



# AUTORITÀ PORTUALE DI VENEZIA

DIREZIONE TECNICA

## TERMINAL AUTOSTRADE DEL MARE PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA INFRASTRUTTURE PORTUALI PER IL TERMINAL CABOTAGGIO IN AREA EX ALUMIX A FUSINA



PROGETTO DEFINITIVO

### VENICE RO-PORT MOS

CONCESSIONARIO: VENICE NEW PORT S.C.p.A.

AMMINISTRATORE DELEGATO:

Piergiorgio Baita

DIRETTORE TECNICO:

dott. ing. S. Pastore

## DARSENA SUD RELAZIONE STRUTTURALE OPERE DI MARGINAMENTO

CODICE PROGETTO

90112.000

CODICE ELABORATO

30 00 02

PROGETTAZIONE:

**NUOVA FUSINA**  
**INGEGNERIA**

dott. ing. G. Zanovello

DIRETTORE TECNICO E RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO DI A.P.V.

dott. ing. N. Torricella

REFERENTE PER APV

dott. E. Zanotto

rev	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	GIU. 2011	EMISSIONE	F. Sarl	F. Sarl	C. G. Amoroso

## **INTRODUZIONE**

La presente relazione di calcolo delle strutture della sponda è suddivisa in tre sezioni:

- Sez. A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.
- Sez. B - Relazione di calcolo cordoli in c.a. su diaframmi
- Sez. C - Relazione di calcolo fender

## **Sez. A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.**

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....</b>	<b>3</b>
2.1. DIAFRAMMI IN C.A. ....	3
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1. CALCESTRUZZO .....	5
3.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO .....	5
<b>4. PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI.....</b>	<b>6</b>
<b>5. CARATTERISTICHE SISMICHE .....</b>	<b>7</b>
5.1. SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	10
<b>6. MODELLAZIONE FEM - DIAFRAMMA .....</b>	<b>11</b>
6.1. PREMESSE .....	11
6.2. MODELLAZIONE CON PLAXIS .....	11
6.2.1. Dati di input.....	11
6.2.2. Risultati .....	12
6.3. MODELLAZIONE CON PROGRAMMA PARATIE.....	19
6.3.1. Risultati .....	19
<b>7. VERIFICHE DEL DIAFRAMMA.....</b>	<b>26</b>
7.1. VERIFICA DEL DIAFRAMMA .....	26
7.1.1. Scavo a -12.0m.....	26
7.2. VERIFICA DEL TIRANTE .....	41
7.2.1. Scavo H = 12.0m.....	41
7.3. VERIFICA PROFONDITÀ DI INFISSIONE .....	42
7.4. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE .....	44
<b>8. CONCLUSIONI.....</b>	<b>46</b>

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Gennaio 2011		
	<i>Pag. 2 di 46 totali</i>			

## 1. PREMESSA

Il presente documento contiene la relazione di calcolo delle seguenti opere in sponda, previste nell'ambito delle attività di Project Financing della Piattaforma Logistica di Fusina - Autorità Portuale di Venezia – Porto Marghera, sito nel comune di Venezia:

- diaframmi in c.a. ancorati con tirante attivo in sommità (intervento tipo 1, 1a e 2);

Verranno esposti i criteri generali assunti per lo studio dell'intervento e la modellazione numerica con softwares di calcolo specifici per problemi geotecnici di interazione struttura-terreno. Nello specifico si utilizzeranno i software Plaxis e il software Paratie. Saranno quindi esposti i risultati in termini di spostamenti dell'opera e di sollecitazioni sulle strutture. Saranno infine riportate le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
				Pag. 3 di 46 totali

## 2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

### 2.1. *Diaframmi in c.a.*

Si considera l'opera di contenimento del terrapieno della banchina portuale in oggetto realizzata con diaframma in c.a. di spessore 1,00m, coronati con cordolo avente in sezione dimensioni pari a 1,80mx2,50m. Il diaframma presenta lunghezza pari a 21 m (da quota +0.00m a -21.00m), mentre in cordolo in c.a. di sommità presenta intradosso a +0.00m e estradosso a piano finito della banchina a +2.50m.

Nel cordolo è connesso un tirante preteso sub orizzontale realizzato con tecnologia "minijet" o similare, di lunghezza pari a 34.0m, armato con barra in acciaio ad alta resistenza (tipo Dywidag o equivalente). I tiranti saranno pretesi con forza pari a 300 kN/barra.

La quota di fondo scavo è variabile tra -4.0m e -12.0m. Si verificherà la soluzione più gravosa con scavo massimo a -12.0m.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Gennaio 2011		
	<i>Pag. 4 di 46 totali</i>			

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa utilizzata per l'espletamento del presente documento è la seguente:

*AGI – Giugno 1977:*

Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

*UNI EN 12716*

Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Getti per iniezione (Jet Grouting)

*D.M. 14.01.2008*

Nuove norme tecniche per le costruzioni

*Eurocodice 7*

Progettazione geotecnica.

*Circolare n. 617/CSLLPP - Ministero delle Infrastrutture. Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009*

Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vengono di seguito riportate le caratteristiche dei materiali considerate nei calcoli di progetto.

#### 3.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle opere geotecniche dovrà essere costituito da cementi del tipo:

- CEM I: Portland;
- CEM II: Portland composito;
- CEM III: Altoforno;
- CEM IV: Pozzolánico;
- CEM V: Composito.

In Tabella 3.1 sono riportate le principali caratteristiche del calcestruzzo impiegato e le caratteristiche di resistenza dello stesso.

**Tabella 3.1 - Caratteristiche tecniche e di resistenza del calcestruzzo per opere in C.A.**

<i>Calcestruzzo per opere in c.a.</i>	
Tipo di Cemento:	CEM IV
Classe di Resistenza $R_{ck}$ :	$\geq 45$ MPa (C35/45)
Massima dimensione dell'aggregato:	16 mm
Massimo rapporto acqua/cemento:	0,45
Minimo contenuto di cemento:	360 kg/m <sup>3</sup>
Classe di consistenza (SLUMP):	S4 / S5
Copriferro minimo (all'estradosso del diametro della barra):	40 mm

#### 3.2. Acciaio per calcestruzzo

L'acciaio utilizzato per le armature dei cordoli di calcestruzzo dovrà rispondere delle caratteristiche riportate in seguito:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 430$  MPa
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540$  MPa
- Allungamento percentuale:  $A5 \geq 12\%$
- Rapporti di duttilità:  $f_y/f_{yk} \leq 1.35$
- $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1.13$



#### 4. PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI

Si fa riferimento al documento Relazione geotecnica, per quanto riguarda la caratterizzazione dei terreni.

Visto il carattere generale del presente studio si considerano i parametri geotecnici relativi alla verticale posta in posizione centrale rispetto l'area dell'intervento, nella configurazione di massimo scavo (-12.0m). Si considera quindi la verticale relativa alla prova CPTU2, di cui si riportano i valori dei principali parametri di resistenza e di deformabilità (Tabella 4.1).

**Tabella 4.1. Valori dei parametri di resistenza e di deformabilità assunti.**

CPTU 02	natura terr.	inizio	fine	E [Mpa]	c' [kPa]	$\Phi$ [°]	Dr [%]	$\Phi$ [°]	E [Mpa]
		[m da P.C.]		Car.	Car.	Car.	Car.	Car.	Car.
1.00	GRAN	1.4	2.9				46.9	31.3	8.8
2.00	COE	2.9	5.9	1.6	1.8	25.4			
3.00	GRAN	5.9	7.7				59.9	31.8	23.3
4.00	COE	7.7	10.3	3.0	3.2	26.7			
5.00	GRAN	10.4	11.3				42.1	28.5	16.7
6.00	COE	11.3	12.4	5.2	5.9	24.0			
7.00	GRAN	12.4	16.6				60.8	30.9	34.4
8.00	COE	16.7	18.4	5.4	5.7	25.9			
9.00	GRAN	18.4	19.8				37.2	26.9	19.7
10.00	COE	19.8	28.1	6.1	6.0	26.4			
11.00	GRAN	28.1	28.7				38.0	26.3	25.9
12.00	COE	28.7	30.4	6.7	6.3	24.4			
13.00	GRAN	30.4	31.1				48.8	27.9	38.0
14.00	COE	31.1	31.2	17.9	21.2	22.1			

## 5. CARATTERISTICHE SISMICHE

Si esegue la verifica anche in fase sismica considerando la spinta statica equivalente secondo il sisma di progetto.

Il sisma di progetto è valutato secondo le indicazioni delle NTC 2008, secondo quanto riportato di seguito.

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.091 g
$F_0$	2.655
$T_c^*$	0.387 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.436
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.185 s
$T_C$	0.556 s
$T_D$	1.965 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
$T_B$ ←	0.185	0.363
$T_C$ ←	0.556	0.363
	0.623	0.324
	0.690	0.293
	0.757	0.267
	0.824	0.245
	0.891	0.227
	0.958	0.211
	1.025	0.197
	1.093	0.185
	1.160	0.174
	1.227	0.165
	1.294	0.156
	1.361	0.148
	1.428	0.141
	1.495	0.135
	1.562	0.129
	1.629	0.124
	1.697	0.119
	1.764	0.115
	1.831	0.110
	1.898	0.106
$T_D$ ←	1.965	0.103
	2.062	0.093
	2.159	0.085
	2.256	0.078
	2.353	0.072
	2.449	0.066
	2.546	0.061
	2.643	0.057
	2.740	0.053
	2.837	0.049
	2.934	0.046
	3.031	0.043
	3.128	0.041
	3.225	0.038
	3.322	0.036
	3.419	0.034
	3.515	0.032
	3.612	0.030
	3.709	0.029
	3.806	0.027
	3.903	0.026
	4.000	0.025

Per il software Paratie si esegue il calcolo della spinta statica equivalente secondo le indicazioni dell'Eurocodice 8. In Tabella 5.1 è riportato il calcolo della spinta sismica. Si ha una spinta sismica totale pari a circa 5 kPa su tutta l'altezza fuori terra.

**Tabella 5.1.**

Calcolo della spinta sismica del terreno per metro di profondità			
Coefficienti sismici		<b>CALCOLO SECONDO Eurocodice 8</b>	
Orizzontale	Orizzontale		
ag/g =	0.091		
Ss =	1.5		
St =	1		
βm =	1		
kh =	0.1365		
kv =	0		
φ' =	28 °		
c' =	0 kPa		
γ =	18 kN/m3		
γsat =	19 kN/m3		
γw =	10 kN/m3		
Permeabilità	bassa		
<i>(inserire "alta" se k &gt; 1e-4m/s; "bassa" se k &lt; 1e-4m/s)</i>			
K0 =	0.530747198		
Htot =	14.5 m		
zw =	2.5 m		profondità falda da p.c.
q p.c. =	0 kPa		sovraccarico PERMANENTE al p.c.
Coefficienti di spinta Mononobe - Okabe			
φ =	28 ° angolo di attrito in termini di sforzo efficace		0.488444
Ψ =	90 ° (inclinazione della parete del muro rispetto l'orizzontale)		1.57
β =	0 ° (inclinazione del terrapieno rispetto l'orizzontale)		0
δ =	18.6666667 ° (angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro)		0.32563
Terreno soprafalda (permeabili e non permeabili) e terreni sottofalda permeabili			
θ 1 =	7.776778803 °		0.135662
θ 2 =	7.776778803 °		0.135662
Kae1 =	0.424541804 (calcolato con θ 1)	VALORI DA MONON0BE OKABE	
Kae2 =	0.424541804 (calcolato con θ 2)	VALORI DA MONON0BE OKABE	
Terreno sottofalda non permeabili			
θ 1 =	16.08337163 °		0.280565
θ 2 =	16.08337163 °		0.280565
Kae1 =	0.595548247 (calcolato con θ 1)	VALORI DA MONON0BE OKABE	
Kae2 =	0.595548247 (calcolato con θ 2)	VALORI DA MONON0BE OKABE	
<b>SPINTA TOTALE</b>			
Sopra falda (Sa)			
Sa1 =	23.9 kN/m	con (1-kv)	
Sa2 =	23.9 kN/m	con (1+kv)	
Samax =	23.9 kN/m		
Sotto la falda (Sb)			
Sb1 =	707.5 kN/m	con (1-kv)	
Sb2 =	707.5 kN/m	con (1+kv)	
Sbmax =	707.5 kN/m		
<b>SPINTA STATICA</b>			
E stat sopra falda =	29.85 kN/m		
E stat sotto falda =	630.53 kN/m		
<b>SPINTA SISMICA</b>			
E sism sopra falda =	-5.97 kN/m		
E sism sotto falda =	76.98 kN/m		
<b>E sism totale =</b>	<b>71.01 kN/m</b>		
<b>q sism totale =</b>	<b>4.90 kN/m/m</b>		

Nell'analisi svolta con il software Plaxis si applica l'accelerazione nodale di progetto da normativa (NTC 2008-par.7.11.6.3.1) secondo quanto riportato di seguito:

$$a_g/g = 0.091$$

$$S_s = 1.5$$

$$S_T = 1$$

$$a_{max} = 0.137g$$

componente orizzontale e verticale dell'accelerazione equivalente:

$$a_h = \alpha \beta a_{max} = \mathbf{0.061g}$$

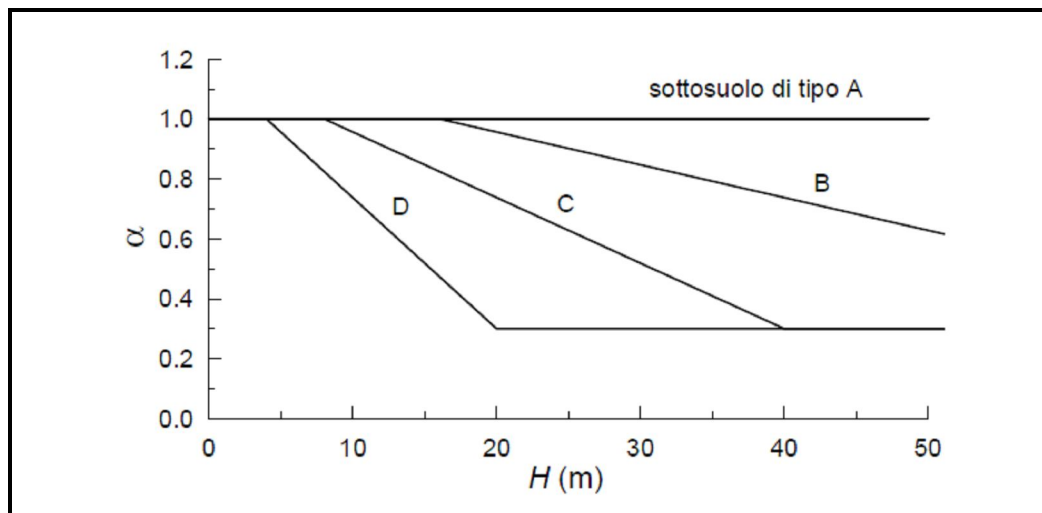
$$a_v = \mathbf{0g}$$

$$\alpha = 0.88 \text{ - cfr. Figura 5.1}$$

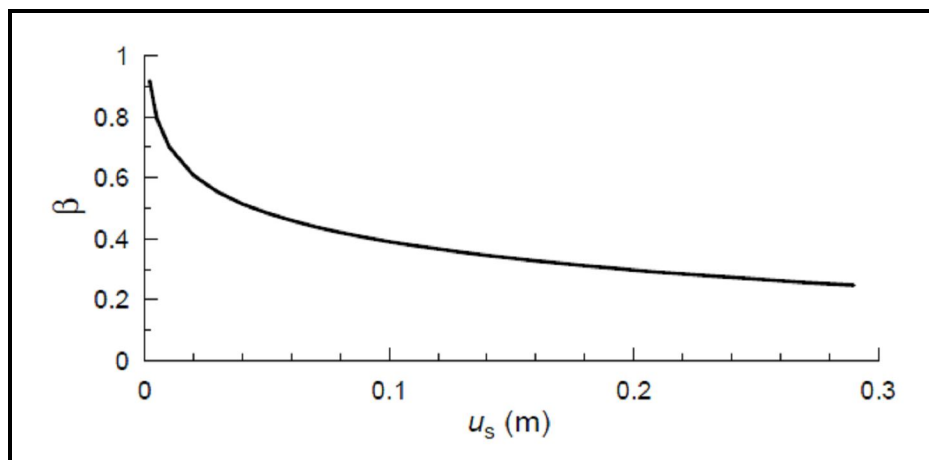
$$\beta = 0.5 \text{ - cfr. Figura 5.2}$$

assumendo uno spostamento massimo della paratia pari a:

$$u_s = H/250 = 14.50/250 = 0.06m$$



**Figura 5.1. Valore del parametro  $\alpha$  - cfr. NTC 2008-fig.7.11.2.**




**Figura 5.2. Valore del parametro  $\beta$  - cfr. NTC 2008-fig.7.11.3.**

### **5.1. Suscettibilità a liquefazione dei terreni di fondazione**

Come visto in precedenza l'accelerazione massima in campo libero di 0.091g.

