



# 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

**VIABILITA' E PIAZZALI  
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

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

## ELABORATO N.

# G797FMIR092

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMIR092.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO A.R.	APPROVATO T.T.

## Indice Generale

<b>1</b>	<b>SINTESI DELLA RELAZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI .....	5
2.2	NORME NAZIONALI.....	5
2.3	NORME EUROPEE.....	5
<b>3</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
4.1	ACCIAIO .....	6
4.2	CALCESTRUZZO.....	6
<b>5</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>7</b>
<b>6</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO.....</b>	<b>7</b>
6.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	7
6.1.1	Peso proprio.....	7
6.1.2	Carichi permanenti.....	7
6.1.3	Carichi accidentali .....	7
6.1.4	Neve.....	10
6.1.5	Vento.....	10
6.1.6	Sisma.....	14
6.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	19
6.2.1	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	19
6.2.2	Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE).....	20
<b>7</b>	<b>VERIFICA A FATICA – TRATTAZIONE GENERALE.....</b>	<b>21</b>
7.1	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA .....	21
<b>8</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>23</b>
<b>9</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>25</b>
9.1	SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE .....	25
9.2	SLU - TAGLIO .....	25
9.3	SLE - TENSIONI.....	26
9.4	SLE - DEFORMAZIONI .....	27
9.5	SLE - FESSURAZIONI.....	27
<b>10</b>	<b>VERIFICA DELL'IMPALCATO.....</b>	<b>28</b>
10.1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	28
10.2	VERIFICA FASE 0 .....	29
10.2.1	Verifica a flessione: .....	29
10.2.2	Verifica a taglio .....	29
10.2.3	Verifica a fessurazione.....	30
10.2.4	Verifica a deformazione.....	31
10.3	VERIFICA FASE 1 .....	31
10.3.1	Verifica agli SLU:.....	32
10.3.2	Verifica a taglio: .....	33
10.3.3	Verifica a fessurazione.....	35
10.3.4	Verifica a deformazione.....	37
<b>11</b>	<b>VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI.....</b>	<b>38</b>

11.1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	38
11.2	VERIFICA TRAVI LUCE 12 METRI .....	38
11.2.1	Verifica a flessione .....	38
11.2.2	Verifica a taglio .....	40
11.2.3	Verifica a fessurazione.....	42
11.2.4	Verifica a deformazione.....	43
11.3	VERIFICA TRAVI LUCE 27.3 METRI .....	45
11.3.1	Verifica a flessione .....	45
11.3.2	Verifica a taglio .....	46
11.3.3	Verifica a fessurazione.....	48
11.3.4	Verifica a deformazione.....	49
<b>12</b>	<b>VERIFICA DELLE COLONNE.....</b>	<b>51</b>
12.1	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	51
12.2	VERIFICA COLONNE 2500X600 .....	51
12.2.1	Verifica a flessione .....	51
12.2.2	Verifica a taglio .....	52
12.2.3	Verifica a fessurazione.....	54
12.3	VERIFICA COLONNE 1200X600 .....	55
12.3.1	Verifica a flessione .....	55
12.3.2	Verifica a taglio .....	55
12.3.3	Verifica a fessurazione.....	58
12.4	VERIFICA COLONNE 5000X600 .....	59
12.4.1	Verifica a flessione .....	59
12.4.2	Verifica a taglio .....	59
12.4.3	Verifica a fessurazione.....	62
12.5	VERIFICA SPALLE.....	63
12.5.1	Verifica a flessione .....	63
12.5.2	Verifica a taglio .....	63
12.5.3	Verifica a fessurazione.....	65
<b>13</b>	<b>VERIFICA FONDAZIONI IMPALCATO.....</b>	<b>66</b>
13.1	DIAFRAMMI 2.50X1.00 .....	66
13.1.1	SLE: Momento My .....	66
13.1.2	SLU: Momento My.....	67
13.1.3	SLE: Momento Mx .....	69
13.1.4	SLU: Momento Mx.....	70
13.1.5	Verifiche a pressoflessione .....	72
13.2	DIAFRAMMI 5.00X1.00 .....	72
13.2.1	SLE: Momento My .....	72
13.2.2	SLU: Momento My.....	73
13.2.3	SLE: Momento Mx .....	76
13.2.4	SLU: Momento Mx.....	77

## 1 SINTESI DELLA RELAZIONE

Questa relazione contiene le verifiche strutturali del viadotto afferente al progetto definitivo di nuova piattaforma logistica intermodale e tremestieri con annesso scalo portuale, da realizzare a Messina.

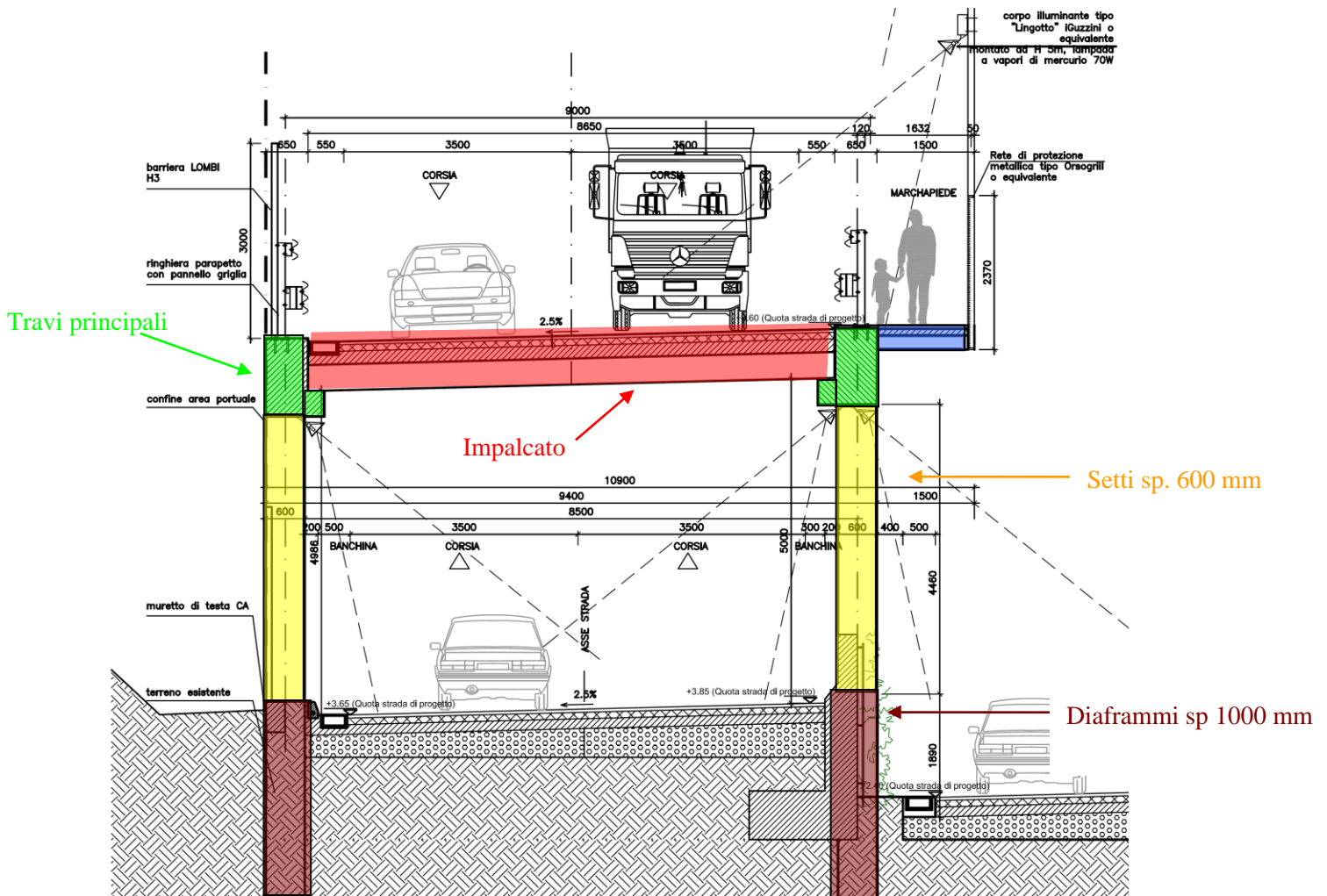
Lo studio della struttura del viadotto si articola con un inquadramento della normativa di riferimento, una trattazione sui materiali utilizzati ed un accenno alla vita nominale della struttura nello spirito del D.M. 14.1.08.

In questo caso, essendo il viadotto parte integrante della rete viaria, si progetta per una vita nominale di 100 anni e per una classe d'uso pari a IV.

L'analisi delle condizioni di carico definisce le azioni agenti sulla struttura. Si riportano i riferimenti normativi in merito agli schemi di carico da traffico veicolare ed i criteri di verifica.

Vengono implementati dei modelli di calcolo agli elementi infiniti che riproducono fedelmente la struttura e sui quali vengono svolte le verifiche. Il programma utilizzato è Midas GEN vers 2010, per le verifiche si utilizza Microsoft Excel e PresFLE+ della Concrete.

Si riporta una sezione tipo del viadotto:

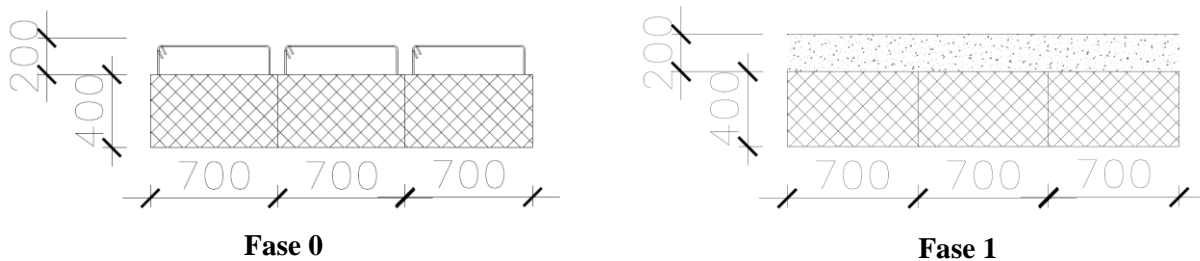


L'impalcato del viadotto è realizzato tramite travi in calcestruzzo armato di dimensioni 700x400 mm accostate l'una affianco all'altra e solidarizzate tramite un getto di completamento di 200 mm.

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 durante le fasi di esecuzione:



Le verifiche di resistenza e di deformabilità vengono condotte sulle varie fasi di costruzione dell'opera.

Parallelamente all'asse viario si trovano le travi di sezione a "L" che costituiscono il sostegno dell'impalcato. Tali travi hanno altezza variabile in funzione della loro luce da 1500 a 2400 mm.

Gli elementi verticali sono setti di spessore 600 mm e di altezza variabile da 1200 a 5000 mm in funzione del carico agente. I setti sono concepiti come prosecuzione dei diaframmi spessore 1000 mm di fondazione. Ai setti viene affidato il compito di resistere sia ai carichi verticali sia ai carichi orizzontali.

Al fine di contenere le dilatazioni termiche, il viadotto viene suddiviso in 5 parti con un giunto di 100 mm. In prossimità del giunto due setti da 1200 insistono sullo stesso diaframma.

Nella relazione si riportano le verifiche allo SLU, SLV e SLE mostrando in particolare come il giunto sia adeguato ad evitare martellamento tra due porzioni contigue di impalcato durante un evento sismico.

A lato della strada si realizza un marciapiede. Tale elemento è a sbalzo dalle travi principali in C.A. realizzato in carpenteria metallica con profili IPE 220. Il piano di calpestio viene realizzato tramite lamiera grecata tipo Hi-Bond con getto di calcestruzzo collaborante.

## **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 di 12 m, sono progettati alle azioni sismiche, ai carichi verticali oltre agli urti dei veicoli.

## 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

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

Resistenza di progetto a trazione semplice

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

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 viarie in progetto sono classificate come “tipo 3” secondo la tabella 2.4.I al §2.4 del D.M. 14.1.08, “*Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica*”, pertanto la vita nominale  $V_N$  è:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

La classe d'uso è la IV “*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...]Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico*”. Il coefficiente d'uso  $C_U$  associato alla classe IV è:

$$C_U = 2$$

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

$$V_R = V_N C_U = 100 \cdot 2 = 200 \text{ anni}$$

## **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**

I carichi permanenti portati sono i pesi propri di:

Pavimentazione stradale:

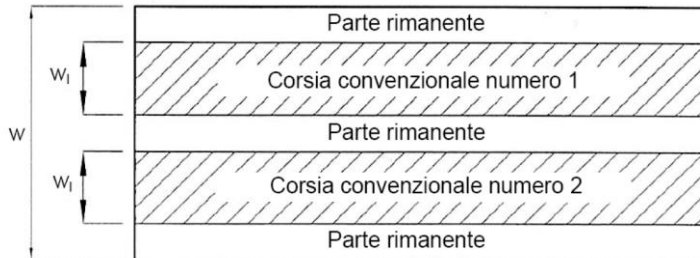
$$20 \times 0.1 = 2 \text{ kN/m}^2$$

#### **6.1.3 Carichi accidentali**

Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:



- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



**Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie**

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

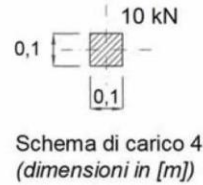
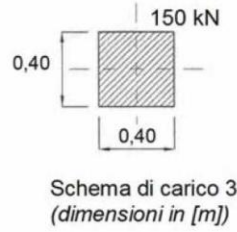
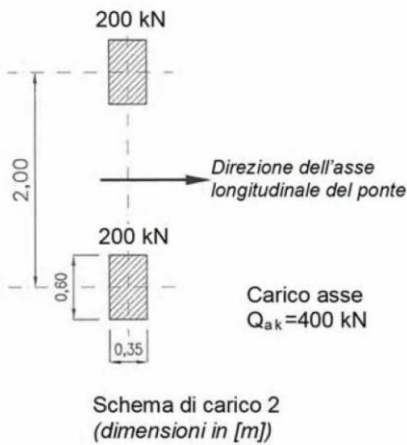
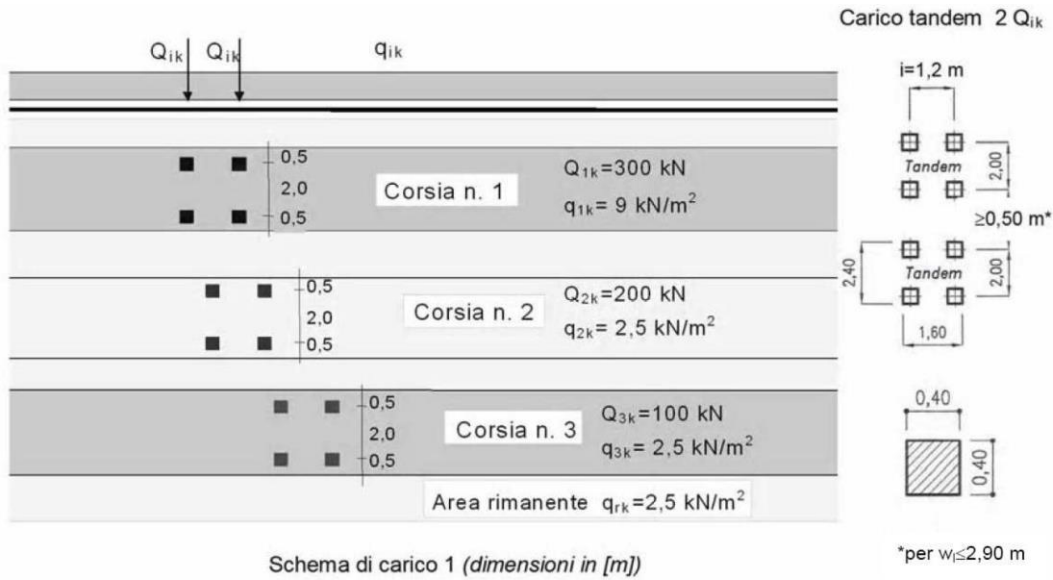
Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

**SC1 -Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**SC2 -Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**SC4 -Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**SC5 -Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



**Sovraccarico sui marciapiedi:** Il sovraccarico della folla è pari a  $q_{le} = 5$  kN/m<sup>2</sup>

Si determinano i valori caratteristici delle azioni dovute al traffico secondo la tabella 5.1.IV delle Norme Tecniche 2008:

**Tabella 5.1.IV** – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
<b>Carichi verticali</b>				<b>Carichi orizzontali</b>		<b>Carichi verticali</b>
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 <sup>a</sup> categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

#### 6.1.4 Neve

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

#### 6.1.5 Vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

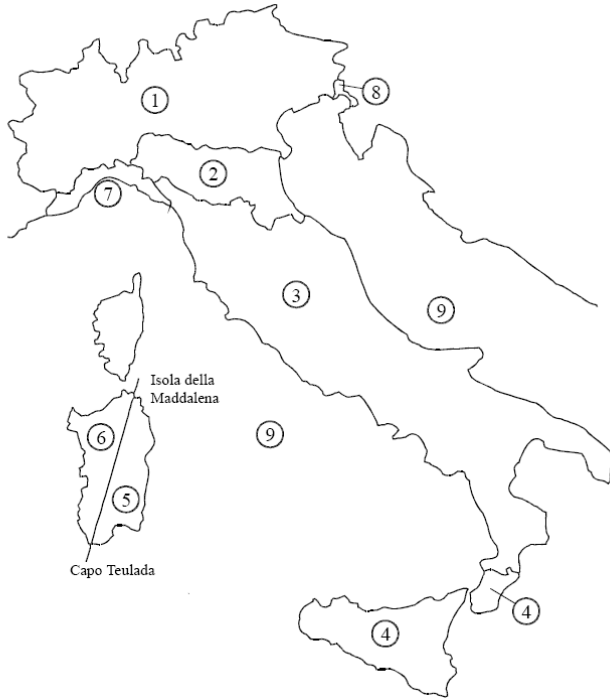
- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle medesime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $\text{N/m}^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = 0.5 \cdot r \cdot v_b^2$$

dove:

- $v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- $r$  è la densità dell'aria assunta costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .



Essendo l'opera in esame in ZONA 4 e l'altitudine sul livello del mare minore di  $a_0=500 \text{ m}$ , la velocità di riferimento e pressione cinetica di riferimento sono pari

a:

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s.}$$

Tale valore è riferito ad un periodo di ritorno  $T_r$  pari a 50 anni. Per un periodo di ritorno pari a 1000 anni tale valore è pari a:

$$v_{b\_TR=1000} = \alpha v_{b,0} = 1.16 \times 28 \text{ m/s} = 32.48 \text{ m/s.}$$

$$q_b = 0.659 \text{ kN/m}^2$$

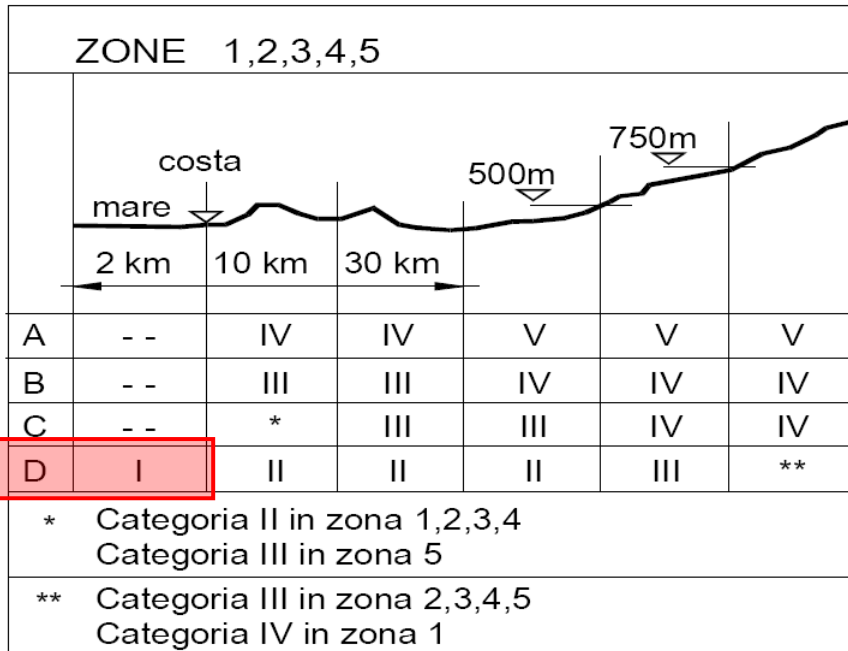
Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezza del suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.



Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la figura che segue riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

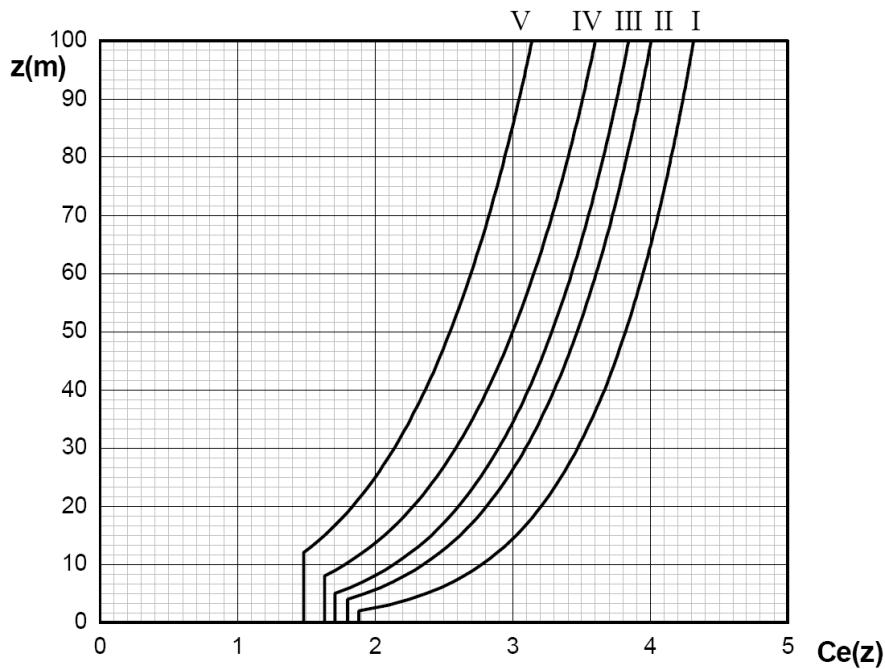


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

Per l'opera in esame in ZONA 4, su suolo con Rugosità D e a meno di 2 km dal mare, corrisponde una Categoria di Esposizione I per la quale valgono:

$k_r = 0.17$ ;  
 $z_0 = 0.01$  m;  
 $z_{min} = 2.0$  m <  $z = 12$  m altezza impalcato rispetto al suolo.

