



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

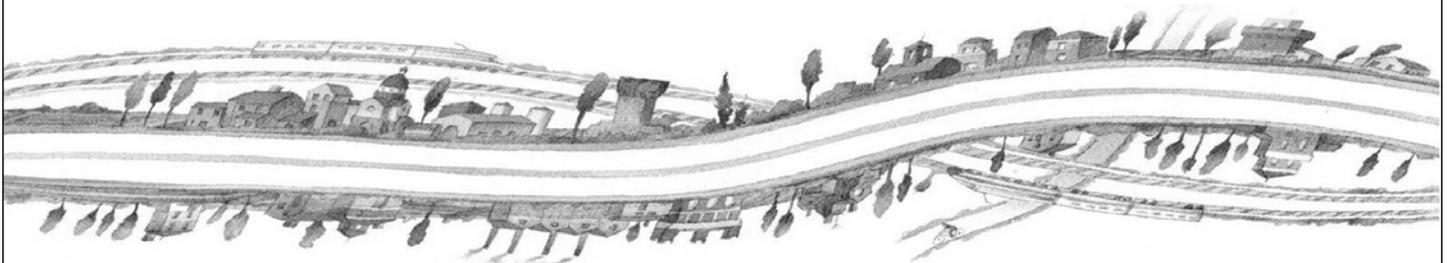
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - CAVALCAVIA VIABILITA' INTERFERITE

VCV01 - CAVALCAVIA SP 11 DIREZIONE MIRANDOLA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna  
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini  
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziemo Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				F. Bianchi	G. Guadagnini	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: <b>MAGGIO 2012</b>
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2950	PD	0	V11	VCV01	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
<b>4. INCIDENZE.....</b>	<b>6</b>
<b>5. DATI DI BASE .....</b>	<b>7</b>
5.1. DATI GENERALI .....	7
5.2. APERTURA LIMITE FESSURE .....	7
5.3. DATI SISMICI .....	9
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	9
<b>6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO .....</b>	<b>11</b>
6.1. MODELLI DI CALCOLO .....	11
6.2. ANALISI DEI CARICHI .....	15
6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP) .....	15
6.2.2. Carichi permanenti portati (SP) .....	15
6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT) .....	17
6.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2).....	18
6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI) .....	19
6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP) .....	20
6.2.7. Carichi mobili (ML).....	20
6.2.8. Azione di frenatura (FR) .....	22
6.2.9. Azione del vento (VN).....	23
6.2.10. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	23
6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	28
6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	30
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni .....	32
6.4.2. Analisi modale dell'opera.....	35
6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	37
6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato .....	37
6.5.2. Dimensionamento travi di bordo .....	45
6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	45
6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE .....	48
6.5.3. Dimensionamento traversi di impalcato.....	49
6.5.4. Dimensionamento del sistema di isolamento sismico.....	61
6.5.5. Dimensionamento dei giunti di dilatazione .....	62



---

<b>7.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE .....</b>	<b>64</b>
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV .....	71
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE.....	74
7.1.3.	Verifiche di Resistenza dei pali – SLU/SLV .....	77
7.1.4.	Verifica a fessurazione dei pali – SLE .....	82
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali .....	88



## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

---

Si rimanda alla relazione illustrativa generale inerente l'opera in oggetto.

Si precisa che la vita nominale dell'opera è assunta pari a 100 anni.



## **2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

---

Si veda in proposito l'elaborato "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_01".

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

---

Si veda in proposito gli elaborati "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_TB\_01" e "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_02".

Si precisa inoltre che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

<b>ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)</b>		
<b>Spessore elemento</b>	<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{yd}</math> (MPa)</b>
t ≤ 40 mm	355.0	338.1
t > 40 mm	335.0	319.0

## 4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA											
INCIDENZE ACCIAIO											
06 - CAVALCAVIA											
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc								Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	
	Cavalcavia SP11 Direzione Mirandola										
VCV01	Cavalcavia SS12 Abetone	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	180	100	90		200	80			
VCV01	Cavalcavia SS12 Abetone	IMPALCATO								230	440

\*  
L'incidenza comprende anche la predalle metallica

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 1.

### 5.2. APERTURA LIMITE FESSURE

Secondo quanto riportato al punto 3, viene determinata per ogni tipologia di getto in conglomerato cementizio armato la classe di esposizione: ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III delle NTC08, qualifica automaticamente la “Condizione ambientale”.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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	$\leq w_1$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Al fine di garantire una maggior attendibilità alla verifica in oggetto, si è proceduto ove significativo anche alla verifica secondo il metodo diretto riportato nella stessa C.M. 617 del 2009.

### 5.3. DATI SISMICI

---

La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Longitudine: 11.0023°;
- Latitudine: 44.8947°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV →  $C_u = 2.0$ ;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08).

### 5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

---

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento "Relazione geotecnica dell'opera".

In particolare, ai fini del calcolo della spinta a riposo ed attiva si possono cautelativamente assumere i seguenti parametri per quanto attiene al terreno a tergo della spalla:

$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 23.5^\circ \text{ [M1]}$$

dove:

$\gamma$  : peso specifico del terrapieno;

$\varnothing$  : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno.



Per quanto riguarda i livelli di falda si precisa che nei calcoli di dimensionamento delle spalle viene trascurato il suo contributo in quanto si considera il sistema dei pali della spalla permeabile alla spinta idrostatica che invece viene assorbita interamente dalla parete strutturale in c.a. immediatamente a valle della palificata stessa.

## 6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

---

### 6.1. MODELLI DI CALCOLO

---

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazioni ad elementi finiti modimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "SAP2000" v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA). Per quanto riguarda l'analisi globale dell'opera, si è realizzato un unico modello di calcolo in cui l'impalcato risulta soggetto al peso proprio, ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari delle spalle, ai carichi mobili, al vento ed all'azione sismica. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo.

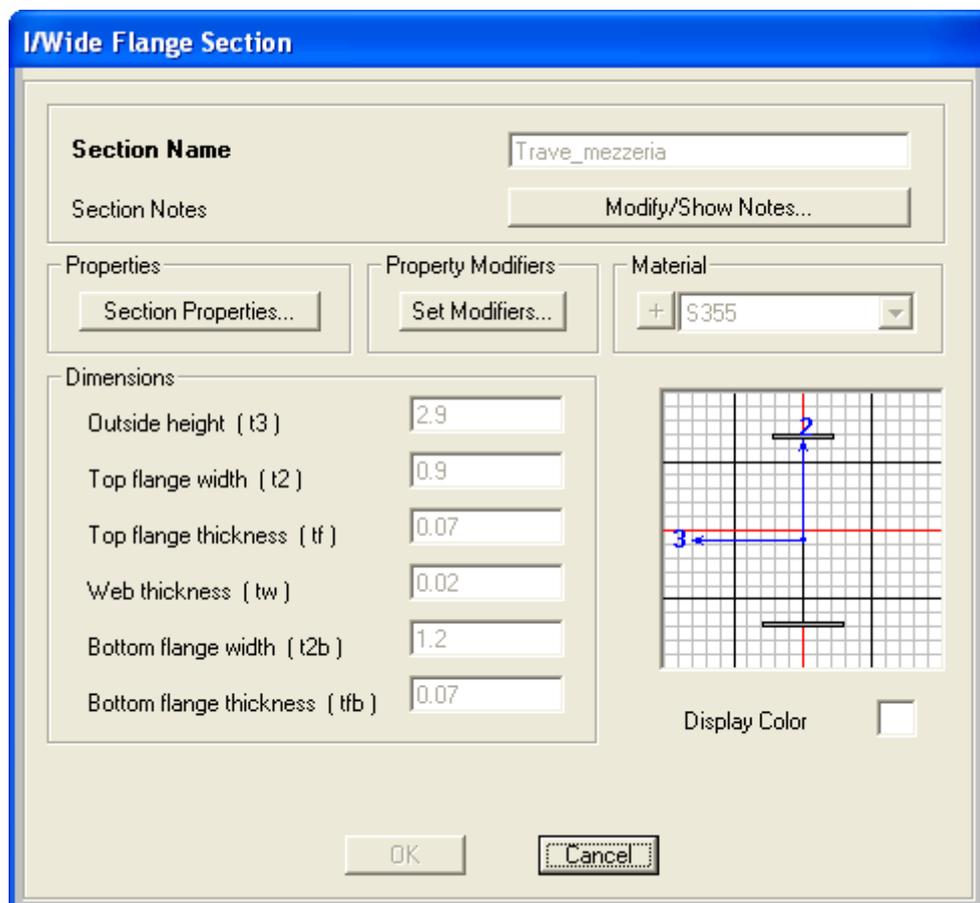
Per il modello valgono i seguenti dettagli:

- L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano le due travi di bordo e i traversi; a questi è stata assegnato come asse di definizione il loro "bottom center" tramite l'apposita funzione "insertion point" in modo da simulare in maniera corretta la differenza di quota tra di essi e tra di essi la soletta in c.a.;
- La soletta in c.a. è schematizzata mediante una mesh di elementi finiti bidimensionali di tipo "areas – thin shell"; il piano medio di definizione della mesh rispetta in modo corretto (tramite appositi vincolamenti interni inseriti tramite "joint constrains") la differenza di quota con gli assi baricentrici dei traversi in modo da simulare in maniera corretta la rigidità flessionale dell'impalcato;
- Il vincolamento dell'impalcato alle spalle è modellato tramite quattro elementi di collegamento "link" di tipo elastico-lineare che schematizzano gli isolatori sismici i cui valori di rigidità orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono costanti per tutti i modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 6.4.;
- Le spalle non sono schematizzate in quanto analizzate con una modellazione dedicata (punto 7).

Per quanto riguarda il calcolo di dimensionamento dei traversi di impalcato si è operato con modellazioni a parte semplificate e cautelative che tengono in conto della fase realizzativa dell'opera e della variazione di sezione resistente.

Per quanto attiene alle sezioni trasversali delle travi e dei traversi di impalcato implementate, valgono le proprietà geometriche riportate nelle Figure seguenti e utilizzate nei calcoli di dimensionamento; si precisa che per semplicità i traversi sono stati assegnati come travi ad altezza costante (pari a circa il

valor medio tra quella massima, in campata, e minima all'appoggio), mentre per le travi di bordo si è assegnata una sezione di tipo variabile ("non prismatic section").



Trave di bordo – sez. di campata

**I/Wide Flange Section**

**Section Name**

Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material

Dimensions

Outside height ( t3 )	<input type="text" value="2"/>
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="0.9"/>
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="0.04"/>
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="0.02"/>
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="1.2"/>
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="0.04"/>

Display Color

Trave di bordo – sez. in appoggio

**I/Wide Flange Section**

**Section Name**

Section Notes

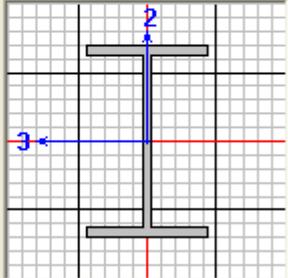
Properties

Property Modifiers

Material

**Dimensions**

Outside height ( t3 )	<input type="text" value="0.48"/>
Top flange width ( t2 )	<input type="text" value="0.3"/>
Top flange thickness ( tf )	<input type="text" value="0.025"/>
Web thickness ( tw )	<input type="text" value="0.015"/>
Bottom flange width ( t2b )	<input type="text" value="0.3"/>
Bottom flange thickness ( tfb )	<input type="text" value="0.025"/>



Display Color

Traverso di impalcato

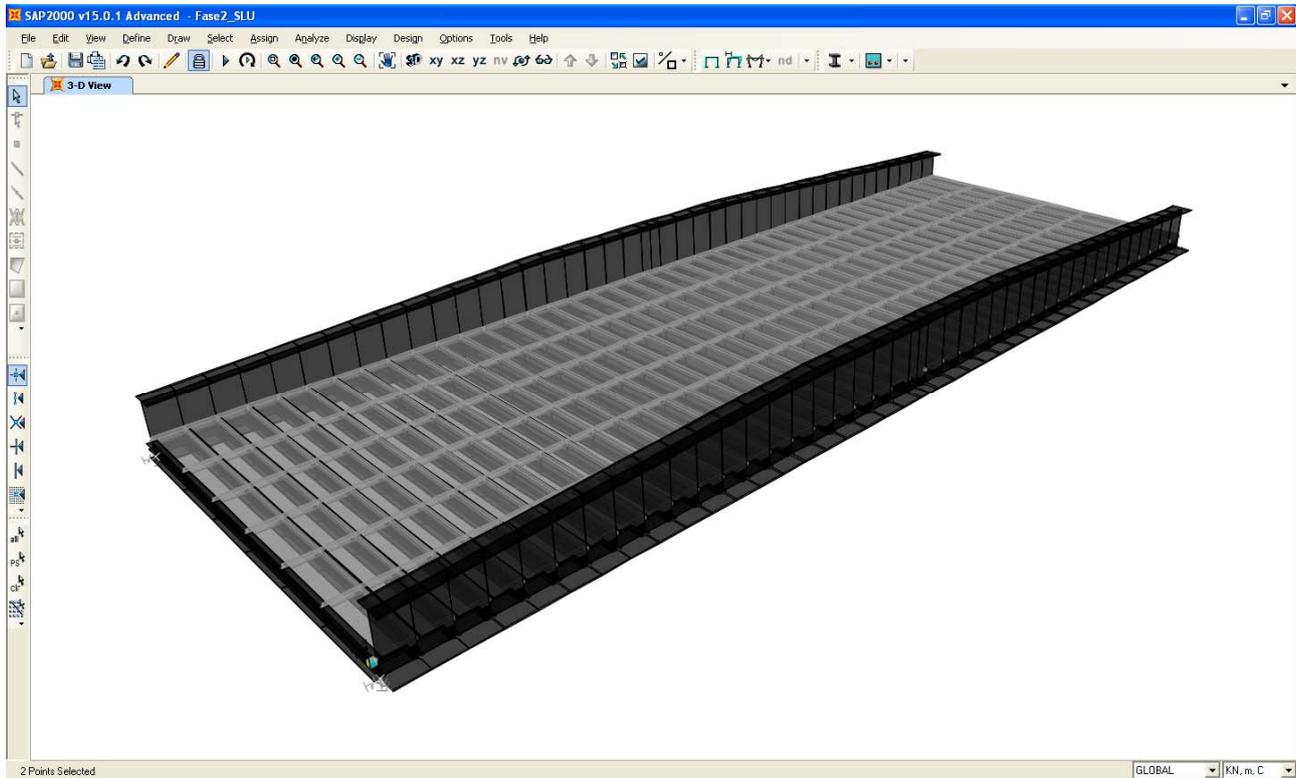


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO

## 6.2. ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento della struttura è stato svolto in relazione ai carichi sotto riportati.

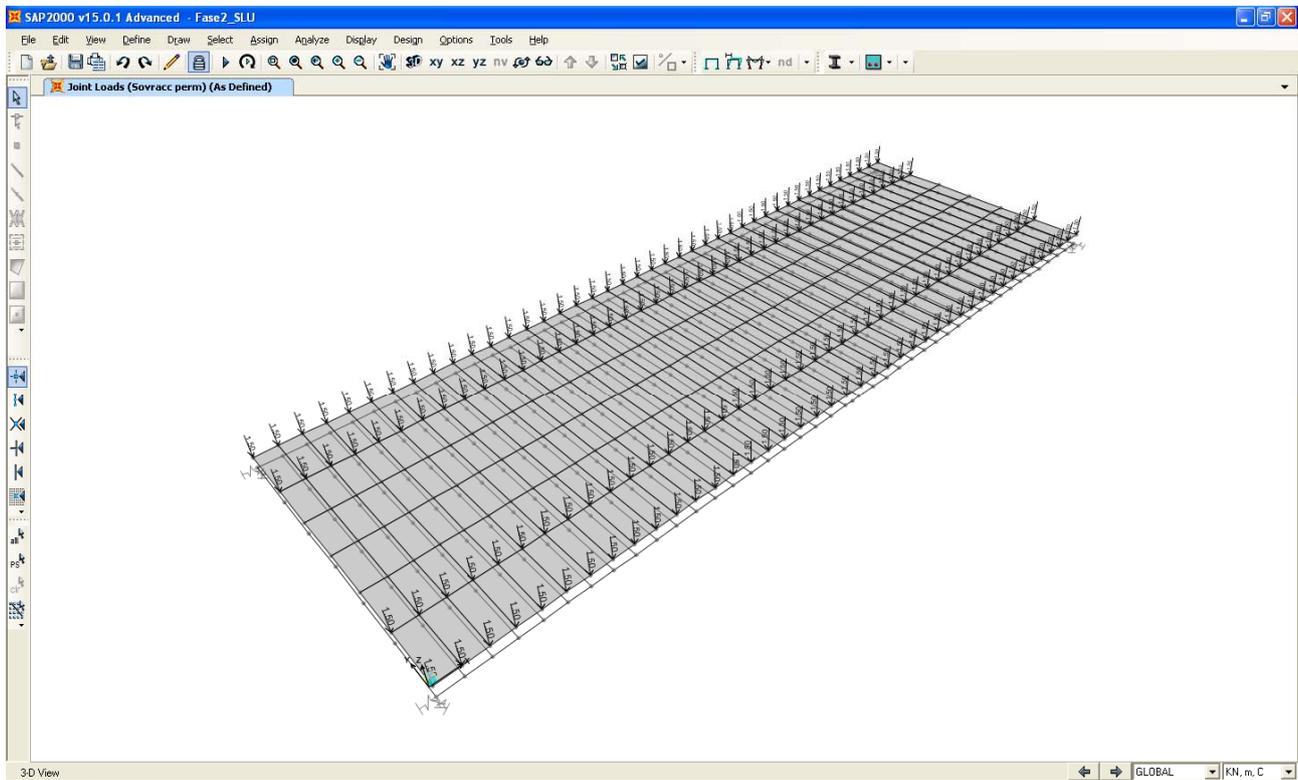
### 6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)

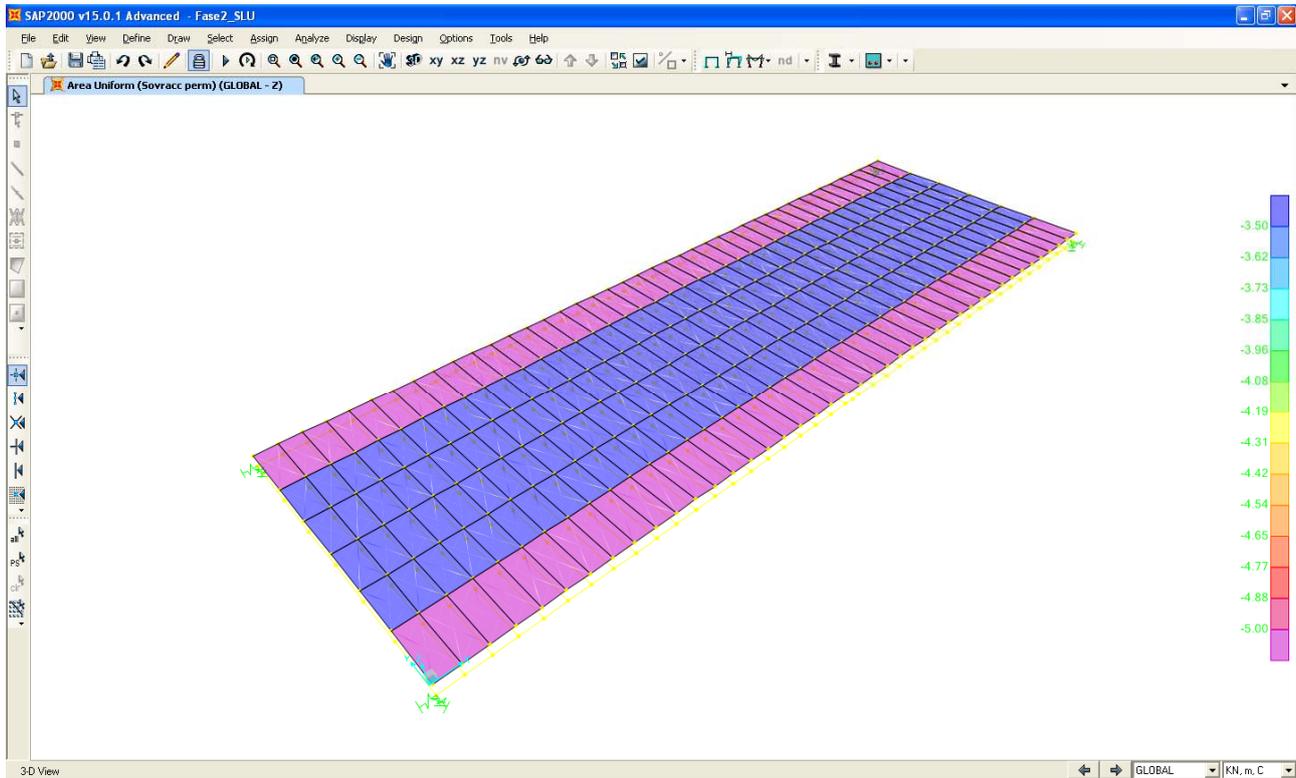
Il peso proprio delle strutture viene assegnato in maniera automatica dal programma di calcolo (in funzione della geometria degli elementi che le schematizzano) come carico uniformemente distribuito.

### 6.2.2. Carichi permanenti portati (SP)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati come carico di superficie sugli elementi finiti “areas” che schematizzano l’impalcato, o come carichi concentrati sui nodi degli elementi “areas”.

E' stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale, dei cordoli di impalcato e dei guard-rail per un totale pari a circa 4.20 KPa.





### 6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)

Il ritiro della soletta d'impalcato è stato considerato partendo dalle indicazioni riportate al punto 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 32.0$  MPa
- $\varepsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (14.4 \cdot 0.25) / (14.4 + 2 \cdot 0.25) = 483$  mm;
- $k_h \cong 0.7$ ;
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.000055$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.0003518$

Ipotizzando che il getto della soletta avvenga per fasi, in modo da realizzare porzioni di dimensioni sufficientemente ridotte di volume di getto, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.000176.$$

Tale deformazione indotta dal ritiro va considerata agente nel lungo termine e pertanto associata ad un modulo elastico E del conglomerato cementizio che in prima analisi è possibile assumere pari ad 1/3 del modulo elastico istantaneo. Dal momento che nel modello "SLU" il modulo elastico E assegnato al conglomerato cementizio è pari ad 1/2 del modulo elastico E istantaneo, va da sé che il valore di deformazione dovuta al ritiro da assegnare nel modello di calcolo è pari a:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.000176/3*2 = -0.0001173.$$

Ai fini del calcolo, quindi, si è assunta una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_R = -12 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Tale variazione termica equivalente è stata assegnata agli elementi "areas" schematizzanti la soletta di impalcato.

#### **6.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2)**

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al Capitolo 6 della normativa EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche". In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_{MAX} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_{MIN} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature

- $T_{e,max} = 49 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_{e,min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Da questi valori si ottengono le seguenti variazioni termiche uniformi applicate ai modelli di calcolo ai fini del dimensionamento degli isolatori e dei giunti

- $\Delta T_{N,con} = 15 - (-11) + 10 = 36 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $\Delta T_{N,exp} = 49 - 15 + 10 = 44 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Per quanto riguarda le variazioni termiche applicate al modello ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, si è fatto riferimento all'approccio 2 per la determinazione della variazione della temperatura lungo l'impalcato:

- $\Delta T_{heating} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $\Delta T_{cooling} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Queste variazioni termiche applicate in soletta vanno combinate secondo quanto previsto al punto 6.1.4.4 della medesima normativa tecnica, ottenendo 4 differenti condizioni di carico termico applicate al modello di calcolo "SLU" e qui riassunte:

- $\Delta T = +21.9 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = +11.9 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = -19.1 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = -9.1 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = +41.5 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = +34 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = -33.5 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = -26 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica.

Al fine di gestire in maniera più agevole i vari casi di variazione termica, si è proceduto a creare un unico involucro "TM" da considerare poi nelle varie combinazioni di carico di progetto.