Ai sensi del paragrafo 7.11.3.4.2 del D.M. 14.01.2008, punto 2, la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione può essere omessa.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
	Pag. 11 di 46 totali			

## 6. MODELLAZIONE FEM - DIAFRAMMA

### 6.1. Premesse

La modellazione del problema con software agli elementi finiti è stata eseguita con programmi specifici per l'ingegneria geotecnica, nello studio dell'interazione struttura-terreno. Si tratta del software "Plaxis 2D 9x" edito dalla Plaxis B.V. ed il software Paratie 7.0 edito dalla CeAs. Si riportano per il due software i principali criteri adottati ed i parametri di input assunti nella modellazione. Si riportano inoltre i principali risultati per quanto riguarda spostamenti e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

### 6.2. Modellazione con Plaxis

#### 6.2.1. Dati di input

Nella modellazione con Plaxis si è considerato quanto segue:

- Modello 2D Plane Strain con elementi a 6 nodi
- Terreni con modelli costitutivo Hardening Soil Model con parametri di cui Tabella 4.1.
- Diaframma con elementi cluster:
  - $s = 1.0 \text{ m}$
  - $E = 30 \times 10^6 \text{ kPa}$
  - $\nu = 0.15$
- Tirante attivo con elemento beam equivalente: Barra 76x10 Termic
  - Diametro reso mini-jet 350 mm
  - $i = 2.5 \text{ m}$
  - $\alpha = 30^\circ$
  - $F_{\text{pretens}} = 300 \text{ kN/barra}$
  - $(EA)_{\text{eq}} = 1.19 \times 10^6 \text{ kN}$
  - $(EJ)_{\text{eq}} = 9140 \text{ kNm}^2$
- Sovraccarico banchina 30 kpa

Il sovraccarico in banchina viene applicato sia con il carico nominale sia con un coefficiente amplificativo pari al rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni per carichi variabili e carichi permanenti  $\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3 = 1.15$ , operazione che risulta utile per le verifiche SLE e per le verifiche SLU di cui al paragrafo 7.

Gli step di esecuzione del modello sono i seguenti:

1. Stato iniziale: terreno di sedime indisturbato
2. Scavo del canale di navigazione  $z = -0.5 \text{ m}$
3. Consolidazione: "Minimum pore pressure": 1kPa
4. Esecuzione del diaframma

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 12 di 46 totali	

5. Pre-scavo lato mare a quota -0.5 da riferimento
6. Esecuzione tirante con pretensione e cordolo in c.a.
7. Scavo -12.00m
8. Applicazione sovraccarico  $q = 30 \text{ kPa}$
9. Amplificazione sovraccarico  $M_{Load} = 1.15$
10. Applicazione del sisma a banchina scarica (cfr. paragrafo 5)

## 6.2.2. Risultati

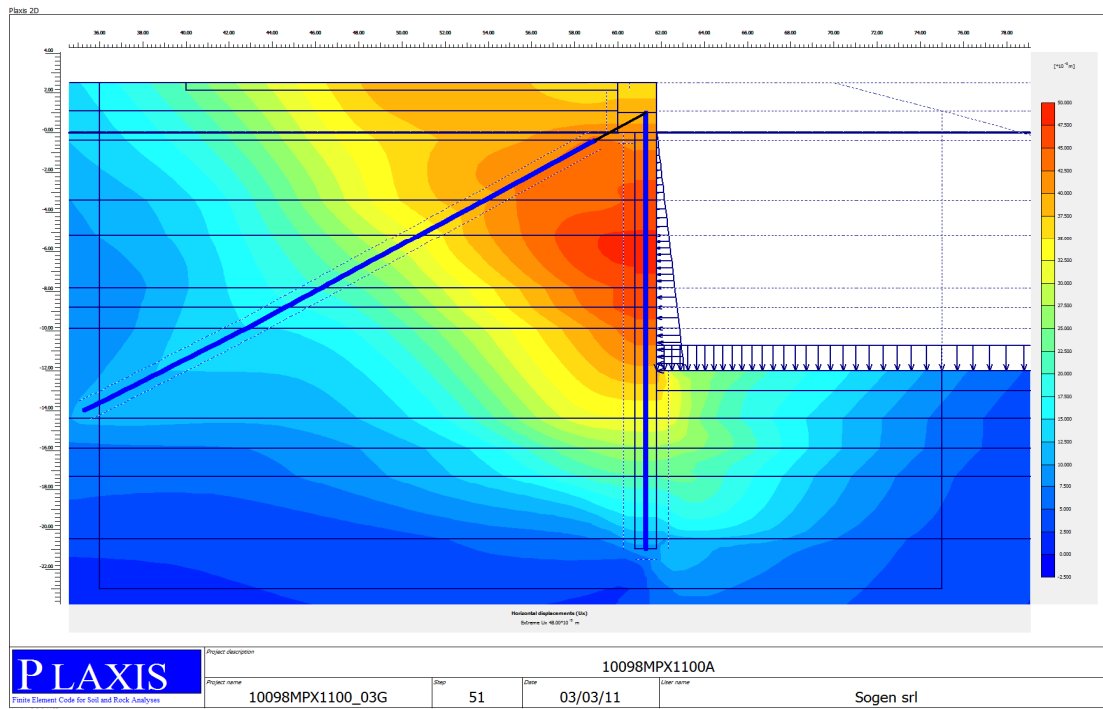
### 6.2.2.1. Deformazioni

Si riportano i valori degli spostamenti orizzontali nella configurazione finale di fondoscavo a -12.0m (Step 7), con sovraccarico di 30 kPa non amplificato (Step 8), non amplificato (Step 12) (Figura 6.1).

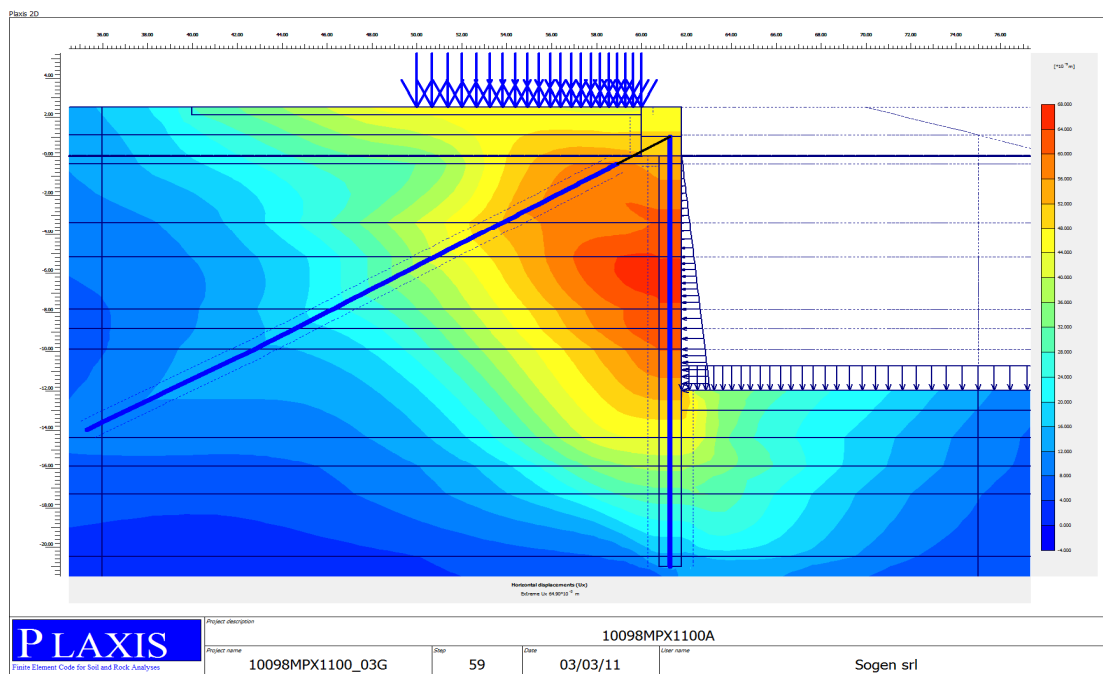
Si notano spostamenti massimi in orizzontale della banchina che assumono i seguenti valori:

$S_h$  (fondoscavo -12.0m)  $\approx 5.0 \text{ cm}$

$S_h$  (fondoscavo -12.0m+carico banchina)  $\approx 6.5 \text{ cm}$



**Figura 6.1. Valori dello spostamento orizzontale  $S_h$  allo Step 7 - Fondoscavo -12.0m.**



**Figura 6.2. Valori dello spostamento orizzontale  $S_h$  allo Step 8 - Sovraccarico 30kPa con fondoscavo -12.0m.**



### 6.2.2.2. Sollecitazioni sul diaframma

Si riporta l'andamento del momento flettente e dello sforzo di taglio sul diaframma per la configurazione con il sovraccarico SLU di 30kPa amplificato e per lo scavo a -12.0m (Step 9 e 7); si riporta inoltre le sollecitazioni anche per le condizioni sismiche (Step10 e Step14) (Figura 6.3÷Figura 6.4). I grafici riportati nelle figure si riferiscono alla beam fittizia posta in asse al diaframma.

Scavo a -12.0m:

$$M_{\text{diafr}} = 1230 \text{ kNm/m}$$

Scavo a -12.0m - Sovraccarico amplificato:

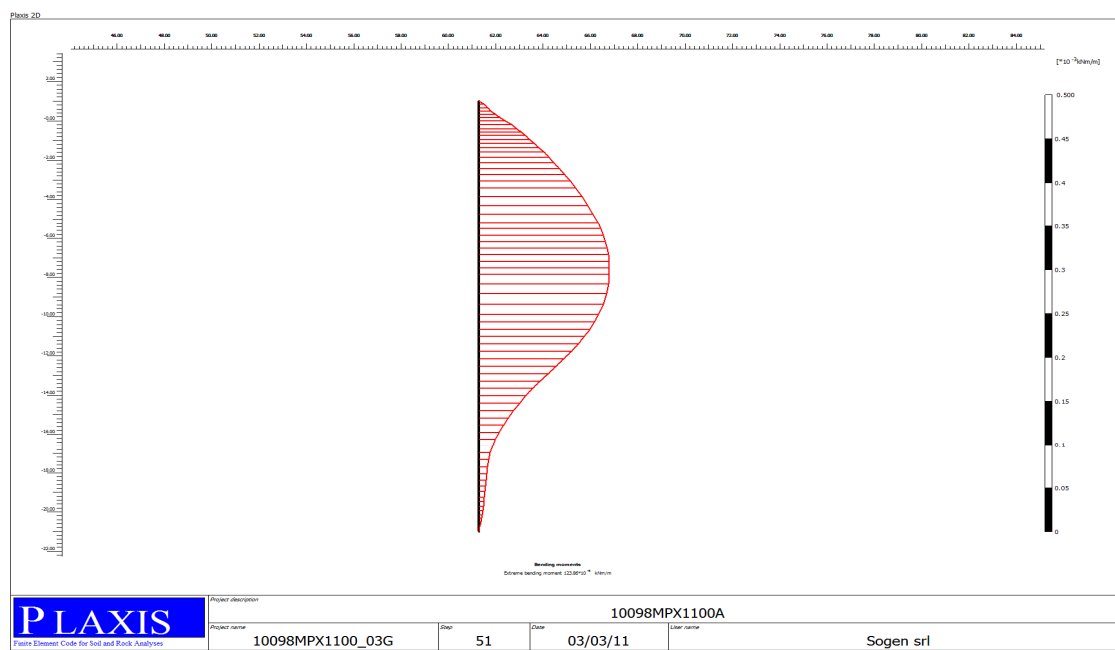
$$M_{\text{diafr}} = 1870 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{diafr}} = 560 \text{ kN/m}$$

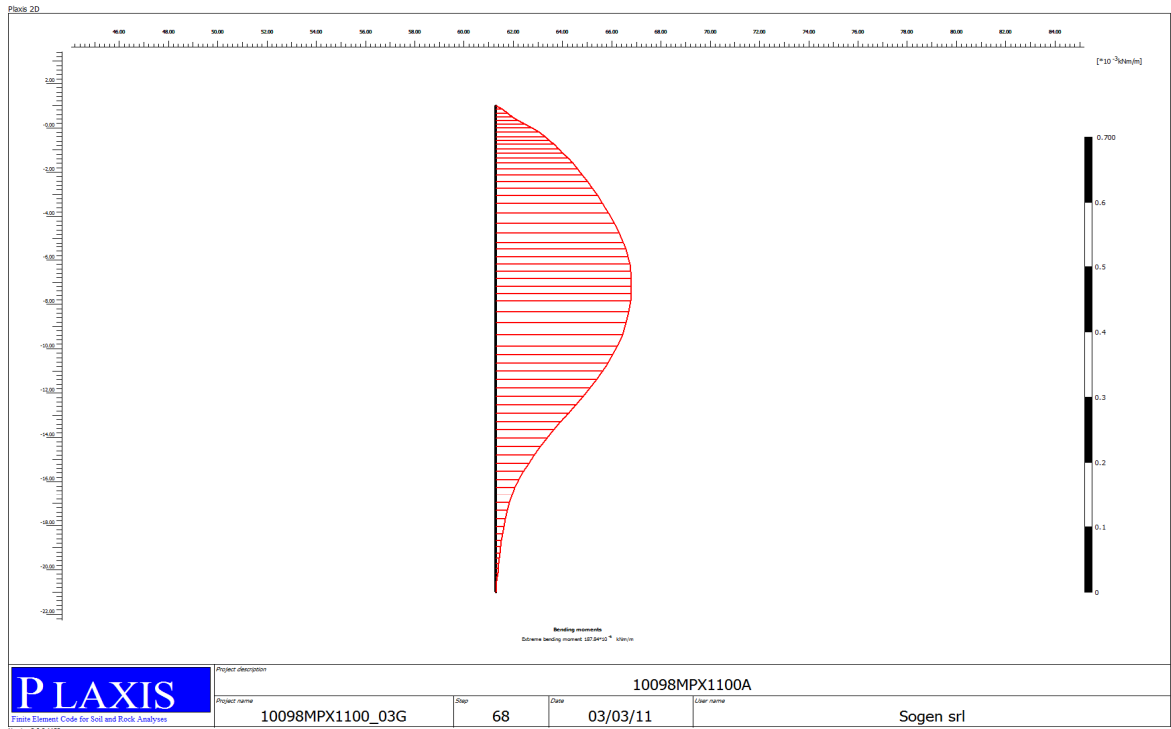
Scavo a -12.0m - Sisma:

$$M_{\text{diafr}} = 1806 \text{ kNm/m}$$

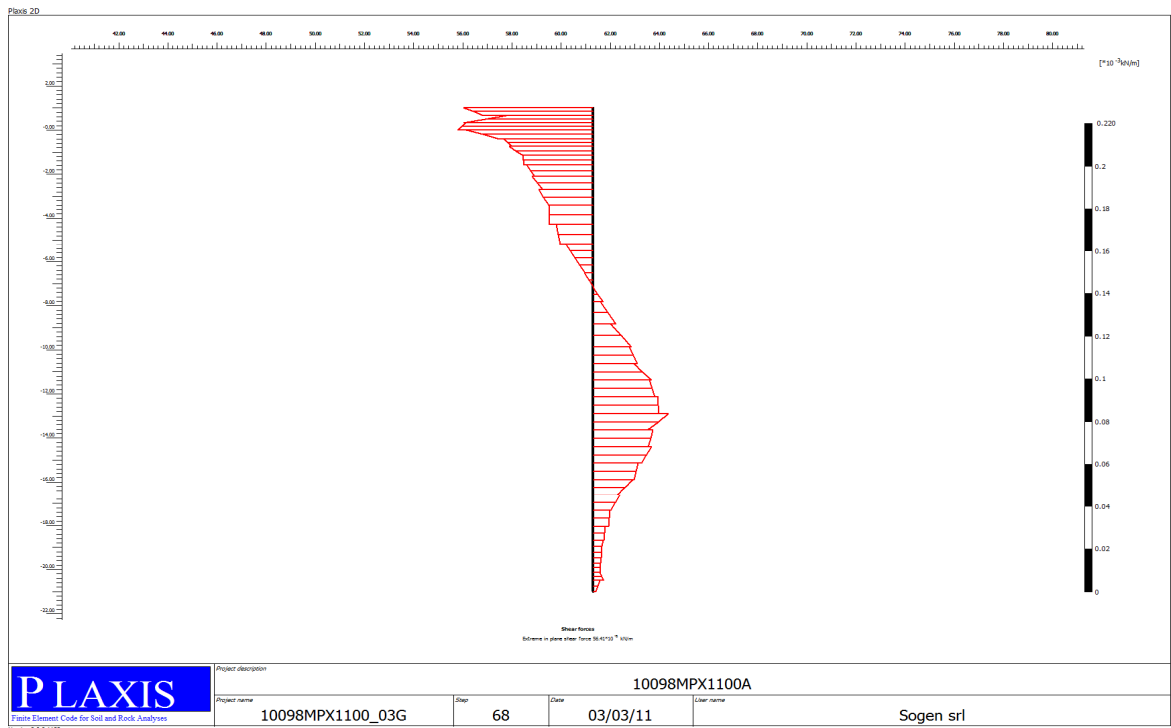
$$T_{\text{diafr}} = 420 \text{ kN/m}$$



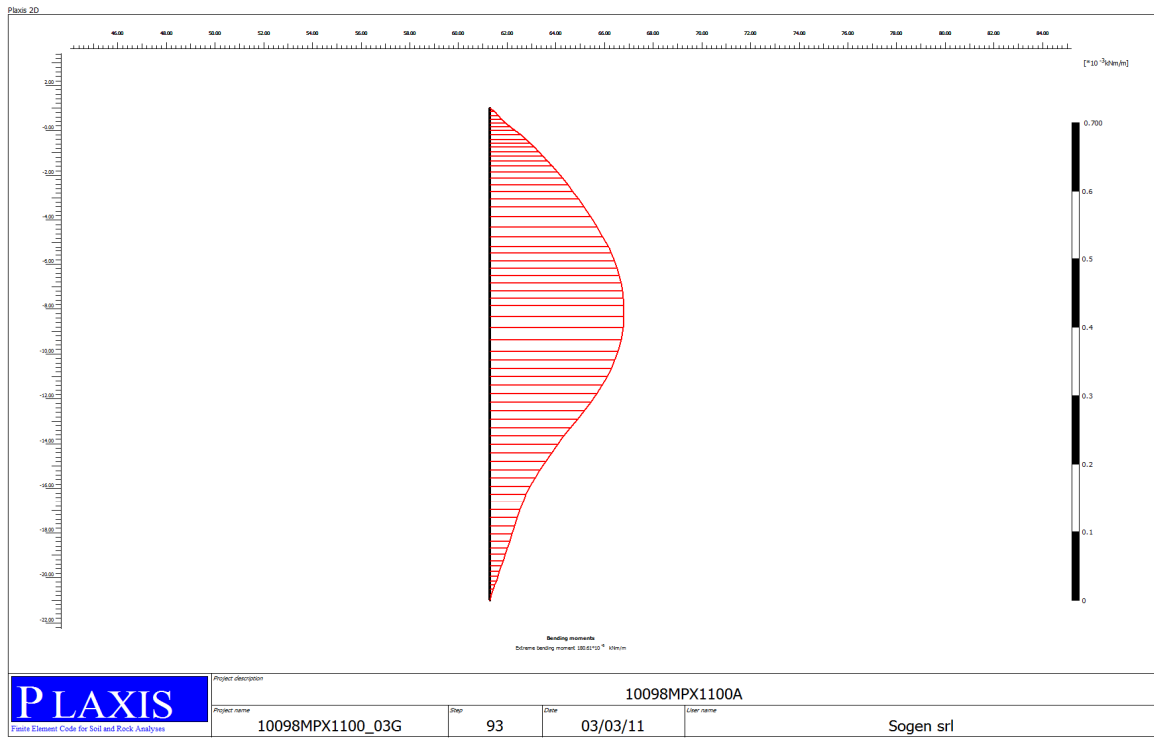
**Figura 6.3. Momento flettente sulla paratia - Scavo -12.0m**



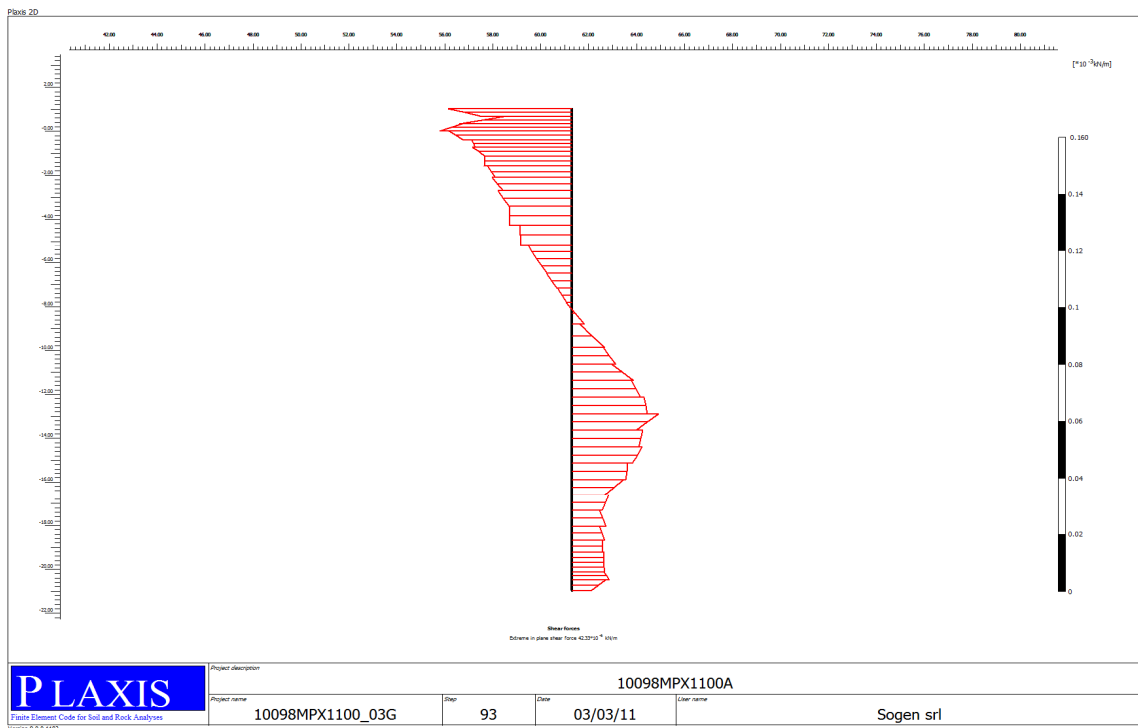
**Figura 6.4. Momento flettente sulla paratia - Sovraccarico Amplificato - Scavo -12.0m**



**Figura 6.5. Sforzo di taglio sulla paratia - Sovraccarico Amplificato - Scavo -12.0m**



**Figura 6.6. Momento flettente sulla paratia - Sisma - Scavo -12.0m**



**Figura 6.7. Sforzo di taglio sulla paratia - Sisma - Scavo -12.0m**

6.2.2.3. Sollecitazioni sul tirante

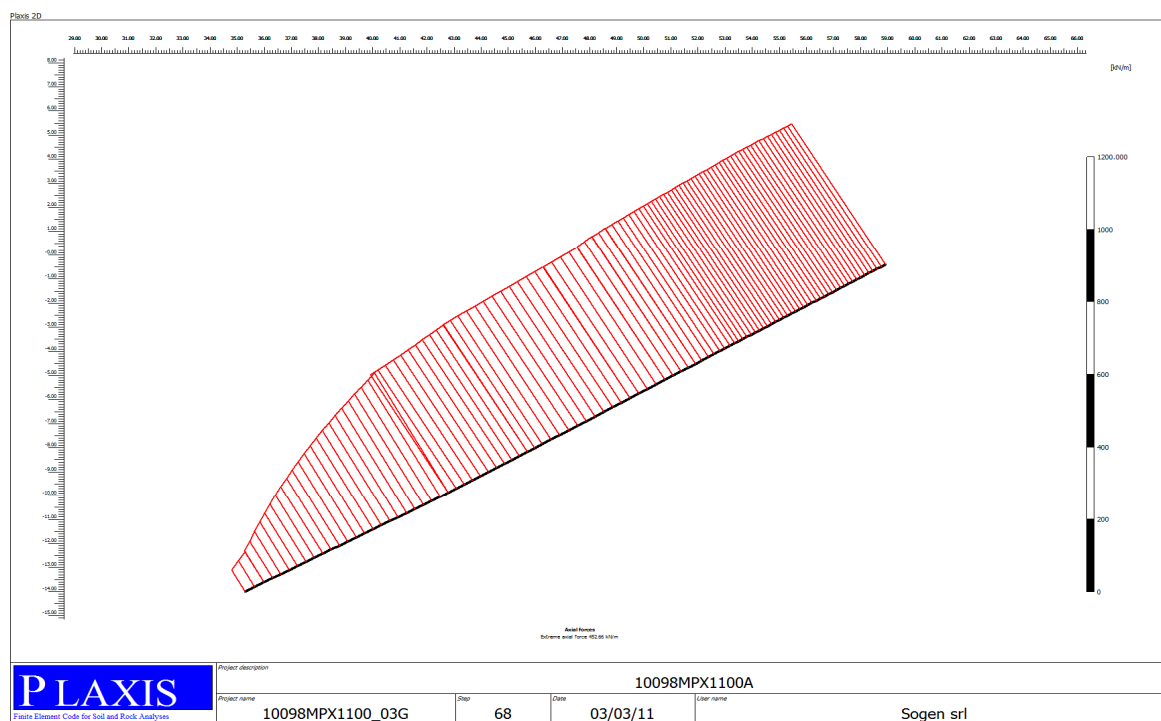
Si riporta l'andamento dello sforzo assiale sul tirante per la configurazione con il sovraccarico SLU di 30kPa amplificato per lo scavo a -12.0m (Step 9); si riporta inoltre le sollecitazioni anche per le condizioni sismiche (Step10 e Step14) (Figura 6.8÷Figura 6.9).

Scavo a -12.0m - Sovraccarico amplificato:

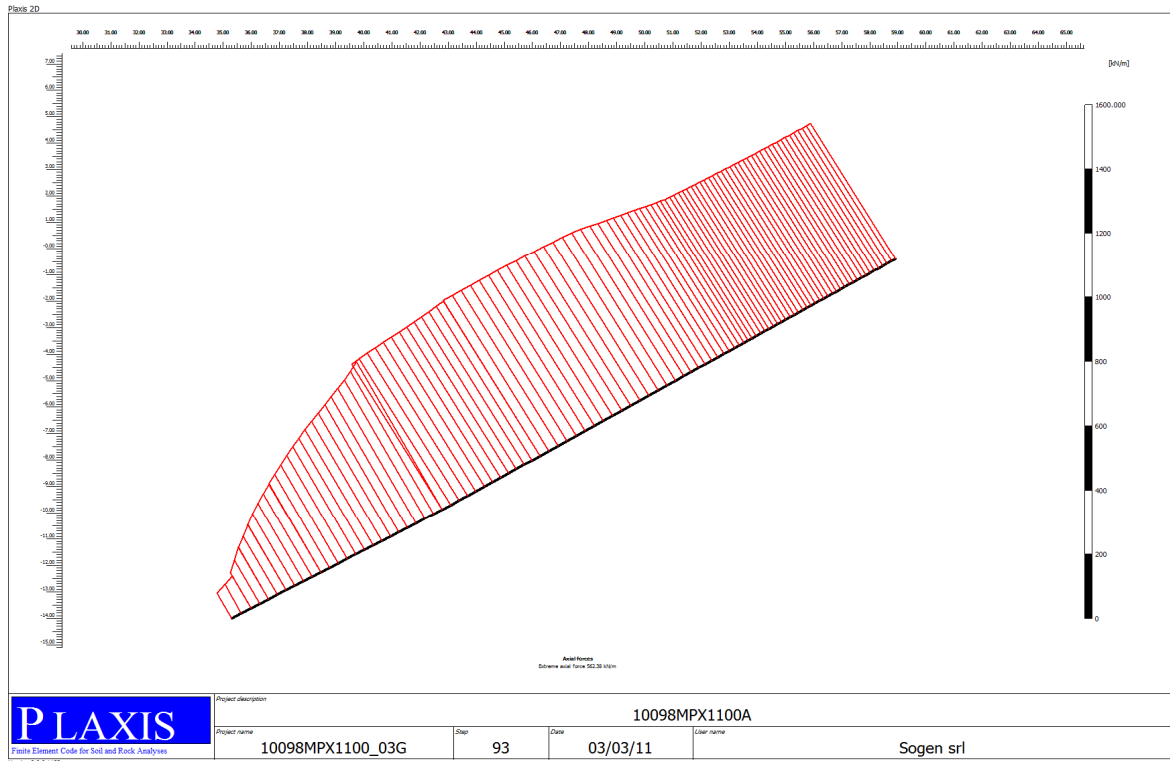
$$T_{\text{tirante}} = 452.6 \text{ kN/m}$$

Scavo a -12.0m - Sisma:

$$T_{\text{tirante}} = 562.4 \text{ kN/m}$$



**Figura 6.8. Valori dello sforzo assiale sul tirante con sovraccarico amplificato - Scavo - 12.0m**



**Figura 6.9. Valori dello sforzo assiale sul tirante con sisma - Scavo -12.0m**

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 19 di 46 totali	

### 6.3. Modellazione con programma Paratie

Nella modellazione con Paratie si è considerato quanto segue:

- Terreni con parametri di cui Tabella 6.1
- Diaframma con elemento beam:
  - $s = 1.0 \text{ m}$
  - $E = 30 \times 10^6 \text{ kPa}$
- Tirante attivo con elemento Anchor: Barra 76x10 Termic
  - $A = 2050 \text{ mm}^2$
  - $i = 2.5 \text{ m}$
  - $L_{\text{def}} = 26.0 \text{ m}$
  - $\alpha = 30^\circ$
  - $F_{\text{pretens}} = 300 \text{ kN/barra}$
- Sovraccarico banchina 30 kpa

Il sovraccarico in banchina viene applicato sia con il carico nominale sia con un coefficiente amplificativo pari al rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni per carichi variabili e carichi permanenti  $\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3 = 1.15$ , operazione che risulta utile per le verifiche SLE e per le verifiche SLU di cui al paragrafo 7.

Gli step di esecuzione del modello sono i seguenti:

1. Esecuzione del diaframma
2. Pre-scavo lato mare a quota -0.5 da riferimento
3. Esecuzione tirante con pretensione e cordolo in c.a.
4. Scavo -12.00m
5. Applicazione sovraccarico non amplificato  $q = 30 \text{ kPa}$
6. Applicazione sovraccarico amplificato  $q = 30 \times 1.15 \text{ kPa}$
7. Applicazione del sisma a banchina scarica  $q_{\text{sis}} = 5 \text{ kPa}$

#### 6.3.1. Risultati

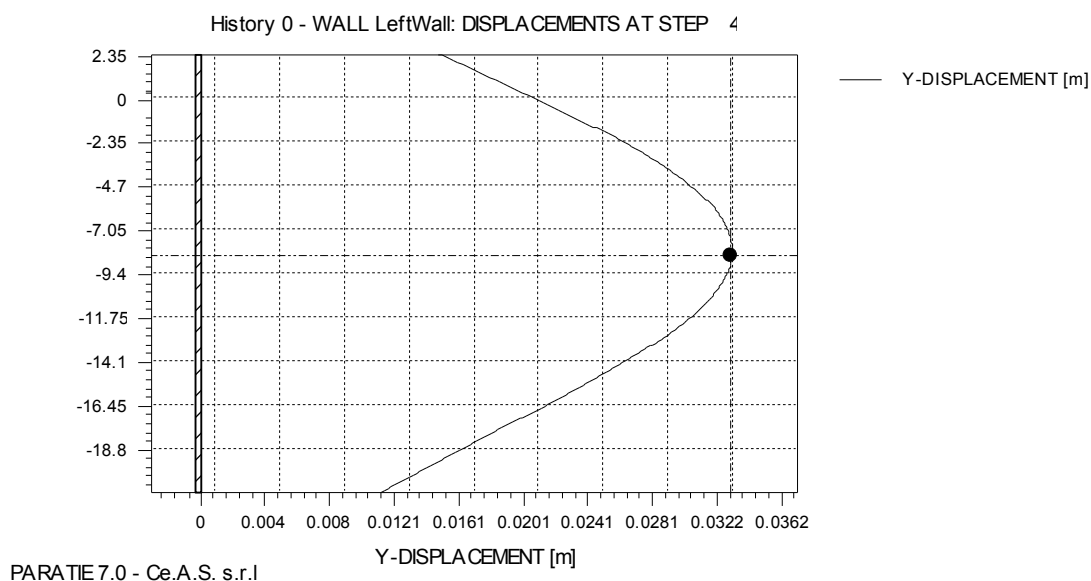
##### 6.3.1.1. Deformazioni

Si riportano i valori degli spostamenti orizzontali nella configurazione finale di fondoscavo a -12.0m (Step 4), con sovraccarico di 30 kPa non amplificato (Step 5), (Figura 6.10÷Figura 6.12).