$c_t = 1$

Il coefficiente  $c_e$  risulta pari a:

$c_e(z = 12 \text{ m}) = 2.52$

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Per l'opera in esame viene assunto cautelativamente pari a 1.

Il coefficiente di forma  $c_p$  viene assunto pari +0.8 per le pareti sopravento e -0.4 per le pareti sottovento. Assumendo l'equivalenza della superficie tra le pareti sopravento e le pareti sottovento si ottiene un coefficiente globale  $c_p = 1.2$

Alla luce di quanto riportato sopra, il valore della pressione del vento risulta:

$P(q_5) = 1.98 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

### 6.1.6 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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **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.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15.5505      LATITUDINE: 38.1943

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia      PROVINCIA: Messina      COMUNE: Messina

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

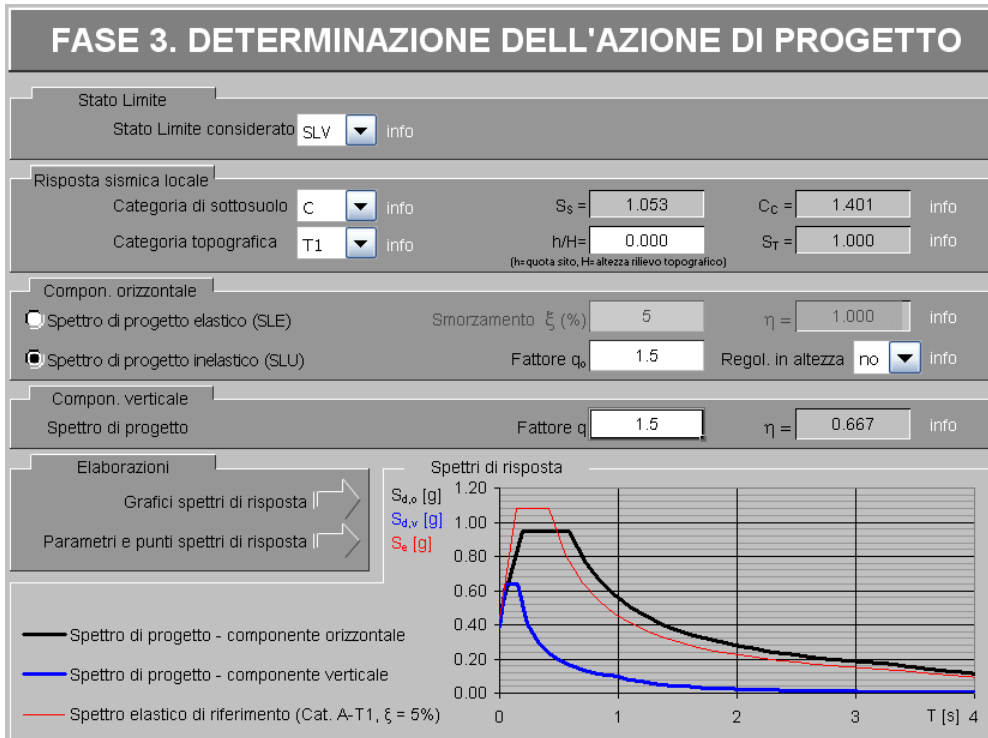
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....■..... Strategia scelta





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            → C  
 Ubicazione dell'opera T1            →  $S_T = 1,0$   
 Coefficiente  $S_s$

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

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

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

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

$F_o$  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

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

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,

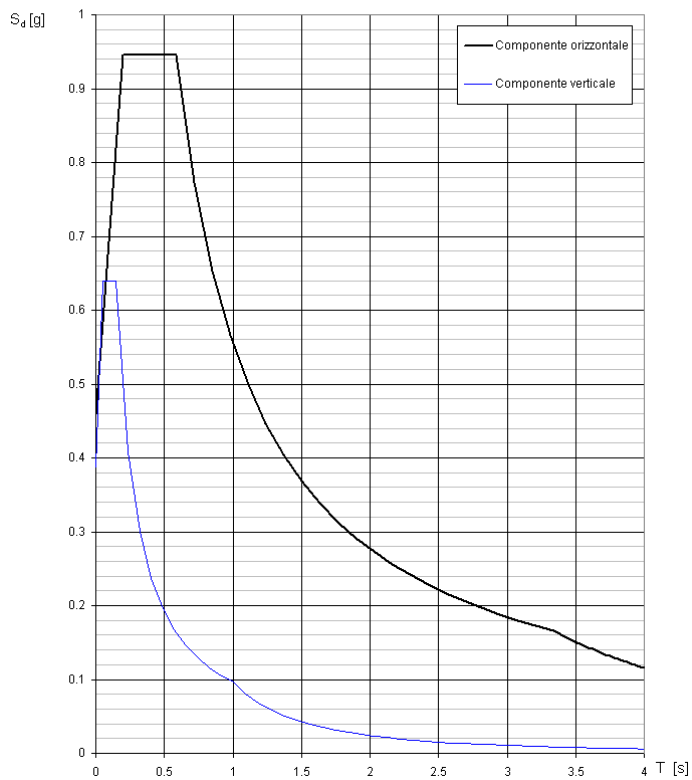
$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

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

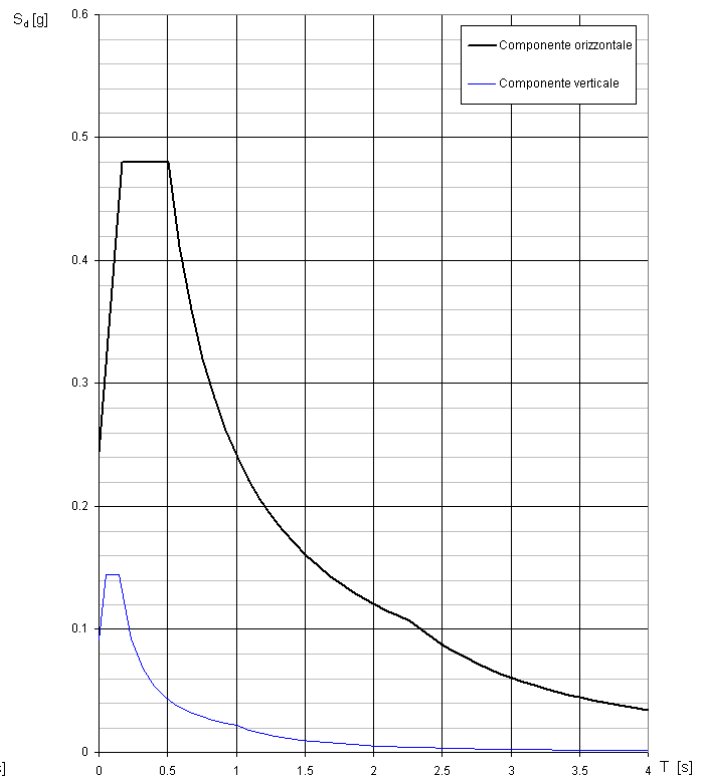
$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$

Si riportano i grafici degli spettri:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**



## 6.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

### 6.2.1 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

Si riportano in tabella i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU:

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Si riportano in tabella i coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

### 6.2.2 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

## 7 VERIFICA A FATICA – TRATTAZIONE GENERALE

Secondo le Norme Tecniche 14/01/2008 per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo:

$$\Delta\sigma_d \leq \square \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}$$

Essendo:

- $\Delta\sigma_d$  l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali  $f_\square = 1$ ;
- $\Delta\sigma_R$  la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta;
- $\gamma_{Mf}$  il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.IX.

Si possono utilizzare due criteri di valutazione della resistenza a fatica, che si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica ed alle strutture sensibili alla rottura per fatica.

Il Criterio del danneggiamento accettabile, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:

- Dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- Disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- Dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- Dettagli facilmente ispezionabili;
- Prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali lesioni.

Il Criterio della vita utile a fatica, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi, indipendentemente da procedure di ispezione e manutenzione durante la vita di esercizio.

Gli spettri di carico saranno diversi, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento come previsto al 5.1.4.3 delle Norme Tecniche 2008.

### 7.1 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Come riportato nella Circolare n°617 del 02/02/2009 applicativa delle Norme Tecniche 14/01/2008, il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica  $\gamma_{Mf}$  è dato da:

$$\gamma_{Mf} = \gamma_M \gamma_f$$

ove  $\gamma_f$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni di fatica e  $\gamma_M$  il coefficiente parziale relativo alla resistenza, che copre le incertezze nella valutazione dei carichi e delle tensioni e la possibile presenza di difetti nei particolari in esame.

Il coefficiente  $\gamma_{Mf}$  dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura. A questo scopo, le strutture possono essere distinte, a seconda della loro sensibilità alla crisi per fatica, in strutture poco sensibili (*damage tolerant*) e in strutture sensibili (*safe life*).

Si dice poco sensibile (*damage tolerant*) una struttura nella quale il mantenimento del richiesto livello di affidabilità nei riguardi dello stato limite di fatica può essere garantito attraverso un appropriato programma di ispezione, controllo, monitoraggio e riparazione delle lesioni di fatica, esteso alla vita di progetto della struttura. Una struttura può essere classificata come poco sensibile se, in presenza di lesioni per fatica, si verificano le seguenti condizioni:

- I dettagli costruttivi, i materiali impiegati e i livelli di tensione garantiscono bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica delle lesioni;
- Le disposizioni costruttive permettono la redistribuzione degli sforzi;
- I dettagli sono facilmente ispezionabili e riparabili;
- I dettagli siano concepiti in modo da arrestare la propagazione delle lesioni;
- Esista un programma di ispezione e manutenzione, esteso a tutta la vita dell'opera, inteso a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

In caso contrario, la struttura si dice sensibile. Poiché l'ispezione, il monitoraggio e le riparazioni di una struttura sensibile non sono agevoli, essa deve essere progettata in fatica adottando dettagli costruttivi e livelli di tensione tali da garantire il grado di affidabilità richiesto per le altre verifiche allo stato limite ultimo per tutta la vita utile della costruzione, anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione.

Questo approccio progettuale è detto anche *safe life*.

I valori dei coefficienti  $\gamma_{Mf}$  da adottare nelle verifiche delle strutture sensibili e poco sensibili sono riportati in Tabella C4.2.XII, in funzione delle conseguenze dell'eventuale rottura per fatica.

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

## 8 MODELLO DI CALCOLO

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;
- MIDAS/GEN sviluppato da MIDAS Information Technology, Co., Ltd. Areum B/D 4th fl., 258-1 Seohyeon-dong, Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea e distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio, 5/D I-35042 Este (PD). 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;

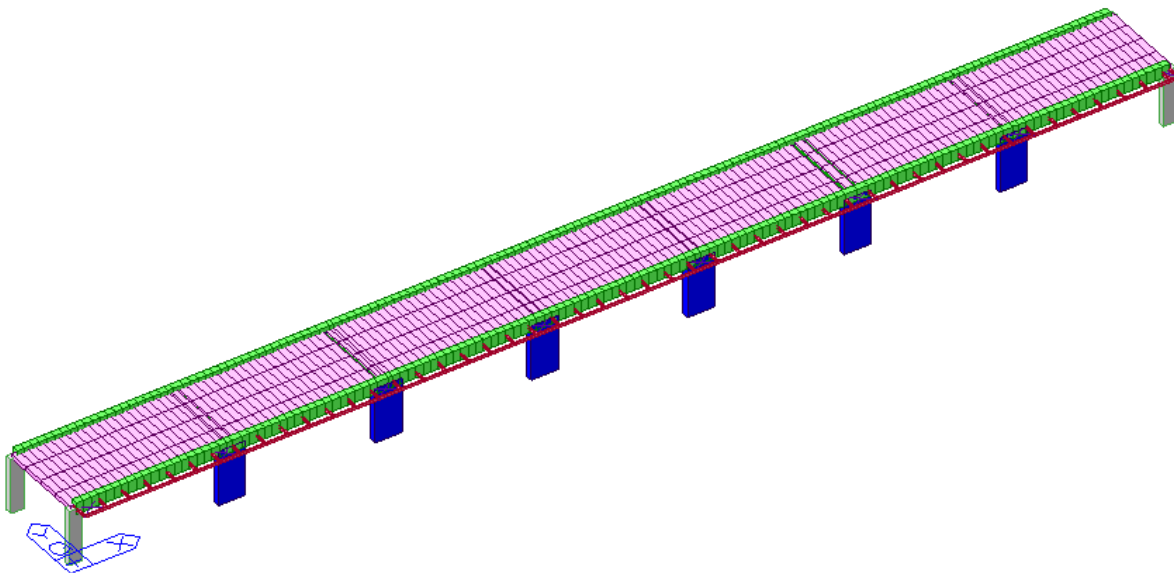
I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare.

Si sono realizzati due modelli di calcolo, uno di un concio centrale del ponte lungo circa 110m ed uno del concio di testa.

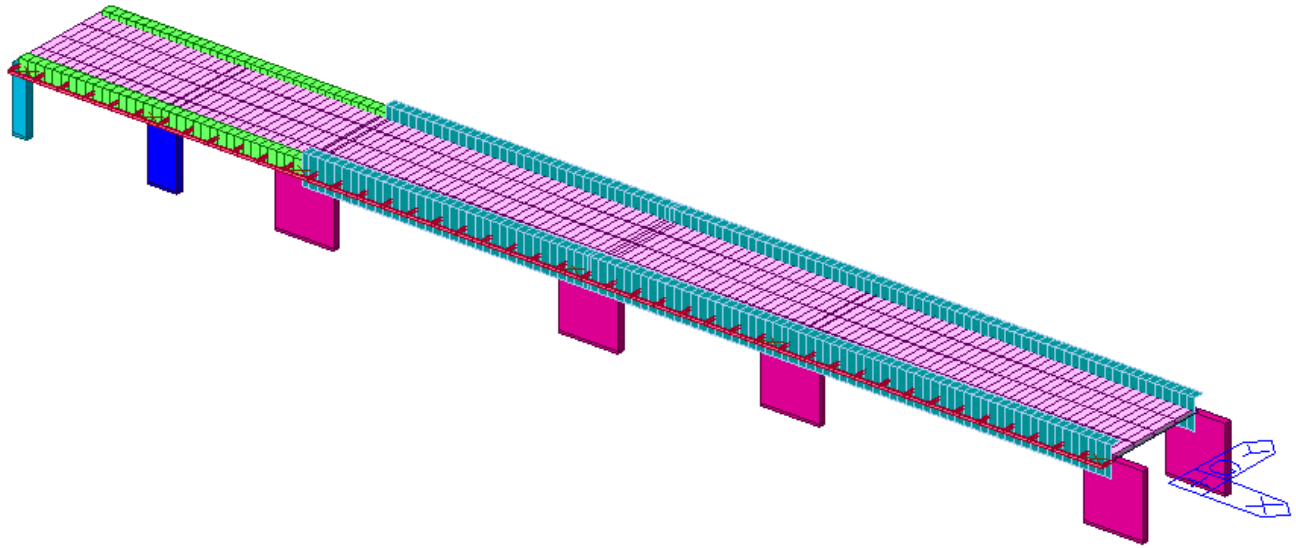
La soletta dell'impalcato e le spalle sono state modellate con elementi bidimensionali *plate* a quattro nodi; travi e pile sono modellati con elementi *beam*. Plate e beam sono dotati di rigidezza in regime non fessurato delle sezioni di solo calcestruzzo, trascurando la presenza delle armature.

Si riportano delle immagine dei modello di calcolo implementati.



**Figura 1 Modello di calcolo concio centrale**





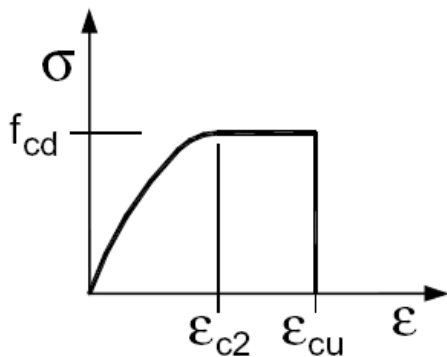
**Figura 2 Modello di calcolo concio laterale**

## 9 CRITERI DI VERIFICA

### 9.1 SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

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

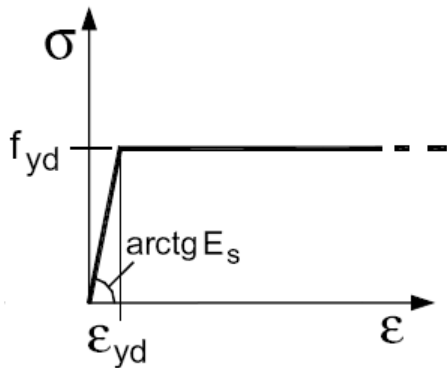
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima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



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

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

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



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

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

### 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:

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

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);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  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 VERIFICA DELL'IMPALCATO

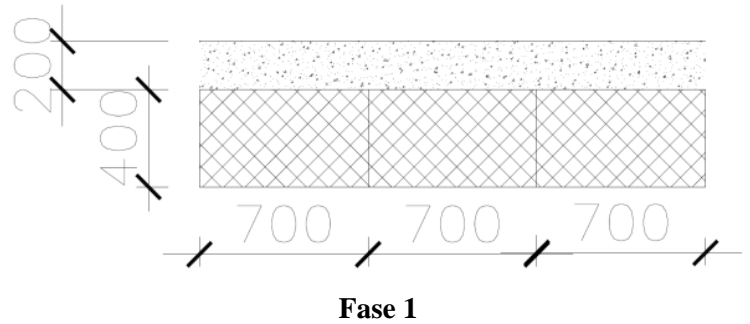
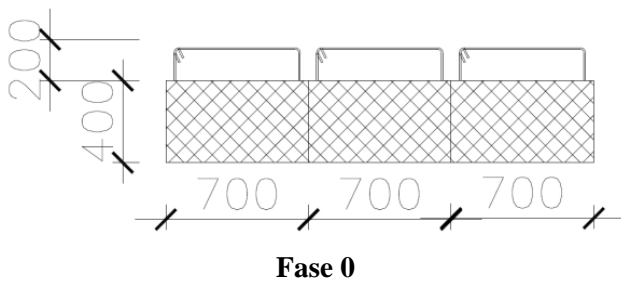
### 10.1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'impalcato è realizzato con travi prefabbricate di calcestruzzo, di sezione rettangolare di dimensione 700x400 mm. Su tali travi viene gettata una soletta di completamento di 200 mm.

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 rigidezza strutturale.

Sezioni dell'impalcato nelle due fasi d'esecuzione:



## 10.2 VERIFICA FASE 0

In fase 0 le sezione resistente è 700x400, armata con 8Ø30 e 5Ø12 superiori.

I carichi agenti sono il peso proprio della trave ed il peso del getto della soletta di spessore 200 mm.

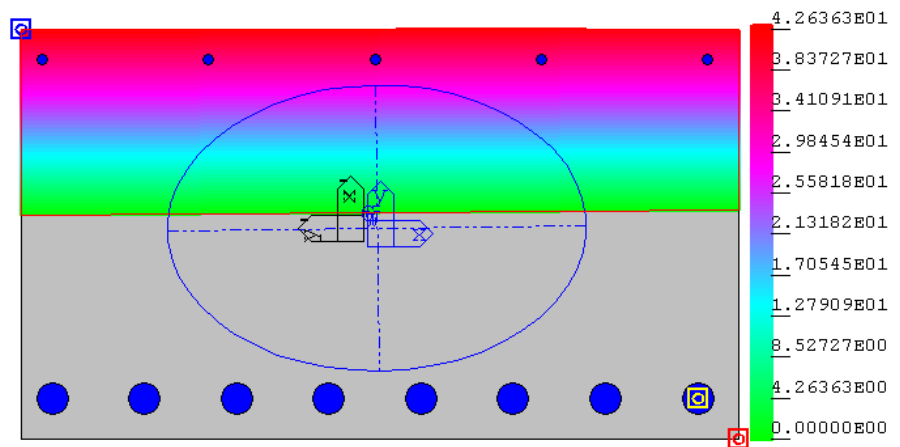
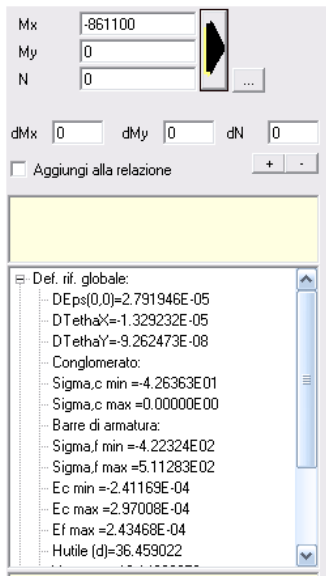
- Peso proprio trave:  $2.5 \cdot (0.7 \cdot 0.4) = 7 \text{ kN/m}$
- Peso calcestruzzo fresco:  $25 \cdot (0.2 \cdot 0.7) = 3.5 \text{ kN}$

Carico totale  $q_{\text{tot}} = 10.5 \text{ kN/m}$

Momento massimo:  $M_{\text{max}} = 1/8 \cdot 10.5 \cdot 8.1^2 = 86.11 \text{ kNm}$

Taglio massimo:  $T_{\text{max}} = 1/2 \cdot 10.5 \cdot 8.1 = 42.5 \text{ kN}$

### 10.2.1 Verifica a flessione:



Calcestruzzo:  $\sigma_c = -4.2 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 51 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

### 10.2.2 Verifica a taglio

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**

Geometria		Materiali	
b[mm]=	700	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	400	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=		<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	8	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	10	V[kN]=	42.5
Numero barre compresse =	5	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	12		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	218	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	279	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	1094	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	279	Verifica superata

### 10.2.3 Verifica a fessurazione

Mx -961100

My 0

N 0

Es/Ec 15

Molt. diametro 7,5

Passo (cm) 1

Rid. zona tesa 0,5

Beta 1 1

Beta 2 0,5

K1 0,8

K2 0,74322

lct 29

lct,ar 29

Copri ferro 1,5

Interferro 9

DM 96  EC2

Aggiungiti alla relazione

Wm = 0,0144 mm

Wk = 1,71 \* Wm = 0,0245 mm

Sm = 110,7 mm

Eps = 0,0001301

Copri ferro = 1,5

Interferro = 9,0

Sollecitazioni di fessurazione

Mx = 934593,1 daNcm

My = 0,0 daNcm

N = 0,0 daNcm

L'ampiezza della fessura è  $w_m = 0.024 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$ . La verifica è soddisfatta.

