



# Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

## ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

## A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl  
Via Banchina F - Val da Rio  
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni  
CCC Società Cooperativa  
Via Marco Emilio Lepido, 182/2  
40132 Bologna

## PROGETTAZIONE



favero&milan ingegneria

30035 Mirano (VE) Tel. +39 041 5785 711  
Viale Belvedere 8/10 Fax +39 041 4355 933  
www.favero-milan.com fm@favero-milan.com



20143 Milano Tel. +39 02 8942 2685  
Viale Cassala, 11 Fax +39 02 8942 5133  
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

## PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA  
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA  
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO  
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

## EMISSIONE

# PROGETTO DEFINITIVO

## TITOLO

**STRUTTURE DI BANCHINA  
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE DI BANCHINA**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

# G797FMGR077

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMGR077.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO V.C. - F.F.	APPROVATO T.T.

## Indice Generale

<b>1</b>	<b>SINTESI DELLA RELAZIONE</b> .....	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>11</b>
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI .....	11
2.2	NORME NAZIONALI.....	11
2.3	NORME EUROPEE.....	11
<b>3</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>12</b>
4.1	ACCIAIO .....	12
4.2	CALCESTRUZZO.....	12
<b>5</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO</b> .....	<b>13</b>
6.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	13
6.1.1	Peso proprio.....	13
6.1.2	Carichi permanenti.....	13
6.1.2.1	Permanenti impalcato.....	13
6.1.2.2	Massicciata.....	14
6.1.2.3	Terrapieno a monte della banchina .....	14
6.1.3	Azioni antropiche.....	14
6.1.3.1	Accidentali impalcato.....	14
6.1.3.2	Tiro bitte.....	15
6.1.3.3	Carichi di accosto.....	15
6.1.4	Azioni ambientali.....	16
6.1.4.1	Neve .....	16
6.1.4.2	Vento.....	16
6.1.4.3	Sisma.....	17
6.1.4.3.1	Spinta terrapieno .....	21
6.1.4.3.2	Spinta idrodinamica .....	21
6.1.4.3.3	Inerzia strutture .....	22
6.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	22
6.2.1	Combinazione eccezionale.....	22
6.2.2	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	23
6.2.3	Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE).....	23
<b>7</b>	<b>AZIONI DEL MOTO ONDOSO</b> .....	<b>25</b>
<b>8</b>	<b>CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>25</b>
<b>9</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>26</b>
9.1	SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE .....	26
9.2	SLU - TAGLIO .....	26
9.3	SLE – TENSIONI.....	27
9.4	SLE - DEFORMAZIONI .....	28
9.5	SLE - FESSURAZIONI.....	28
<b>10</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURE BANCHINA DI RIVA</b> .....	<b>29</b>
10.1	DEFINIZIONE DEL MODELLO DELL'IMPALCATO .....	29
10.2	IMPALCATO .....	30

10.2.1	Fase 0.....	32
10.2.1.1	Verifica a flessione.....	32
10.2.1.2	Verifica a taglio.....	33
10.2.1.3	Verifica a fessurazione.....	34
10.2.1.4	Verifica a deformazione.....	34
10.2.2	Fase 1.....	34
10.2.2.1	Verifica a flessione.....	35
10.2.2.2	Verifica a taglio.....	39
10.2.2.3	Verifica a fessurazione.....	41
10.2.2.4	Verifica a deformazione.....	42
10.3	SOLETTA.....	42
10.3.1	Verifiche allo SLU.....	43
10.3.2	Verifiche allo SLE – tensioni.....	46
10.3.3	Verifiche allo SLE – fessurazioni.....	49
10.4	SETTI LONGITUDINALI.....	51
10.4.1	Verifiche SLU.....	52
10.4.2	Verifiche SLE – tensioni.....	54
10.4.3	Verifiche SLE – fessurazioni.....	55
10.5	SETTI TRASVERSALI.....	56
10.5.1	Verifiche SLU.....	57
10.5.2	Verifiche SLE – tensioni.....	59
10.5.3	Verifiche SLE – fessurazioni.....	60
10.5.4	Verifiche Stato Limite Combinazione eccezionale.....	61
<b>11</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI E DEI DIAFRAMMI DELLA BANCHINA DI RIVA 63</b>	
11.1	PREMESSA.....	63
11.2	MODELLO DI CALCOLO.....	63
11.3	MODELLO GEOTECNICO.....	63
11.4	BANCHINA SU DIAFRAMMI.....	63
11.4.1	SLE RARA.....	64
11.4.2	SLD.....	72
11.4.3	SLU.....	75
11.4.4	SLV.....	76
11.4.5	Verifica a pressoflessione.....	78
11.4.6	Verifica filo B.....	78
11.4.7	Verifica filo A.....	78
11.5	BANCHINA SU PALI.....	79
11.5.1	SLE.....	80
11.5.2	SLD.....	83
11.5.3	SLU.....	86
11.5.4	SLV.....	87
11.5.5	Verifica a pressoflessione.....	88
11.5.6	Verifica filo B.....	89
11.5.7	Verifica filo A.....	89
11.6	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	90
11.6.1	Valutazione dell'azione sismica.....	91
11.6.2	Stato limite di esercizio in condizioni statiche: SLE.....	92
11.6.3	Stato limite di esercizio in condizioni sismiche: SLD.....	93
11.6.4	Stato limite ultimo in condizioni statiche: SLU.....	93
11.6.5	Stato limite ultimo in condizioni sismiche: SLV.....	94
11.6.6	Verifiche di stabilità globale in condizione di liquefazione.....	94
<b>12</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE LATO ESTERNO DELLA DIGA FORANEA.....</b>	<b>96</b>
12.1	PREMESSA.....	96
12.2	SPERONE.....	97

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008  
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI**  
**CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

---

12.2.1	Lato Est.....	97
12.2.1.1	Verifiche SLU .....	98
12.2.1.2	Verifiche SLE.....	99
12.2.2	Lato Nord – fondale a quota -9.5 m .....	100
12.2.2.1	Verifiche SLU .....	101
12.2.2.2	Verifiche SLE.....	102
12.2.3	Lato Nord – fondale a quota -7.5 m .....	102
12.2.3.1	Verifiche SLU .....	103
12.2.3.2	Verifiche SLE.....	104
12.2.4	Lato Nord (prospiciente molo foraneo) e lato Sud.....	105
12.2.4.1	Verifiche SLU .....	106
12.2.4.2	Verifiche SLE.....	107
12.3	BANCHINA DI RIVA – SEZIONE D-D.....	108
12.3.1.1	Verifiche SLU .....	109
12.3.1.2	Verifiche SLE.....	111

## Indice delle Figure

Figura 1 - Sezione	7
Figura 2 - Impalcato	8
Figura 3 - Setti	8
Figura 4 - Bitta e fender	9
Figura 5 – Tipologia Fenders.	9
Figura 6 - Lastre prefabbricate per setti. 1: traliccio interno di collegamento. 2: ganci per sollevamento	10
Figura 7 - Carico massicciata	14
Figura 8 - Spinta terrapieno	14
Figura 9 - Spettro elastico di risposta allo SLV	19
Figura 10 - Spettro elastico di risposta allo SLD	20
Figura 11 - Incremento di spinta del terrapieno in condizioni simiche	21
Figura 12 - Spinta idrodinamica dell'acqua	22
Figura 13 - Punti di vincolo per il modello di calcolo agli elementi finiti	29
Figura 14 - Modello di calcolo agli elementi finiti della banchina	30
Figura 15 - Fase 0	31
Figura 16 - Fase 1	31
Figura 17 - Armature fase 0	31
Figura 18 - Armature aggiuntive fase 1	31
Figura 19 - Calcolo delle tensioni. Unità di misura kg,cm	32
Figura 20 - Calcolo della fessurazione. Unità di misura kg,cm	34
Figura 21 - Calcolo delle tensioni all'appoggio. Unità di misura kg,cm	35
Figura 22 - Calcolo delle tensioni in campata. Unità di misura kg,cm	36
Figura 23 - Posizioni armature	36
Figura 24 - Verifica allo SLU in campata. Unità di misura kg, cm	37
Figura 25 - Verifica allo SLU in appoggio. Unità di misura kg, cm	38
Figura 26 - Superfici di ripresa di getto	40
Figura 27 - Calcolo delle tensioni tangenziali. Unità di misura kg,cm	40
Figura 28 - Calcolo della fessurazione in campata. Unità di misura kg,cm	41
Figura 29 - Calcolo della fessurazione in appoggio. Unità di misura kg,cm	41
Figura 30 - Soletta inferiore della banchina	42
Figura 31 - Calcolo del momento resistente con armatura base. Unità di misura kg,cm.	43
Figura 32 - Momenti sollecitanti $M_{xx}$ allo SLU	43
Figura 33 - Momenti sollecitanti $M_{yy}$ allo SLU	44
Figura 34 - Calcolo del momento resistente con armatura infittita. Unità di misura kg,cm.	44
Figura 35 - Momenti sollecitanti $M_{xx}$ allo SLU	45
Figura 36 - Momenti sollecitanti $M_{yy}$ allo SLU	45
Figura 37 - Calcolo del momento massimo ammissibile con armatura base. Unità di misura kg,cm.	46
Figura 38 - Momenti sollecitanti $M_{xx}$ agli SLE-rara	46
Figura 39 - Momenti sollecitanti $M_{yy}$ agli SLE-rara	47
Figura 40 - Calcolo del momento massimo ammissibile con armatura infittita. Unità di misura kg,cm.	47
Figura 41 - Momenti sollecitanti $M_{xx}$ agli SLE-rara	48
Figura 42 - Momenti sollecitanti $M_{yy}$ agli SLE-rara	48

Figura 43 - Calcolo del momento di fessurazione con armatura diffusa. Unità di misura kg,cm.	49
Figura 44 - Momenti sollecitanti Mxx agli SLE-quasi permanenti	49
Figura 45 - Momenti sollecitanti Myy agli SLE-quasi permanenti	50
Figura 46 - Calcolo dell'apertura delle fessure agli SLE - quasi permanente	50
Figura 47 - Cassero ed armatura setti longitudinali	51
Figura 48 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU	52
Figura 49 - Verifica pressoflessione setti longitudinali allo SLU. Unità di misura kg,cm	52
Figura 50 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-rara	54
Figura 51 - Calcolo delle tensioni. Combinazione SLE-rara	54
Figura 52 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-quasi permanenti	55
Figura 53 - Calcolo dell'apertura delle fessure. Combinazione SLE-quasi permanente	55
Figura 54 - Cassero ed armatura setti trasversali	56
Figura 55 - Zona d'infittimento delle armature orizzontali	56
Figura 56 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU	57
Figura 57 - Verifica pressoflessione setti longitudinali allo SLU. Unità di misura kg,cm	57
Figura 58 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-rara	59
Figura 59 - Calcolo delle tensioni. Combinazione SLE-rara	59
Figura 60 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-quasi permanenti	60
Figura 61 - Calcolo dell'apertura delle fessure. Combinazione SLE-quasi permanente	60
Figura 62 - Sollecitazioni setti trasversali allo stato limite combinazione eccezionale	61
Figura 63 - Sezione della banchina con diaframmi	64
Figura 64 - Sezione della banchina con pali	64
Figura 65 - Modello di calcolo sezione con diaframmi	64
Figura 66 - Spostamenti orizzontali	65
Figura 67 - Spostamenti verticali	65
Figura 68 - deformata	66
Figura 69 - azione flettente	66
Figura 70 - taglio	67
Figura 71 - modello	72
Figura 72 - spostamenti orizzontali	72
Figura 73 - spostamenti verticali	73
Figura 74 - deformata	73
Figura 75 - azione flettente	74
Figura 76 - taglio	74
Figura 77 - modello	75
Figura 78 - azione flettente	75
Figura 79 - taglio	76
Figura 80 - modello	76
Figura 81 - azione flettente	77
Figura 82 - taglio	77
Figura 83 - $F_s=2.098>1.43$	92
Figura 84 - $F_s=1.481>1.43$	93
Figura 85 - $F_s=1.582>1.21$	93
Figura 86 - $F_s=1.214>1.21$	94
Figura 87 - $F_s=1.202<1.21$	95
Figura 88 - lato esterno della diga foranea.	96
Figura 89 - Sezione 4-4 e 3-3.	96

Figura 90 – Modello di calcolo – lato Est.	98
Figura 91 – Verifica a flessione allo SLU.	98
Figura 92 – Modello di calcolo – lato Nord (-9.5 m).	100
Figura 93 – Verifica a flessione allo SLU.	101
Figura 94 – Modello di calcolo – lato Nord (-7.5 m).	103
Figura 95 – Verifica a flessione allo SLU.	103
Figura 96 – Modello di calcolo – lato Sud.	105
Figura 97 – Verifica a flessione allo SLU.	106
Figura 98 – Individuazione area d'intervento.	108
Figura 99 – Modello di calcolo – Sezione D-D.	109
Figura 100 – Verifica a flessione allo SLU.	110

## 1 SINTESI DELLA RELAZIONE

Questa relazione contiene le verifiche strutturali della banchina di riva afferente al progetto definitivo di nuova piattaforma logistica intermodale e Tremestieri con annesso scalo portuale, da realizzare a Messina.

Lo studio della struttura del molo si articola con un inquadramento della normativa di riferimento, una trattazione sui materiali utilizzati ed un accenno alla vita nominale della struttura nello spirito del D.M. 14.1.08.

In questo caso, concordemente col bando di gara, si progetta per una vita nominale di 50 anni e per una classe d'uso pari a III.

L'analisi delle condizioni di carico definisce le azioni agenti sulla struttura. Particolare attenzione si presta al tiro delle bitte ed agli urti che i fender trasmettono alla struttura. In particolare per i fender si verificano due casi: l'urto con il carico di progetto del singolo fender come carico concentrato e l'urto previsto dalla normativa al §6.1.3.3 come carico distribuito.

Vengono implementati dei modelli di calcolo agli elementi finiti che riproducono fedelmente la struttura e sui quali vengono svolte le verifiche. Il programma utilizzato è Straus 7 vers. 2.4.1, per le verifiche si utilizza Microsoft Excel e PresFLE+ della Concrete.

La banchina di riva funge da punto d'approdo per le imbarcazioni e da cella antiriflettente del moto ondoso. Ha uno sviluppo in pianta di 550.00 m ed una larghezza di 8.40m, con quota di estradosso a +2.200m s.l.m. .

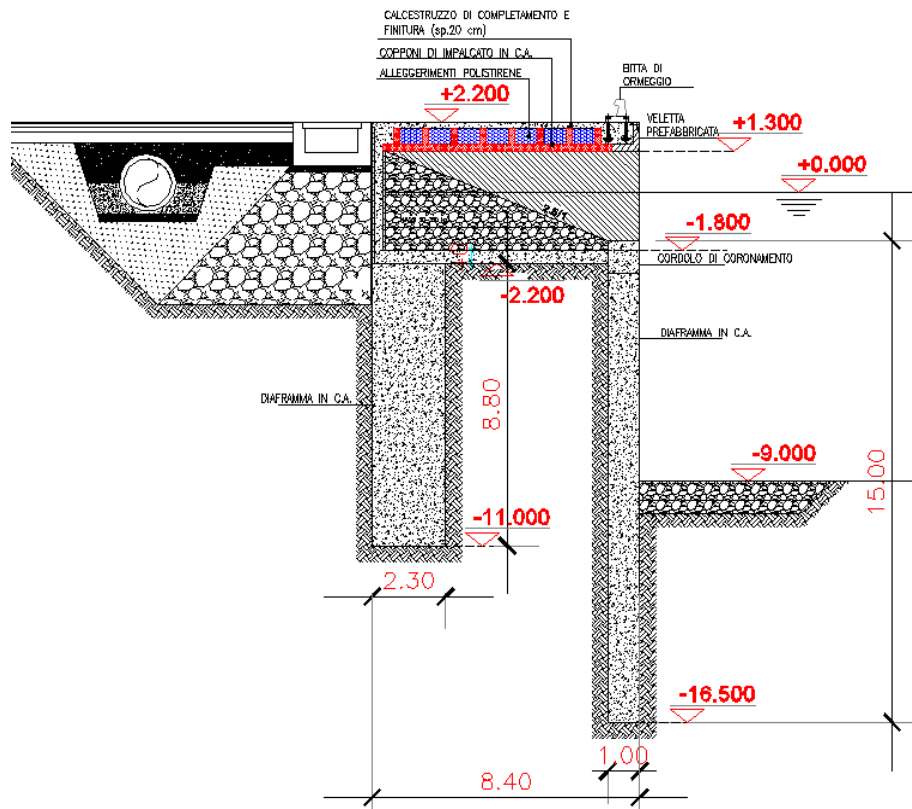


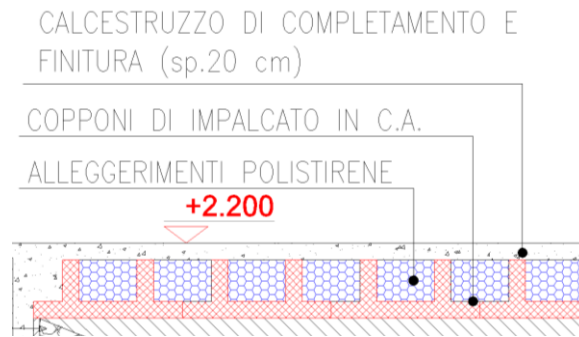
Figura 1 - Sezione



L'impalcato ha spessore 0.90m, realizzato in due fasi:

1. posa in opera di travi prefabbricate ed alleggerimenti in polistirene espanso;
2. getto di completamento.

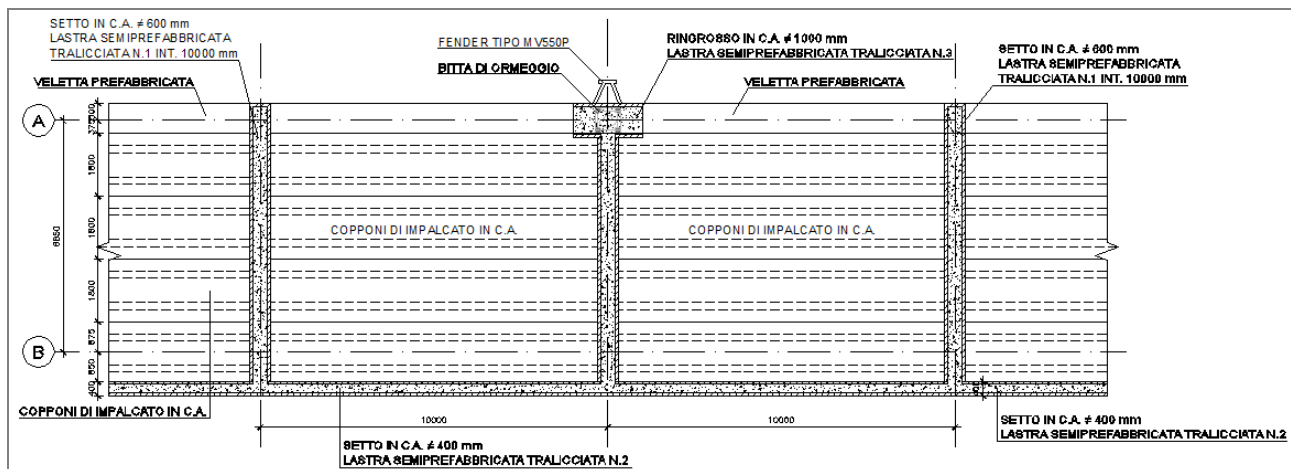
Le travi prefabbricate vengono impiegate come cassero a perdere e sono autoportanti, con il vantaggio di evitare casserature e puntellazioni in cantiere.



**Figura 2 - Impalcato**

Le verifiche di resistenza e di deformabilità vengono condotte per tutte le varie fasi di vita dell'opera.

I setti sono orditi lungo le due direzioni longitudinale e trasversale. I primi hanno spessore 0.40m, i secondi 0.60 m con interasse 10 m. Ad interasse di 30 m sono previsti i fender e le bitte, ancorati ai setti, quest'ultimi dotati di testa a martello per l'installazione dei fender.



**Figura 3 - Setti**



**Figura 4 - Bitta e fender**

Sono previsti fenders tipo Trelleborg MV550P come da catalogo allegato.

**Dimensions**

H	T(min)	So	M <sub>w</sub>	S <sub>w</sub>	A	B	C	Fixings
MV300P*	70	370	270	410	360	454	172	M20
MV400P	80	480	360	500	480	606	232	M24
MV500P	90	590	460	660	600	774	316	M30
MV550P	90	640	500	750	660	834	320	M30
MV600P	90	690	530	800	720	894	322	M30
MV750P	100	850	680	1010	900	1136	440	M36
MV800P	100	900	730	1170	960	1218	480	M36
MV1000P	120	1120	900	1330	1200	1524	580	M42
MV1250P	120	1370	1140	1660	1500	1904	724	M48

**Performance (per metre)**

Compound A		Compound B	
E	R	E	R
42.0	305	29.5	213
74.8	406	52.4	284
117	508	81.8	356
141	558	99.0	392
168	610	118	426
262	762	184	534
300	812	210	568
468	1016	328	712
730	1270	512	888

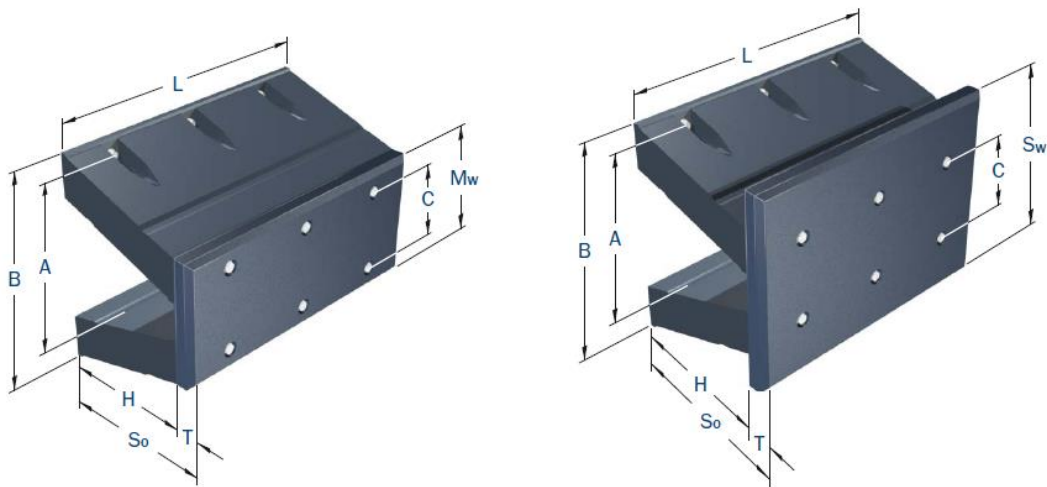
Please ask for other dimensions

[Units: mm]

[Units: kNm, kN]

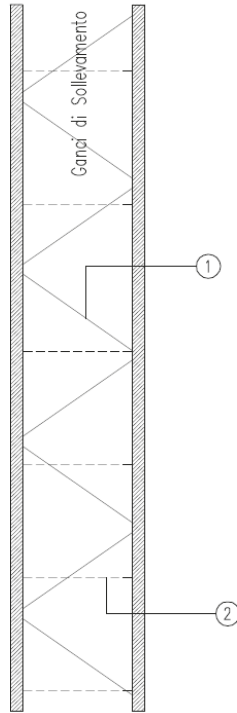
\* MV300 not available in 1000mm length (refer to p2-4).

Performance is for a pair of elements, 1000mm long.



**Figura 5 – Tipologia Fenders.**

La tecnologia costruttiva prevista per i setti è a doppie lastre prefabbricate in calcestruzzo armato, utilizzate come cassero a perdere, tra le quali si esegue il getto di completamento.



**Figura 6 - Lastre prefabbricate per setti. 1: traliccio interno di collegamento. 2: ganci per sollevamento**

La base della cella antiriflettente è chiusa con una soletta in calcestruzzo armato di spessore 0.40m, posta a 1.80m sotto il livello del medio mare, sulla quale è prevista la massicciata. Le strutture di fondazione sono realizzate con diaframmi in calcestruzzo armato. A lato mare è previsto un diaframma di spessore 1.00m infisso fino a quota -16.50m, mentre a lato parcheggi i diaframmi 0.80x2.50m ad interasse 10.00m, sono infissi fino a quota -11.00m.

## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### **2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI**

- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- D.M. 14.1.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14.1.2008.

### **2.2 NORME NAZIONALI**

- UNI EN 206-1/2006 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”*.

### **2.3 NORME EUROPEE**

- UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1997-1:2005 – *“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”*.
- UNI EN 1998-5:2005 – *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*.

## **3 CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE**

Il progetto è sviluppato secondo il metodo agli stati limite, in ottemperanza al DM. 14.1.2008. Carichi e sovraccarichi sono conformi al bando di gara ed al DM 14.1.2008.

L’impalcato è progettato ai carichi verticali, con funzione anche di collegamento dei setti, conferendo monolicità alla struttura. I setti trasversali, ad interasse costante di 10.00m, sono progettati alle azioni sismiche, agli urti delle imbarcazioni ed al tiro trasmesso dalle bitte di ormeggio. Il setto longitudinale è progettato per contenere la massicciata antiriflettente, il terrapieno a monte e per collegare i setti trasversali.

## 4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

### 4.1 ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UNI EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Percentuale di allungamento $(A_{gtk})_k \geq$	7.5 %
Rapporto	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
Rapporto	$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k \leq 1.25$

### 4.2 CALCESTRUZZO

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell'inerte  $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- Classe di esposizione XS3
- Minimo contenuto di cemento  $360 \text{ kg/m}^3$
- Massimo rapporto a/c 0.45

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} f_{ck} = \frac{0.85}{1.5} \cdot 35 = 19.83 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7}{\gamma_c} f_{ctm} = \frac{0.7}{1.5} \cdot 0.30 \cdot 35^{2/3} = 1.49 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

## 5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le opere portuali in progetto sono classificate come “tipo 2” secondo la tabella 2.4.I al §2.4 del D.M. 14.1.08, “*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*”, pertanto la vita nominale  $V_N$  è:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La classe d’uso è la III “*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso*”. Il coefficiente d’uso  $C_U$  associato alla classe III è:

$$C_U = 1,5$$

Il periodo di riferimento  $V_R$  per le azioni sismiche è dato dal prodotto della vita nominale ed il coefficiente d’uso:

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

## **6 CONDIZIONI DI CARICO**

### **6.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO**

#### **6.1.1 Peso proprio**

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software di calcolo strutturale, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. Per calcestruzzo ed acciaio i pesi specifici valgono:

$$\gamma_{\text{cls, armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

#### **6.1.2 Carichi permanenti**

##### **6.1.2.1 Permanenti impalcato**

Per l’impalcato di banchina non sono provvisti di massetti o pavimenti di finitura. Il getto di completamento di seconda fase costituisce anche il pavimento finito.

### 6.1.2.2 Massicciata

Sulla soletta a quota -1.80m è prevista la massicciata antiriflettente, con altezza variabile da 0.30m a 3.00m. Il carico massimo nel punto di maggiore altezza è di 58.50 kN/m<sup>2</sup>, il carico minimo nel punto di minore altezza è di 5.85 kN/m<sup>2</sup>.

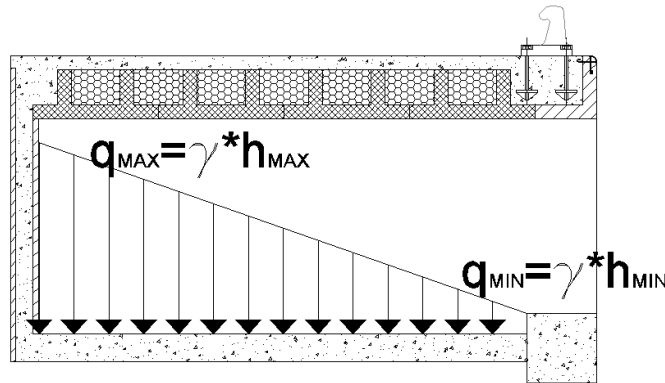


Figura 7 - Carico massicciata

### 6.1.2.3 Terrapieno a monte della banchina

Il terrapieno a monte della banchina esercita una spinta con andamento lineare in altezza sulla parete longitudinale. La spinta è funzione di peso specifico e angolo d'attrito:

$$\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.43$$

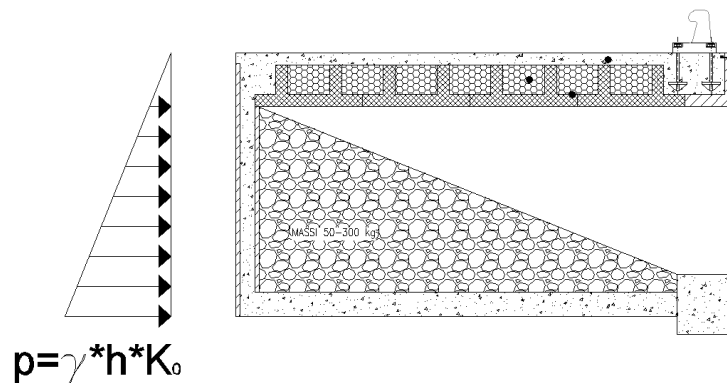


Figura 8 - Spinta terrapieno

## 6.1.3 Azioni antropiche

### 6.1.3.1 Accidentali impalcato

L'impalcato è progettato per un carico accidentale di  $q = 40 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico accidentale presente sul parcheggio adiacente alla banchina genera anche una pressione orizzontale sul muro controterra pari a  $p=q \cdot k_0$ , dove  $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno.

#### **6.1.3.2 Tiro bitte**

Le bitte trasmettono alla banchina un tiro di  $T=1000$  kN.

#### **6.1.3.3 Carichi di accosto**

##### **A) Dimensionamento parabordi per gli accosti dedicati ai traghetti bidirezionali**

Si seguono le procedure del rapporto PIANC: Guidelines for the design of Fender System 2002.

Le dimensioni delle navi traghetto bidirezionali che accostano alle banchine ad esse dedicate sono:

LOA = 120 m  
B = 20 m  
d = 4.50 m  
Dislocamento W = 6000 t

L'energia normale di progetto è:

$$Ed = \frac{1}{2} * W * V^2 * C_e * C_m * C_s * C_l$$

Ed = energia che deve essere assorbita da 1 fender (KN\*m)  
W = dislocamento nave (in tonnellate)  
V = velocità di accosto (componente perpendicolare alla banchina)  
 $C_e$  = coefficiente di eccentricità  
 $C_m$  = coefficiente di massa virtuale  
 $C_s$  = softness factor  
 $C_l$  = coefficiente di configurazione dell'accosto

Nel caso in esame si adottano:

$C_e$  = 0.5 (quarter point berthing)  
 $C_m$  = 1.82  
 $C_s$  = 1.0  
 $C_l$  = 0.9 (banchina a parete piena)

Il parametro critico è la velocità di accosto. In base alla Tab. 4.2.1 del rapporto PIANC si adotta

V = 0.2 m/s  
E = 98 KN\*m

Per il dimensionamento del fender si considera la condizione di "abnormal berthing", con coefficiente moltiplicativo dell'energia normale pari a 2.

L'energia di progetto è pertanto

E = 200 KN\*m = 20.4 t\*m



Un fender tipo Trelleborg MV550P con lunghezza 1.5 m è adeguato in quanto consente di assorbire un'energia di oltre 200 KN\*m con reazione dell'ordine di 80 t.

## **B) Carichi di accosto**

Per la verifica ad urto sono previste due condizioni:

1. verifica locale in combinazione di carico allo SLU: carico d'urto concentrato in corrispondenza del fender  $N=800$  kN, carico di progetto del singolo fender.
2. verifica globale in combinazione di carico eccezionale: carico d'urto distribuito in accordo al §3.6.3.5 del D.M. 14.1.08. La normativa prevede due azioni, non contemporanee, nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ). La  $F_{d,y} = 0,5 F_{d,x}$ . Nei porti è anche possibile considerare forze ridotte del 50%. L'imbarcazione di progetto ha lunghezza  $L=200$ m e da Normativa ne deriva una  $F_{d,x}=240000$  kN. Si distinguono 3 casi d'urto:

a) attracco inclinato del natante ed urto laterale: la direzione del moto è inclinata di  $5^\circ$  rispetto all'asse della banchina. La forza d'urto è:

$$F_a = 50\% F_{d,x} \sin 5^\circ = 101459 \text{ kN}$$

b) attracco del natante ed urto laterale: La forza d'urto è:

$$F_b = 50\% F_{d,y} = 60000 \text{ kN}$$

c) attracco del natante ed urto frontale: La forza d'urto è:

$$F_c = 50\% F_{d,x} = 120000 \text{ kN}$$

La forza d'urto è applicata ad una superficie d'impatto determinata come da normativa. Nello specifico la superficie d'impatto laterale si estende in altezza di  $0,05L$  sopra e sotto il livello dell'acqua, dove  $L=200$ m è la lunghezza dell'imbarcazione. In orizzontale l'estensione è di  $0,1L$ . Nel caso della banchina l'area avrebbe dimensioni  $20,0 \times 20,0$ m, in realtà misura  $20,0 \times 11,2$ m, dove  $11,2$ m è la distanza tra il fondale della darsena e la quota dell'impalcato.

### **6.1.4 Azioni ambientali**

#### **6.1.4.1 Neve**

Il carico da neve è circa un quarantesimo del carico accidentale e pertanto è trascurato in fase di progettazione.

#### **6.1.4.2 Vento**

Il carico da vento è un quindicesimo dei carichi orizzontali quali tiro trasmesso dalle bitte od urto delle imbarcazioni, ed è stato trascurato in fase di progettazione.

### 6.1.4.3 Sisma

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.1.08;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso specifico del Comune di Messina si ha:

STATO LIMITE	TR [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$ [s]
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.449	0.403

Per effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, l'accelerazione al suolo  $a_g$  subisce un'amplificazione pari a  $S_S \cdot S_T$ . Sottosuolo ed ubicazione topografica sono così definiti:

- Categoria del sottosuolo  $\rightarrow C$
- Ubicazione dell'opera  $T_1 \rightarrow S_T = 1,0$
- Coefficiente  $S_s$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per i vari stati limite si ottiene:

STATO LIMITE	$S_s$	$S_T$	$a_g$ [g]	$a_{max}/g$ [g]
SLO	1.50	1.00	0.080	0.120
SLD	1.50	1.00	0.105	0.158
SLV	1.26	1.00	0.305	0.384
SLC	1.11	1.00	0.407	0.452

Gli spettri elastici agli SLV ed SLD sono definiti con le seguenti espressioni stralciate dalla normativa.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \quad (3.2.6)$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad (3.2.7)$$

dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

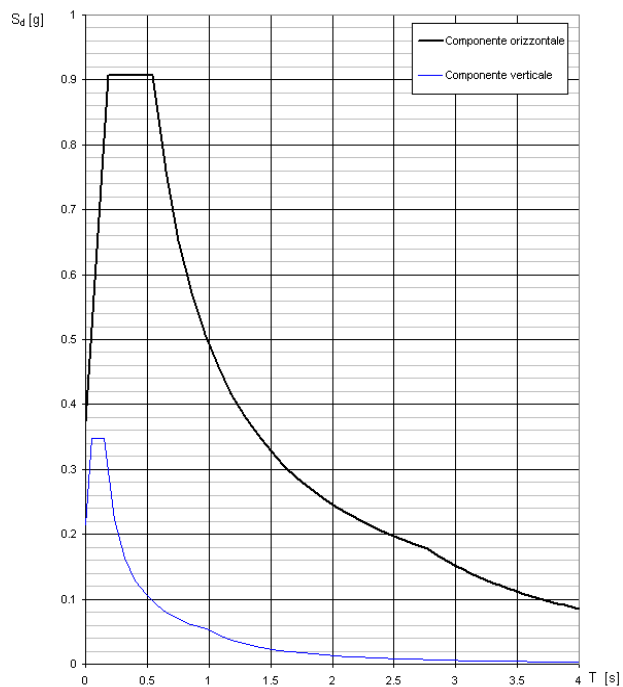
$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \quad (3.2.8)$$

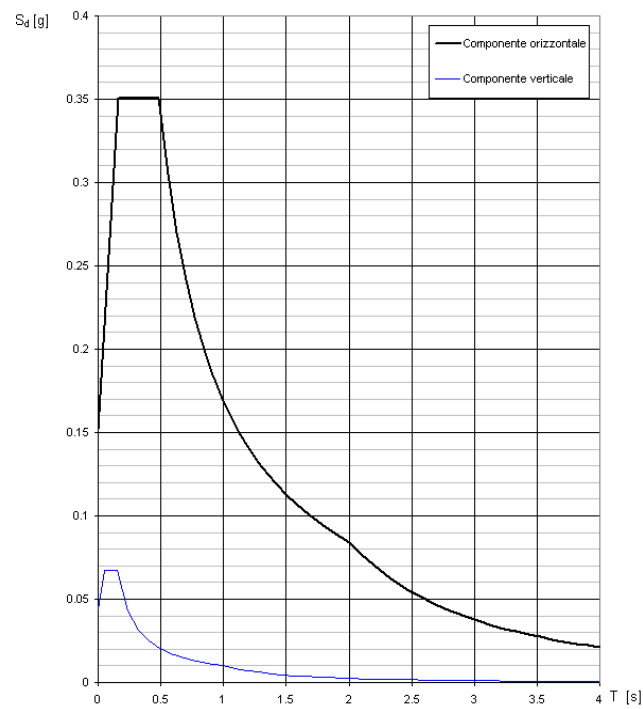
$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad (3.2.9)$$

Si riportano i grafici degli spettri.



**Figura 9 - Spettro elastico di risposta allo SLV**



**Figura 10 - Spettro elastico di risposta allo SLD**

La componente verticale dell'azione sismica è trascurata, mentre le azioni orizzontali lungo le due direzioni principali X e Y sono state combinate con la regola  $X+30\%Y$  e  $Y+30\%X$ .