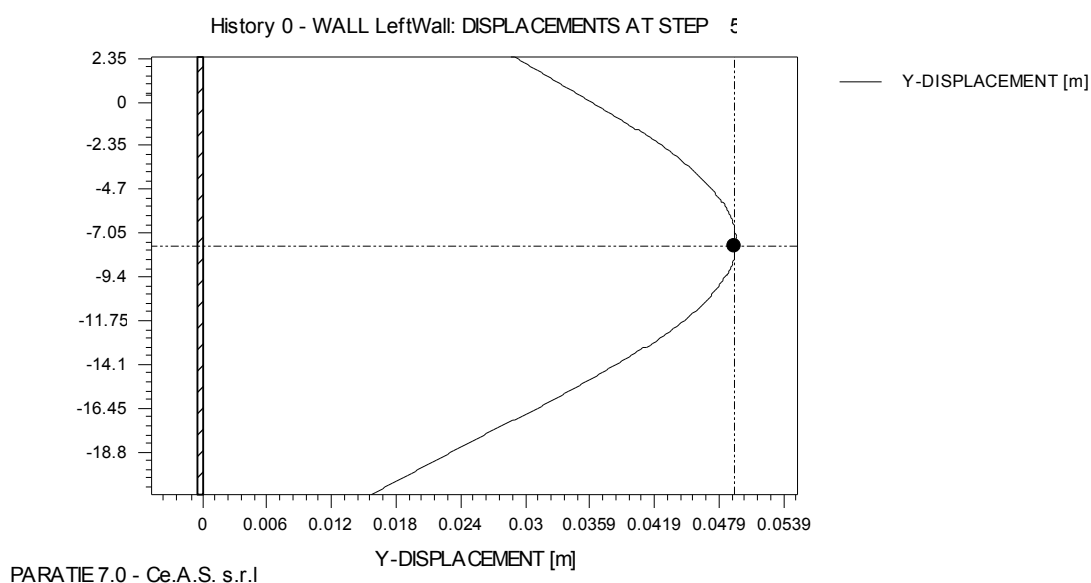
Si notano spostamenti massimi in orizzontale della banchina che assumono i seguenti valori:

$$S_h (\text{fondoscavo } -12.0\text{m}) = 3.3 \text{ cm}$$

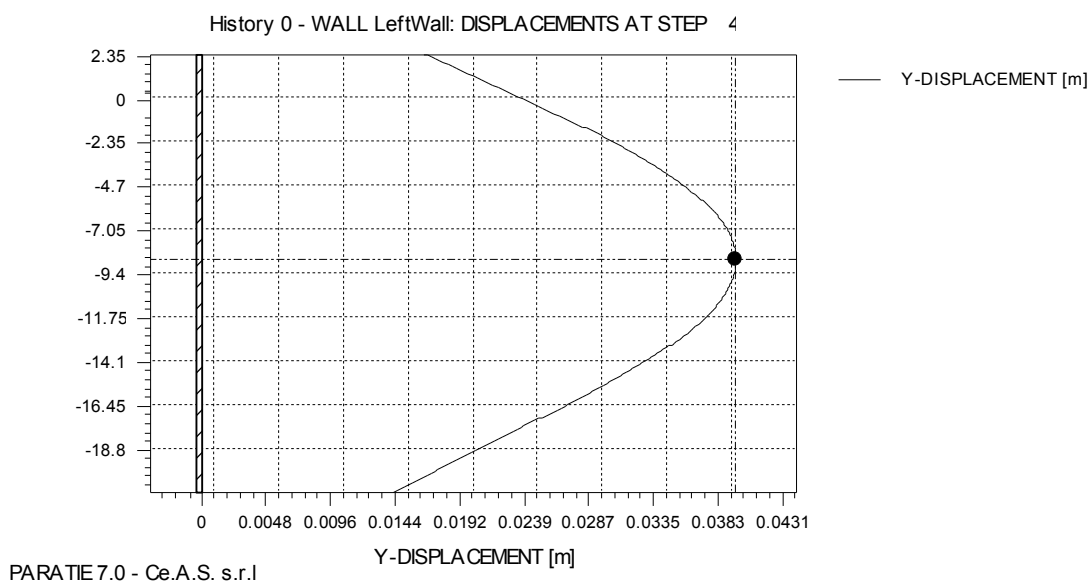
$$S_h (\text{fondoscavo } -12.0\text{m} + \text{carico banchina}) = 4.9 \text{ cm}$$



**Figura 6.10. Valori dello spostamento orizzontale  $S_h$  allo Step 4 - Fondoscavo -12.0m.**



**Figura 6.11. Valori dello spostamento orizzontale  $S_h$  allo Step 5 - Sovraccarico 30kPa con fondoscavo -12.0m.**



**Figura 6.12. Valori dello spostamento orizzontale  $S_h$  allo Step 8 - Fondoscavo -12.0m.**

**6.3.1.2. Sollecitazioni sul diaframma**

Si riporta l'andamento del momento flettente e dello sforzo di taglio sul diaframma per la configurazione con il sovraccarico SLU di 30kPa amplificato e non per lo scavo a -12.0m (Step 5 e 6); si riporta inoltre le sollecitazioni anche per le condizioni sismiche (Step7 e Step10) (Figura 6.13÷Figura 6.18).

Scavo a -12.0m - Sovraccarico non amplificato:

$$M_{\text{diafr}} = 1460 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\text{diafr}} = 298 \text{ kN/m}$$

Scavo a -12.0m - Sovraccarico amplificato:

$$M_{\text{diafr}} = 1519 \text{ kNm/m}$$

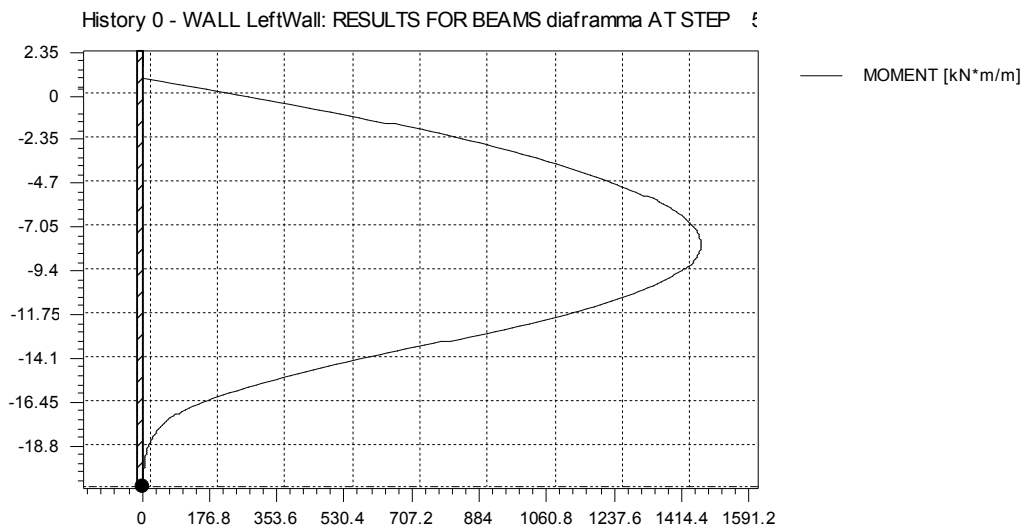
$$T_{\text{diafr}} = 306.5 \text{ kN/m}$$

Scavo a -12.0m - Sisma:

$$M_{\text{diafr}} = 1543 \text{ kNm/m}$$

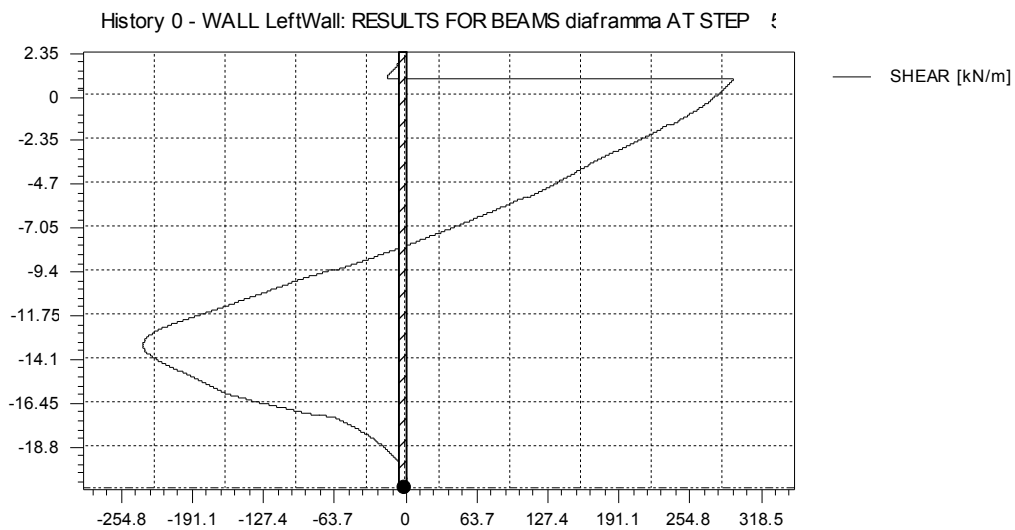
$$T_{\text{diafr}} = 299 \text{ kN/m}$$





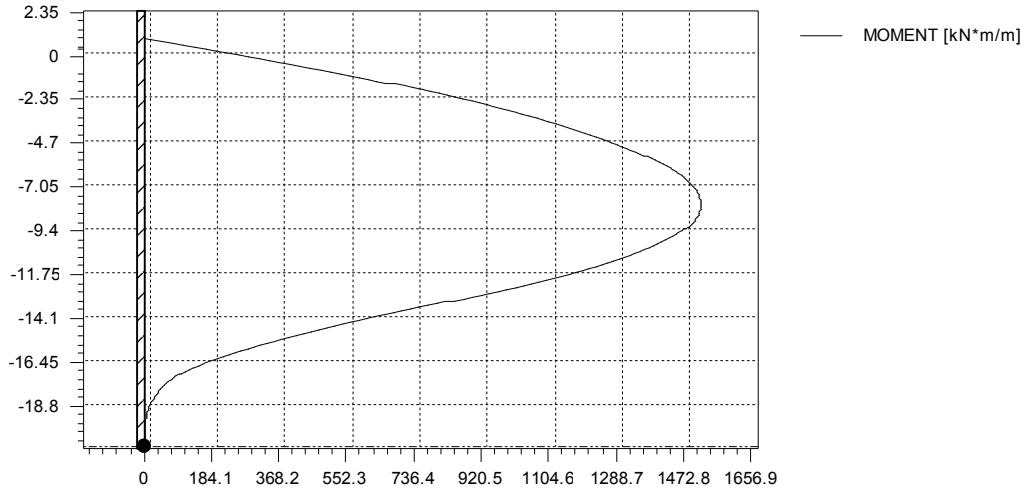
PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.13. Momento flettente sulla paratia - Sovraccarico non Amplificato - Scavo - 12.0m**



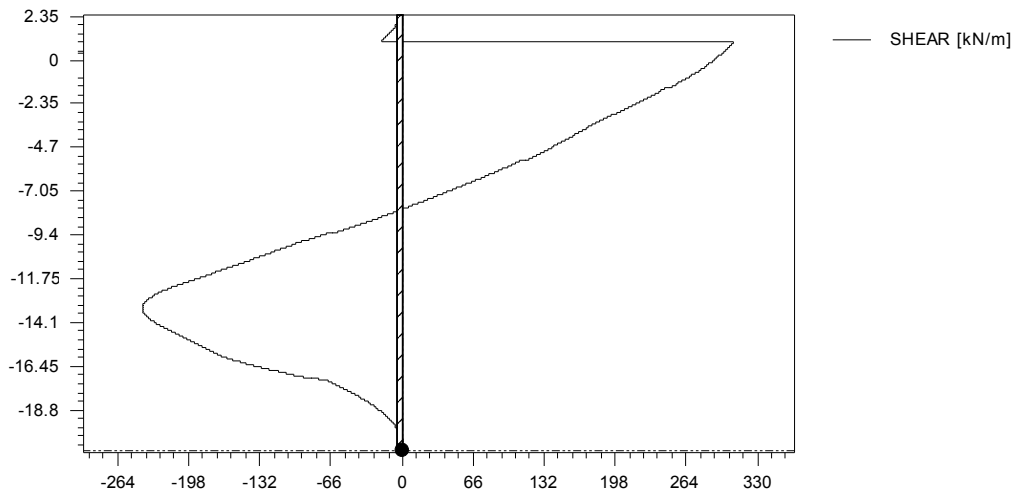
PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.14. Sforzo di taglio sulla paratia - Sovraccarico non Amplificato - Scavo -12.0m**



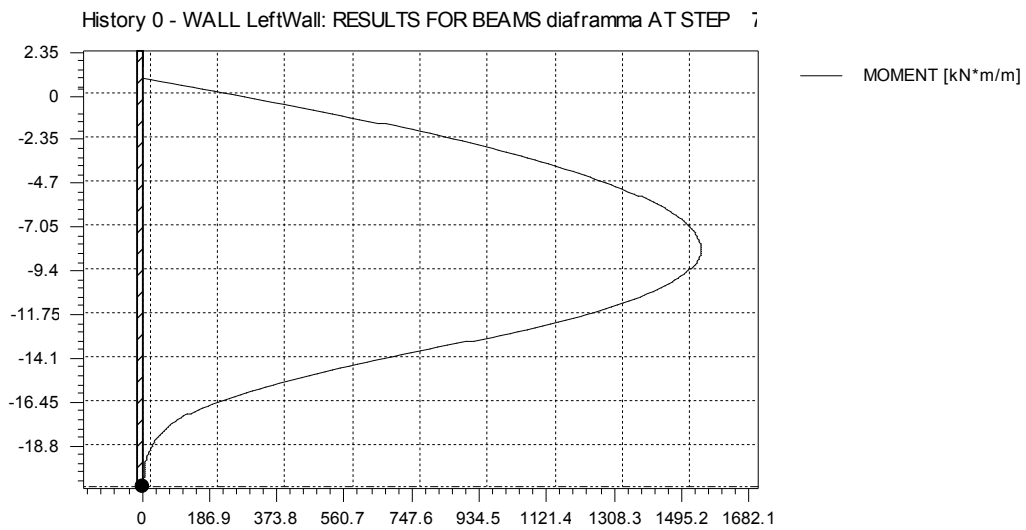
PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.15. Momento flettente sulla paratia - Sovraccarico Amplificato - Scavo -12.0m**



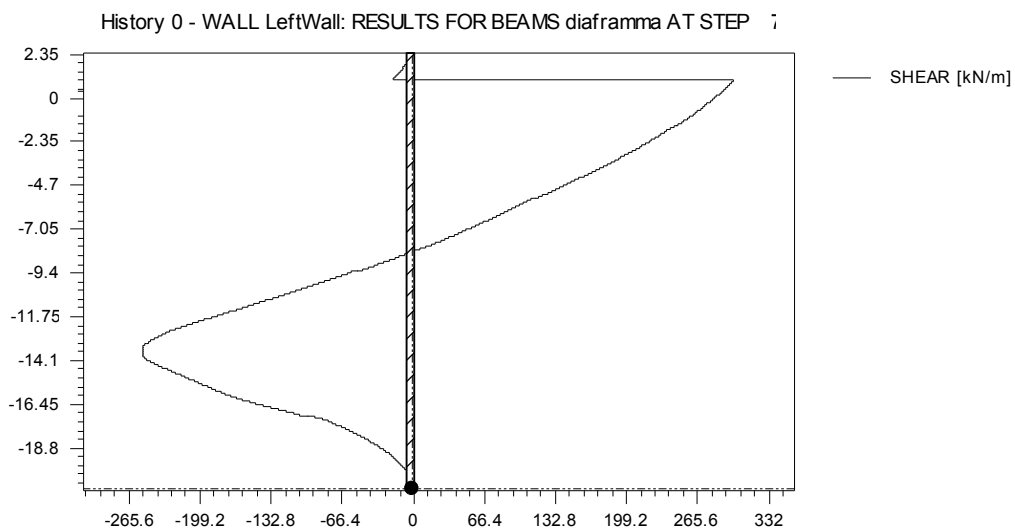
PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.16. Sforzo di taglio sulla paratia - Sovraccarico Amplificato - Scavo -12.0m**



PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.17. Momento flettente sulla paratia - Sisma - Scavo -12.0m**



PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l

**Figura 6.18. Sforzo di taglio sulla paratia - Sisma - Scavo -12.0m**

6.3.1.3. Sollecitazioni sul tirante

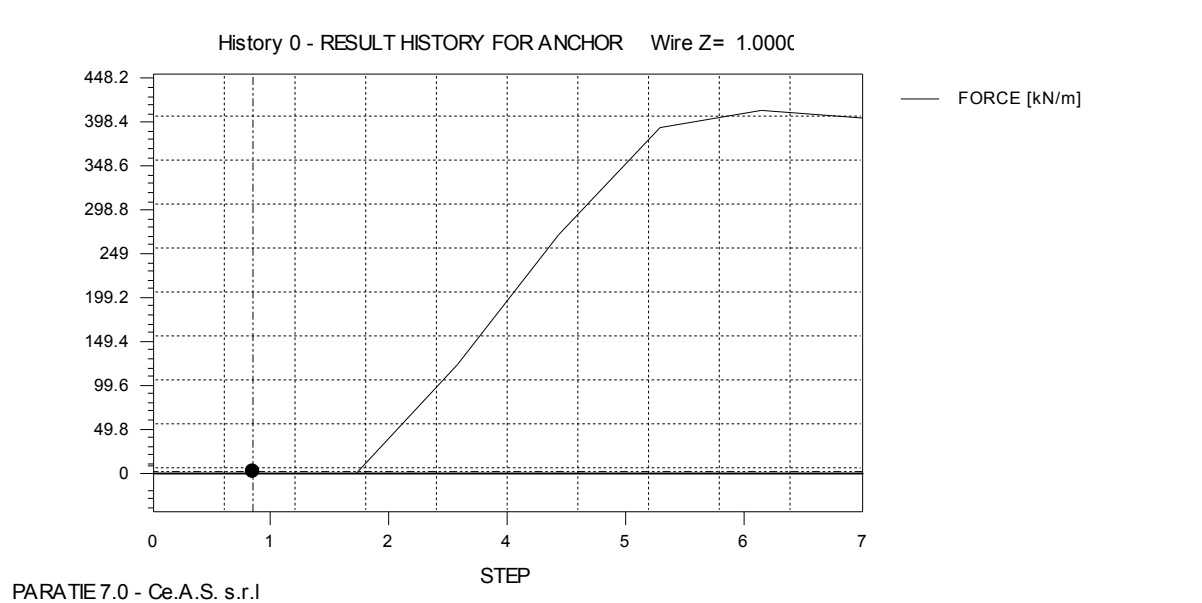
Si riporta l'andamento dello sforzo assiale sul tirante per la configurazione con il sovraccarico SLU di 30kPa amplificato per lo scavo a -12.0m (Step 6) (Figura 6.19).