### 10.2.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo 0:

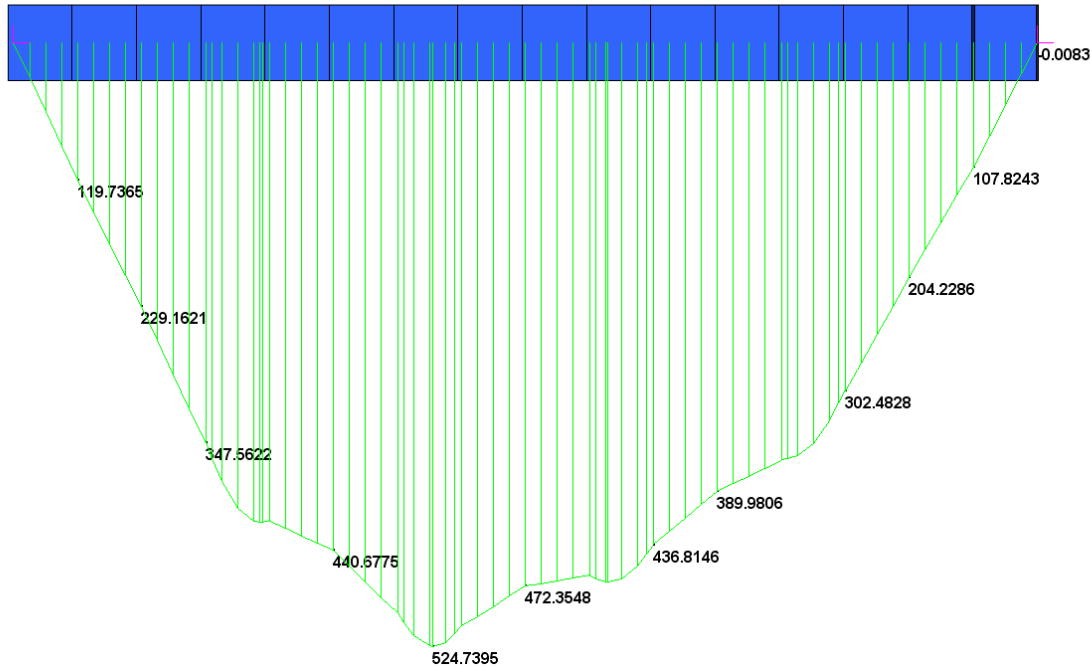
$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 10.5 \cdot 8100^4}{384 \cdot 34077.3733333333} = 4.6 \text{ mm}$$

Il rapporto  $L/f = 1750 > 500$ . La verifica è soddisfatta.

### 10.3 VERIFICA FASE 1

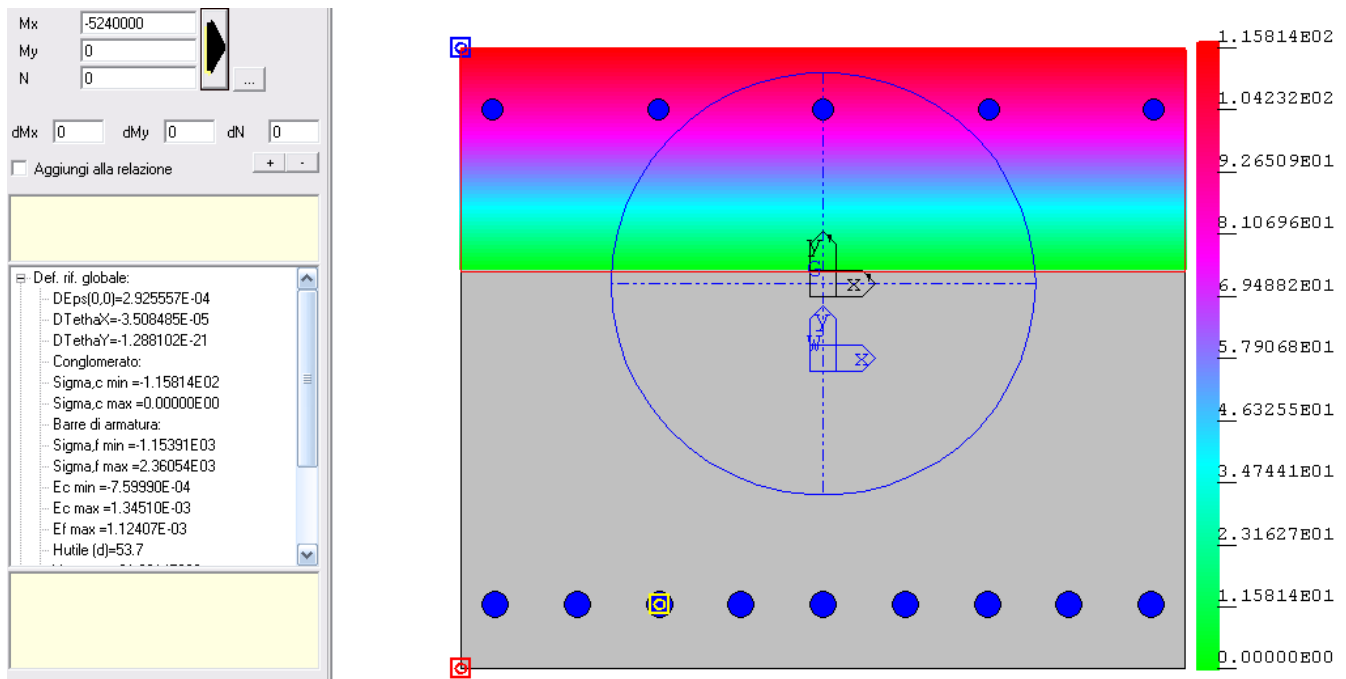
Il momento sollecitante le travi agli SLU è:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-0.0083	524.7395
	[Bm:17]	[Bm:8]



La verifica a flessione della sezione 700x600 mm armata con 8Ø30 inferiori e 5Ø16 superiori e staffe Ø12/100 porta:





Calcestruzzo:  $\sigma_c = -11.5 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio :  $\sigma_s = 236 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Le tensioni ottenute in fase 1 sono da sommare alle tensioni presenti già nella precedente fase. Si riporta in tabella la somma delle tensioni nelle due fasi per l'armatura inferiore e per il calcestruzzo al lembo superiore della trave prefabbricata da 400mm:

	<b>Fase 0</b> $\sigma$ [MPa]	<b>Fase 1</b> $\sigma$ [MPa]	<b>Totale</b> $\sigma$ [MPa]	<b>Limite</b> $\sigma$ [MPa]
<b>Acciaio inferiore</b>	51	236	287	360
<b>Calcestruzzo h 400</b>	-4.2	-1.0	-5.2	21

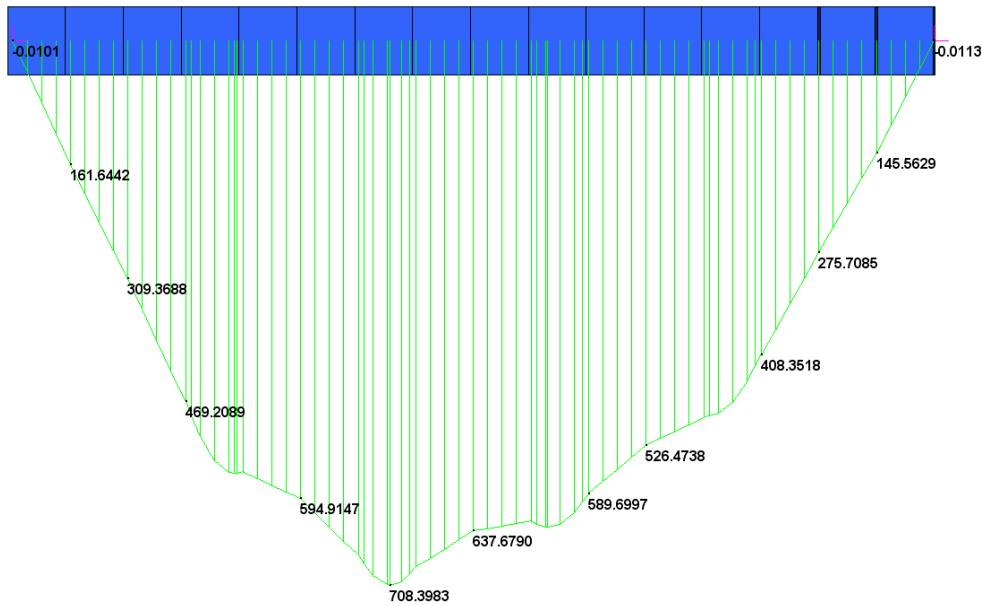
La verifica è soddisfatta.

### 10.3.1 Verifica agli SLU:

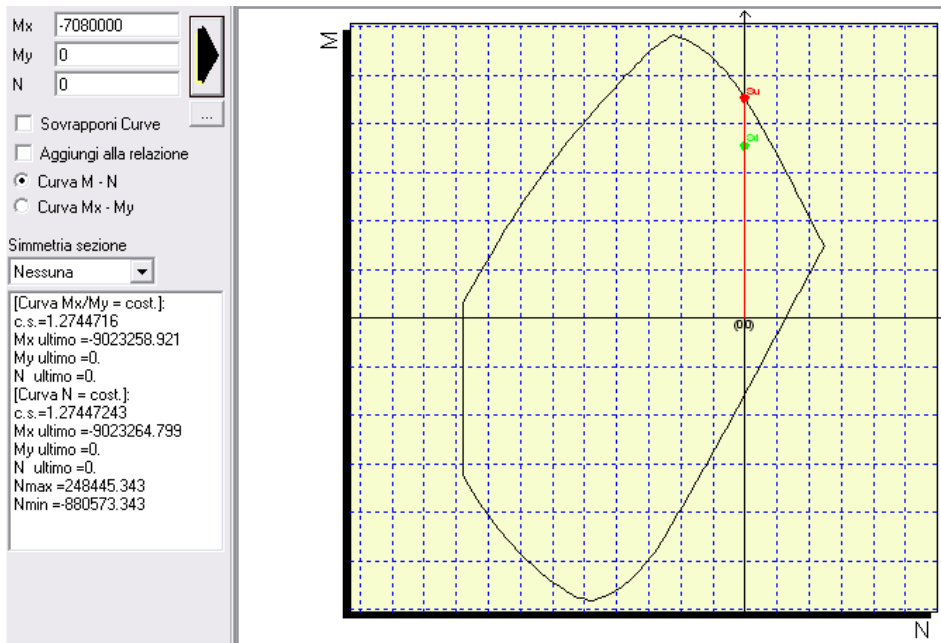
Il momento sollecitante agli SLU è:

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**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-0.0113	708.3983
	[Bm:17]	[Bm:8]

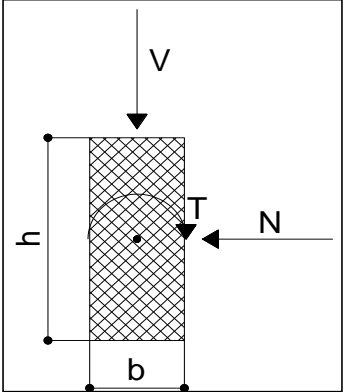


La verifica porta:



**10.3.2 Verifica a taglio:**

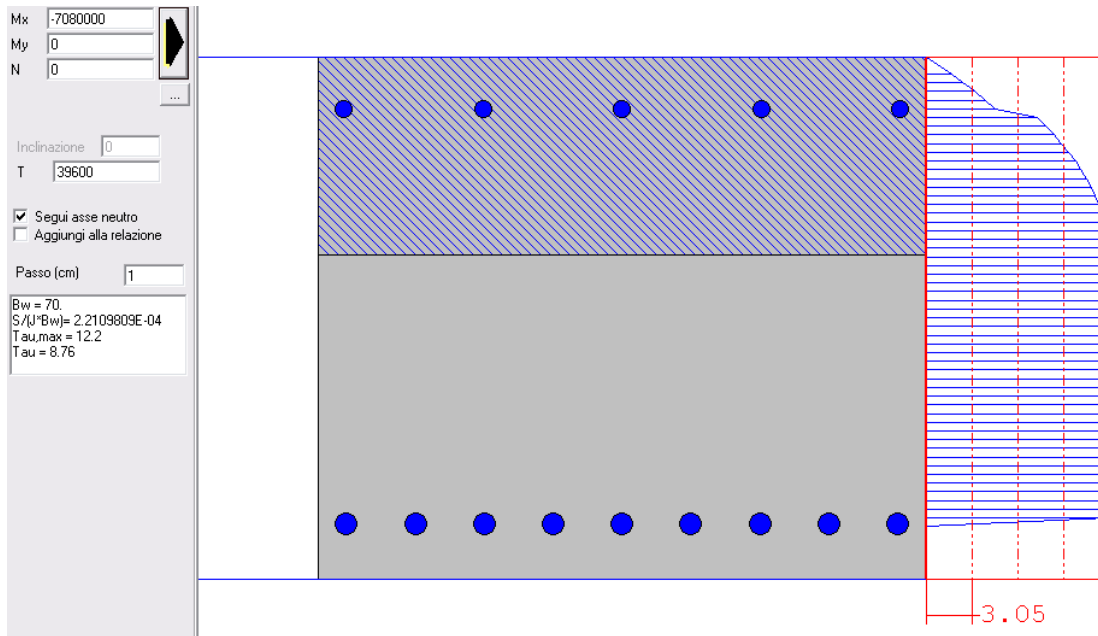
Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008  
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI**  
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE  
**PROGETTO DEFINITIVO**

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	700	f <sub>ck</sub> [Mpa]=	35
h[mm]=	600	f <sub>cd</sub> [Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	30	<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	8	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	16	V[kN]=	396
Numero barre compresse =	5	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	12		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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]=	282	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]=	438	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
V <sub>rcd</sub> [kN]=	1719	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	438	Verifica superata

L'impalcato è realizzato in due fasi e non è prevista l'applicazione di adesivi epossidici sulla superficie della ripresa di getto. L'effetto di scorrimento tra i due getti, causato dal taglio, è pertanto trasmesso dalle staffe che escono dalle travi prefabbricate.

V<sub>SD</sub> = 396 kN  
 M<sub>SD</sub> = 708 kNm



La tensione tangenziale nel punto indagato è di  $\tau = 1.2$  MPa. Integrando la tensione su un tratto di lunghezza 100 mm, pari all'interasse delle armature, si ottiene:

$$V = \int_A \tau da = 1.2 \cdot 700 \cdot 100 = 84000 \text{ N}$$

La tensione tangenziale che agisce nelle armature risulta:

$$\tau_s = \frac{V}{A_s} = \frac{84000}{2 \cdot 226} = 185 \text{ MPa} < \frac{360}{\sqrt{3}} = 207 \text{ MPa}$$

### 10.3.3 Verifica a fessurazione

Momento in combinazione quasi permanente:

$$M_{SD} = 97 \text{ kNm}$$

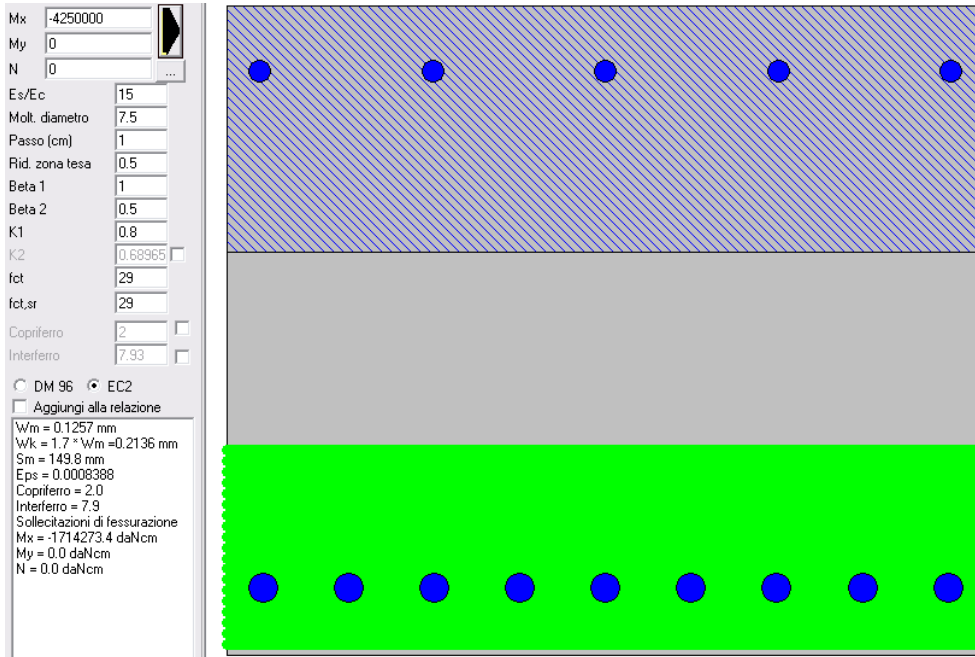
Momento in combinazione frequente:

$$M_{SD} = 425 \text{ kNm}$$

Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

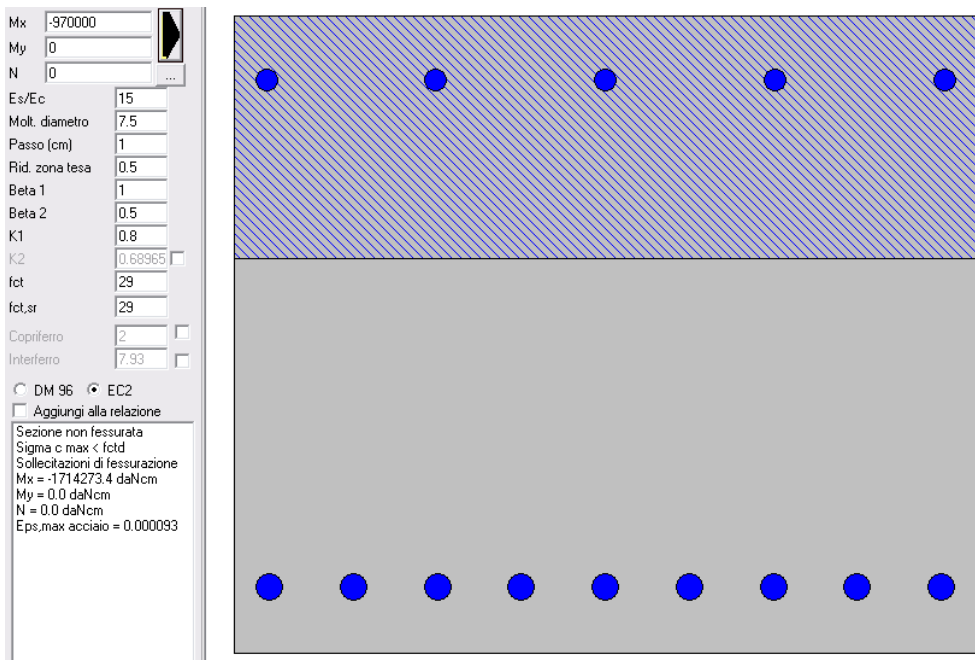
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente:



Apertura fessure  $w_m = 0.21 \text{ mm} < w_3 = 0.4 \text{ mm}$

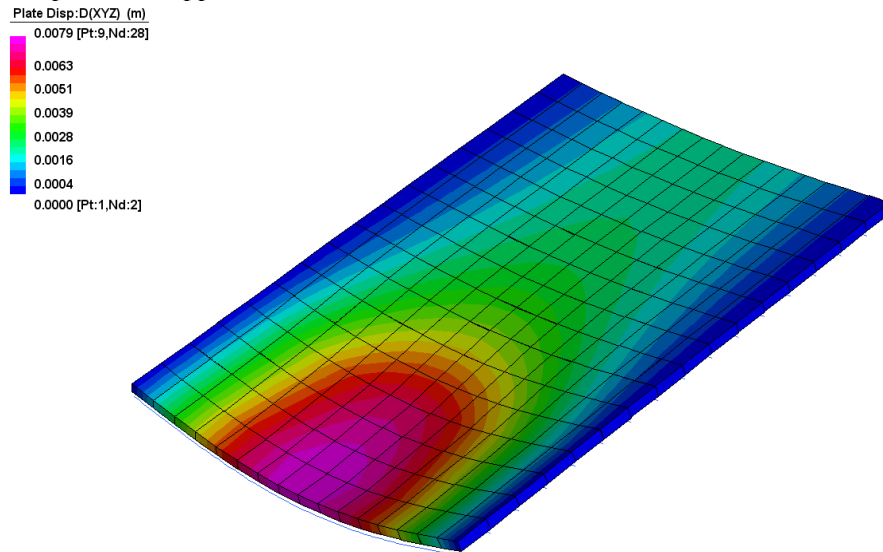
Verifica in combinazione quasi permanente:



Apertura fessure  $w_m = 0 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

### 10.3.4 Verifica a deformazione

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni istantanee in esercizio.