### **6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)**

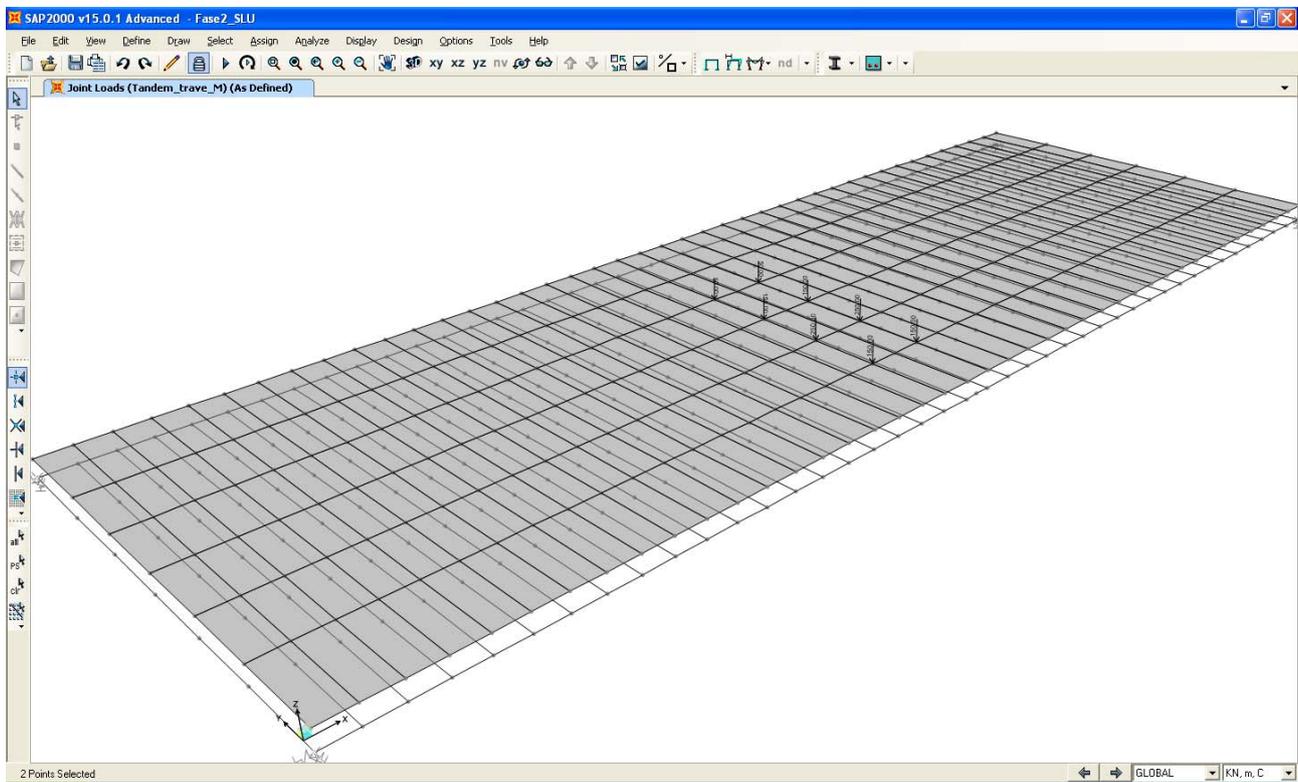
In virtù dell'isostaticità flessionale del complesso impalcato-spalle, gli effetti di eventuali cedimenti fondali possono ritenersi del tutto trascurabili ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali.

## 6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)

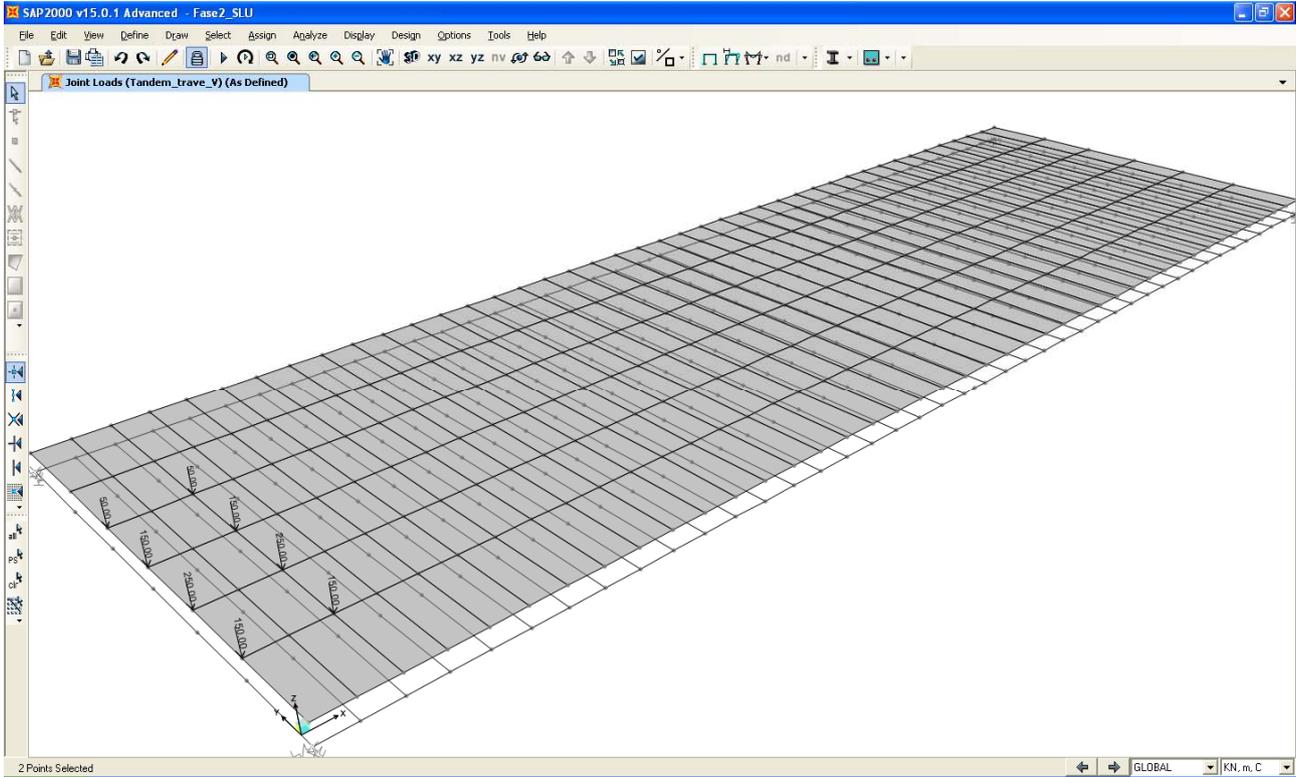
Data la tipologia di vincolamento e la sostanziale isostaticità dell'impalcato (impalcato in semplice appoggio alle estremità) si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

## 6.2.7. Carichi mobili (ML)

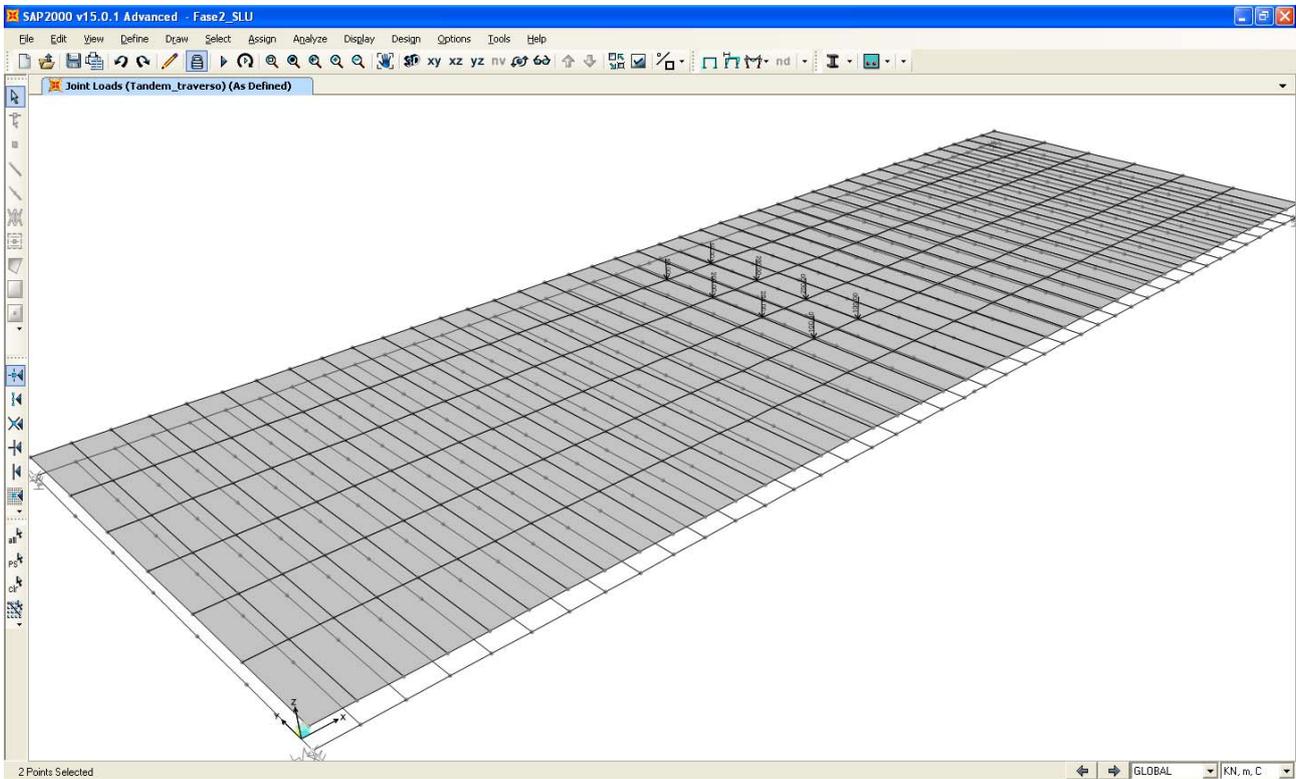
I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previsti per i ponti stradali indicati la punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 KPa sulla parte rimanente. Ai fini di assegnare in maniera agevole i carichi simulanti i veicoli in funzione della mesh realizzata si è agito in maniera cautelativa, assegnando carichi concentrati a distanza uguale o assai simile a quella prevista da normativa per i carichi Tandem: si vedano in proposito le seguenti Figure (la mesh realizzata ha interasse longitudinale di 1.0 m e trasversale di 2.25 m). Per quanto attiene ai carichi mobili distribuiti si è assegnato cautelativamente un valore di 9.0 KPa ad una larghezza di soletta pari a 4.85 m e per la parte rimanente il valore di 2.50 KPa.



**FIGURA 6-2: CARICHI TANDEM PER MMAX TRAVE**



**FIGURA 6-3: CARICHI TANDEM PER VMAX TRAVE**



**FIGURA 6-4: CARICHI TANDEM PER MMAX TRAVERSO**

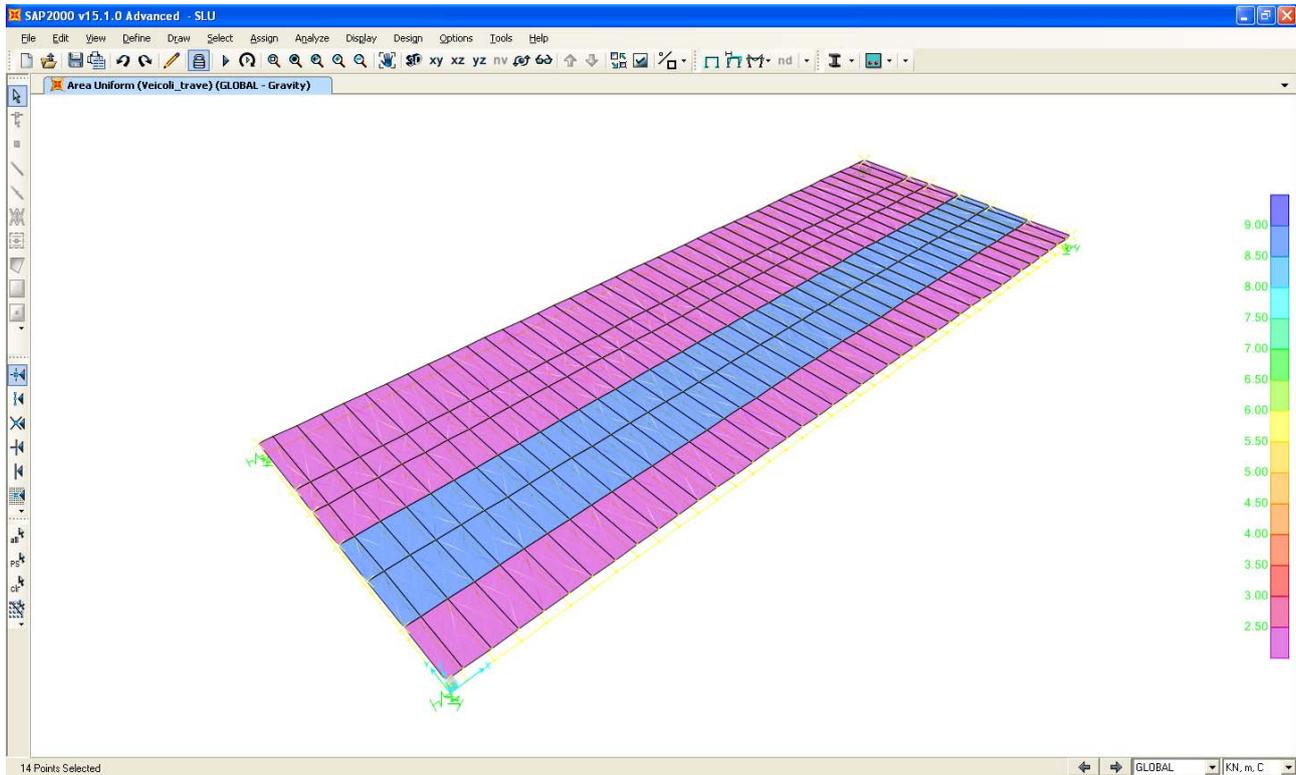


FIGURA 6-5: CARICHI DISTRIBUITI

Si sono realizzate tre differenti configurazioni di carico: una per massimizzare il momento flettente in campata sulle travi di bordo, una per massimizzare l'azione tagliante sulle travi di bordo e una per massimizzare il momento flettente sul traverso di impalcato.

### 6.2.8. Azione di frenatura (FR)

L'azione di frenatura indotta dai veicoli è stata considerata in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicate al punto 5.1.3.5 delle NTC08. Data la lunghezza dell'impalcato si ha:

$$F_{FR} \cong 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 41 = 470.7 \text{ KN.}$$

Considerando che ai sensi di quanto indicato nella Tabella 5.1.IV riportata nelle NTC08 l'azione di frenatura va considerata solo in combinazione con il valore frequente dei carichi mobili verticali (pari al 75% del loro valore caratteristico), che per il dimensionamento dell'impalcato risultano vincolanti i carichi verticali e che ai fini del dimensionamento delle sottostrutture è l'azione sismica ad essere vincolante (azione che non viene combinata con l'azione dei veicoli e della frenatura), l'azione della frenatura verrà trascurata nei

dimensionamenti degli elementi strutturali. S'intende che gli isolatori sismici hanno il compito di assorbire l'azione della frenatura (combinata opportunamente con l'azione del vento trasversale).

### 6.2.9. Azione del vento (VN)

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC08 assumendo i seguenti parametri di base:

- Zona 2:  $v_{b,0}=25$  m/s;
- $a_s < 750$  m;
- Classe di rugosità del terreno: D;
- Categoria di esposizione II;
- Coefficiente di esposizione  $C_e=2.62$ ;
- Coefficiente di forma  $C_p=1.40$ ;

$$q_v = 1.50 \text{ KPa.}$$

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è stato assegnato come forza per unità di lunghezza agente in direzione ortogonale all'asse dell'impalcato. Il calcolo dell'intensità di detta forza è eseguito assumendo una superficie di impatto del vento di altezza pari alla somma tra l'altezza della trave di bordo e l'altezza della barriera laterale, per un totale di 4.0 m.

### 6.2.10. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)

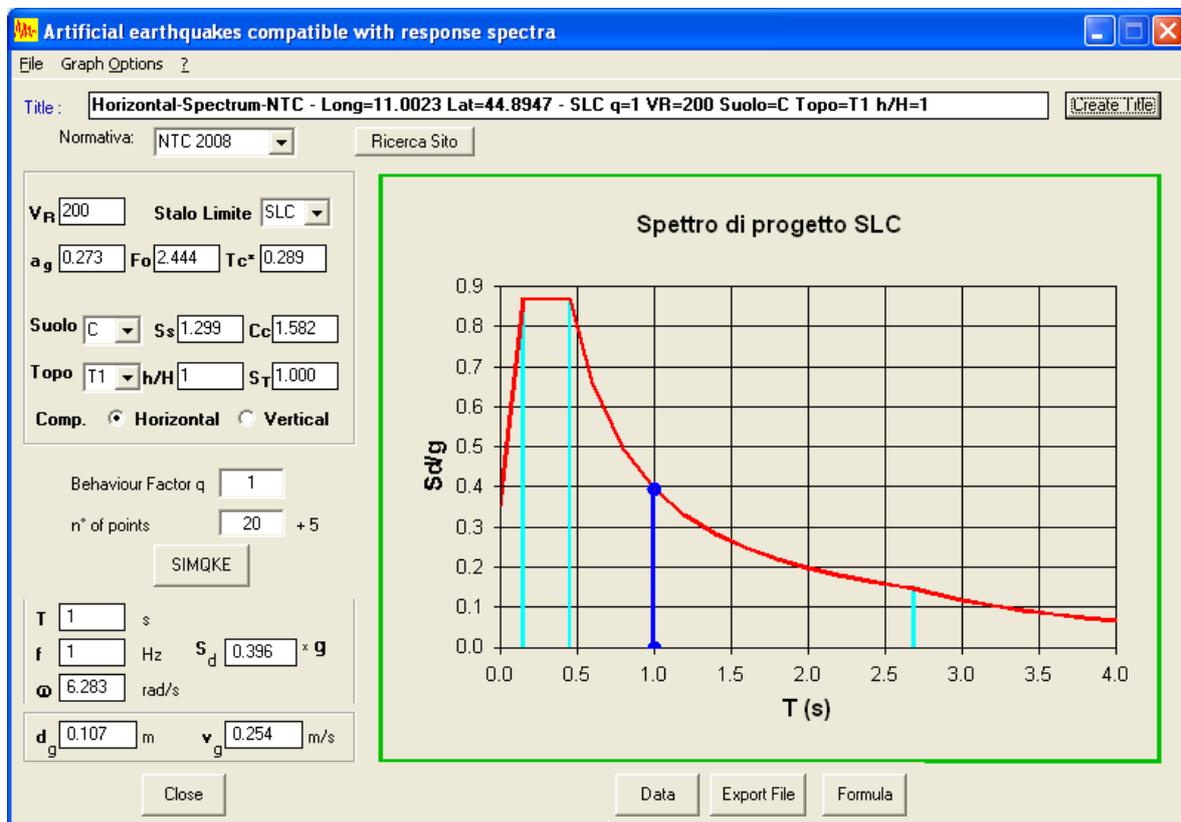
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori elastomerici, inquadrabili secondo la tipologia descritta al punto 11.9.7 delle NTC08. Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

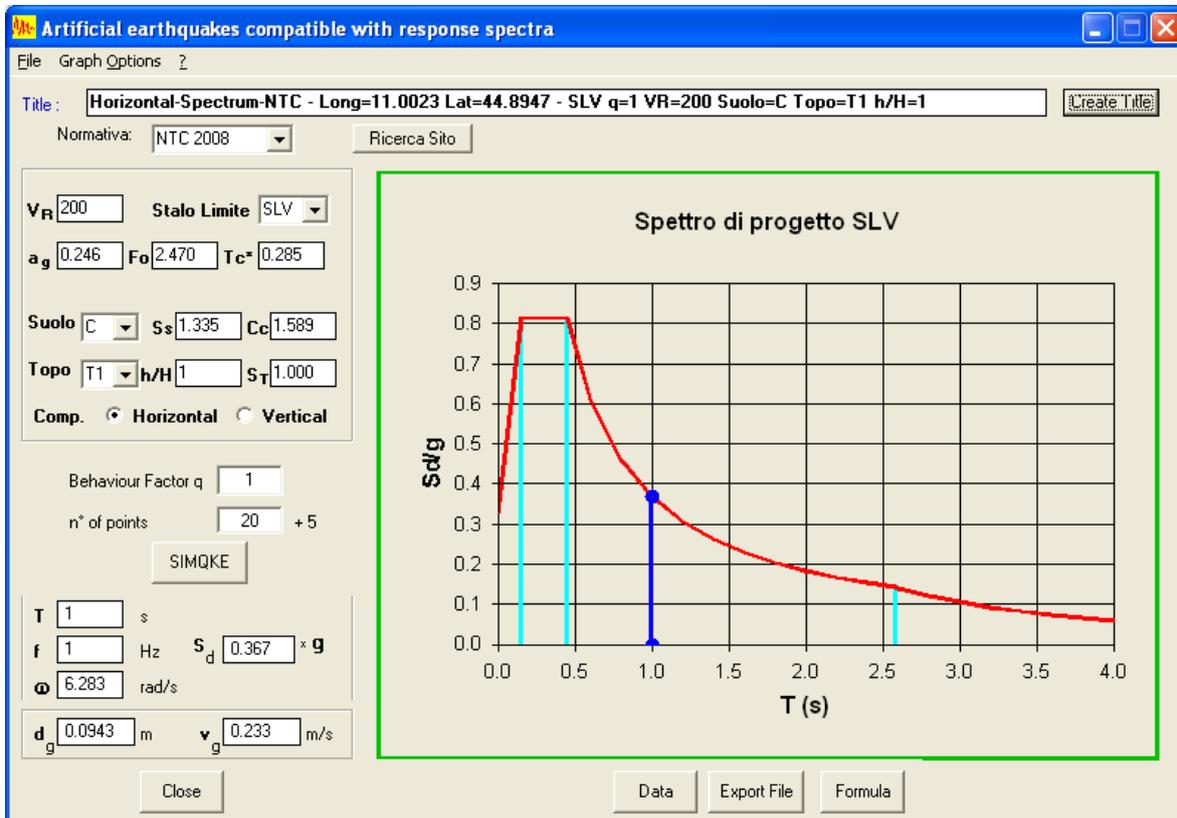
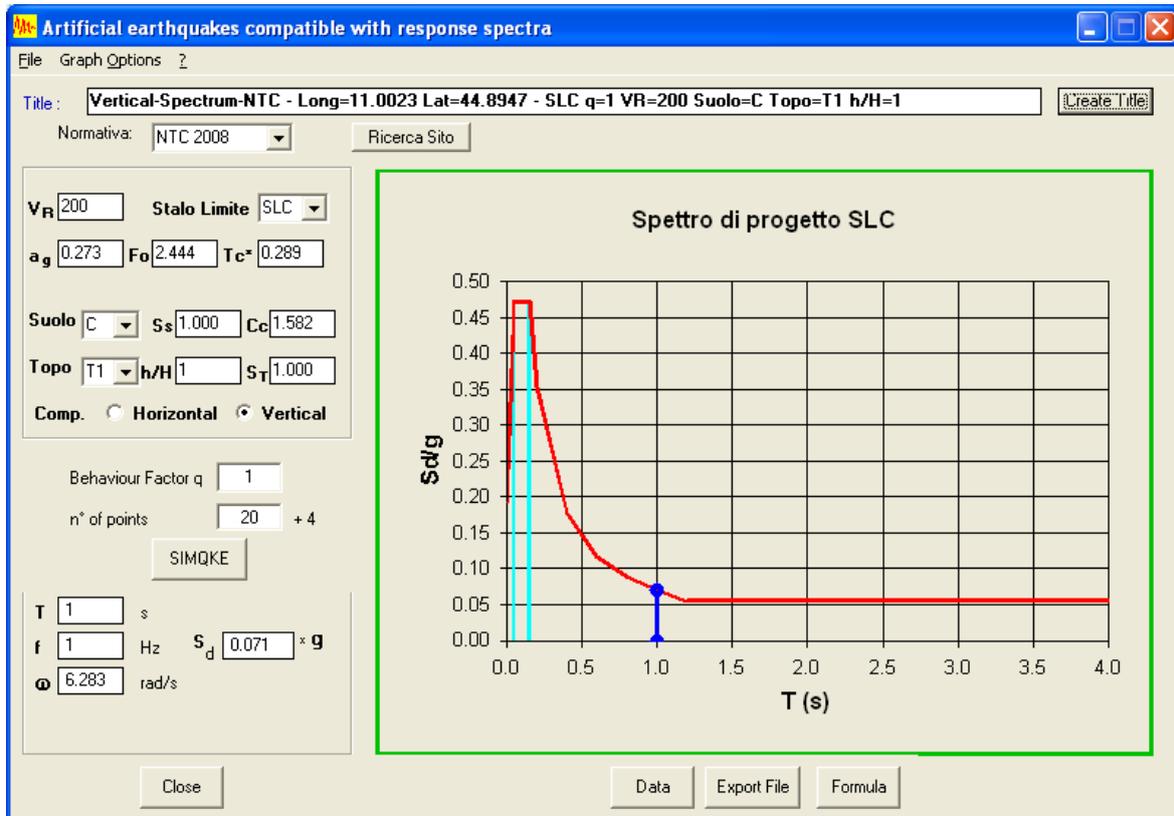
La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