Scavo a -12.0m - Sovraccarico amplificato:

$$T_{\text{tirante}} = 378 \text{ kN/m}$$

Scavo a -12.0m - Sisma:

$$T_{\text{tirante}} = 413 \text{ kN/m}$$



**Figura 6.19. Valori dello sforzo assiale sul tirante - Scavo -12.0m**

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 26 di 46 totali	

## 7. VERIFICHE DEL DIAFRAMMA

### 7.1. Verifica del diaframma

#### 7.1.1. Scavo a -12.0m

##### 7.1.1.1. Verifiche SLU Presso-Flessione

Dalle elaborazioni di cui al paragrafo precedente si desume che il momento flettente sul diaframma assume i seguenti valori allo SLU – A1+M1+R1 per pannello di larghezza 2,5m.

Plaxis:

$$M_{\max} = M_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 1870 \times 2.5 \times 1.3 = 6077 \text{ kNm}$$

per lo step relativo al sovraccarico amplificato.

Paratie:

$$M_{\max} = M_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 1543 \times 2.5 \times 1.3 = 5015 \text{ kNm}$$

per lo step relativo al sisma.

La modellazione che fornisce i valori più alti del momento flettente sul diaframma è quella eseguita con il software Plaxis. Per lo step relativo al sovraccarico amplificato lo sforzo assiale medio della paratia è pari a:

$$N = 700 \text{ kN/m}$$

Considerando la componente verticale del tiro sul tirante è infatti:

$$T_{\text{tirante,vert}} = 452.6 \times \sin 30^\circ = 226 \text{ kN/m}$$

cui va aggiunto il peso proprio del diaframma e la componente verticale della spinta attiva del terreno sul diaframma. Il valore quindi da modellazione è quindi plausibile. Si ha quindi:

$$N = N_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 700 \times 2.5 \times 1 = 1750 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica a flessione armando lato scavo il diaframma con 35 $\phi$ 26 e lato terreno 15 $\phi$ 20.

Il momento resistente è pari a  $M_{rd} = 6931 \text{ kNm} > M_{\max} = 6077 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	185.8	6
2	47	94

Sollecitazioni

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  w/d  δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipo flessione

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="15.87"/> ‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0.8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0.6667"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="1.971"/>

Si esegue la verifica a pressoflessione anche nella sezione di diaframma in corrispondenza del cambio di gabbie di armature, al di sotto della quale si passa da n.35Ø26 in zona tesa a n.18 Ø26. La distanza alla quale avviene il cambio di armatura, rispetto alla testa del diaframma, è di 12m.

Dalle elaborazioni di cui al paragrafo precedente si desume che il momento flettente sul diaframma assume i seguenti valori allo SLU – A1+M1+R1 per pannello di larghezza 2,5m.

$$M_{\max,12} = M_{\text{diafr},12} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 1247 \times 2.5 \times 1.3 = 4053 \text{ kNm}$$

per lo step relativo al sovraccarico amplificato.

Per lo step relativo al sovraccarico amplificato lo sforzo assiale medio della paratia è pari a:

$$N = 700 \text{ kN/m}$$

Considerando la componente verticale del tiro sul tirante è infatti:

$$T_{\text{tirante,vert}} = 452.6 \times \sin 30^\circ = 226 \text{ kN/m}$$

cui va aggiunto il peso proprio del diaframma e la componente verticale della spinta attiva del terreno sul diaframma. Il valore quindi da modellazione è quindi plausibile. Si ha quindi:

$$N = N_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 700 \times 2.5 \times 1 = 1750 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica a flessione armando lato scavo il diaframma con 18 $\phi$ 26 e lato terreno 18 $\phi$ 20.

Il momento resistente è pari a  $M_{rd} = 4123 \text{ kNm} > M_{\text{max}} = 4053 \text{ kNm}$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: diaframma gabbia inf**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N*	As [cm²]	d [cm]
1	95.57	6
2	95.57	94

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1750 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 4053 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata


**Materiali**  
B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957%  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

**Tipi rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -4 123 kN m  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5%  
 $\epsilon_s$  31.28%  
d 94 cm  
x 9.458 x/d 0.1006  
 $\delta$  0.7

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Gennaio 2011		
	<i>Pag. 29 di 46 totali</i>			

### 7.1.1.2. Verifiche SLU taglio

Dalle elaborazioni di cui al paragrafo precedente si desume che lo sforzo di taglio sul diaframma assuma i seguenti valori allo SLU – A1+M1+R1 per pannello di larghezza 2,5m.

Plaxis:

$$T_{\max} = T_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 560 \times 2.5 \times 1.3 = 1820 \text{ kN}$$

per lo step relativo al sovraccarico amplificato.

Paratie:

$$T_{\max} = T_{\text{diafr}} \times b_{\text{diafr}} \times \gamma_G = 306.5 \times 2.5 \times 1.3 = 996.12 \text{ kN}$$

per lo step relativo al al sovraccarico amplificato.

La modellazione che fornisce i valori più alti del taglio sul diaframma è quella eseguita con il software Plaxis. Analogamente a quanto fatto per la verifica a pressoflessione si assume uno sforzo assiale pari a:

$$N = 1750 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica a taglio del diaframma con un infittimento della staffatura in corrispondenza del taglio massimo con staffe a 4 braccia  $\phi 14/200$ . La verifica è soddisfatta.



<b>VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3</b>					
<b>GEOMETRIA SEZIONE</b>					
base bw	2500	[mm]	d utile	940	[mm]
altezza	1000	[mm]	area	2500000	[mm <sup>2</sup> ]
copriferro	60	[mm]			
<b>MATERIALI</b>					
			calcestruzzo		
			Rck	35	[N/mm <sup>2</sup> ]
acciaio	B450C		fck	28	[N/mm <sup>2</sup> ]
fyk	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	Yc	1.5	
Ys	1.15		alfa cc	0.85	
fyd	391	[N/mm <sup>2</sup> ]	fcd	15.9	[N/mm <sup>2</sup> ]
			fcd	7.9	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>SOLLECITAZIONE</b>					
	<b>Vsd</b>		<b>1820</b>		<b>[kN]</b>
<i>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.1]					
<i>(per solai piastre e membrature --&gt; si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.46				
V <sub>min</sub>	0.327				
Asl	18550	[mm <sup>2</sup> ]	area armatura longitudinale tesa		
ρ <sub>1</sub>	0.008	<	0.020		
σ <sub>cp</sub>	0.700	<	3.173		[MPa]
N <sub>Sd</sub>	1750	[kN]	sforzo di compressione		
V <sub>Rd</sub>	1403.19	[kN]	V <sub>Rd,min</sub> =	1015.54	[kN]
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>1403.19</b>	[kN]			
<b>V<sub>Rd</sub> &lt; Vsd</b> necessario mettere armatura trasversale a taglio					
<i>elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i> [punto 4.1.2.1.3.2]					
<b>ARMATURE</b>					
alfa c	1.00				
diam.staffe	14	[mm]			Inclinazione variabile
s	200	[mm]	passo staffe	ω <sub>sw</sub>	0.0304
n° braccia	4			cote*	3.9323
Asw	616	[mm <sup>2</sup> ]	armatura trasversale		
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
Θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (Θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio					2548 [kN]
<b>TAGLIO RESISTENTE</b>					
<i>resistenza di calcolo a taglio trazione</i> formula 4.1.18					
V <sub>Rds</sub>	2548	[kN]			
<i>resistenza di calcolo a taglio compressione</i> formula 4.1.19					
V <sub>Rcd</sub>	5786	[kN]			
<i>resistenza a taglio (min V<sub>Rsd</sub> ; V<sub>Rcd</sub>)</i> formula 4.1.20					
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>2548</b>	<b>[kN]</b>	<b>sezione verificata a taglio</b>		

### 7.1.1.3. Verifica SLE fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita per la combinazione SLE, secondo quanto riportato la normativa di riferimento (NTC 2008). Si considerano le armature del tipo Poco sensibili e Ambiente molto aggressivo (XS2-XS3). Si ha che per la combinazione SLE frequente deve essere:

$$w_d < w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Per la combinazione SLE q.permanente e per i carichi di banchina si assume un coefficiente  $\psi$  sulle azioni variabili pari a

$$\psi_2 = 0$$

Il momento flettente e lo sforzo assiale relativo alla combinazione considerata si possono ricavare, per la modellazione con Plaxis che da risultati più gravosi, a partire dalla fase di fondoscavo e quella con carico di 30 kPa applicato interamente non amplificato. Si ha:

$$M_{SLE, \text{freq}} = M_{\text{fondoscavo}} = 1230 \text{ kNm/m}$$

Per un pannello si ha quindi:

$$M'_{SLE, \text{freq}} = M_{SLE, \text{freq}} \times b_{\text{diafr}} = 1230 \times 2.5 = 3075 \text{ kNm}$$

Analogamente per lo sforzo assiale risulta:

$$N_{SLE, \text{freq}} = N_{\text{fondoscavo}} = 600 \text{ kN/m}$$

$$N'_{SLE, \text{freq}} = N_{SLE, \text{freq}} \times b_{\text{diafr}} = 600 \times 2.5 = 1500 \text{ Kn}$$

Il valore delle tensione ed il calcolo dell'apertura delle fessure è di seguito riportato.

### Dati generali

RELIM ed. 8.2- 12/2010 procedura PREFLE 6.1 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm Forze: N Angoli: rad

### Dati dei materiali

Calcestruzzo: C35/45  $\sigma_{adm} = 2241,00$

Acciaio: B450C  $\sigma_{adm} = 36000,00$

Coefficiente di omogeneizzazione = 15,00

Sezione non reagente a trazione

### Caratteristiche geometriche

#### Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-125,00	0,00
2	-125,00	100,00
3	125,00	100,00
4	125,00	0,00

#### Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	$\emptyset$
1	-120,00	5,00	5,31	26
2	-105,88	5,00	5,31	26
3	-91,76	5,00	5,31	26
4	-77,65	5,00	5,31	26
5	-63,53	5,00	5,31	26
6	-49,41	5,00	5,31	26
7	-35,29	5,00	5,31	26
8	-21,18	5,00	5,31	26
9	-7,06	5,00	5,31	26
10	7,06	5,00	5,31	26
11	21,18	5,00	5,31	26
12	35,29	5,00	5,31	26
13	49,41	5,00	5,31	26
14	63,53	5,00	5,31	26
15	77,65	5,00	5,31	26
16	91,76	5,00	5,31	26
17	105,88	5,00	5,31	26
18	120,00	5,00	5,31	26
19	-120,00	95,00	5,31	26
20	-105,88	95,00	5,31	26
21	-91,76	95,00	5,31	26
22	-77,65	95,00	5,31	26
23	-63,53	95,00	5,31	26
24	-49,41	95,00	5,31	26

25	-35,29	95,00	5,31	26
26	-21,18	95,00	5,31	26
27	-7,06	95,00	5,31	26
28	7,06	95,00	5,31	26
29	21,18	95,00	5,31	26
30	35,29	95,00	5,31	26
31	49,41	95,00	5,31	26
32	63,53	95,00	5,31	26
33	77,65	95,00	5,31	26
34	91,76	95,00	5,31	26
35	105,88	95,00	5,31	26
36	120,00	95,00	5,31	26
37	-117,40	5,00	5,31	26
38	-103,28	5,00	5,31	26
39	-89,16	5,00	5,31	26
40	-75,05	5,00	5,31	26
41	-60,93	5,00	5,31	26
42	-46,81	5,00	5,31	26
43	-32,69	5,00	5,31	26
44	-18,58	5,00	5,31	26
45	-4,46	5,00	5,31	26
46	-117,40	95,00	5,31	26
47	-103,28	95,00	5,31	26
48	-89,16	95,00	5,31	26
49	-75,05	95,00	5,31	26
50	-60,93	95,00	5,31	26
51	-46,81	95,00	5,31	26
52	-32,69	95,00	5,31	26
53	-18,58	95,00	5,31	26
54	-4,46	95,00	5,31	26
55	4,46	5,00	5,31	26
56	18,58	5,00	5,31	26
57	32,70	5,00	5,31	26
58	46,82	5,00	5,31	26
59	60,93	5,00	5,31	26
60	75,05	5,00	5,31	26
61	89,17	5,00	5,31	26
62	103,29	5,00	5,31	26
63	117,40	5,00	5,31	26
64	4,46	95,00	5,31	26
65	18,58	95,00	5,31	26
66	32,70	95,00	5,31	26
67	46,82	95,00	5,31	26
68	60,93	95,00	5,31	26
69	75,05	95,00	5,31	26
70	89,17	95,00	5,31	26
71	103,29	95,00	5,31	26
72	117,40	95,00	5,31	26

**Sezione di calcestruzzo :**

Area= 25000,00

Coordinate baricentro: x= 0,00 y= 50,00

$J_{xx} = 2,083333E7$

$J_{yy} = 1,302083E8$

**Sezione di c.a.**

Area= 30734,03

Coordinate baricentro: x= 0,00 y= 50,00

$J_{xx} = 3,244475E7$

$J_{yy} = 1,600425E8$

**Combinazioni caratteristiche (rare) :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	30900	0

**Combinazioni frequenti :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	30900	0

**Combinazioni quasi permanenti :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	30900	0

**Risultati delle verifiche**

**Combinazione caratteristica (rara): Combinazione 1**

asse neutro: da  $x=-125,00$   $y=30,16$  a  $x=125,00$   $y=30,16$   
 parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 1,615468E7$   $S_{n-n} = 185884,90$   $b_{n-n} = 250,00$

*Tensioni nei vertici della sezione :*

vertice	Tensione
1	-0,06
2	0,00
3	0,00
4	-0,06

*Tensioni nelle armature :*

armatura	Tensione
1	-0,72
2	-0,72
3	-0,72
4	-0,72
5	-0,72
6	-0,72
7	-0,72
8	-0,72
9	-0,72
10	-0,72
11	-0,72
12	-0,72
13	-0,72
14	-0,72

rev.	data
00	Gennaio 2011
Pag. 35 di 46 totali	

---

15	-0,72
16	-0,72
17	-0,72
18	-0,72
19	1,86
20	1,86
21	1,86
22	1,86
23	1,86
24	1,86
25	1,86
26	1,86
27	1,86
28	1,86
29	1,86
30	1,86
31	1,86
32	1,86
33	1,86
34	1,86
35	1,86
36	1,86
37	-0,72
38	-0,72
39	-0,72
40	-0,72
41	-0,72
42	-0,72
43	-0,72
44	-0,72
45	-0,72
46	1,86
47	1,86
48	1,86
49	1,86
50	1,86
51	1,86
52	1,86
53	1,86
54	1,86
55	-0,72
56	-0,72
57	-0,72
58	-0,72
59	-0,72
60	-0,72
61	-0,72
62	-0,72
63	-0,72
64	1,86
65	1,86
66	1,86
67	1,86
68	1,86
69	1,86
70	1,86
71	1,86
72	1,86

**Combinazione frequente: Combinazione 1**

asse neutro: da x=-125,00 y=30,16

a x=125,00 y=30,16

parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 1,615468E7$   $S_{n-n} = 185884,90$   $b_{n-n} = 250,00$

*Tensioni nei vertici della sezione :*

vertice	Tensione
1	-0,06
2	0,00
3	0,00
4	-0,06

*Tensioni nelle armature :*

armatura	Tensione
1	-0,72
2	-0,72
3	-0,72
4	-0,72
5	-0,72
6	-0,72
7	-0,72
8	-0,72
9	-0,72
10	-0,72
11	-0,72
12	-0,72
13	-0,72
14	-0,72
15	-0,72
16	-0,72
17	-0,72
18	-0,72
19	1,86
20	1,86
21	1,86
22	1,86
23	1,86
24	1,86
25	1,86
26	1,86
27	1,86
28	1,86
29	1,86
30	1,86
31	1,86
32	1,86
33	1,86
34	1,86
35	1,86
36	1,86
37	-0,72
38	-0,72
39	-0,72
40	-0,72
41	-0,72
42	-0,72
43	-0,72
44	-0,72
45	-0,72
46	1,86
47	1,86
48	1,86
49	1,86
50	1,86
51	1,86

52	1,86
53	1,86
54	1,86
55	-0,72
56	-0,72
57	-0,72
58	-0,72
59	-0,72
60	-0,72
61	-0,72
62	-0,72
63	-0,72
64	1,86
65	1,86
66	1,86
67	1,86
68	1,86
69	1,86
70	1,86
71	1,86
72	1,86