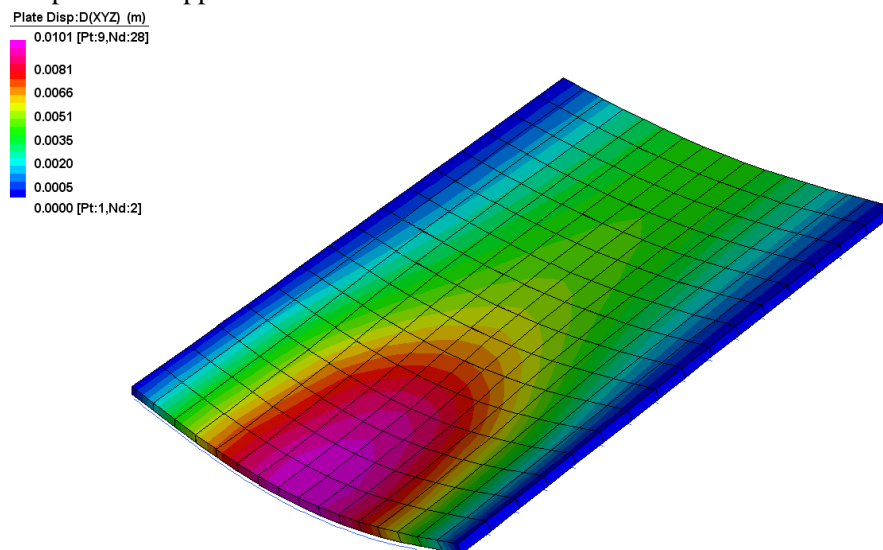


Luce: 8.1 m

Deformazione massima: 0.0079 m

Rapporto  $f/L = 1/1025 < 1/500$  la verifica è soddisfatta

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni



Deformazione massima: 0.0101 m

Rapporto  $f/L = 1/801 < 1/300$  la verifica è soddisfatta

## 11 VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI

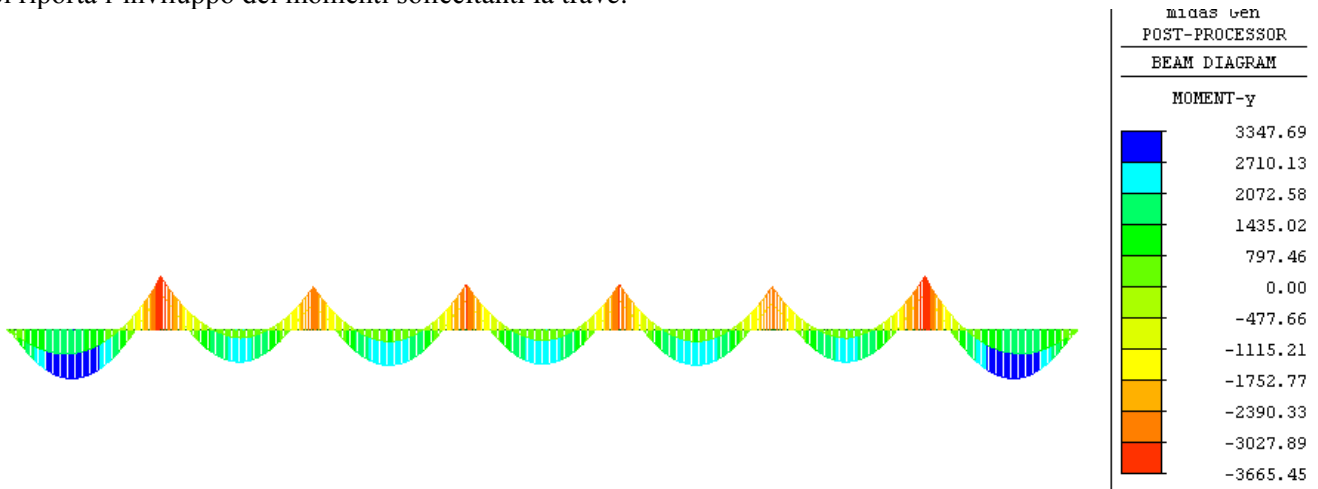
### 11.1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le travi principali che reggono l'impalcato sono travi a sezione a T alte 1200 mm per luci pari a 12m, alte 2400 mm per luci superiori a 20m.

### 11.2 VERIFICA TRAVI LUCE 12 METRI

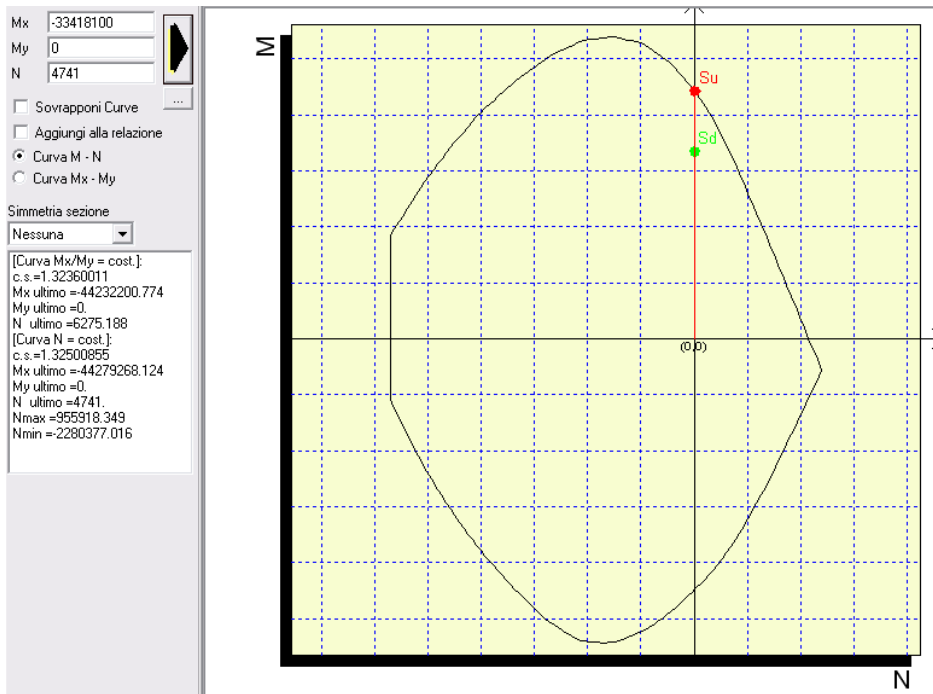
#### 11.2.1 Verifica a flessione

Si riporta l'involuppo dei momenti sollecitanti la trave:



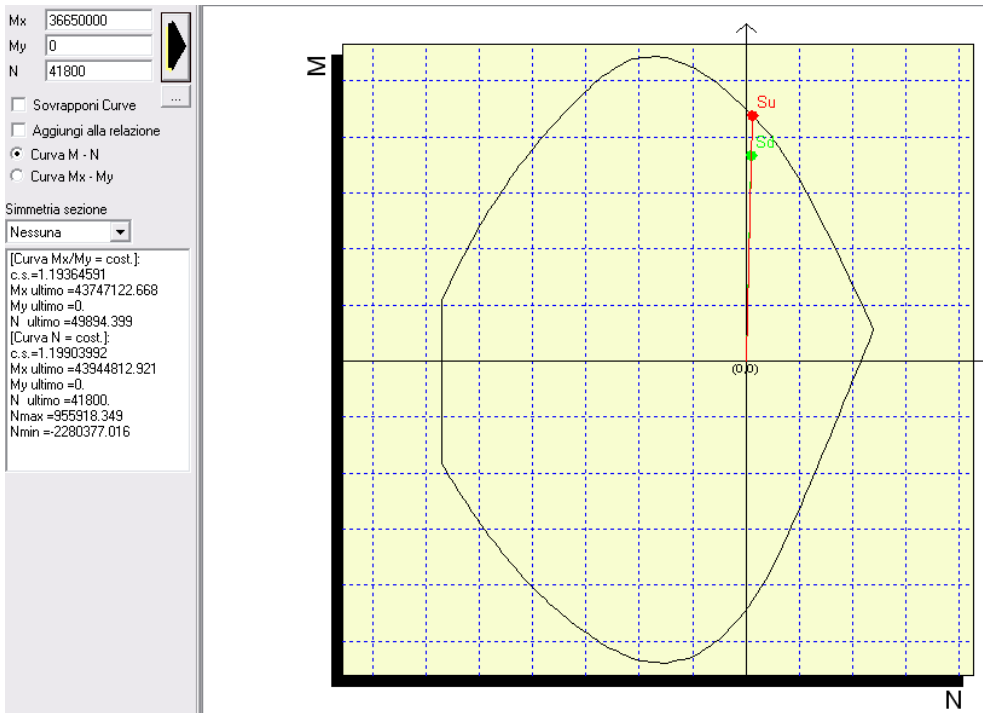
La verifica a flessione della sezione 900x1250 mm armata con 10Ø24 inferiori e 8Ø24 superiori e staffe Ø12/100 porta:

Verifica a flessione fibre inferiori.



Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.32 > 1$  la verifica è soddisfatta

Verifica a flessione fibre superiori:

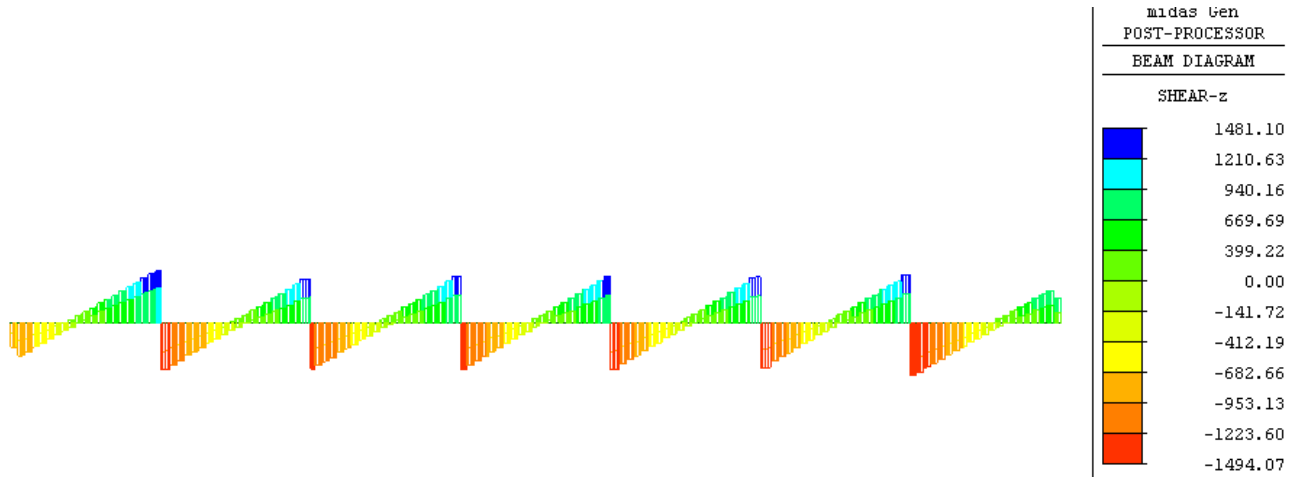


Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.19 > 1$  la verifica è soddisfatta

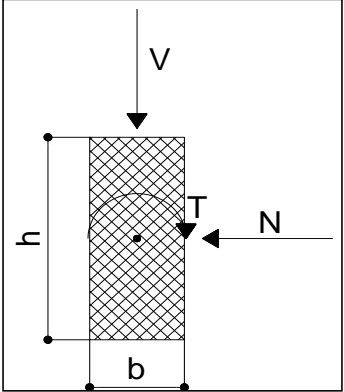


### 11.2.2 Verifica a taglio

Si riporta l'involuppo dei tagli sollecitanti la trave:



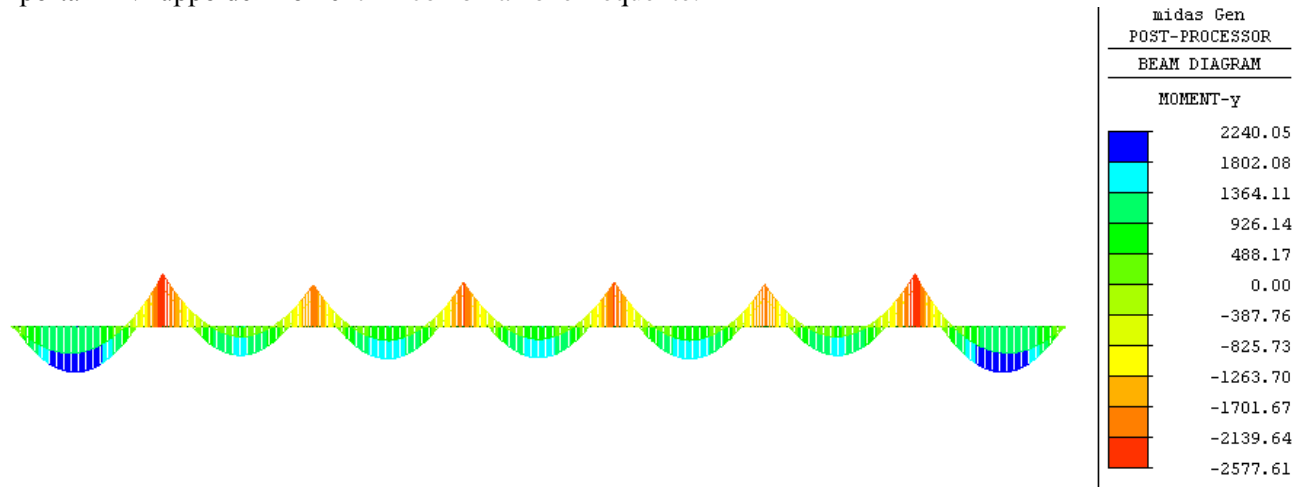
Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008  
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI**  
**CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	600	f <sub>ck</sub> [Mpa]=	35
h[mm]=	1200	f <sub>cd</sub> [Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	24	<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	28	N[kN]=	146
Diametro armatura compressa[mm]=	24	V[kN]=	1481
Numero barre compresse =	24	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	24		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	12		
Bracci	4		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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]=	589	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]=	1833	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]=	3113	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> )	1833	Verifica superata

### 11.2.3 Verifica a fessurazione

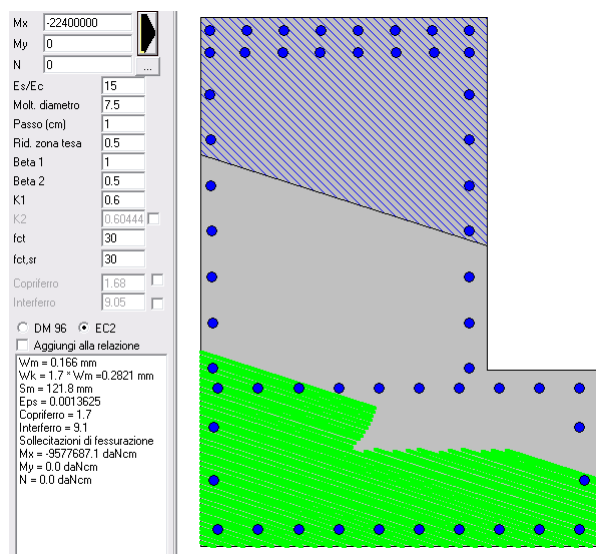
Si riporta l'involuppo dei momenti in combinazione frequente:



Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

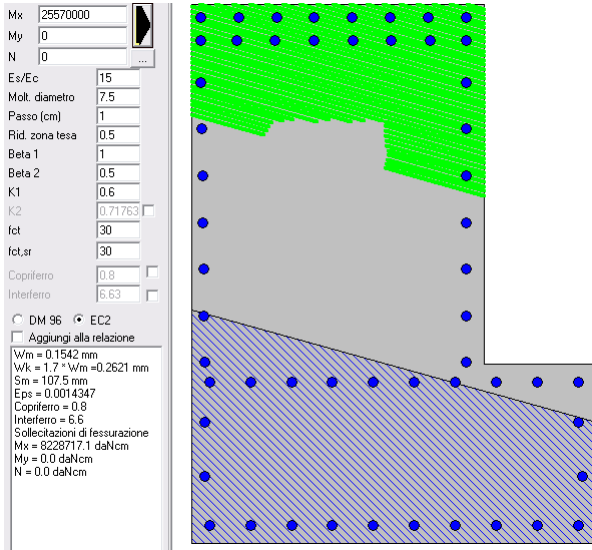
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:



Apertura fessure  $w_m = 0.28 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

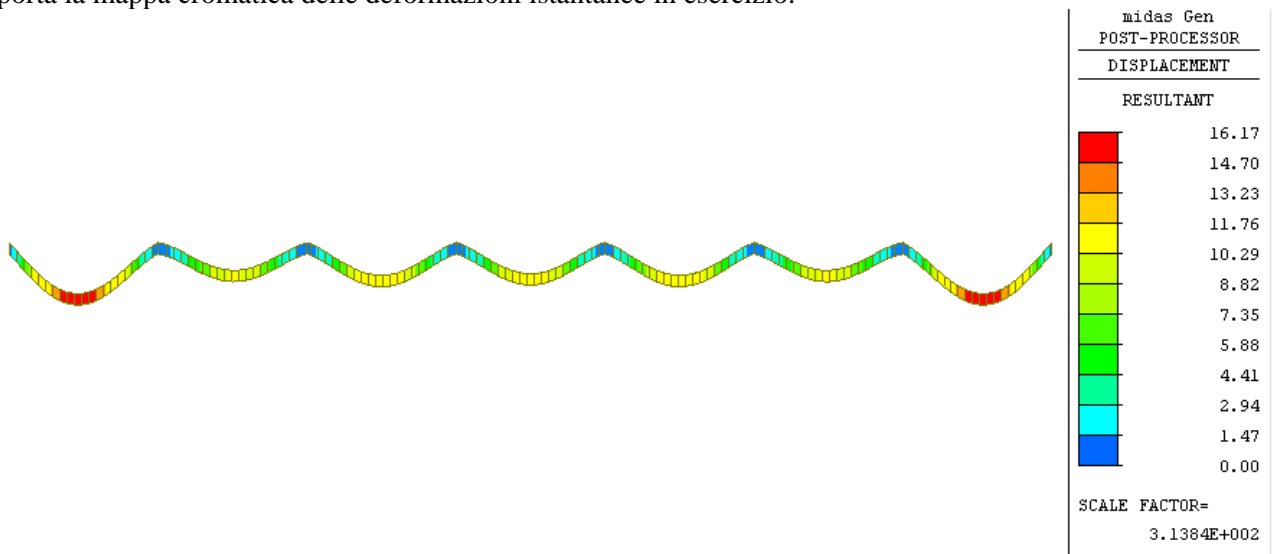
Verifica in combinazione frequente fibre superiori:



Apertura fessure  $w_m = 0.26 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

### 11.2.4 Verifica a deformazione

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni istantanee in esercizio.

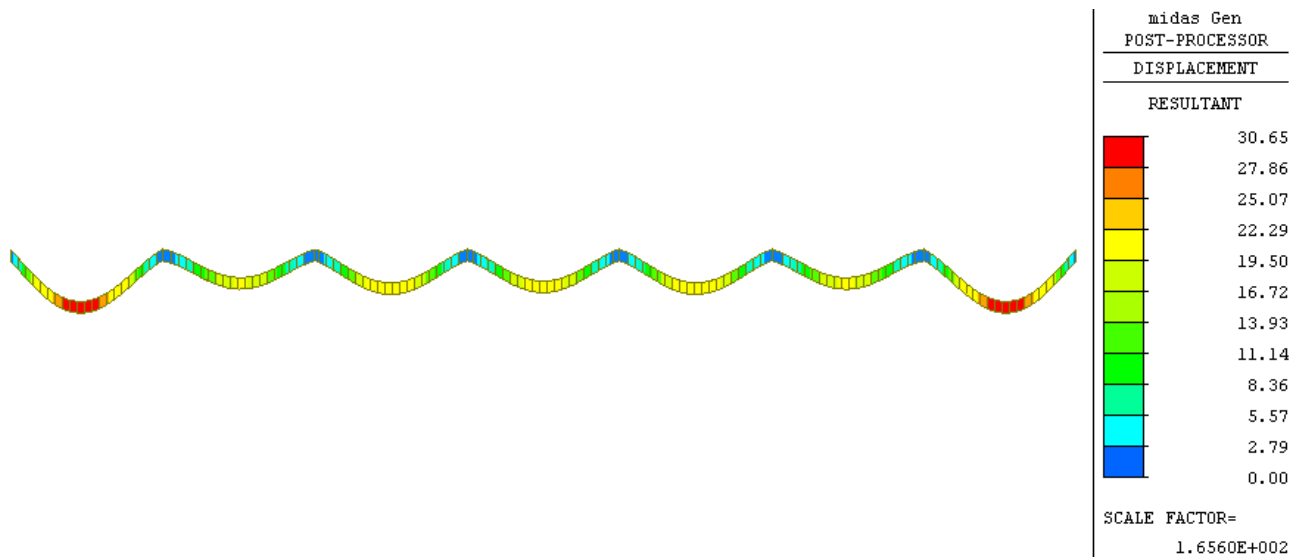


Luce: 12 m

Deformazione massima: 16.17 mm

Rapporto  $f/L = 1/742 < 1/500$  la verifica è soddisfatta

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni a tempo infinito in esercizio.