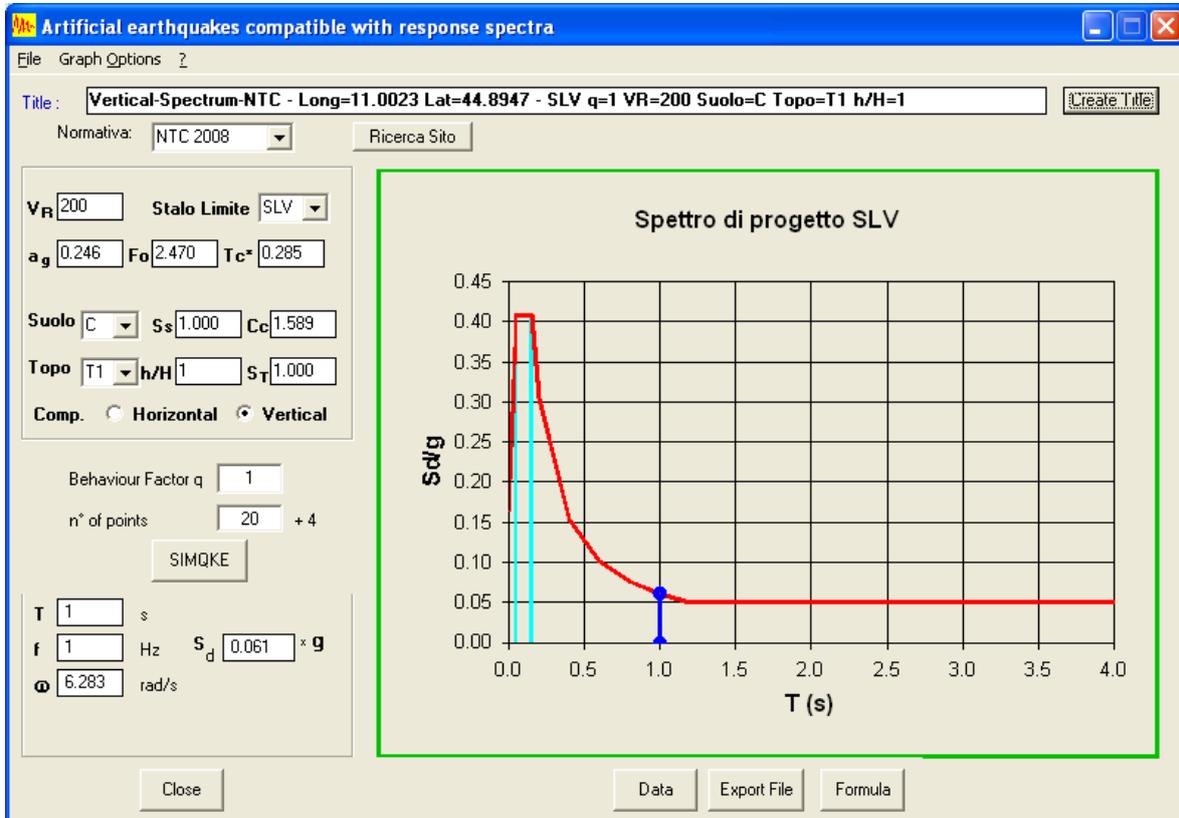
- Longitudine:  $11.0023^\circ$ ;
- Latitudine:  $44.8947^\circ$
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV  $\rightarrow C_u = 2.0$ ;

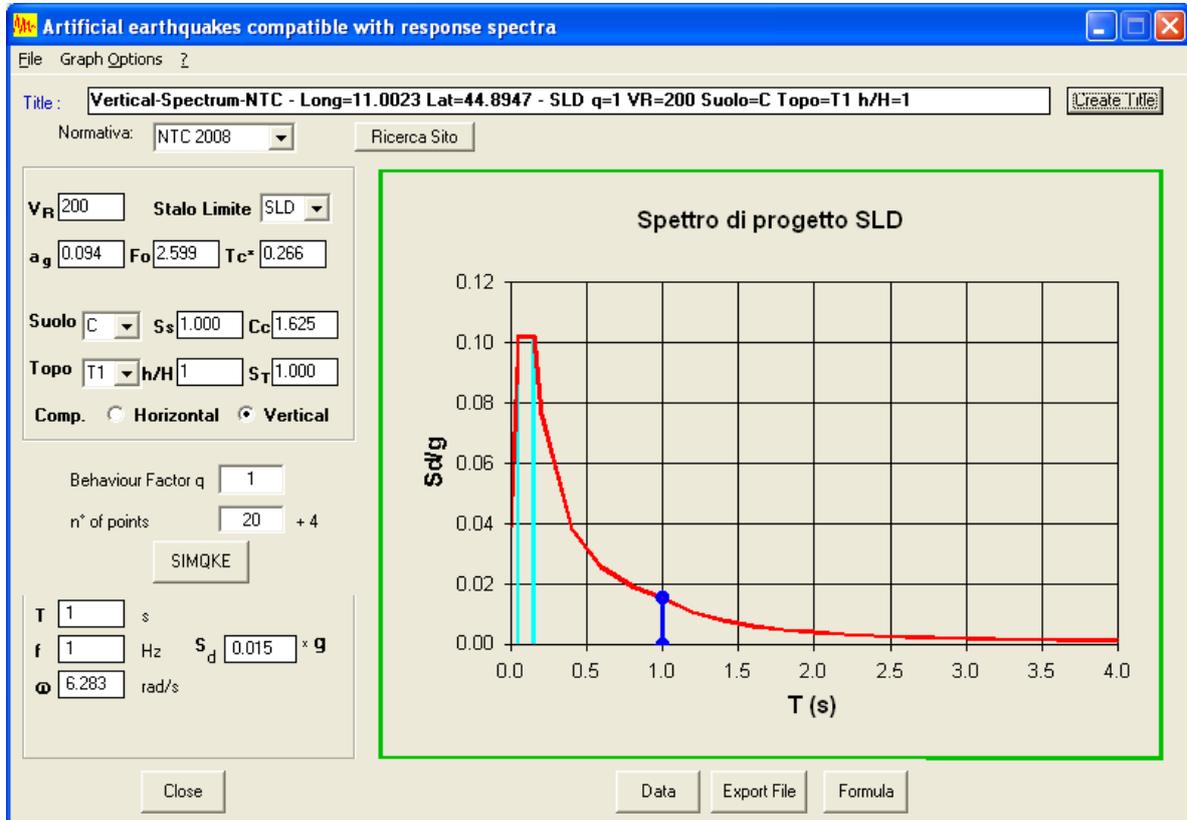
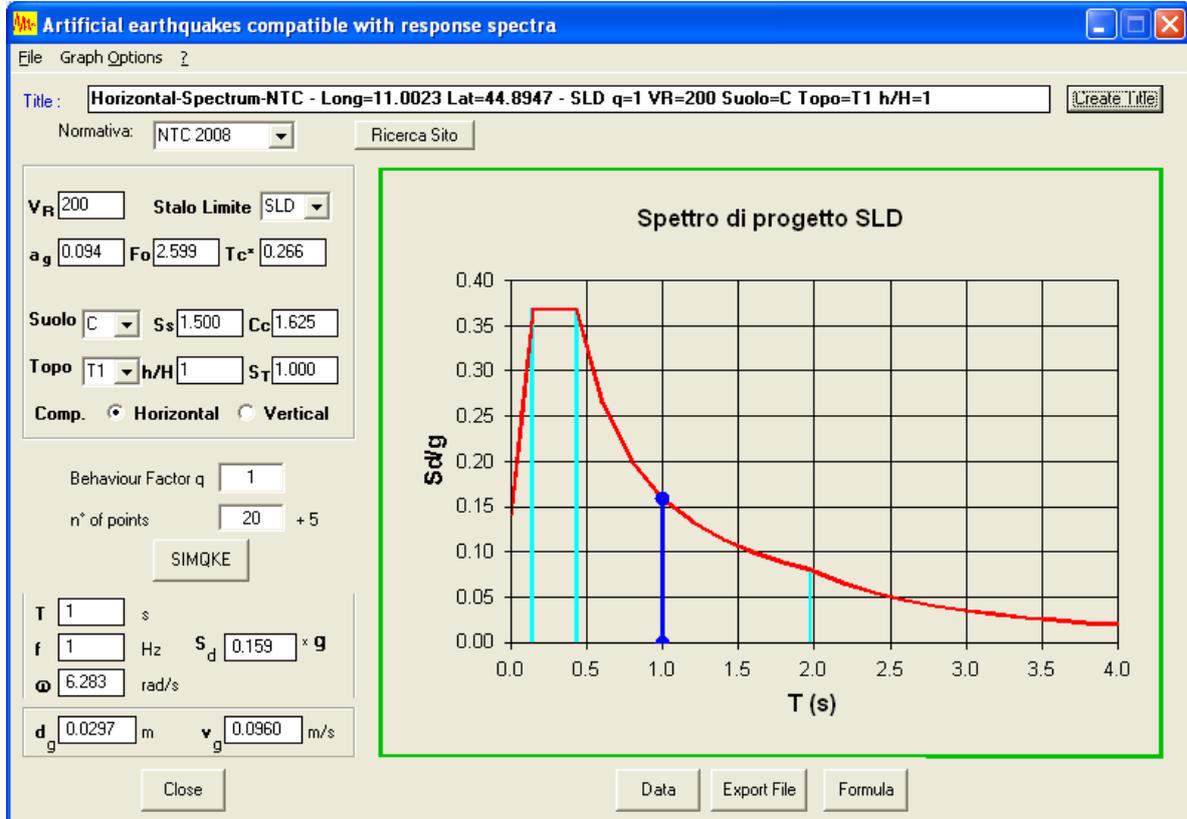
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- Indice di smorzamento viscoso equivalente:  $\xi = 0.05$  (si veda il punto 6.4).

Si ottengono i parametri riassunti nella schermata seguente.









### 6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da implementare per le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche allo SLE in condizioni statiche e sismiche sono riportate sotto, mentre i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle Tabelle seguenti.

#### **Combinazioni SLU-SLE**

- **Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- **Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:**  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- **Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:**  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- **Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:**  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

#### **Combinazione SLD-SLV-SLC**

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

#### **Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica**

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

Tabella 5.1.V – 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	$\gamma_{e1}$	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	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

SLU-FASE 1	1	2																
PP	1.35	1.00																
SL	1.35	1.00																
CR	1.35	1.00																

SLU-FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
TM	0.00	0.72	0.00	0.72	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ML	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00
VN	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	1.50	1.50	1.50

SLV - FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLV-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLV-y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLV-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

SLC - FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLC-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLC-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLC-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

SLE-FASE 1	1
PP	1.00
SL	1.00
CR	1.00

SLE FASE 2-FR	1	2	3	4	5
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TM	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50
ML	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
VN	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20

SLE FASE 2-QP	1	2
SP	1.00	1.00
RT	1.00	1.00
TMP	0.00	0.50
ML	0.00	0.00
VN	0.00	0.00

SLD- FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLD-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLD-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLD-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

Va segnalato che nel caso di combinazioni contenenti analisi a spettro di risposta il programma di calcolo utilizzato provvede alla restituzione del valore massimo e minimo per ogni grandezza in output (per questo motivo, ad esempio, la combinazione  $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$  fornisce i medesimi risultati numerici della combinazione  $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$  che diviene, pertanto, inutile).

## 6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

La tabella seguente riporta la tipologia di analisi eseguita per ognuno dei casi di carico indagati.

CASO DI ANALISI	TIPOLOGIA
PP	STATICA LINEARE
SL	STATICA LINEARE
CR	STATICA LINEARE
SP	STATICA LINEARE
RT	STATICA LINEARE
TMP 1	STATICA LINEARE
TMP 2	STATICA LINEARE
TMN 1	STATICA LINEARE
TMN 2	STATICA LINEARE
ML	STATICA LINEARE
VN	STATICA LINEARE
SLD-X	DINAMICA LINEARE
SLD-Y	DINAMICA LINEARE
SLD-Z	DINAMICA LINEARE
SLV-X	DINAMICA LINEARE
SLV-Y	DINAMICA LINEARE
SLV-Z	DINAMICA LINEARE
SLC-X	DINAMICA LINEARE
SLC-Y	DINAMICA LINEARE
SLC-Z	DINAMICA LINEARE

Per quanto attiene alle analisi in condizione sismica è opportuno approfondire tramite le seguenti informazioni. Il sistema di isolamento previsto è modellabile come “lineare equivalente” ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e presenta le caratteristiche dinamiche, ai fini del calcolo, di seguito riassunte.

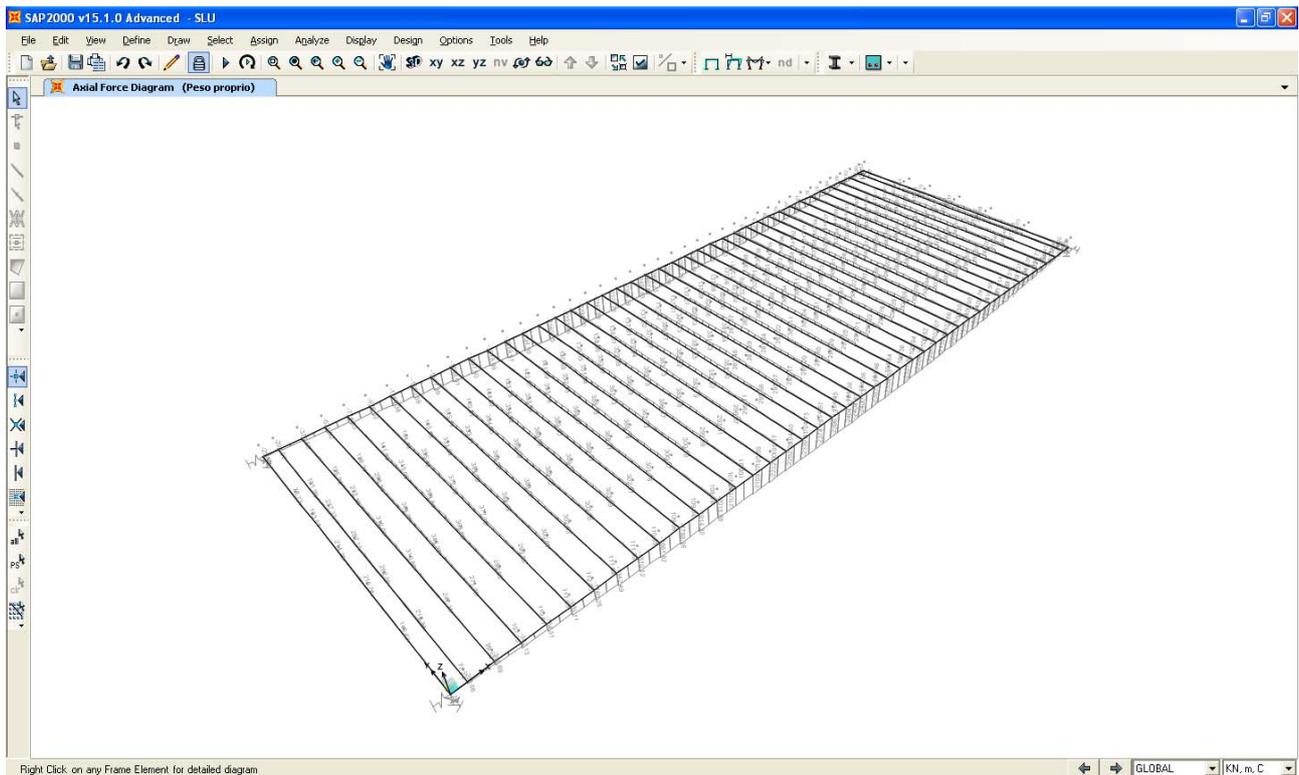
ISOLATORI	
$K_e$	1510 KN/m
$H_e$	0.1 -
$V_{Rd}$	2830 KN
$H_{Rd}$	250 mm

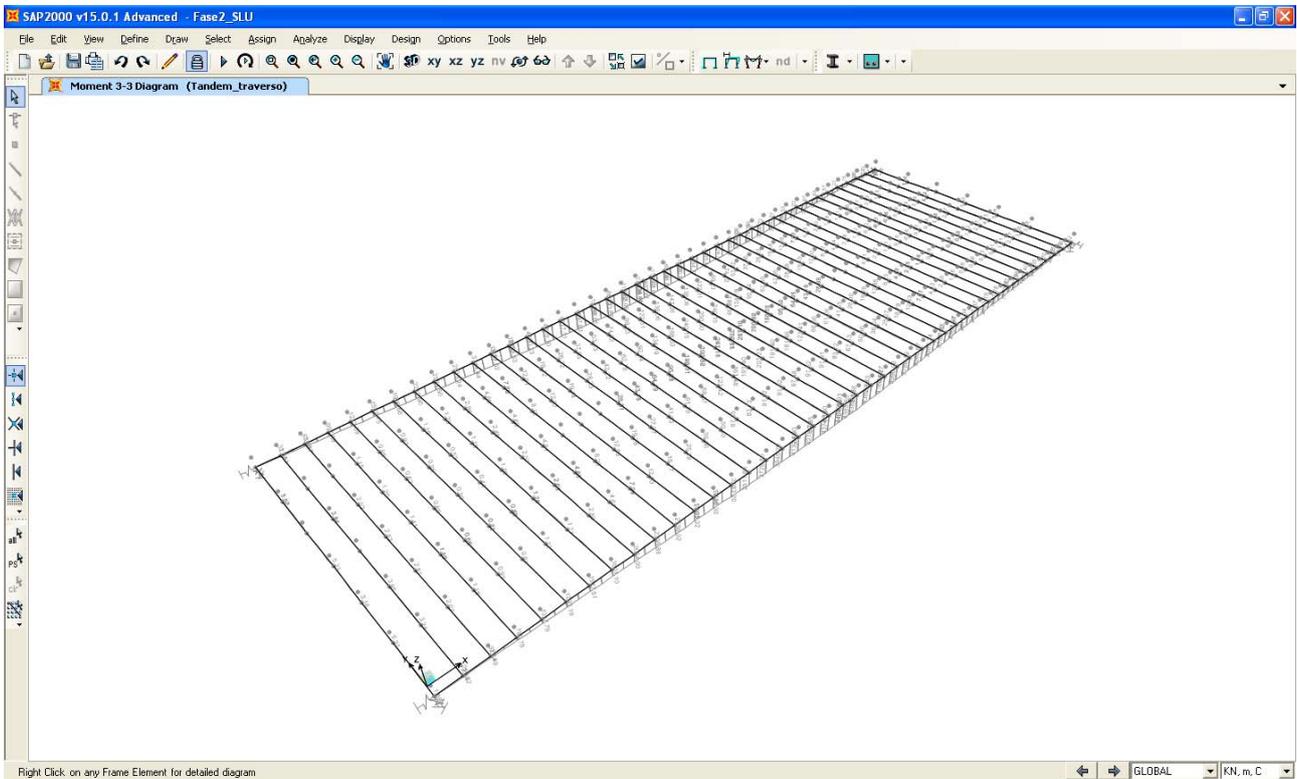
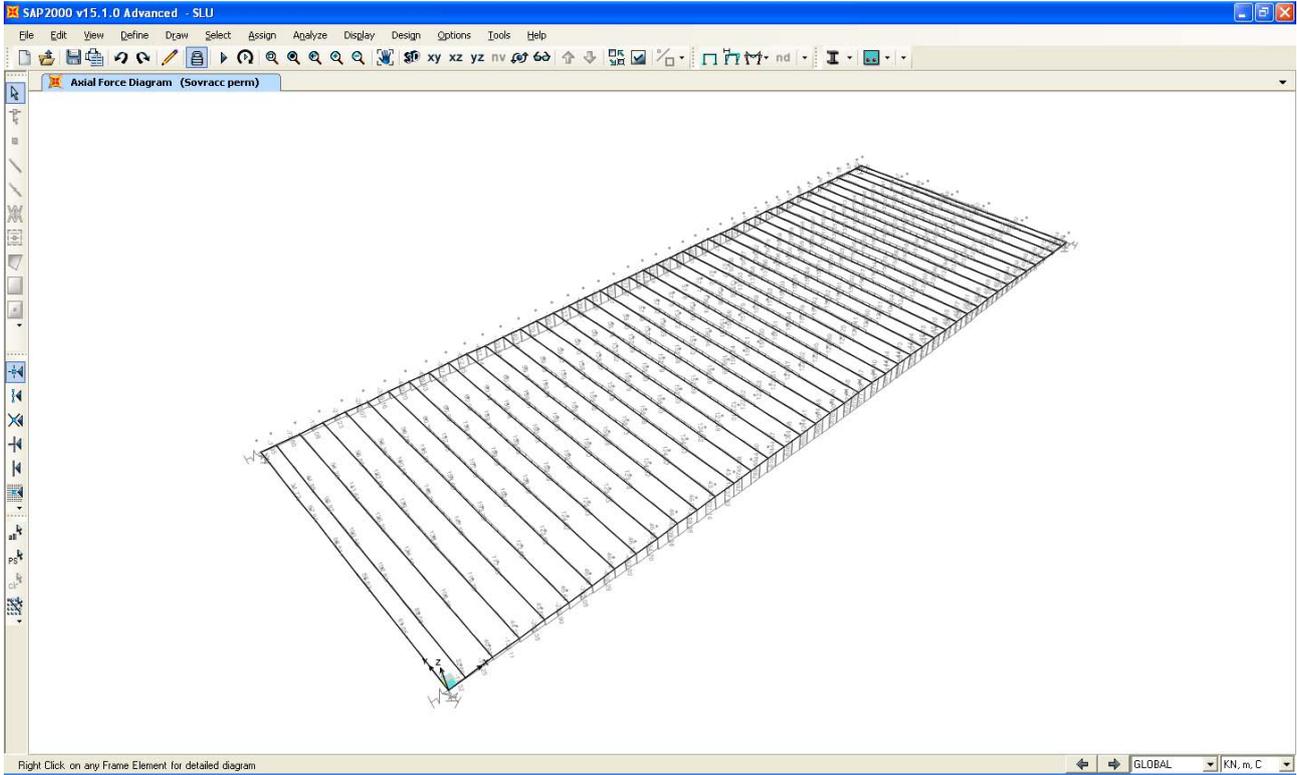
Con  $\Delta_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  si indicano rispettivamente il massimo spostamento orizzontale consentito dal dispositivo e l'azione verticale massima sopportabile in concomitanza con tale spostamento.

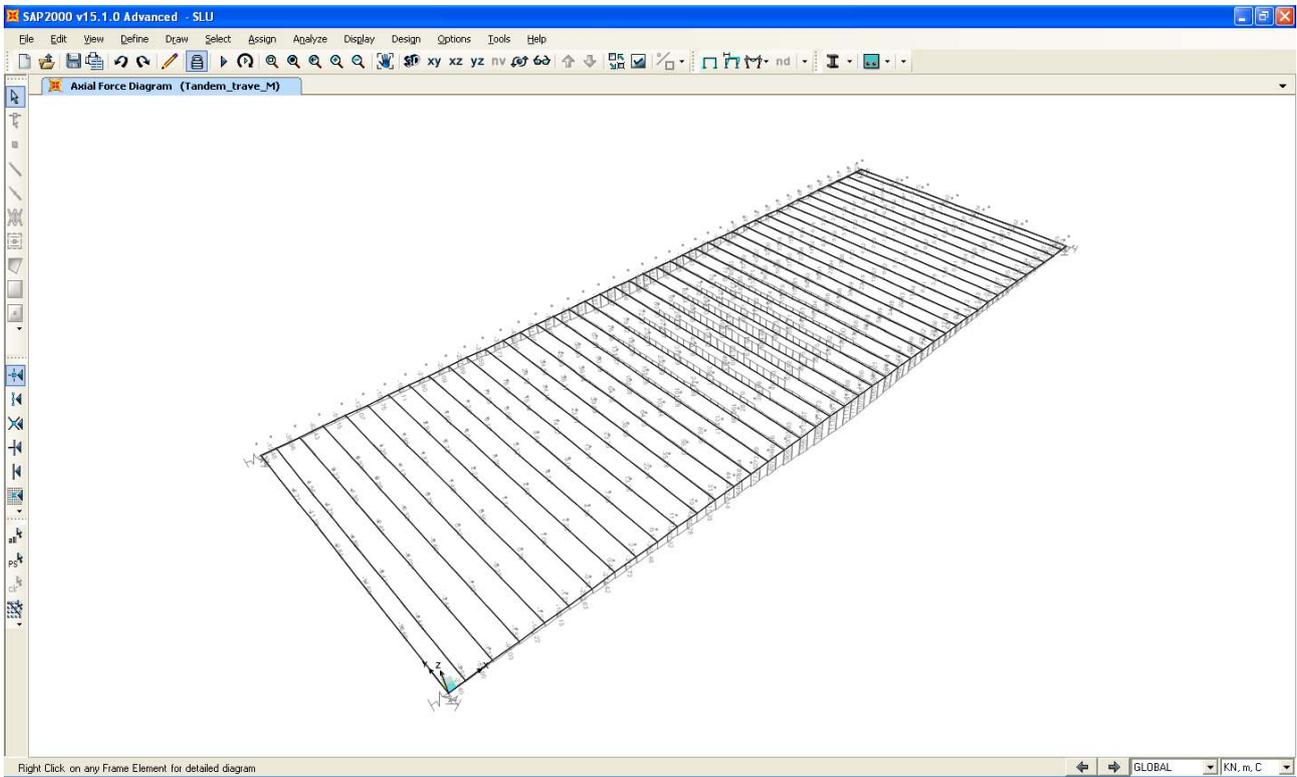
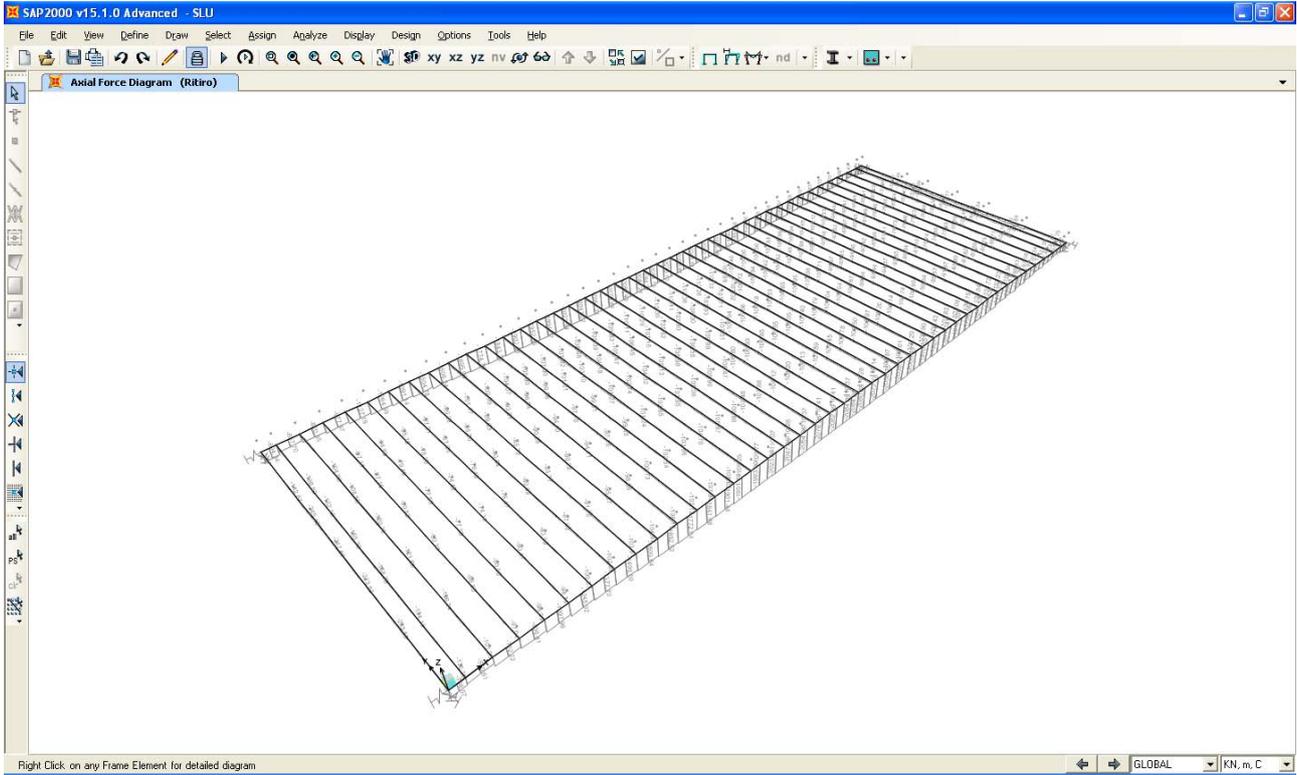
Le analisi svolte sono di tipo “dinamiche lineari” con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di  $\xi_{esi}$  è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di risposta elastici definiti per un indice di smorzamento viscoso equivalente standard pari al 5%.