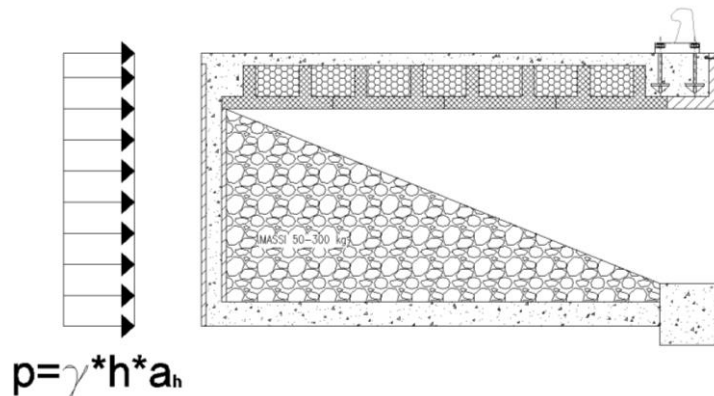
#### 6.1.4.3.1 Spinta terrapieno

L'incremento di spinta del terrapieno in condizioni sismiche è valutato con il metodo pseudostatico, tramite il coefficiente sismico orizzontale  $a_h$  pari a:

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.307 \text{ g}$$

dove:

$\alpha = 1$             tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera  
 $\beta = 0.8$             tiene conto della capacità dell'opera di spostarsi senza cadute di resistenza  
 $a_{max} = 0.384$     in condizione SLV



**Figura 11 - Incremento di spinta del terrapieno in condizioni sismiche**

La pressione risultante è :

$$p = 19.5 * 4.0 * 0.307 = 24.0 \text{ kN/m}^2$$

Per la parte di terreno immersa in acqua c'è l'incremento  $E_{wd}$  pari a:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h^2 = \frac{7}{12} \cdot 0.307 \cdot 10 \cdot 4.0^2 = 28.6 \text{ kN}$$

#### 6.1.4.3.2 Spinta idrodinamica

La pressione idrodinamica dell'acqua varia in altezza con legge:

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

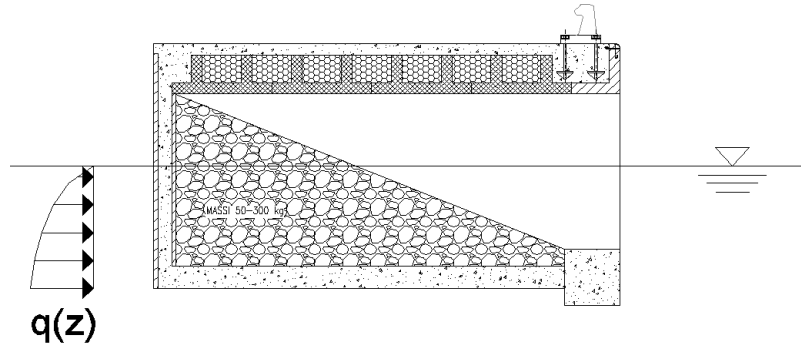
dove:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.307 \text{ g}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

h è la quota del pelo libero dell'acqua

z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua.



**Figura 12 - Spinta idrodinamica dell'acqua**

#### 6.1.4.3.3 Inerzia strutture

Le strutture della banchina di riva sono molto rigide e dotate di strutture di fondazione poco deformabili. Da analisi dei modi di vibrare, si ricava che l'accelerazione sismica si ottiene dallo spettro di progetto per periodo di vibrazione T prossimo a zero. Ne deriva che il taglio sismico trasmesso ai diaframmi di fondazione è pari al prodotto della massa strutturale per l'accelerazione massima  $a_{max}$  al suolo:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

## 6.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

### 6.2.1 Combinazione eccezionale

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

Dove:

G pesi propri e permanenti

$A_d$  urto imbarcazioni

Q accidentali

$\psi_2=0.8$  Categoria E: ambienti ad uso industriale

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	Ad urto globale
Peso proprio	1
Permanenti	1
Accidentali impalcato	0.8
Tiro bitte	
Urto locale imbarcazioni	
Urto globale imbarcazioni	1
Spinta sismica terrapieno	
Spinta sismica manufatto X	
Spinta simica terr sotto falda	
Spinta idrodinamica	
Spinta sismica manufatto Y	

### 6.2.2 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_0 Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G            pesi propri e permanenti

Q            accidentali

E            sisma

$$\gamma_G = 1.3$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

$$\psi_0 = 1 \quad \text{accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)}$$

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	SLU acc	SLU bitte	SLU urto	SLU bitte+acc	SLU urto+acc	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Permanenti	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1.5			1.5	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1.5		1.5					
Urto locale imbarcazioni			1.5		1.5				
Urto globale imbarcazioni									
Spinta sismica terrapieno						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X						1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda						1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y						0.3	1	1	0.3

### 6.2.3 Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE)

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki} \quad \text{rara}$$

$$F_d = G + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{quasi permanente}$$



$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

Q accidentali

E sisma allo SLD

$\psi_0 = 1$  accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

$\psi_2 = 0.8$  accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	SLE-R- acc	SLE-R-bitte	SLE-R-urto	SLE-R-bitte+acc	SLE-R-urto+acc	SLE-QP-acc
Peso proprio	1	1	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1			0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1		1		
Urto locale imbarcazioni			1		1	
Urto globale imbarcazioni						
Spinta sismica terrapieno						
Spinta sismica manufatto X						
Spinta simica terr sotto falda						
Spinta idrodinamica						
Spinta sismica manufatto Y						

	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1
Accidentali impalcato	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte				
Urto locale imbarcazioni				
Urto globale imbarcazioni				
Spinta sismica terrapieno	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X	1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda	1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y	0.3	1	1	0.3

## 7 AZIONI DEL MOTO ONDOSO

La struttura in questione si trova in aree soggette ad onde di limitata altezza con  $H_s$  max circa 1 m.

I carichi dovuti al moto ondoso possono tradursi con un dislivello di 0.5 m tra livelli dell'acqua a monte ed a valle della struttura.

## 8 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- Straus7® sviluppato da G+D Computing, Suite 1, Level 7, 541 Kent St, Sydney NSW 2000 Australia e distribuito in Italia dalla HSH, via N.Tommaseo 13, 35131 Padova. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali;
- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- PLAXIS V8 versione 7 (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per le verifiche di stabilità globale e il calcolo dei cedimenti in stato piano di deformazione.
- PHASE 2 – Version 6 prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)). Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].
- SLIDE – Version 5.035 (2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes) prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)). I metodi di calcolo del coefficiente di sicurezza sono quelli di *Bishop* semplificato e di *Fellenius*. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].
- VCASLU Versione 6.4. sviluppato dal Prof. *Gelfi* e dai suoi studenti dell'Università di Brescia. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; mm].
- Paratie (copyright Harpaceass.r.l. Viale Richard,1 20143 Milano), per le verifiche delle opere di sostegno provvisionali.

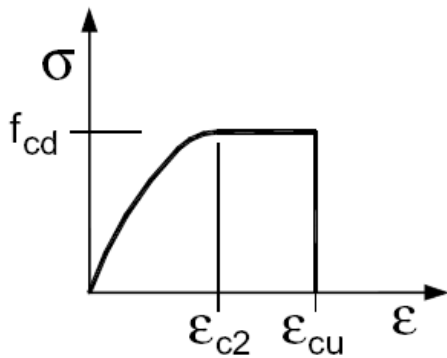
I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

## 9 CRITERI DI VERIFICA

### 9.1 SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Per le verifiche a presso flessione si fanno le seguenti ipotesi:

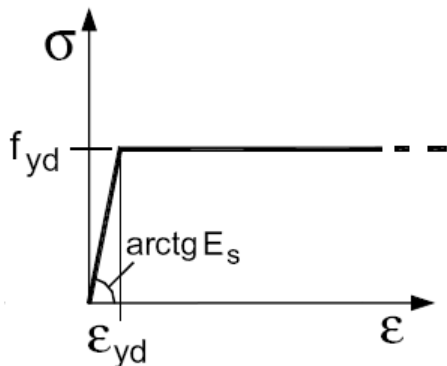
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
6. legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cu} = 1,00\%$$

### 9.2 SLU - TAGLIO

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  sia maggiore del taglio  $V_{Rd}$ , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio  $V_{Rsd}$  offerto dalle armature ed il taglio  $V_{Rcd}$  offerto dal calcestruzzo.  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$  valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove d,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\text{ctg}\theta_1 = \tau / \sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

### 9.3 SLE – TENSIONI

La tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	in combinazione rara
$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	in combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare il seguente limite:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

#### **9.4 SLE - DEFORMAZIONI**

Le deformazioni verticali dell'impalcato sono accettabili se inferiori a  $L/250$ .

#### **9.5 SLE - FESSURAZIONI**

Il limite massimo di apertura delle fessure è stabilito in funzione delle condizioni ambientali. La struttura in oggetto sarà realizzata in condizioni ambientali aggressive, classificabili in classe d'esposizione XS3. L'acciaio impiegato è definito poco sensibile. Alla luce di queste ipotesi di base, l'ampiezza massima di apertura delle fessure vale:

$w_1 = 0,2\text{mm}$             in combinazione frequente e quasi permanente

## 10 VERIFICHE STRUTTURE BANCHINA DI RIVA

### 10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DELL'IMPALCATO

Grazie alla raffinatezza del software Straus7® è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare.

Si è realizzato un modello agli elementi finiti per un tratto di 60m di banchina.

Impalcato, setti e diaframmi sono modellati con elementi bidimensionali *plate* a quattro nodi; travi e pali sono modellati con elementi *beam*. Plate e beam sono dotati di rigidità in regime non fessurato delle sezioni di solo calcestruzzo, trascurando la presenza delle armature.

I vincoli applicati al modello della banchina sono:

1. incastro a 4.00m dalla soletta inferiore della banchina. È il punto di momento massimo nel diaframma ricavato dalle analisi geotecniche;
2. incastro di sommità per i diaframmi a monte della banchina;
3. letto di molle alla Winkler sotto la soletta di base con rigidità  $k= 0.010 \text{ N/mm}^3$ .

I punti d'incastro sono evidenziati in rosso nell'immagine seguente.

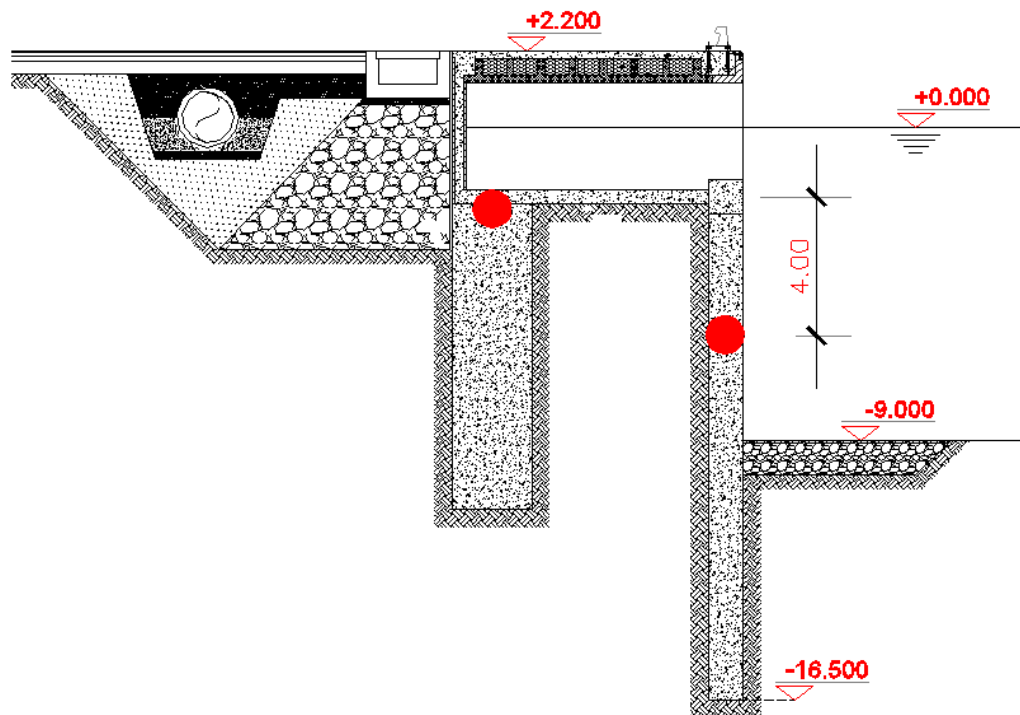


Figura 13 - Punti di vincolo per il modello di calcolo agli elementi finiti

Si allega un'immagine del modello di calcolo agli elementi finiti.

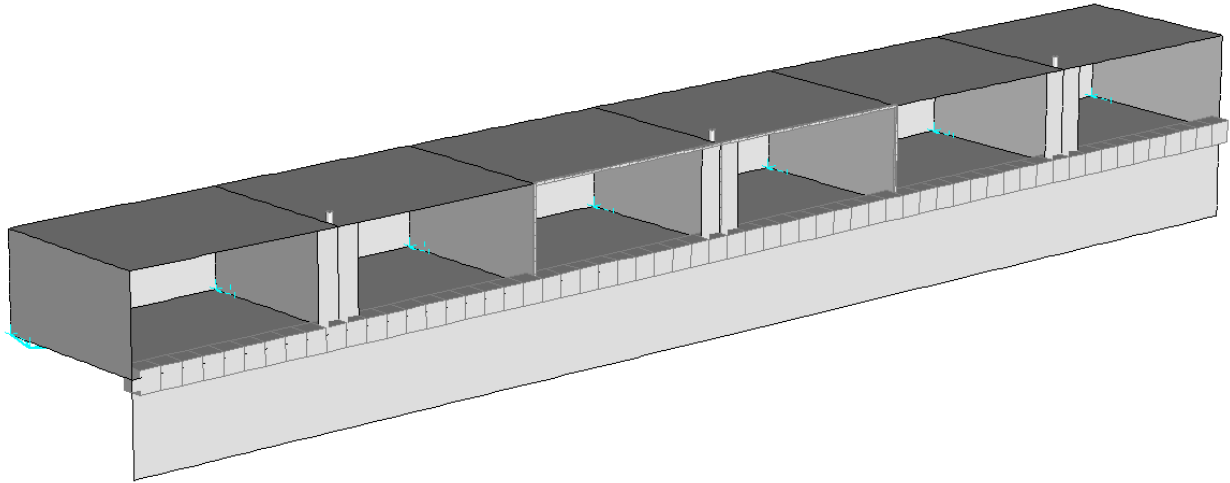


Figura 14 - Modello di calcolo agli elementi finiti della banchina

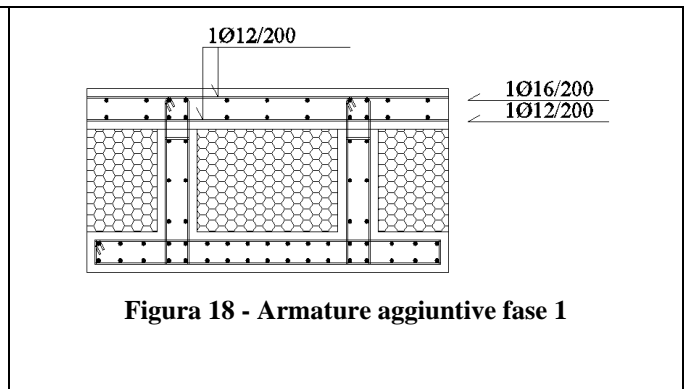
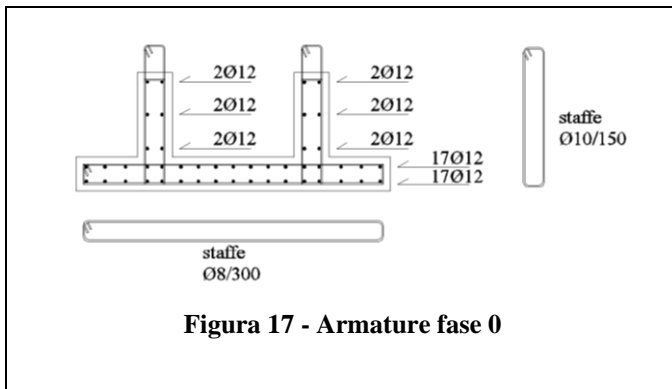
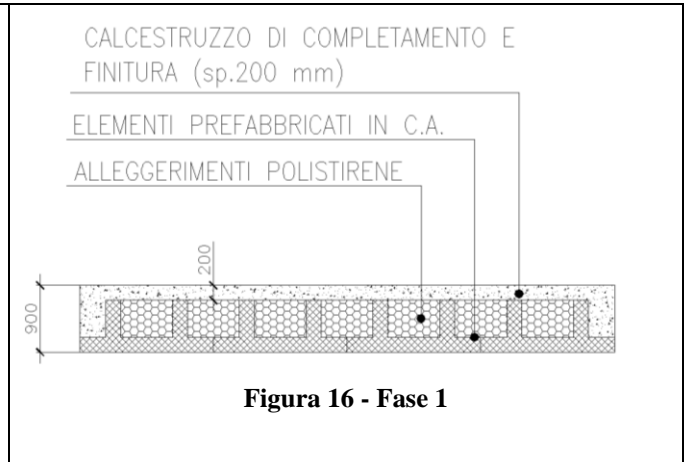
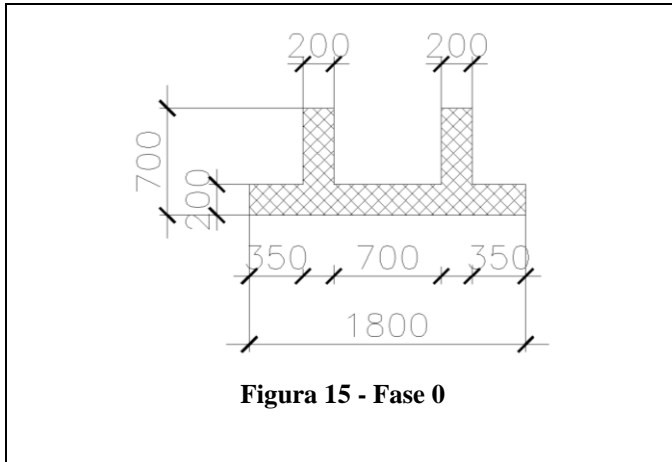
## 10.2 IMPALCATO

L'impalcato è realizzato con travi prefabbricate di calcestruzzo, con suola di dimensioni 1800x9700x200 mm e nervature di dimensioni 200x500x9700 mm. Sono impiegate come cassero a perdere, dotate di alleggerimenti in polistirene espanso e autoportanti.

La realizzazione dell'impalcato è divisa in due fasi:

- fase 0: posa degli elementi prefabbricati, delle armature ed esecuzione del getto di completamento. Il calcestruzzo fresco è un carico portato e la sezione resistente è costituita solamente dall'elemento prefabbricato;
- fase 1: il getto di completamento è maturo e contribuisce alla rigidità strutturale.

Sezioni dell'impalcato nelle due fasi d'esecuzione:



Nota: in corrispondenza dei scivoli poggia portellone (sezione C-C elaborati G), il getto di completamento include i profili in acciaio HE200 per uno spessore di 250 mm, per cui gli elementi prefabbricati hanno complessiva di 650 mm.

#### ANALISI DEI CARICHI FASE 0

- peso proprio trave:  $[(1.8 \times 0.2) + (2 \times 0.5 \times 0.2)] 25 \text{ kN/m}^3 = 14.00 \text{ kN/m}$
- peso polistirene:  $[(0.7 \times 0.5) + (2 \times 0.35 \times 0.5)] 0.35 \text{ kN/m}^3 = 0.25 \text{ kN/m}$
- calcestruzzo fresco:  $[0.2 \times 1.8] 25 \text{ kN/m}^3 = 9.00 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{tot}} = 23.25 \text{ kN/m}$$

#### ANALISI DEI CARICHI FASE 1

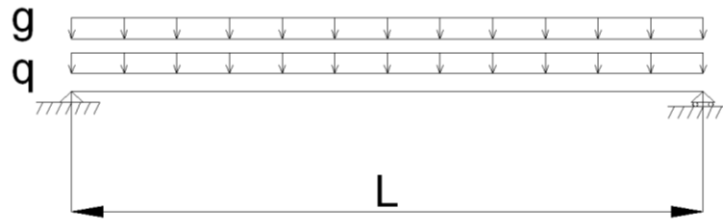
- peso proprio trave: 23.25 kN/m
- accidentali:  $40.00 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 72 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{tot}} = 95.25 \text{ kN/m}$$



### 10.2.1 Fase 0

Schema statico:



$g = 14.25 \text{ kN/m}$   
 $q_{acc} = 9.00 \text{ kN/m}$   
 $L = 9.70 \text{ m}$

Calcolo di momento e taglio massimi.

$q = g + q_{acc} = 23.25 \text{ kN/m}$

$M = \frac{qL^2}{8} = 273 \text{ kNm}$

$V = \frac{qL}{2} = 113 \text{ kN}$

#### 10.2.1.1 Verifica a flessione

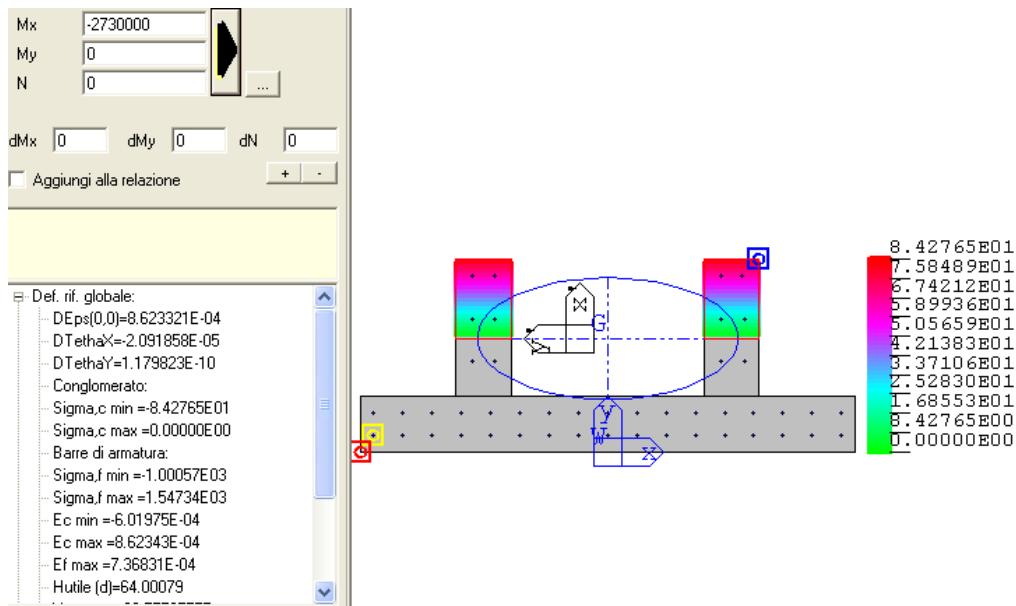


Figura 19 - Calcolo delle tensioni. Unità di misura kg,cm

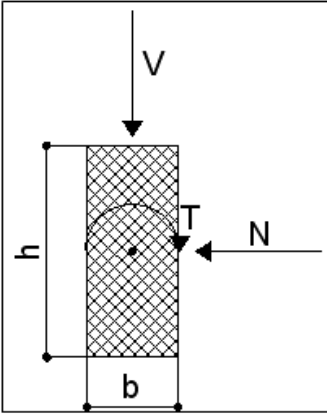
Calcestruzzo:  $\sigma_c = -8.42 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 155 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

### 10.2.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x700mm.

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	200	f <sub>ck</sub> [Mpa]=	35
h[mm]=	700	f <sub>cd</sub> [Mpa]	21.00
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	360
Diametro armatura tesa[mm]=	20	E <sub>c</sub> [Mpa]=	34077
Numero barre tese =	2	E <sub>s</sub> [a]=	210000
Diametro armatura compressa[mm]=	12	<b>Azioni</b>	
Numero barre compresse =	2	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	4	V[kN]=	56.5
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0032	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		
<b>Verifica a taglio</b>			
V <sub>rd</sub> [kN]=	54	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V <sub>rsd</sub> [kN]=	221	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
V <sub>rcd</sub> [kN]=	615	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	221	Verifica superata. C.S. =	3.91

### 10.2.1.3 Verifica a fessurazione

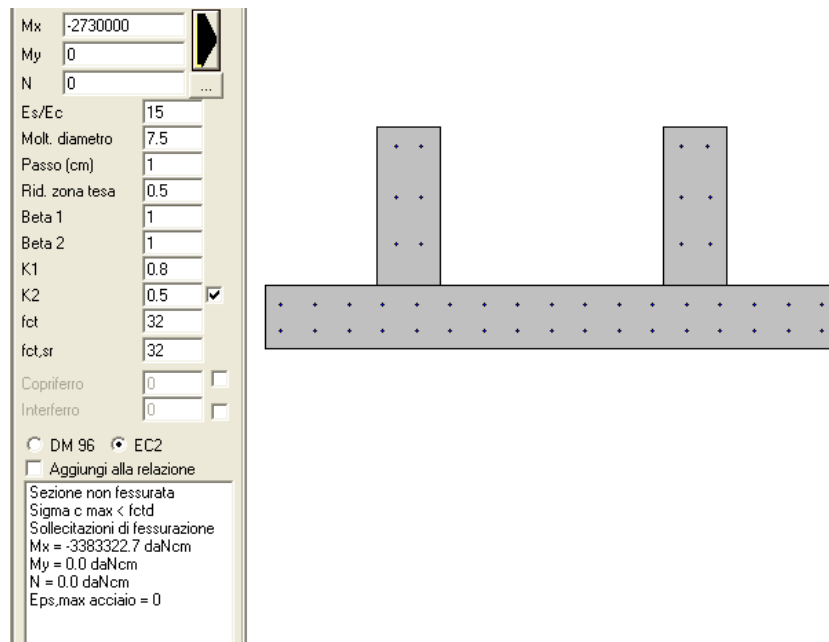


Figura 20 - Calcolo della fessurazione. Unità di misura kg,cm

La sezione non fessurata. La verifica è soddisfatta.

### 10.2.1.4 Verifica a deformazione

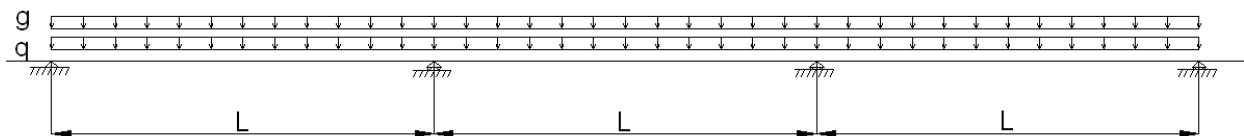
La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 23.25 \cdot 9700^4}{384 \cdot 34077 \cdot 7.04 \cdot 10^{10}} = 1.1 \text{ mm}$$

Il rapporto  $L/f = 8818 > 250$ . La verifica è soddisfatta.

## 10.2.2 Fase 1

Schema statico:



$$g = 23.25 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 72.00 \text{ kN/m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

Nella fase 1 l'incremento di tensione è dovuta esclusivamente all'applicazione del carico accidentale perché il peso proprio è già intervenuto nella fase 0.

$$q = q_{acc} = 72.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{appoggio} = \frac{qL^2}{12} = 600 \text{ kNm}$$

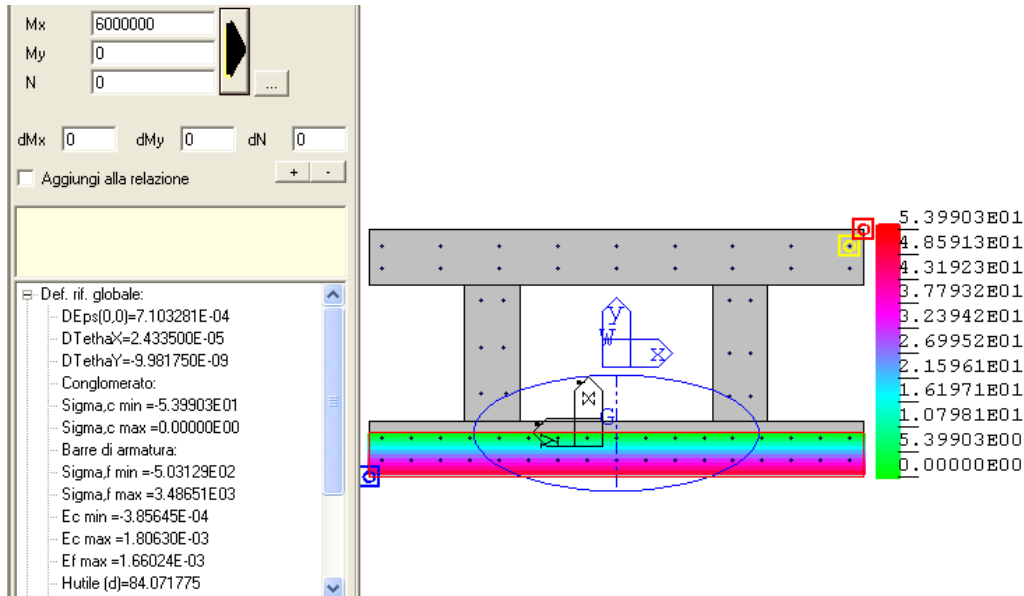
$$M_{campata} = \frac{qL^2}{24} = 300 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 360 \text{ kN}$$

### 10.2.2.1 Verifica a flessione

#### VERIFICA ALLO SLE

Appoggio:



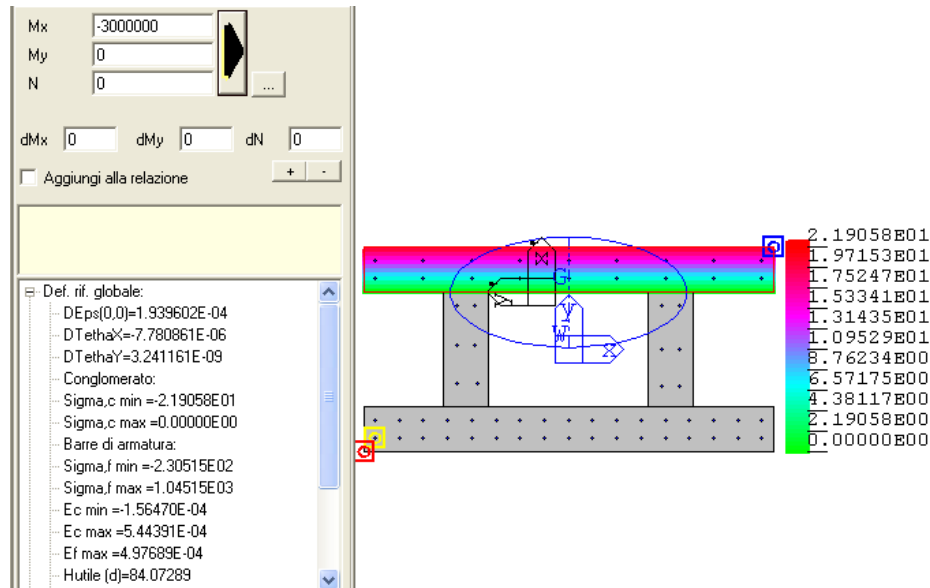
**Figura 21 - Calcolo delle tensioni all'appoggio. Unità di misura kg/cm**

Calcestruzzo:  $\sigma_c = -5.03 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 349 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

Campata:

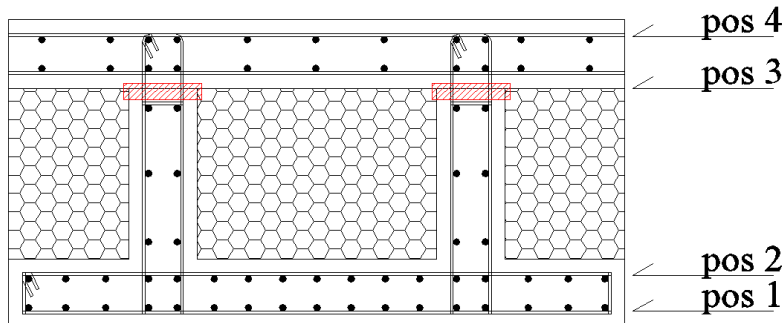


**Figura 22 - Calcolo delle tensioni in campata. Unità di misura kg,cm**

Calcestruzzo:  $\sigma_{c1} = -2.10 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_{s1} = 104 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Le tensioni ottenute in fase 1 sono da sommare alle tensioni presenti già dalla fase 0. In campata viene verificata la tensione nell'acciaio delle posizioni 1 e 2 e nel calcestruzzo nella posizione 3. La numerazione delle posizioni è riportata in figura. In appoggio, posizione 4, si verifica la trazione nell'acciaio.



**Figura 23 - Posizioni armature**

	Fase 0	Fase 1	Somma	Tensioni
	$\sigma$ [Mpa]	$\sigma$ [Mpa]	$\sigma$ [Mpa]	limite [Mpa]
Posizione 1 (acciaio)	155	105	260	360
Posizione 2 (acciaio)	120	91	211	360
Posizione 3 (calcestruzzo)	8.4	0	8.4	21
Posizione 4 (acciaio)	0	349	349	360

La verifica è soddisfatta.

## VERIFICA ALLO SLU

Campata:

$$q_{slu} = 1.3g + 1.5q = 1.3 \cdot 23.25 + 1.5 \cdot 72 = 138 \text{ kN/m}$$

$$M_{campata} = \frac{qL^2}{24} = 575 \text{ kNm}$$

Verifica :

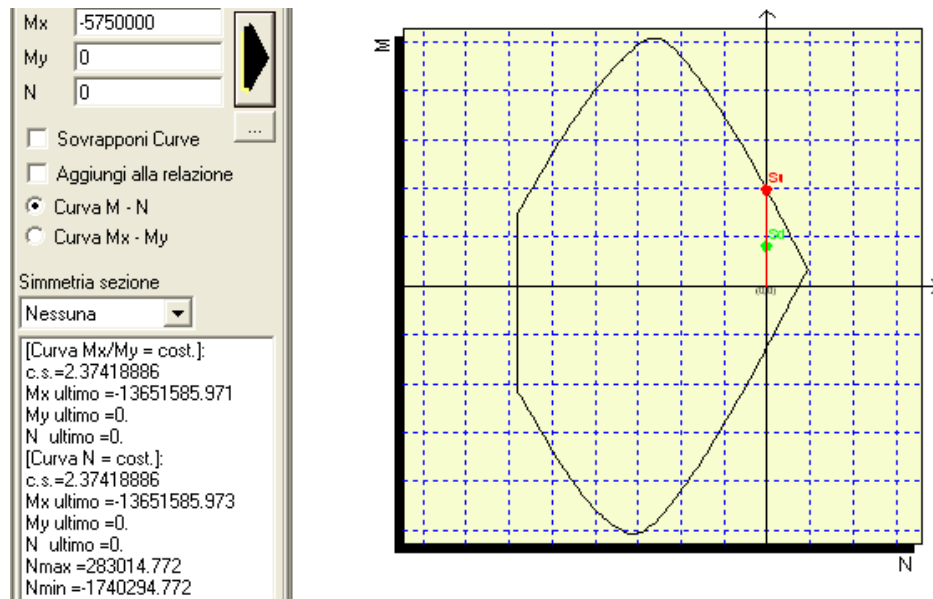


Figura 24 - Verifica allo SLU in campata. Unità di misura kg, cm

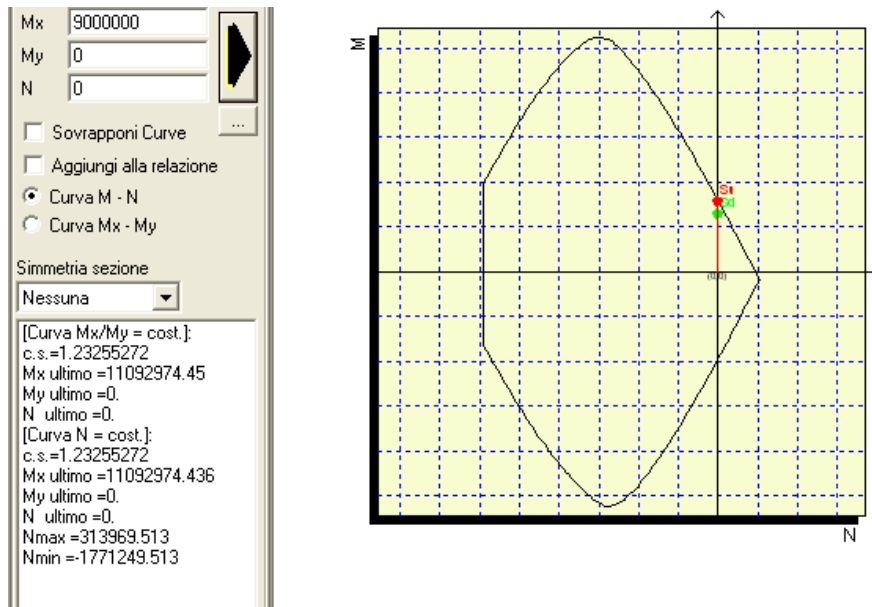
Il coefficiente di sicurezza c.s. = 2.37 > 1. La verifica è soddisfatta.

Appoggio:

$$q_{slu} = 1.5q = 1.5 \cdot 72 = 108 \text{ kN/m}$$

$$M_{appoggio} = \frac{qL^2}{12} = 900 \text{ kNm}$$

Verifica:



**Figura 25 - Verifica allo SLU in appoggio. Unità di misura kg, cm**

Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.23 > 1$ . La verifica è soddisfatta.

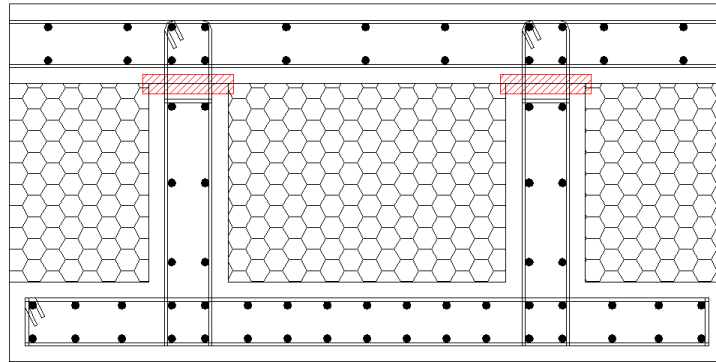
### 10.2.2.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x700mm. Il taglio sollecitante è la somma del taglio di fase 0 e del taglio di fase 1.

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	900	fcd[Mpa]	21.00
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	360
Diametro armatura tesa[mm]=	16	E <sub>c</sub> [Mpa]=	34077
Numero barre tese =	2	E <sub>s</sub> [a]=	210000
Diametro armatura compressa[mm]=	16	<b>Azioni</b>	
Numero barre compresse =	2	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	4	V[kN]=	236.5
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0045	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		
<b>Verifica a taglio</b>			
V <sub>rd</sub> [kN]=	76	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V <sub>rsd</sub> [kN]=	289	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
V <sub>rcd</sub> [kN]=	804	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	289	Verifica superata. C.S. =	1.22

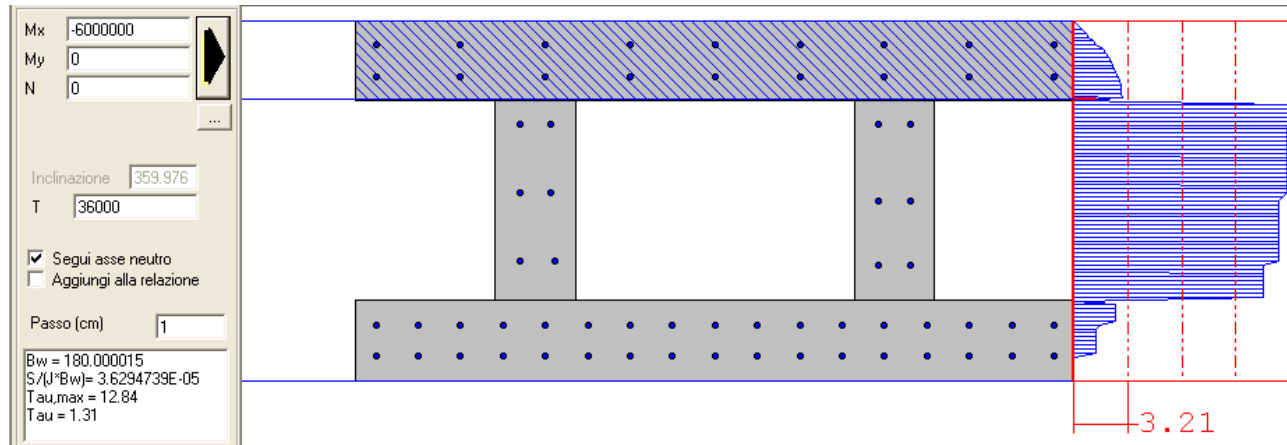


L'impalcato è realizzato in due fasi e non è prevista l'applicazione di adesivi epossidici sulla superficie di ripresa di getto. L'effetto dello scorrimento tra i due getti, causato dal taglio, è pertanto trasmesso dalle staffe che escono dalle nervature di irrigidimento delle travi prefabbricate. Nell'immagine che segue sono evidenziate le superfici di ripresa di getto dove l'armatura passante è (1+1)Ø10/150.