Luce: 12 m

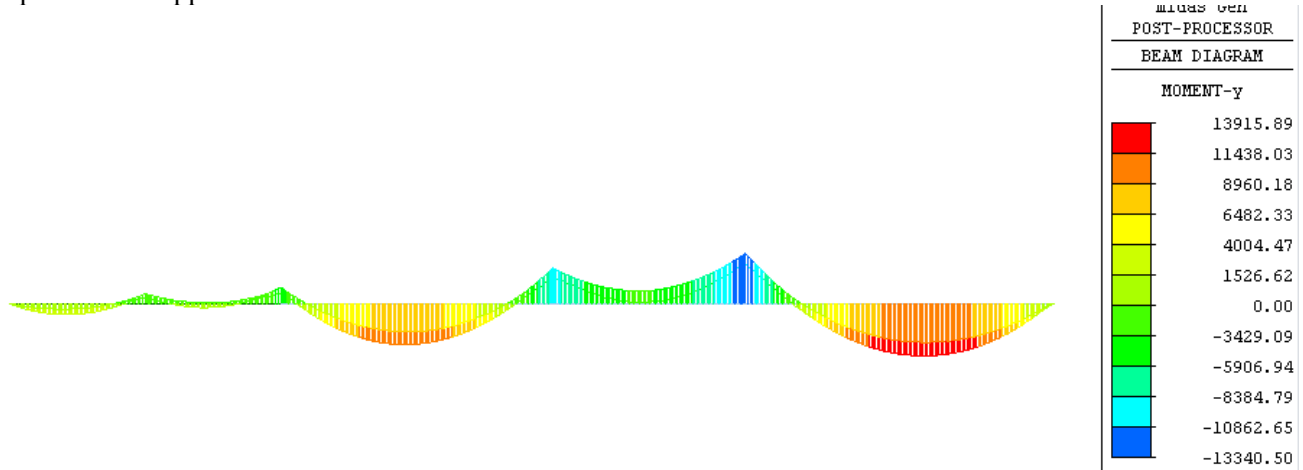
Deformazione massima: 30.65 mm

Rapporto  $f/L = 1/400 < 1/300$  la verifica è soddisfatta

### 11.3 VERIFICA TRAVI LUCE 27.3 METRI

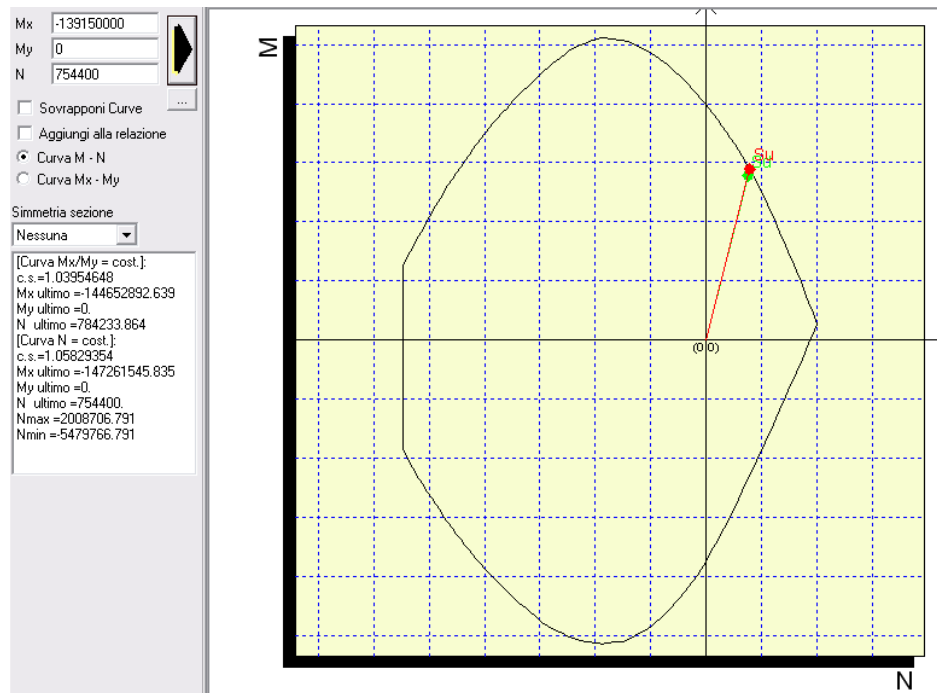
#### 11.3.1 Verifica a flessione

Si riporta l'involuppo dei momenti sollecitanti la trave:



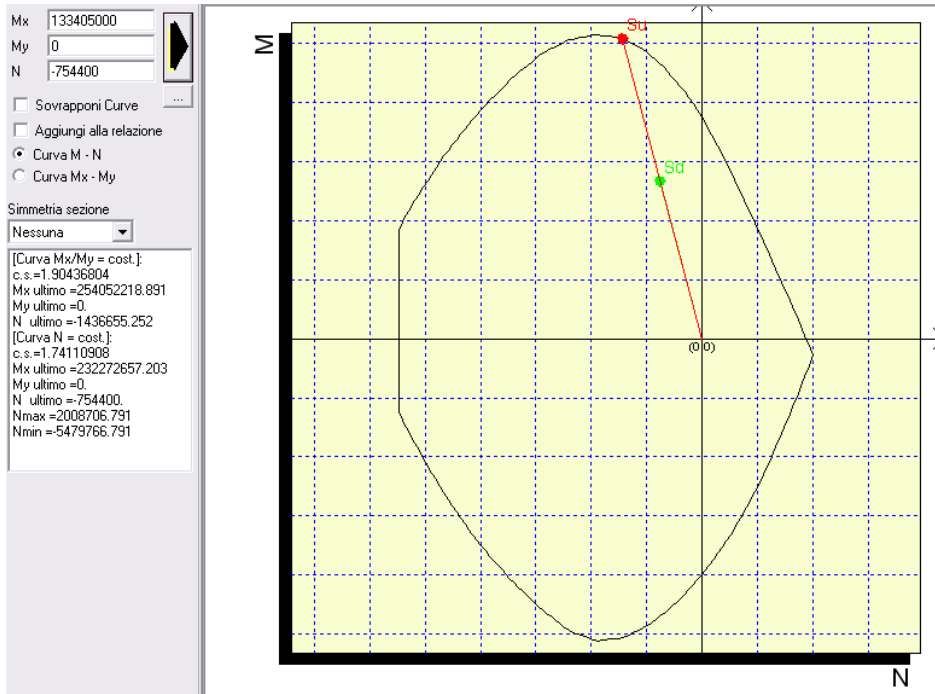
La verifica a flessione della sezione 900x2400 mm armata con 18Ø32 inferiori e 6Ø32 superiori e staffe Ø16/150 porta:

Verifica a flessione fibre inferiori:



Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.03 > 1$  la verifica è soddisfatta

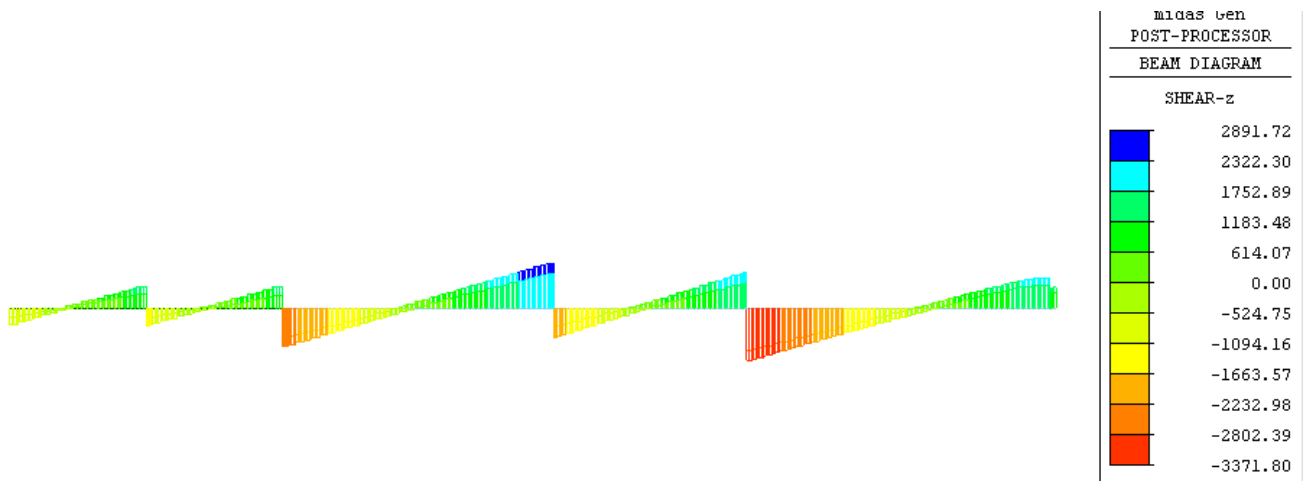
Verifica a flessione fibre superiori:



Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.90 > 1$  la verifica è soddisfatta

### 11.3.2 Verifica a taglio

Si riporta l'involuppo dei tagli sollecitanti la trave:



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**

Geometria		Materiali	
b[mm]=	650	fck[Mpa]=	28
h[mm]=	2500	fcd[Mpa]	15.87
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	351
Diametro armatura tesa[mm]=	30	Azioni	
Numero barre tese =	18	N[kN]=	7544
Diametro armatura compressa[mm]=	30	V[kN]=	3371
Numero barre compresse =	12	T[kNm]=	907
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	4		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe $\alpha$ [deg]=	90		
Inclinazione puntone $\theta$ [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		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	1923	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	4154	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$		
Vrcd[kN]=	7112	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	4154	Verifica superata

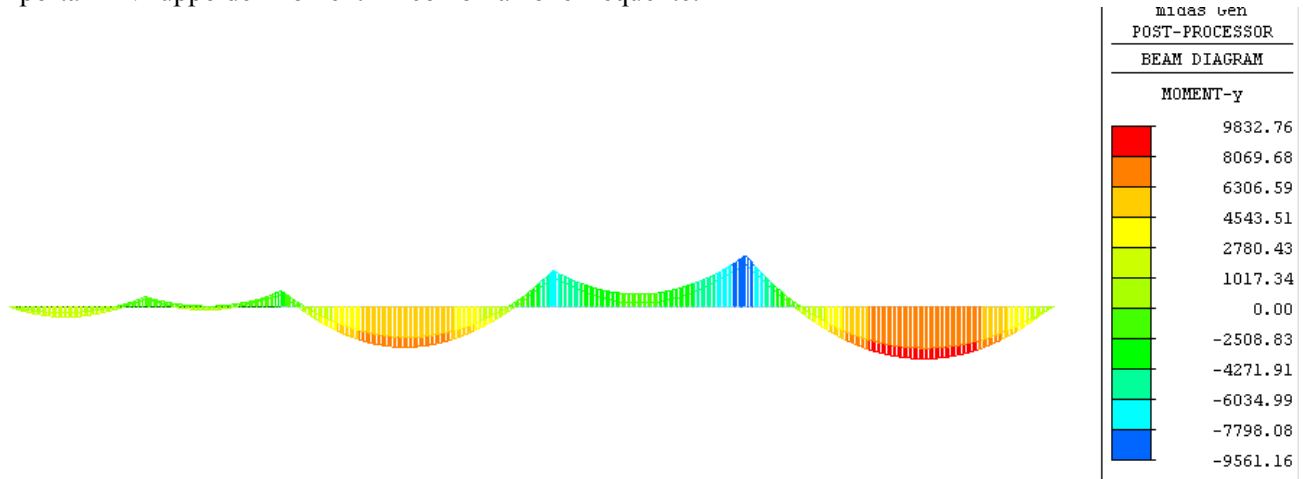
Verifica a torsione		
Trcd [kNm]=	1799	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
Trsd [kNm]=	1241	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$		
Trld[kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$		
$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	0	Rottura a torsione

Verifica combinata taglio-torsione per rottura bielle calcestruzzo		
$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$	0.98	Verifica superata



### 11.3.3 Verifica a fessurazione

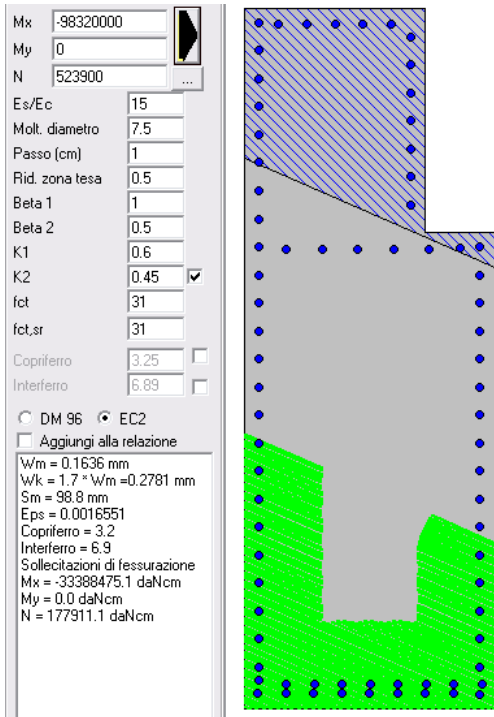
Si riporta l'involuppo dei momenti in combinazione frequente:



Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

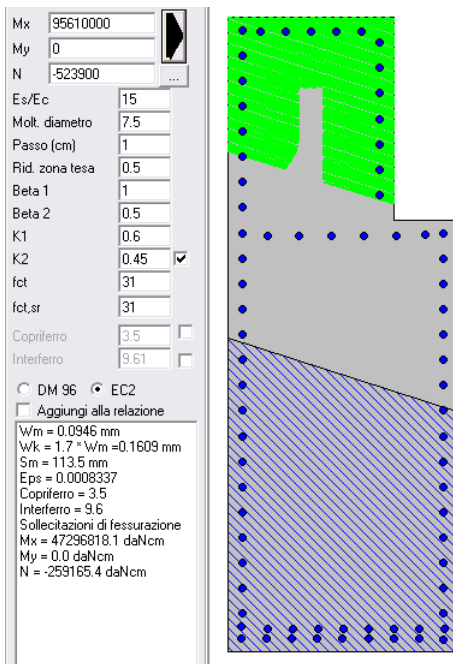
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:



Apertura fessure  $w_m = 0.27 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

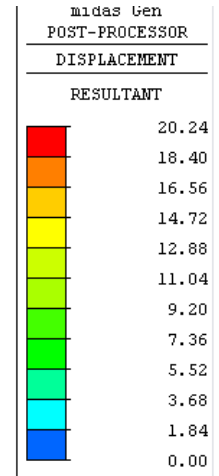
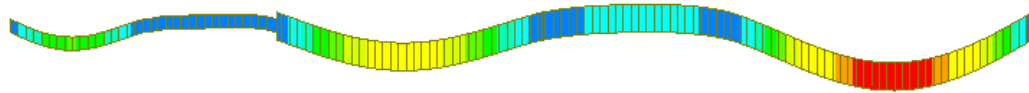
Verifica in combinazione frequente fibre superiori:



Apertura fessure  $w_m = 0.26 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

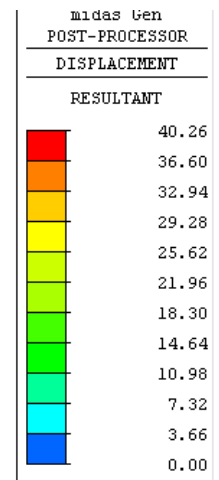
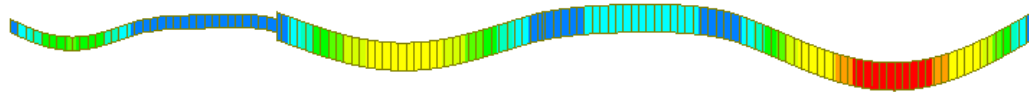
### 11.3.4 Verifica a deformazione

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni istantanee in esercizio.



Luce: 27.3 m  
 Deformazione massima: 20.24 mm  
 Rapporto  $f/L = 1/1348 < 1/500$  la verifica è soddisfatta

Si riporta la mappa cromatica delle deformazioni a tempo infinito in esercizio.



Luce: 27.3 m  
 Deformazione massima: 40.26 mm  
 Rapporto  $f/L = 1/678 < 1/300$  la verifica è soddisfatta

## 12 VERIFICA DELLE COLONNE

### 12.1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le colonne che reggono le travi principali hanno sezioni diverse: 2500x600 sono le colonne su cui insistono le travi con luce 12 m, 5000x600 le colonne su cui insistono le travi con luce 27.3 m e 1200x600 le colonne di bordo tra i giunti. Ogni colonna poggia su di un diaframma in calcestruzzo armato; le colonne da 1200x600 tra i giunti poggiano sullo stesso diaframma.

### 12.2 VERIFICA COLONNE 2500X600

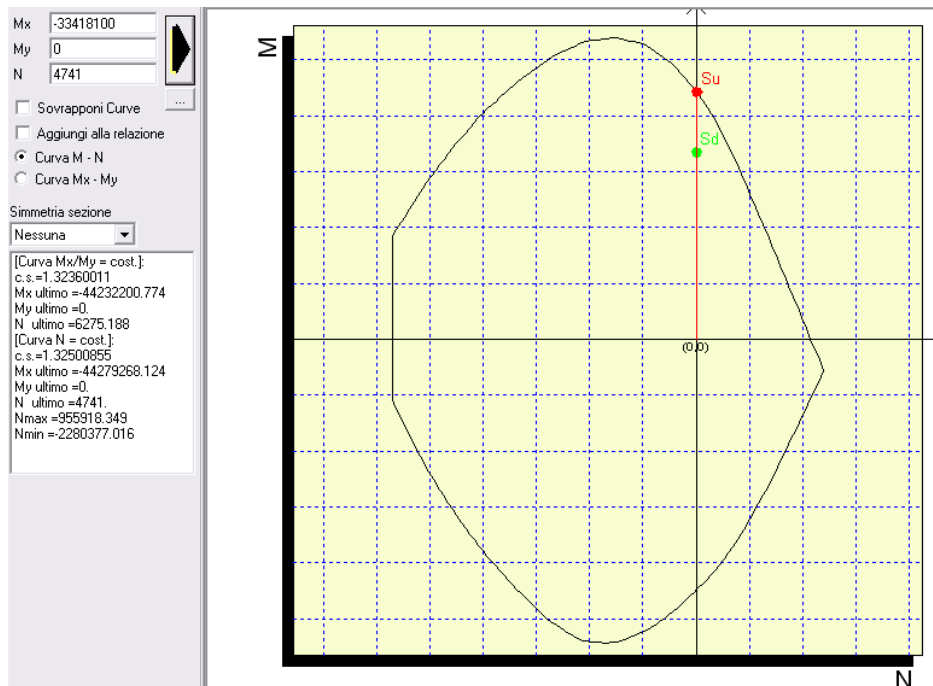
Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLU:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	28	SLV1	<b>-912.02</b>	369.44	1494.42	28.7	0	0
<b>Axial min</b>	14	SLU2(min)	<b>-3122.48</b>	-35.86	760.54	-2.25	-4100.25	118.5
<b>Ty min</b>	11	SLV9	-1260.42	<b>1270.99</b>	518.17	30.3	0	0
<b>Ty max</b>	11	SLV16	-1435.68	<b>-1270.34</b>	-522.55	-30.1	0	0
<b>Tz max</b>	14	SLV1	-1149.04	335.85	<b>1610</b>	45.75	0	0
<b>Tz min</b>	9	SLV8	-1815.45	-338.05	<b>-1608.52</b>	-44.69	0	0
<b>T max</b>	29	SLV9	-1083.99	1098.58	962.76	<b>130.12</b>	0	0
<b>T min</b>	29	SLV16	-1648.51	-1096.7	-947.97	<b>-131.12</b>	0	0
<b>My max</b>	14	SLV8	-2020.44	-333.95	-1587.03	-46.71	<b>-8372.02</b>	-1746.4
<b>My min</b>	9	SLV1	-1352.88	339.94	1585.56	45.65	<b>8364.29</b>	1757.86
<b>Mz max</b>	11	SLV16	-1630.68	-1270.34	-522.55	-30.1	-2694.46	<b>-6609.17</b>
<b>Mz min</b>	11	SLV9	-1455.42	1270.99	518.17	30.3	2717.24	<b>6605.74</b>

#### 12.2.1 Verifica a flessione

La verifica a flessione della sezione 2500x600 mm armata con Ø30/100 in doppia fila sui lati lunghi e staffe Ø16/100 porta:

Verifica a flessione fibre inferiori.