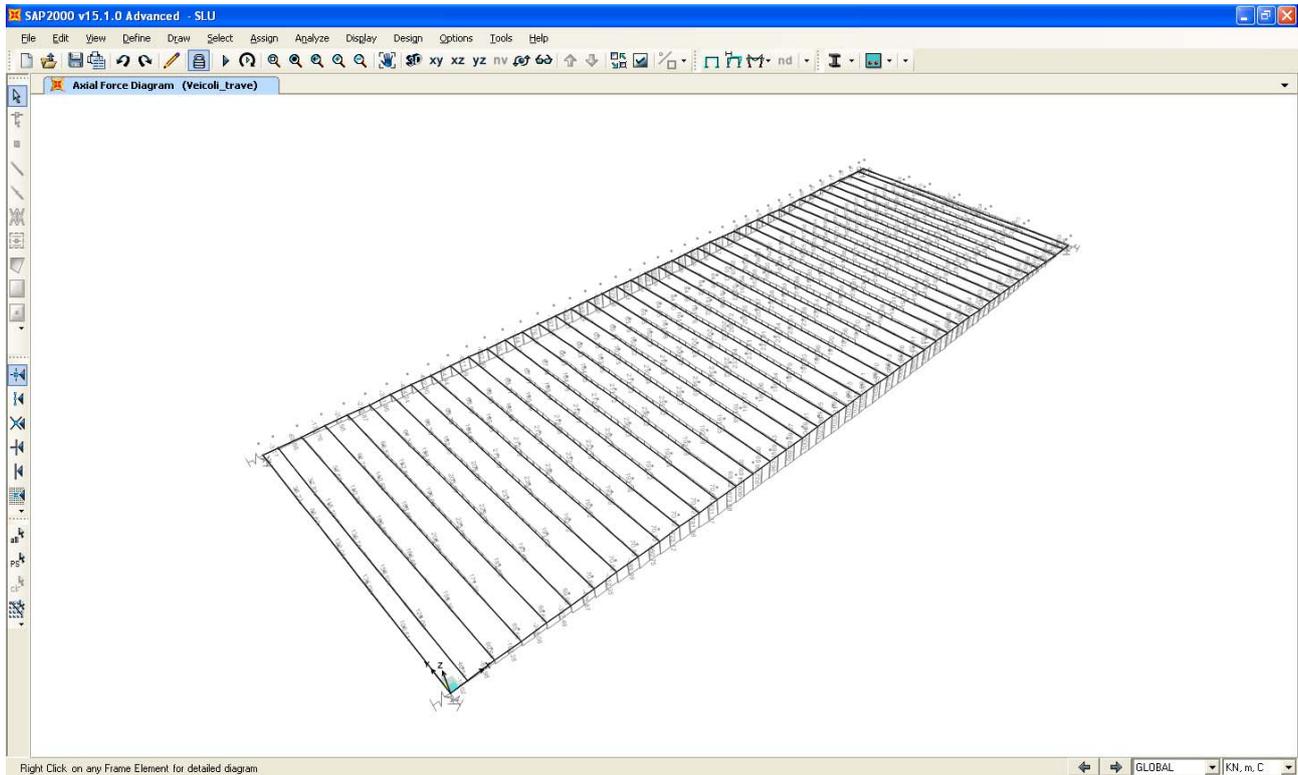
### 6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni

In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagati.









#### 6.4.2. Analisi modale dell'opera

L'analisi modale dell'opera è stata eseguita tramite algoritmo di "Ritz" assegnando come vettore iniziale dei carichi le accelerazioni orizzontali in direzione longitudinale e trasversale ed in direzione verticale. Di seguito si riportano le deformate modali dei modi di vibrare significativi in termini di massa attivata e la tabella riportante la percentuale di massa attivata per ogni singolo modo.

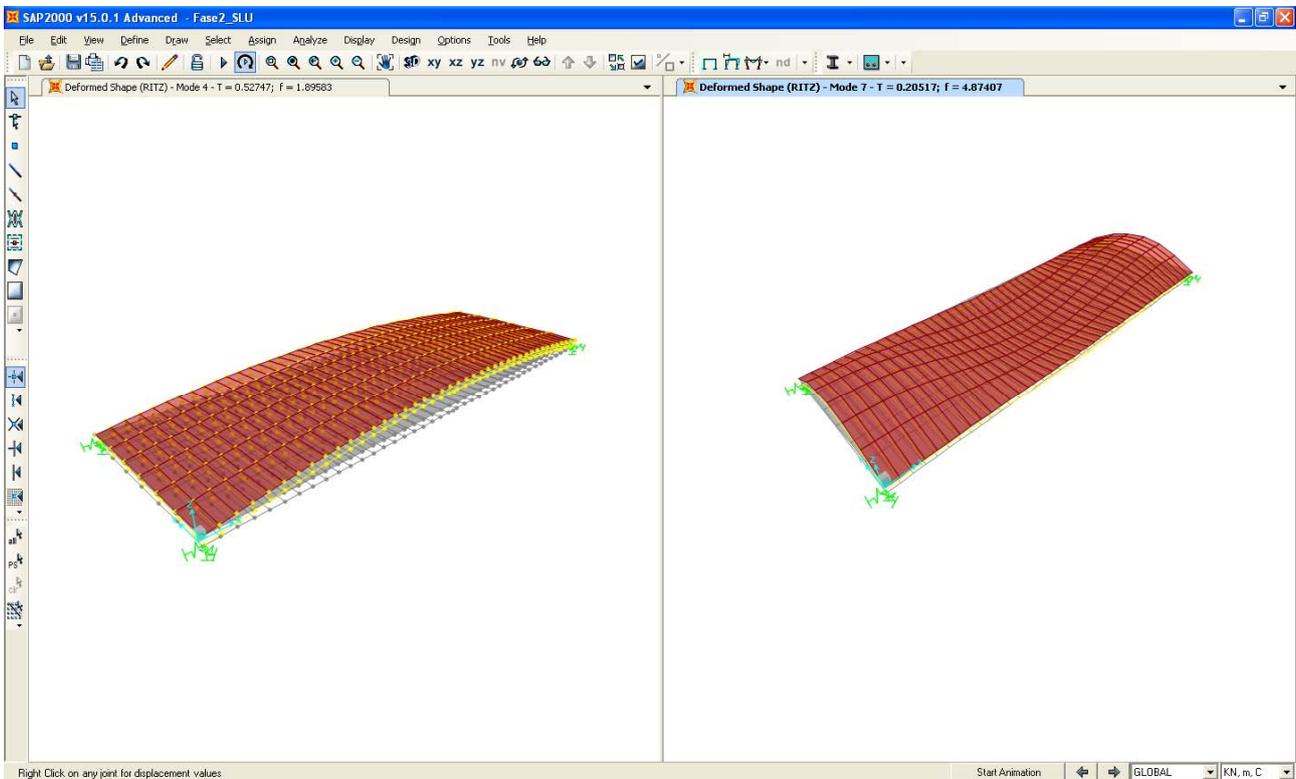
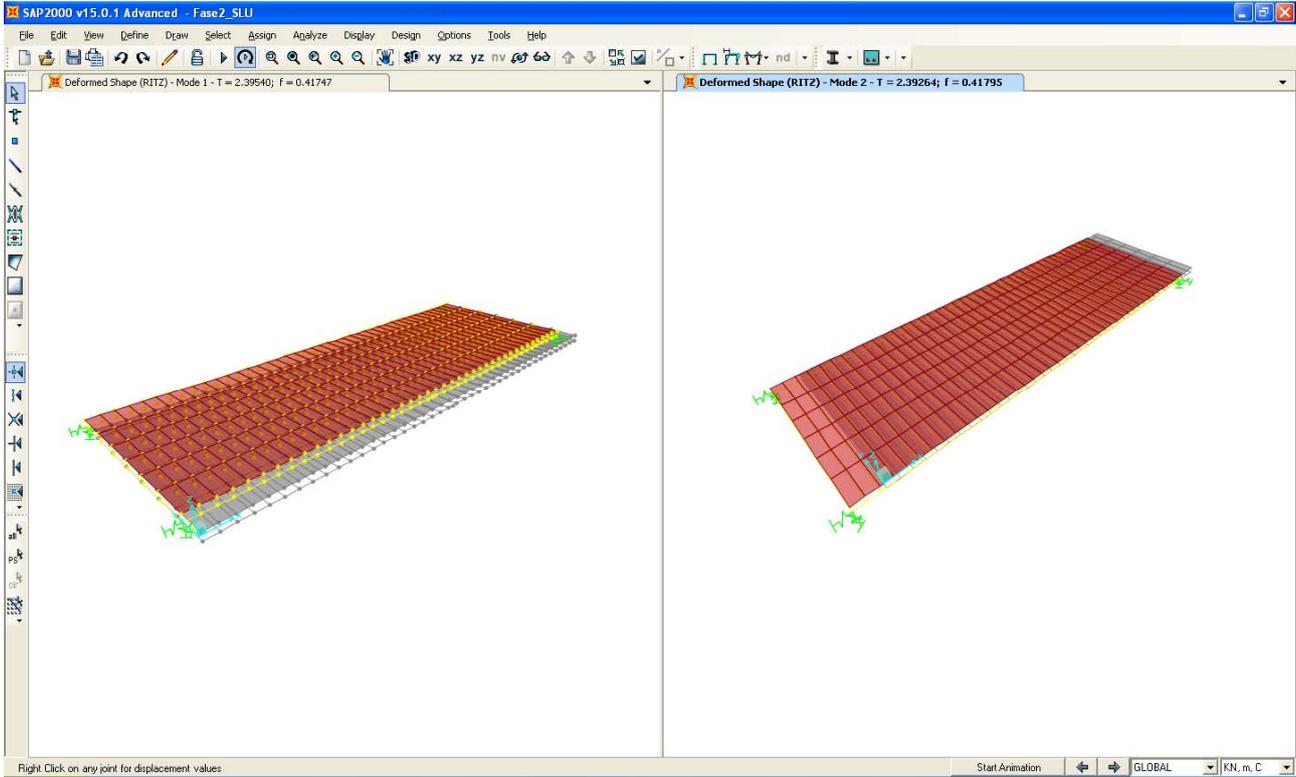


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
RITZ	Mode	1	2.48	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.65	0.00	0.00	0.65
RITZ	Mode	2	2.48	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00	0.74
RITZ	Mode	3	1.46	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.00	0.00	1.00
RITZ	Mode	4	0.50	0.00	0.00	0.84	1.00	1.00	0.84	0.57	0.63	0.00	0.57	0.63	1.00
RITZ	Mode	5	0.32	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.26	0.00	0.00	0.83	0.63	1.00
RITZ	Mode	6	0.25	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.17	0.00	0.83	0.80	1.00
RITZ	Mode	7	0.21	0.00	0.00	0.10	1.00	1.00	0.93	0.07	0.07	0.00	0.90	0.87	1.00
RITZ	Mode	8	0.19	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.93	0.00	0.02	0.00	0.90	0.89	1.00
RITZ	Mode	9	0.16	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94	0.00	0.00	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	10	0.14	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94	0.00	0.00	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	11	0.12	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.95	0.01	0.01	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	12	0.12	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	13	0.10	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	14	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.91	0.90	1.00
RITZ	Mode	15	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	0.03	0.00	0.91	0.94	1.00
RITZ	Mode	16	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.01	0.00	0.00	0.93	0.94	1.00
RITZ	Mode	17	0.05	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.93	0.94	1.00
RITZ	Mode	18	0.04	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.97	0.03	0.02	0.00	0.96	0.95	1.00
RITZ	Mode	19	0.03	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.99	0.01	0.01	0.00	0.97	0.97	1.00
RITZ	Mode	20	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.97	0.97	1.00

## 6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza e di stabilità (ove vincolanti) degli elementi strutturali sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dalle NTC08.

Le verifiche a fessurazione (SLE) negli elementi in c.a. sono state condotte sia con il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 del 020/2/2009, sia con il metodo diretto ed in base alle classi di esposizione dei vari elementi definite nel capitolo sui materiali. Si trascura la verifica a fessurazione della soletta in direzione longitudinale in quanto non dimensionante ai fini di una progettazione definitiva.

Le verifiche a fatica e le verifiche alle tensioni in esercizio degli elementi metallici e in c.a. sono state trascurate in quanto non dimensionanti ai fini di una progettazione definitiva (per gli elementi metallici sono generalmente vincolanti le verifiche di resistenza/instabilità/deformabilità e per quelli in c.a. la verifica a fessurazione).

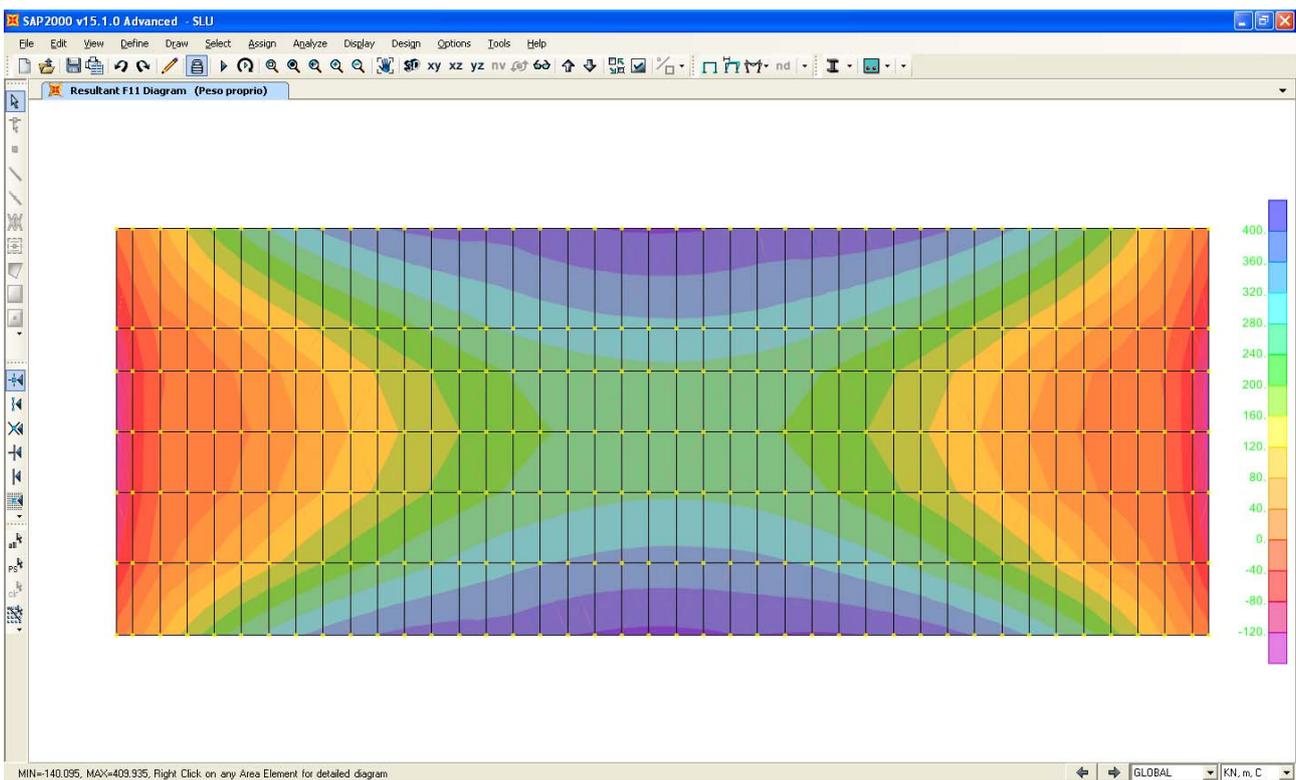
### 6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato

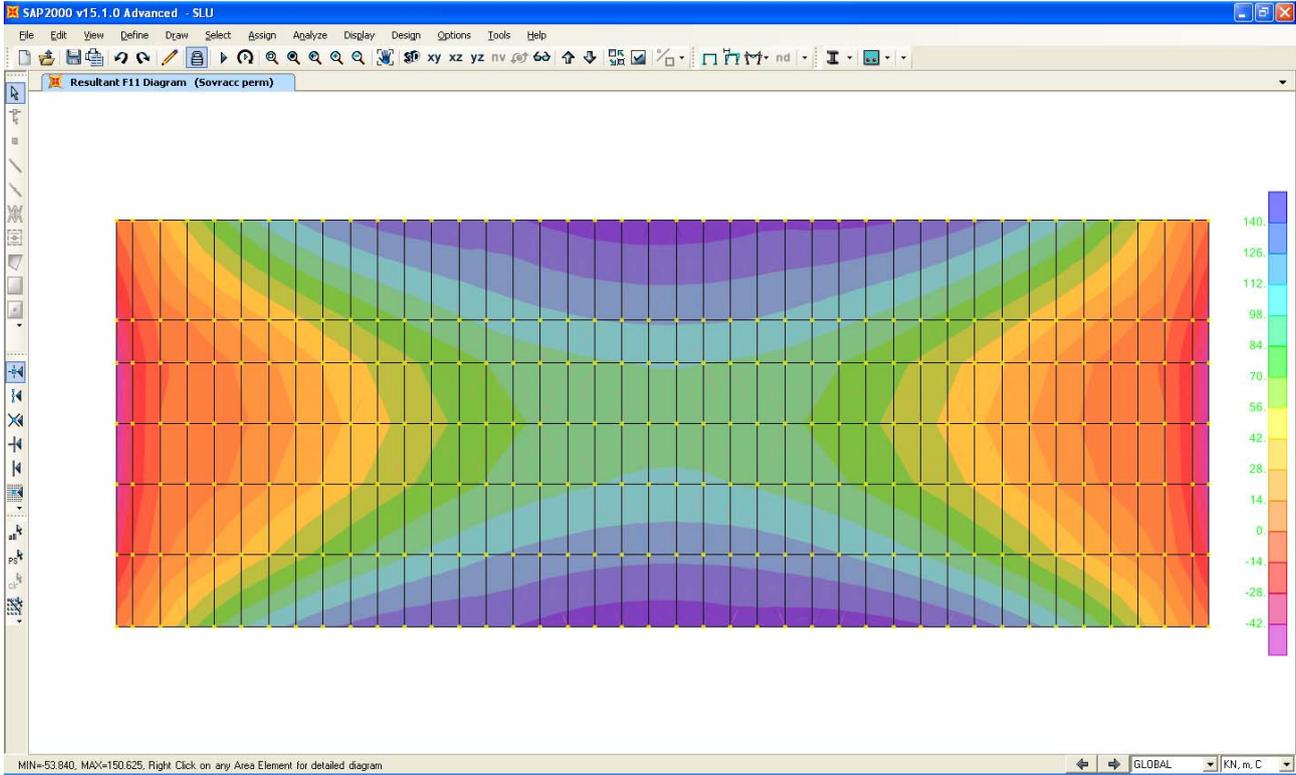
La soletta di impalcato svolge per l'opera in esame due funzioni principali (comportamento "globale"): in direzione trasversale collabora con il traverso a formare una sezione composta in acciaio-clt, mentre in direzione longitudinale collabora con le travi di bordo essendo in generale soggetta ad un'azione di trazione ed ad un momento flettente (la soletta si trova al di sotto dell'asse neutro della sezione composta costituita dalle due travi di bordo e dalla soletta stessa).

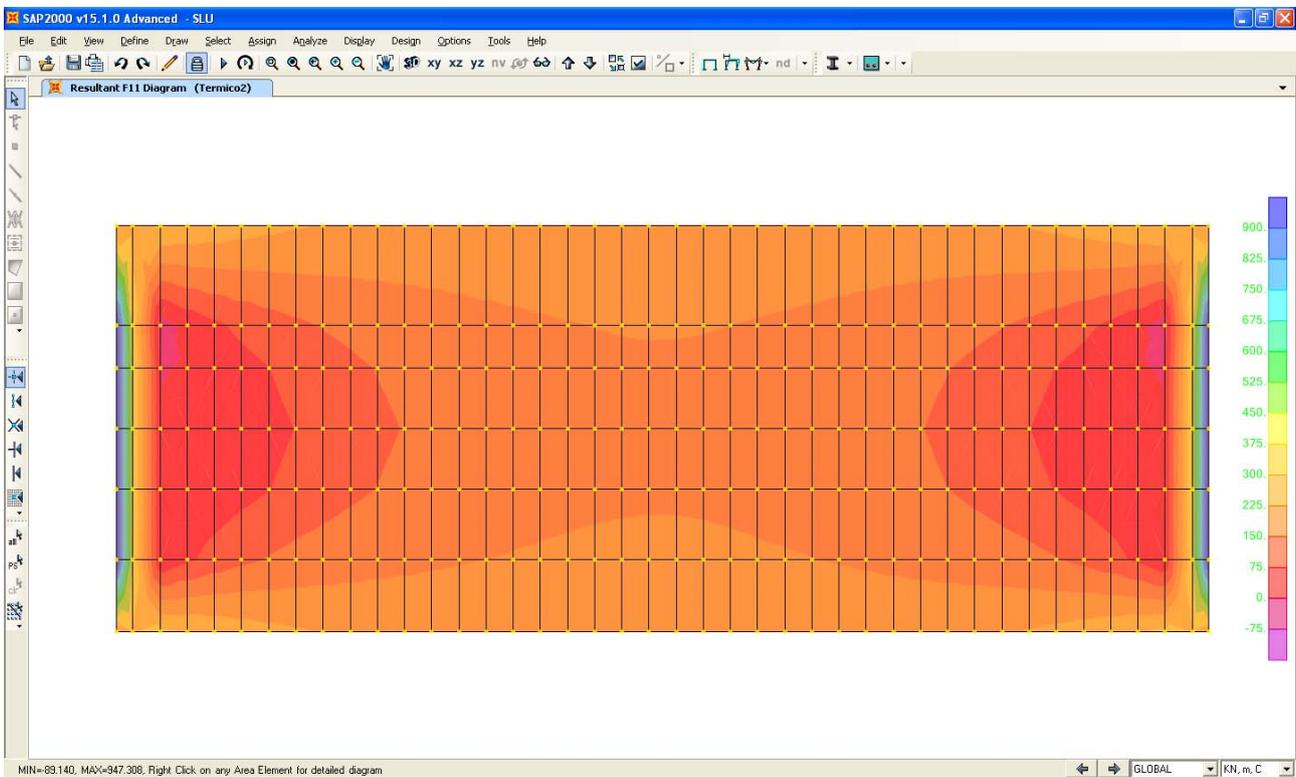
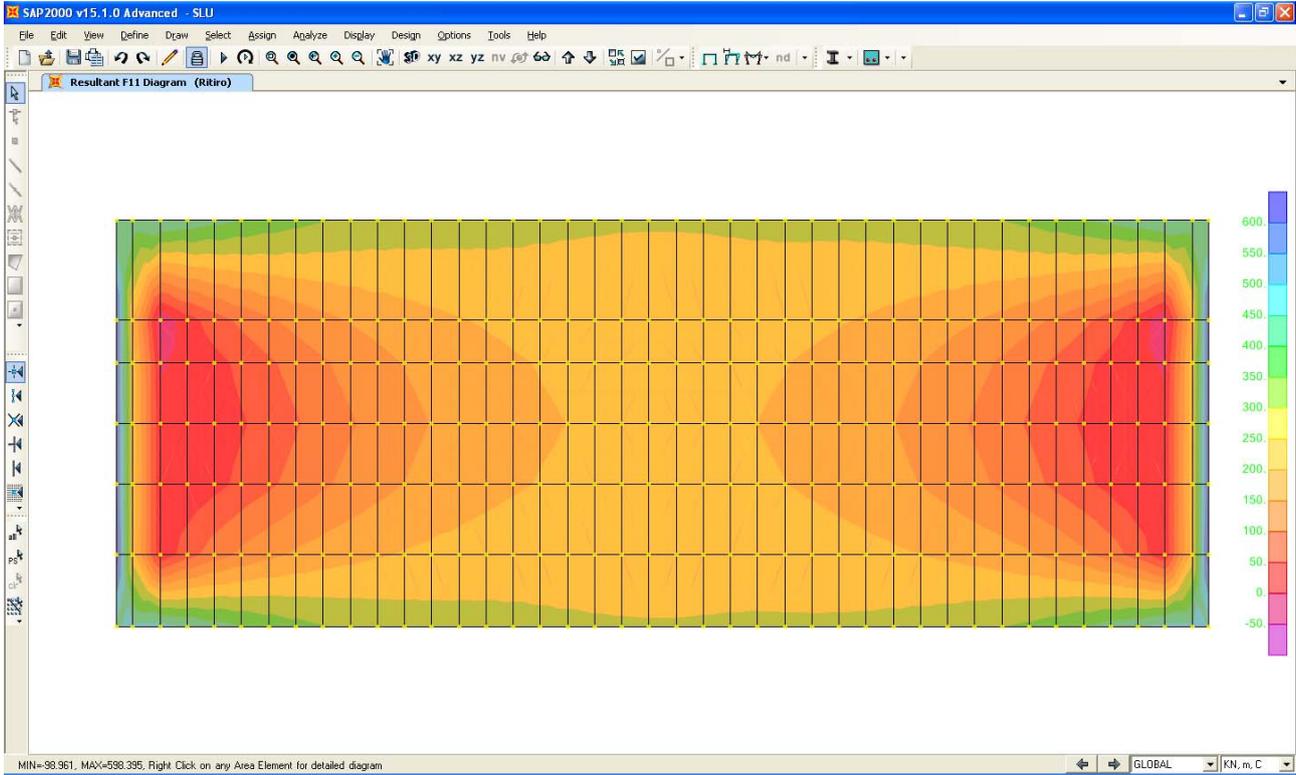
Una terza funzione in direzione longitudinale di trasmissione delle azioni ai traversi (comportamento “locale”) è in tal caso insignificante in quanto, visto l’interasse dei traversi pari ad 1.0 m, i carichi concentrati dovuti ai veicoli vengono trasmessi ai traversi di impalcato per semplice diffusione, senza comportare flessioni significative della soletta tra un traverso e il successivo.