**Figura 26 - Superfici di ripresa di getto**

In appoggio taglio e momento valgono:  $V=360$  kN e  $M=600$  kNm. Si calcola la tensione tangenziale agente nella sezione di ripresa di getto:



**Figura 27 - Calcolo delle tensioni tangenziali. Unità di misura kg,cm**

La tensione tangenziale nel punto indagato è di  $\tau = 0.131$  MPa. Integrando la tensione su un tratto di lunghezza 150mm, pari all'interasse delle armature, si ottiene:

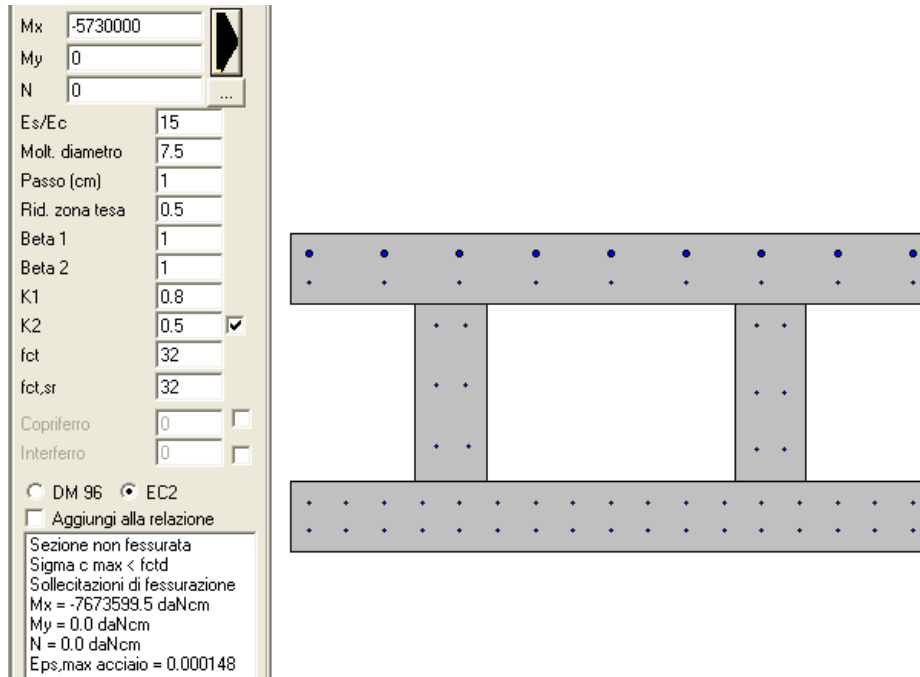
$$V = \int_A \tau da = 0.131 \times 200 \times 150 = 3930 \text{ N}$$

La tensione tangenziale che agisce nelle armature risulta:

$$\tau_s = \frac{V}{A_s} = \frac{3930}{157} = 25 \text{ MPa} < 360 / \sqrt{3} = 207 \text{ MPa}$$

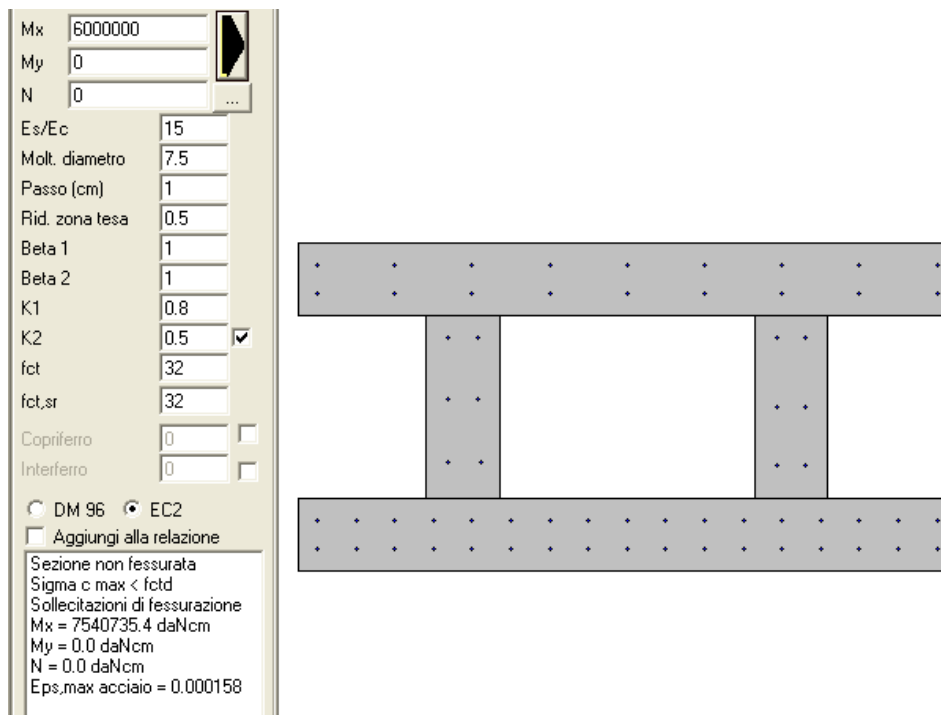
### 10.2.2.3 Verifica a fessurazione

In campata si ha la somma del momento di fase 0 e del momento di fase 1. Risulta  $M=573 \text{ kNm}$ .



**Figura 28 - Calcolo della fessurazione in campata. Unità di misura kg,cm**

In appoggio si ha solamente il momento di fase 1.



**Figura 29 - Calcolo della fessurazione in appoggio. Unità di misura kg,cm**

La sezione non fessura. La verifica è soddisfatta.

#### 10.2.2.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 72.00 \cdot 10000^4}{384 \cdot 34077 \cdot 1.06 \cdot 10^{11}} = 2.6\text{mm}$$

Il rapporto  $L/f = 3846 > 250$ . Considerando anche la freccia maturata in fase zero si ha:

$$f_{\text{tot}} = 1.1 + 2.6 = 3.7 \text{ mm} = L/2702$$

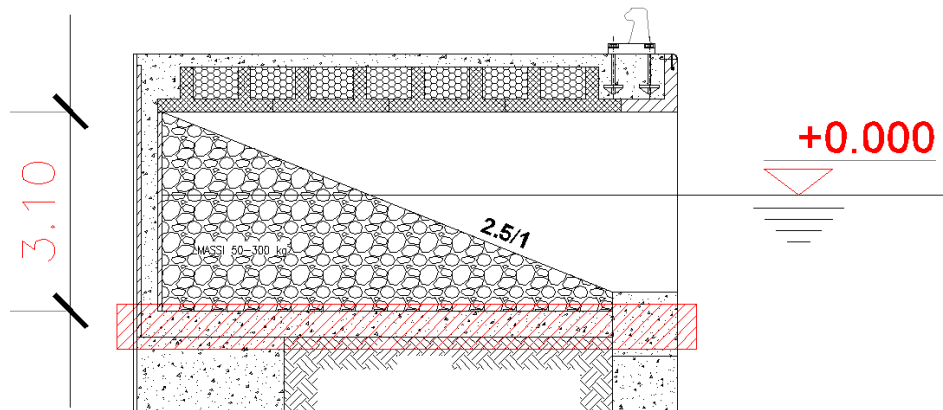
Includendo gli effetti della viscosità si ottiene la freccia a tempo infinito:

$$f_{\text{tot},\infty} = 3.3f_{\text{tot}} = 12.2 \text{ mm} = L/820 < L/250$$

La verifica è soddisfatta.

### 10.3 SOLETTA

La soletta inferiore della banchina ha spessore 400mm ed è armata con (1+1)Ø14/200 superiori ed inferiori. È appoggiata sui diaframmi e sul terreno, schematizzato con un letto di molle alla Winkler di rigidezza  $k = 0.010 \text{ N/mm}^3$ . Il carico è dovuto alla massicciata rifrangente ad altezza variabile, con altezza massima di 3.1m. Si riporta un'immagine.



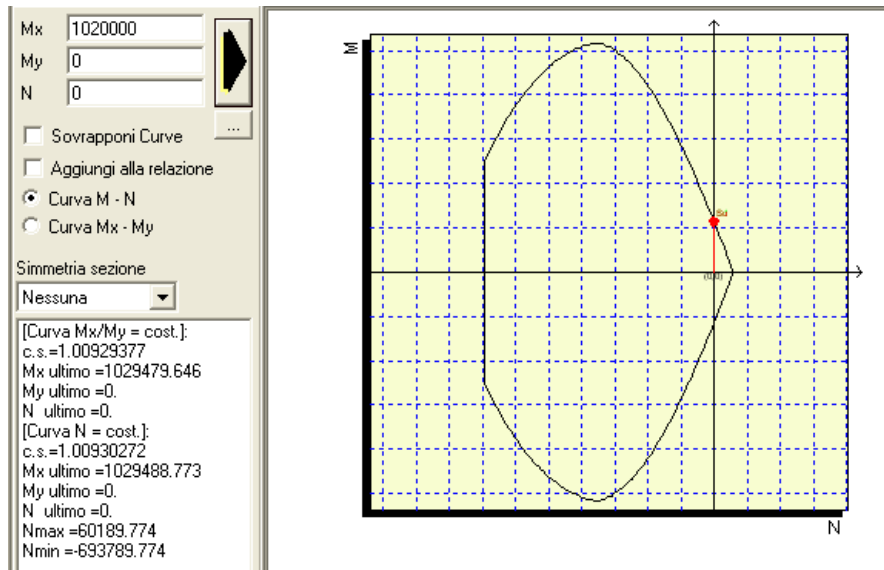
**Figura 30 - Soletta inferiore della banchina**

Le verifiche sono condotte analizzando una sezione trasversale di larghezza 1000 mm ed altezza pari allo spessore della soletta. Di tale sezione si calcolano il momento resistente allo SLU ed i momenti che portano al superamento degli SLE, ovvero gli stati limite delle tensioni d'esercizio e lo stato limite di fessurazione. Le verifiche sono condotte confrontando le resistenze con le sollecitazioni ottenute dal software di calcolo ad elementi finiti Straus7. Per rendere più immediata la comprensione delle

verifiche, i risultati sono resi in forma di mappe cromatiche, nelle quali le aree colorate sono zone con sollecitazione inferiore alla resistenza, mentre le aree bianche sono zone di mancato superamento della verifica, e quindi zone che necessitano d'infittimento d'armatura.

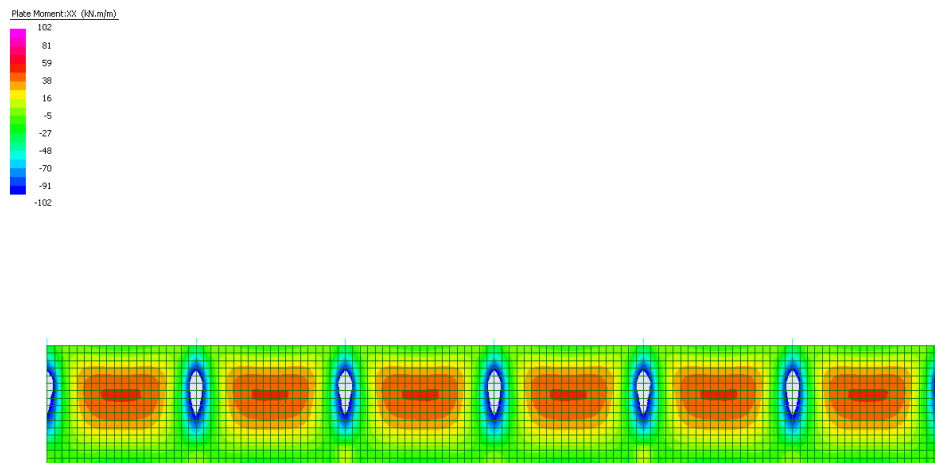
### 10.3.1 Verifiche allo SLU

Calcolo del momento resistente di sezione 1000x400mm armata con 5Ø14 superiori ed inferiori.



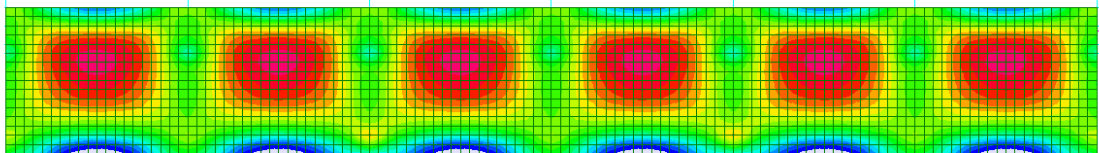
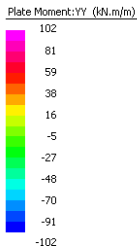
**Figura 31 - Calcolo del momento resistente con armatura base. Unità di misura kg,cm.**

Il momento resistente è  $M_{Rd} = 102 \text{ kNm/m}$ . Dalle seguenti mappe cromatiche si possono localizzare le zone dove serve infittire le armature



**Figura 32 - Momenti sollecitanti Mxx allo SLU**

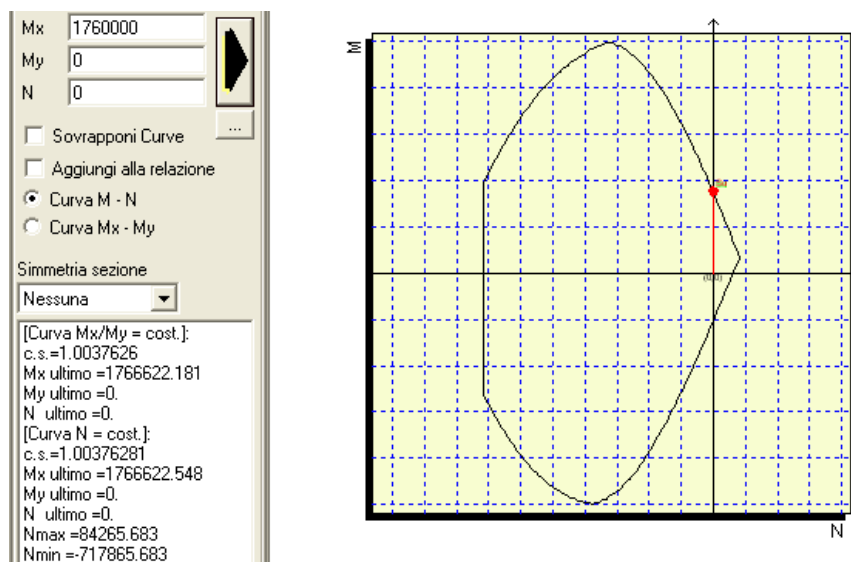




**Figura 33 - Momenti sollecitanti Myy allo SLU**

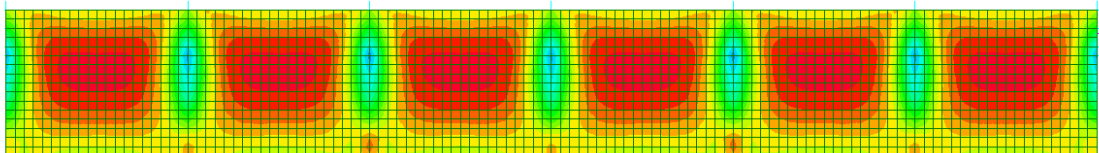
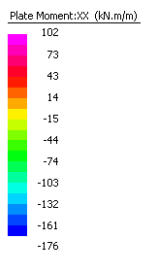
Si prevedono infittimenti superiori  $1\varnothing 14/200$  superiori in direzione X sotto i setti trasversali ed in direzione Y all'attacco con la trave di coronamento.

Calcolo del momento resistente di sezione  $1000 \times 400 \text{ mm}$  armata con  $10\varnothing 14$  superiori e  $5\varnothing 14$  inferiori.

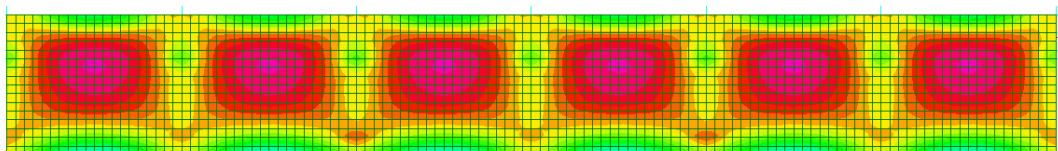
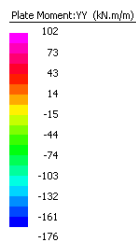


**Figura 34 - Calcolo del momento resistente con armatura infittita. Unità di misura kg.cm.**

Il momento resistente è  $M_{Rd} = 176 \text{ kNm/m}$ . Nelle seguenti mappe cromatiche si vede che la verifica è superata.



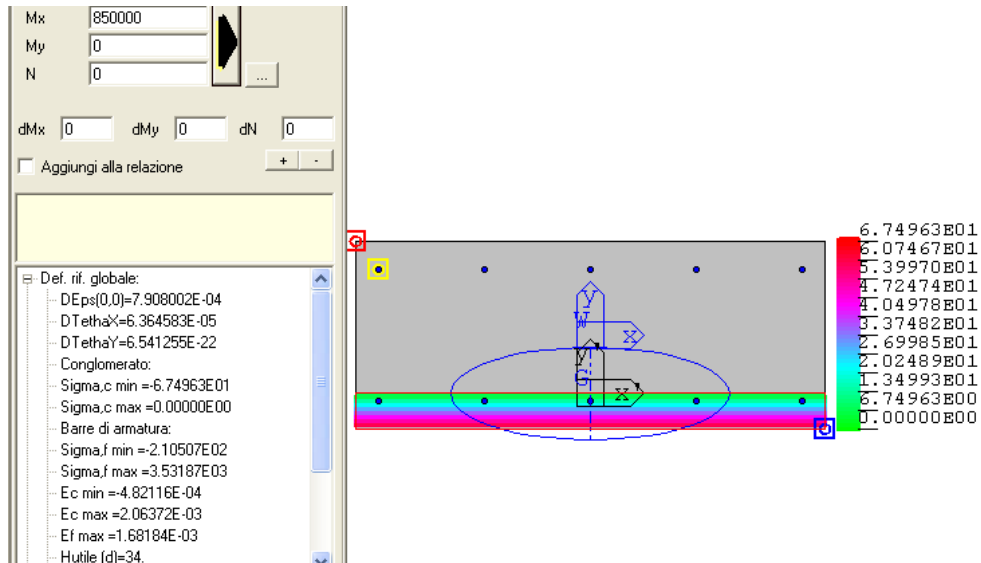
**Figura 35 - Momenti sollecitanti Mxx allo SLU**



**Figura 36 - Momenti sollecitanti Myy allo SLU**

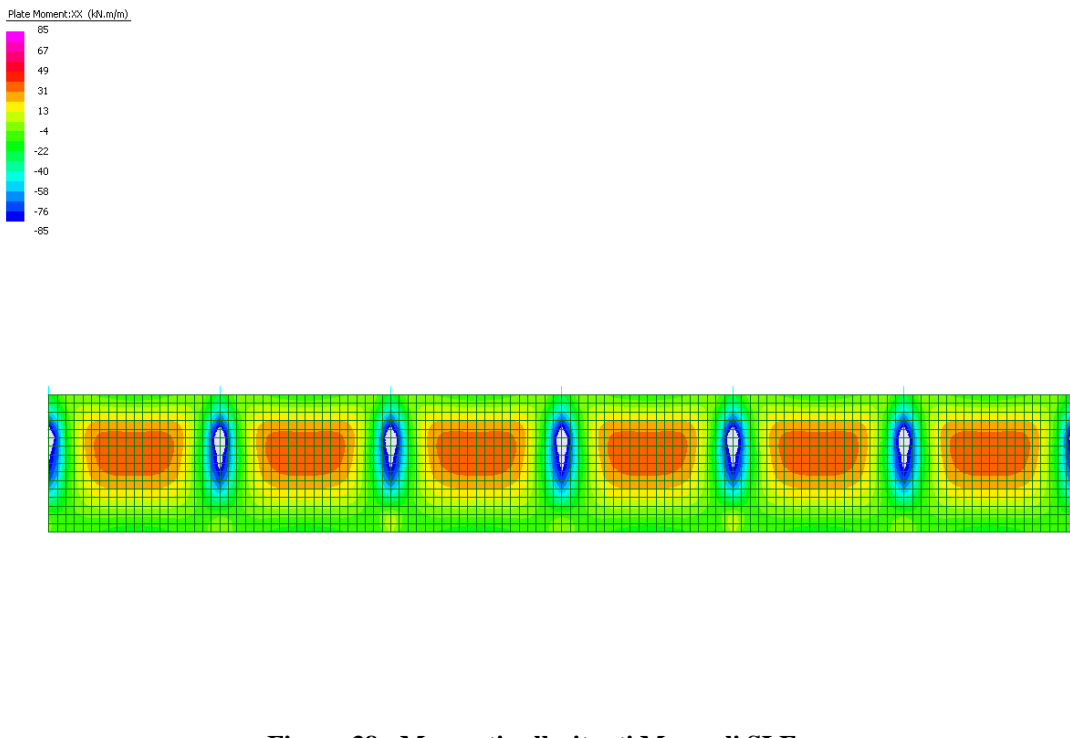
### 10.3.2 Verifiche allo SLE – tensioni

Calcolo del momento massimo ammissibile di sezione 1000x400mm armata con 5Ø14 superiori ed inferiori. Le tensioni massime ammissibili di acciaio e calcestruzzo valgono rispettivamente  $\sigma_s = 360$  MPa e  $\sigma_c = 21$  MPa.

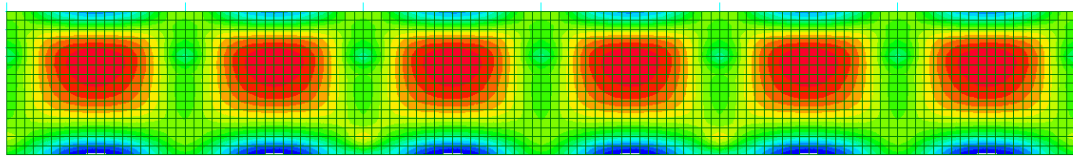
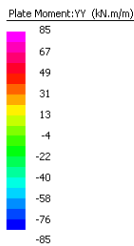


**Figura 37 - Calcolo del momento massimo ammissibile con armatura base. Unità di misura kg.cm.**

Il momento massimo ammissibile per la condizione SLE-rara è  $M_{sle-R} = 85$  kNm/m.

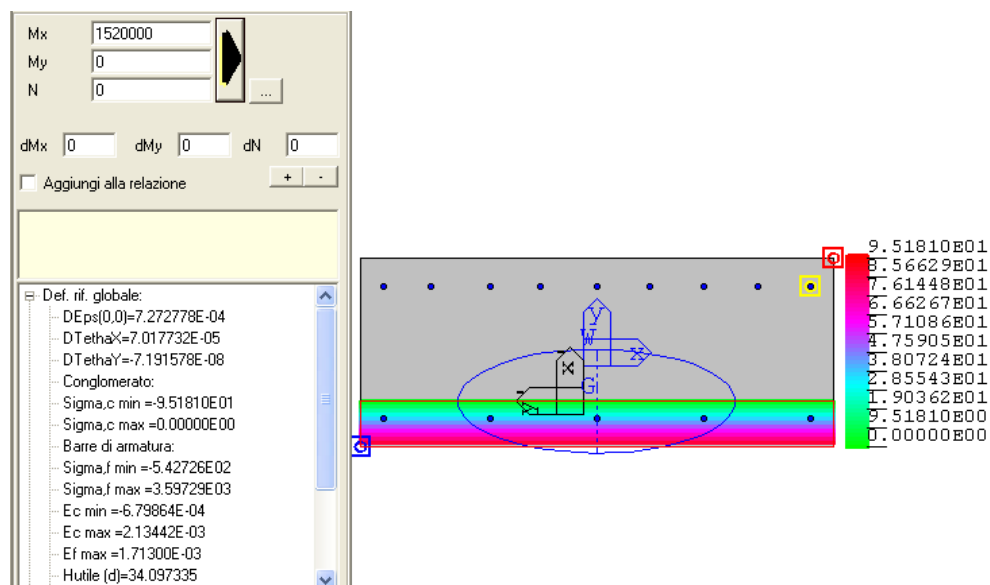


**Figura 38 - Momenti sollecitanti Mxx agli SLE-rara**



**Figura 39 - Momenti sollecitanti Myy agli SLE-rara**

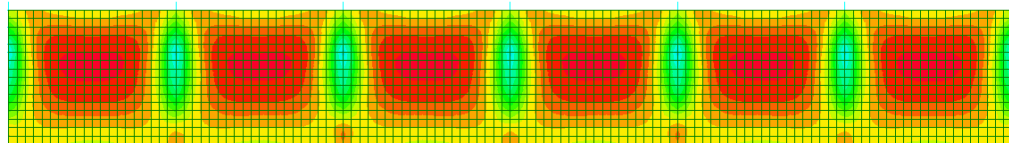
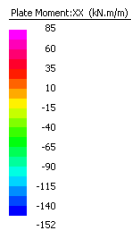
Calcolo del momento massimo ammissibile di sezione 1000x400mm armata con 10Ø14 superiori e 5Ø14 inferiori.



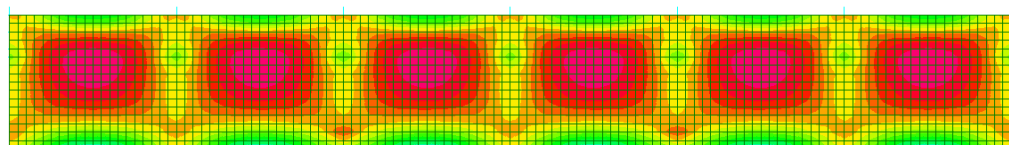
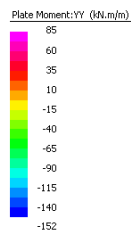
**Figura 40 - Calcolo del momento massimo ammissibile con armatura infittita. Unità di misura kg,cm.**



Il momento massimo ammissibile è  $M_{amm} = 152 \text{ kNm/m}$ . Nelle seguenti mappe cromatiche si vede che la verifica è superata.



**Figura 41 - Momenti sollecitanti Mxx agli SLE-rara**



**Figura 42 - Momenti sollecitanti Myy agli SLE-rara**

La verifica alle tensioni è soddisfatta.

### 10.3.3 Verifiche allo SLE – fessurazioni

Calcolo del momento di fessurazione di sezione 1000x400mm armata con 5Ø14 superiori ed inferiori.

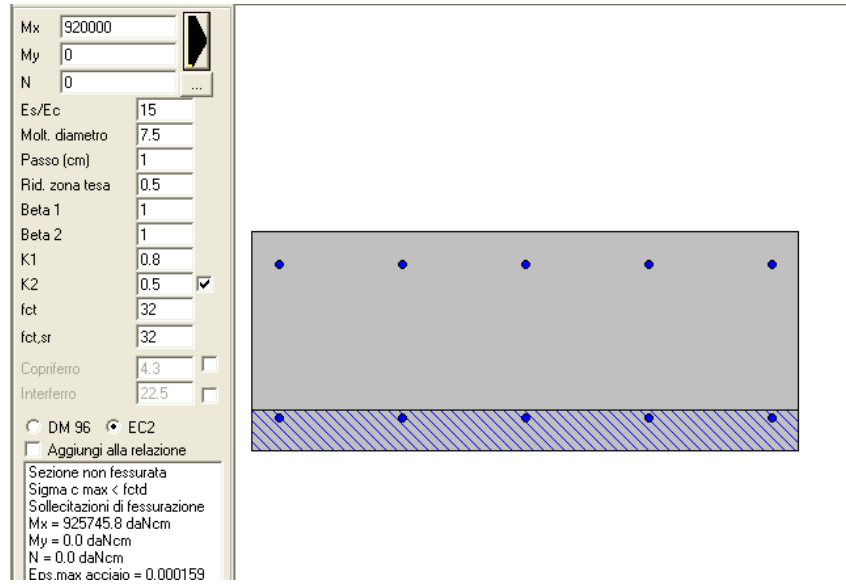


Figura 43 - Calcolo del momento di fessurazione con armatura diffusa. Unità di misura kg,cm.

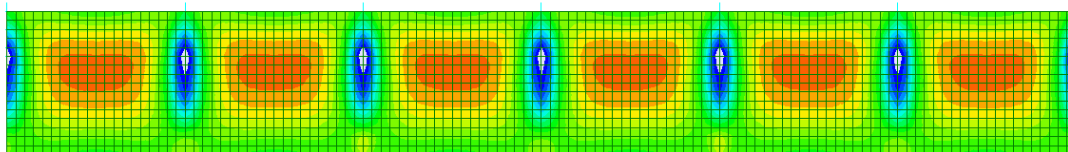
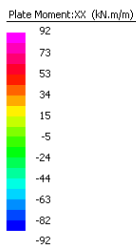
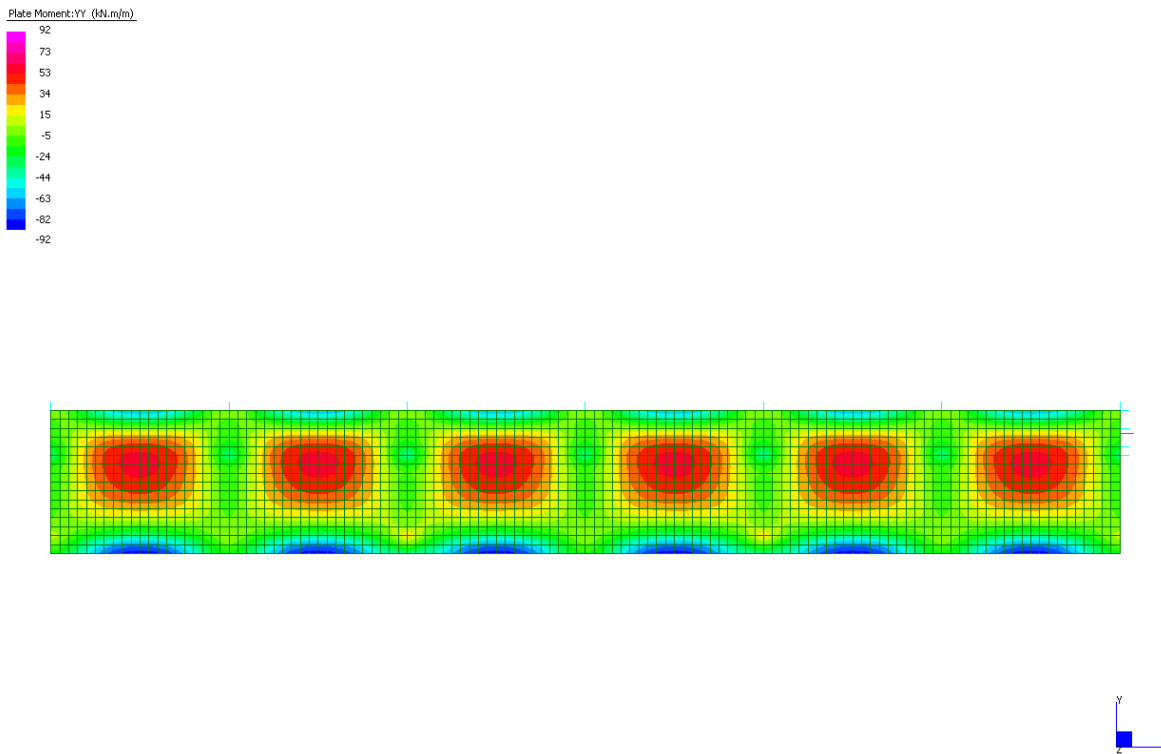


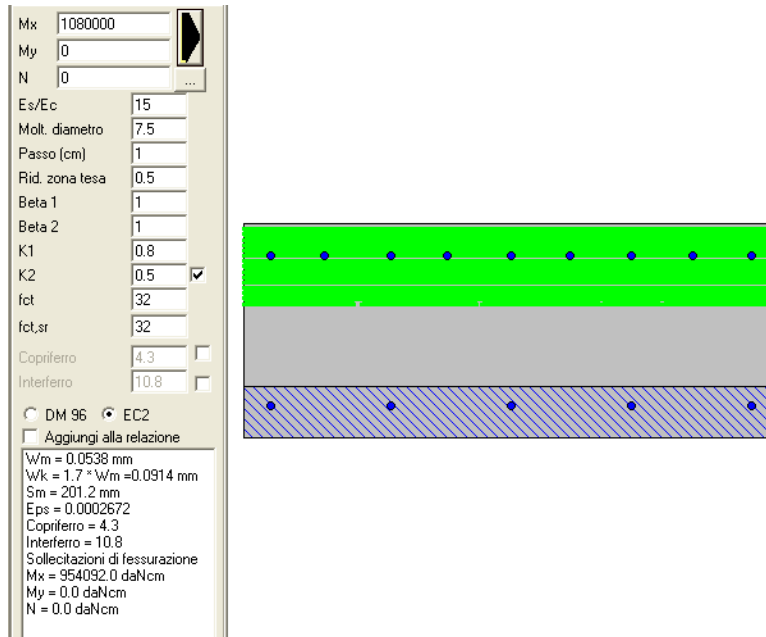
Figura 44 - Momenti sollecitanti Mxx agli SLE-quasi permanenti





**Figura 45 - Momenti sollecitanti Myy agli SLE-quasi permanenti**

Con armatura diffusa si avrebbe fessurazione all'attacco con i setti trasversali. Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure con armatura 1Ø14/200 inferiori e 1Ø14/200 superiori. Il momento sollecitante all'attacco con i setti è  $M_{xx}=108 \text{ kNm/m}$ .



**Figura 46 – Calcolo dell'apertura delle fessure agli SLE – quasi permanente**

L'apertura delle fessure è  $w_k = 0.09 \text{ mm} < w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$ . La verifica è soddisfatta.

#### 10.4 SETTI LONGITUDINALI

I setti longitudinali sono realizzati a sacco ed hanno spessore 400mm. Due lastre prefabbricate di calcestruzzo di spessore 100mm, lunghezza 9700mm ed altezza 3100mm, sono accoppiate con traliccio metallico e posizionate in opera con gru per essere impiegate come cassero a perdere. L'intercapedine interna da 200mm è riempita con getto di calcestruzzo in opera. Le lastre hanno armature verticali  $\varnothing 14/100$  ed armature orizzontali  $\varnothing 10/150$ , con copriferro netto esterno di 40mm. Il getto interno ha armatura verticale  $\varnothing 10/250$  e  $\varnothing 10/150$  orizzontale. Si riportano degli schemi.

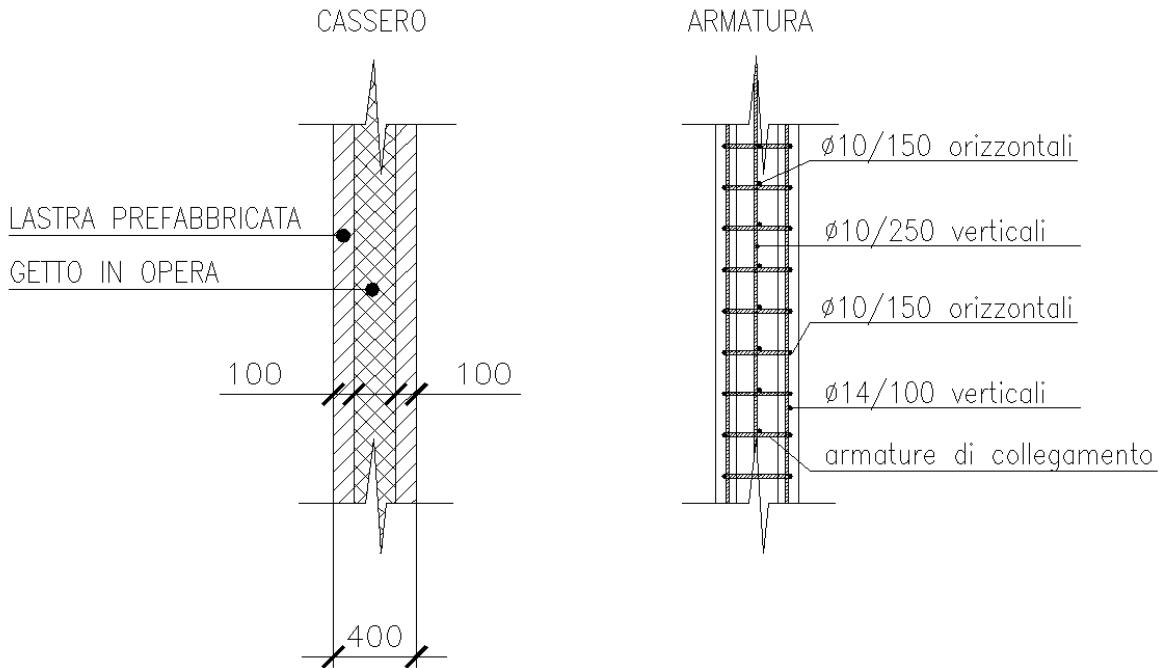


Figura 47 - Cassero ed armatura setti longitudinali

### 10.4.1 Verifiche SLU

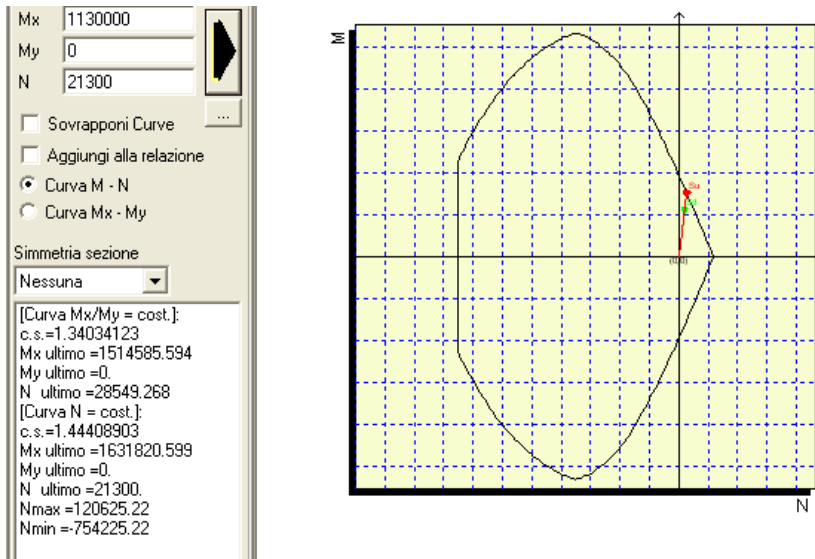
Le verifiche allo SLU sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale  $N$ , momento flettente  $M$  che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio  $V$  contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole e l'esito è riassunto nel coefficiente di sicurezza  $c.s.$ . Nel caso di  $c.s. \geq 1$  la verifica è soddisfatta.

