di pioli Nelson disposti a raggiera.

Ad ogni tubo sono saldati 32 pioli Nelson.

Ogni piolo fornisce una resistenza pari a:

$$T_{amm} = \sigma_{id} / 3^{0.5} \times A_{piolo} = 240000 / 1.73 \times 0.015^2 \times 3.14 / 4 = 24.5 \text{ kN}$$

La resistenza ammissibile di 32 pioli è pari a 784 kN, che è superiore ai 479 kN.

La verifica risulta essere pertanto soddisfatta.