**Verifica a fessurazione**

Armature efficaci: Area totale = 191,13

$A_{ds,eff} = 4375,03$        $\rho_{eff} = 0,0437$

Tensione baricentrica = 1,86

Copriferro = 3,70

$K_1 = 0,8000$        $K_2 = 0,5000$        $\varnothing_{equivalente} = 2,60$

Modulo elastico calcestruzzo = 3462549,00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 335,21$

Modulo elastico acciaio = 2,05E7       $K_t = 0,4$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = 0,000000$       Distanza fessure  $\Delta_s_{max} = 22,6973$

Ampiezza fessure  $w_d = 0,0000$  ( < 0,0200 )

**Combinazione quasi permanente: Combinazione 1**

asse neutro: da  $x = -125,00$   $y = 30,16$       a  $x = 125,00$   $y = 30,16$

parametri riferiti all'asse neutro:  $J_{n-n} = 1,615468E7$        $S_{n-n} = 185884,90$        $b_{n-n} = 250,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-0,06
2	0,00
3	0,00
4	-0,06



Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-0,72
2	-0,72
3	-0,72
4	-0,72
5	-0,72
6	-0,72
7	-0,72
8	-0,72
9	-0,72
10	-0,72
11	-0,72
12	-0,72
13	-0,72
14	-0,72
15	-0,72
16	-0,72
17	-0,72
18	-0,72
19	1,86
20	1,86
21	1,86
22	1,86
23	1,86
24	1,86
25	1,86
26	1,86
27	1,86
28	1,86
29	1,86
30	1,86
31	1,86
32	1,86
33	1,86
34	1,86
35	1,86
36	1,86
37	-0,72
38	-0,72
39	-0,72
40	-0,72
41	-0,72
42	-0,72
43	-0,72
44	-0,72
45	-0,72
46	1,86
47	1,86
48	1,86
49	1,86
50	1,86
51	1,86
52	1,86
53	1,86
54	1,86
55	-0,72
56	-0,72
57	-0,72
58	-0,72
59	-0,72
60	-0,72
61	-0,72
62	-0,72
63	-0,72
64	1,86

65	1,86
66	1,86
67	1,86
68	1,86
69	1,86
70	1,86
71	1,86
72	1,86

**Verifica a fessurazione**

Armature efficaci: Area totale = 191,13

$$A_{ds,eff} = 4375,03 \quad \rho_{eff} = 0,0437$$

Tensione baricentrica = 1,86

Copriferro = 3,70

$$K_1 = 0,8000 \quad K_2 = 0,5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 2,60$$

Modulo elastico calcestruzzo = 3462549,00

Resistenza a trazione  $f_{ctm} = 335,21$

Modulo elastico acciaio = 2,05E7  $K_t = 0,4$

Deformazione media  $\epsilon_{sm} = 0,000000$  Distanza fessure  $\Delta_s_{max} = 22,6973$

Ampiezza fessure  $w_d = 0,0000$  ( $< 0,0200$ )

**Tensioni massime nei materiali**

Combinazioni rare :

comb.	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	-0,06	0,00	1,86	-0,72

Combinazioni frequenti :

comb.	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	-0,06	0,00	1,86	-0,72

Combinazioni quasi permanenti :

comb.	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	-0,06	0,00	1,86	-0,72

**diaframma**

Unità di misura: [L]=cm [F]=N

**Combinazione 1**

M x-x= 30900

**Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-125,00 y=30,16  
a x=125,00 y=30,16

J n-n= 1,615468E 7

S n-n= 185884,90

b n-n= 250,00

Ampiezza fessure:

Wd=0,0000 (< 0,0200)



	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 41 di 46 totali	

## 7.2. Verifica del tirante

### 7.2.1. Scavo H = 12.0m

Dalle elaborazioni di cui al paragrafo precedente si desume che lo sforzo di tiro sul tirante assume i seguenti valori allo SLU – A1+M1+R3 per interasse di 2,0 m in fase **statica** (sovraccarico 30kPa)

Plaxis:

$$T = 452.6 \times 2.5 \times 1.3 = 1471 \text{ kN}$$

Paratie:

$$T = 378 \times 2.5 \times 1.3 = 1228.5 \text{ kN}$$

Si verifica la barra in acciaio tipo 76x10 Termic che presenta un carico di snervamento di  $F_y = 1700 \text{ kN}$ .

$$F_{y,d} = F_y / \gamma_{M0} = 1700 / 1.05 = 1620 \text{ kN} > T_{\max}$$

La tensione di aderenza tra la barra e la boiaccia è pari a

$$\tau_{\text{lat}} = 253 \text{ kPa}$$

valori decisamente raggiungibile tra acciaio e boiaccia essendo, per cls con  $R_{ck}$  pari a 10MPa,  $f_{bd} = 840 \text{ kPa}$  in cattiva aderenza

Si verifica la barra allo sfilamento geotecnico ipotizzando una tensione laterale limite media di  $\tau_{\text{lat,lim}} = 85 \text{ kPa}$ .

$$Q_{\text{lim}} = \tau_{\text{lat,lim}} L_{\text{barra}} \phi_{m,r} \pi = 85 \times 32 \times 0.35 \times 3.14 = 2989 \text{ kN}$$

Applicando a favore di sicurezza il valori massimo tra i fattore di correlazione  $\xi_{a,3} = 1.65$  per n°4 profili di indagine relativi all'opera si ottiene il valore caratteristico pari a:

$$Q_k = 2898 / 1.65 = 1812 \text{ kN}$$


Da cui applicando il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_{Ra,p} = 1.2$  per tiranti permanenti si ha

$$Q_d = 1812 / 1.2 = 1509 \text{ kN} > T_{\max}$$

In fase **sismica** le sollecitazioni sono superiori, soprattutto nell'analisi con il software Plaxis:

$$T = 562 \times 2.5 \times 1.0 = 1405 \text{ kN}$$

inferiore al valore SLU statico per cui implicitamente verificato.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 42 di 46 totali	

### 7.3. *Verifica profondità di infissione*

Seguendo lo schema di verifica di cui alla Figura 7.1 per paratie che non subiscono inversione di momento al piede (cfr.6.2.2÷6.3.1) si ha il calcolo della profondità di infissione minima  $D_0$  riportata nella Tabella 7.1. Si esegue la verifica secondo la combinazione SLU A2+M2+R1. Si considera un angolo d'attrito medio pari a  $25^\circ$  che per effetto dei coefficienti parziali  $\gamma_{M2} = 1.25$  si riduce nel calcolo a:  $\phi = 20.5^\circ$ .

Si ottiene  $D_0 = 8.1$  m per H scavo -12.0m.

La profondità di infissione assunta secondo quanto riportato al paragrafo 1 è pari a 9 metri (da -12.0 a -21.0m), quindi sufficiente a garantire con coefficiente di sicurezza la stabilità dell'opera alla rotazione attorno al punto fisso. **Tale margine di sicurezza è adeguato per scavo a -12.0m.**

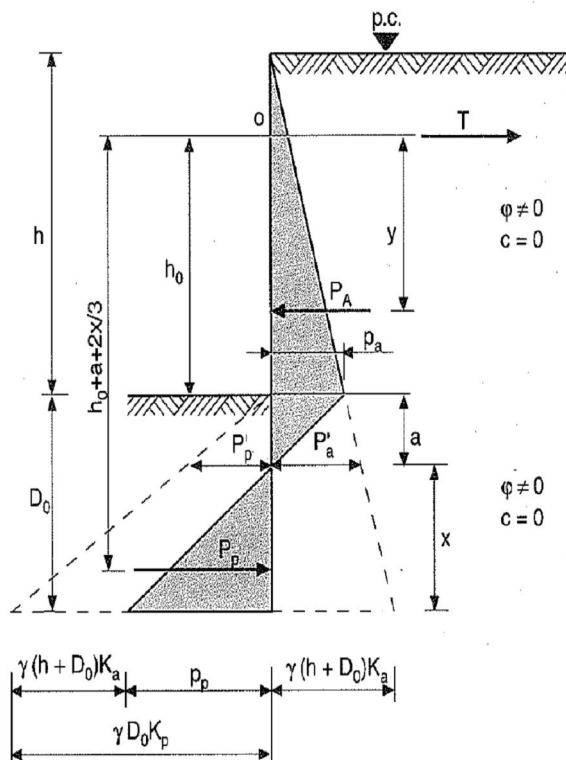


Figura 7.1. Verifica profondità di infissione – Free earth support.

Tabella 7.1. Calcolo profondità di infissione paratia – Free earth support - H= 12.0m.

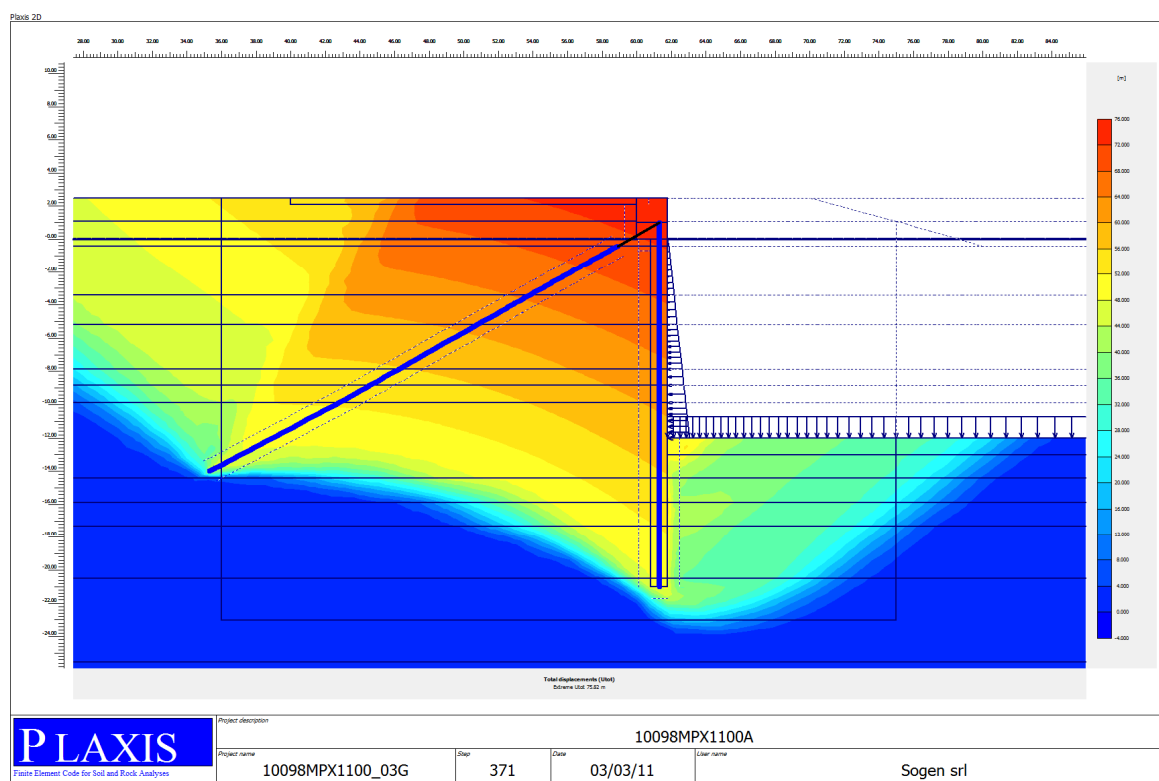
$\gamma$	9 kN/mc
$\phi$	20.5 °
kp	2.08
ka	0.48
h	12.00 m
h0	10.50 m
pa	51.98 kPa/m
a	3.616958 m
Pa	311.8544 kN/m
y	8 m
X	4.503636 m
Equazione	-8E-05
D0 =	8.1 m

#### 7.4. Verifiche di stabilità globale

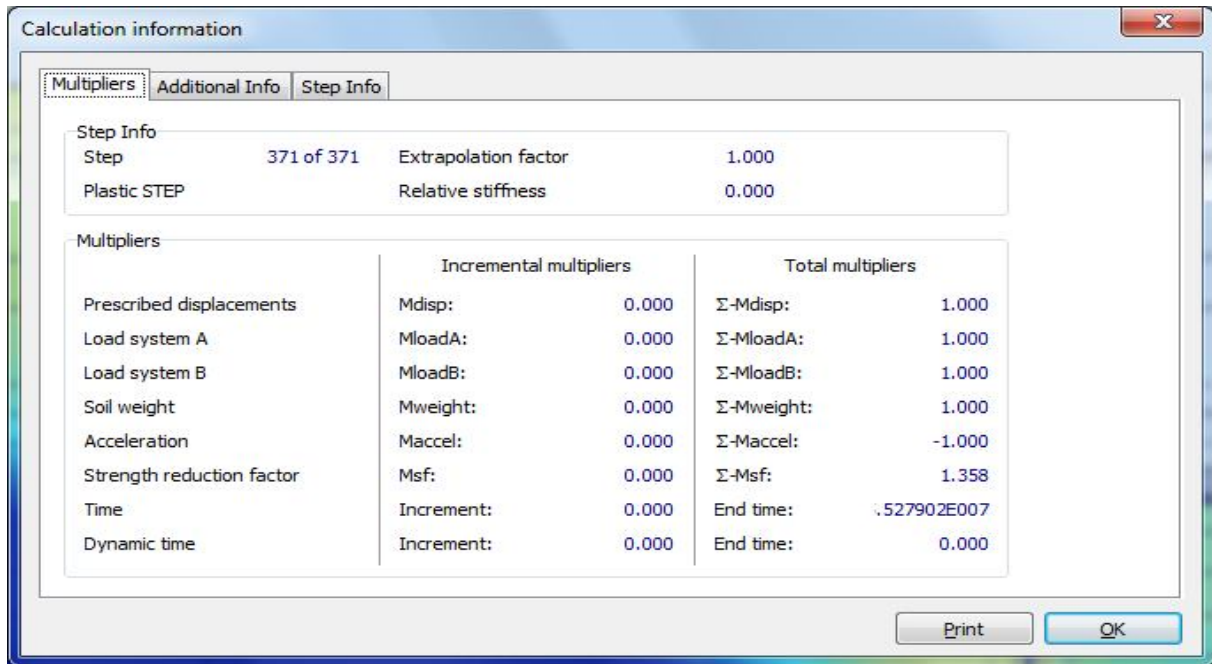
Si esegue la verifica di stabilità globale con scavo a -12.0m con l'analisi c-φ Reduction con Plaxis che prevede l'applicazione di un coefficiente di sicurezza Fs sui parametri di resistenza fino alla determinazione di un cinematismo di incipiente rottura (grandi spostamenti).

Risulta per scavo -12.0m:

$$FS = 1.358 > 1.1$$



**Figura 7.2. Scavo -12.0 - Spostamenti incipiente rottura - cinematismo di rottura.**



**Figura 7.3. Scavo -12.0 - Coefficiente di riduzione dei parametri FS = 1.358.**



	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione A - Relazione di calcolo diaframmi in c.a.		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Gennaio 2011		
			Pag. 46 di 46 totali	

## 8. CONCLUSIONI

Dalle modellazioni e dalle verifiche eseguite risulta adeguata alla specifica funzione la soluzione progettuale di sostegno del terrapieno della banchina con diaframmi in c.a. ancorati in testa con tirante preteso.

**In previsione di uno scavo di a -12.0m** le verifiche eseguite sugli elementi strutturali risultano positive secondo le ipotesi di configurazione di cui al capitolo 1, sotto riportate:

Diaframma in c.a.:  $s = 1.0 \text{ m}$

$L = 23.5\text{m}$  da piano banchina (da +2.50m a -21.0m)

Armatura lato mare:  $35\phi 26$

Armatura lato terra:  $15\phi 20$

Tirante con tecnologia minijet:  $\phi_{m.r.} = 350 \text{ mm}$

$L = 34 \text{ m}$

Armatura barra tipo RBS R 76x10 Termic

$F_{\text{pretens}} = 300 \text{ kN/barra}$

Gli spostamenti aspettati in fase di fine scavo della banchina rispetto la verticale risultano contenuti in 5-6 cm.

In caso di presenza di sovraccarico di 30 kPa gli spostamenti aspettati si attestano a valori variabili tra 5 e 7 cm sulla verticale.

In caso di sisma, l'applicazione dell'accelerazione orizzontale sismica di progetto su tutto l'ammasso di terreno comporta spostamenti orizzontali del sistema globale pari a 13 cm (7cm lo spostamento netto in fase sismica), mentre l'applicazione statica della sovraspinta sismica calcolata con i consueti metodi da letteratura comporta uno sovraspuntamento della sola paratia di circa 2 cm. A buona ragione si può presumere spostamenti in fase sismica di circa 5-7 cm rispetto la fase statica. Tale valore rientra nelle indicazioni da normativa (NTC 2008 - par.7.11.6.3.1) in cui si indica

$$u_s \leq 0.005 H = 7\text{cm}$$

Si consiglia di eseguire adeguato campo prova su minijet, al fine di tarare le caratteristiche di resistenza del sistema tirante/terreno e di integrare la campagna geotecnica con prove ad esempio tipo dilatometriche al fine di definire più precisamente i moduli di deformabilità dei terreni in oggetto.