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di  $N, M, V$  con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

STATO LIMITE ULTIMO	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 446: 14: SLU urto [Combination 3]	<b>213</b>	-113	-15
Plate 1408: 20: SLV E-yx [Combination 9]	<b>-548</b>	-6	-345
Plate 3016: 17: SLV Eyx [Combination 6]	-157	<b>134</b>	-11
Plate 436: 17: SLV Eyx [Combination 6]	60	<b>-120</b>	-26
Plate 6299: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	-124	-29	<b>468</b>
Plate 440: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	-124	-29	<b>-468</b>

**Figura 48 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU**

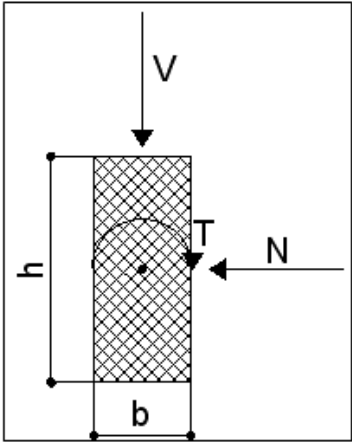
Verifica a pressoflessione:



**Figura 49 - Verifica pressoflessione setti longitudinali allo SLU. Unità di misura kg,cm**

Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.35$ . La verifica è superata.

Verifica a taglio:

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	400	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	100	f <sub>yd</sub> [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	14	E <sub>c</sub> [Mpa]=	34077
Numero barre tese =	2	E <sub>s</sub> [a]=	210000
Diametro armatura compressa[mm]=	14	<b>Azioni</b>	
Numero barre compresse =	2	N[kN]=	124
Numero compl. barre long. per flessione=	20	V[kN]=	468
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0077	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	3		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		
<b>Verifica a taglio</b>			
V <sub>rd</sub> [kN]=	207	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V <sub>rsd</sub> [kN]=	498	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
V <sub>rcd</sub> [kN]=	1632	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	498	Verifica superata. C.S. =	1.06

### 10.4.2 Verifiche SLE – tensioni

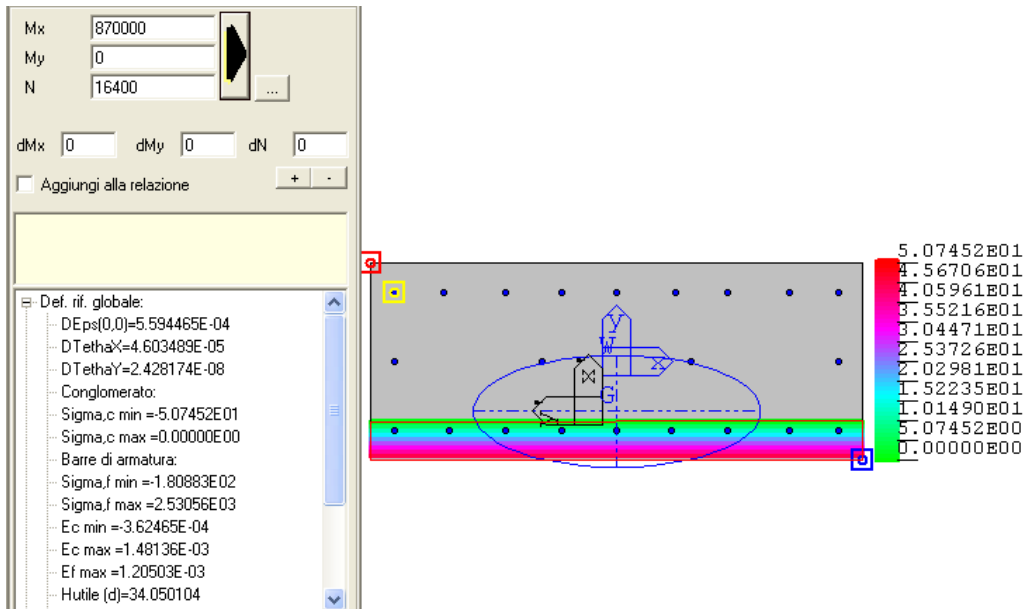
Le verifiche allo SLE sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale N, momento flettente M che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio V contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole .

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di N,M,V con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

SLE CARATTERISTICHE	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 446: 24: SLE-R-urto [Combination 13]	<b>164</b>	-87	-12
Plate 441: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	<b>-319</b>	6	-281
Plate 3016: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-166	<b>91</b>	-8
Plate 446: 24: SLE-R-urto [Combination 13]	164	<b>-87</b>	-12
Plate 6299: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-106	-22	<b>342</b>
Plate 440: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-106	-22	<b>-342</b>

**Figura 50 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-rara**

Verifica alle tensioni:



**Figura 51 - Calcolo delle tensioni. Combinazione SLE-rara**

Calcestruzzo:  $\sigma_c = -5.07 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 253 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

### 10.4.3 Verifiche SLE – fessurazioni

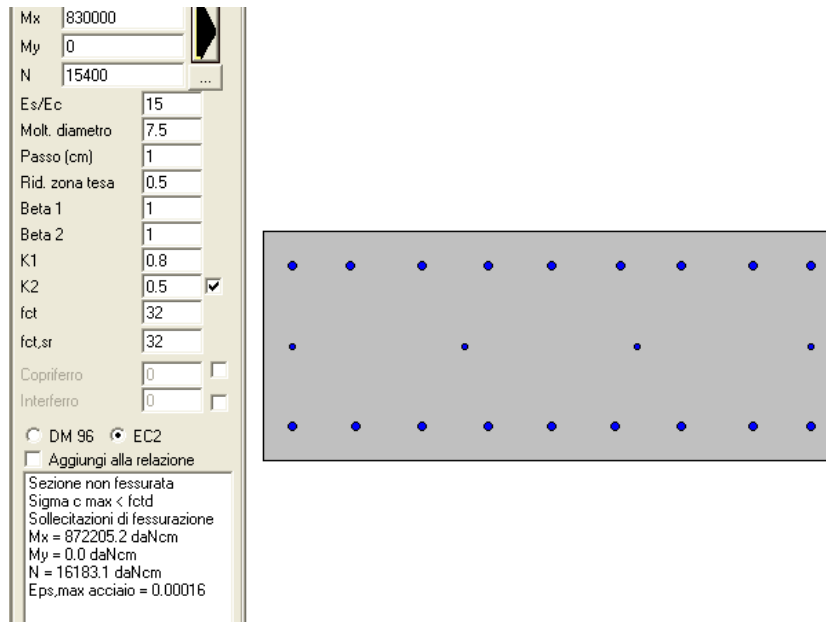
Le verifiche allo SLE sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale  $N$ , momento flettente  $M$  che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio  $V$  contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole .

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di  $N, M, V$  con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

SLE QUASI PERMANENTE	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 485: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	<b>155</b>	-81	0
Plate 441: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	<b>-305</b>	5	-264
Plate 3016: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-138	<b>83</b>	-7
Plate 446: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	154	<b>-83</b>	-14
Plate 6299: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-99	-22	<b>323</b>
Plate 440: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-99	-22	<b>-323</b>

**Figura 52 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-quasi permanenti**

Verifica a fessurazione:



**Figura 53 - Calcolo dell'apertura delle fessure. Combinazione SLE-quasi permanente**

La parete non fessura. La verifica è superata.



## 10.5 SETTI TRASVERSALI

I setti trasversali sono realizzati a sacco ed hanno spessore 600mm. Due lastre prefabbricate di calcestruzzo di spessore 100mm, lunghezza 8400mm ed altezza 3500mm, sono accoppiate con traliccio metallico e posizionate in opera con gru per essere impiegate come cassero a perdere. L'intercapedine interna da 400mm è riempita con getto di calcestruzzo in opera. Le lastre hanno armature verticali  $\varnothing 14/200$  ed armature orizzontali  $\varnothing 14/150$ , con copriferro netto esterno di 40mm. Il getto interno ha armatura verticale  $\varnothing 10/250$  e  $\varnothing 14/150$  orizzontale. Si riportano degli schemi.

PARETI TRASVERSALI

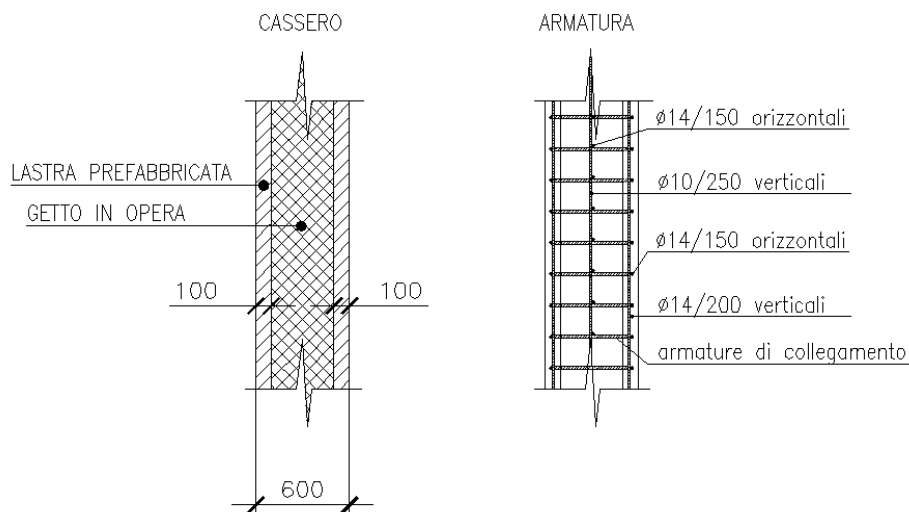


Figura 54 - Cassero ed armatura setti trasversali

Infittimenti locali delle armature orizzontali sono previsti all'appoggio con i diaframmi longitudinali. Le verifiche che seguono trascurano queste porzioni localizzate di parete, indicate nell'immagine.

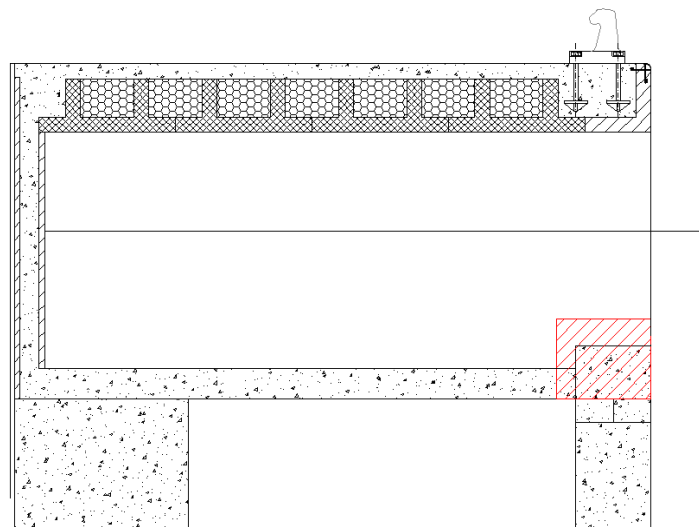


Figura 55 - Zona d'infittimento delle armature orizzontali

### 10.5.1 Verifiche SLU

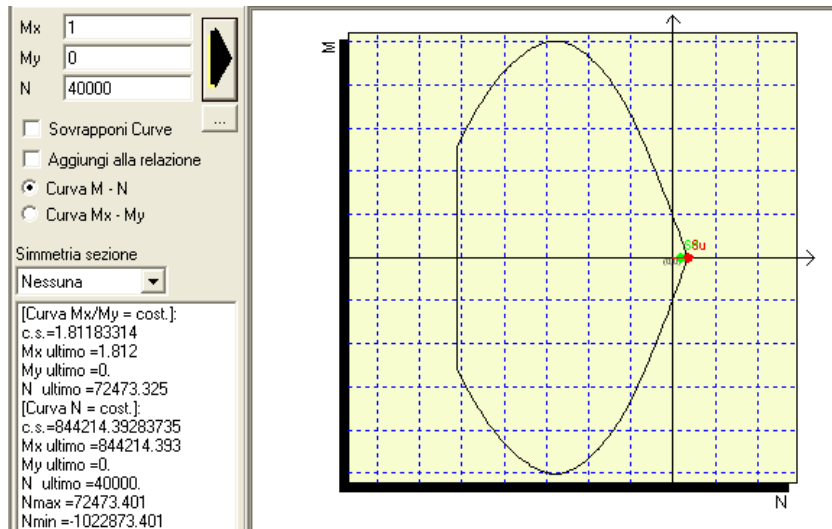
Le verifiche allo SLU sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale  $N$ , momento flettente  $M$  che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio  $V$  contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole e l'esito è riassunto nel coefficiente di sicurezza  $c.s.$ . Nel caso di  $c.s. \geq 1$  la verifica è soddisfatta.

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di  $N, M, V$  con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

STATO LIMITE ULTIMO	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 633: 13: SLU bitte [Combination 2]	<b>400</b>	0	-27
Plate 7091: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	<b>-2978</b>	2	-436
Plate 7088: 16: SLU urto+acc [Combination 5]	-2568	<b>13</b>	-431
Plate 4056: 16: SLU urto+acc [Combination 5]	-677	<b>-23</b>	-356
Plate 3756: 16: SLU urto+acc [Combination 5]	-704	-1	<b>847</b>
Plate 6816: 15: SLU bitte+acc [Combination 4]	-1351	-1	<b>-975</b>

**Figura 56 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLU**

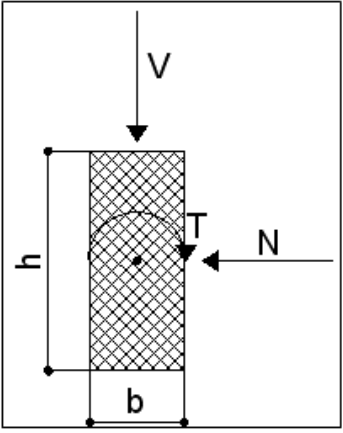
Verifica a pressoflessione:



**Figura 57 - Verifica pressoflessione setti longitudinali allo SLU. Unità di misura kg,cm**

Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.80$ . La verifica è superata.

Verifica a taglio:

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	<b>600</b>	fck[Mpa]=	<b>35</b>
h[mm]=	<b>1000</b>	fcd[Mpa]	<b>19.83</b>
copriferro lordo[mm]=	<b>100</b>	f <sub>yd</sub> [Mpa]	<b>391</b>
Diametro armatura tesa[mm]=	<b>14</b>	E <sub>c</sub> [Mpa]=	<b>34077</b>
Numero barre tese =	<b>2</b>	E <sub>s</sub> [a]=	<b>210000</b>
Diametro armatura compressa[mm]=	<b>14</b>	<b>Azioni</b>	
Numero barre compresse =	<b>2</b>	N[kN]=	<b>1351</b>
Numero compl. barre long. per flessione=	<b>10</b>	V[kN]=	<b>975</b>
Percentuale armatura verticale/longitudinale	<b>0.0026</b>	T[kNm]=	<b>0</b>
Armato taglio? si-no	<b>si</b>		
Diametro staffe[mm]=	<b>14</b>		
Bracci	<b>3</b>		
Passo staffe a taglio[mm]=	<b>150</b>		
Inclinazione staffe α [deg]=	<b>90</b>		
Inclinazione puntone θ [deg]=	<b>45</b>		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	<b>no</b>		
Spessore sezione cava[mm]=	<b>#</b>		
Passo staffe a torsione[mm]=	<b>100</b>		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	<b>0</b>		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	<b>20</b>		
<b>Verifica a taglio</b>			
V <sub>rd</sub> [kN]=	<b>380</b>	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V <sub>rsd</sub> [kN]=	<b>976</b>	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$			
V <sub>rcd</sub> [kN]=	<b>2681</b>	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	<b>976</b>	Verifica superata. C.S. =	1.00

### 10.5.2 Verifiche SLE – tensioni

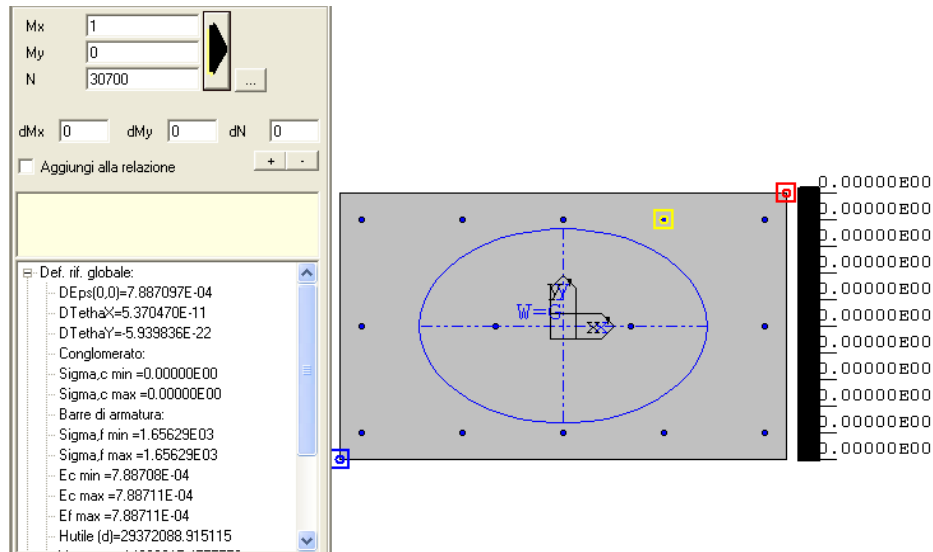
Le verifiche allo SLE sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale N, momento flettente M che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio V contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole .

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di N,M,V con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

SLE CARATTERISTICHE	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 633: 23: SLE-R-bitte [Combination 12]	<b>307</b>	0	-10
Plate 7091: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	<b>-2097</b>	2	-211
Plate 7088: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-1848	<b>9</b>	-313
Plate 4056: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-464	<b>-15</b>	-256
Plate 4026: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-490	1	<b>598</b>
Plate 6825: 22: SLE-R- acc [Combination 11]	-870	1	<b>-638</b>

**Figura 58 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-rara**

Verifica alle tensioni:



**Figura 59 - Calcolo delle tensioni. Combinazione SLE-rara**

Calcestruzzo:  $\sigma_c = 0 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 165 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

### 10.5.3 Verifiche SLE – fessurazioni

Le verifiche allo SLE sono condotte su una sezione unitaria di setto, larga 1000mm ed alta quanto lo spessore del setto. Dal modello agli elementi finiti vengono estrapolate le sollecitazioni espresse in sforzo normale  $N$ , momento flettente  $M$  che inflette la parete attorno all'asse debole e taglio  $V$  contenuto nel piano della parete, espressi per porzione di parete lunga 1000mm. La verifica è riportata solamente per la condizione di carico più sfavorevole .

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di  $N, M, V$  con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

SLE QUASI PERMANENTE	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 3671: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	<b>271</b>	0	-6
Plate 7091: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	<b>-1904</b>	2	-190
Plate 7088: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-1683	<b>8</b>	-281
Plate 4056: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-389	<b>-13</b>	-229
Plate 4026: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-420	1	<b>544</b>
Plate 6825: 27: SLE-QP-acc [Combination 16]	-763	1	<b>-571</b>

**Figura 60 - Sollecitazioni setti longitudinali allo SLE-quasi permanenti**

Verifica a fessurazione:

**Figura 61 - Calcolo dell'apertura delle fessure. Combinazione SLE-quasi permanente**

La parete non fessura. La verifica è superata.

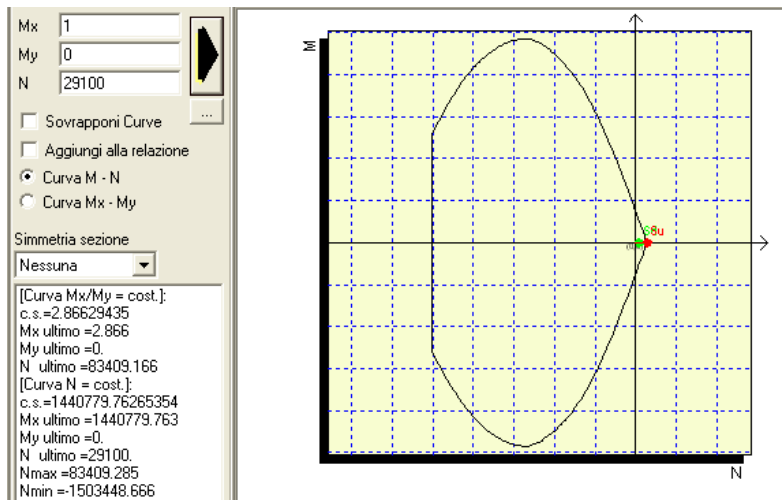
### 10.5.4 Verifiche Stato Limite Combinazione eccezionale

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le sollecitazioni massime e minime di N,M,V con relativo numero di elemento plate e di combinazione. In diagonale, in grassetto, vi sono i valori massimi/minimi.

STATO LIMITE COMBINAZIONE ECCEZIONALE	N	M	V
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Plate 3671	<b>291</b>	0	124
Plate 10	<b>-2405</b>	1	-833
Plate 7068	-258	<b>126</b>	-51
Plate 7008	-258	<b>-126</b>	-51
Plate 7096	-1209	20	<b>1109</b>
Plate 8	-2341	-22	<b>-994</b>

**Figura 62 - Sollecitazioni setti trasversali allo stato limite combinazione eccezionale**

Verifica a pressoflessione:



Verifica a taglio:

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	600	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	1000	fc'd[Mpa]	29.75
copriferro lordo[mm]=	100	f <sub>yd</sub> [Mpa]	450
Diametro armatura tesa[mm]=	14	Ec[Mpa]=	34077
Numero barre tese =	2	Es[a]=	210000
Diametro armatura compressa[mm]=	14	<b>Azioni</b>	
Numero barre compresse =	2	N[kN]=	1209
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	1109
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0026	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	3		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		
<b>Verifica a taglio</b>			
V <sub>rd</sub> [kN]=	361	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V <sub>rsd</sub> [kN]=	1123	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
V <sub>rcd</sub> [kN]=	3859	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	1123	Verifica superata. C.S. =	1.01

La verifica è soddisfatta.

## **11 VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI E DEI DIAFRAMMI DELLA BANCHINA DI RIVA**

### **11.1 PREMESSA**

Si riporta il dimensionamento strutturale dei pali e dei diaframmi della banchina di riva e il controllo delle deformazioni della struttura in esercizio nonché le verifiche di stabilità dell'opera. Essendo l'area suscettibile di liquefazione, sono state riportate le verifiche di stabilità globale contemplando tale caso. Sono stati implementati dei modelli di calcolo agli elementi finiti che schematizzano la struttura e i carichi nelle condizioni statiche e sismiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

### **11.2 Modello di calcolo**

Il dimensionamento strutturale dei pali e dei diaframmi della banchina di riva e il controllo delle deformazioni della struttura in esercizio sono stati eseguiti con i programmi di calcolo plaxis v8.6 e phase 5.0.

Il modello previsto prevede la schematizzazione dei pali/diaframmi con degli elementi plate a cui viene assegnata un'area e un momento di inerzia equivalenti per tener conto dell'interasse reale tra i pali/diaframmi.

Completano il modello la trave di testata che collega i pali/diaframmi e l'impalcato inseriti anch'essi come elementi plate ciascuno con il proprio spessore.

Le verifiche strutturali, di seguito riportate, sono state eseguite secondo la combinazione A1+M1+R1.

### **11.3 MODELLO GEOTECNICO**

In ottemperanza all'art.7 del disciplinare di gara, il modello geotecnico assunto per il dimensionamento delle opere di progetto della banchina di riva, corrisponde a quello del progetto preliminare (elaborato F24 – relazione geotecnica).

- Peso dell'unità di volume  $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno  $\phi = 38^\circ$
- Coesione  $c = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico  $E = 30000 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.28$

Il presente modello è riportato nella relazione geotecnica di progetto definitivo (cfr. paragrafo 8 della relazione geotecnica, elaborato A006R).

### **11.4 BANCHINA SU DIAFRAMMI**

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche per il dimensionamento dei diaframmi della banchina di riva in condizioni statiche e sismiche e le deformate delle strutture in condizioni di esercizio.



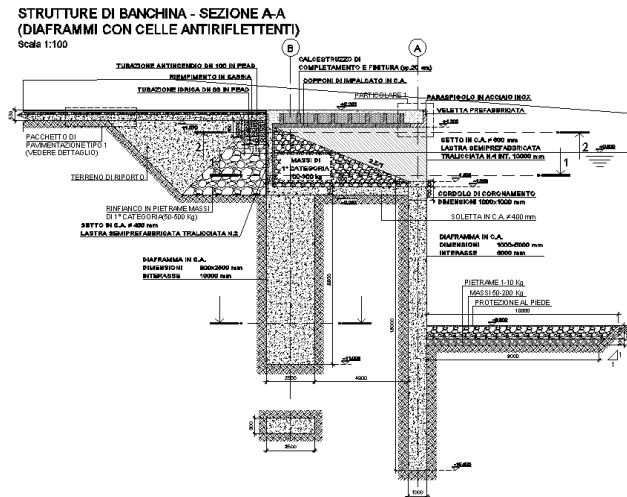


Figura 63 – Sezione della banchina con diaframmi

### 11.4.1 SLE RARA

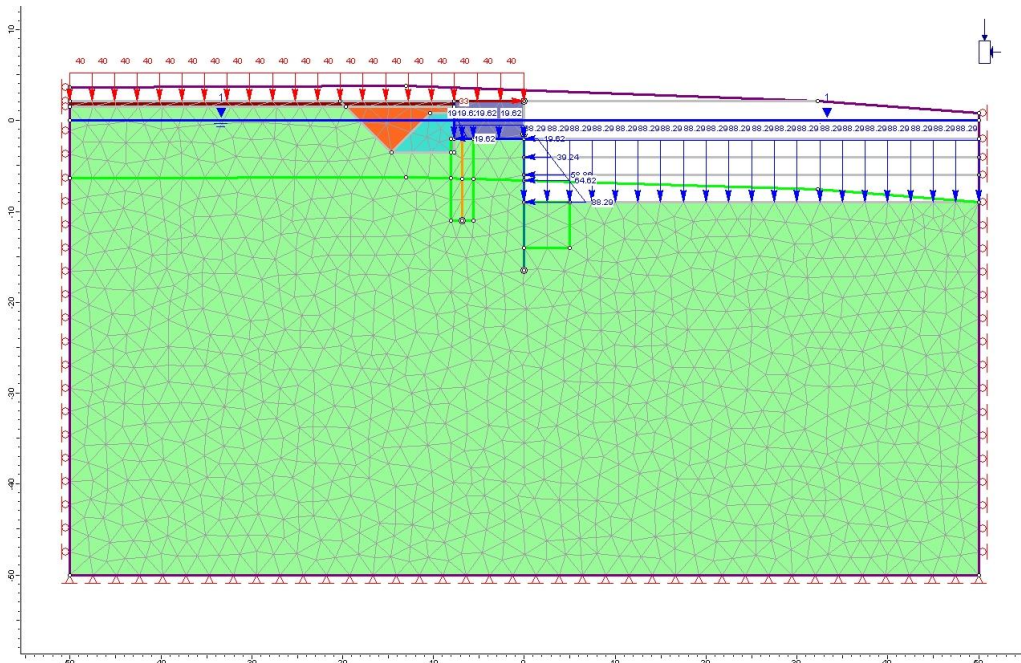


Figura 64 – Modello di calcolo sezione con diaframmi

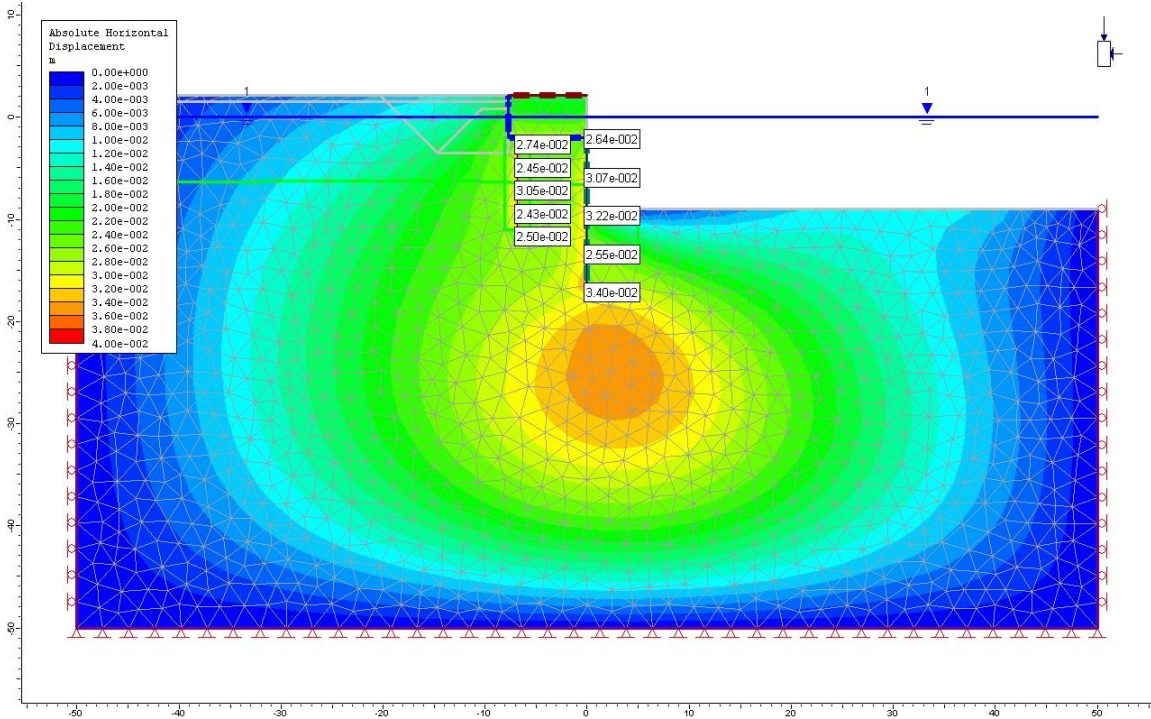


Figura 65 – Spostamenti orizzontali

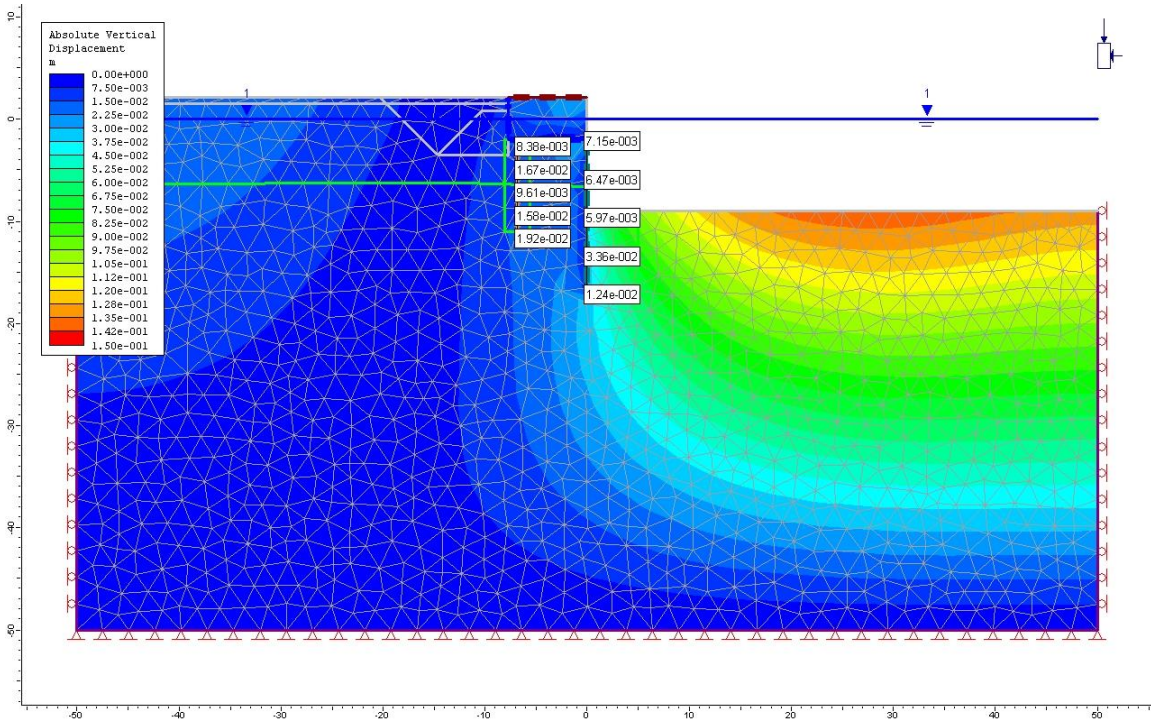


Figura 66 – Spostamenti verticali

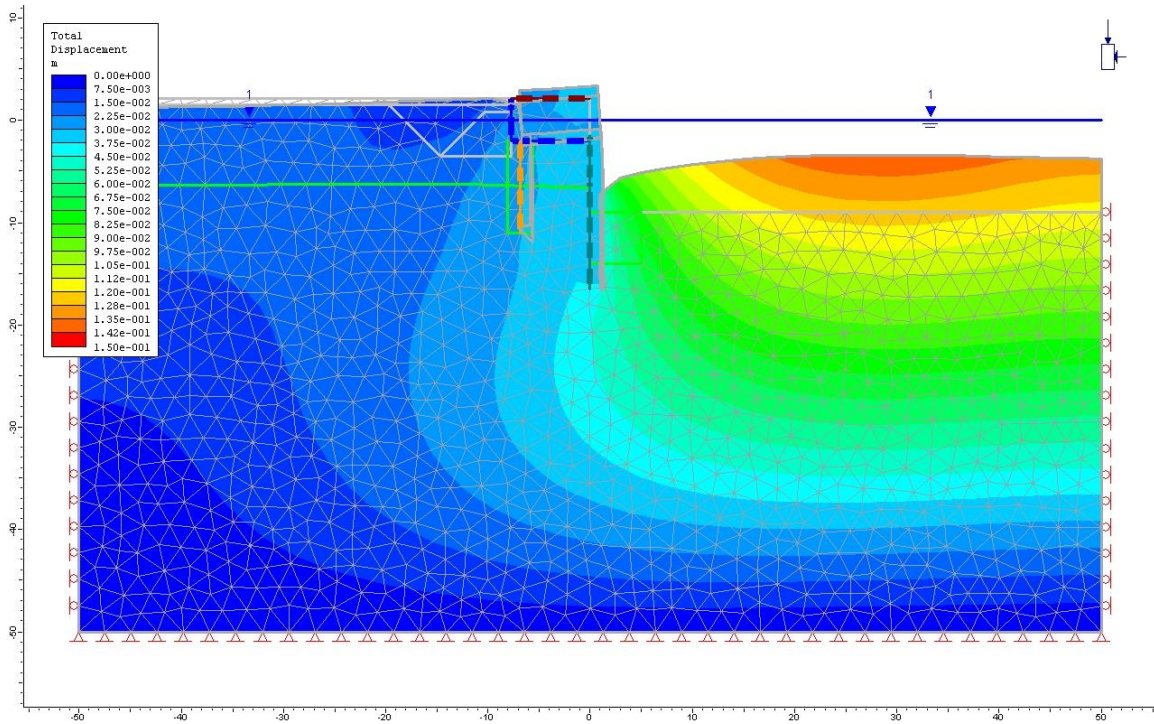


Figura 67 – deformata

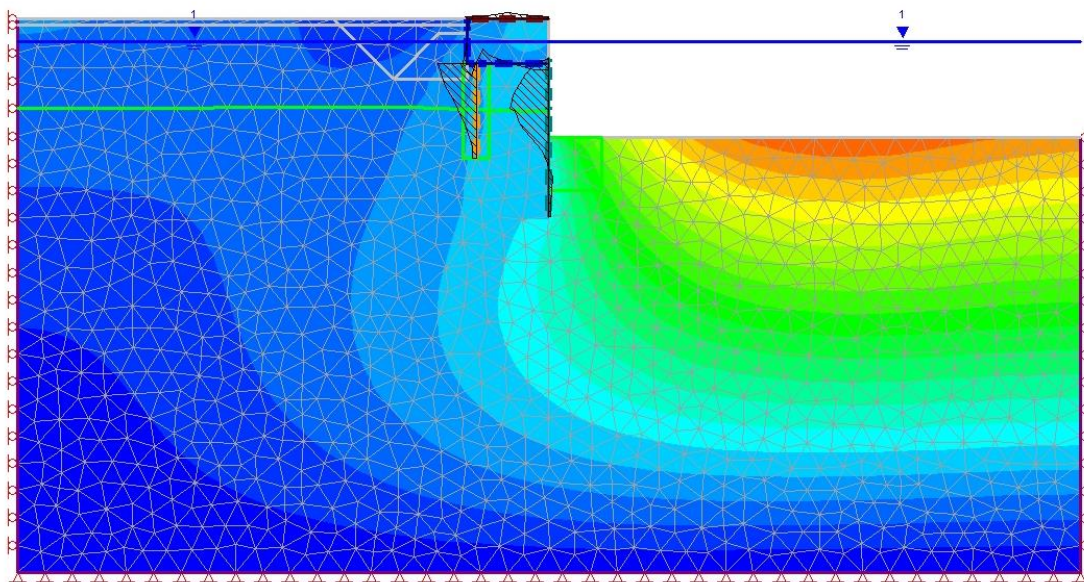


Figura 68 – azione flettente

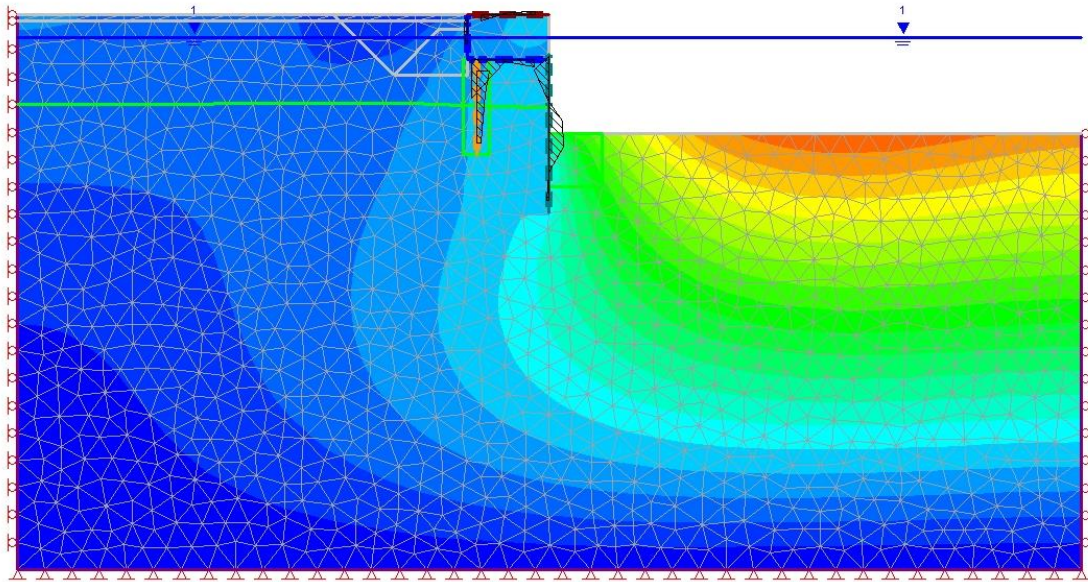


Figura 69 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui diaframmi del filo B (0.8x2.5) e del filo A (5.0x1.0):

filo	M [kNm/m]	N [Kn/m]	V [Kn/m]
B	602.4	26.03	130.0
A	610.12	450.8	143.16

A supporto delle analisi eseguite con il programma di calcolo phase si riportano le schematizzazioni più significative ripetute con il programma plaxis nella condizione SLE rara e nella condizione eccezionale.