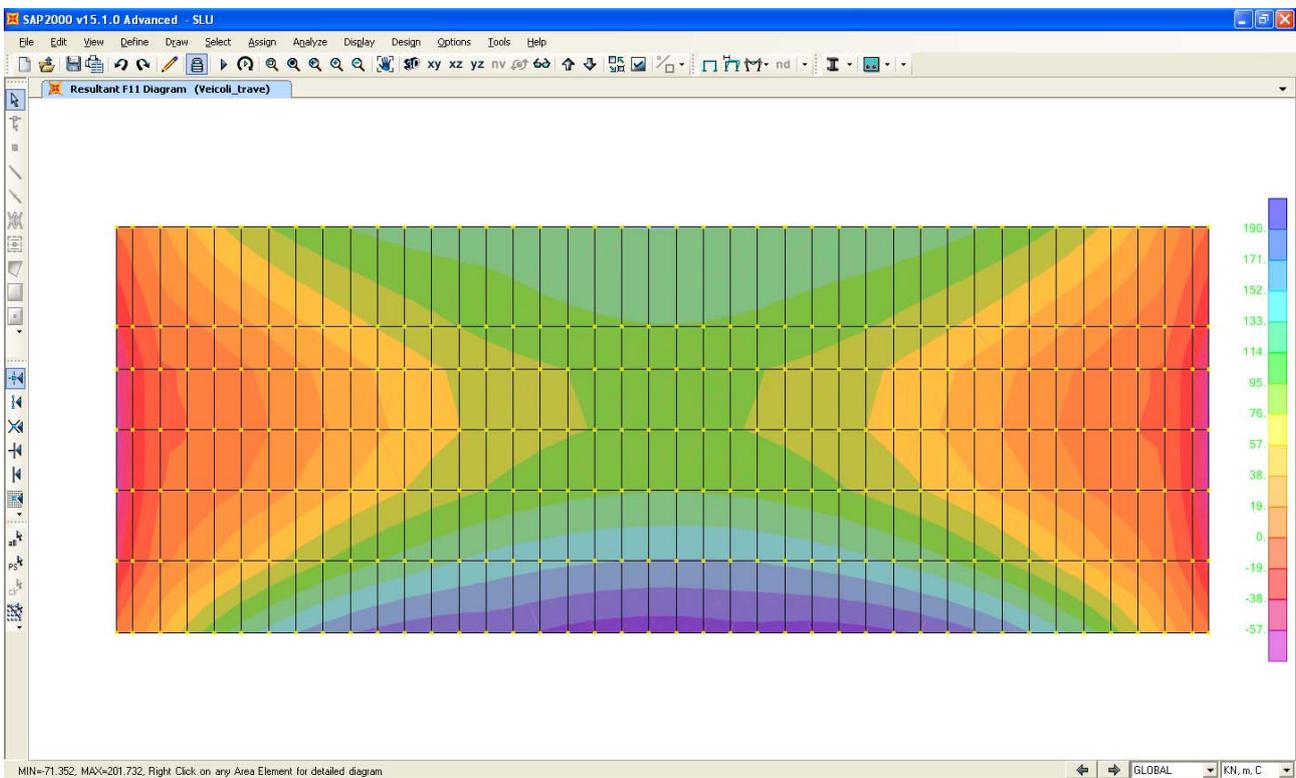
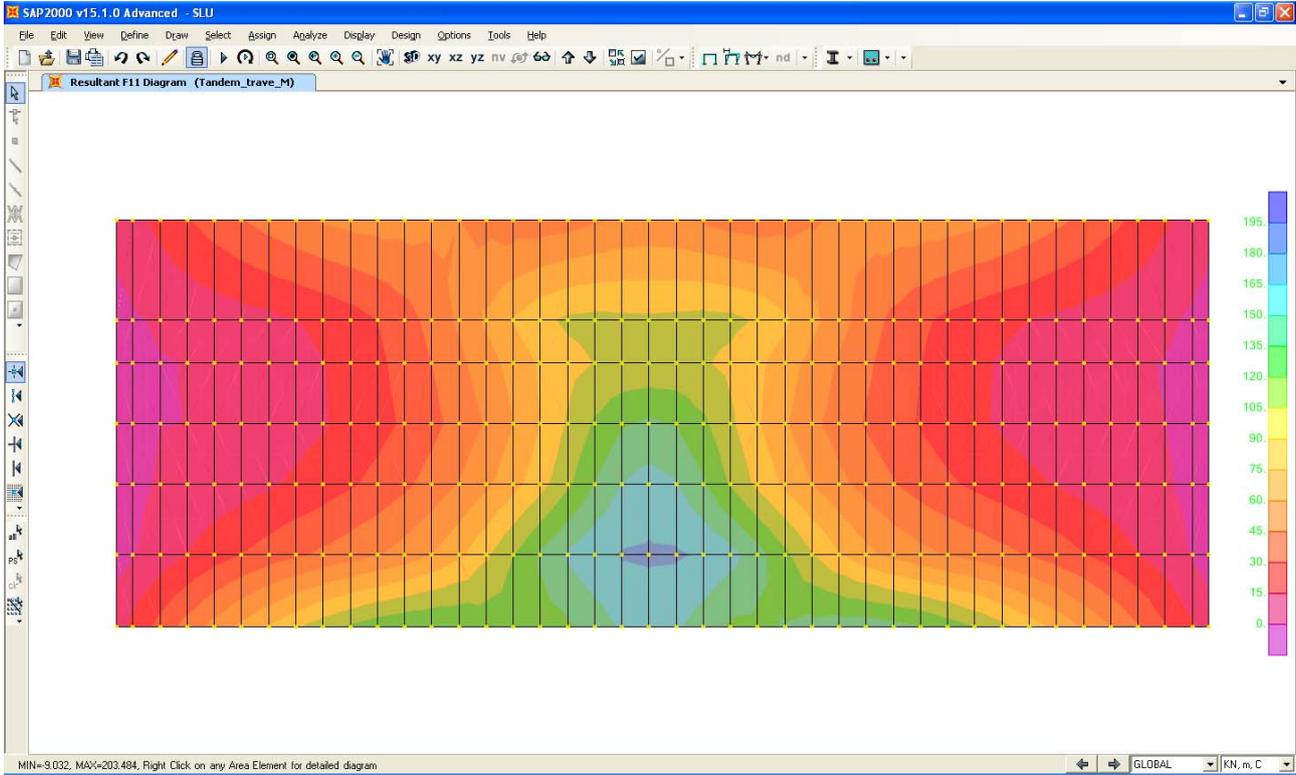
Nel comportamento globale in direzione trasversale la soletta risulta compressa per tutti i casi di carico indagati: la sua verifica, pertanto, rientra nei calcoli di dimensionamento dei traversi a cui si rimanda.

Per il comportamento globale in direzione longitudinale si riporta in seguito il risultato sintetico di quanto ottenuto dall’esame delle sollecitazioni dovute ai vari casi di carico registrate sugli elementi “areas”; inoltre, per chiarezza, si riporta la mappa a colori delle azioni membranali longitudinali per i principali casi di carico in gioco.









CASO DI CARICO	N [KN/m]	M [KNm/m]	N <sub>Ed</sub> SLU	M <sub>Ed</sub> SLU	N SLE-FR	M SLE-FR
SOVRACCARICHI PERM.	116.3	2.2	157.0	3.0	116.3	2.2
RITIRO	276.3	6.0	331.6	7.2	276.3	6.0
TERMICO	230.2	5.0	165.7	3.6	115.1	2.5
VEICOLI	258.2	30.5	387.2	45.7	193.6	22.8
			<b>1041.5</b>	<b>59.5</b>	<b>701.3</b>	<b>33.6</b>

Ipotizzando di adottare 5 barre 16 mm in estradosso e 10 barre 20 mm in intradosso per ogni metro di soletta, si ha quanto segue (si trascura cautelativamente nella resistenza della soletta la lastra metallica tralicciata in quanto considerata come cassero a perdere per la sola fase di getto).

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

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

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	5
			2	31.42	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	-1040	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$	67.5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200 000	N/mm²	$f_{cd}$	17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	12.25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333	
			$\tau_{c1}$	2.114	

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   %

$\epsilon_s$   %

d  cm

x  x/d

$\delta$

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

La verifica a fessurazione per la combinazione dei carichi "frequenti" è da ritenersi soddisfatta in quanto la tensione nelle barre risulta pari a circa 167 MPa contro una tensione accettabile pari a circa 220 MPa come evidenziato nella seguente Tabella tratta dalla C.M. 617 del 02/02/2009.

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

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	31.42	26

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

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

$\sigma_{sMax}$  203.7 N/mm²  
 $\sigma_{sMin}$  157.6 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.019 ‰

**Verifica**  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per la combinazione dei carichi “quasi permanente” vale quanto riportato in seguito.

CASO DI CARICO	N SLE-QP	M SLE-QP
<b>SOVRACCARICHI PERM.</b>	116.3	2.2
<b>RITIRO</b>	276.3	6.0
<b>TERMICO</b>	115.1	2.5
<b>VEICOLI</b>	0.0	0.0
	<b>507.7</b>	<b>10.7</b>

Trascurando il piccolo contributo dovuto alla flessione si ha una tensione di trazione nelle barre pari a:

$$\sigma = 507700 / (1005 + 3142) = 122.4 \text{ MPa.}$$

La verifica a fessurazione per la combinazione dei carichi “quasi permanente è da ritenersi soddisfatta in quanto la tensione nelle barre risulta pari a circa 122 MPa contro una tensione accettabile pari a circa 180 MPa come evidenziato nella seguente Tabella tratta dalla C.M. 617 del 02/02/2009.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

## 6.5.2. Dimensionamento travi di bordo

### 6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione delle travi di bordo costituenti l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.2.3.2 delle NTC08 e cioè limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza del materiale ( $f_{yd}$ ). L'azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime delle travi.

Per quanto riguarda la combinazione delle tensioni normali e tangenziali si è evitato il problema in quanto si è verificata la sezione in mezzzeria a flessione (dove l'azione tagliante è trascurabile) e la sezione di appoggio a taglio (dove il momento flettente è trascurabile).

In seguito si riportano le Tabelle inerenti le sollecitazioni per la sezioni in mezzzeria e in appoggio. Valgono le seguenti indicazioni:

- P, V2, T e M3 indicano rispettivamente l'azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all'asse d'inerzia orizzontale;
- Si riportano le sollecitazioni per la combinazione di carico maggiormente gravosa in riferimento alla verifica in oggetto.

### Verifica a flessione in campata

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
24	0	SLU-N01	Combination	-6065.5	-307.4	-99.5	-1.9	311.9	47066.0
24	0.5	SLU-N01	Combination	-6065.5	-296.6	-99.5	-1.9	361.7	47217.0
24	1	SLU-N01	Combination	-6065.5	-285.9	-99.5	-1.9	411.5	47362.6
25	0	SLU-N01	Combination	-6088.9	75.5	100.5	2.2	411.9	47355.3
25	0.5	SLU-N01	Combination	-6088.9	86.2	100.5	2.2	361.7	47314.9
26	0	SLU-N01	Combination	-6088.9	86.2	100.5	2.2	361.7	47314.9
26	0.5	SLU-N01	Combination	-6088.9	96.9	100.5	2.2	311.4	47269.1
27	0	SLU-N01	Combination	-6031.3	415.7	277.9	6.0	424.0	47285.7
27	0.5	SLU-N01	Combination	-6031.3	426.4	277.9	6.0	285.0	47075.2
27	1	SLU-N01	Combination	-6031.3	437.1	277.9	6.0	146.0	46859.3
			<b>MAX</b>	<b>-6031.3</b>	<b>437.1</b>	<b>277.9</b>	<b>6.0</b>	<b>424.0</b>	<b>47362.6</b>
			<b>MIN</b>	<b>-6088.9</b>	<b>-307.4</b>	<b>-99.5</b>	<b>-1.9</b>	<b>146.0</b>	<b>46859.3</b>

La sezione della trave presenta le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali.

**Saldati Asimmetrici - Doppio T Ali Diverse - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo AcciaioCls ?

Edita Profilo Utente  
 Aggiungi Modifica Elimina

Ordina per  
 Wy1  
 ly  
 g

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]  
 l<sub>0y</sub> 0 l<sub>0z</sub> 0

UTENTE N<sub>Sd</sub> [kN] 0

Designation	g (Kg/m)	h (mm)	b1 (mm)	b2 (mm)	tw (mm)	tf1 (mm)
Asimm 1	188.4	1 240	250	350.00	10.00	20.00
Asimm 2	232.4	1 500	250	500.00	10.00	20.00
Prova GELFI	972.8	1 500	900	600.00	16.00	80.00
Prova1	1 287.8	2 375	900	1 300.00	22.00	40.00
Fabrizio	1 323.2	2 200	900	1 300.00	16.00	55.00
▶ Trave San Giacomo	1 587.3	2 900	900	1 200.00	20.00	70.00

Plotta

Trave San Giacomo

N<sub>by,Rd</sub> [kN] 55 502 M<sub>cy,Rd</sub> [kNm] 64 702  
 N<sub>bz,Rd</sub> [kN] 55 502 ? M<sub>cz,Rd</sub> [kNm] 8 077 ?  
 V<sub>ply,Rd</sub> [kN] 10 775 ! V<sub>plz,Rd</sub> [kN] 24 595

g (Kg/m): 1 587 r (mm): 0 W<sub>pl,y</sub> (cm3): 240 581  
 h (mm): 2 900 A (cm2): 2 022 i<sub>y</sub> (cm): 126.8  
 b1 (mm): 900 ly (cm4): 32 506 11 iz (cm4): 1 433 4 iz (cm): 26.63  
 b2 (mm): 1 200 iy (cm4): 203 550 W<sub>z</sub> (cm3): 23 891 IT (cm4): 24 746  
 tw (mm): 20 W<sub>y1</sub> (cm3): 249 463 W<sub>pl,z</sub> (cm3): 39 651 I<sub>w</sub> (cm6): 22 785 409  
 tf1 (mm): 70 W<sub>y2</sub> (cm3): 249 463 W<sub>pl,z</sub> (cm3): 39 651 I<sub>w</sub> (cm6): 22 785 409  
 tf2 (mm): 70 W<sub>y2</sub> (cm3): 249 463 W<sub>pl,z</sub> (cm3): 39 651 I<sub>w</sub> (cm6): 22 785 409

Classe Sezione  
 Compressione 4  
 Flessione My 4  
 Flessione Mz 3 ?  
 Presso-Flessione 4

Verifiche  
 Presso Flessione  
 Svergolamento

Eseguendo la verifica secondo il metodo elastico si ha pertanto:

$$\sigma_{MAX} = N_{Ed}/A + M_{Ed}/W_{el,y} = 30.1 + 232.7 = 262.9 \text{ MPa} < f_{yd} = 319.0 \text{ MPa}.$$

La verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico del materiali.

## Verifica a taglio agli appoggi

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
31	0	SLU-N02	Combination	632.6	-3455.2	322.2	5.2	82.4	522.9
31	0.3	SLU-N02	Combination	632.7	-3451.2	322.2	5.2	-14.3	1559.3
31	0.6	SLU-N02	Combination	632.8	-3447.3	322.2	5.2	-111.0	2594.4
32	0	SLU-N02	Combination	97.5	-3855.5	447.5	11.1	194.2	3020.4
32	0.5	SLU-N02	Combination	97.7	-3848.4	447.5	11.1	-29.6	4947.1
32	1	SLU-N02	Combination	97.9	-3841.2	447.5	11.1	-253.5	6870.2
33	0	SLU-N02	Combination	-14.6	-3552.9	462.0	11.8	172.5	7193.7
33	0.5	SLU-N02	Combination	-14.4	-3545.5	462.0	11.8	-58.6	8969.0
33	1	SLU-N02	Combination	-14.2	-3537.9	462.0	11.8	-289.7	10740.5
			<b>MAX</b>	<b>632.8</b>	<b>-3447.3</b>	<b>462.0</b>	<b>11.8</b>	<b>194.2</b>	<b>10740.5</b>
			<b>MIN</b>	<b>-14.6</b>	<b>-3855.5</b>	<b>322.2</b>	<b>5.2</b>	<b>-289.7</b>	<b>522.9</b>

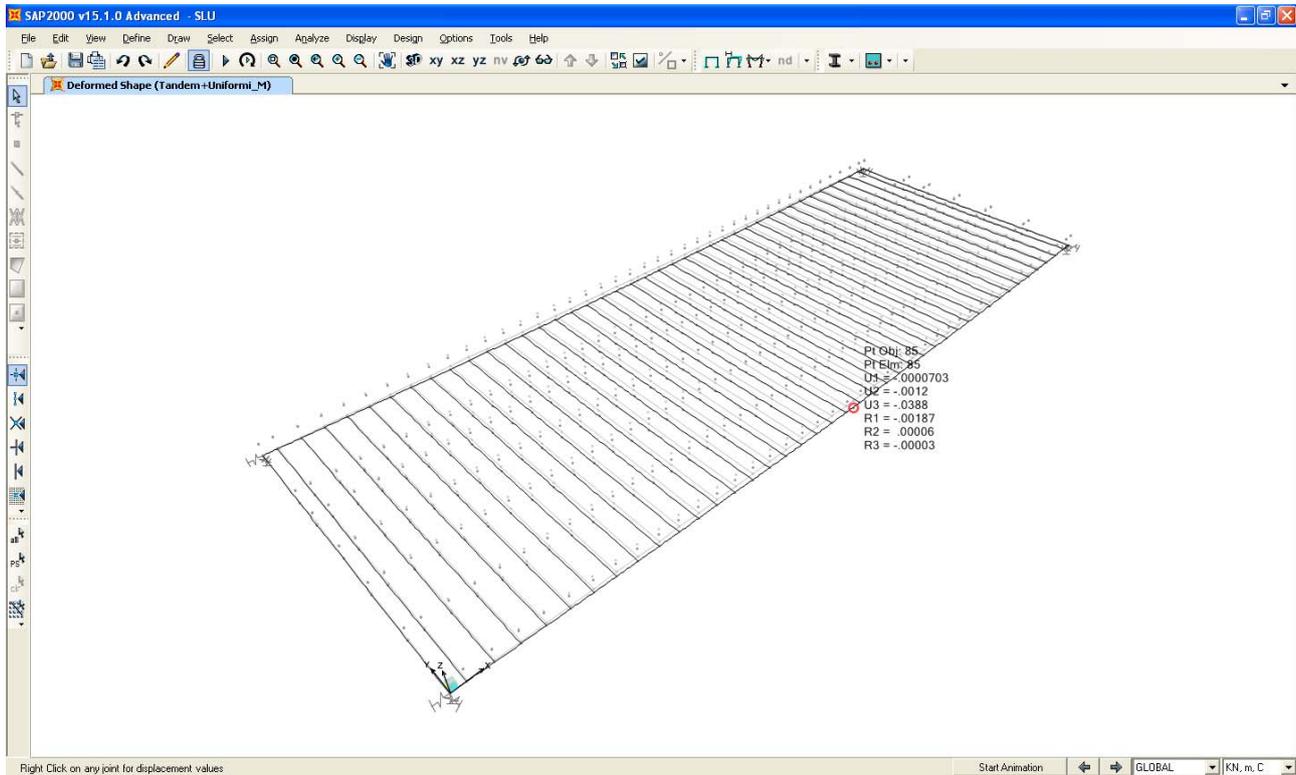
Eseguendo la verifica secondo il metodo elastico si ha pertanto:

$$\tau_{\text{MAX}} = V_{\text{Ed}}/A_v = 3855.5/(2.0*0.02)*1000 = 96.4 \text{ MPa} < f_{\text{yd}}/3^{0.5} = 195.2 \text{ MPa}.$$

La verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

### 6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE

Ai fini della deformabilità si è determinato il massimo abbassamento dell'impalcato causato dai carichi mobili e si è rapportato al valore di L/900 considerato accettabile per la tipologia di opera in oggetto (cavalcavia di viabilità interferita). Il massimo spostamento in campata è pari a circa 39 mm, pertanto:



$$V_{\max} = 39 \text{ mm} \cong L/1000.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 6.5.3. Dimensionamento traversi di impalcato

Il dimensionamento dei traversi di impalcato è stato eseguito tramite calcoli semplificati e cautelativi schematizzando il singolo traverso come trave semplicemente appoggiata alle estremità su una luce pari a 15.1 m. L'interasse previsto per i traversi è pari a circa 1.0 m e il calcolo è stato eseguito considerando due differenti fasi.

#### FASE 1

In questa fase si ha come sezione resistente il solo traverso metallico caricato dal peso proprio, dal peso della soletta gettata non ancora collaborante e da un carico aggiuntivo di cantiere assunto pari a 1.50 KPa. Essendo il traverso schematizzato come una trave semplicemente appoggiata alle estremità si ha:

- $q_1$  (peso proprio)  $\cong 2.0 \text{ KN/m}$ ;

- $q_2$  (soletta) =  $0.30 \cdot 26 \cdot 1 = 7.8$  KN/m;
- $q_3$  (cantiere) =  $1.50 \cdot 1 = 1.5$  KN/m.

$$M_{Ed} = 1.35 \cdot (q_1 + q_2) \cdot L^2 / 8 + 1.5 \cdot q_3 \cdot L^2 / 8 = 441.2 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (sezione di mezzzeria);}$$

$$V_{Ed} = 1.35 \cdot (q_1 + q_2) \cdot L / 2 + 1.5 \cdot q_3 \cdot L / 2 = 116.9 \text{ KN} \text{ (sezione di estremità).}$$

Il profilato assunto in progetto ha le seguenti caratteristiche (si indica con asse y l'asse d'inerzia parallelo alle ali del profilato: asse "forte").

**Saldati Simmetrici - Doppio T Ali Uguali - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Giunto Flangiato AcciaioCls ?