**Sez. B - Relazione di calcolo cordoli in c.a. su diaframmi**

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
1.1	OPERE IN PROGETTO.....	2
1.2	DATI DI CALCOLO .....	2
1.3	METODO DI CALCOLO (SL).....	2
1.3.1	Valutazione della sicurezza: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento.....	3
1.3.2	Combinazioni di carico agli stati limite.....	3
1.4	CODICI DI CALCOLO .....	5
1.4.1.1	Eng 97.....	5
1.4.1.2	Eng2K.....	5
1.4.1.3	Straus 7.....	5
1.4.2	Validazione dei codici utilizzati.....	5
1.5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
1.5.1	Norme generali .....	6
1.5.2	Norme CNR-UNI.....	6
1.5.3	Eurocodici .....	6
1.6	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SITO .....	6
1.7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	7
1.7.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale).....	7
1.7.2	Calcestruzzo per strutture di fondazione .....	7
1.7.3	Calcestruzzo per strutture in elevazione da realizzare in opera.....	7
1.7.4	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile tipo B450C .....	7
1.7.5	Acciaio per tirafondi bitte di ormeggio .....	7
1.8	ANALISI DEI CARICHI.....	8
1.8.1	Pesi propri strutturali.....	8
1.8.2	Nota relativa al progetto e verifica delle strutture.....	8
1.8.2.1	Verifiche a flessione-pressoflessione .....	8
1.8.2.2	Verifiche a taglio .....	8
1.8.2.3	Verifiche a fessurazione.....	9
1.9	CALCOLO CORDOLO SU DIAFRAMMA.....	10
1.9.1	Verifica allo slu.....	10
1.9.2	Verifica allo sle.....	11
1.10	CALCOLO CORDOLO IN CORRISPONDENZA DELLE BITTE DI ORMEGGIO .....	15
1.11	CALCOLO PIASTRA SUL CORDOLO .....	17
1.11.1	Verifica allo slu.....	17

## 1 PREMESSA

La presente relazione tratta il calcolo del cordolo di testa al diaframma posti a sostegno della nuova darsena di Fusina (cantiere ex Alumix).



**Figura 1: Ortofoto dell'area e indicazione posizione intervento**

### 1.1 Opere in progetto

Il calcolo riguarda il cordolo posto su un diaframma in calcestruzzo armato di dimensioni, in sezione, pari a 180x250cm.

### 1.2 Dati di calcolo

La presente relazione si basa su dati e sollecitazioni derivanti dalla relazione di calcolo di cui alla precedente Sez. A "Relazione di calcolo diaframmi in c.a.", da cui si estrapola il tiro massimo del tirante pari a 1114kN/2.5m, valore allo stato limite ultimo.

### 1.3 Metodo di calcolo (SL)

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, concordemente con il D.M. 14/01/2008, sono assunti pari a:

- Cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
ULTIMO	1.15	1.50 per c.a. normale

- Acciaio per carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_M$
Resistenza sezioni	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità nei ponti	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza sezioni tese	$\gamma_{M2} = 1.25$

### 1.3.1 Valutazione della sicurezza: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento

Vista la particolarità delle strutture in oggetto, nelle analisi sono stati considerati i parametri:

Vita nominale ( $V_N$ ):	100 anni
Classe d'uso:	II ( $C_u = 1$ )
Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N * C_u$ ):	100 anni

### 1.3.2 Combinazioni di carico agli stati limite

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

*Combinazioni allo stato limite ultimo (condizioni statiche):*

$$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_p * P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$$

*Combinazioni rare (condizioni statiche):*

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})$$

*Combinazioni frequenti (condizioni statiche):*

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \gamma_{11} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

*Combinazioni quasi permanenti (condizioni statiche):*

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

*Combinazione sismica:*

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

L'azione sismica viene valutata considerando:

le masse partecipanti  $G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

l'accelerazione del luogo in esame con tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

(con  $V_R = V_N * C_U$ )  
(con  $P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ )

*Combinazione eccezionale:*

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + A_d + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

Con:

$G_{1k}$  = peso proprio delle strutture  
 $G_{2k}$  = sovraccarico permanente portato  
 $Q_{ik}$  = sovraccarico accidentale, neve  
 $P_k$  = precompressione, se presente  
 $A_k$  = azione eccezionale (ES incendio)  
 $E_k$  = azione sismica

verifica per lo stato limite di equilibrio

$\gamma_{G1} = 1,1$  (oppure 0.9)       $G_k$  = pesi permanenti  
 $\gamma_{G2} = 1,5$  (oppure 0)       $G_k$  = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti  
 $\gamma_p = 1$        $P_k$  = precompressione  
 $\gamma_{Qi} = 1,5$  (oppure 0)       $Q_k$  = pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo resistente


$\gamma_{G1} = 1,3$  (oppure 0.9)       $G_k$  = pesi permanenti  
 $\gamma_{G2} = 1,5$  (oppure 0)       $G_k$  = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti  
 $\gamma_p = 1$        $P_k$  = precompressione  
 $\gamma_{Qi} = 1,5$  (oppure 0)       $Q_k$  = pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo geotecnico

$\gamma_{G1} = 1,0$        $G_k$  = pesi permanenti  
 $\gamma_{G2} = 1,3$  (oppure 0)       $G_k$  = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti  
 $\gamma_p = 1$        $P_k$  = precompressione  
 $\gamma_{Qi} = 1,3$  (oppure 0)       $Q_k$  = pesi accidentali

$\psi_{1i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ : coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche:

Categoria/azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Cat. A) ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Cat. B) uffici	0.7	0.5	0.3
Cat. C) ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Cat. D) ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Cat. E) biblioteche, archivi, magazzini	1.0	0.9	0.8
Cat. F) parcheggi per veicoli con peso <30KN	0.7	0.7	0.6
Cat. G) parcheggi per veicoli con peso >30KN	0.7	0.5	0.3
Cat. H) coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (quota <1000m s.l.m.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (quota >1000m s.l.m.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda <b>Sezione B - Relazione di calcolo cordoli in c.a. su diaframmi</b>		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Giugno 2011		
	Pag. 5 di 17 totali			

## 1.4 Codici di calcolo

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

Per le analisi mediante elaboratore si sono utilizzati i seguenti programmi di calcolo automatico agli elementi finiti.

### 1.4.1.1 Eng 97

Programma di calcolo strutturale della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti. Esegue il calcolo di telai piani, graticci di travi, travi continue, travi rovesce, sezioni in c.a., muri di sostegno. Codesto software è un programma strutturale a travi e telai di comprovata affidabilità prodotto da ormai più di 10 anni e largamente diffuso.

Il programma Eng 97 viene utilizzato per lo studio dei modelli parziali, per gli elementi strutturali schematizzabili con più semplicità e per lo studio delle sezioni; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

### 1.4.1.2 Eng2K

Programma di verifica di sezioni in c.a., acciaio e legno prodotto dalla SigmaC di Padova. Codesto software è un programma di comprovata affidabilità prodotto da ormai diversi anni e largamente diffuso.

Il programma Eng2K viene utilizzato per le verifiche a tenso/presso-flessione retta o deviata di sezioni di varia forma e natura; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

### 1.4.1.3 Straus 7

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della "G+D Computing Pty. Ltd 2000". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.


Il programma "Straus 7" viene utilizzato per lo studio di elementi strutturali spaziali non schematizzabili con Eng 2K.

## 1.4.2 Validazione dei codici utilizzati

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

I risultati vengono inoltre confrontati con modelli di calcolo semplificati, quali ad esempio trave in semplice appoggio, trave a mensola, trave appoggiata, ecc derivanti direttamente dalla scienza delle costruzioni e facilmente verificabili anche per via manuale.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione B - Relazione di calcolo cordoli in c.a. su diaframmi</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Giugno 2011		
	<i>Pag. 6 di 17 totali</i>			

## **1.5 Normativa di riferimento**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative:

### **1.5.1 Norme generali**

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 gennaio 2008  
Norme tecniche per le costruzioni.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### **1.5.2 Norme CNR-UNI**

- Norma CNR-UNI 10011  
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10024  
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma UNI-EN 206  
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità.
- Norma UNI 11104  
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

### **1.5.3 Eurocodici**

- EUROCODICE 1  
Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3  
Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 7  
Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8  
indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

## **1.6 Caratteristiche idrogeologiche del sito**

Si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione geologico-geotecnica allegata al progetto.



## 1.7 Caratteristiche dei materiali impiegati

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

### 1.7.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Classe di resistenza: C 12/15  
Cemento tipo: 32.5  
Classe di esposizione: -

### 1.7.2 Calcestruzzo per strutture di fondazione

Classe di resistenza: C 35/45  
Cemento tipo: 32.5  
Classe di esposizione: XS3 Tipo IV Pozzolanico

### 1.7.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione da realizzare in opera

Classe di resistenza: C 35/45  
Cemento tipo: 32.5  
Classe di esposizione: XS3 Tipo IV Pozzolanico

### 1.7.4 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 430$  MPa  
Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540$  MPa  
Allungamento percentuale:  $A_5 \geq 12\%$   
Rapporti di duttilità:  $f_y/f_{yk} \leq 1.35$   
 $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1.13$

Analisi chimica di colata in accordo la vigente normativa per acciaio saldabile.

### 1.7.5 Acciaio per tirafondi bitte di ormeggio

Acciaio tipo ASTM A 193 Gr B.7

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 655$  MPa  
Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 792$  MPa  
Allungamento percentuale:  $A_5 \geq 16\%$

## 1.8 Analisi dei carichi

### 1.8.1 Pesì propri strutturali

Come riportato in premessa, il carico a cui il cordolo è stato verificato è pari all'azione del tirante, pari a 1114kN/2.5m, supposta uniformemente distribuita sul cordolo che a sua volta è schematizzato su appoggi posti ad interasse pari a 2,5m.

### 1.8.2 Nota relativa al progetto e verifica delle strutture

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

#### 1.8.2.1 Verifiche a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo le verifiche a flessione-pressoflessione vengono condotte confrontando per le sezioni più significative le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, invece, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si verifica che:

- tensione massima di compressione del calcestruzzo = 0.6-0.45 fck
- tensione massima di trazione nell'acciaio = 0.80 fyk

#### 1.8.2.2 Verifiche a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per taglio viene condotta, secondo la normativa vigente, assumendo:

coeff. di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c = 1.50$
coeff. di sicurezza dell'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
altezza utile della sezione:	d
larghezza dell'anima:	$b_w$
inclinazione delle staffe:	$\alpha_{st}$
inclinazione dei ferri piegati	$\alpha_{fp}$
resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$
resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
resistenza media a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$
resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctk} = 0.7 x f_{ctm}$
resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$
resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$

### Resistenza di elementi senza armature resistenti a taglio

$$V_{Rd1} = [0.8 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d > (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$$

$$v_{min} = 0.35 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d: altezza utile della sezione

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) < 0.02$ : rapporto geometrico armatura longitudinale

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ : tensione media di compressione

$b_w$ : larghezza anima

### Resistenza di elementi con armature resistenti a taglio

#### A) Verifica a compressione del conglomerato

Si verifica che sia:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$A_{sw}$ : area armatura trasversale

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione armature

$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$

$\alpha_c$ : coef. che considera lo stato di compressione nella sezione

#### B) Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Si verifica che sia:

$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yd} 0.90 d / s ((\cotg \alpha + \cotg \theta) / \sin \alpha)$$

#### 1.8.2.3 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita secondo le procedure riportate nella normativa vigente relativa alle strutture in c.a.. La larghezza caratteristica virtuale della fessura vale:

$$w_k = 1.7 w_m = 1.7 v \cdot s_{rm} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ove la distanza media tra le fessure in corrispondenza del livello baricentrico di armatura vale:

$$s_{rm} = 2(c + 0.1s) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\rho_r} \quad \text{con:} \quad \rho_r = A_s / A_{ef}$$

c = copriferro netto

s = distanza efficace tra le barre

$k_2 = 0.4$  per barre ad aderenza migliorata

$k_3 = 0.125$  per flessione semplice o pressoflessione

ed il coefficiente che computa l'effetto di tension stiffening vale:

$$v = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0.4 \quad \text{con:} \quad \sigma_{sr} = \text{tensione di fessurazione}$$

$\sigma_s$  = tensione massima dell'acciaio

$\beta_1 = 1$  per barre ad aderenza migliorata

$\beta_2 = 0.5$  per le condizioni ripetute di sollecitazione

In combinazione di tipo frequente/quasi permanente e con armature poco sensibili, come detto, si assume una larghezza caratteristica massima delle fessure pari a  $w_1 = 0.20$  mm.

## 1.9 Calcolo cordolo su diaframma

### 1.9.1 Verifica allo slu

Lo schema alla base del calcolo è quello di trave su appoggi infiniti equidistanti 2.5m con carico uniformemente distribuito pari a  $1114 \times 1.3 / 2.5 = 579.28 \text{ kN/ml}$ ; è stato di proposito posto un coefficiente di sicurezza di 1.3 aumentando il tiro dei tiranti.

Il momento di calcolo allo slu è pari a  $M = ql^2 / 10 = 362 \text{ kNm}$ , e di taglio  $T = 0.6ql = 869 \text{ kN}$ .

Si verifica la sezione 180x250 armata con 8+8Ø20 con copriferro netto 50mm:

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	180	1	25,13	5
			2	25,13	175

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:  
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali:**  
B450C C35/45  
ε<sub>su</sub> 67,5‰ ε<sub>c2</sub> 2‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19,83  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957‰ σ<sub>c,adm</sub> 13,5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,8  
τ<sub>c1</sub> 2,257

M<sub>xRd</sub> 1.708 kN m  
σ<sub>c</sub> -19,51 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 1,747‰  
ε<sub>s</sub> 67,5‰  
d 175 cm  
x 4,415 x/d 0,02523  
δ 0,7

Verifica in assenza di armatura al taglio dedicata:

h	180	cm	altezza sezione
b	250	cm	lato impronta
c	5	cm	copriferro
d	175	cm	altezza utile
As'	16,08	cm <sup>2</sup>	armatura superiore
As	16,08	cm <sup>2</sup>	armatura inferiore
Asl	16,08	cm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1,338062		
sigla cls	"c35/45"		
fck	35	N/mm <sup>2</sup>	
v min	0,320491		
ro1	0,000368		rapporto geometrico di armatura tesa
Vrd min	1402150	N	taglio minimo
Vrd	764001	N	
Vrd	1402150	N	taglio resistente parziale
Vrd tot	1402150	N	taglio resistente totale

### 1.9.2 Verifica allo sle

Nota che si dispone di un valore del tiro in combinazione SLU, al fine di calcolare una sollecitazione flettente in combinazione sle frequente (la più sfavorevole), si divide il valore per un coefficiente pari a 1,3 (comunque a favore di sicurezza poiché i coefficienti psi da applicare ai carichi accidentali sono inferiori all'unità):

$$T(sle) = 1114 / 1.3 = 857 \text{ kN} / 2.5 \text{ m}$$

Lo schema alla base del calcolo è quello di trave su appoggi infiniti equidistanti 2.5m con carico uniformemente distribuito pari a  $857 / 2.5 = 342.8 \text{ kN/ml}$  che porta ad un momento flettente pari a:

$$M = ql^2 / 10 = 214.25 \text{ kNm}$$

### DEFINIZIONE DEI MATERIALI

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

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	45	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	35	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	43	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	3,2	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk0,05}$	2,2	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk0,95}$	4,2	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	34077	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	19,83	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1,50	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15,75	[MPa]

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

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

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**
**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	214,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	2500	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	1750	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	168,09	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	64671615257	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>0,56</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>78,52</b>	<b>[MPa]</b>

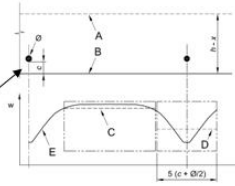
**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**
**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	214,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1800	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	2500	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d$	1750	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	168,09	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	64671615257	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,qp.}$	15,75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>0,56</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>78,52</b>	<b>[MPa]</b>

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**
**Controllo tensionale per la Combinazione Frequente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	214,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1800	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	2500	[-]
Copriferro	$d'$	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	$d$	1750	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	168,09	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	64671615257	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>0,56</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>78,52</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	2500 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	1750 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1608 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1608 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	55 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	310 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s <sub>rif,max</sub>	315 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>214 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	168,09 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	78,52 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	312500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,00515 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	5,87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0,000892 [-]
		0,000236 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	715,44 [mm]
		715,44 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1685 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>214 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	168,09 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	78,52 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	312500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,00515 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	5,87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0,000892 [-]
		0,000236 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	715,44 [mm]
		715,44 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1685 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>



Inserire: breve o lunga

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_1(f_{ct,eff} / \rho_{p,eff})(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$$

Coefficienti indicati sull'EC.2

Coefficienti indicati sull'EC.2

$$s_{r,max} = k_5 c + k_1 k_2 k_3 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Inserire: breve o lunga

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_1(f_{ct,eff} / \rho_{p,eff})(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$$

Coefficienti indicati sull'EC.2

Coefficienti indicati sull'EC.2

$$s_{r,max} = k_5 c + k_1 k_2 k_3 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Conclusioni: occorre disporre 8+8Ø20 longitudinali nel cordolo in testa al diaframma e si verificano anche le condizioni di fessurazione.