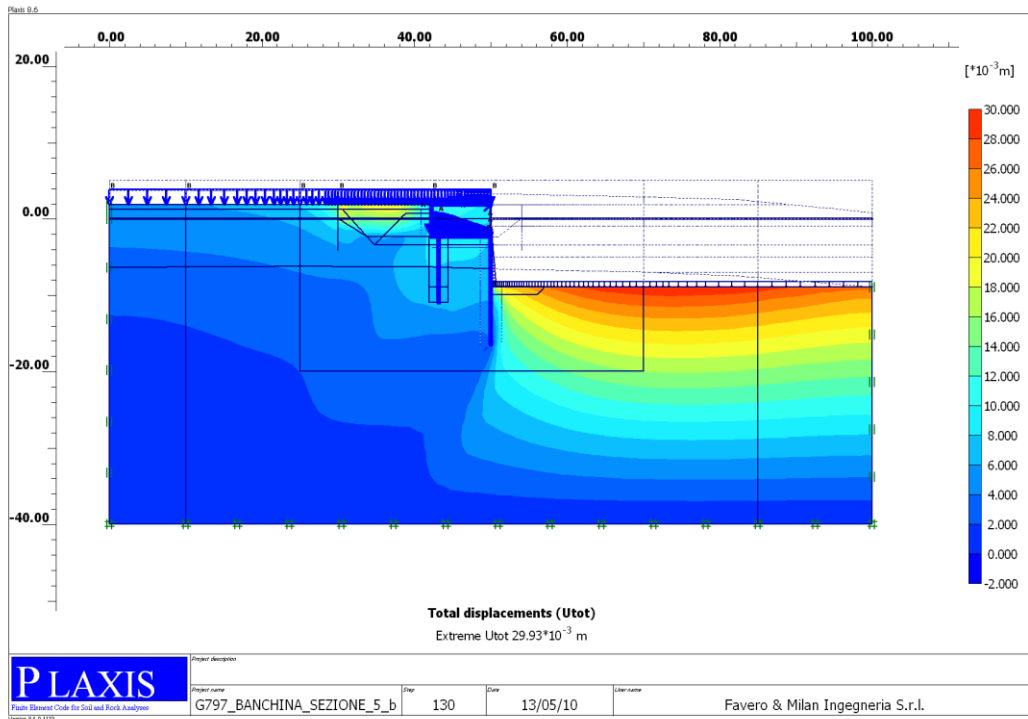


Figura 70 – modello condizione rara

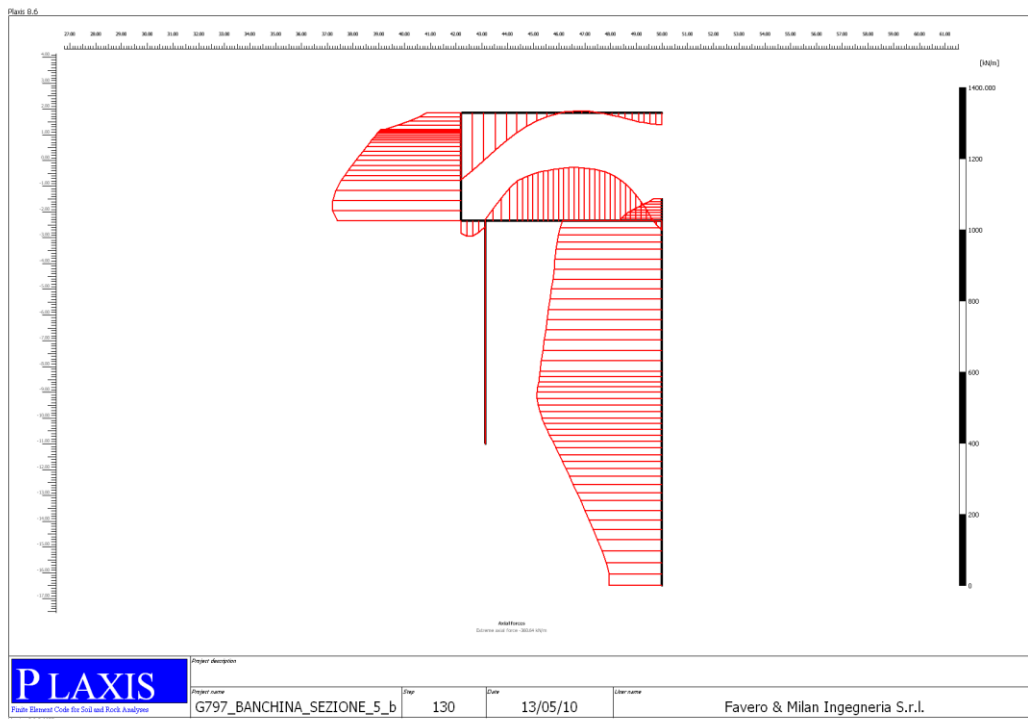


Figura 71 – azione assiale

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008  
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI  
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE  
 PROGETTO DEFINITIVO**

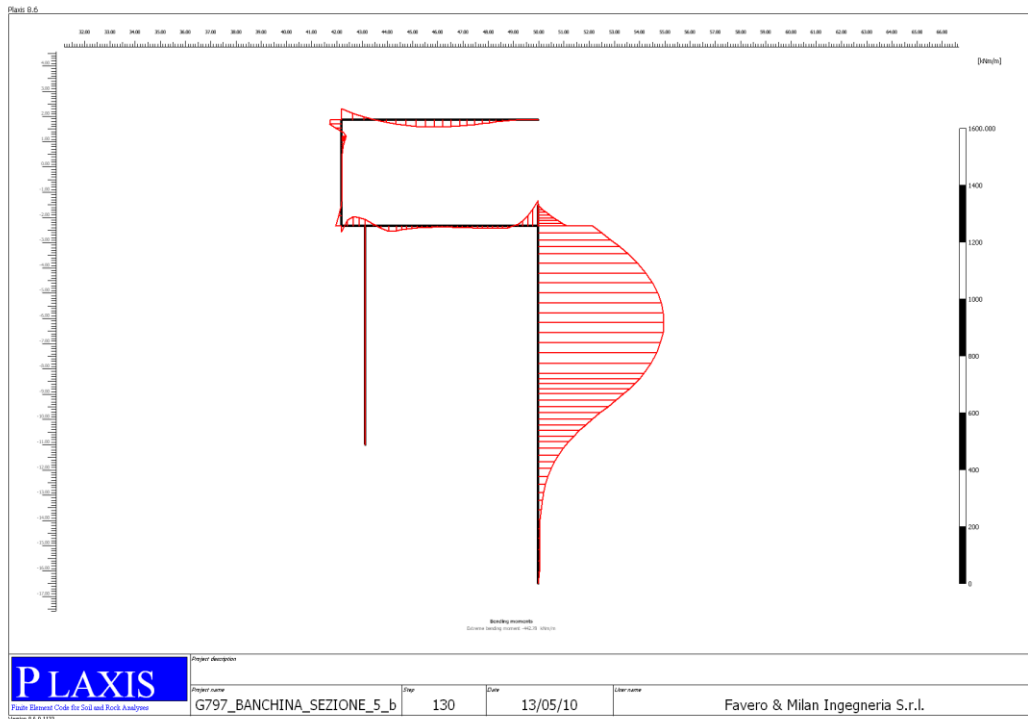


Figura 72 – azione flettente

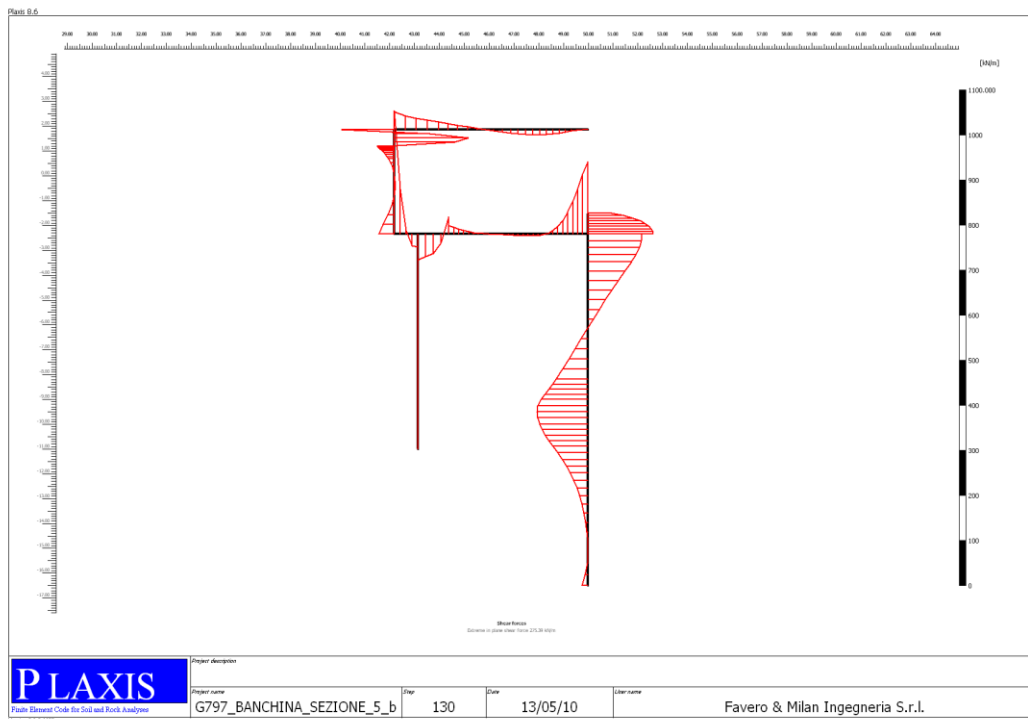


Figura 73 – taglio

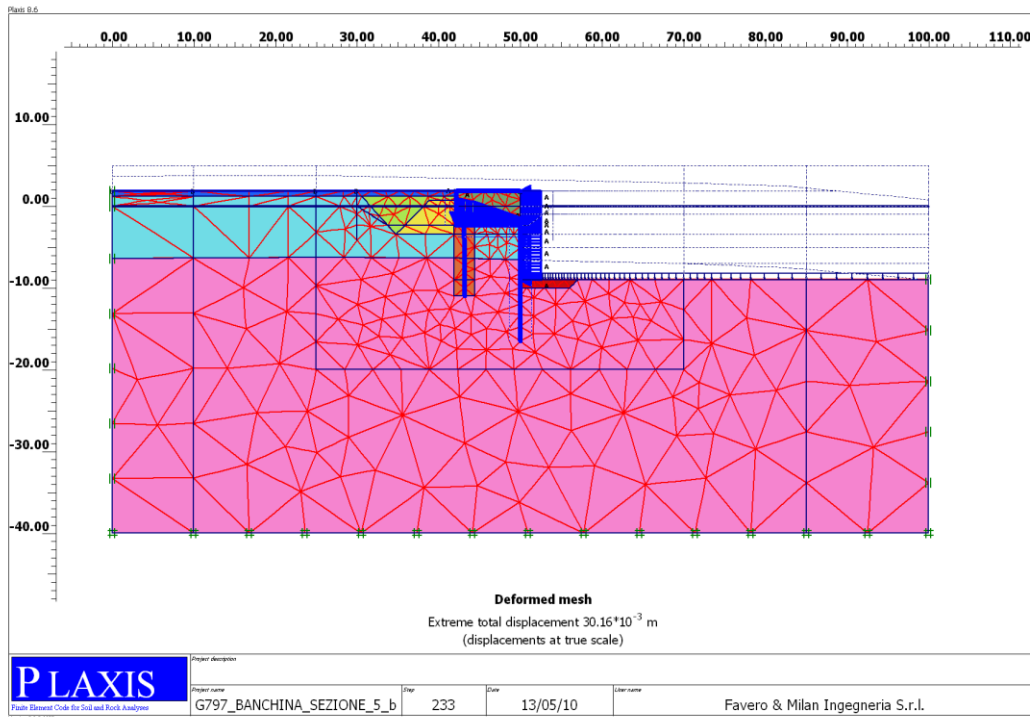


Figura 74 – condizione eccezionale: deformata

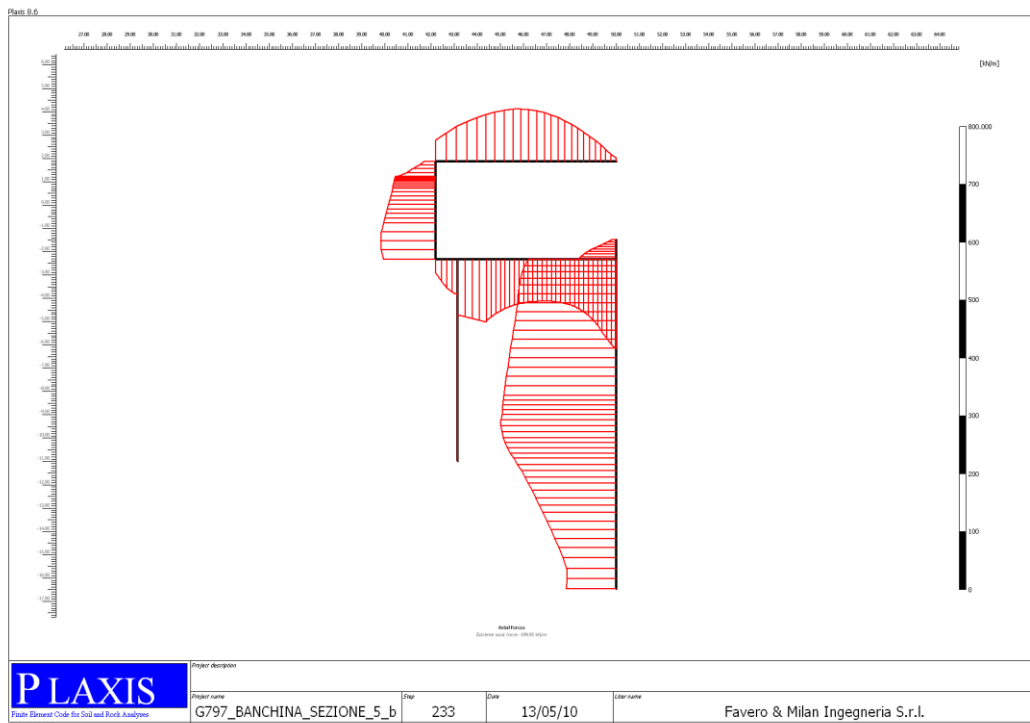


Figura 75 – azione assiale

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008  
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI  
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE  
 PROGETTO DEFINITIVO**

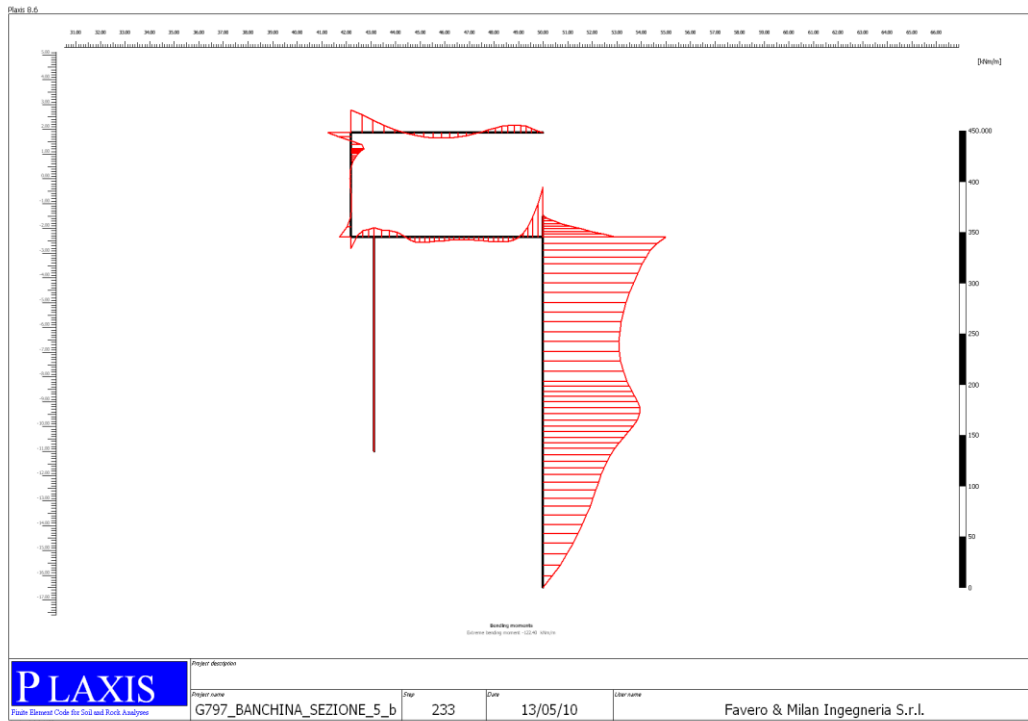


Figura 76 – azione flettente

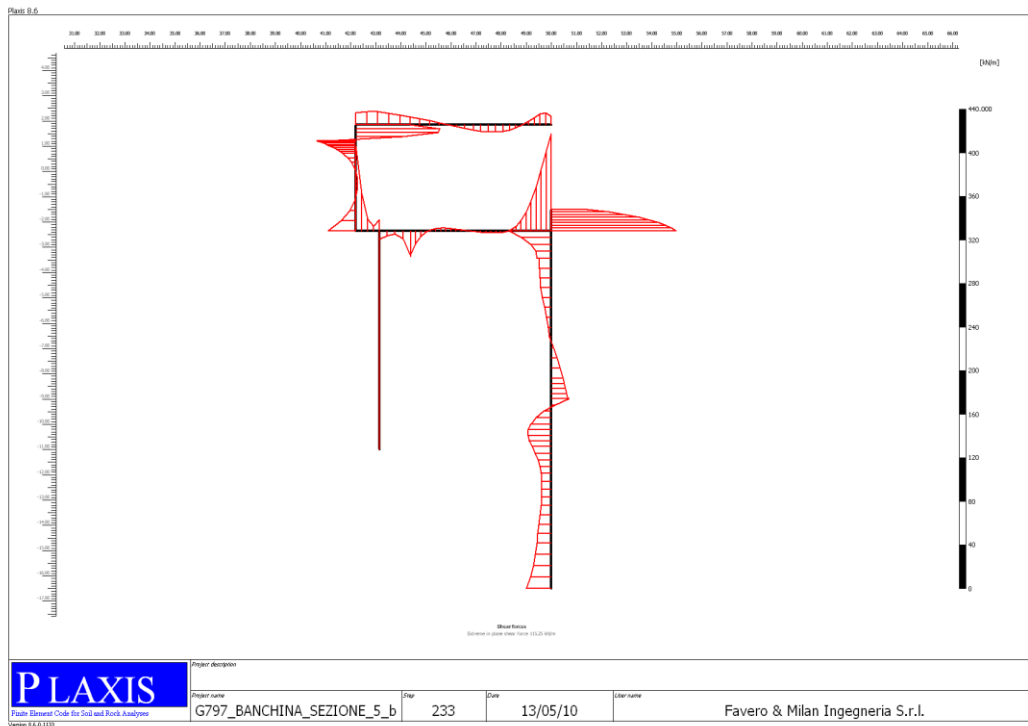


Figura 77 – taglio



**11.4.2 SLD**

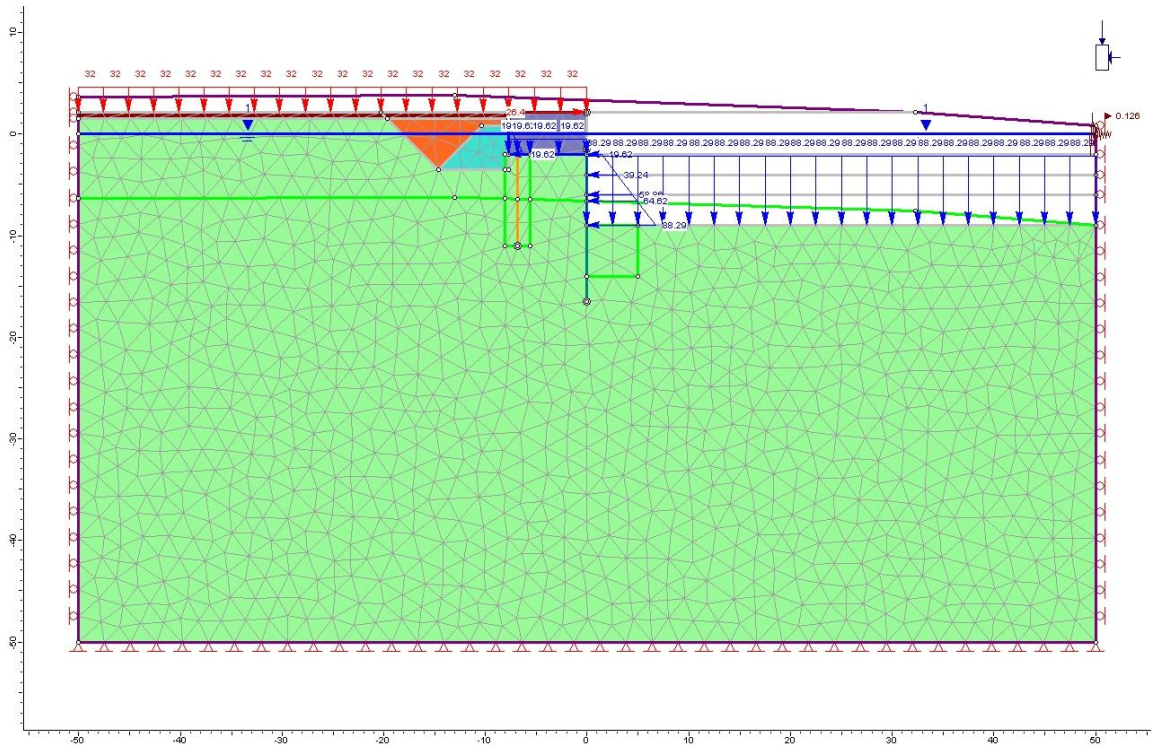


Figura 78 – modello

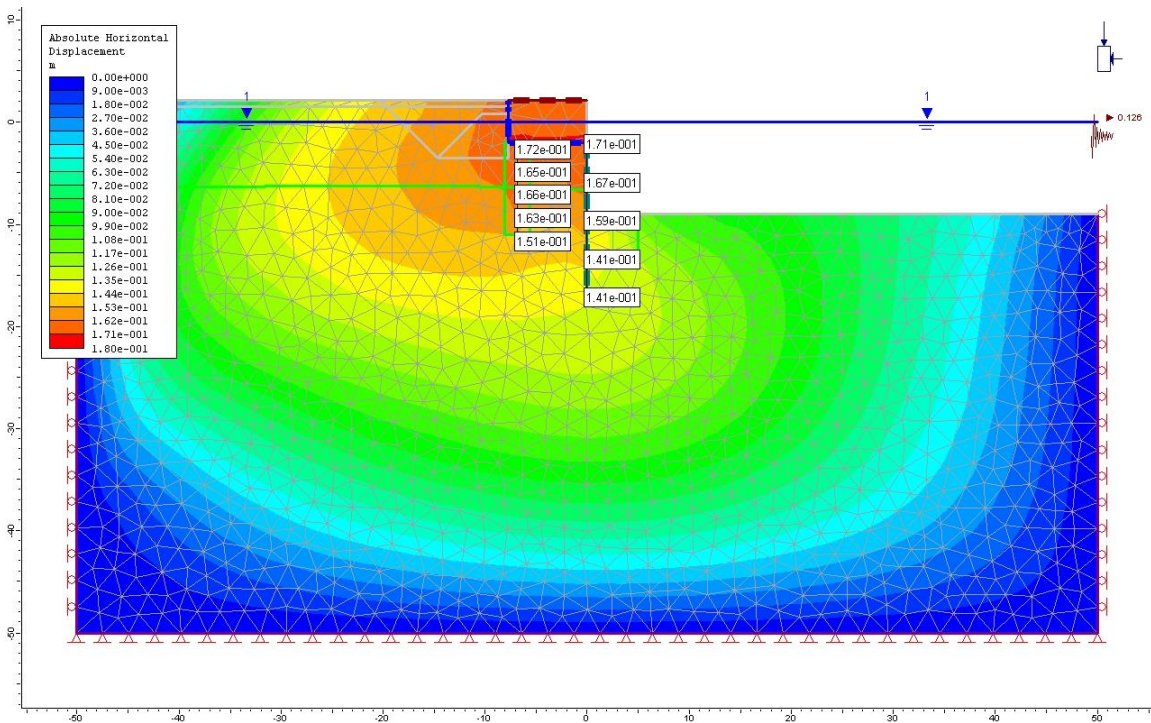


Figura 79 – spostamenti orizzontali

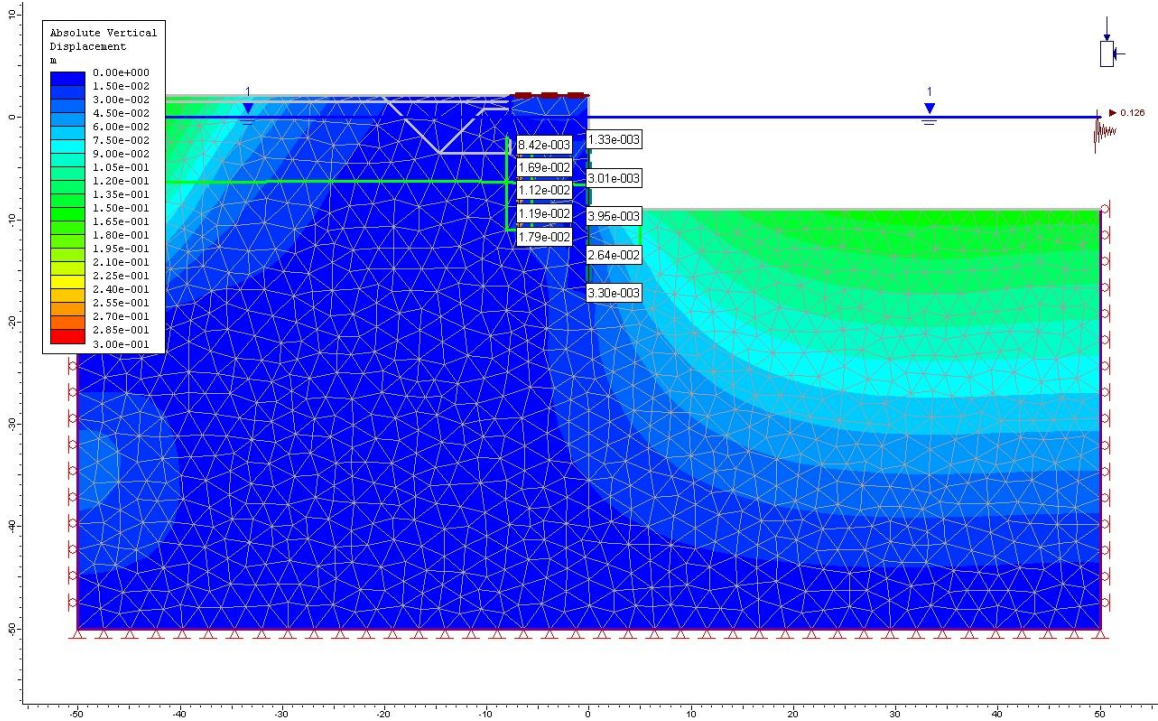


Figura 80 – spostamenti verticali

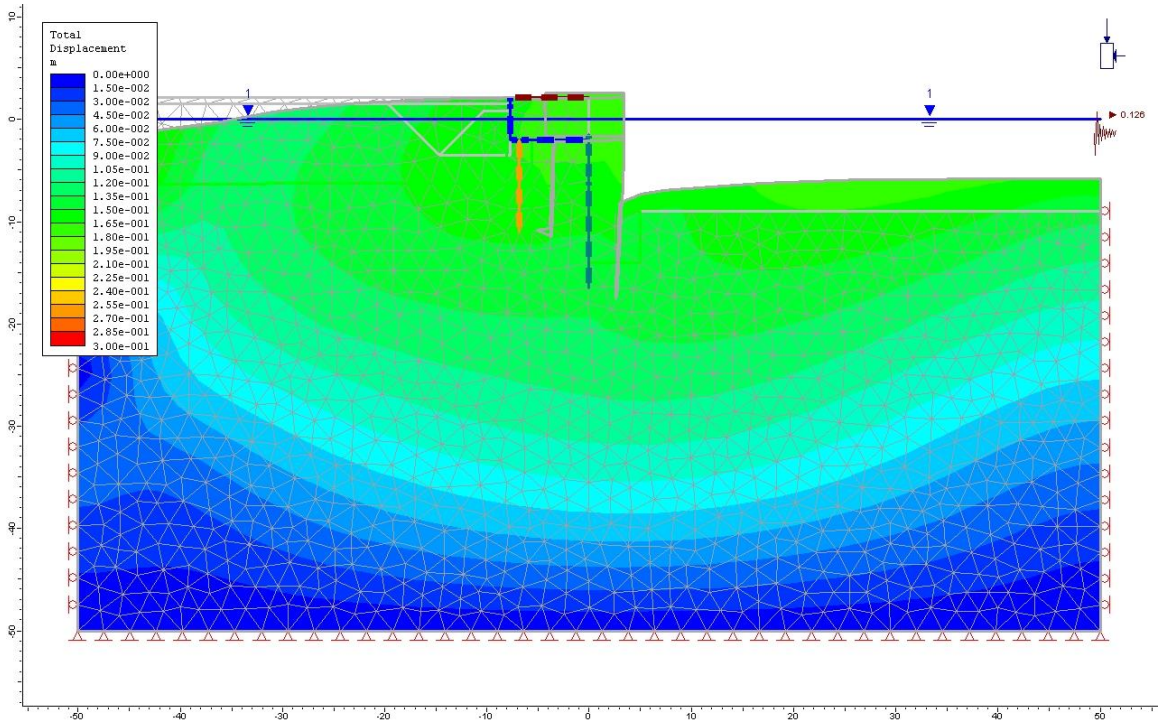


Figura 81 – deformata

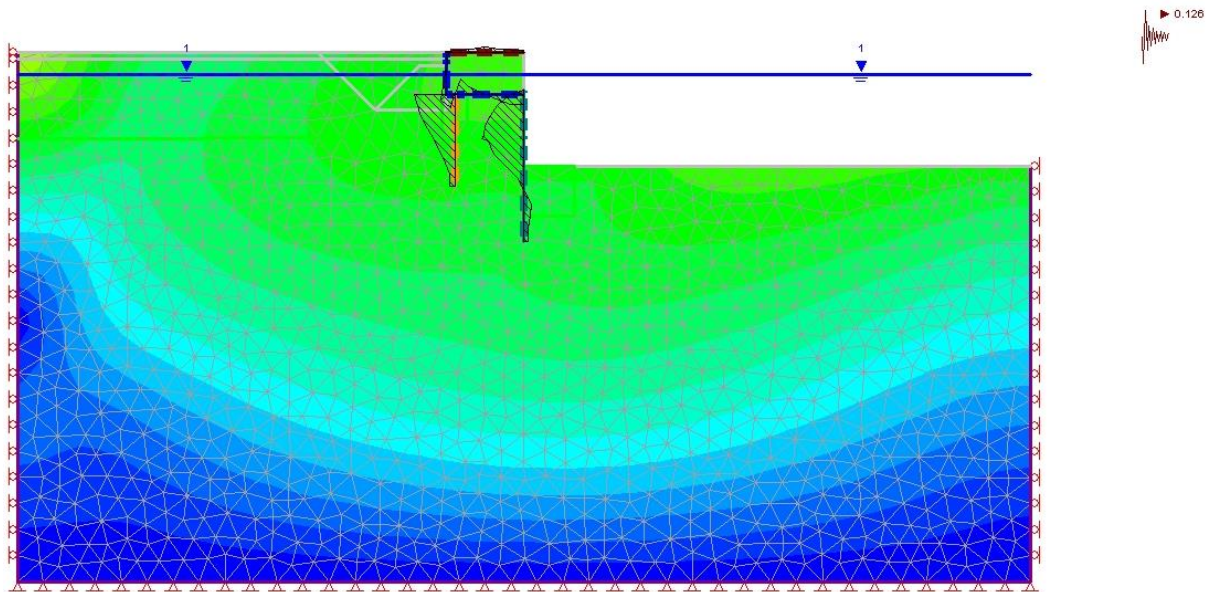


Figura 82 – azione flettente

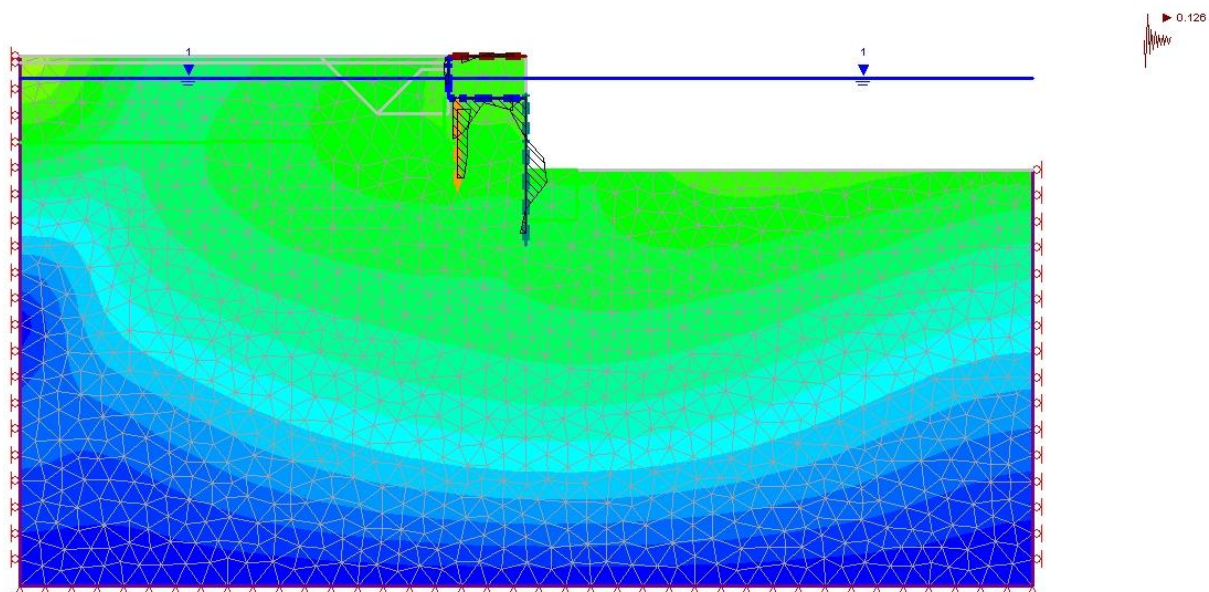


Figura 83 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui diaframmi del filo B (0.8x2.5) e del filo A (5.0x1.0):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	782.9	47.08	140.3.8
A	803.04	510.22	206.51