Ordina per:  Wy  ly  g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm<sup>2</sup>): 355 fu: 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: l<sub>0y</sub>: 0 l<sub>0z</sub>: 0

Aggiorna Tabella N<sub>Sd</sub> [kN]: 0

Designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)
S10051-interna	171.0	400	300	14.50	28.00	0.00
S10051-traverso tes	202.2	674	300	14.50	28.00	0.00
Utente 1	181.5	1 000	260	8.00	30.00	10.00
Traverso Panaro	246.5	800	500	15.00	20.00	0.00
Utente 2	194.1	1 200	260	8.00	30.00	10.00
▶ Traverso San Possid	168.4	480	300	15.00	25.00	0.00

Plotta

Traverso San Possid

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 7 252 N<sub>cy,Rd</sub> [kNm]: 1 388  
 N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 7 252 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm]: 388.5  
 V<sub>plz,Rd</sub> [kN]: 1 259 V<sub>plz,Rd</sub> [kN]: 2 928

g (Kg/m): 168.4 h (mm): 480  
 b (mm): 300 A (cm<sup>2</sup>): 214.5 iy (cm): 20.21 iz (cm): 7.246  
 tw (mm): 15 ly (cm<sup>4</sup>): 87 651 lz (cm<sup>4</sup>): 11 262 IT (cm<sup>4</sup>): 360.9  
 tf (mm): 25 Wy (cm<sup>3</sup>): 3 652 Wz (cm<sup>3</sup>): 750.8 lw (cm<sup>6</sup>): 5 828 837  
 r (mm): 0 Wpl,y (cm<sup>3</sup>): 4 106 Wpl,z (cm<sup>3</sup>): 1 149

Classe Sezione: Compressione 2, Flessione My 1, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione, Svergolamento

Si ha quindi:

$$\sigma_{MAX} = 120.8 \text{ MPa (mezzzeria)} < f_{yd} = 338.1 \text{ MPa};$$

$$\tau_{MAX} = 16.2 \text{ MPa (estremità)} < f_{yd} / 3^{0.5} = 195.2 \text{ MPa}.$$

In questa fase è stata valutata anche la verifica di stabilità flessio-torsionale (svergolamento) in quanto i traversi risultano inflessi nel piano dell'anima e non presentano ritegni allo sbandamento per flessio-torsione continui lungo il loro sviluppo. La verifica di stabilità flessio-torsionale è soddisfatta se (punto 4.2.4.1.3.2 del D.M. 14/01/2008):

$$M_{Ed}/M_{b,Rd} < 1$$

Nel caso in esame, utilizzando il programma "Profili v.7.7", si hanno i seguenti risultati in termini di momento di instabilità torsionale elastica-Euleriana (la luce di calcolo ai fini di tale verifica è assunta pari alla distanza tra i profilati longitudinali che costituiscono di fatto vincolo per la deformazione a torsione e a flessione nel piano):

**Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #...**

Traverso San Poss

Acciaio S355 (Fe510)  
 fy (N/mm2) 355

z<sub>a</sub> [mm] 240    L [m] 7 = l<sub>0z</sub> [m]

Coefficienti C  
 ? Momenti all'estremità    ? Carichi trasversali  
 C<sub>1</sub> 1.132    C<sub>2</sub> 0.459    C<sub>3</sub> 0.525

Coefficienti di lunghezza efficace  
 k 1    k<sub>ψ</sub> 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M<sub>cr</sub> [kNm] = 1 313    M<sub>e,Rd</sub> [kNm] = 1 388

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 1.054$      $\chi_{LT} = 0.509$     M<sub>b,Rd</sub> [kNm] = 707.3

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N<sub>Sd</sub> [kN] 0.0    M<sub>y,Sd</sub> [kNm] 0.0    M<sub>z,Sd</sub> [kNm] 0.0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b2,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{7252} + \frac{1 \times 0}{707.3} + \frac{1 \times 0}{388.5}$

= 0 + 0 + 0 = 0

OK

Si ha pertanto:

$$M_{b,Rd} = 707.3 \text{ KN*m};$$

$$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## **FASE 2**

In questa fase si ha come sezione resistente la sezione composta traverso metallico + soletta collaborante di larghezza pari a 1.0 m. I carichi agenti sono ancora il peso proprio della soletta, i carichi permanenti portati (assunti pari a 4.0 KPa) ed i carichi mobili (si trascura il peso proprio del trasverso):

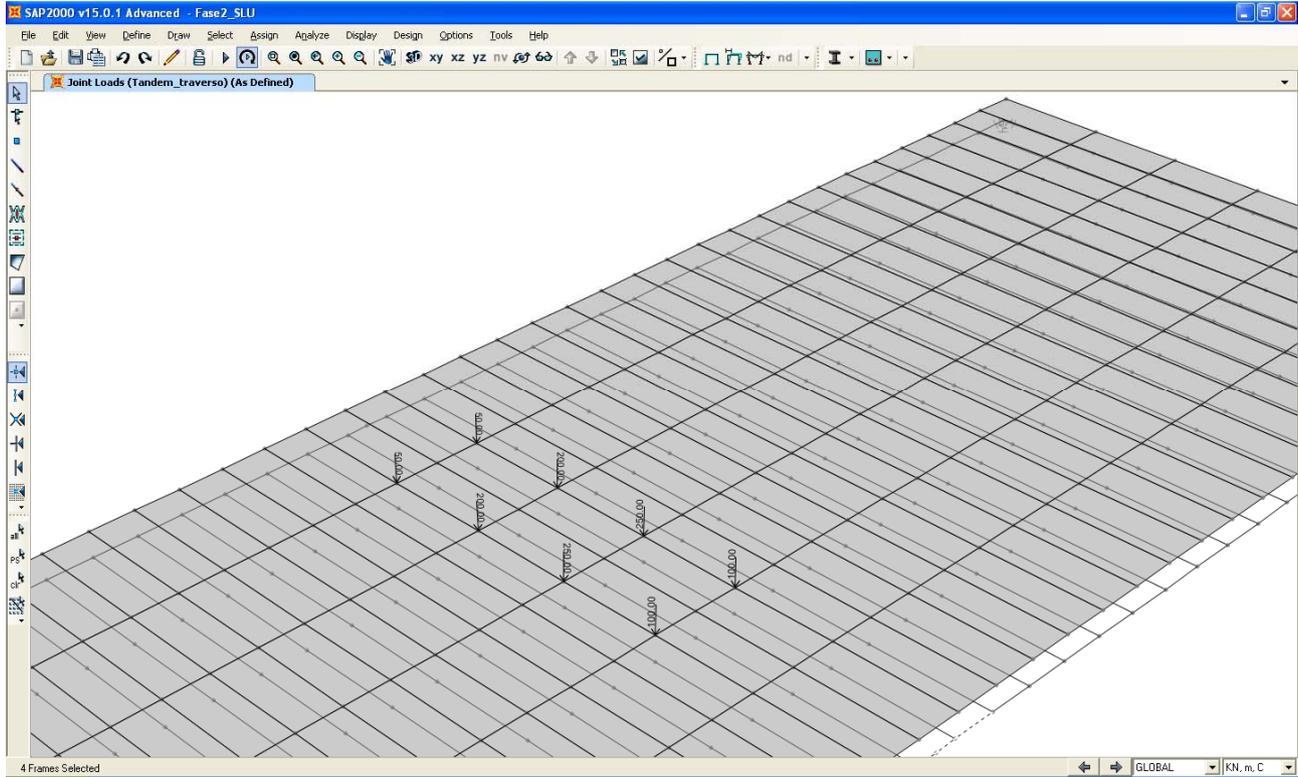
- $q_1$  (soletta) =  $0.30 \cdot 25 \cdot 1 = 7.5$  KN/m;
- $q_2$  (permanentemente portati) =  $4 \cdot 1 = 4.0$  KN/m.

I momenti flettenti e le azioni taglianti dovuti a questi carichi valgono:

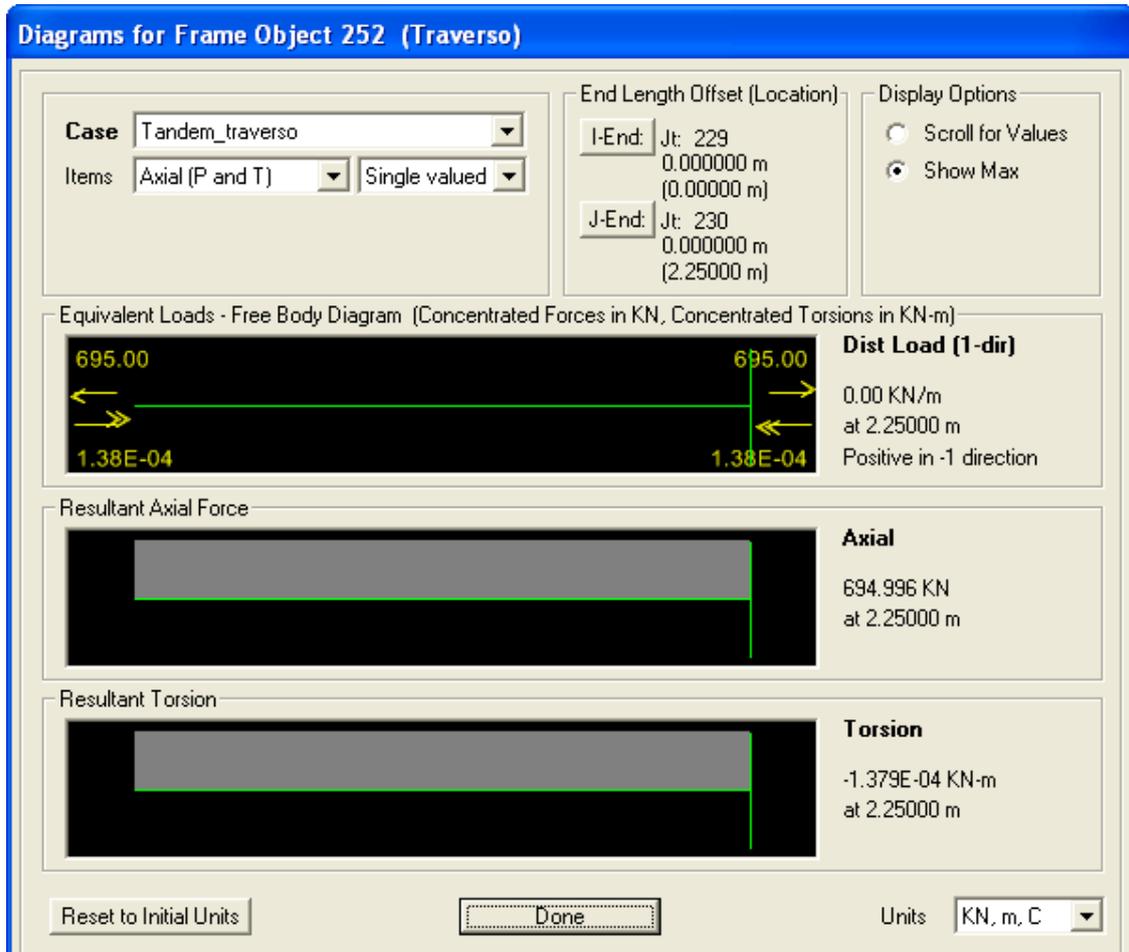
$$M_{Ed} = 1.35 \cdot (q_1 + q_2) \cdot L^2 / 8 = 442.5 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (sezione di mezzzeria);}$$

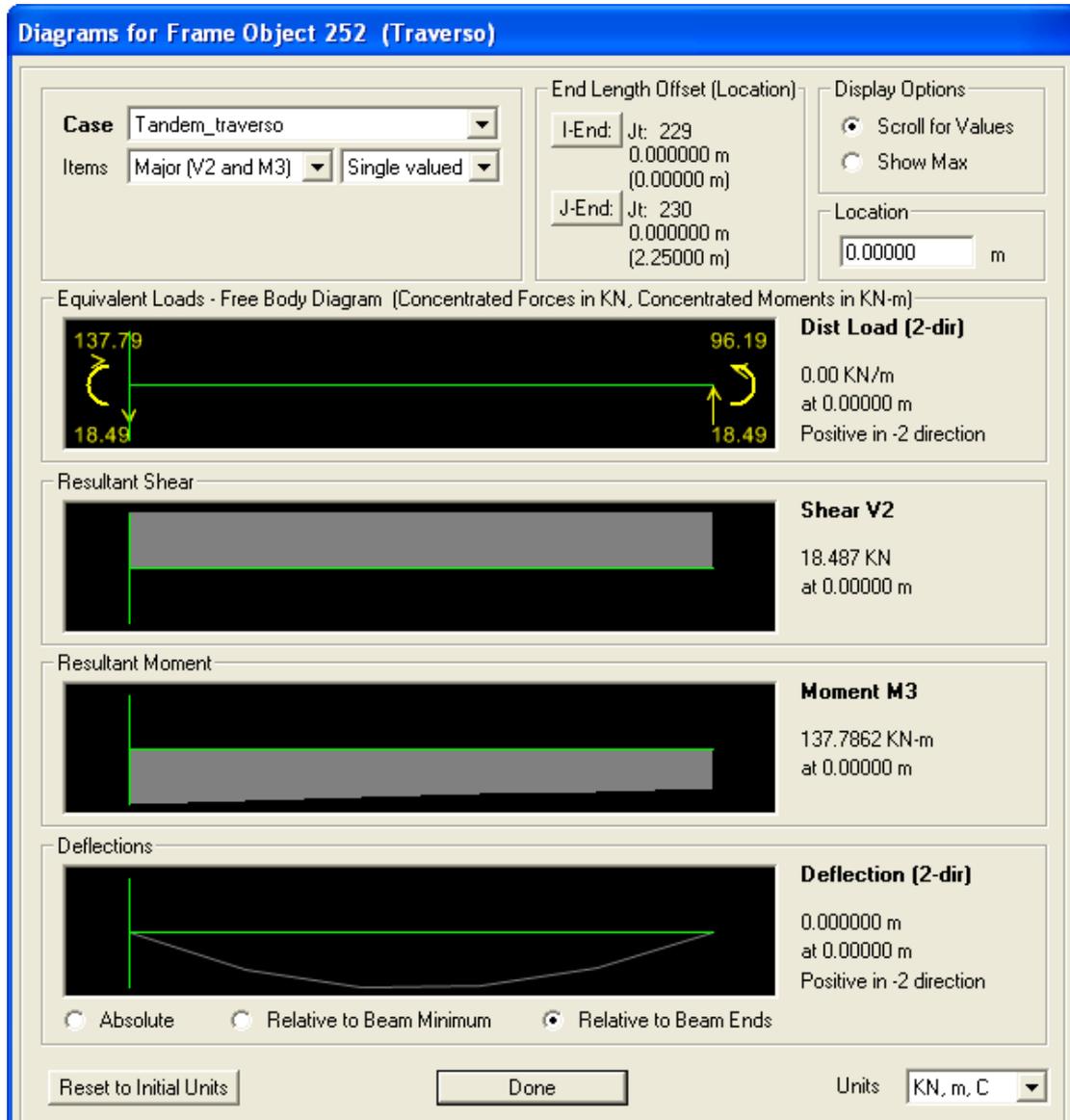
$$V_{Ed} = 1.35 \cdot (q_1 + q_2) \cdot L / 2 = 117.2 \text{ KN} \text{ (sezione di estremità).}$$

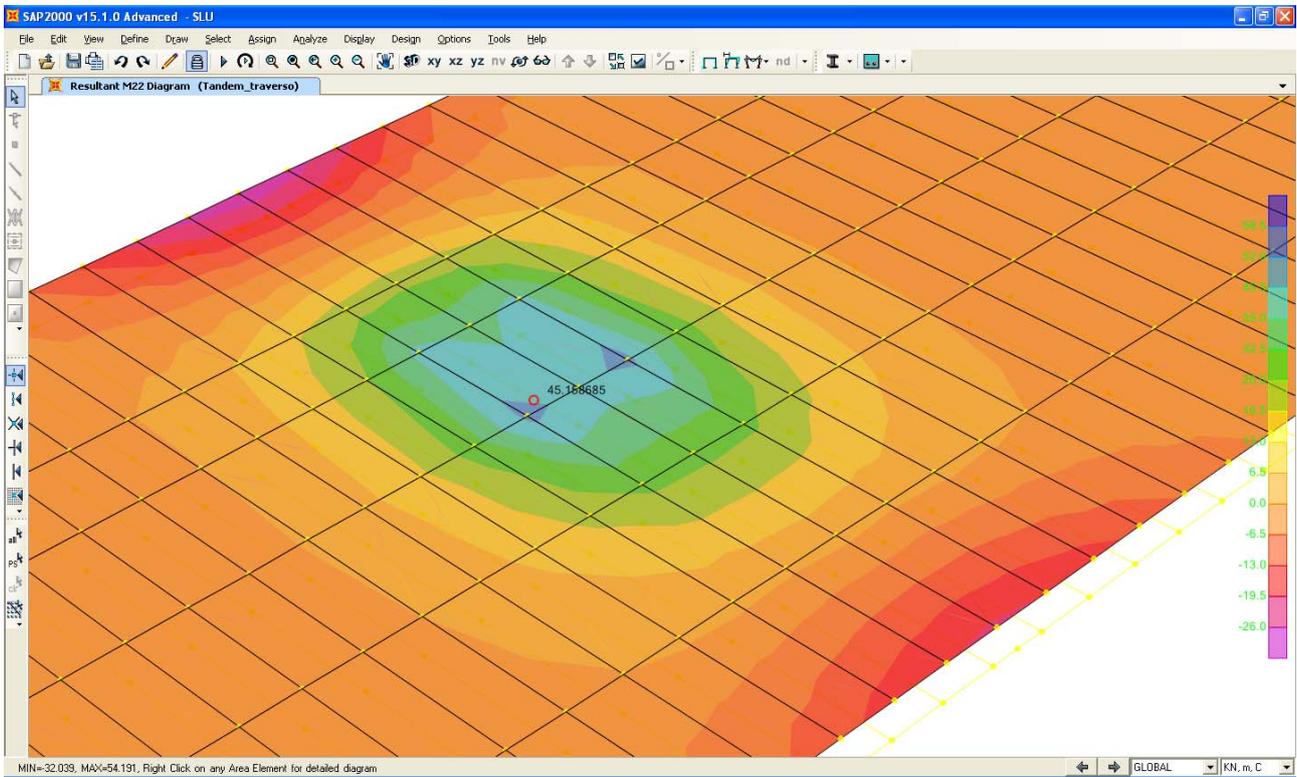
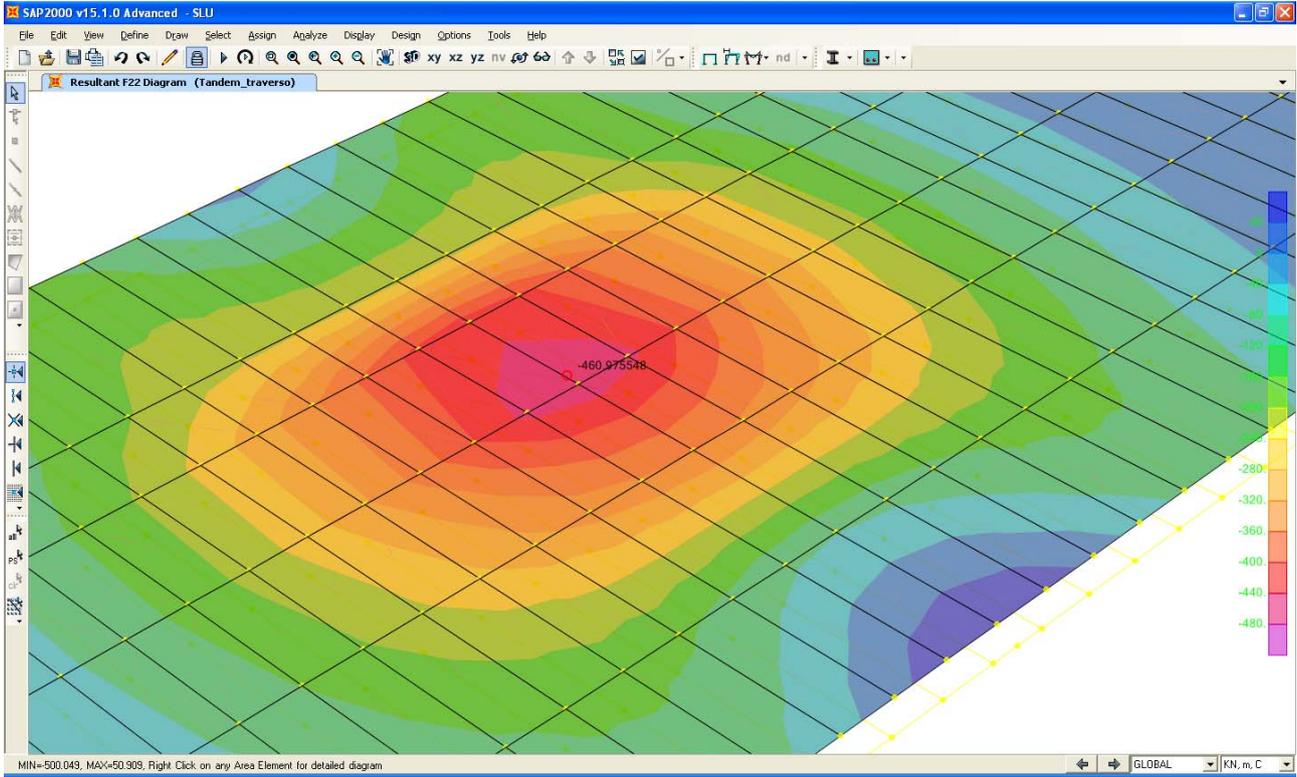
Per i carichi mobili, vista la geometria in gioco, il caso peggiore è quello di un triplo veicolo convenzionale Tandem posizionato nella zona centrale del traverso e, in aggiunta, i carichi distribuiti corrispondenti alle tre corsie. In presenza di un carico concentrato, però, è estremamente penalizzante (oltre che teoricamente non corretto) attribuirne l'intero valore ad un solo traverso in quanto la soletta funge da ripartitore del carico in virtù del comportamento a latta caricata ortogonalmente al piano. Questo concetto sembra essere particolarmente importante nel caso in esame visto il ridotto interasse dei traversi ed il relativo spessore della soletta rispetto all'altezza dei traversi: per questo si è assegnato al modello agli elementi finiti completo 8 forze concentrate in modo da rappresentare l'azione di un triplo Tandem: si veda la Figura seguente.



Dal modello completo in SAP2000 si ottengono i seguenti valori sul traverso metallico e sulla soletta collaborante.



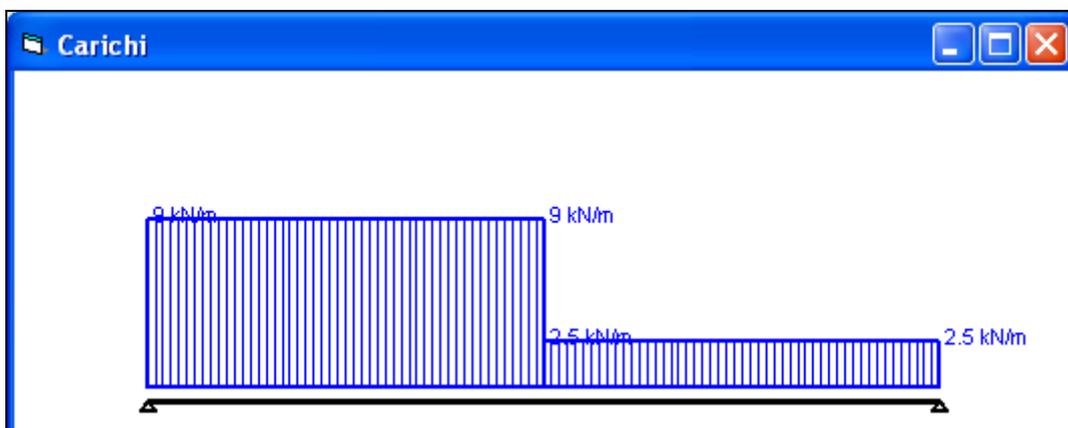




Si ha il seguente momento flettente massimo (eseguendo il calcolo sulla sezione composta):

$$M \cong 374.3 \text{ KN*m.}$$

Per i carichi uniformi dovuti alle corsie convenzionali è possibile, agendo in maniera cautelativa, pensare che metà traverso sia caricato con 9.0 KPa e l'altra metà con 2.5 KPa. Si ha cioè quanto segue.



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

**Vincoli**  
 App. - App.  
 Inc. - Inc.  
 Inc. - App.  
 Mensola  
 Fondazione

**N° Carichi dist. TRAPEZI**  **Zoom**

N°	q1	q2	d1	d2
1	9	9	0	7.55
2	2.5	2.5	7.55	15.1

**N° Carichi CONCENTRATI**  **Zoom**

**N° Coppie CONCENTRATE**  **Zoom**

Luce  m J  cm<sup>4</sup> **Sezione**  
 E  MPa  Distanze parziali

**Risultati**

Reazioni vincolari				
MA	kNm	<input type="text" value="0"/>	MB	<input type="text" value="0"/>
RA	kN	<input type="text" value="55.68"/>	RB	<input type="text" value="31.14"/>
ΦA	[rad]	<input type="text" value="0.001535"/>	ΦB	<input type="text" value="0.001332"/>
max M+		<input type="text" value="172.2"/>	x max M+	<input type="text" value="6.191"/>
max M-		<input type="text" value="0"/>	x max M-	<input type="text" value="0"/>
f max	m	<input type="text" value="0.00678"/>	x f max	<input type="text" value="7.248"/>

**Diagrammi**  
 Visualizza  
 M  V  C **Stampa**

**Risultati all'ascissa x**

x	M(x)	V(x)	f(x)
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="55.68"/>	<input type="text" value="0"/>

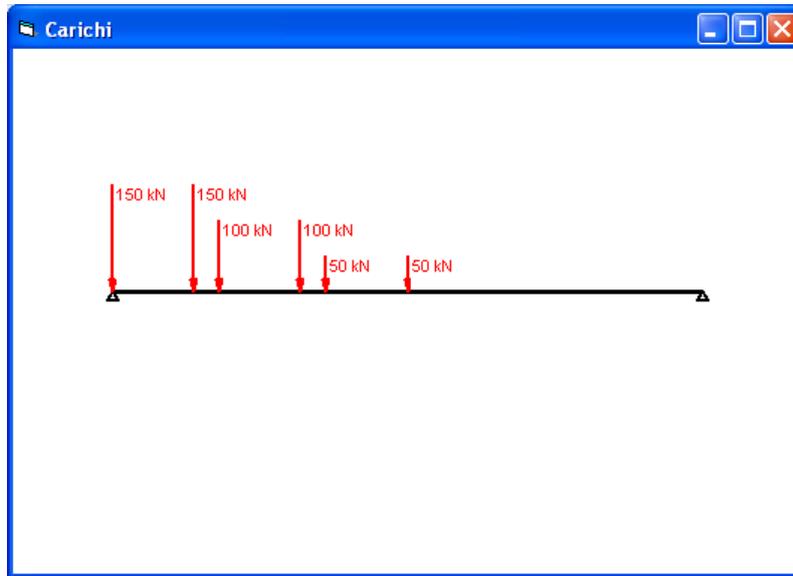
N° sezioni di calcolo  **Calcola**

Considerando il contributo di tutti i carichi si ha il seguente valore del massimo momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 442.5 + 1.35 \cdot 374.3 + 1.35 \cdot 172.2 = 1180.3 \text{ KNm.}$$

Considerando la sezione composta si ha quanto segue.