Il coefficiente di sicurezza c.s. = 1.32 > 1 la verifica è soddisfatta

### 12.2.2 Verifica a taglio

Si verifica la sezione a taglio con idoneo foglio di calcolo

<b>Geometria</b>		<b>Materiali</b>	
b[mm]=	600	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	2500	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	30	<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	18	N[kN]=	1344
Diametro armatura compressa[mm]=	30	V[kN]=	1608
Numero barre compresse =	12	T[kNm]=	46
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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>		
Vrd[kN]=	1029	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	3471	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	6862	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	3471	Verifica superata

<b>Verifica a torsione</b>		
Trcd [kNm]=	1940	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$		
Trsd [kNm]=	1272	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$		
Trld[kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \sum_{u_m} A_{l1} \cdot f_{yd} / ctg\theta$		
$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	0	Rottura a torsione

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**

Geometria		Materiali	
b[mm]=	2500	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	600	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	30	Azioni	
Numero barre tese =	18	N[kN]=	1630
Diametro armatura compressa[mm]=	30	V[kN]=	1270
Numero barre compresse =	12	T[kNm]=	31
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	4		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
Inclinazione staffe $\alpha$ [deg]=	90		
Inclinazione puntone $\theta$ [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		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	1194	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	1558	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	6477	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	1558	Verifica superata

Verifica a torsione		
Trod [kNm]=	1940	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
Trsd [kNm]=	1272	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$		
Tr1d[kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{R1d} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$		
$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{R1d})$	0	Rottura a torsione

### 12.2.3 Verifica a fessurazione

Si riportano le sollecitazioni più gravose in combinazione frequente:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	28	SLFR2(max)	<b>-1091.38</b>	7.19	312.04	0.23	0	0
<b>Axial min</b>	14	SLFR2(min)	<b>-2210.56</b>	-4.98	528.39	-0.89	-2828.42	8.42
<b>Ty min</b>	14	SLFR1(max)	-1530.68	<b>8.49</b>	-495.56	-0.91	0	0
<b>Ty max</b>	27	SLFR3	-1423.08	<b>-10.63</b>	-96.65	-0.16	502.59	51.21
<b>Tz max</b>	29	SLFR6	-1376.7	6.74	<b>636.92</b>	-0.21	0	0
<b>Tz min</b>	24	SLFR6	-1376.12	6.76	<b>-637.01</b>	0.19	0	0
<b>T max</b>	9	SLFR1(max)	-1530.21	8.46	510.98	<b>2.82</b>	0	0
<b>T min</b>	14	SLFR1(min)	-1998.73	5.13	-511.1	<b>-2.82</b>	0	0
<b>My max</b>	29	SLFR6	-1571.7	6.74	636.92	-0.21	<b>-3312.01</b>	-35.04
<b>My min</b>	24	SLFR6	-1571.12	6.76	-637.01	0.19	<b>3312.44</b>	-35.15
<b>Mz max</b>	14	SLFR1(min)	-2193.73	5.13	-511.1	-2.82	2576.94	<b>-44.14</b>
<b>Mz min</b>	27	SLFR3	-1423.08	-10.63	-96.65	-0.16	502.59	<b>51.21</b>

Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:

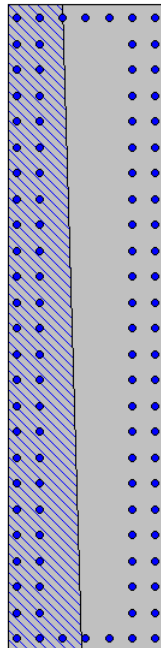
Mx: -33120100  
 My: -350400  
 N: -157170

Es/Ec: 15  
 Molt. diametro: 7.5  
 Passo (cm): 1  
 Rid. zona tesa: 0.5  
 Beta 1: 1  
 Beta 2: 0.5  
 K1: 0.6  
 K2: 0.45   
 fct: 31  
 fct,sr: 31  
 Copri ferro: 1.7  
 Interferro: 8.98

DM 96  EC2

Aggiungici alla relazione

Sezione non fessurata  
 Sigma c max < fctd  
 Sollecitazioni di fessurazione  
 Mx = -42478591.5 daNcm  
 My = -449409.8 daNcm  
 N = -201580.3 daNcm  
 Eps,max acciaio = 0.000163



Apertura fessure  $w_m = 0.0 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

### 12.3 VERIFICA COLONNE 1200X600

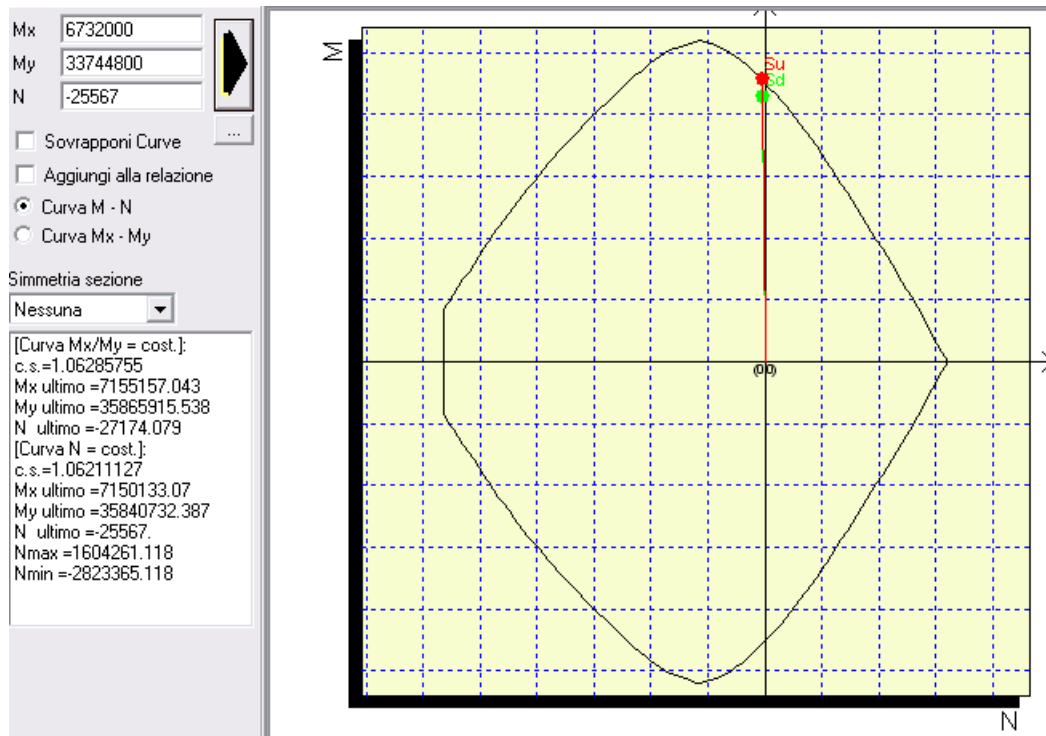
Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLU:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	23	SLV9	<b>-162.07</b>	930.84	260.47	0	480.37	1621.78
<b>Axial min</b>	8	SLU1(min)	<b>-1533.82</b>	36.09	242.07	1.53	-1002.53	-155.19
<b>Ty min</b>	8	SLV9	-200.12	<b>1017.86</b>	266.54	1.34	496.56	1929.53
<b>Ty max</b>	23	SLV16	-882.4	<b>-1025.22</b>	-129.33	0	-0.55	-1957.06
<b>Tz max</b>	8	SLU14(max)	-767.32	103.21	<b>495.1</b>	3.27	768.17	337.32
<b>Tz min</b>	15	SLU14(min)	-1266.1	59.05	<b>-495.46</b>	-4.22	-768.37	183.89
<b>T max</b>	15	SLV1	-358.71	340.53	205.23	<b>4.61</b>	-0.81	704.05
<b>T min</b>	15	SLV8	-773.01	-253.34	-341.75	<b>-4.55</b>	-502.71	-404.16
<b>My max</b>	23	SLU14(min)	-1297.38	-139.59	428.77	0	<b>-1824.1</b>	204.55
<b>My min</b>	30	SLU14(max)	-798.65	-97.25	-428.5	0	<b>1822.94</b>	280.79
<b>Mz max</b>	8	SLV16	-1024.9	-930.66	-129.98	-1.39	-890.9	<b>-3366.06</b>
<b>Mz min</b>	23	SLV9	-255.67	930.84	260.47	0	673.2	<b>3374.48</b>

#### 12.3.1 Verifica a flessione

La verifica a flessione della sezione 1200x600 mm armata con  $\varnothing 30/100$  in doppia fila sui lati lunghi e staffe  $\varnothing 16/100$  porta:

Verifica a flessione fibre inferiori.



Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.06 > 1$  la verifica è soddisfatta

#### 12.3.2 Verifica a taglio



Si verifica la sezione a taglio con idoneo foglio di calcolo

Geometria		Materiali	
b[mm]=	600	f <sub>ck</sub> [Mpa]=	35
h[mm]=	1200	f <sub>cd</sub> [Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	12	<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	5	N[kN]=	1266
Diametro armatura compressa[mm]=	12	V[kN]=	495
Numero barre compresse =	5	T[kNm]=	4.22
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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]=	389	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]=	1629	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
V <sub>Rcd</sub> [kN]=	3355	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	1629	Verifica superata

<b>Verifica a torsione</b>		
T <sub>Rcd</sub> [kNm]=	793	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$		
T <sub>Rsd</sub> [kNm]=	629	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$		
T <sub>Rld</sub> [kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg\theta$		
$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	0	Rottura a torsione

<b>Verifica combinata taglio-torsione per rottura bielle calcestruzzo</b>		
$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$	0.15	Verifica superata

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**

Geometria		Materiali	
b[mm]=	1200	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	600	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Azioni	
Numero barre tese =	5	N[kN]=	882
Diametro armatura compressa[mm]=	12	V[kN]=	1025
Numero barre compresse =	5	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	4		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
Inclinazione staffe $\alpha$ [deg]=	90		
Inclinazione puntone $\theta$ [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		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	345	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	1558	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$		
Vrcd[kN]=	3130	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	1558	Verifica superata

Verifica a torsione		
Trcd [kNm]=	793	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
Trsd [kNm]=	629	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$		
Trld[kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$		
$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	0	Rottura a torsione

Verifica combinata taglio-torsione per rottura bielle calcestruzzo		
$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$	0.33	Verifica superata

### 12.3.3 Verifica a fessurazione

Si riportano le sollecitazioni più gravose in combinazione frequente:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	30	SLFR2(max)	<b>-482.37</b>	-41.62	62.64	0	-122.83	-157.78
<b>Axial min</b>	15	SLFR1(min)	<b>-1040.47</b>	45.87	-226.24	-1.39	623.15	-146.33
<b>Ty min</b>	8	SLFR1(max)	-577.21	<b>77.94</b>	226.17	1.08	481.84	258.88
<b>Ty max</b>	30	SLFR1(min)	-865.02	<b>-82.97</b>	-222.05	0	-460.01	-288.6
<b>Tz max</b>	8	SLFR1(max)	-577.21	77.94	<b>226.17</b>	1.08	481.84	258.88
<b>Tz min</b>	15	SLFR1(min)	-946.87	45.87	<b>-226.24</b>	-1.39	-481.9	146.39
<b>T max</b>	15	SLFR6	-557.46	36.14	72.34	<b>1.73</b>	-158.59	135.53
<b>T min</b>	15	SLFR5	-574.26	51.04	-208.86	<b>-1.68</b>	-344.93	164.36
<b>My max</b>	23	SLFR5	-623.71	-52.74	207.31	0	<b>-744.26</b>	95.62
<b>My min</b>	30	SLFR5	-623.61	-52.78	-207.25	0	<b>744.09</b>	95.74
<b>Mz max</b>	30	SLFR1(min)	-865.02	-82.97	-222.05	0	-460.01	<b>-288.6</b>
<b>Mz min</b>	8	SLFR1(max)	-577.21	77.94	226.17	1.08	481.84	<b>258.88</b>

Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

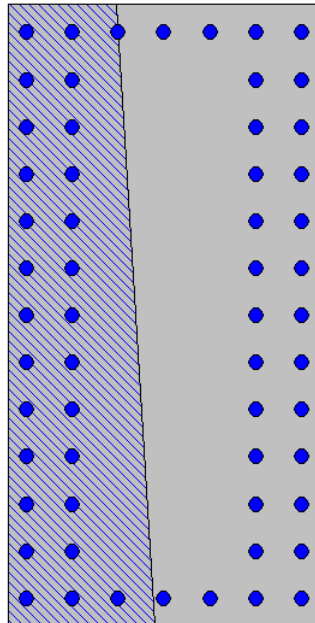
Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:

Mx: 4818400  
 My: 2598800  
 N: -57721

Es/Ec: 15  
 Molt. diametro: 7.5  
 Passo (cm): 1  
 Rid. zona tesa: 0.5  
 Beta 1: 1  
 Beta 2: 0.5  
 K1: 0.6  
 K2: 0.45   
 fct: 31  
 fct,sr: 31  
 Copriferro: 2   
 Interferro: 8.83

DM 96  EC2  
 Aggiungli alla relazione

Sezione non fessurata  
 Sigma c max < fctd  
 Sollecitazioni di fessurazione  
 Mx = 5268707.9 daNcm  
 My = 2830738.6 daNcm  
 N = -63115.4 daNcm  
 Eps,max acciaio = 0.000178



Apertura fessure  $w_m = 0.0 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$

## 12.4 VERIFICA COLONNE 5000X600

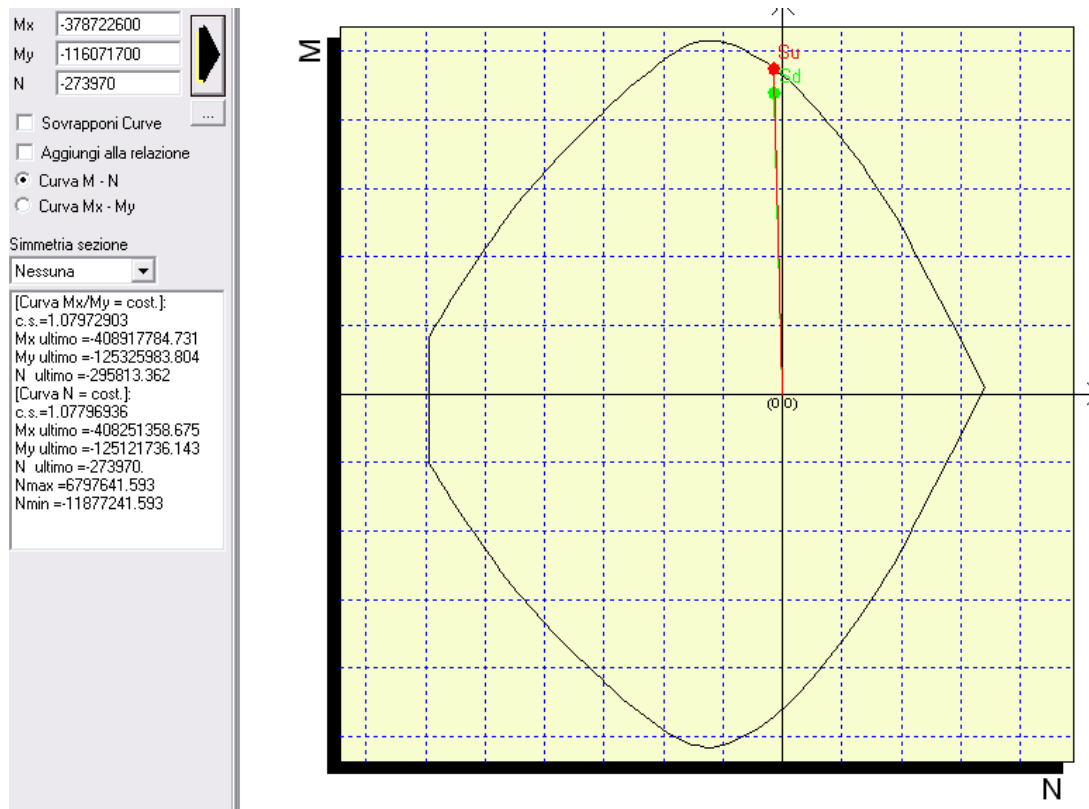
Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLU:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	5	SLV17	<b>-1280.64</b>	671.99	2572.49	137.11	0	0
<b>Axial min</b>	10	SLU1(min)	<b>-6109.46</b>	-19.01	-270.41	-6.14	-1406.16	-62.35
<b>Ty min</b>	5	SLV9	-1762.03	<b>2231.47</b>	6630.38	455.54	0	0
<b>Ty max</b>	12	SLV16	-2739.7	<b>-2232.15</b>	-7283.13	-456.2	-37872.26	-11607.17
<b>Tz max</b>	10	SLV9	-3031.77	899.47	<b>7028.43</b>	455.54	0	0
<b>Tz min</b>	10	SLV16	-4067.72	-898.21	<b>-7283.13</b>	-456.2	-37872.26	-7546.72
<b>T max</b>	3	SLV9	-1913.62	899.47	6630.38	<b>455.54</b>	0	0
<b>T min</b>	10	SLV16	-4067.72	-898.21	-7283.13	<b>-456.2</b>	-37872.26	-4670.72
<b>My max</b>	10	SLV16	-4067.72	-898.21	-7283.13	-456.2	<b>-37872.26</b>	-4670.72
<b>My min</b>	10	SLV9	-3421.77	899.47	7028.43	455.54	<b>36547.85</b>	4677.25
<b>Mz max</b>	12	SLV16	-2739.7	-2232.15	-7283.13	-456.2	-37872.26	<b>-11607.17</b>
<b>Mz min</b>	5	SLV9	-2152.03	2231.47	6630.38	455.54	34477.96	<b>11603.66</b>

### 12.4.1 Verifica a flessione

La verifica a flessione della sezione 5000x600 mm armata con  $\varnothing 32/100$  in doppia fila sui lati lunghi e staffe  $\varnothing 16/100$  porta:

Verifica a flessione fibre inferiori.



Il coefficiente di sicurezza  $c.s. = 1.06 > 1$  la verifica è soddisfatta

### 12.4.2 Verifica a taglio

Si verifica la sezione a taglio con idoneo foglio di calcolo

Geometria		Materiali	
b[mm]=	600	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	5000	fc'd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	f <sub>yd</sub> [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	32	<b>Azioni</b>	
Numero barre tese =	5	N[kN]=	3031
Diametro armatura compressa[mm]=	32	V[kN]=	7028
Numero barre compresse =	50	T[kNm]=	455
Numero compl. barre long. per flessione=	100		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	16		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	100		
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		

Verifica a taglio		
V <sub>rd</sub> [kN]=	2041	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]=	7012	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]=	13940	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> )	7012	verifica non superata

Verifica a torsione		
T <sub>rd</sub> [kNm]=	4175	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
T <sub>rsd</sub> [kNm]=	2472	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$		
T <sub>rid</sub> [kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_1}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$		
T <sub>Rd</sub> = min (T <sub>Rcd</sub> , T <sub>Rsd</sub> , T <sub>Rld</sub> )	0	Rottura a torsione

Verifica combinata taglio-torsione per rottura bielle calcestruzzo		
$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$	0.61	Verifica superata

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**

Geometria		Materiali		
b[mm]=	5000	fck[Mpa]=	35	
h[mm]=	600	fcd[Mpa]	19.83	
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391	
Diametro armatura tesa[mm]=		<b>Azioni</b>		
Numero barre tese =		N[kN]=	1762	
Diametro armatura compressa[mm]=		V[kN]=	2231	
Numero barre compresse =		T[kNm]=	455	
Numero compl. barre long. per flessione=				
Armato taglio? si-no				
Diametro staffe[mm]=				
Bracci				
Passo staffe a taglio[mm]=				
Inclinazione staffe $\alpha$ [deg]=				
Inclinazione puntone $\theta$ [deg]=				
Sezione cava per azioni torcenti?si-no				
Spessore sezione cava[mm]=				
Passo staffe a torsione[mm]=				
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione				
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=				

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	2209	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	2337	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$		
Vrcd[kN]=	12645	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	2337	Verifica superata

Verifica a torsione		
Trcd [kNm]=	4175	Torsione limite per rottura biella compressa
$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
Trsd [kNm]=	2472	Torsione resistente per rottura staffe
$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$		
Trld[kNm]=	0	Torsione resistente per rottura armatura longitudinale
$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$		
$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	0	Rottura a torsione

Verifica combinata taglio-torsione per rottura bielle calcestruzzo		
$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$	0.29	Verifica superata

### 12.4.3 Verifica a fessurazione

Si riportano le sollecitazioni più gravose in combinazione frequente:

	nodo	comb	Axial	Ty	Tz	Torsion	My	Mz
<b>Axial max</b>	5	SLFR1(max)	<b>-1906.79</b>	-0.23	-118.7	-0.29	0	0
<b>Axial min</b>	10	SLFR1(min)	<b>-4415.52</b>	0.61	-141.07	-0.44	-733.55	3.17
<b>Ty min</b>	3	SLFR1(max)	-2349.52	<b>0.79</b>	-118.7	-0.29	-617.25	4.12
<b>Ty max</b>	12	SLFR3	-2564.53	<b>-8.31</b>	-143.85	-1.55	-748	-35.12
<b>Tz max</b>	3	SLFR3	-2447.98	-2.8	<b>-102.83</b>	-1.55	-534.7	-10.5
<b>Tz min</b>	10	SLFR3	-3731.47	-3.77	<b>-143.85</b>	-1.55	-748	-11.51
<b>T max</b>	3	SLFR1(max)	-2349.52	0.79	-118.7	<b>-0.29</b>	-617.25	4.12
<b>T min</b>	3	SLFR3	-2447.98	-2.8	-102.83	<b>-1.55</b>	-534.7	-10.5
<b>My max</b>	10	SLFR3	-3731.47	-3.77	-143.85	-1.55	<b>-748</b>	-11.51
<b>My min</b>	3	SLFR1(max)	-1959.52	0.79	-118.7	-0.29	<b>0</b>	0
<b>Mz max</b>	12	SLFR3	-2564.53	-8.31	-143.85	-1.55	-748	<b>-35.12</b>
<b>Mz min</b>	3	SLFR1(max)	-2349.52	0.79	-118.7	-0.29	-617.25	<b>4.12</b>

Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:

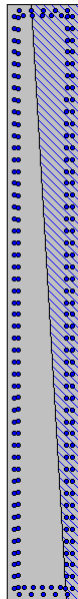
Mx -6172500  
 My 41200  
 N -234952

Es/Ec 15  
 Molt. diametro 7.5  
 Passo (cm) 1  
 Rid. zona lesa 0.5  
 Beta 1 1  
 Beta 2 0.5  
 K1 0.6  
 K2 0.45   
 fct 31  
 fct,sr 31  
 Copiferro 3.9  
 Interferro 4.5

DM 96  EC2

Aggiungili alla relazione

Sezione non fessurata  
 Sigma c max < fctcd  
 Sollecitazioni di fessurazione  
 Mx = 65270085.1 daNcm  
 My = -442337.4 daNcm  
 N = 2522525.6 daNcm  
 Eps,max acciaio = 0