**11.4.3 SLU**

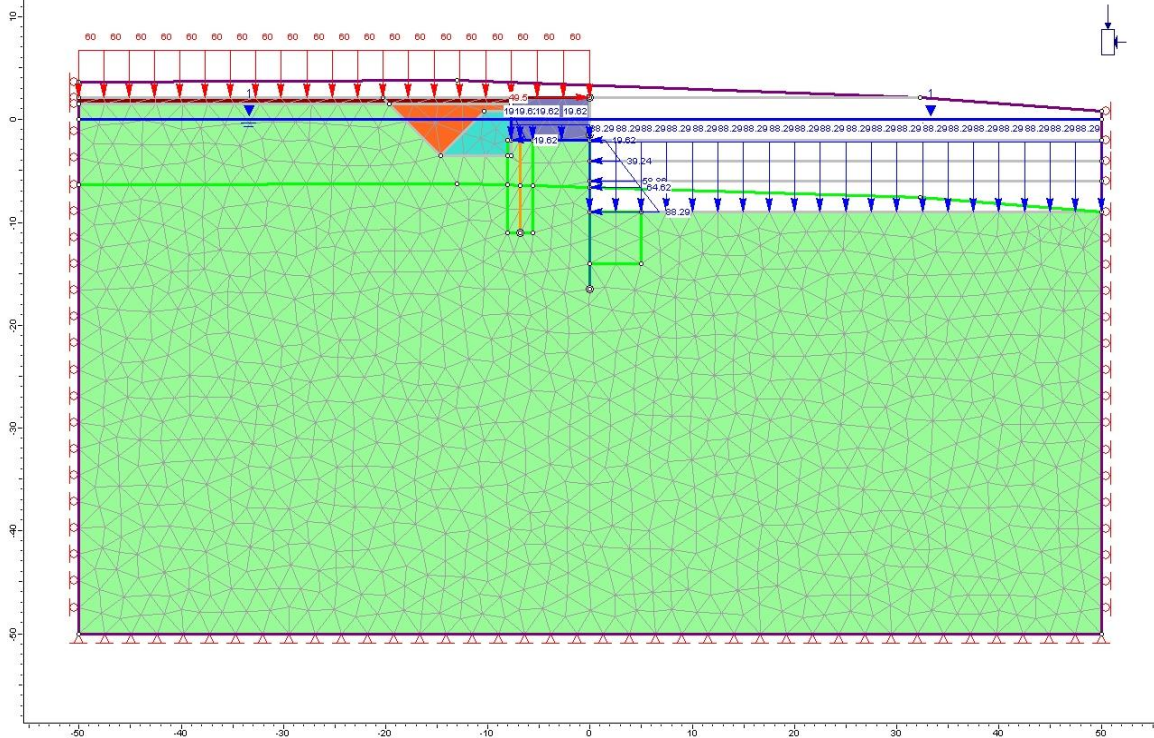


Figura 84 – modello

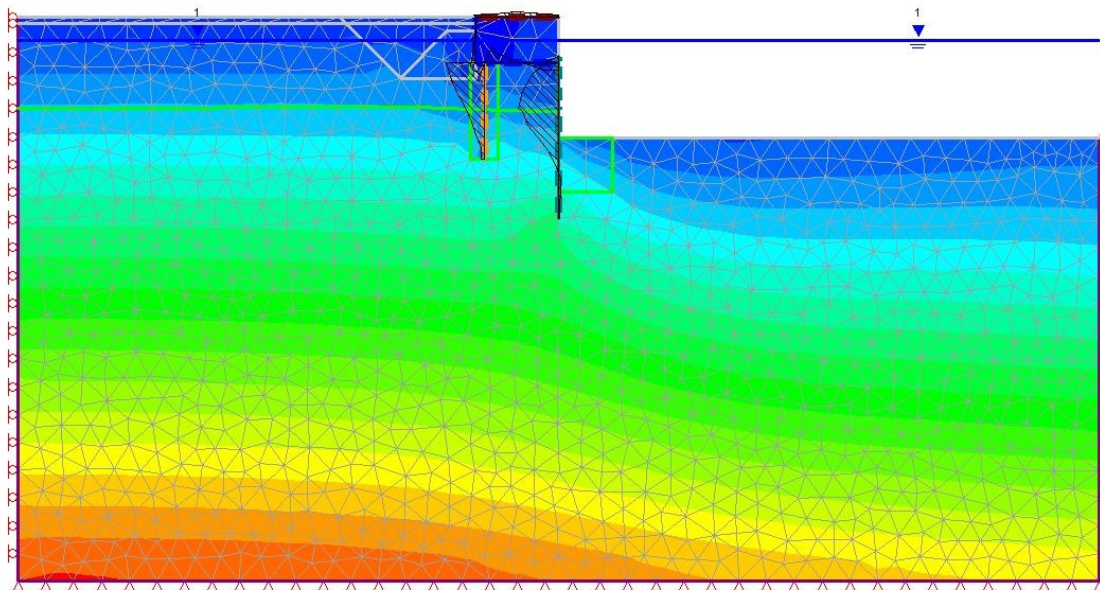


Figura 85 – azione flettente

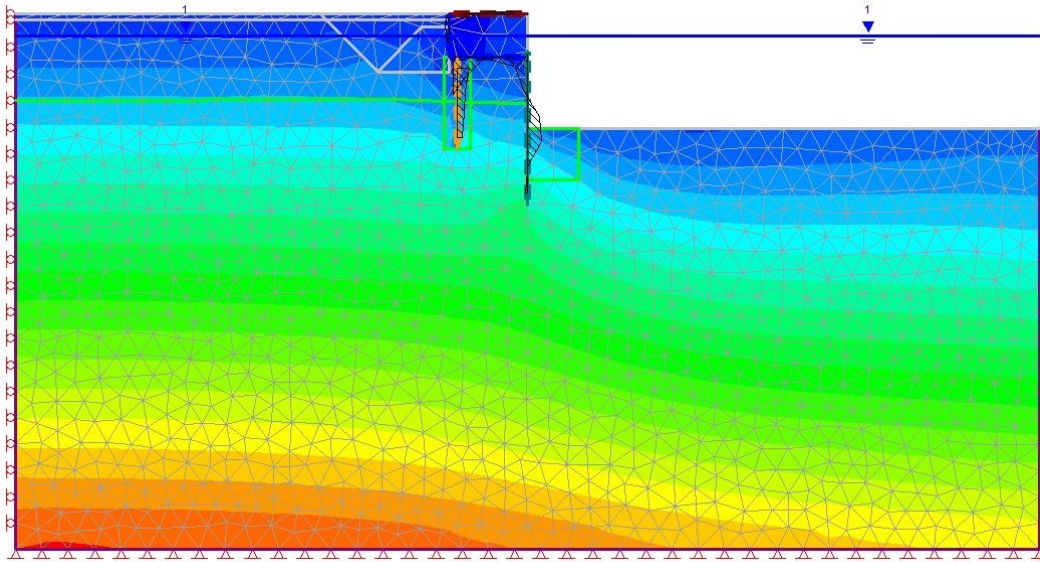


Figura 86 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui diaframmi del filo B (0.8x2.5) e del filo A (5.0x1.0):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	658.24	103.86	133.71
A	695.42	564.24	156.4

#### 11.4.4 SLV

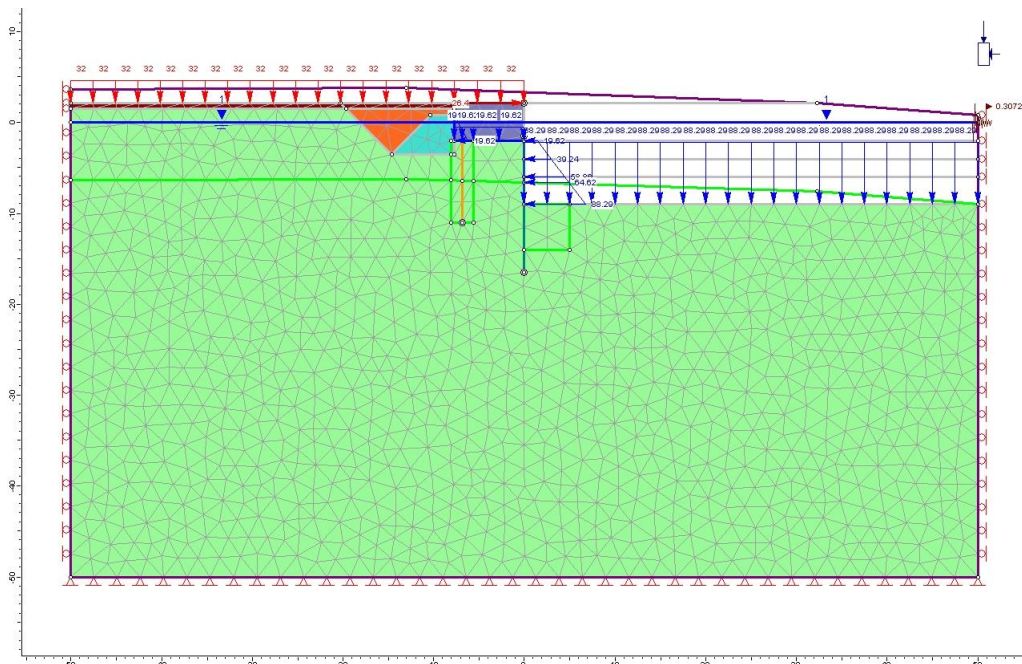


Figura 87 – modello

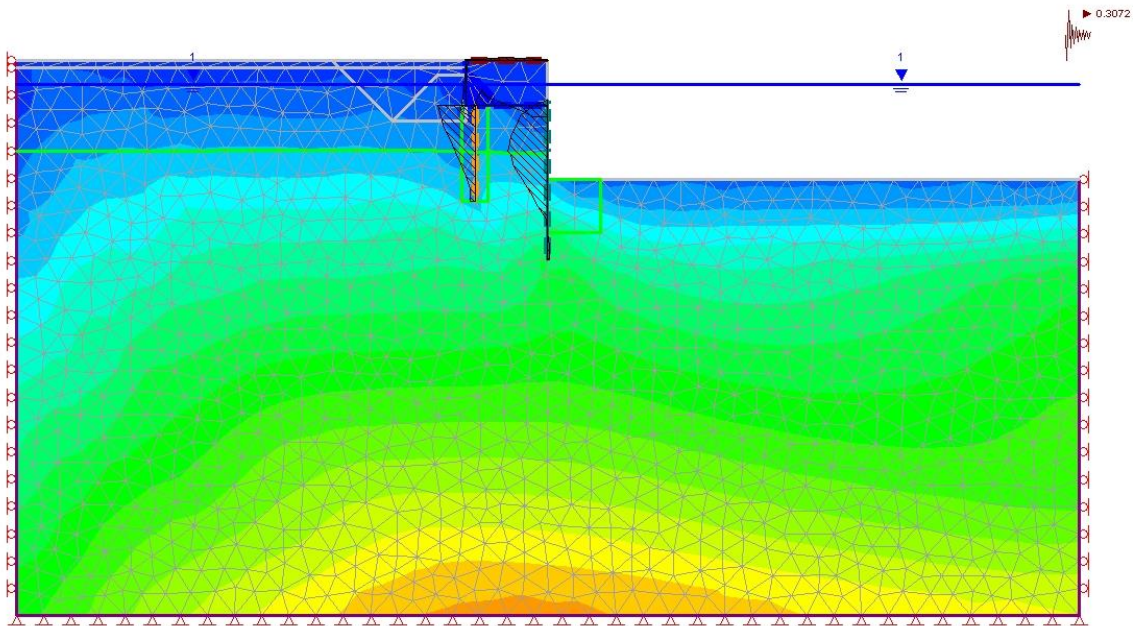


Figura 88 – azione flettente

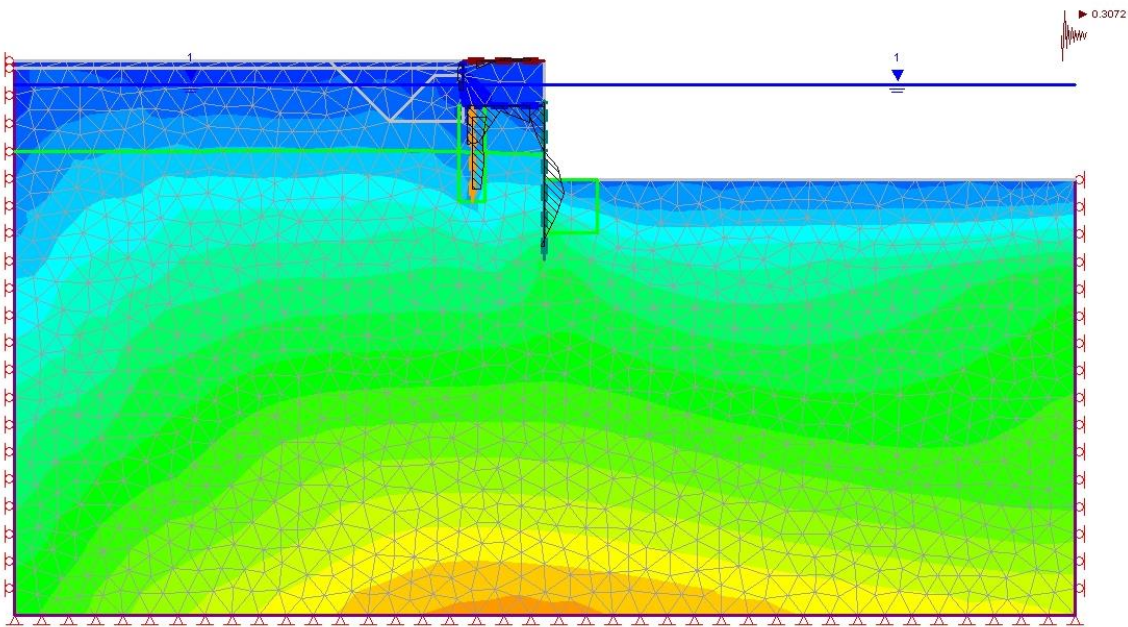


Figura 89 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui diaframmi del filo B (0.8x2.5) e del filo A (5.0x1.0):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	1259.8	164.99	206.77
A	1379.4	756.82	274.89

### 11.4.5 Verifica a pressoflessione

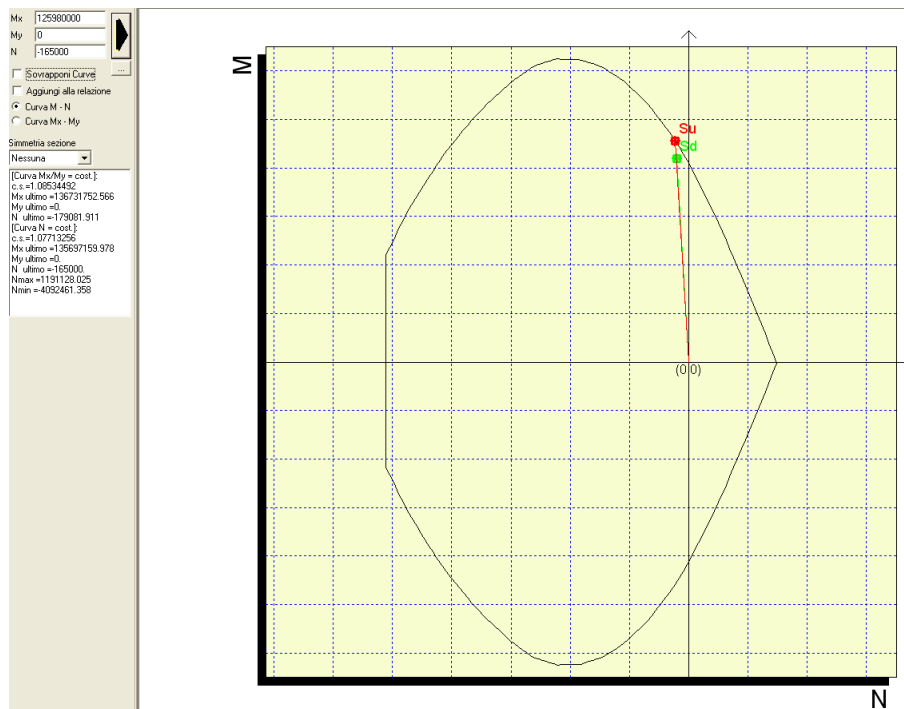
Si riportano le verifiche a pressoflessione dei diaframmi allo stato limite ultimo in condizioni sismiche, condizione più gravosa ai fini del dimensionamento strutturale.

Si ricorda che l'interasse dei diaframmi lungo il filo B è di 10.0m. Lungo il filo A i diaframmi sono continui. Si analizza una porzione di lunghezza pari 5.0x1.0m.

filo	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
B	12598.0	1649.5	2067.7
A	6897.0	3784.0	1374.4

### 11.4.6 Verifica filo B

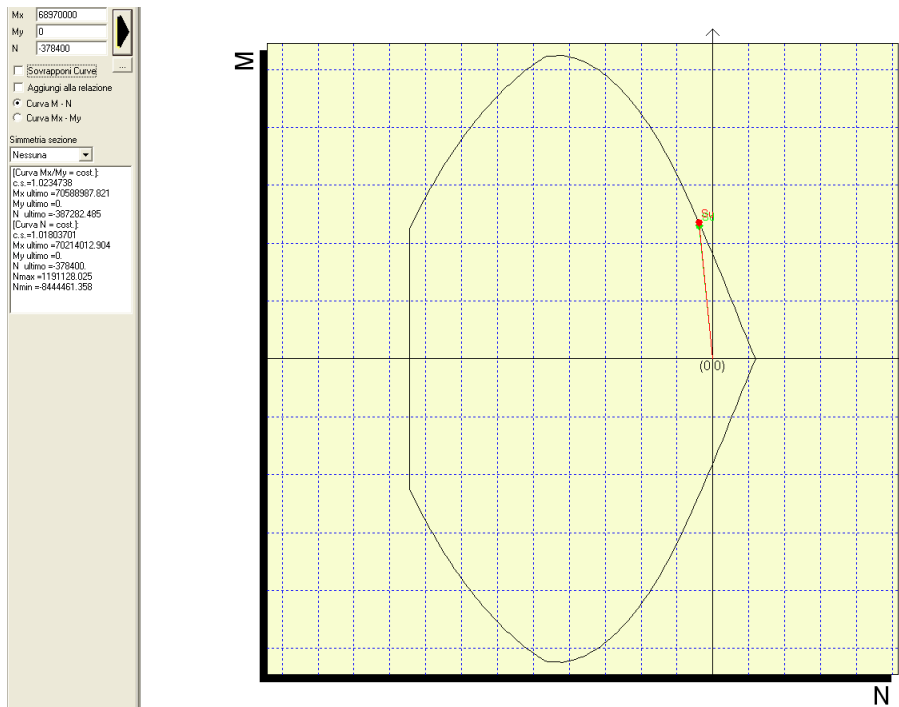
Armando il diaframma 0.8x2.50 con  $\phi 26/10$  sul lato lungo e sul lato corto con si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari a  $F_s=1.085$ .

### 11.4.7 Verifica filo A

Armando il diaframma 1.00x5.0 con  $\phi 26/20$  sul lato lungo e sul lato corto con si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari a  $F_s=1.023$ .

### 11.5 BANCHINA SU PALI

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche per il dimensionamento dei pali della banchina di riva in condizioni statiche e simiche e le deformate delle strutture in condizioni di esercizio.

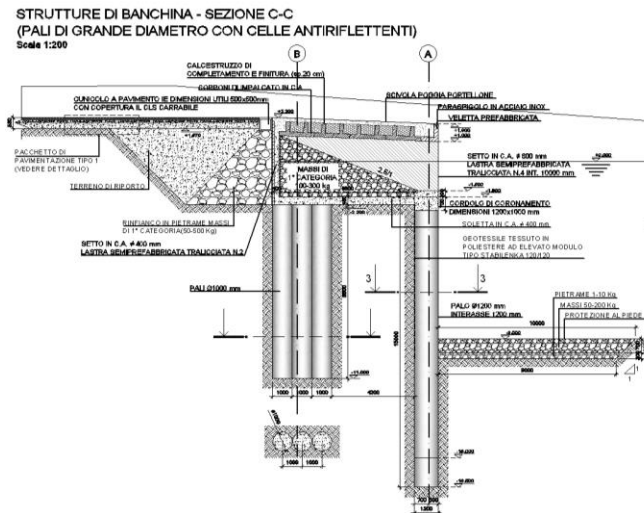


Figura 90 – Sezione della banchina con pali



**11.5.1 SLE**

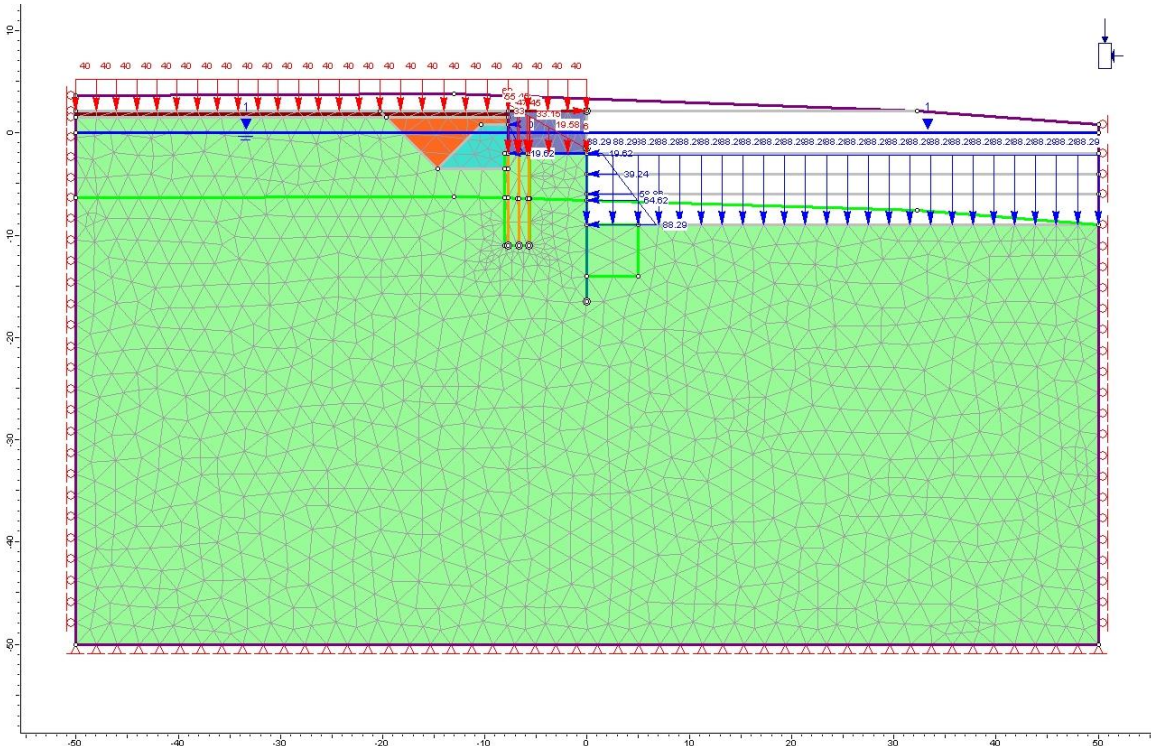


Figura 91 – modello di calcolo

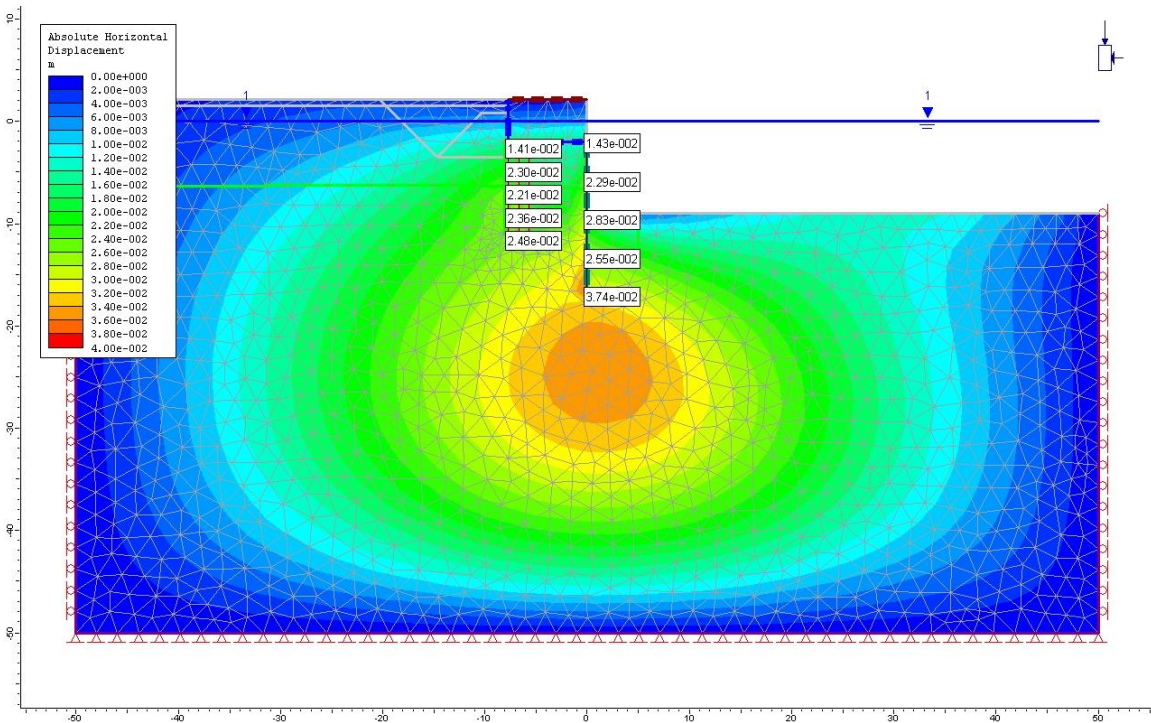


Figura 92 – spostamenti orizzontali

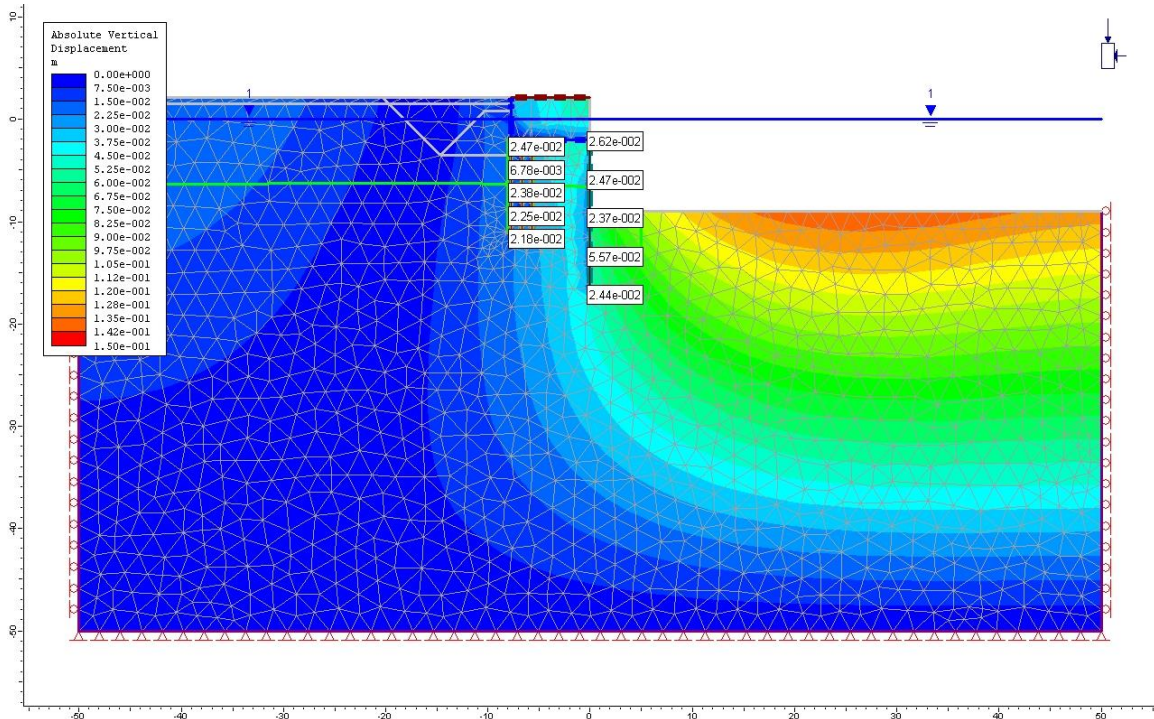


Figura 93 – spostamenti verticali

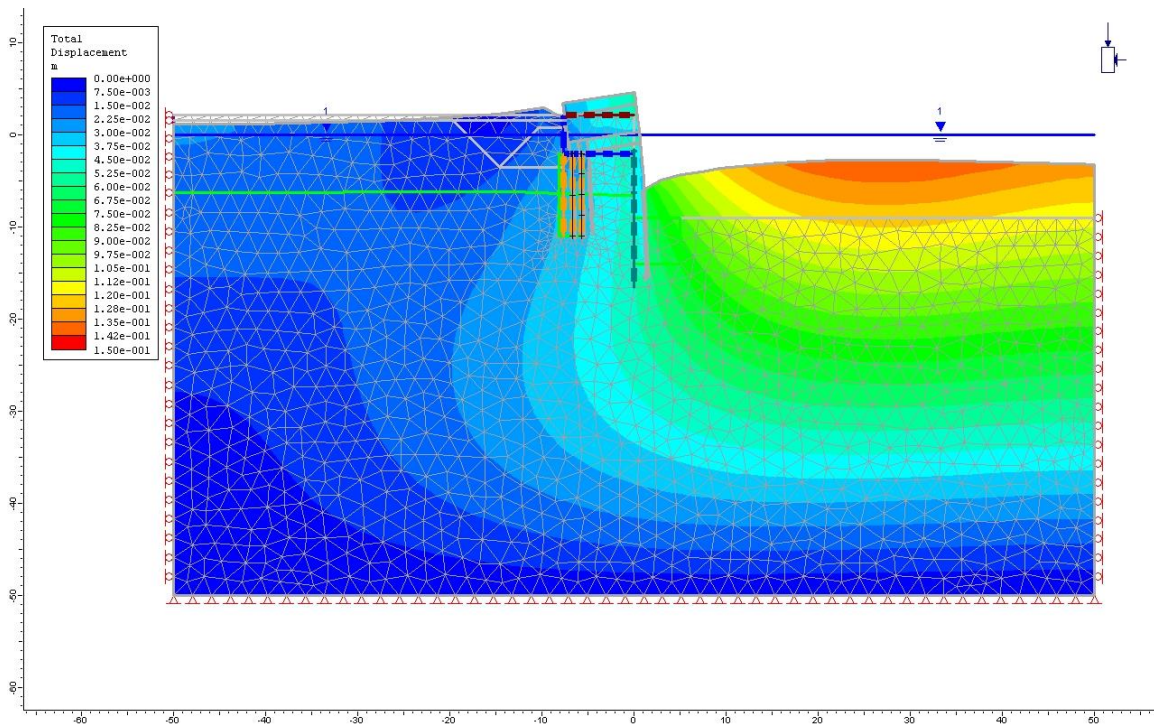


Figura 94 – deformata

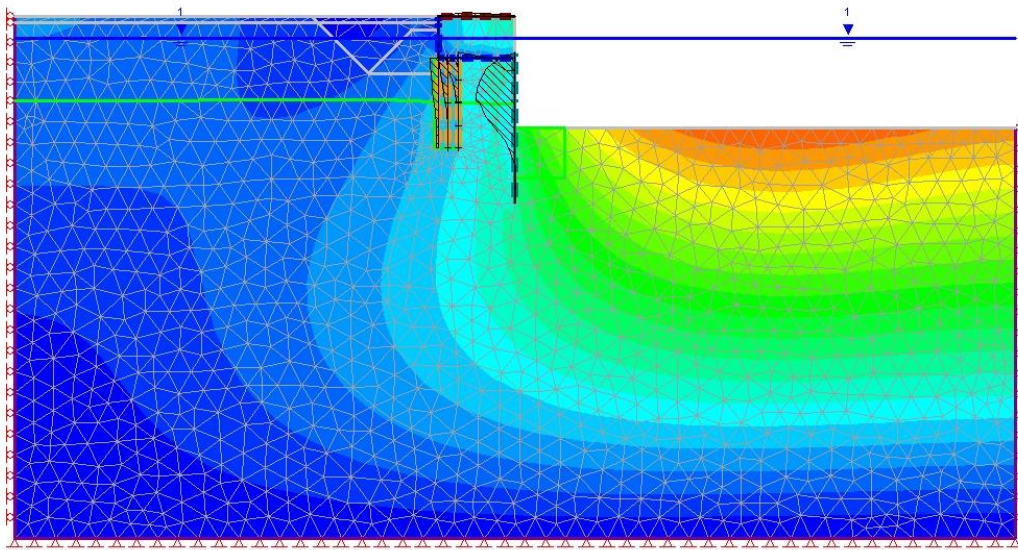


Figura 95 – azione flettente

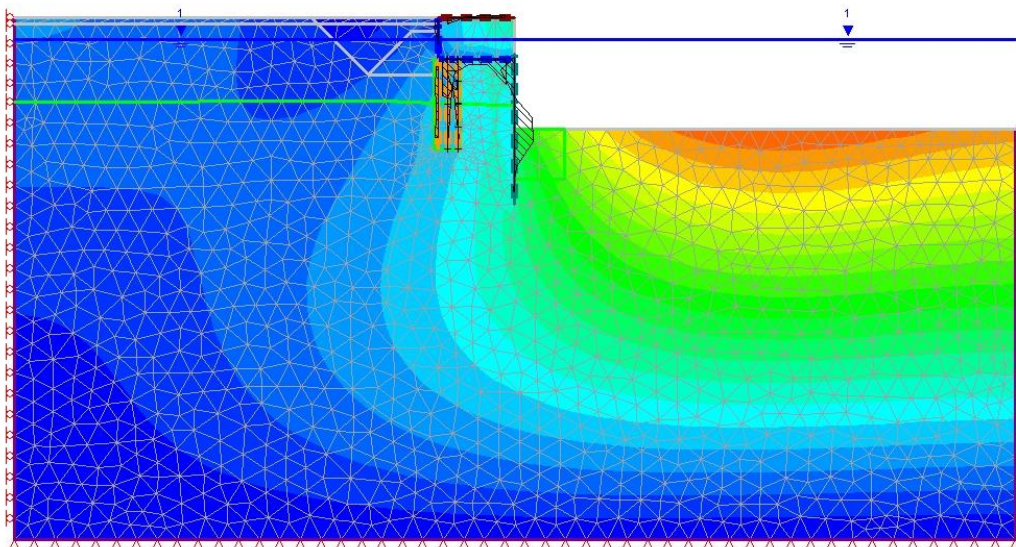


Figura 96 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui pali del filo B ( $\phi 1000$ ) e del filo A ( $\phi 1200$ ):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	169.56	83.12	81.52
A	650.34	349.03	135.75