**Trave 1 Campata - File: Traverso**

File Unità Opzioni ?

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

**Vincoli**

- App. - App.
- Inc. - Inc.
- Inc. - App.
- Mensola
- Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m:  Zoom

N° Carichi CONCENTRATI kN:  Zoom

N°	d
1	0
2	2

N° Coppie CONCENTRATE kNm:  Zoom

Luce:  m J:  cm<sup>4</sup> Sezione

E:  MPa  Distanze parziali

**Risultati**

Reazioni vincolari				
MA	kNm	<input type="text" value="0"/>	MB	<input type="text" value="0"/>
RA	kN	<input type="text" value="480.8"/>	RB	<input type="text" value="119.2"/>
φ <sub>A</sub>	[rad]	<input type="text" value="0.008938"/>	φ <sub>B</sub>	<input type="text" value="0.006860"/>
max M+		<input type="text" value="1 004"/>	x max M+	<input type="text" value="5"/>
max M-		<input type="text" value="0"/>	x max M-	<input type="text" value="0"/>
f max	m	<input type="text" value="0.03723"/>	x f max	<input type="text" value="6.946"/>

**Diagrammi**

Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	→ 0	330.8	0

N° sezioni di calcolo:

La massima azione tagliante è data dalle somma dei tagli dovuti ai vari carichi in gioco (peso proprio + carichi permanenti, carichi mobili distribuiti, triplo Tandem):

$$V_{Ed} = 117.2 + 1.35 \cdot (480.8 + 55.7) = 841.5 \text{ KN} < V_{pl,y,Rd} = 1405.4 \text{ KN}$$

Dove con  $V_{pl,y,Rd}$  si indica l'azione resistente a taglio del solo profilo metallico assunto.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### 6.5.4. Dimensionamento del sistema di isolamento sismico

Le caratteristiche generali del sistema di isolamento sismico previsto sono descritte al punto 6.4.

Nelle tabelle seguenti si riportano le massime azioni verticali agente per la combinazione di calcolo maggiormente vincolate in condizione statica e sismica. (con gli indici 1, 2, 3 e 4 si indicano i 4 isolatori sismici).

STATICA		SISMICA	
Joint	F3	Joint	F3
Text	KN	Text	KN
1	5193.6	1	2604.4
2	4207.9	2	2601.9
3	4509.7	3	2605.1
4	3929.7	4	2603.8

La tabella seguente riporta gli spostamenti orizzontali registrati dagli isolatori per la combinazione di carico maggiormente vincolante sia in condizione statica che in condizione sismica SLC; U1 indica lo spostamento orizzontale longitudinale, U2 lo spostamento orizzontale trasversale.

Joint	STATICA			SISMICA		
	U1	U2	U <sub>TOT</sub>	U1	U2	U <sub>TOT</sub>
Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	-20.0	-60.0	63.2	-211.6	-204.6	220.4
2	20.0	-60.0	63.3	211.7	-204.2	220.4
3	-18.8	60.0	62.9	-211.7	204.6	220.4
4	18.7	60.0	62.9	211.6	204.2	220.3

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori devono garantire spostamenti orizzontali pari a **250 mm**.

#### 6.5.5. Dimensionamento dei giunti di dilatazione

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione posti alle estremità dell’impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti sono stati previsti secondo i seguenti indici prestativi:

- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell’opera (SLE) per le variazioni termiche, l’azione di frenatura, l’azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- Devono garantire la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- Devono evitare, in termini di distanza strutturale tra la spalle e la testata della soletta, fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Nelle Tabelle seguenti si riportano i valori degli spostamenti massimi dei nodi di estremità impalcato in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) per le combinazioni di carico maggiormente gravose in condizione sismica SLD e per la condizione sismica SLC (la condizione statica non risulta dimensionante).

	SLC			SLD	
	<b>U1</b>	<b>U2</b>		<b>U1</b>	<b>U2</b>
	m	m		m	m
MAX	208.0	203.2	MAX	70.6	65.6
MIN	-208.1	-203.2	MIN	-70.7	-65.6

Si prevede pertanto l'adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

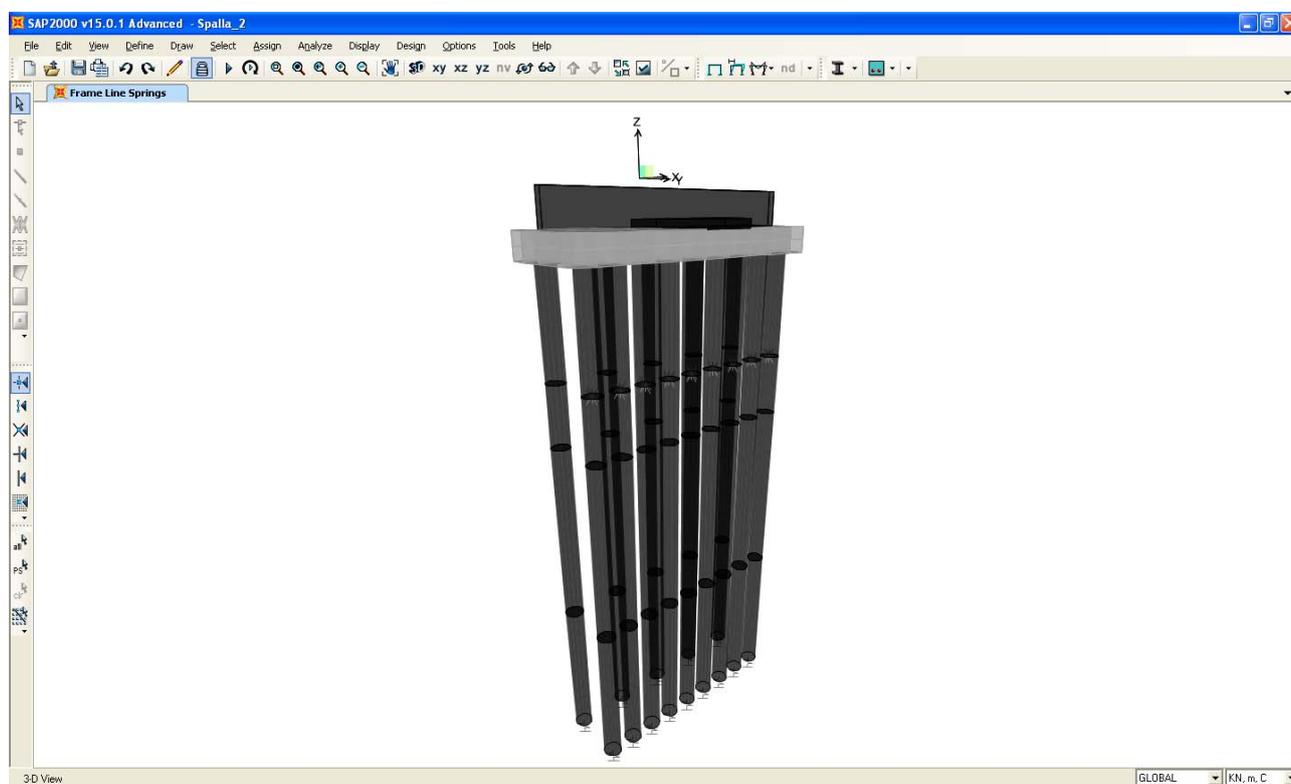
- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 75 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 70 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 210 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 210 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 210 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

## 7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE

Il dimensionamento dei pali della spalla è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.15.0.1 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza del muro paraghiaia: 2.0 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 17.5 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.4 m;
- Spessore platea di fondazione: 1.5 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 5.6 m;
- Larghezza platea di fondazione: 17.5 m;
- Numero di pali: 14;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 30.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il muro paraghiaia e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thin shell”;
- Il collegamento tra base del paraghiaia, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni “joint constrains” a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza  $K_n = 3928$  KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m a partire dalla profondità di 5.50 m dalla testa palo, pari a  $K_n = 13748$  KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 10.0 m, pari a  $K_n = 37807$  KN/m/m per il terzo tratto di lunghezza 10.5 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza  $K_n = 650000$  KN/m;
- A profondità pari a 5.50 m a partire da sommità dei pali è stato inserito per i pali frontali un vincolo rigido alla traslazione orizzontale per simulare il contrasto che la soletta del muro ad U su pali fornisce ad eventuali spostamenti orizzontali. Sempre in virtù di questa interazione la verifica della capacità portante dei pali (singoli e in gruppo) per carichi orizzontali viene trascurata.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la spalla;
- Al nodo di sommità dell’elemento “frame” schematizzante il punto di contatto tra impalcato e spalla si sono assegnati i carichi trasmessi dall’impalcato. In particolare si veda la tabella seguente (l’azione verticale N è considerata positiva se diretta verso il basso).

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>
	KN	KN-m	KN
<b>PERMANENTI</b>	4619.1	0.0	0.0
<b>VENTO</b>	0.0	226.5	-113.4
<b>VEICOLI</b>	2568.5	3842.2	0.0

Va qui segnalato che secondo quanto riportato al punto 7.10.6.2.1 della normativa vigente, la combinazione delle sollecitazioni trasmesse dall’impalcato alla sottostruttura e di quelle derivanti dai carichi assegnati direttamente ad essa può essere effettuata mediante la regola SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati). Si è verificato tramite il modello di calcolo realizzato che l’applicazione delle azioni trasmesse dall’impalcato incide assai poco (generalmente nell’ordine del 1% ÷ 2%) sulle sollecitazioni ottenute sui pali dai soli carichi applicati direttamente alla spalla:

pertanto si trascurano ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali le azioni sismiche trasmesse dall'impalcato alla spalla.

- All'elemento "frame" schematizzante il paraghiaia si è assegnata la spinta del terreno a tergo del muro stesso considerata agente in stato "a riposo" per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

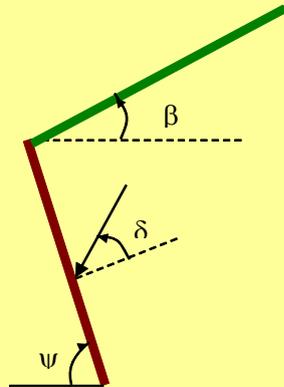
*Da sommità paraghiaia a intradosso fondazione:*

Angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi' = 23.5^\circ$ ;

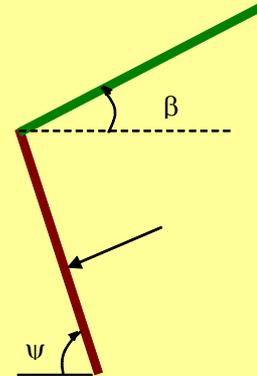
Peso dell'unità di volume del terreno  $\gamma = 18.0 \text{ KN/mc}$ ;

Coefficiente di spinta a riposo (condizione statica)  $k_0 = 0.601$ .

Per quanto attiene ai parametri utilizzati in condizione sismica si deve precisare che l'influenza del coefficiente sismico verticale  $K_v$  sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di Mononobe- Okabe è circa pari al 5%. In virtù di tale considerazione si assume un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso  $k_v=0$ , mentre si considera  $K_v$  per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.



Active earth pressure



Passive earth pressure

### INPUT DATA

Case:	1	(-)
1 "Water table level under the supporting structure"		
2 "Impermeable soil in seismic condition under the water table"		
3 "High seismic permeability soil under the water table"		
$\phi$ = shear resistance angle of soil	23.5	(<45°)
$\psi$ = batter of soil wall side with horizontal	90.0	(°)
$\beta$ = slope of soil surface with horizontal	0.0	(°)
$\delta$ = friction angle wall-soil	0.0	(°)
$\gamma$ = natural soil unit weight	18.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_d$ = dry soil unit weight	18.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_w$ = water unit weight	8.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$k_h$ = horizontal seismic coefficient	0.329	(-)
$k_v$ = vertical seismic coefficient	0.000	(-)

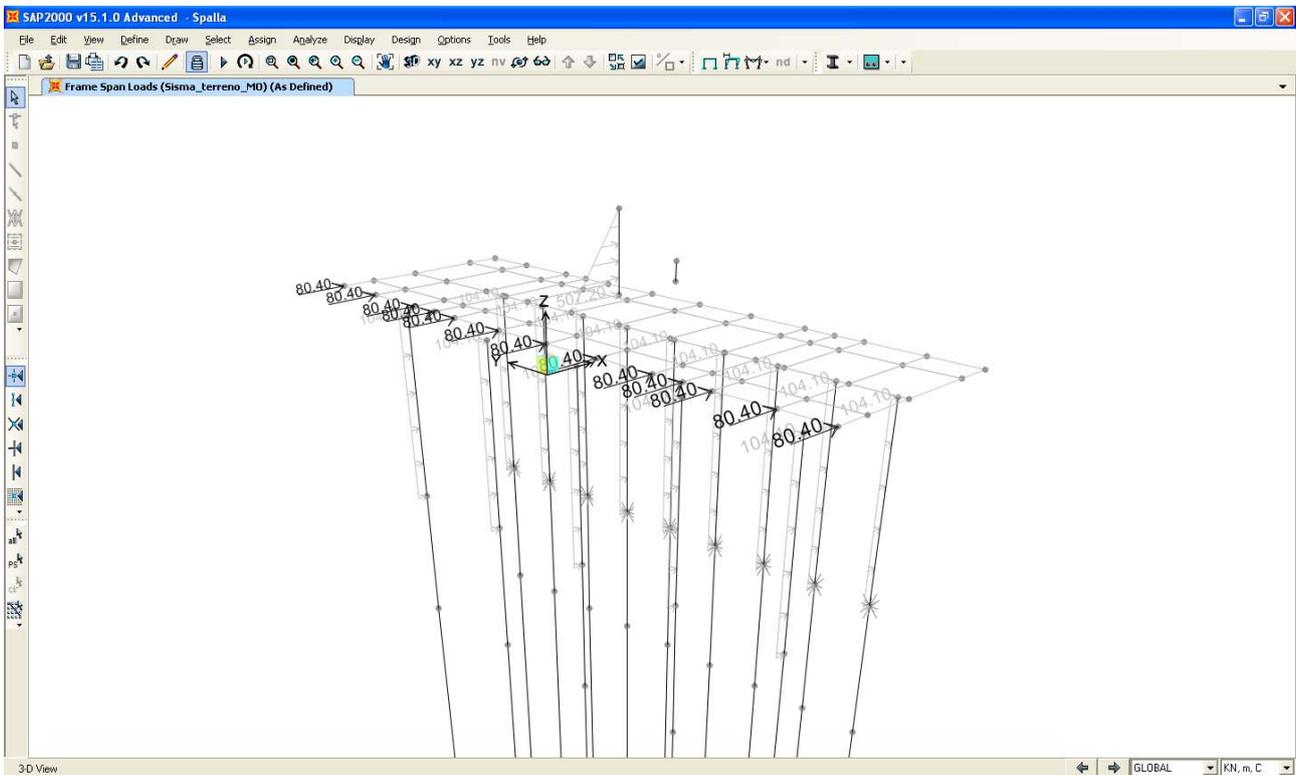
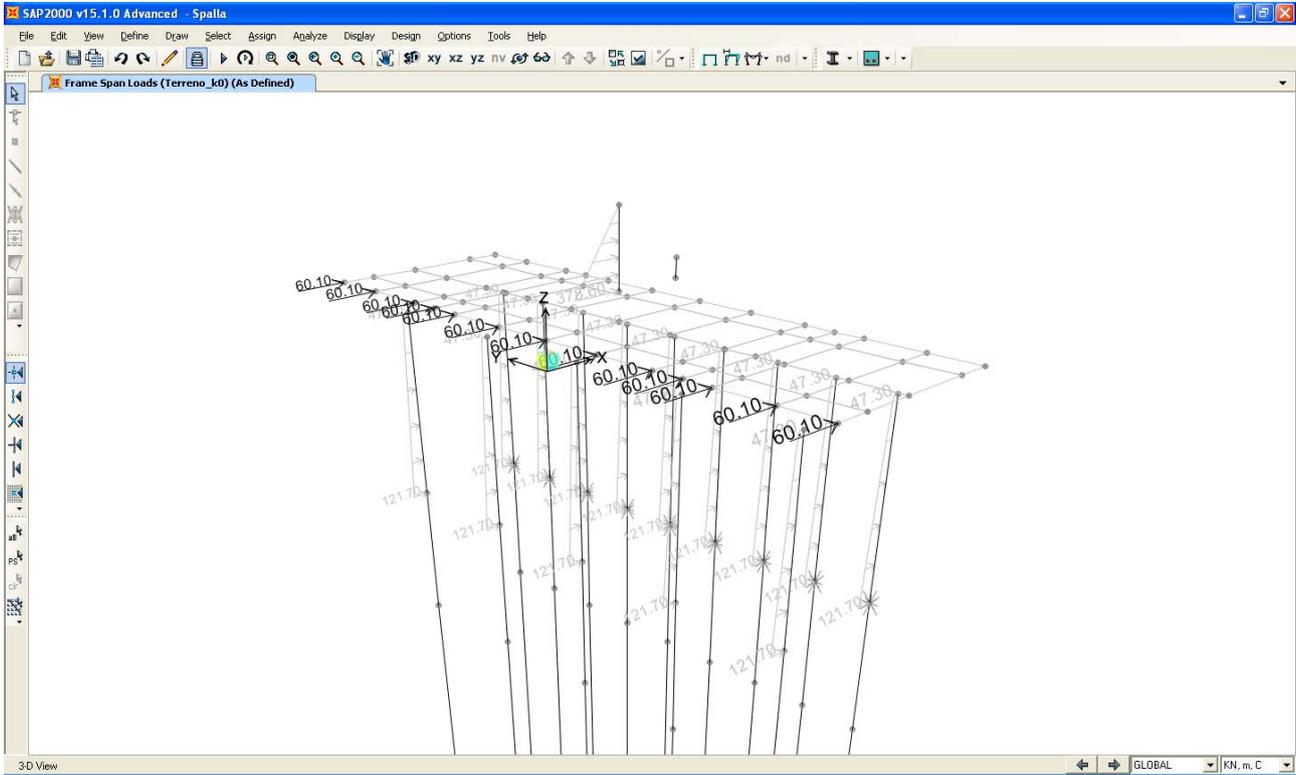
### OUTPUT

#### Seismic conditions (Mononobe-Okabe)

$k_a$	0.767
$k_p$	1.70

$$K_{a,assunto} = 0.767 * 1.05 = 0.805$$

Considerando una larghezza di spalla pari a 17.5 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.



Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.329 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

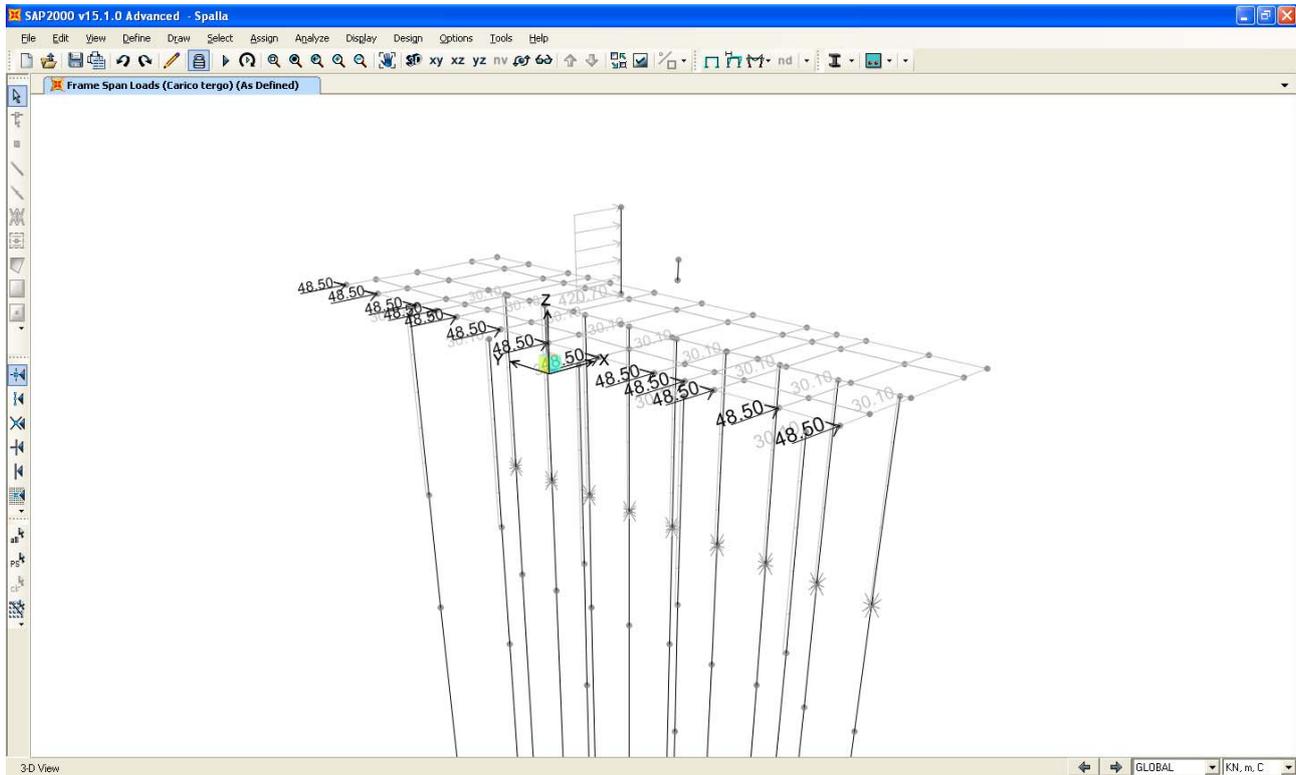
$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.329 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali inclusi) un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.165 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.165 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda il carico mobile agente a tergo della spalla, si è fatto riferimento a quanto indicato nella C.M. 617/2009. In particolare si è considerata la presenza di tre corsie di carico dello schema di carico 1 e la presenza di ulteriori 2.50 KPa nella porzione laterale rimanente. Considerando il valor medio della pressione risultante da tale carico tra la superficie e la base della spalla, si assume:

$$q = 40.0 \text{ KPa}.$$



- Per quanto riguarda il peso del terreno imbarcato, si è assegnato un carico uniformemente distribuito sulla superficie degli elementi "areas" interessati. Il valore assegnato vale:

$$q_{t,imb} = 18 \cdot 2 = 36.0 \text{ KPa.}$$

In accordo con il punto 7.9.5.6 delle NTC08, il dimensionamento della spalla in condizione sismica è stato eseguito separatamente per la direzione longitudinale e trasversale; in particolare, data la geometria della spalla e il fatto che l'impalcato è isolato sismicamente, si trascura l'analisi trasversale in quanto non dimensionante i pali della spalla.

Si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico per lo SLU e SLV.