### 1.10 Calcolo cordolo in corrispondenza delle bitte di ormeggio

Al fine di consentire l'ormeggio dei natanti si prevede l'installazione di bitte di ormeggio aventi tiro caratteristico di 1'500 kN.

Le bitte sono rese solidali al cordolo in c.a. tramite 4 tirafondi Ø60mm in acciaio ASTM A193 Br.7 di lunghezza 150cm, dotate di dischi terminali in acciaio di diametro Ø200mm.

Si considerano due situazioni di carico distinte:

- tiro della cima di  $1.5 \times 1500$  kN, inclinato di  $15^\circ$  rispetto all'orizzontale e perpendicolare rispetto al marginamento di sponda. Si ottengono le seguenti tensioni:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: bitta 90°**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici: 5 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	28.27	16.8	13.2
2	19.5	-30.5	2	28.27	16.8	-13.2
3	75	-56.5	3	28.27	62	-35
4	75	56.5	4	28.27	62	35
5	19.5	30.5				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN M<sub>Ed</sub>: 0 kNm M<sub>yEd</sub>: 869.3

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

**Materiali**

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$ : -10.95 N/mm²  $\sigma_s$ : 346.9 N/mm²

$\epsilon_s$ : 1.735 ‰ d: 58.2 cm x: 18.7 x/d: 0.3212  $\delta$ : 0.8415

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

- tiro della cima di  $1.5 \times 1500$  kN, inclinato di  $15^\circ$  rispetto all'orizzontale e di  $45^\circ$  rispetto al marginamento di sponda. Si ottengono le seguenti tensioni:

Verifica C.A. S.L.U. - File: bitta 45°

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici: 5 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	19.5	-30.5
3	75	-56.5
4	75	56.5
5	19.5	30.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	28.27	16.8	13.2
2	28.27	16.8	-13.2
3	28.27	62	-35
4	28.27	62	35

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Materiali: B450C C35/45

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm²  $f_{cd}$ : 19.83 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 13.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.8  
 $\tau_{c1}$ : 2.257

$\sigma_c$ : -19.39 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 315.6 N/mm²  
 $\epsilon_s$ : 1.578 ‰  
 d: 87.11 cm  
 x: 41.77 x/d: 0.4795  
 $\delta$ : 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Per quanto riguarda il calcestruzzo si ottengono tensioni inferiori a quelle resistenti di calcolo, pari a 21.17MPa.

Per quanto riguarda la tensione ideale massima nel gambo del tirafondo, posto:

$$\sigma_s = 346.9 \text{ MPa};$$

$$\tau = V/4A = 1.5 \times 1500000 \text{ N} / (4 \times \pi / 4 \times 0.06 \text{ m}^2),$$

si ottiene.

$$\sigma_{id} = (\sigma_s^2 + 3 \times \tau^2)^{0.5} = 488.9 \text{ MPa} < 655 \text{ MPa} / 1.15 = 569.56 \text{ MPa}$$

La verifica a sfilamento dei tirafondi si scrive calcolando la resistenza come somma dell'attrito lungo il gambo del tirafondo più il contributo dovuto alla compressione del disco terminale sul calcestruzzo. Risulta

$$N_{r,d} = f_{b,d} \times \pi \times \varnothing \times L + f_{c,d} \times \pi / 4 \times D^2 = 1'270 \text{ kN}$$

Con:

$f_{b,d} = 2.14 \text{ MPa}$ , tensione di aderenza cls/tirafondo;

$\varnothing = 60 \text{ mm}$ , diametro del tirafondo;

$L = 1500 \text{ mm}$ , lunghezza del tirafondo;

$f_{c,d} = 21.17 \text{ MPa}$ , resistenza di calcolo a compressione del cls;

$D = 200 \text{ mm}$ , diametro del disco terminale

La verifica si scrive come:

$$N_{max} = 346.9 \text{ MPa} \times \pi / 4 \times 0.06 \text{ m}^2 = 980.8 \text{ kN} < N_{r,d}$$

## ***1.11 Calcolo piastra sul cordolo***

### **1.11.1 Verifica allo slu**

Per evitare la sovrapposizione dei bulbi resistente dei tiranti negli angoli dei cordoli che abbasserebbero drasticamente la portanza degli stessi si pongono piastre di spessore 40cm sollecitate a trazione ed ancorate al cordolo della banchina. Sarà posta un'armatura posta sul piano centrale ed una rete elettrosaldata superiore ed inferiore non aventi funzione resistente, ma solo per contenimento delle fessurazioni.

La forza a metro assorbita da un tirante inclinato di 30° risulta:

$$f_{y,\alpha 30^\circ} = 56240 \text{ daN/m}$$

che proiettata secondo un piano verticale, in quanto la  $f_z$  è scaricata sul diaframma come sforzo assiale:

$$f_y = 48706 \text{ daN/m}$$

La forza nella direzione principale di trazione risulta:

$$N_{Sd} = f_y * 1.42 = 68885 \text{ daN/m}$$

Armatura minima necessaria per unità di larghezza:

$$A_{s,min} = f * \gamma / f_{yd} = 22.91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si inseriscono:

$$A_s = \phi 24 / 15\text{cm} = 30.13 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,min}$$


$$N_{Rd} / N_{Sd} = (30.13 \text{ cm}^2 / \text{m} * 3910 \text{ daNcm}^2) / 68885 \text{ daN/m} = 1.71$$

## **Sez. C - Relazione di calcolo fender**

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione C - Relazione di calcolo fender</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Giugno 2011		
	<i>Pag. 1 di 7 totali</i>			

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>IL CALCOLO DELL'ENERGIA DI ACCOSTO.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI FENDER DI ACCOSTO.....</b>	<b>6</b>


	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione C - Relazione di calcolo fender</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Giugno 2011		
			<i>Pag. 2 di 7 totali</i>	

## 1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alle valutazioni effettuate per il dimensionamento dei fender di accosto previsti per le banchine in progetto.

Tale dimensionamento si basa sulla valutazione dell'energia di accosto delle navi che si prevede accostino alla banchina stessa. Per il calcolo di tale energia si è fatto riferimento alle formule presenti in letteratura.

Sulla base dell'energia massima di accosto prevista e sulla base della conformazione della carena della nave di progetto è stata poi calcolata la dimensione da assegnare ai fender e il relativo passo.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione C - Relazione di calcolo fender		Commessa: M0048PD	
	rev.	data		
	00	Giugno 2011		
	Pag. 3 di 7 totali			

## 2 IL CALCOLO DELL'ENERGIA DI ACCOSTO

Il calcolo dell'energia di accosto è stato condotto secondo le formule presenti in letteratura.

L'energia normale di accosto (*normal berthing energy*) viene calcolata come:

$$E_N = \frac{1}{2} \times M \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_C \times C_S$$

dove:

$M$  rappresenta il dislocamento della nave di riferimento ad un fissato livello di confidenza,

$V_B$  rappresenta la componente perpendicolare alla sponda della velocità della nave in accosto,

$C_M$  rappresenta il coefficiente di massa aggiunta (*added mass coefficient*),

$C_E$  rappresenta il coefficiente di eccentricità (*eccentricity coefficient*)

$C_C$  rappresenta il coefficiente relativo alla configurazione di accosto (*berth configuration coefficient*)


$C_S$  rappresenta il coefficiente di flessibilità della tipologia di fender utilizzata (*softness coefficient*).

La nave di riferimento, ossia la più grande nave di cui è previsto l'accosto all'opera in progetto, presenta le seguenti caratteristiche:

- lunghezza fuori tutto (*length overall*):  $L_{OA} = 245.0$  m,
- lunghezza fra le perpendicolari (*length between perpendiculars*):  $L_{BP} = 235.0$  m,
- larghezza della nave (*moulded breadth*):  $B = 35.0$  m,
- altezza della nave sino al ponte superiore (*depth moulded to upper deck*): 16.95 m,
- dislocamento (*displacement*):  $M = 42188$  ton,
- pescaggio (*draught fore/aft*):  $D = 7.80$  m.

La velocità di accosto è stata ricavata secondo quanto previsto dal British Standard Code of Practice, prendendo in considerazione una condizione di accosto difficile (*difficult berthing*) in porto protetto (*sheltered*). È stata così considerata una componente, perpendicolare alla sponda, della velocità di accosto pari a 117 mm/s.

Il coefficiente di massa aggiunta (*added mass coefficient*) tiene conto del corpo d'acqua che viene trascinato con sé dalla nave in fase di accosto, e che di conseguenza costituisce una ulteriore

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione di calcolo delle strutture della sponda Sezione C - Relazione di calcolo fender		Commissa: M0048PD		
	rev.	data			
			00	Giugno 2011	
			Pag. 4 di 7 totali		

sollecitazione per i fender. Tale coefficiente è stato calcolato nella presente trattazione secondo la formula di Shigera Ueda (1981):

$$C_M = \frac{\pi \times D}{2 \times C_B \times B}$$

dove:

$D$  rappresenta il pescaggio della nave di riferimento,

$C_B$  rappresenta il coefficiente di forma (*block coefficient*) della nave di riferimento,

$B$  rappresenta la larghezza della nave di riferimento.

Il coefficiente di forma (*block coefficient*) della nave si calcola secondo la seguente:

$$C_B = \frac{M}{L_{BP} \times B \times D \times \rho_{SW}}$$

dove

$L_{BP}$  rappresenta la lunghezza fra le perpendicolari,

$B$  rappresenta la larghezza della nave di riferimento,

$D$  rappresenta il pescaggio della nave di riferimento,

$\rho_{SW}$  rappresenta la densità dell'acqua di mare, assunta pari a  $1.025 \text{ t/m}^3$ .

Di conseguenza per il caso in esame si ricava un valore coefficiente di massa aggiunta (*added mass coefficient*) pari a 1.545.

Il coefficiente di eccentricità (*eccentricity coefficient*) tiene conto dell'energia che viene dissipata grazie alla rotazione della nave rispetto al punto di impatto in fase di accosto. Tale coefficiente si calcola secondo la seguente relazione:

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \cos^2 \varphi}{K^2 + R^2}$$

dove

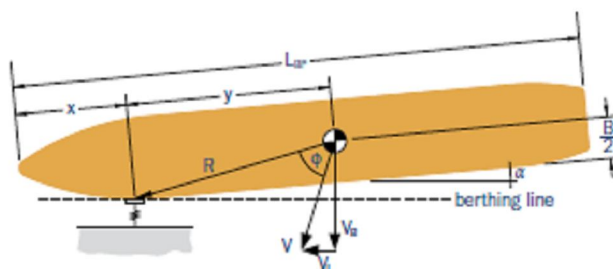
$K$  si ottiene dalla formula  $K = (0.19 \times C_B + 0.11) \times L_{BP}$ ,

$R$  rappresenta la distanza fra il centro di massa della nave e il punto di impatto con l'accosto e

$\varphi$  rappresenta l'angolo fra la direzione di  $R$  e la direzione della velocità di accosto.

Le ultime due grandezze sono rappresentate graficamente nella figura che segue.





Si pone

$$x + y = \frac{L_{BF}}{2}$$

e

$$R = \sqrt{y^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

Si è assunta nella presente trattazione una condizione di accosto in corrispondenza ad un terzo della lunghezza fra le perpendicolari (*third-point berthing*), ovvero

$$x = \frac{L_{BF}}{3}$$

Si è così ricavato un valore coefficiente di eccentricità (*eccentricity coefficient*) pari a 0.618.

Per il coefficiente  $C_c$  relativo alla configurazione di accosto (*berth configuration coefficient*) sono raccomandati valori di 0.9 o 1.0 a seconda della struttura e delle condizioni di accosto (PIANC). Nel caso in esame la situazione più critica risulta quella del pontile a giorno fra le due darsene, che presenta una struttura aperta. Si è assunto pertanto per il coefficiente  $C_c$  il valore 1.0.

Il coefficiente  $C_s$  di flessibilità della tipologia di fender utilizzata (*softness coefficient*) dipende dalla deformabilità dei fender in relazione alla flessibilità della carena della nave in accosto. Il PIANC suggerisce i valori 0.9 per fender rigidi (deformazione minore di 150 mm) e 1.0 per fender flessibili (deformazione maggiore di 150 mm). Nel presente caso si prevede di utilizzare fender cilindrici con elevata deformabilità, quindi si assume un coefficiente  $C_s$  pari a 1.0.

In base alle considerazioni di cui sopra si ottiene un'energia di accosto normale (*normal berthing energy*) pari a 276 kNm.

Sulla base dell'energia di accosto normale (*normal berthing energy*), applicando un opportuno coefficiente di sicurezza si ricava l'energia di accosto anomala  $E_A$  (*abnormal berthing energy*), che tiene conto di eventuali errori umani, malfunzionamenti e condizioni meteorologiche eccezionali. Per le navi Ro-Ro il PIANC suggerisce un coefficiente di sicurezza maggiore o uguale a 2. Si assume in questa sede un coefficiente di sicurezza pari a 2, ottenendo un'energia di accosto anomala  $E_A$  (*abnormal berthing energy*) pari a 552 kNm.

### 3 DIMENSIONAMENTO DEI FENDER DI ACCOSTO

I fender di accosto debbono essere in grado di assorbire sia l'energia di accosto normale (*normal berthing energy*), sia l'energia di accosto anomala (*abnormal berthing energy*).

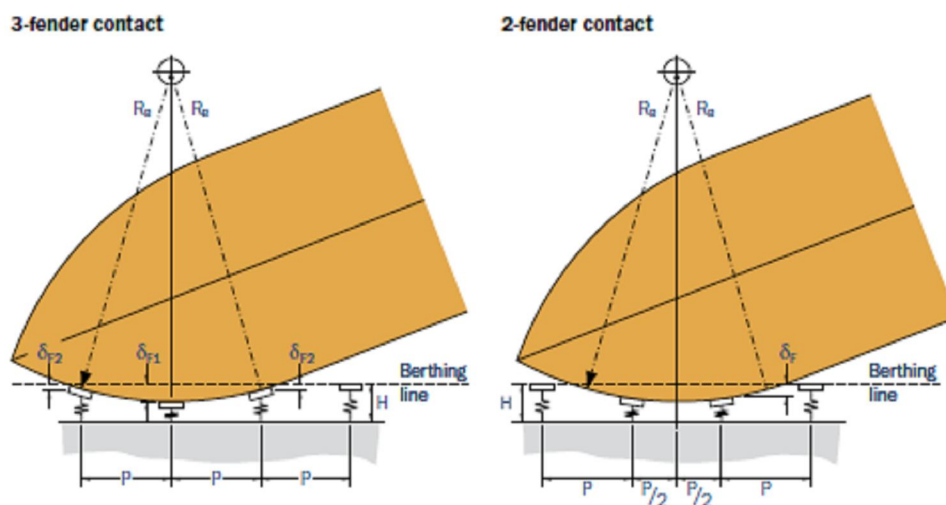
Nel dimensionamento dei fender e del loro relativo passo è necessario inoltre tenere conto della conformazione della carena della nave in accosto, ed in particolare del relativo raggio di curvatura.

E' possibile stimare tale raggio di curvatura sulla base delle dimensioni complessive della nave, applicando la seguente relazione:

$$R_B \approx \frac{1}{2} \left[ \frac{B}{2} + \frac{L_{CA}^2}{8 \times B} \right]$$

Per la nave di riferimento si ottiene in questo modo un raggio di curvatura pari a circa 115 m.

Sulla base di tale raggio di curvatura è possibile analizzare, fissata la tipologia di fender, la loro dimensione e il loro passo, la collaborazione dei fender adiacenti nei due casi estremi in cui l'urto avvenga rispettivamente in corrispondenza all'asse ad un fender o in corrispondenza alla mezzeria fra due fender consecutivi, come riportato nella figura seguente.



Si sono previsti in questa sede fender cilindrici di diametro esterno 1.50 m, diametro interno 0.75 m, lunghezza 2.0 m e passo 12.50 m. La compressione massima prevista per tali fender coincide con il diametro interno, ovvero è pari a 0.75 m.

Nel caso di urto in corrispondenza all'asse di un fender si è verificato che l'energia di accosto anomala viene assorbita dal fender centrale in misura di 488 kNm, mediante una compressione di 0.72 m, e dai due fender adiacenti in misura di 32 kNm ciascuno, mediante una compressione di 0.05m. Non vengono coinvolti altri fender adiacenti.

Nel caso di urto in corrispondenza alla mezzeria fra due fender consecutivi, essi assorbono l'energia di accosto anomala in misura di 276 kNm ciascuno, mediante una compressione di 0.41 m. Anche in questo caso non vengono coinvolti altri fender adiacenti.

	PIATTAFORMA LOGISTICA FUSINA <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione di calcolo delle strutture della sponda</b> <b>Sezione C - Relazione di calcolo fender</b>		<i>Commessa: M0048PD</i>	
	<i>rev.</i>	<i>data</i>		
	00	Giugno 2011		
	<i>Pag. 7 di 7 totali</i>			

I fender previsti e il relativo passo risultano pertanto adeguati ad assorbire l'energia di accosto anomala (*abnormal berthing energy*), e a maggior ragione l'energia di accosto normale (*normal berthing energy*).