**11.5.2 SLD**

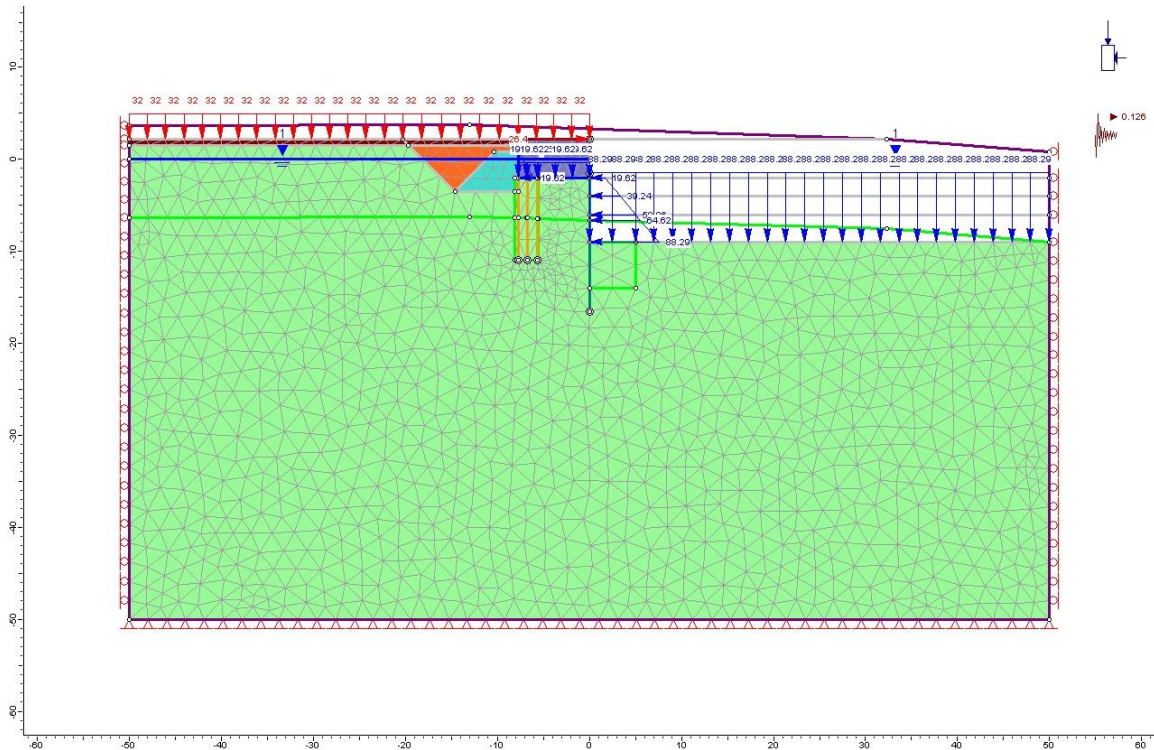


Figura 97 – modello

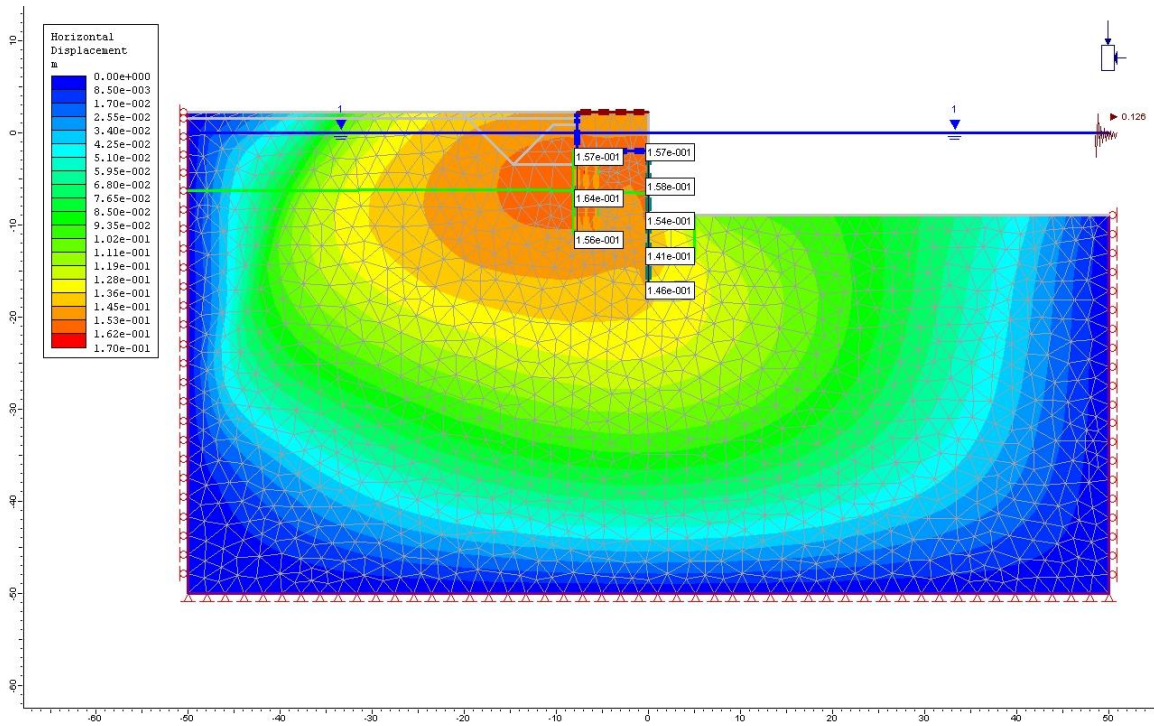


Figura 98 – spostamenti orizzontali

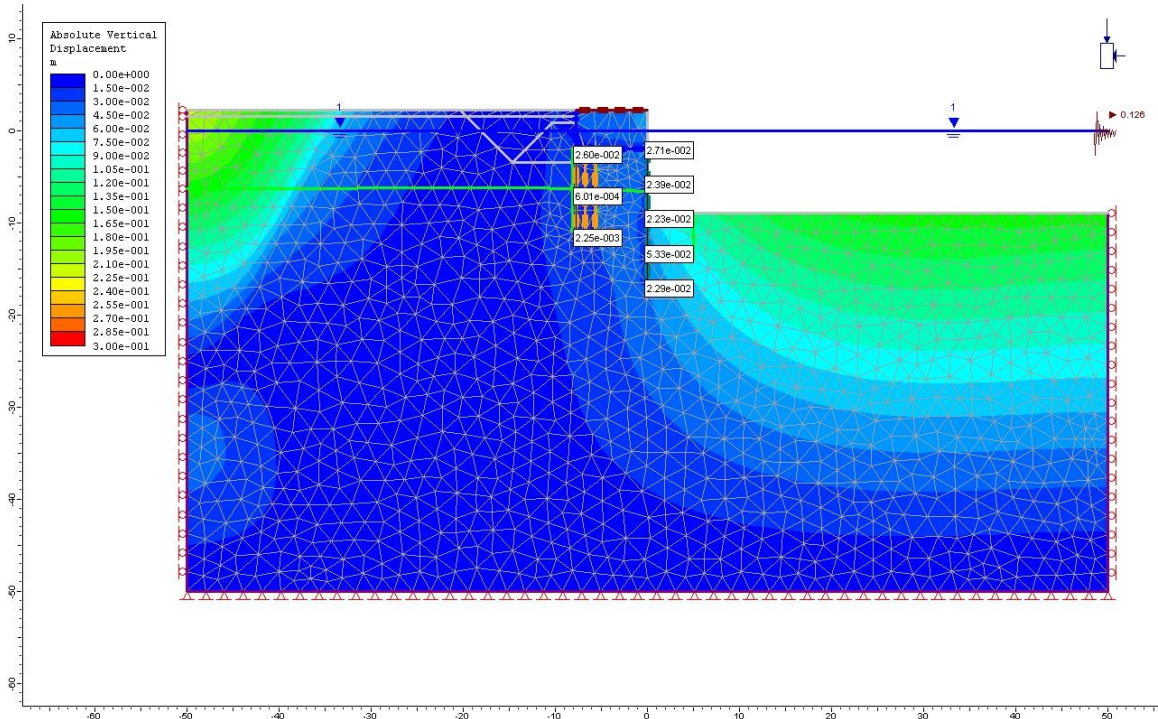


Figura 99 – spostamenti verticali

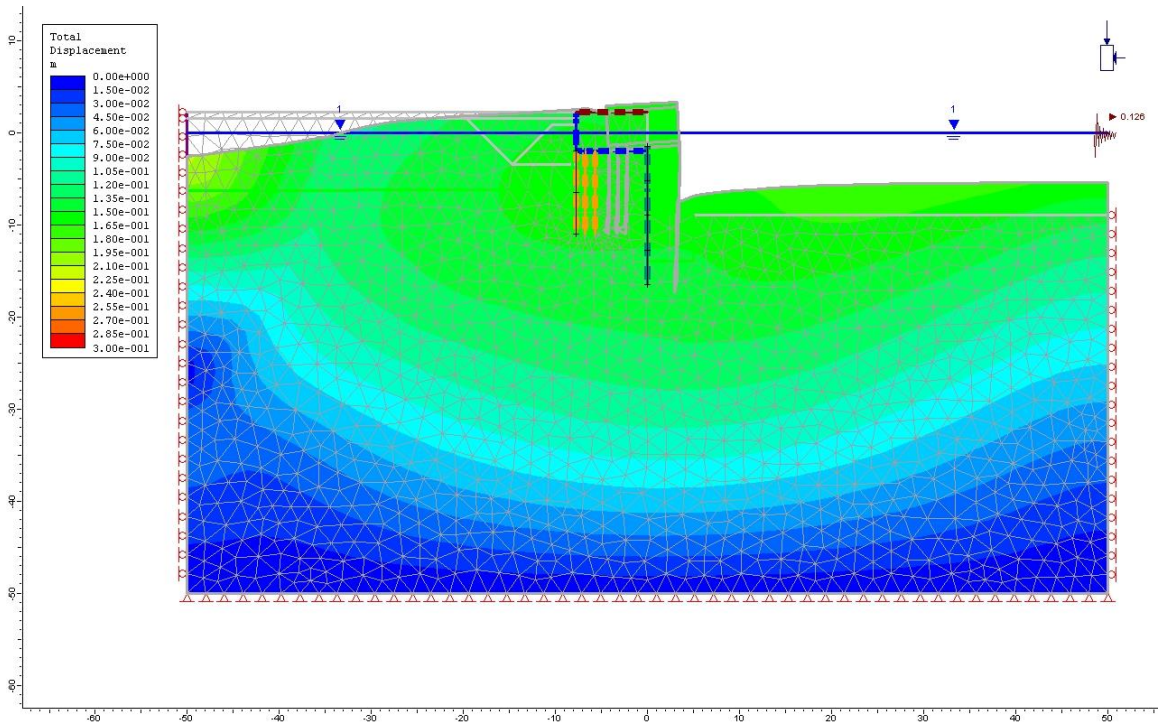


Figura 100 – deformata

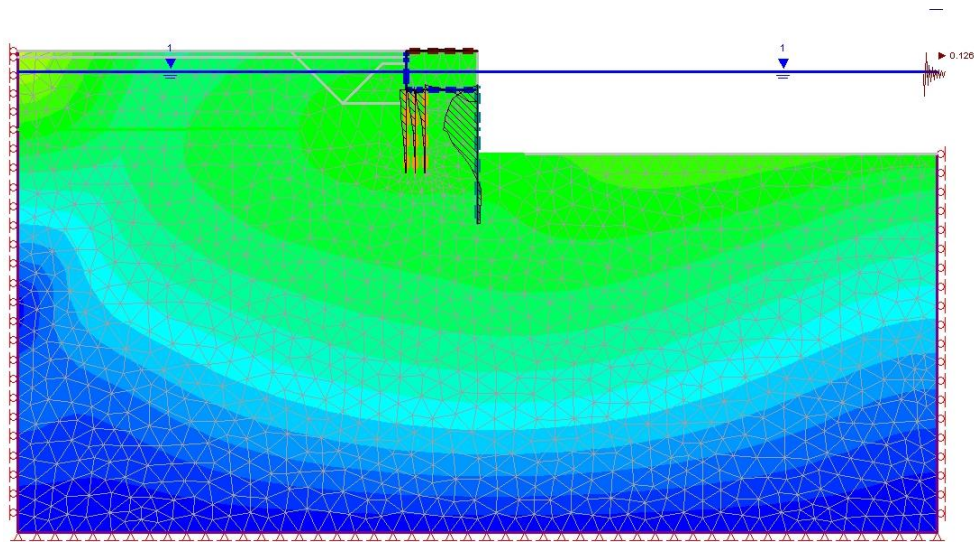


Figura 101 – azione flettente

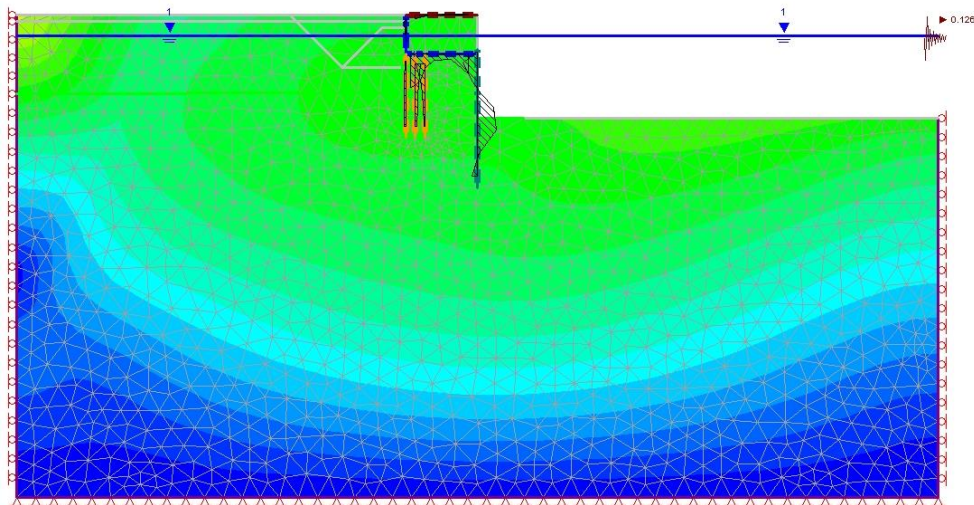


Figura 102 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui pali del filo B ( $\phi 1000$ ) e del filo A ( $\phi 1200$ ):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	238.63	80.31	99.68
A	892.71	404.63	211.37

**11.5.3 SLU**

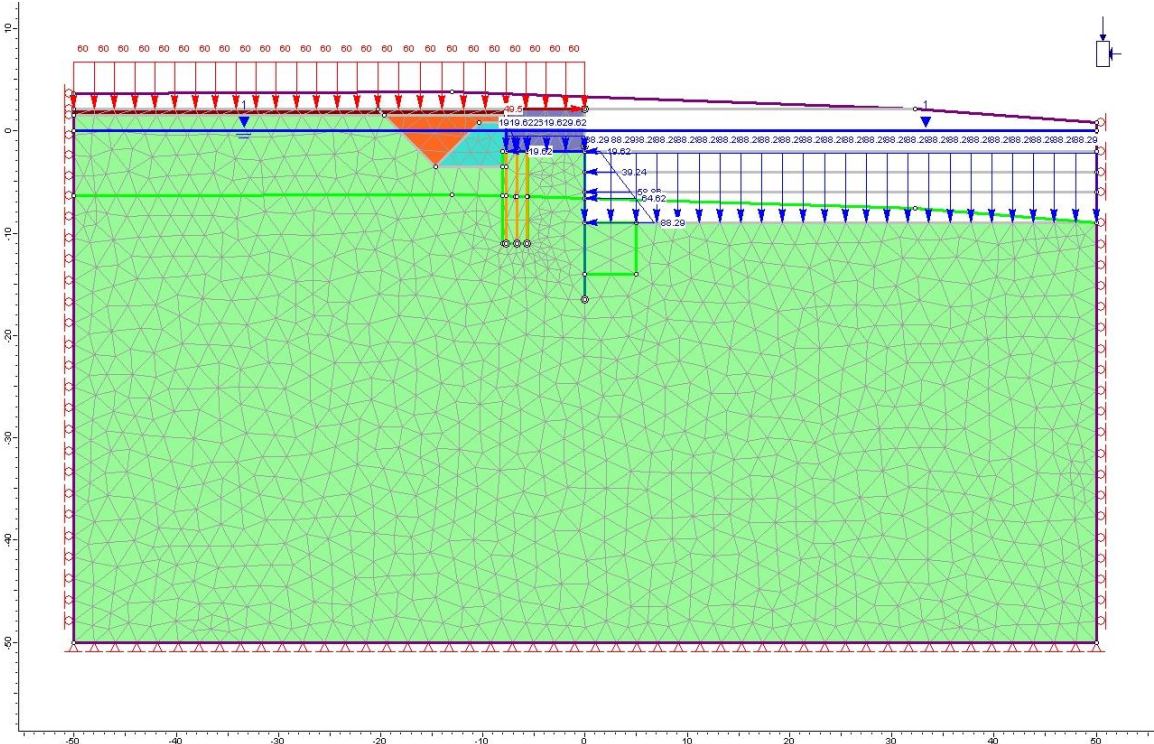


Figura 103 – modello

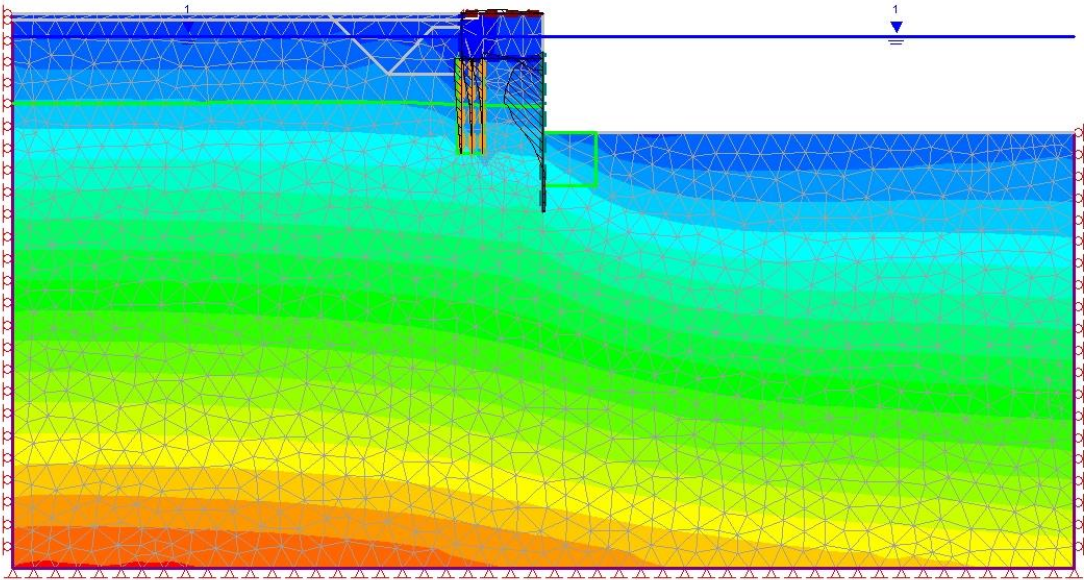


Figura 104 – azione flettente

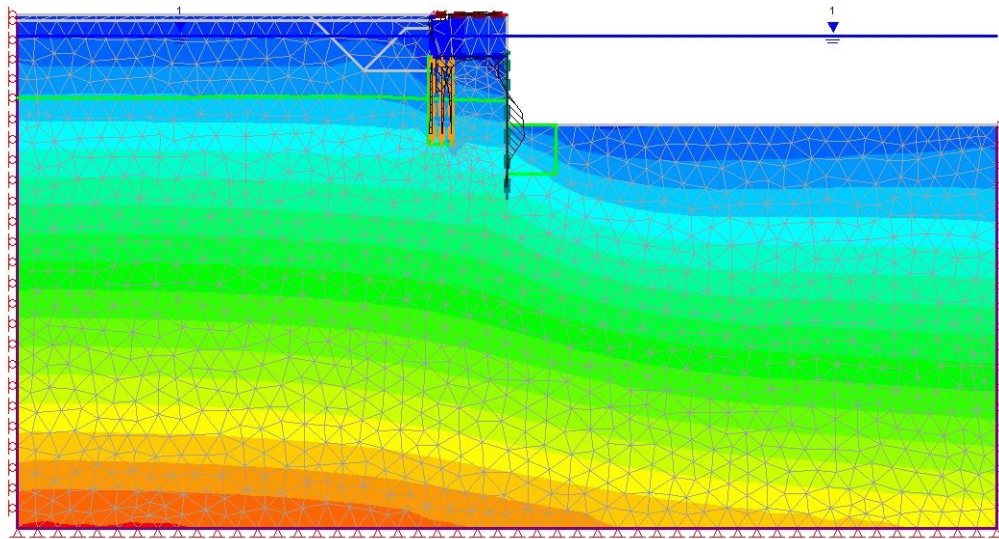


Figura 105 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni sui pali del filo B ( $\phi 1000$ ) e del filo A ( $\phi 1200$ ):

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	191.52	112.02	88.816
A	743.13	459.68	156.54

#### 11.5.4 SLV

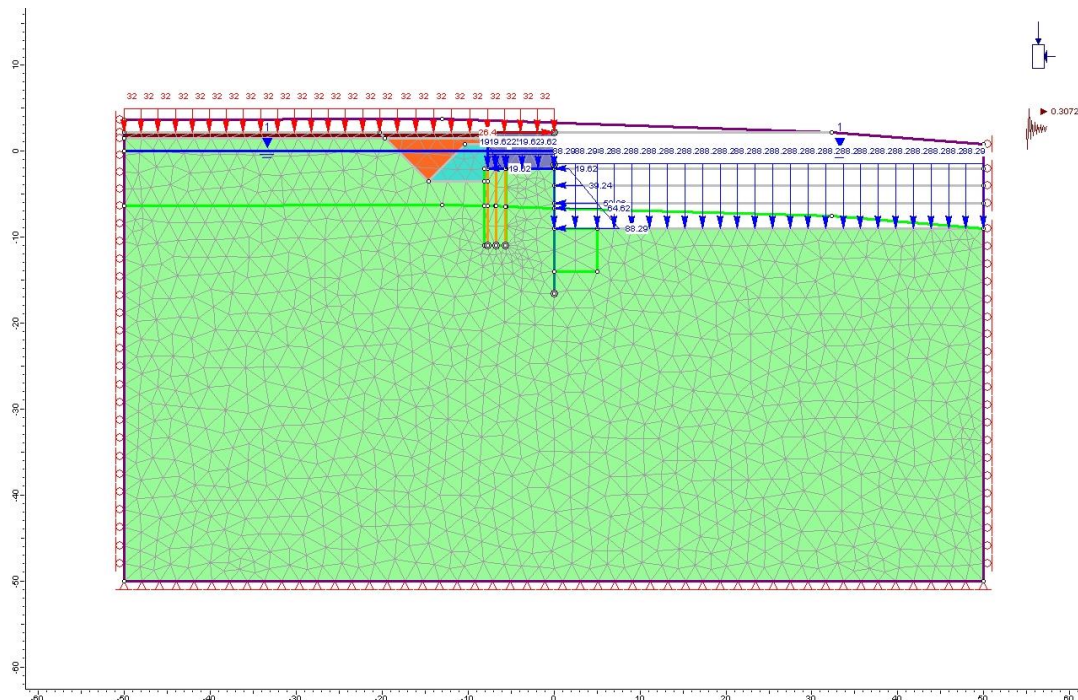


Figura 106 – modello



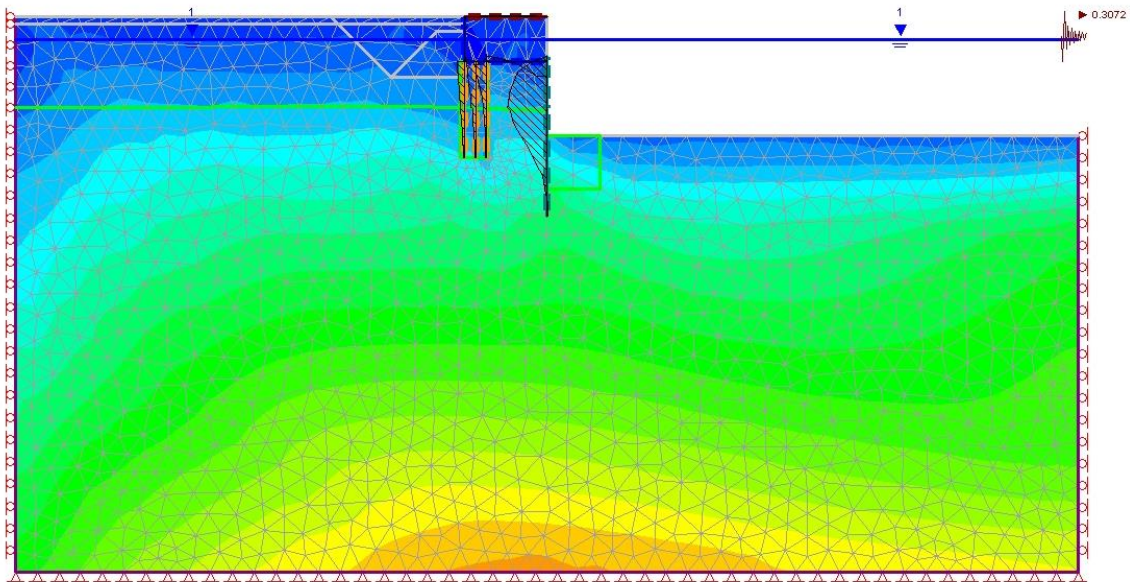


Figura 107 – azione flettente

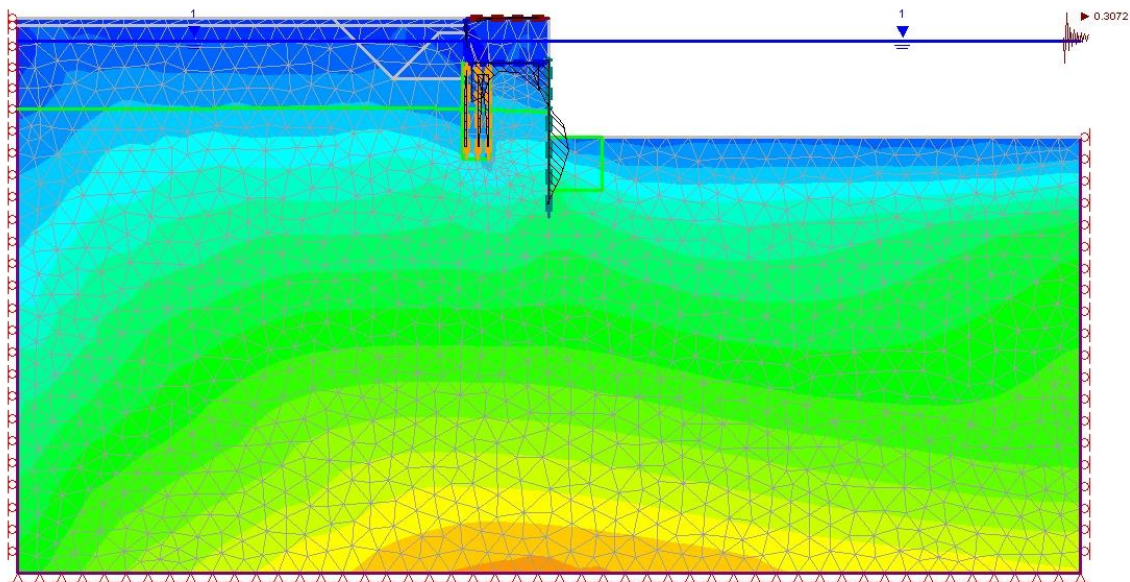


Figura 108 – taglio

### 11.5.5 Verifica a pressoflessione

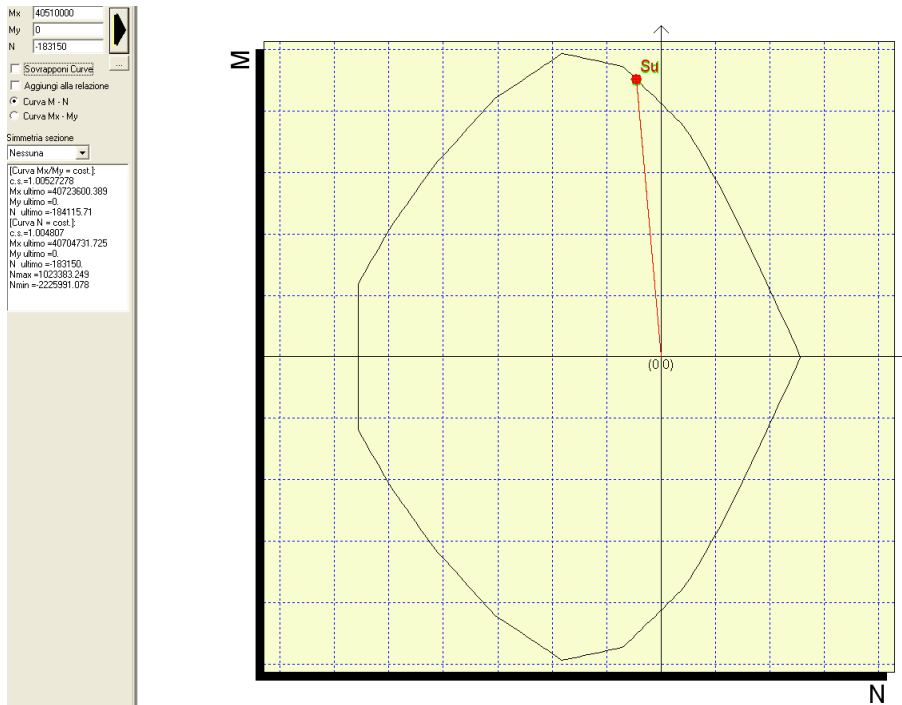
Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pali allo stato limite ultimo in condizioni sismiche, condizione più gravosa ai fini del dimensionamento strutturale.

Si ricorda che l'interasse dei pali lungo il filo B è di 10.0m. Lungo il filo A i pali sono continui. Si riporta la verifica relativa a 1 palo  $\phi 1200$ .

filo	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
B	4051.1	1831.4	1520.4
A	1881.0	620.18	345.84

### 11.5.6 Verifica filo B

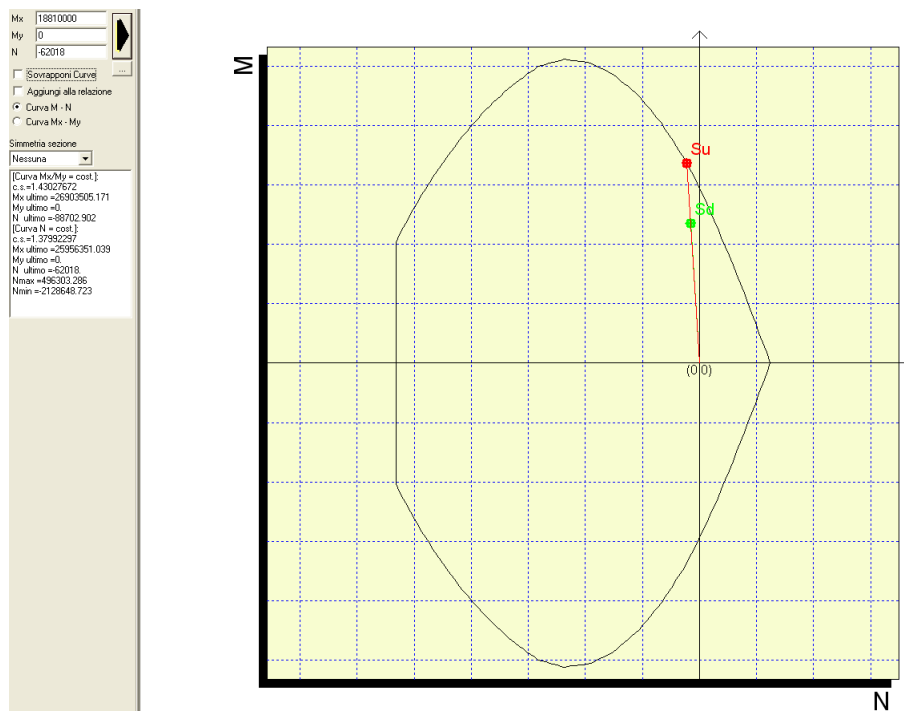
Armando il palo  $\phi 1000$  con  $\phi 32/10$  si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari a  $F_s=1.005$ .

### 11.5.7 Verifica filo A

Armando il palo  $\phi 1200$  con  $\phi 26/15$  si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari a  $F_s=1.430$ .

## 11.6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Il progetto è sviluppato secondo il metodo agli stati limite, in ottemperanza al DM. 14.1.2008. Carichi e sovraccarichi sono conformi al bando di gara (art.7) ed al DM 14.1.2008.

La stabilità globale delle opere a gettata, valutata in configurazione post-operam, è stata verificata assicurando coefficienti non inferiori ad almeno 1,10 volte i coefficienti di normativa sotto elencati:

- SLU per azioni statiche:  $\gamma_{R2} = 1,10$  (Approccio 1 – Combinazione 2 di cui al D.M. 14/01/2008);
- SLE per azioni statiche: 1,3;
- SLU per azioni sismiche:  $\gamma_{R2} = 1,10$  (coefficienti sulle azioni sempre pari a  $\gamma_F = 1,00$  – coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche  $\gamma_{M2}$  di cui al D.M. 14/01/2008);
- SLD per azioni sismiche: 1,30.

Il programma utilizzato -Slide 5.032- analizza 1m di profondità dell'opera e fornisce il coefficiente di sicurezza delle superfici più critiche. I metodi adottati, nell'ipotesi di superficie di scivolamento curve, sono Bishop e Janbu semplificati.

Si riportano le analisi della sez. F-F, ritenuta più critica ai fini della stabilità globale, in condizione statica e simica.

Le verifiche di stabilità globale allo stato limite ultimo sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2

con i coefficienti delle azioni e dei parametri geotecnici riportati come di seguito indicato:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	A2
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevole		1.3
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	sfavorevole		1.3

**Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.0

**Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

<b>R2</b>
1.1

### 11.6.1 Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono state desunte dalla Relazione sismica del Progetto Preliminare e di seguito riportate:

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	F <sub>0</sub> [-]	S <sub>s</sub>	S <sub>T</sub>	amax/g
SLO	45	0.080	2.349	1.50	1.0	0.120
SLD	75	0.105	2.297	1.50	1.0	0.158
SLV	712	0.305	2.410	1.26	1.0	0.384
SLC	1462	0.407	2.449	1.11	1.0	0.446

Le analisi di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

La componente orizzontale di tale forza può essere espressa come:

$$F_h = k_h \cdot X \cdot W$$

con

$$K_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al suolo

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.158g \rightarrow \text{SLD}$$

Nel caso in esame  $\beta_s = 0.8$  per cui:

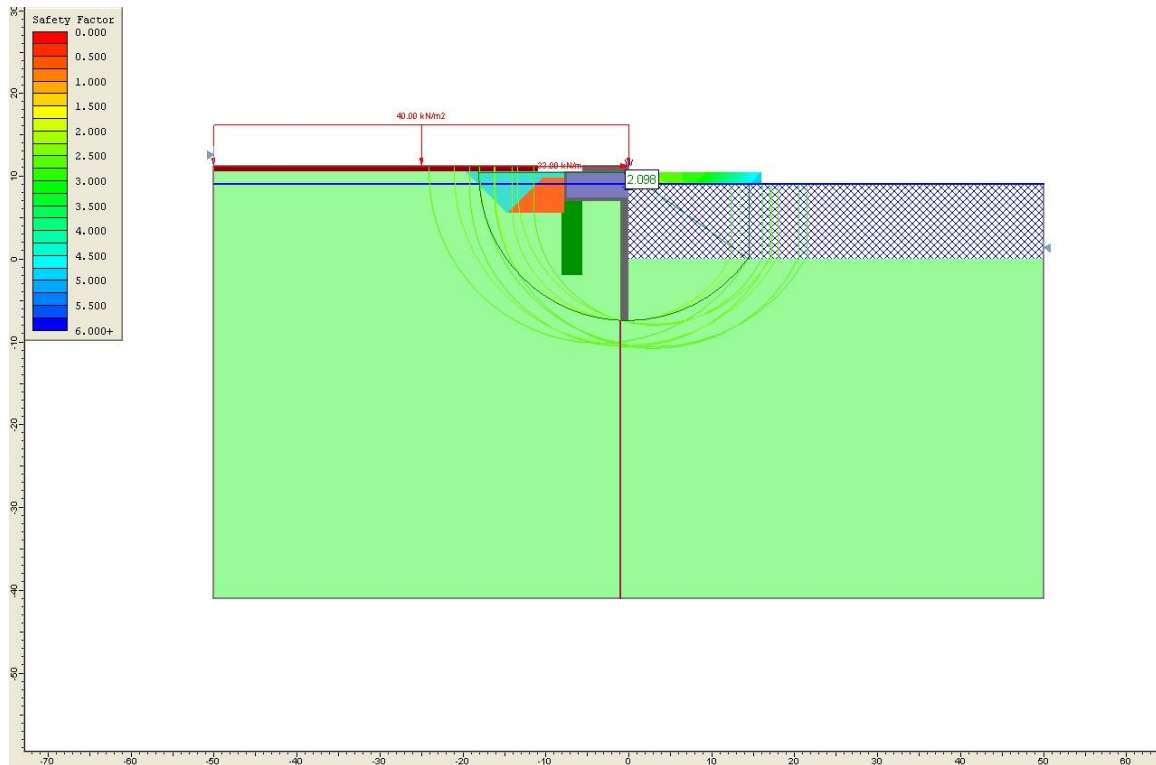
allo stato limite ultimo in condizione sismica (SLV):

$$k_h = 0.384 \times 0.8 = 0.3072$$

allo stato limite di esercizio in condizione sismica (SLD):

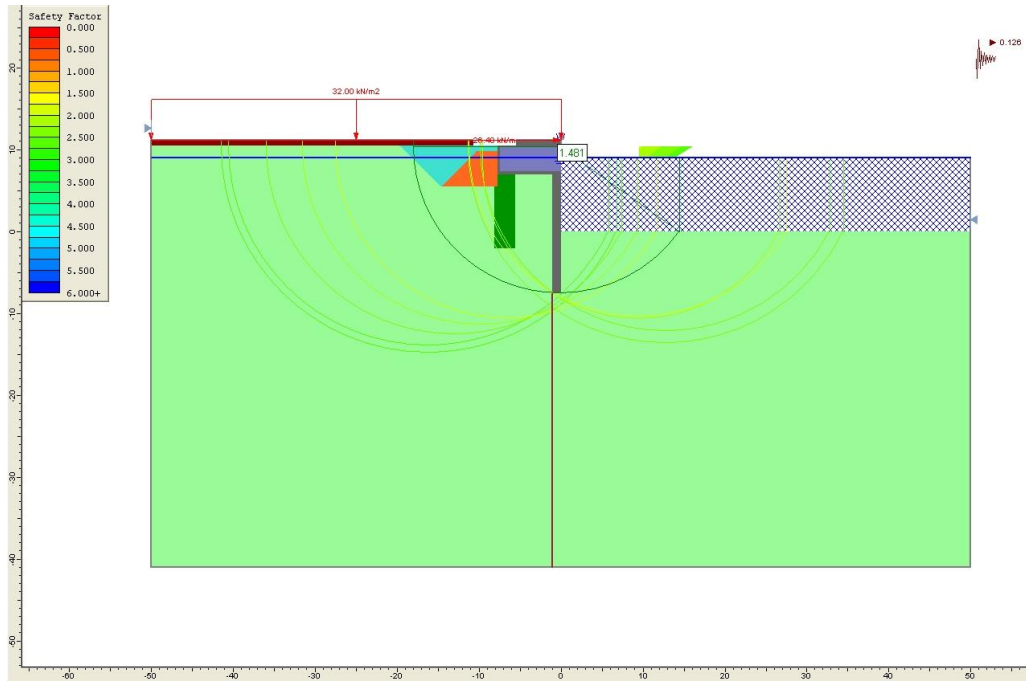
$$k_h = 0.158 \times 0.8 = 0.126$$

### 11.6.2 Stato limite di esercizio in condizioni statiche: SLE



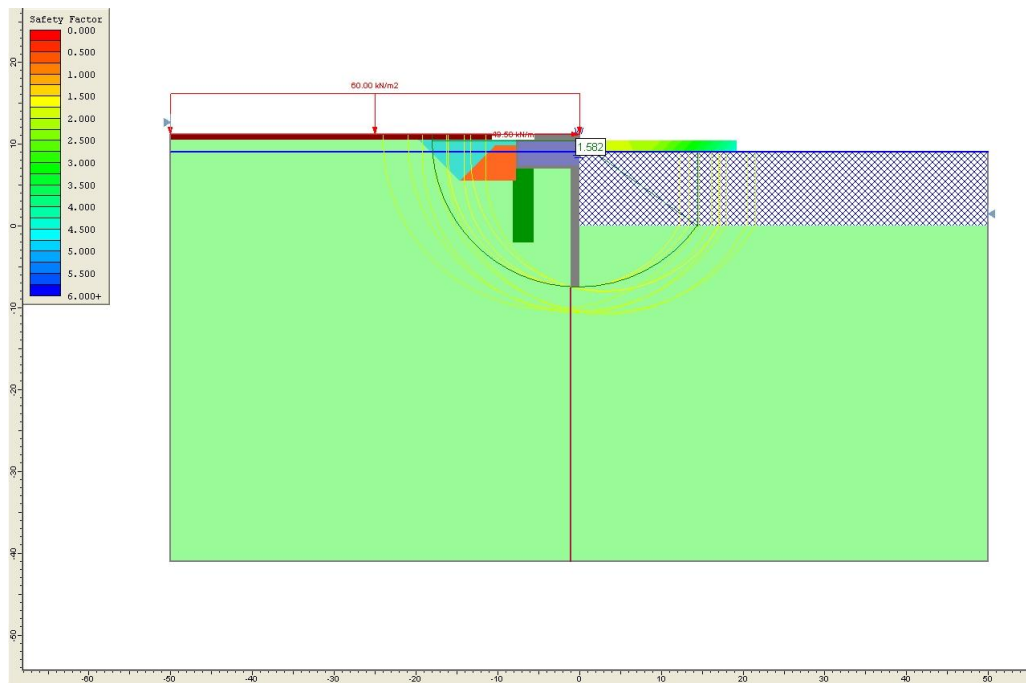
**Figura 109 –  $F_s = 2.098 > 1.43$**

### 11.6.3 Stato limite di esercizio in condizioni sismiche: SLD



**Figura 110 –  $F_s=1.481>1.43$**

### 11.6.4 Stato limite ultimo in condizioni statiche: SLU



**Figura 111 –  $F_s=1.582>1.21$**

### 11.6.5 Stato limite ultimo in condizioni sismiche: SLV

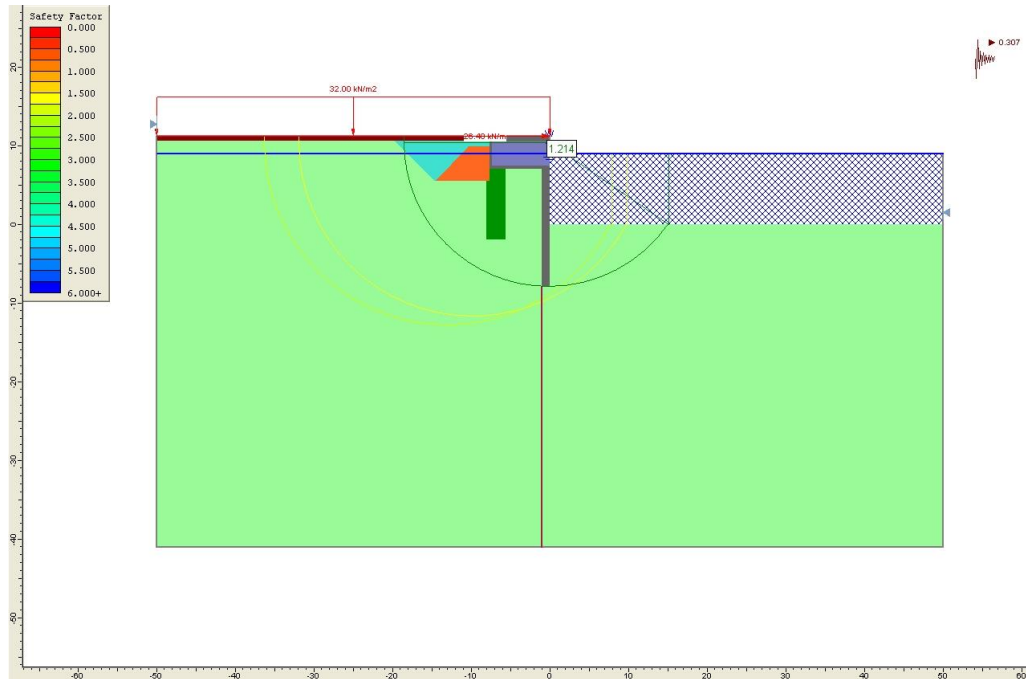
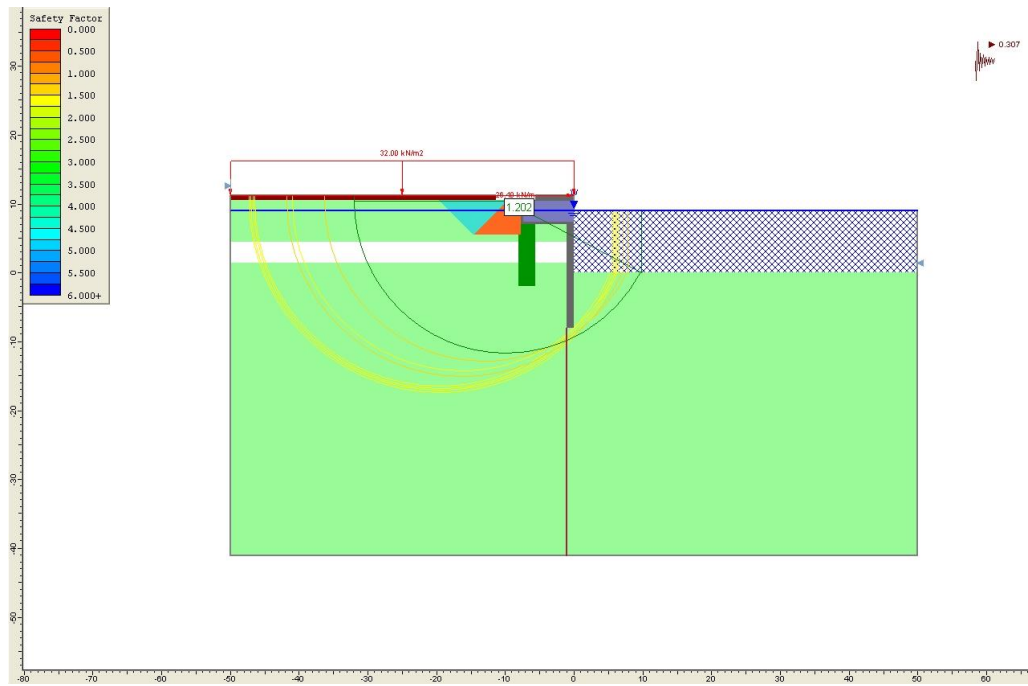


Figura 112 –  $F_s=1.214 > 1.21$

### 11.6.6 Verifiche di stabilità globale in condizione di liquefazione

Vista la potenziale liquefazione dell'area circostante i sondaggi S8 e S9, di cui rispettivamente 9194 mq (profondità -3.5/-6.5 m s.l.m.m.) e 5560mq (profondità -4.5/-7.5 m s.l.m.m.), per cui si prevede un intervento di vibroflottazione con maglia a quinconce di spaziatura 2,2m, le verifiche di stabilità globale sono state effettuate considerando, per gli strati di terreno risultati potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di evento sismico, un angolo di attrito e coesione nulli.