## 12.5 VERIFICA SPALLE

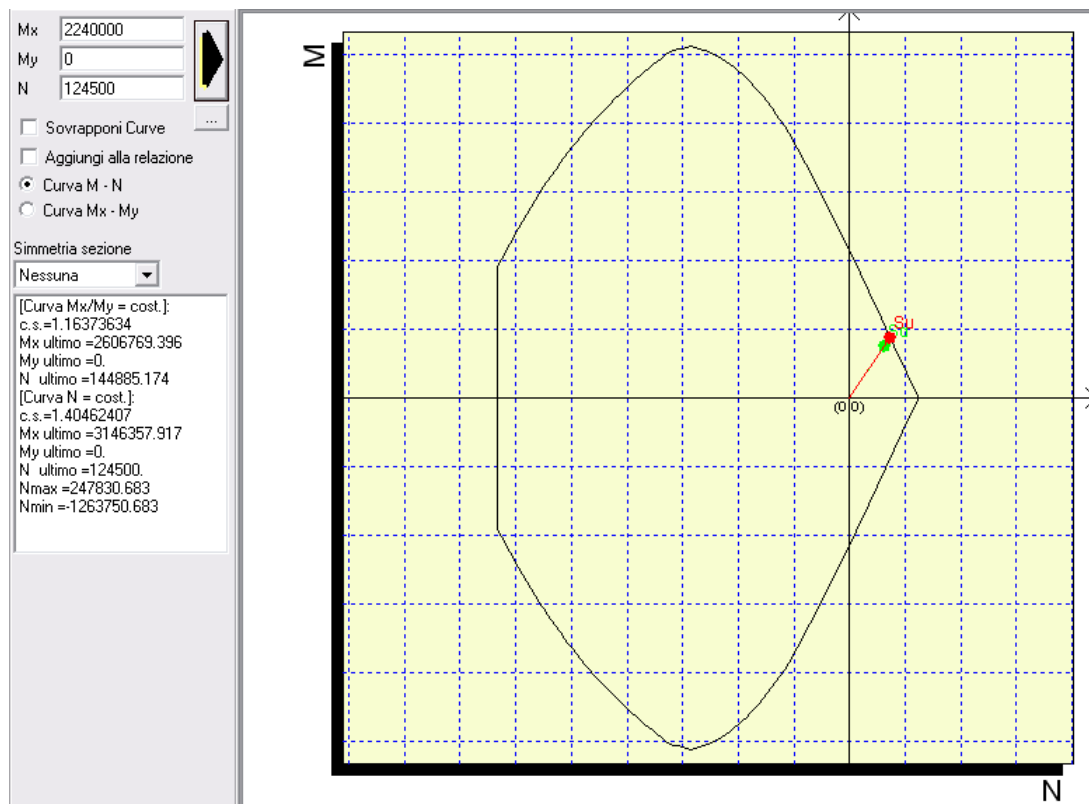
Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLU:

	Elemento	Load	Fxx	Fyy	Fxy	Myy
<b>Fxx min</b>	1739	SLU1(min)	-233.09	-287.75	-96.27	-103.20
<b>Fyy min</b>	1733	SLU1(min)	-212.85	-1245.02	317.25	-224.09
<b>Fxy min</b>	1747	SLU3(min)	-29.24	-355.27	-269.18	-143.10
<b>Myy min</b>	1733	SLU1(min)	-212.85	-1245.02	317.25	-224.09
<b>Fxx max</b>	1760	SLU3(max)	46.40	190.49	48.24	-15.44
<b>Fyy max</b>	1757	SLU3(max)	4.88	206.15	-7.58	38.30
<b>Fxy max</b>	1733	SLU1(max)	-162.94	-965.35	459.31	-159.04
<b>Myy max</b>	1757	SLU12(max)	0.90	150.84	0.12	40.00

Le sollecitazioni sono per metro lineare di elemento

### 12.5.1 Verifica a flessione

La verifica a flessione della sezione 1000x600 mm armata con Ø24/150 verticali e ferri orizzontali Ø14/200



Il coefficiente di sicurezza c.s. = 1.16 > 1 la verifica è soddisfatta

### 12.5.2 Verifica a taglio

Si verifica la sezione a taglio con idoneo foglio di calcolo



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**

Geometria		Materiali	
b[mm]=	600	fck[Mpa]=	28
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	15.87
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	351
Diametro armatura tesa[mm]=	24	Azioni	
Numero barre tese =	7	N[kN]=	965
Diametro armatura compressa[mm]=	24	V[kN]=	459
Numero barre compresse =	7	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	14		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
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		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	446	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	462	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$		
Vrcd[kN]=	2243	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	462	Verifica superata

### 12.5.3 Verifica a fessurazione

Si riportano le sollecitazioni più gravose in combinazione frequente:

	Elemento	Load	Fxx	Fyy	Fxy	Myy
<b>Fxx min</b>	1739	SLFR1(min)	-165.12	-186.49	-78.11	-67.79
<b>Fyy min</b>	1733	SLFR1(min)	-151.55	-888.03	243.14	-157.36
<b>Fxy min</b>	1747	SLFR1(min)	-17.02	-230.71	-188.87	-92.53
<b>Myy min</b>	1733	SLFR1(min)	-151.55	-888.03	243.14	-157.36
<b>Fxx max</b>	1759	SLFR1(max)	28.68	132.31	4.30	10.45
<b>Fyy max</b>	1756	SLFR1(max)	-2.78	142.90	-9.27	18.65
<b>Fxy max</b>	1733	SLFR1(max)	-123.82	-732.66	322.07	-121.22
<b>Myy max</b>	1757	SLFR3	-4.23	75.85	-16.07	28.47

Per i limiti di fessurazione si fa riferimento alla tabella 4.1.IV delle Norme Tecniche delle Costruzione per armatura poco sensibile:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Verifica in combinazione frequente fibre inferiori:

Mx

My

N

Es/Ec

Molt. diametro

Passo (cm)

Rid. zona tesa

Beta 1

Beta 2

K1

K2

fct

fct,sr

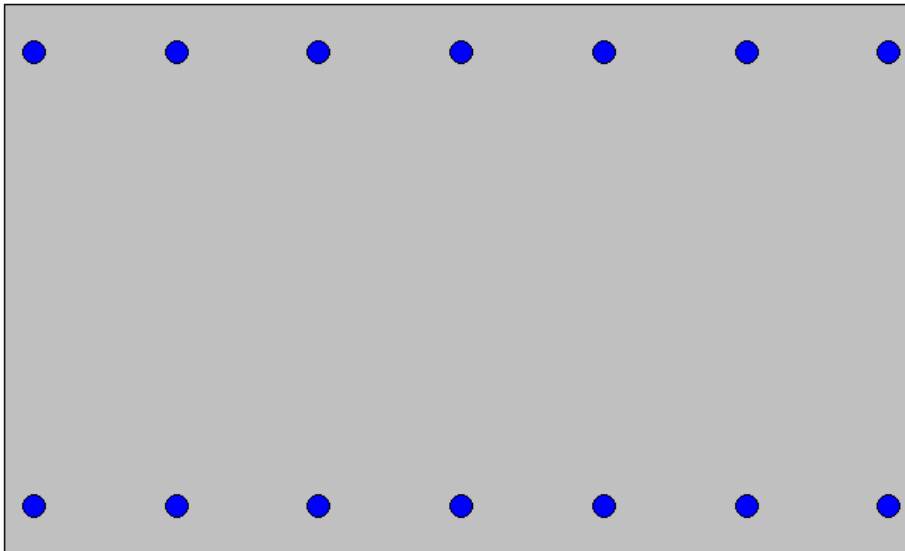
Copriferro

Interferro

DM 96  EC2

Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata  
 Sigma c max < fctd  
 Sollecitazioni di fessurazione  
 Mx = 6946814.5 daNcm  
 My = 0.0 daNcm  
 N = -392029.7 daNcm  
 Eps,max acciaio = 0.000026



La sezione risulta non fessurata.

## 13 VERIFICA FONDAZIONI IMPALCATO

L'impalcato ha una fondazione costituita in parte da diaframmi e in parte da muri come indicato nella figura di seguito riportata:

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali delle sezioni analizzate.

Le verifiche strutturali sono state condotte con il programma di calcolo Lpile. I diaframmi sono stati schematizzati attraverso un inerzia, n° area e un diametro equivalenti.

### 13.1 DIAFRAMMI 2.50X1.00

#### 13.1.1 SLE: Momento My

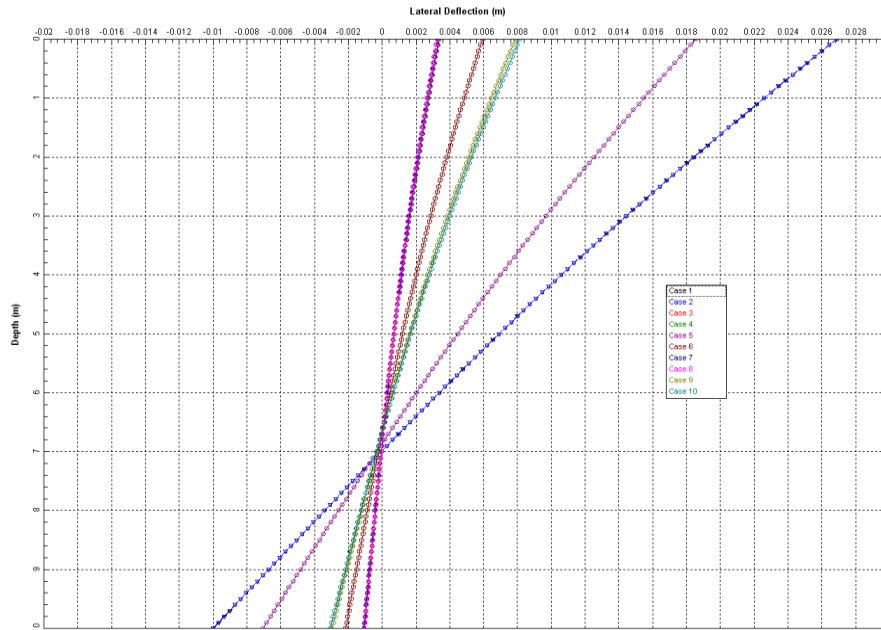
Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite di esercizio statico e sismico.

	FX (kN)	MY (kN*m)	FZ (kN)
SLE15(min)	928.66	5013.99	1652.36
SLE17(all)	928.35	5012.31	1881.57
SLD16	294.01	1566.93	581.14
SLD9	286.69	1528.92	1627.42
SLD8	801.97	4310.13	460.54
SLE2(all)	459.17	2478.11	2143.60
SLD16	294.01	1566.93	581.14
SLD9	286.69	1528.92	1627.42
SLD16	552.18	2894.00	558.50
SLD9	560.50	2939.56	1733.64

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

	FZ (kN)	Mmax (kNm)	Vmax (kN)
SLE15(min)	1652.36	7061.15	1743.11
SLE17(all)	1881.57	7061.32	1744.27
SLD16	581.14	2090.58	453.01
SLD9	1627.42	2040.04	442.29
SLD8	460.54	6033.14	1461.23
SLE2(all)	2143.60	3367.05	745.7
SLD16	581.14	2090.58	453.01
SLD9	1627.42	2040.04	442.29
SLD16	558.50	4012.77	912.88
SLD9	1733.64	4083.75	933.66

e il diagramma degli spostamenti delle combinazioni di calcolo analizzate



### 13.1.2 SLU: Momento My

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite ultimo statico e sismico.

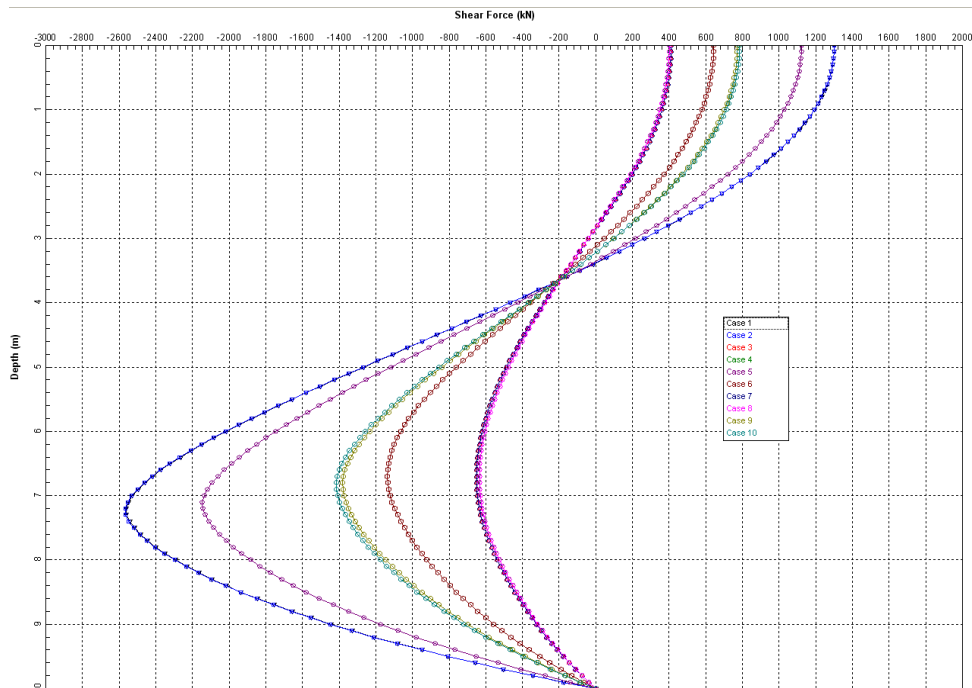
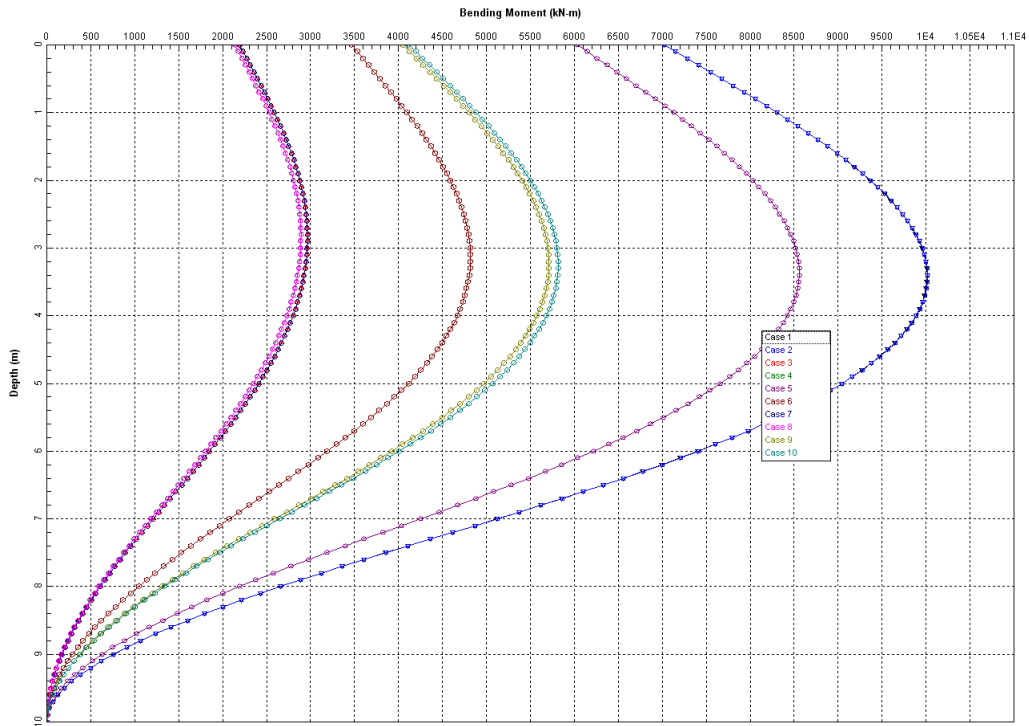
	FX (kN)	MY (kN*m)	FZ (kN)
SLU15(min)	1300.12	7019.59	2313.30
SLU17(all)	1299.69	7017.23	2634.20
SLV16	411.61	2193.70	813.60
SLV9	401.37	2140.49	2278.39
SLV8	1122.76	6034.18	644.76
SLU2(all)	642.84	3469.35	3001.04
SLV16	411.61	2193.70	813.60
SLV9	401.37	2140.49	2278.39
SLV16	773.05	4051.60	781.90
SLV9	784.69	4115.39	2427.09

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

	FZ (kN)	Mmax (kNm)	Vmax (kN)
SLU15(min)	2313.30	10014.53	2562.54
SLU17(all)	2634.20	10018.97	2567.38
SLV16	813.60	2964.98	650.17
SLV9	2278.39	2891.18	634.18
SLV8	644.76	8557.4	2146.37
SLU2(all)	3001.04	4818	1135.89
SLV16	813.60	2962.98	650.17
SLV9	2278.39	2891.18	634.18
SLV16	781.90	5712.71	1379.96
SLV9	2427.09	5817.4	1413.33

In giallo sono state evidenziate le sollecitazioni più gravose al fine del dimensionamento.

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni: azione flettente e taglio.



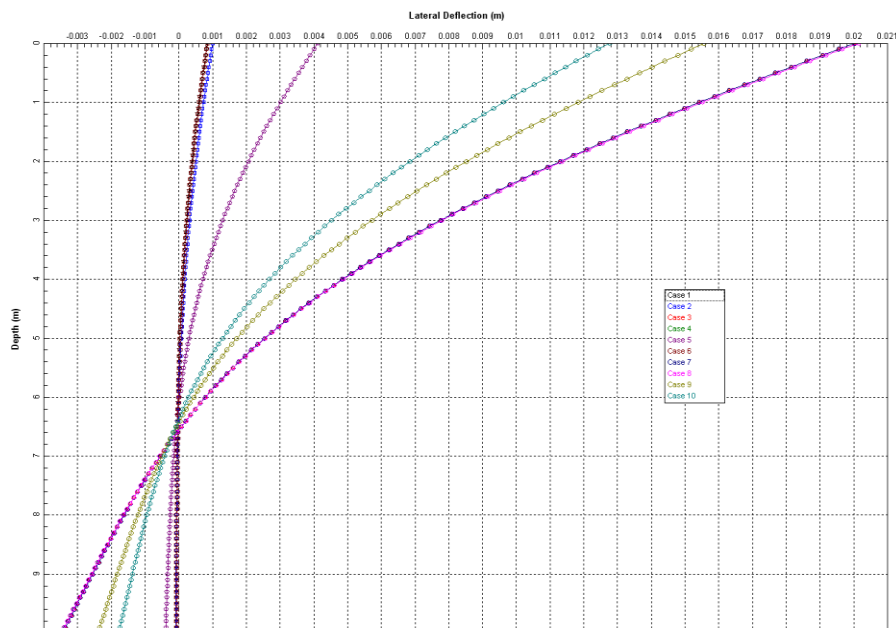
### 13.1.3 SLE: Momento Mx

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite di esercizio statico e sismico.

	FY (kN)	MX (kN*m)	FZ (kN)
SLE15(min)	33.90	277.73	1652.36
SLE17(all)	65.60	211.88	1881.57
SLD16	805.89	2695.26	581.14
SLD9	806.28	2693.81	1627.42
SLD8	258.50	890.13	460.54
SLE2(all)	36.25	270.59	2143.60
SLD16	805.89	2695.26	581.14
SLD9	806.28	2693.81	1627.42
SLD16	700.52	2350.33	558.50
SLD9	629.05	2036.79	1733.64

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

	FZ (kN)	Mmax (kNm)	Vmax (kN)
SLE15(min)	1652.36	319.01	61.21
SLE17(all)	1881.57	317.63	65.62
SLD16	581.14	4453.43	1065.27
SLD9	1627.42	4465.58	1070.78
SLD8	460.54	1312.26	270.23
SLE2(all)	2143.60	316.42	61.17
SLD16	581.14	4453.43	1065.27
SLD9	1627.42	4465.58	1070.78
SLD16	558.50	3831.52	890.26
SLD9	1733.64	3345.29	761.19



### 13.1.4 SLU: Momento Mx

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite ultimo statico e sismico.