**Figura 113 –  $F_s=1.202 < 1.21$**

Il coefficiente di sicurezza alla stabilità è  $F_s=1.202 < 1.21$ . Si ritiene di poter accettare tale valore essendo previsto nell'area un intervento di vibroflottazione che migliorerà le caratteristiche del terreno.

La stabilità globale dei pali della banchina di riva è stata omessa in quanto già contemplata in quanto riportato nel paragrafo 11.6.



## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE LATO ESTERNO DELLA DIGA FORANEA

### 12.1 PREMESSA

Si riportano le verifiche geotecniche e strutturali delle opere costituenti lo sperone posto sul lato esterno della diga foranea, interposto fra il molo foraneo la diga a gettata.

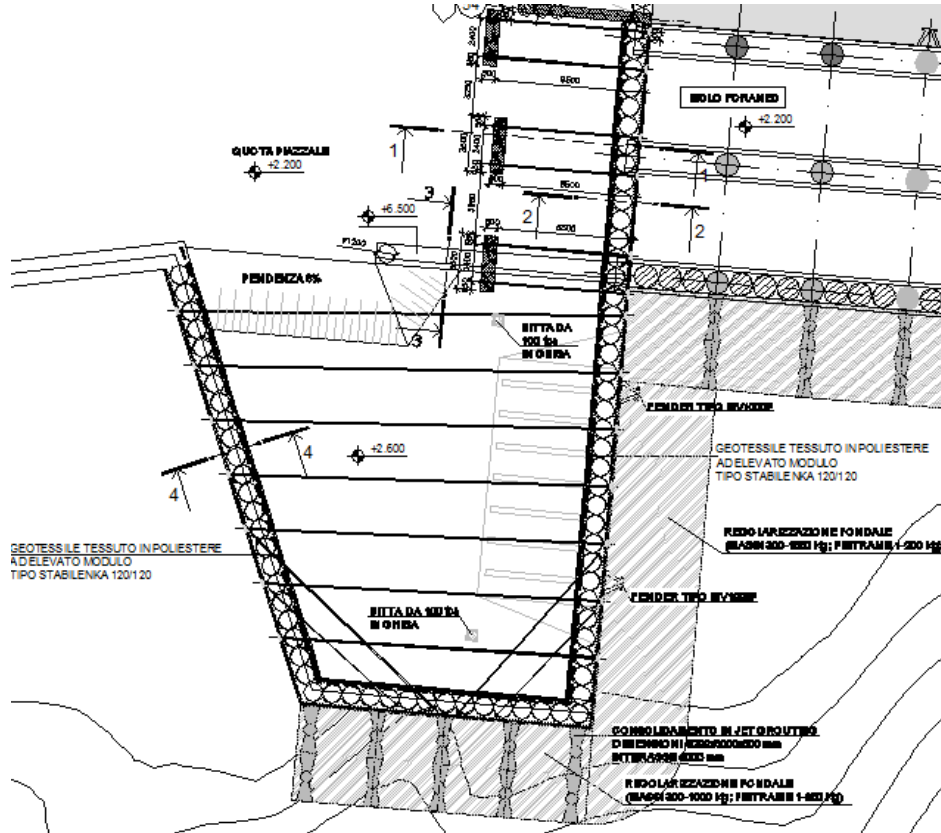


Figura 114 - lato esterno della diga foranea.

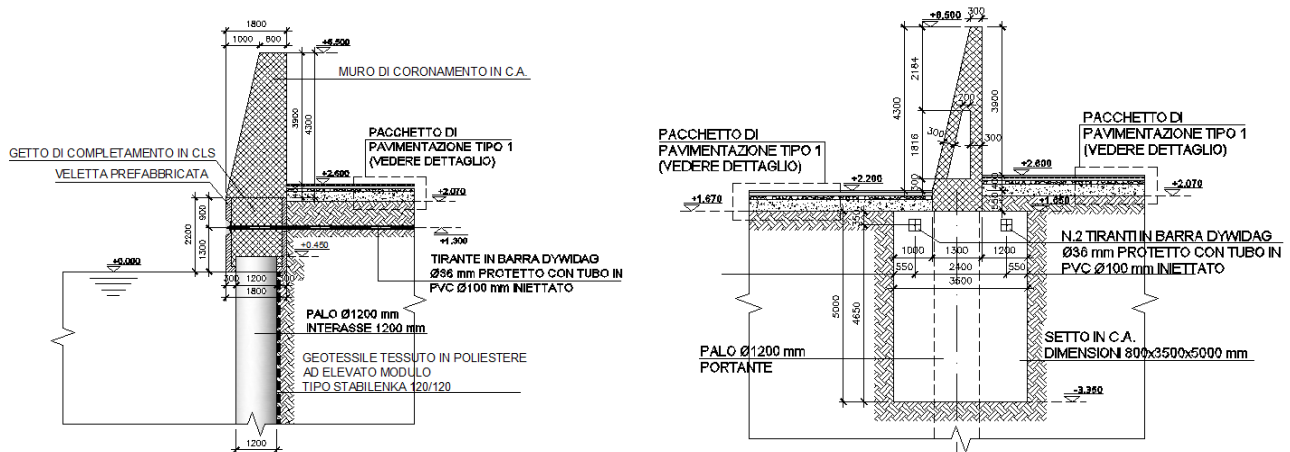


Figura 115 – Sezione 4-4 e 3-3.

## 12.2 SPERONE

Sono previsti pali di grande diametro (1200 mm) ancorati con barre tipo Dywidag. Le verifiche sono state effettuate considerando sei diverse sezioni dello sperone:

- lato Est;
- lato Nord:
  - fondale a -9.5 m;
  - fondale a -7.5 m;
  - prospiciente molo foraneo;
- lato Sud.

Le barre tipo Dywidag sono in acciaio inox con idonea protezione alla corrosione (inseriti in guaina corrugata inietata).

### 12.2.1 Lato Est

Il fondale si trova a quota -10 m e il piazzale a tergo del muro è a quota 2.6 m. Sono previsti pali tangenti di grande diametro (1200 mm) di lunghezza 24.7 m, previo consolidamento del terreno tramite la tecnica jet lamellare. I pali sono tirantati con barre tipo Dywidag poste a quota 1 m. I carichi agenti su questa sezione sono dovuti alle onde, al sovraccarico del piazzale a tergo del muro e al sisma.

Sono state analizzate tre condizioni di carico:

- condizione di "cresta";
- condizione di "cavo";
- condizione di "sisma".

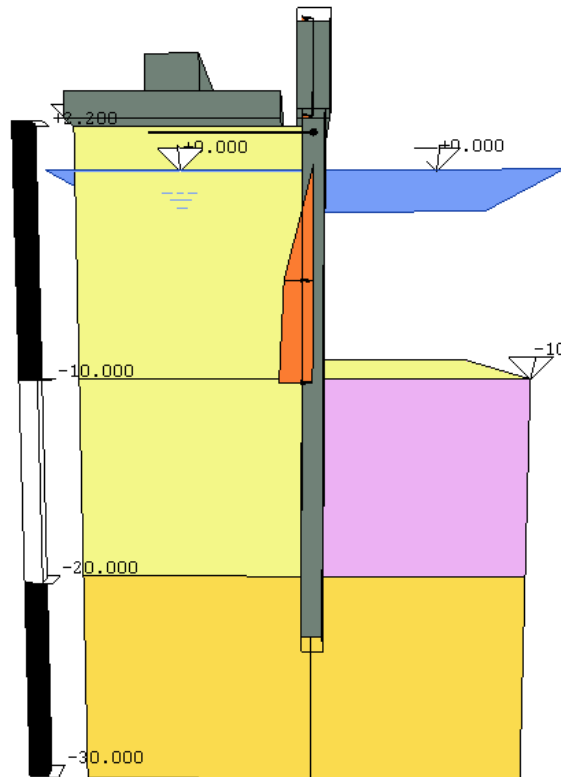
Per la condizione di "cresta" sono stati considerati il sovraccarico del piazzale e la distribuzione delle pressioni dovuta all'onda sulla parete verticale nella condizione di cresta di fronte all'opera.

Per la condizione di "cavo" sono stati considerati il sovraccarico del piazzale e la distribuzione delle pressioni dovuta all'onda sulla parete verticale nella condizione di cavo di fronte all'opera. In questa situazione è presente anche l'azione del vento agente a tergo dell'opera.

Per la condizione di "sisma" sono stati considerati i sovraccarichi del piazzale e quelli dovuti all'accelerazione sismica.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
"cavo"	SLE	1730.50	357.13	344.20
	SLU_A1+M1	2567.50	500.11	<b>503.10</b>
	SLU_A2+M2	2685.50	491.99	503.50
"cresta"	SLE	470.76	166.79	143.50
	SLU_A1+M1	676.42	212.98	159.51
	SLU_A2+M2	792.95	209.59	175.50
"sisma"	SLV	2620.60	619.46	662.90
	SLD	1202.90	291.90	308.50
max SLE				
max SLU				



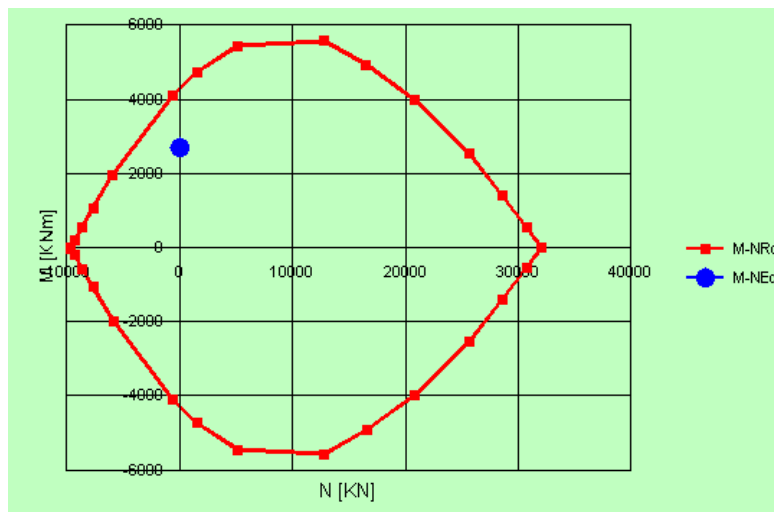
**Figura 116 – Modello di calcolo – lato Est.**

### 12.2.1.1 Verifiche SLU

#### PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria.

I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 35Ø30.



**Figura 117 – Verifica a flessione allo SLU.**

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza ( $M_{Rd} = 4310 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2685.5 \text{ kNm}$ ).

### BARRE DYWIDAG

La verifica delle barre Dywidag è riportata per la combinazione A1+M1+R3.  
Sono state disposte due barre di diametro 40 mm ogni due pali ( $i = 2.4 \text{ m}$ ).  
La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T / 2 * i = 503.1 / 2 * 2.4 = 603.72 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 603.72 = 1.98$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 1.2 (R3) * 1.15$  (c.s. dell'acciaio) = 1.38.

#### *12.2.1.2 Verifiche SLE*

### PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a  $M = 1730.5 \text{ kNm}$ .  
Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 9.021 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 226.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### BARRE DYWIDAG

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T / 2 * i = 344 / 2 * 2.4 = 413.04 \text{ kN.}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 413.04 = 2.89$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 2.5$  (per tiranti permanenti).

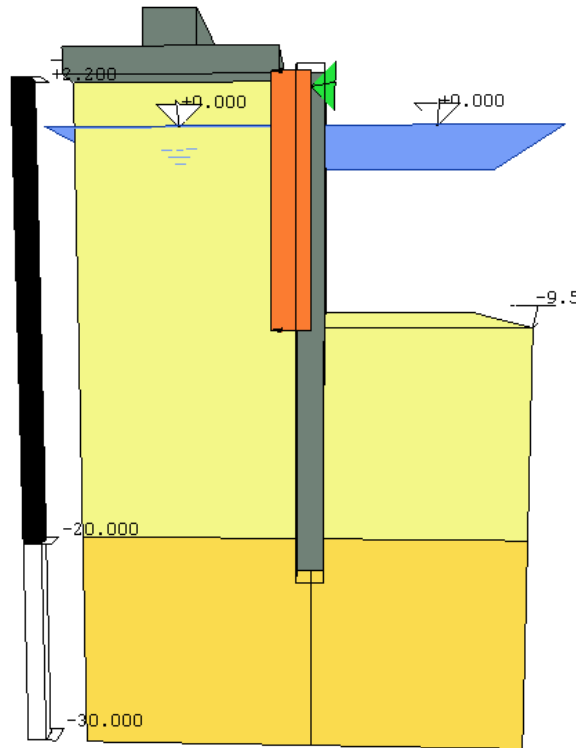
### 12.2.2 Lato Nord – fondale a quota -9.5 m

Sono previsti pali tangenti di grande diametro (1200mm) di lunghezza 23.2m, dove il fondale va da quota -9.5 m a quota -7.5 m. Il piazzale a tergo è a quota 2.6 m. I pali sono tirantati con barre Dywidag di diametro 40 mm poste a quota 1.4 m.

I carichi agenti su questa sezione sono dovuti ai fender, al sovraccarico del piazzale a tergo del muro e al sisma.

Sono state analizzate due condizioni di carico: nella prima sono stati considerati il sovraccarico del piazzale e i fender, mentre nella seconda sono stati considerati i sovraccarichi del piazzale e quelli dovuti all'accelerazione sismica.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.



**Figura 118 – Modello di calcolo – lato Nord (-9.5 m).**

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		854.17	166.49	102.60
SLU_A1+M1		1138.25	222.00	<b>228.80</b>
SLU_A2+M2		1158.70	224.91	231.10
sisma	SLV	2617.70	611.02	654.50
	SLD	1489.00	326.91	345.80

max SLE  
 max SLU

### 12.2.2.1 Verifiche SLU

#### PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria.

I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 36Ø24.

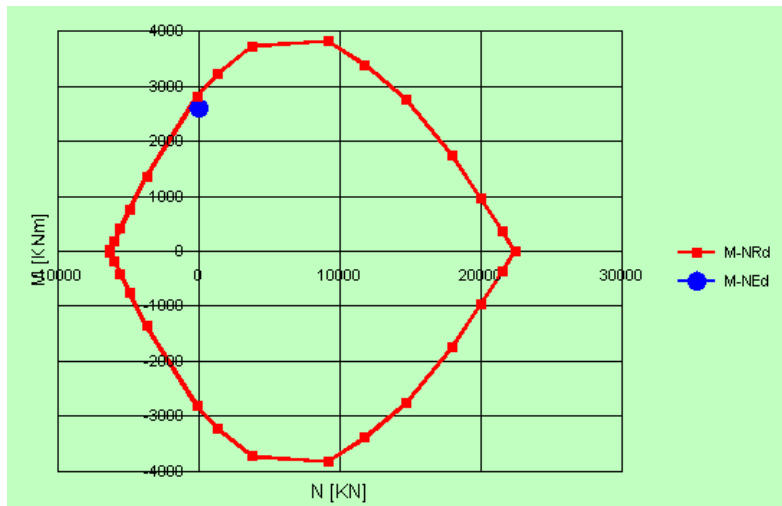


Figura 119 – Verifica a flessione allo SLU.

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ( $M_{Rd} = 2874 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2617.7 \text{ kNm}$ ).

#### BARRE DYWIDAG

La verifica delle barre Dywidag è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

È stata disposta una barra di diametro 40 mm ogni tre pali ( $i = 3.6 \text{ m}$ ).

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 228.8 * 3.6 = 823.68 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 823.68 = 1.45 \text{ (fondale a quota -9.5 m)}$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 1.38$ .

### 12.2.2.2 Verifiche SLE

#### PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a  $M = 854.17 \text{ kNm}$ .

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 5.646 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 164.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### BARRE DYWIDAG

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 102.6 * 3.6 = 369.36 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 369.36 = 3.23$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 2.5$ .

### 12.2.3 Lato Nord – fondale a quota -7.5 m

Sono previsti pali tangenti di grande diametro (1200mm) di lunghezza 21.7 m dove il fondale va da quota -7.5 m a quota -5.5 m. Il piazzale a tergo è a quota 2.6 m. I pali sono tirantati con barre Dywidag di diametro 40 mm poste a quota 1.4 m.

I carichi agenti su questa sezione sono dovuti ai fender, al sovraccarico del piazzale a tergo del muro e al sisma.

Sono state analizzate due condizioni di carico: nella prima sono stati considerati il sovraccarico del piazzale e i fender, mentre nella seconda sono stati considerati i sovraccarichi del piazzale e quelli dovuti all'accelerazione sismica.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		610.48	136.42	112.90
SLU_A1+M1		814.33	181.96	<b>188.24</b>
SLU_A2+M2		816.45	182.47	188.20
sisma	SLV	1621.90	440.73	476.60
	SLD	970.71	245.55	261.40
max SLE				
max SLU				

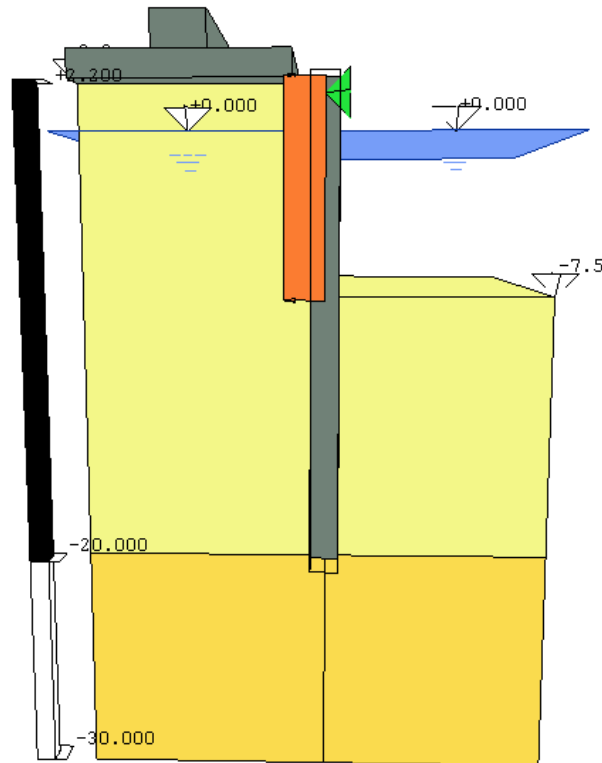


Figura 120 – Modello di calcolo – lato Nord (-7.5 m).

### 12.2.3.1 Verifiche SLU

#### PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria. I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 22Ø24.

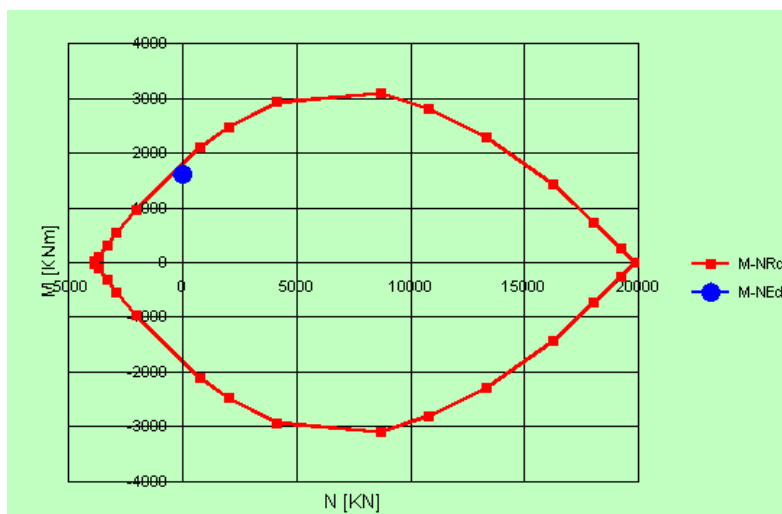


Figura 121 – Verifica a flessione allo SLU.



La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ( $M_{Rd} = 1851 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1621.9 \text{ kNm}$ ).

### BARRE DYWIDAG

La verifica delle barre Dywidag è riportata per la combinazione A1+M1+R3.  
È stata disposta una barra di diametro 40 mm ogni tre pali ( $i = 3.6 \text{ m}$ ).  
La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 188.24 * 3.6 = 677.66 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 677.66 = 1.76$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 1.38$ .

### *12.2.3.2 Verifiche SLE*

#### PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a  $M = 610.48 \text{ kNm}$ . Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 5.307 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 185.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### BARRE DYWIDAG

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 112.9 * 3.6 = 406.44 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

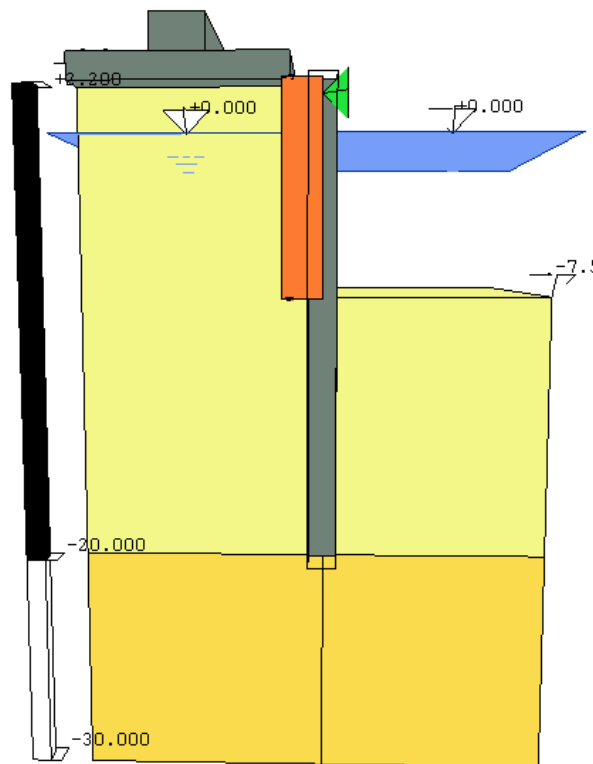
$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 406.44 = 2.94$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 2.5$ .

### 12.2.4 Lato Nord (prospiciente molo foraneo) e lato Sud

Sono previsti pali tangenti di grande diametro (1200mm) di lunghezza 21.7 m, tirantati con travi a martello costituite da setti, di spessore 0.8 m e area laterale di dimensioni 3.5x5 m, collegati alla paratia mediante una barre Dywidag, di diametro 40 mm e lunghezza 10 m, applicate a quota 1.4 m. Il piazzale a tergo è a quota 2.6 m I carichi agenti su questa sezione sono dovuti ai fender, al sovraccarico del piazzale a tergo del muro e al sisma. Sono state analizzate due condizioni di carico: nella prima sono stati considerati il sovraccarico del piazzale e i fender, mentre nella seconda sono stati considerati i sovraccarichi del piazzale e quelli dovuti all'accelerazione sismica.

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.



**Figura 122 – Modello di calcolo – lato Sud.**

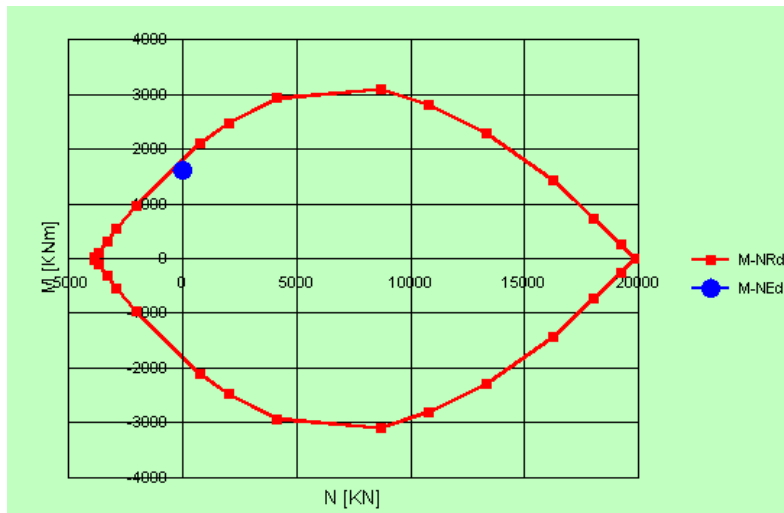
Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		610.48	136.42	112.90
SLU_A1+M1		814.33	181.96	<b>188.24</b>
SLU_A2+M2		816.45	182.47	188.20
sisma	SLV	1621.90	440.73	476.60
	SLD	970.71	245.55	261.40
max SLE				
max SLU				

### 12.2.4.1 Verifiche SLU

#### PALI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di palo di lunghezza unitaria.

I pali sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 22Ø24.



**Figura 123 – Verifica a flessione allo SLU.**

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ( $M_{Rd} = 1851 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1621.9 \text{ kNm}$ ).

#### TRAVI A MARTELLO

##### Barre Dywidag

La verifica delle barre Dywidag è riportata per la combinazione A1+M1+R3.

Sono state disposte due barre di diametro 40 mm per ogni blocco di ancoraggio ( $i = 3.725 \text{ m}$ ).

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 188.24 * 3.725 = 701.2 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 701.2 = 1.7$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 1.2 = 1.38$ .

La lunghezza delle barre è 10 m, necessaria affinché il blocco di ancoraggio sia situato dove i cunei di spinta attiva e passiva non si intersecano:

$$L_{\min} = h * [\text{sen}(45^\circ - \varphi/2) + \text{sen}\varphi] = 9.26 \text{ m}$$

#### Blocco di ancoraggio

È costituito da un setto di spessore 0.8 m, lunghezza  $L = 3.5 \text{ m}$  e altezza  $H = 5 \text{ m}$ .

Il tiro esercitato da ogni barra è  $T^* = 701.2 \text{ kN}$ .

La resistenza di ancoraggio è data da:

$$P = L * H * \sigma_v * K_p = 3945.2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $P > T^*$ .

#### *12.2.4.2 Verifiche SLE*

#### PALI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a  $M = 610.48 \text{ kNm}$ .

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 5.307 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 185.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### TRAVI A MARTELLO

#### Barre Dywidag

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 1194 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 112.9 * 3.725 = 420.55 \text{ kN.}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 1194 / 420.55 = 2.84$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 2.5$ .

#### Blocco di ancoraggio

Il tiro esercitato da ogni barra è  $T^* = 420.55 \text{ kN}$ .

La resistenza di ancoraggio è data da:

$$P = L * H * \sigma_v * K_p = 3945.2 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $P / T^* = 9.38 > 1.5$ .

### 12.3 BANCHINA DI RIVA – SEZIONE D-D

Si prevede l'installazione di diaframmi di spessore 1 m immersi fino a quota -16.5 m e tirantati con travi a martello costituite da diaframmi, di spessore 0.8 m e area laterale di dimensioni 2.5x2.5 m, collegati alla paratia mediante barre Dywidag, di diametro 36 mm e lunghezza 12 m, applicate a quota 1.4 m. Lo scavo previsto arriva a quota -9 m. A tergo dell'opera è presente uno scivolo lungo 8 m che parte da quota 1.9 m e arriva a quota 2.2 m.

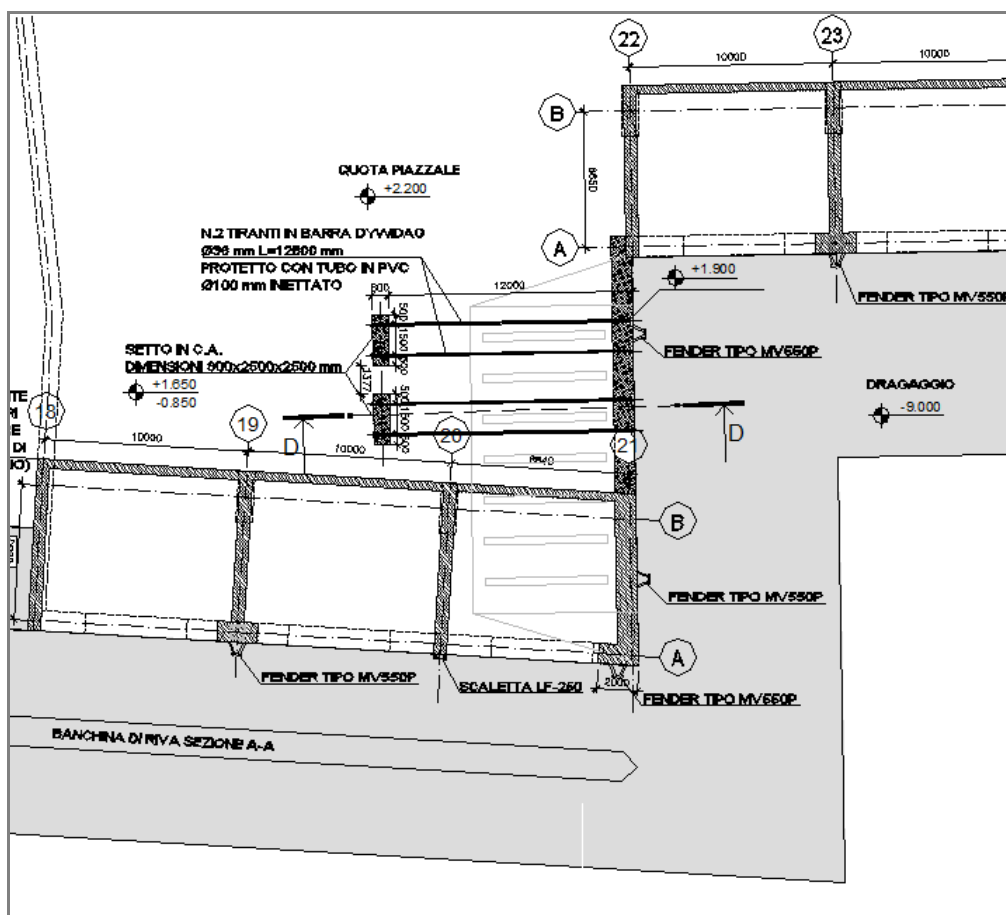
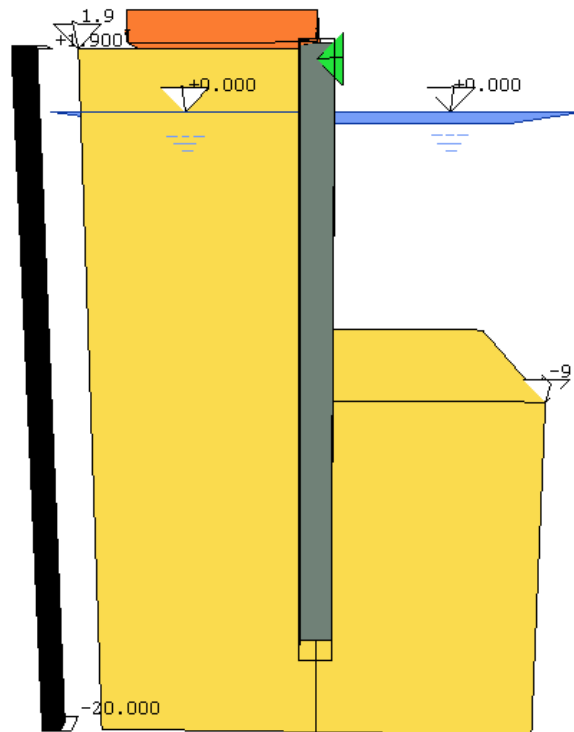


Figura 124 – Individuazione area d'intervento.

Le verifiche sono state effettuate considerando tre combinazioni di carico:

- sovraccarico + bitte (SLE e SLU);
- sovraccarico + fender (SLecezionale);
- sovraccarico + sisma (SLV e SLD).

Si riportano i risultati delle analisi svolte con il programma Paratie 7.0 e le verifiche eseguite con le diverse combinazioni di carico.



**Figura 125 – Modello di calcolo – Sezione D-D.**

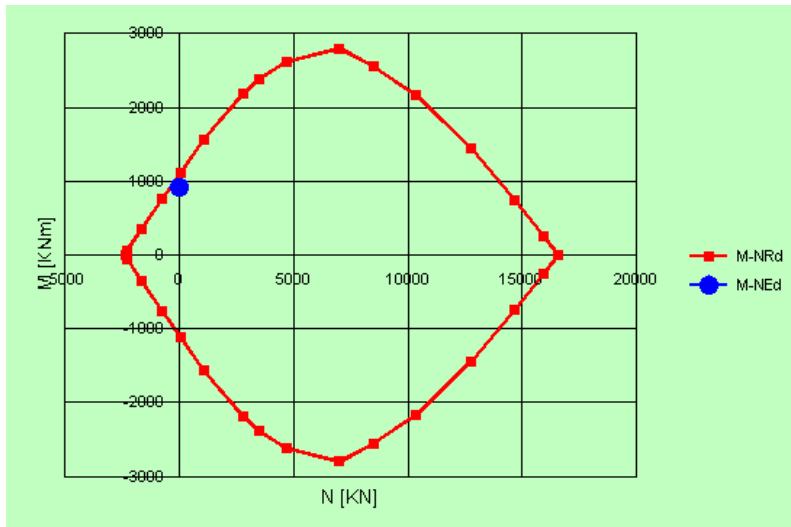
Combinazione		M [kNm/m]	V [kN/m]	T [kN/m]
SLE		551.05	135.72	152.00
SLU_A1+M1		750.45	186.86	<b>210.99</b>
SLU_A2+M2		815.55	201.58	224.50
SLecezionale		551.05	134.93	75.55
sisma	SLV	913.89	209.24	216.20
	SLD	698.97	165.32	171.90

max SLE  
 max SLU

### 12.3.1.1 Verifiche SLU

#### DIAFRAMMI

La verifica a flessione è stata eseguita con il programma VcaSlu ed è riportata per la combinazione di carico più sfavorevole per una sezione di diaframma di lunghezza unitaria. I diaframmi sono realizzati con calcestruzzo C35/45 e armati con 12Ø18.



**Figura 126 – Verifica a flessione allo SLU.**

La verifica risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza. ( $M_{Rd} = 1094 \text{ kNm} > M_{Ed} = 913.89 \text{ kNm}$ ).

TRAVI A MARTELLO

Barre Dywidag

La verifica delle barre Dywidag è riportata per la combinazione A1+M1+R3. Sono state disposte due barre di diametro 36 mm per ogni blocco di ancoraggio ( $i = 1.94 \text{ m}$ ). La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 969 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 210.99 * 1.94 = 409.32 \text{ kN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 969 / 409.32 = 2.37$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 1.38$ .

La lunghezza delle barre è 12 m, necessaria affinché il blocco di ancoraggio sia situato dove i cunei di spinta attiva e passiva non si intersecano:

$$L_{min} = h * [\text{sen}(45^\circ - \varphi/2) + \text{sen}\varphi] = 11.49 \text{ m}$$

### Blocco di ancoraggio

È costituito da un diaframma di spessore 0.8 m, lunghezza  $L = 2.5$  m e altezza  $H = 2.5$  m.

Il tiro esercitato da ogni barra è  $T^* = 409.32$  kN.

La resistenza di ancoraggio è data da:

$$P = L * H * \sigma_v * K_p = 1844.5 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $P > T^*$ .

### *12.3.1.2 Verifiche SLE*

### DIAFRAMMI

Il momento flettente agente sulla sezione è pari a  $M = 551.05$  kNm.

Le tensioni che si sviluppano in acciaio e calcestruzzo sono inferiori a quelle ammissibili:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 4.217 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 204.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### TRAVI A MARTELLO

#### Barre Dywidag

La tensione di snervamento per ogni barra è:

$$F_y = 969 \text{ kN.}$$

La forza agente su ogni barra è pari a:

$$T^* = T * i = 152 * 1.94 = 294.88 \text{ kN.}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza calcolato risulta essere:

$$c.s. = F_y / T^* = 969 / 294.88 = 3.28$$

La verifica è superata in quanto  $c.s. > 2.5$ .

### Blocco di ancoraggio

Il tiro esercitato da ogni barra è  $T^* = 294.88$  kN.

La resistenza di ancoraggio è data da:

$$P = L * H * \sigma_v * K_p = 1844.5 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $P / T^* = 5.25 > 1.5$ .



Chioggia, lì 18 maggio 2010

**FIRME**

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

**NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.**

(**Boscolo Contadin Dante** – Amministratore Unico)

**CCC - Società Cooperativa**

(**Bedetti Giorgio** – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

**Favero e Milan Ingegneria Spa**

(**ing. Tassi Tommaso** - Consigliere Delegato  
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

**IDROTEC S.r.l**

(**Ing. Franco Grimaldi** – Presidente)

**Ing. Vincenzo Iacopino**

**Studio Tecnico Falzea**

(**Arch. Giuseppe Falzea** – Legale Rappresentante  
Associato)

**Arch. Claudio Lucchesi**

**Ing. Manlio Marino**

**Dott. Geol. Sergio Dolfin**