	FY (kN)	MX (kN*m)	FZ (kN)
SLU15(min)	47.46	388.82	2313.30
SLU17(all)	91.83	296.63	2634.20
SLV16	1128.24	3773.37	813.60
SLV9	1128.79	3771.34	2278.39
SLV8	361.89	1246.18	644.76
SLU2(all)	50.76	378.83	3001.04
SLV16	1128.24	3773.37	813.60
SLV9	1128.79	3771.34	2278.39
SLV16	980.73	3290.46	781.90
SLV9	880.67	2851.51	2427.09

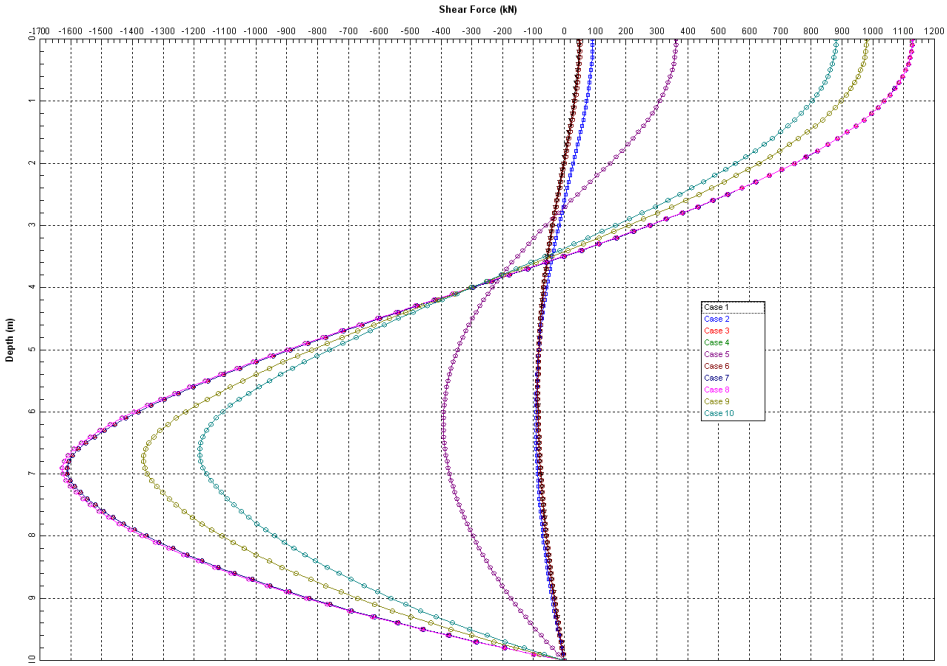
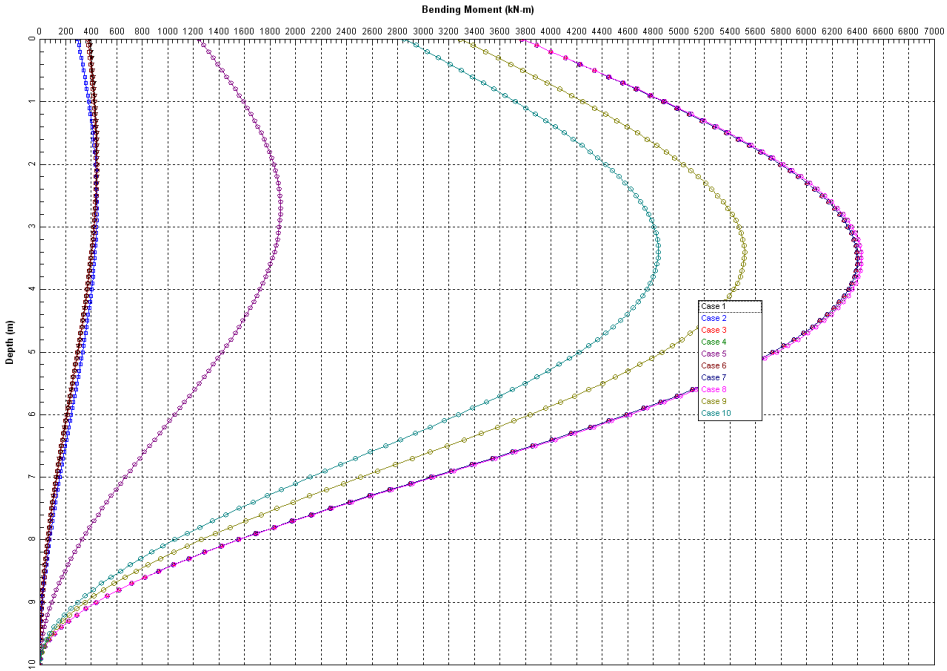
Si riportano i valori delle sollecitazioni:

	FZ (kN)	Mmax (kNm)	Vmax (kN)
SLU15(min)	2313.30	446.98	85.83
SLU17(all)	2634.20	445.19	92.05
SLV16	813.60	6397.08	1612.22
<b>SLV9</b>	<b>2278.39</b>	<b>6428.82</b>	<b>1627.7</b>
SLV8	644.76	1882.03	392.06
SLU2(all)	3001.04	443.51	85.83
SLV16	813.60	6397.08	1612.22
SLV9	2278.39	6428.82	1627.7
SLV16	781.90	5514.62	1363.74
SLV9	2427.09	4838.86	1182.1

In giallo sono state evidenziate le sollecitazioni più gravose al fine del dimensionamento.

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni: azione flettente e taglio.

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**





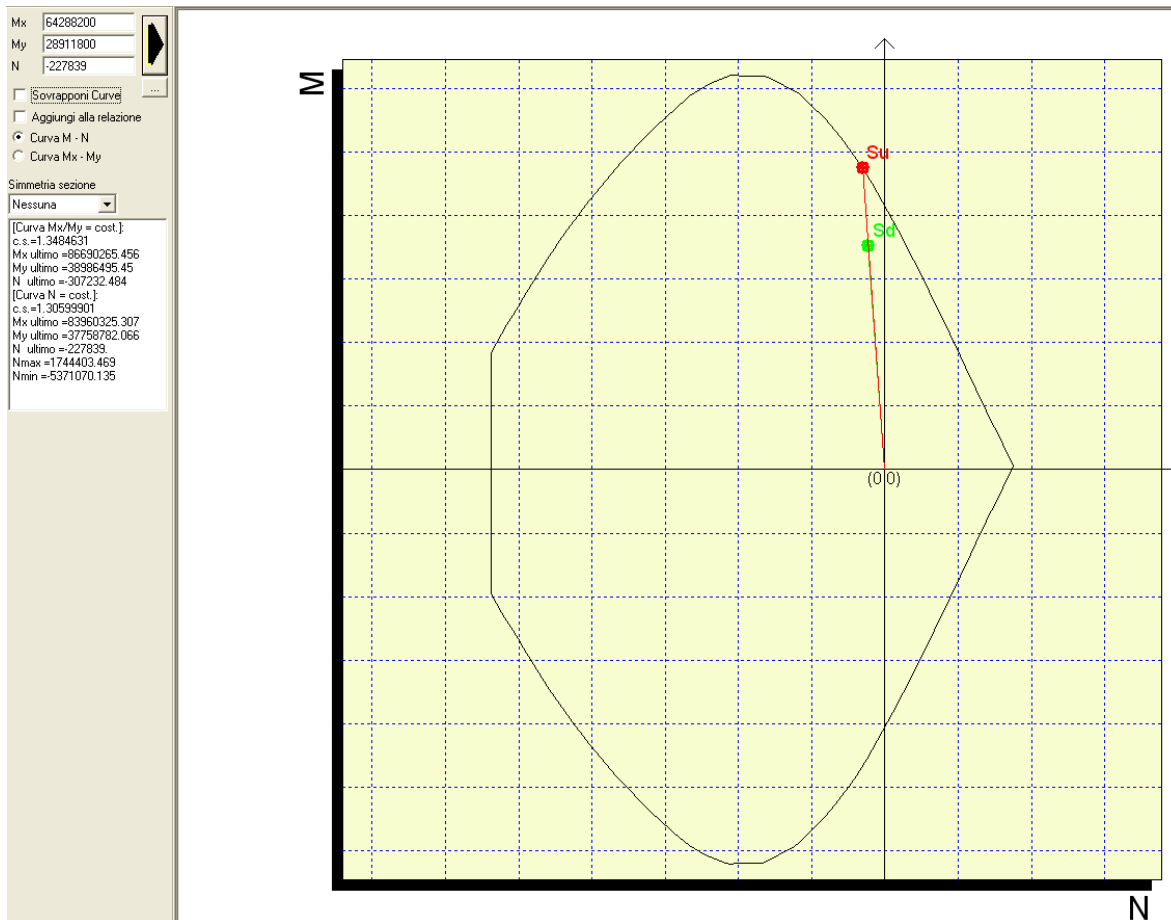
### 13.1.5 Verifiche a pressoflessione

Si riporta no le combinazioni allo stato limite ultimo verificate per il dimensionamento dei diaframmi:

FZ (kN)	Mxmax (kNm)	Mymax (kNm)	Vmax (kN)
2278.39	6428.82	2891.18	1746.88

FZ (kN)	Mx (kNm)	Mymax (kNm)	Vmax (kN)
2634.20	445.19	10018.97	2569.03

Armando il diaframma con  $\phi 30/10$  sul lato lungo e su quello corto si ha:



Il coefficiente di sicurezza è pari a  $F_s=1.30$ .

## 13.2 DIAFRAMMI 5.00X1.00

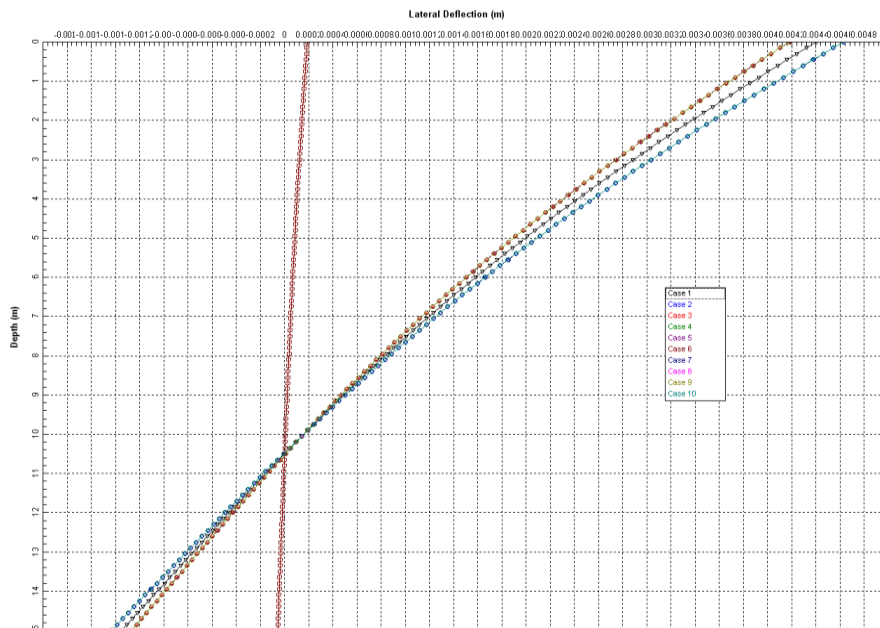
### 13.2.1 SLE: Momento My

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite di esercizio statico e sismico.

FX (kN)	MY (kN*m)	FZ (kN)
1049.20	5625.61	2339.28
1097.44	5886.17	2136.89
1001.49	5368.01	1334.68
1097.44	5886.17	2736.30
1001.49	5368.01	197.99
45.57	245.65	4756.80
1097.44	5886.17	2736.30
1097.44	5886.17	2136.89
1001.49	5368.01	1491.13
1097.44	5886.17	2136.89

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

FZ (kN)	MY (kN*m)	FX (kN)
3274.99	8706.62	1304.8
2991.65	9112.48	1366.22
1868.55	8305.49	1243.53
3830.82	9113.56	1366.64
277.18	8303.66	1242.8
6659.52	379.58	56.67
3830.82	9113.56	1366.64
2991.65	9112.48	1366.22
2087.59	8305.75	1243.63
2991.65	9112.48	1366.22



### 13.2.2 SLU: Momento My

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite ultimo statico e sismico.

FX (kN)	MY (kN*m)	FZ (kN)
1468.88	7875.86	3274.99
1536.42	8240.64	2991.65
1402.08	7515.22	1868.55
1536.42	8240.64	3830.82
1402.08	7515.22	277.18
63.80	343.91	6659.52
1536.42	8240.64	3830.82
1536.42	8240.64	2991.65
1402.08	7515.22	2087.59
1536.42	8240.64	2991.65

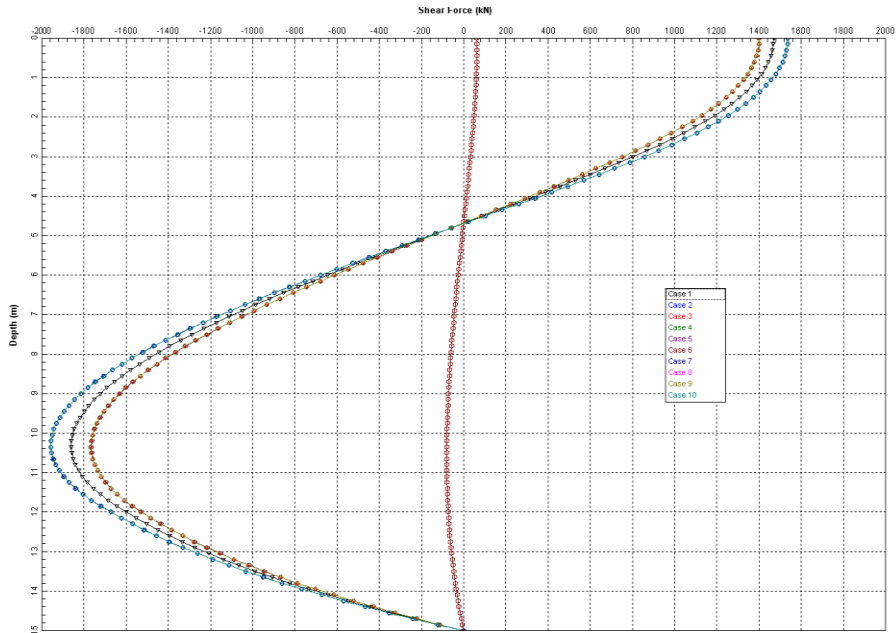
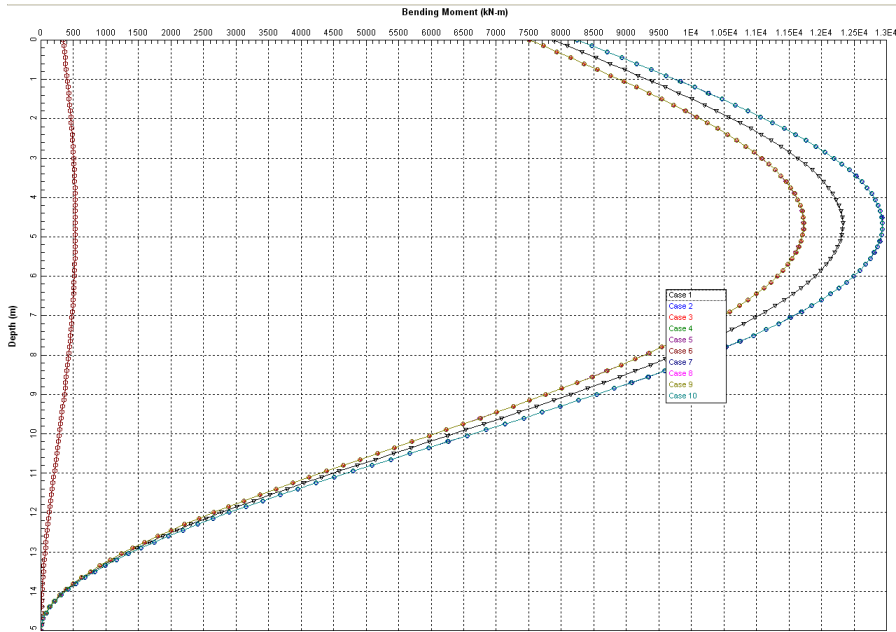
Si riportano i valori delle sollecitazioni:

FZ (kN)	MY (kN*m)	FX (kN)
2339.28	12328.18	1860.59
2136.89	12937.78	1955.95
1334.68	11728.36	1766.61
2736.30	12940.36	1956.64
197.99	11724.22	1764.91
4756.80	531.61	79.41
2736.30	12940.36	1956.94
2136.89	12937.78	1955.95
1491.13	11728.93	1766.74
2136.89	12937.78	1955.95

In giallo sono state evidenziate le sollecitazioni più gravose al fine del dimensionamento.

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni: azione flettente e taglio.

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**



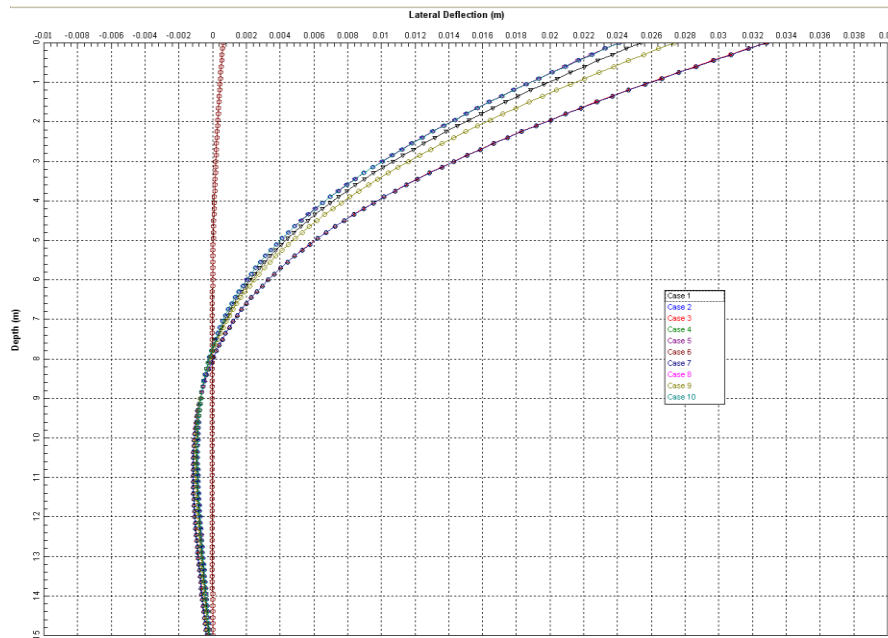
### 13.2.3 SLE: Momento Mx

Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite di esercizio statico e sismico.

FY (kN)	MX (kN*m)	FZ (kN)
1543.16	6325.19	1670.91
1471.08	6226.79	1526.35
1814.31	7656.20	953.34
1814.57	7654.87	1954.50
1471.48	6226.69	141.42
18.06	391.28	3397.71
1814.57	7654.87	1954.50
1471.08	6226.79	1526.35
1605.45	6785.59	1065.10
1471.08	6226.79	1526.35

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

FZ (kN)	MX (kN*m)	FY (kN)
1670.91	10389.62	1684.66
1526.35	10037.17	1624.25
953.34	12629.63	2047.59
1954.50	12651.49	2052.41
141.42	10016.43	1619.46
3397.71	409.92	61.07
1954.50	12651.49	2052.41
1526.35	10037.17	1624.25
1065.10	11040.62	1789.04
1526.35	10037.18	1624.25



### 13.2.4 SLU: Momento Mx

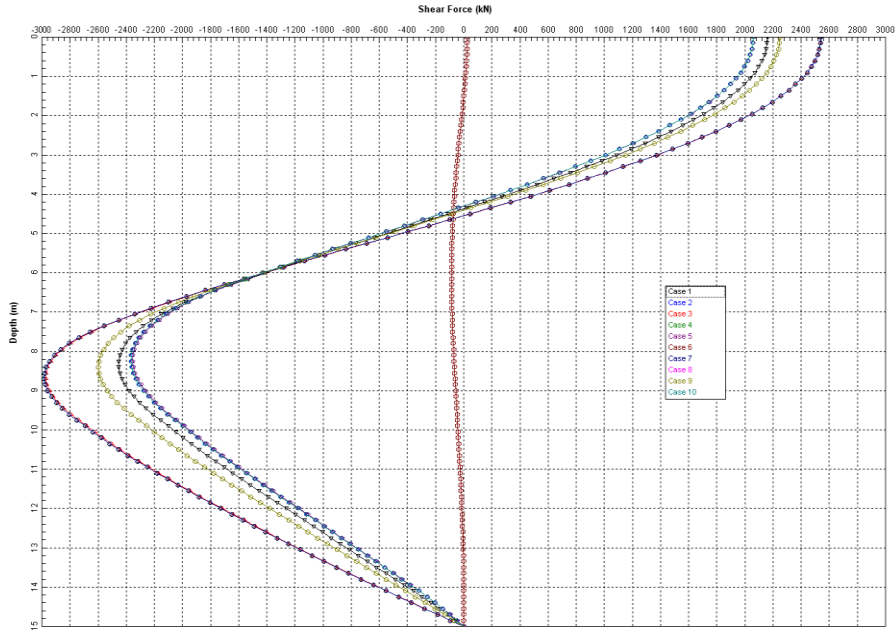
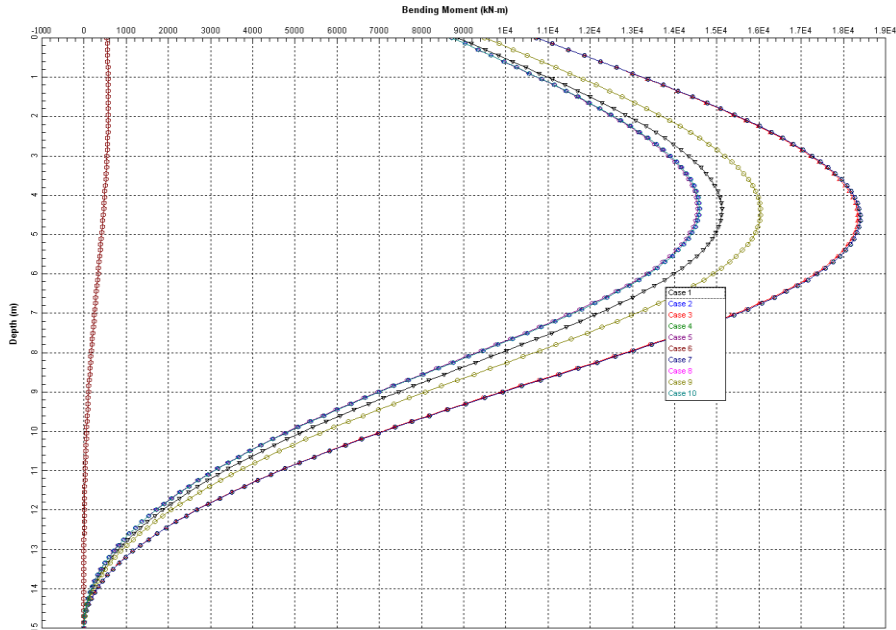
Si riportano le azioni sui diaframmi allo stato limite ultimo statico e sismico.

FY (kN)	MX (kN*m)	FZ (kN)
2160.43	8855.26	2339.28
2059.52	8717.51	2136.89
2540.03	10718.68	1334.68
2540.40	10716.82	2736.30
2060.08	8717.37	197.99
25.28	547.79	4756.80
2540.40	10716.82	2736.30
2059.52	8717.51	2136.89
2247.64	9499.83	1491.13
2059.52	8717.51	2136.89

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

FZ (kN)	MX (kN*m)	FY (kN)
2339.28	15120.15	2453.14
2136.89	14591.84	2365.57
1334.68	18345.94	2972.59
2736.30	18397.42	2983.81
197.99	14541.76	2354.77
4756.80	574.34	85.68
2736.30	18397.42	2983.81
2136.89	14591.84	2365.57
1491.13	16042.31	2597.97
2136.89	14591.84	2365.57

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**



Chioggia, li 18 giugno 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**  
(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**