SPALLA - SLU/SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
VENTO	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - $N_{MAX}$	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - $M_{MAX}$	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - $N_{MIN}$	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

SPALLA - SLE FR	1	2	3	4
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.00	1.00	1.00	1.00
VENTO	0.00	0.00	0.00	0.20
VEICOLI - $N_{MAX}$	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - $M_{MAX}$	0.75	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - $N_{MIN}$	0.00	0.75	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.75	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00

### 7.1.1. Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV

Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio nella sezione di base in quanto maggiormente sollecitata. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenze a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

#### Verifica a pressoflessione

Si ipotizza di armare il paramento con barre di diametro 16 mm ad interasse 200 mm. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni dedotte dalle analisi strutturali (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0	SLU1	Combination	-456.3	511.1	0.0	0.0	0.0	340.7
3	0	SLV1	Combination	-338.0	1136.4	0.0	0.0	0.0	967.3
3	0	SLU2	Combination	-456.3	511.1	0.0	0.0	0.0	340.7
3	0	SLU3	Combination	-338.0	511.1	0.0	0.0	0.0	340.7
3	0	SLV2	Combination	-282.2	1136.4	0.0	0.0	0.0	967.3
3	0	SLU4	Combination	-338.0	511.1	0.0	0.0	0.0	340.7
3	0	SLU5	Combination	-456.3	1647.0	0.0	0.0	0.0	1476.6
3	0	SLU6	Combination	-338.0	1647.0	0.0	0.0	0.0	1476.6
3	0	SLV3	Combination	-393.8	1136.4	0.0	0.0	0.0	967.3

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

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

**Titolo:** SPALLA

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1750	40	1	174.92	6
			2	174.92	34

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

**Tipologia rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

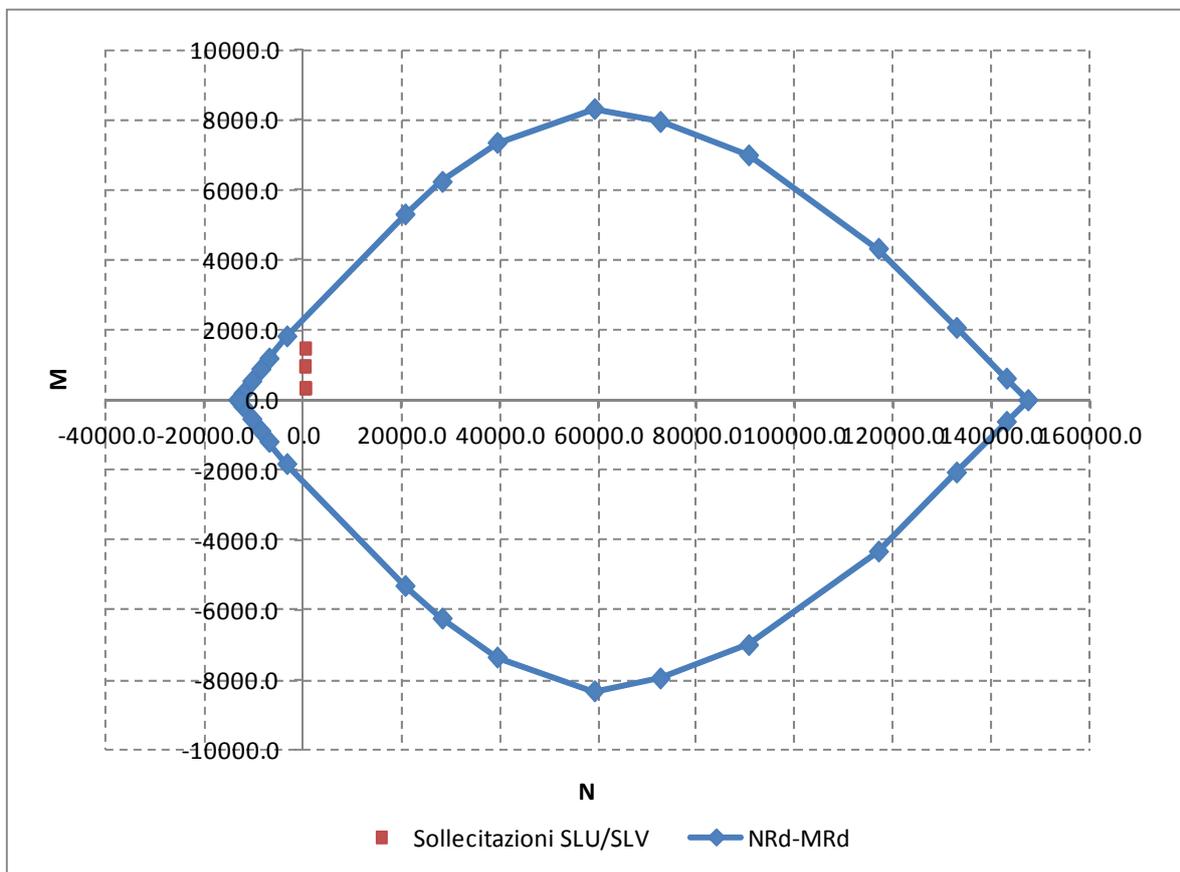
**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

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

**Calcoli:**  
 M<sub>xRd</sub>: 2 421 kNm  
 $\sigma_c$ : -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 24.57 ‰  
 d: 34 cm  
 x: 4.24 x/d: 0.1247  
 $\delta$ : 0.7

**Parametri:**  
 N° rett.: 100  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Calcola MRd Dominio M-N



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale:

- $V_{Ed} = 1647.0 \text{ KN}$ .

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

Dati		
b (mm)	17500.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	400.0	altezza della sezione
d (mm)	340.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	35.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	19.83	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	9.92	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
$A_s$ (mmq)	17492.0	armatura longitudinale
k	1.77	fattore di ingranamento
$v_{min}$	0.49	tensione resistente minima
$\rho_l$	0.0029	rapporto geom. di armatura longit.
$N_{Ed}$ (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
$\sigma_{cp}$ (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
$\alpha_c$	1.00	coefficiente maggiorativo
$V_{Rd}$ (KN)	2893.7	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta. S'intende che sarà prevista un'armatura apposita al taglio non inferiore a quella minima prevista dalla normativa vigente.

### 7.1.2. Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta. Si è poi proceduto ad eseguire la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure, qualora significativo.

**Combinazione frequente**

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente alla base del paramento per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

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

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

Titolo: SPALLA

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1750	40	1	174.92	6
			2	174.92	34

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 338 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 884 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.8  
 τ<sub>c1</sub>: 2.257

σ<sub>c</sub>: -3.56 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 153.7 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.7683 ‰  
 d: 34 cm  
 x: 8.768 x/d: 0.2579  
 δ: 0.7623

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa.

Procedendo al calcolo secondo quanto previsto dal metodo diretto, si è verificato precedentemente se la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio, determinata in ipotesi di sezione interamente reagente, fosse superiore alla sua resistenza a trazione ai fini della formazione delle fessure. Si ha quanto segue.

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

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

**Titolo:** SPALLA

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1750	40	1	174.92	6
			2	174.92	34

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

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

N<sub>Ed</sub>: 0      338 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0      884 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0      0

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

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

**Materiali**  
 B450C      C35/45  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰      ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm²      ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm²      f<sub>cd</sub>: 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub>: 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²      τ<sub>co</sub>: 0.8  
                                  τ<sub>c1</sub>: 2.257

σ<sub>c</sub>: -1.751 N/mm²  
 σ<sub>c</sub>: 1.661 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.08621 ‰

**Verifica**  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 3.21/1.2 = 2.68 \text{ MPa} > \sigma_{max} = 1.7 \text{ MPa.}$$

Pertanto la verifica secondo il metodo diretto non ha significato in quanto le sollecitazioni in gioco risultano inferiori a quelle minime per attivare l'innesco delle fessure (stato limite di formazione delle fessure).

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### **7.1.3. Verifiche di Resistenza dei pali – SLU/SLV**

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione deviata e di taglio lungo diverse sezioni in quanto, data la particolare condizione di vincolamento, non è a detto a priori che la sezione maggiormente sollecitata sia quella di sommità. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente  $M_{Rd,x} - M_{Rd,y}$  per il valore minimo di  $N_{Ed}$  che si registra per le 20 coppie  $M_{Ed,x} - M_{Ed,y}$  che vedono  $M_{Ed,x}$  massimo in valore assoluto (per valori maggiori di  $N$  il diagramma resistente si amplia) e si sono plottate al suo interno le 20 coppie di sollecitazioni  $M_{Ed,x} - M_{Ed,y}$  fornite da tutte le combinazioni in condizione statica e sismica indagate. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano i 20 casi che massimizzano in valore assoluto il valore di  $M_{Ed,x}$  ( $N_{Ed}$  azione assiale positiva se di compressione,  $V_{Ed}$  azione tagliante risultante,  $M_2$  e  $M_3$  momenti flettenti): le sollecitazioni flessionali e taglianti sono state amplificate per 1.2 al fine di tener conto dell'effetto ombra e di bordo dei pali.

NEd	M2	M3	VEd
KN	KN-m	KN-m	KN-m
1626.9	191.1	-4328.8	941.6
1453.7	127.1	-4298.5	934.0
1672.6	-299.7	-4291.4	932.0
1499.4	-235.8	-4261.0	924.4
1828.5	218.0	-4167.2	906.4
1603.3	145.5	-4147.0	901.1
1862.2	-331.1	-4139.6	899.6
1637.0	-258.6	-4119.4	894.1
1767.6	158.5	-4034.1	876.6
2050.5	235.8	-4031.9	877.2
1792.1	-274.3	-4012.5	871.5
2075.0	-351.6	-4010.2	872.2
1933.7	134.7	-3941.0	856.5
1949.2	-247.6	-3925.6	853.1
2272.7	199.4	-3904.5	849.6
2288.2	-312.3	-3889.2	846.3
2033.7	-40.7	-3881.7	843.5
1646.0	182.3	-3842.0	1007.0
1646.0	182.3	-3842.0	1007.0
2403.9	-40.7	-3826.5	832.4
-11.7	297.2	-3002.5	81.2
-11.5	204.1	-2976.7	81.2
-18.6	-398.3	-2966.0	112.9
-18.2	-305.2	-2940.2	112.9
25.7	336.2	-2918.2	89.1
24.6	231.8	-2900.5	89.1
32.2	-443.3	-2890.7	118.9
30.9	-338.9	-2873.0	118.9
-10.4	249.9	-2822.1	75.8
-10.6	360.1	-2820.6	75.8
-16.7	-360.0	-2800.2	105.6
-17.0	-470.2	-2798.7	105.6
23.6	212.6	-2742.9	79.8
22.7	-317.0	-2727.3	79.8
29.4	304.3	-2712.1	106.0
28.2	277.5	-2710.3	106.0
-8.9	277.5	-2710.3	68.3
-8.8	244.6	-2703.2	68.3
-14.6	-244.6	-2703.2	94.5
-14.3	247.4	-2698.7	94.5

### Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 coppie di barre  $\phi 30$  mm.

Si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni flessionali ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo.

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

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

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 4.2 [cm]  
 Copriferro (baric.): 12 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 [ ] yN: 0 [ ]

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^{\circ}$  0

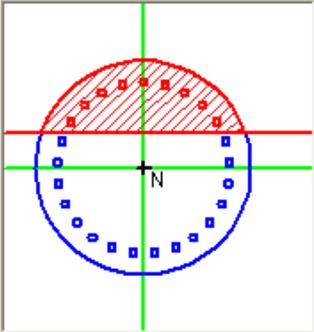
Precompresso

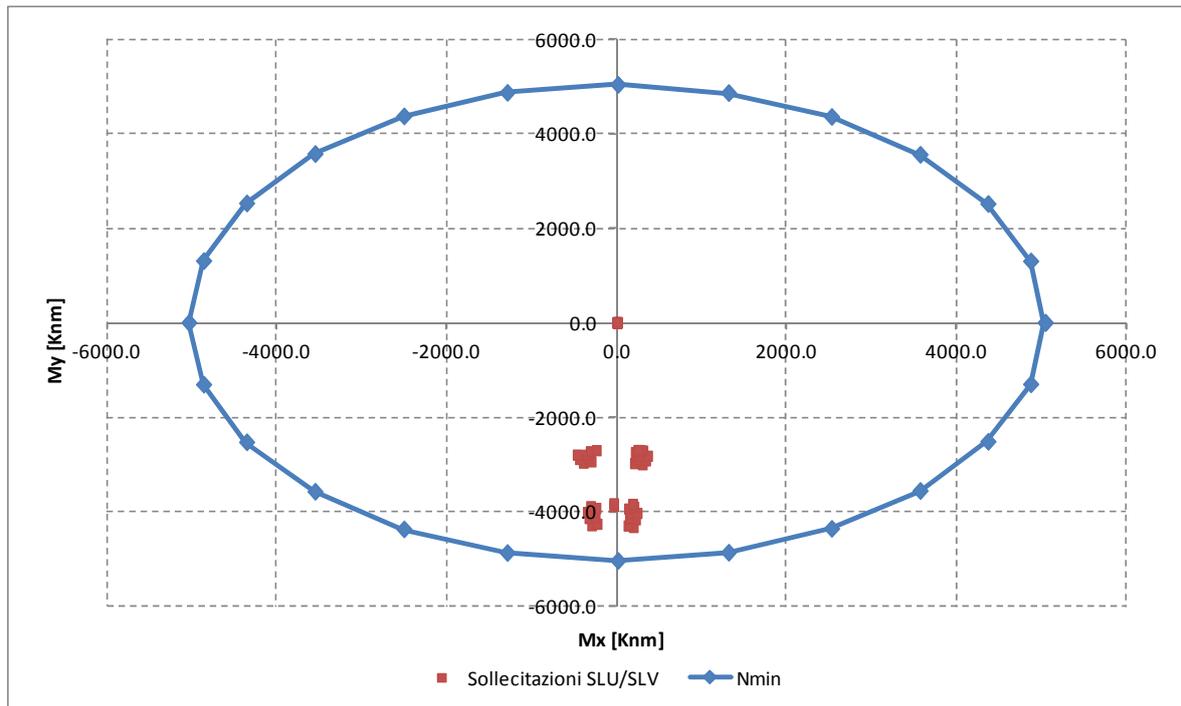
**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**M**  $M_{xRd}$  5 037 kN m  
 $M_{yRd}$  0 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  5.652 ‰  
 d 107.6 cm  
 x 41.16 x/d 0.3824  
 $\delta$  0.918





Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta tra tutte le sezioni indagate dei pali per tutte le combinazioni di carico è riportata nella seguente Figura: i valori sono ordinati in ordine decrescente del valore assoluto del taglio V2 (ovviamente si riportano solo le prime righe della Tabella).

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
32	5.5	SLU5	Combination	-1836.823	-1635.395	14.631	2.245E-14	78.7595	2794.1183	
32	5.5	SLU6	Combination	-1609.197	-1629.223	8.914	2.202E-14	56.9223	2785.4444	
31	5.5	SLU5	Combination	-1882.544	-1627.027	-29.353	-3.148E-14	-88.3198	2779.3292	
31	5.5	SLU6	Combination	-1654.917	-1620.855	-23.635	-3.119E-14	-66.4826	2770.6552	
42	5.5	SLU5	Combination	-2038.409	-1606.066	17.038	-9.135E-13	87.9593	2767.5334	
42	5.5	SLU6	Combination	-1758.804	-1601.722	10.554	-8.897E-13	63.1973	2760.4555	
4	5.5	SLU5	Combination	-2072.098	-1599.874	-32.163	-5.37E-14	-99.0528	2756.5018	
4	5.5	SLU6	Combination	-1792.493	-1595.53	-25.68	-5.309E-14	-74.2908	2749.4239	
37	5.5	SLU5	Combination	-2260.46	-1581.641	18.629	-9.661E-13	94.0787	2745.9398	
37	5.5	SLU6	Combination	-1923.147	-1581.345	11.714	-9.606E-13	67.6726	2742.4352	
35	5.5	SLU5	Combination	-2284.888	-1576.92	-33.995	-3.305E-14	-106.0674	2738.0355	
35	5.5	SLU6	Combination	-1947.575	-1576.624	-27.08	-3.277E-14	-79.6614	2734.5308	
38	5.5	SLU6	Combination	-2089.169	-1564.587	9.571	-1.552E-12	59.6169	2727.9203	
10	5.5	SLU6	Combination	-2104.659	-1561.414	-24.679	4.774E-13	-70.5892	2723.2349	
38	5.5	SLU5	Combination	-2482.676	-1558.709	15.357	-1.572E-12	81.7087	2725.9466	
10	5.5	SLU5	Combination	-2498.166	-1555.535	-30.465	4.201E-13	-92.681	2721.2613	
41	5.5	SLU6	Combination	-2189.213	-1553.826	-6.151	-2.558E-14	-0.0744	2718.1002	
41	5.5	SLU5	Combination	-2613.878	-1544.544	-6.151	-2.558E-14	-0.0744	2713.1015	

In accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni taglianti ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo, pertanto:

- $V_{Ed} = 1962.5 \text{ KN}$ .

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione, è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 16 mm e passo pari a 150 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a  $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$  volte il diametro)

Dati		
b (mm)	1200.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	960.0	altezza della sezione
d (mm)	912.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	25.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	14.17	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	7.08	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

<b>Resist. a taglio della trave armata a taglio</b>	
$A_{st}$ (mmq)	402.0
s (mm)	150.0
$ctg\theta_{calcolato}$	2.67
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
$V_{Rd3}$ (kN)	2150.2
$V_{Rd2}$ (kN)	2405.8
<b><math>V_{Rd}</math> (kN)</b>	<b>2150.2</b>

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; l'armatura assunta è pari a circa 2680 mmq/m.

#### **7.1.4. Verifica a fessurazione dei pali – SLE**

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta. Si è poi proceduto ad eseguire la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure, qualora significativo.

#### **Combinazione frequente**

Si riporta sotto la tabella delle sollecitazioni ottenute nelle varie sezioni indagate dei pali per le varie combinazioni frequenti dei carichi ordinando le varie righe in funzione del valore massimo (valore assoluto) di M3.

**Element Forces - Frames**

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Element Forces - Frames

	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	6.5	SLE-FR3	Combination	-1206.001	-948.997	30.757	3.322E-14	15.4236	2098.5549
	0	SLE-FR3	Combination	-1206.001	521.643	27.486	3.167E-14	15.4236	2098.5549
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1206.001	-948.997	-30.757	-3.156E-14	-15.4236	2098.5549
	0	SLE-FR3	Combination	-1206.001	521.643	-27.486	-3.07E-14	-15.4236	2098.5549
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1339.908	-939.745	34.421	1.546E-14	17.2681	2084.8645
	0	SLE-FR3	Combination	-1339.908	518.24	30.761	1.276E-14	17.2681	2084.8645
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1339.908	-939.745	-34.421	-1.282E-14	-17.2681	2084.8645
	0	SLE-FR3	Combination	-1339.908	518.24	-30.761	-1.021E-14	-17.2681	2084.8645
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1487.814	-928.393	36.601	1.485E-14	18.361	2068.2555
	0	SLE-FR3	Combination	-1487.814	514.111	32.709	1.395E-14	18.361	2068.2555
	0	SLE-FR3	Combination	-1487.814	514.111	-32.709	-2.18E-14	-18.361	2068.2555
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1487.814	-928.393	-36.601	-2.036E-14	-18.361	2068.2555
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1633.906	-915.426	31.289	4.604E-15	15.6959	2049.3475
	0	SLE-FR3	Combination	-1633.906	509.411	27.962	3.827E-15	15.6959	2049.3475
	0	SLE-FR3	Combination	-1633.906	509.411	-27.962	-3.251E-15	-15.6959	2049.3475
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1633.906	-915.426	-31.289	-3.192E-15	-15.6959	2049.3475
	6.5	SLE-FR3	Combination	-1716.043	-907.941	000000001501	0	000000003312	2038.4041
	0	SLE-FR3	Combination	-1716.043	506.691	000000001219	0	000000003312	2038.4041
	0.5	SLE-FR3	Combination	-1220.139	508.975	21.682	3.147E-14	1.6806	1837.7335
	0.5	SLE-FR3	Combination	-1220.139	521.643	27.486	3.167E-14	1.6806	1837.7335

Record: 1 of 2408

Add Tables... Done

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

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

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 4.2 [cm]  
 Copriferro (baric.): 12 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 1135 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 2412 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C C25/30

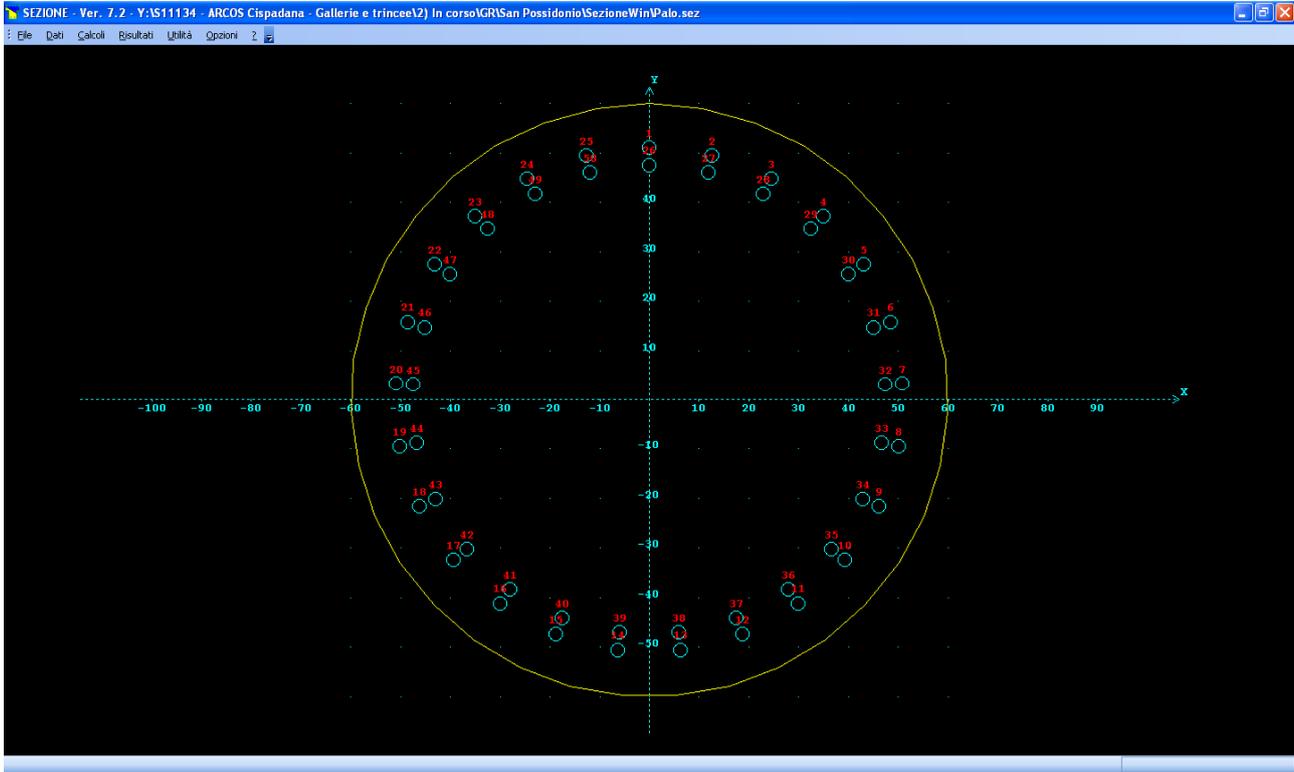
$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -12.55 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 213.2 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 1.066 ‰  
 d: 107.6 cm  
 x: 50.47 x/d: 0.469  
 $\delta$ : 1

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

Secondo le indicazioni riportate nella C.M. n.617, al fine di garantire un'apertura massima delle fessure non superiore al valore  $w_3 = 0.4$  mm, la tensione di trazione per una barra di 30 mm dev'essere non superiore a circa 210 MPa: pertanto la verifica in tal caso è da ritenersi sostanzialmente soddisfatta.

Si è però eseguita la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure tramite il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft; si riportano sotto i risultati principali.



### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -8.21 N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.13$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctk} = -2.15$  N/mm<sup>2</sup>  
 $c = 7.50$  cm;  $A_{ceff} = 2671.23$  cm<sup>2</sup>;  $A_s = 113.10$  cm<sup>2</sup>;  $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.042339$ ;  $s = 3.50$  cm  
 $\phi = 3.00$  cm;  $k_2 = 0.4000$ ;  $k_3 = 0.1250$ ;  $s_{rm} = 19.2428$  cm;  $\zeta = 0.93005$   
 $\sigma_t = -8.21$  N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_s = -212.48$  N/mm<sup>2</sup>;  $\beta_1 = 1.00$ ;  $\beta_2 = 0.50$ ;  $\varepsilon_{sm} = 0.000959$   
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 0.3138$  mm <  $w_3 = 0.4$  mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

$\sigma_t$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

La verifica è quindi soddisfatta.

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si è indagata anche la combinazione quasi permanente sotto riportata. Si riporta la tabella delle sollecitazioni ottenute nelle varie sezioni indagate dei pali ordinando le varie righe in funzione del valore massimo (valore assoluto) di M3.

**Load Combination Data**

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

**Load Combination Type**

**Options**

**Define Combination of Load Case Results**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PP+PERMANENTI	Combination	1.
PP+PERMANENTI	Combination	1.
Terreno_k0	Linear Static	1.
Terreno imbarcato	Linear Static	1.

Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Element Forces - Frames

	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
	0	SLE-QP1	Combination	-912.245	-343.759	-16.563	-1.783E-15	-154.344	-1708.8531
	0	SLE-QP1	Combination	-912.245	-343.759	16.563	-1.388E-17	154.344	-1708.8531
	0	SLE-QP1	Combination	-1060.538	-328.799	-18.412	4.441E-16	-171.5682	-1640.1521
	0	SLE-QP1	Combination	-1060.538	-328.799	18.412	-6.689E-13	171.5682	-1640.1521
	0	SLE-QP1	Combination	-1223.331	-313.903	-19.462	-1.749E-15	-181.3303	-1571.4839
	0	SLE-QP1	Combination	-1223.331	-313.903	19.462	-5.405E-13	181.3303	-1571.4839
	0.5	SLE-QP1	Combination	-926.382	-369.1	-16.563	-1.783E-15	-146.0626	-1530.7792
	0.5	SLE-QP1	Combination	-926.382	-369.1	-16.563	-4.302E-16	-146.0626	-1530.7792
	0.5	SLE-QP1	Combination	-926.382	-369.1	16.563	-1.388E-17	146.0626	-1530.7792
	0.5	SLE-QP1	Combination	-926.382	-369.1	16.563	2.227E-15	146.0626	-1530.7792
	0	SLE-QP1	Combination	-1382.872	-297.386	-16.525	0.00000000163	-153.9536	-1495.1874
	0	SLE-QP1	Combination	-1382.872	-297.386	16.525	0.00000001322	153.9536	-1495.1874
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1074.676	-354.14	-18.412	4.441E-16	-162.3621	-1469.5584
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1074.676	-354.14	-18.412	-5.551E-17	-162.3621	-1469.5584
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1074.676	-354.14	18.412	-6.694E-13	162.3621	-1469.5584
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1074.676	-354.14	18.412	-6.689E-13	162.3621	-1469.5584
	0	SLE-QP1	Combination	-1472.023	-287.544	0.00000003831	0	0.00000001484	-1449.7197
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1237.468	-339.244	-19.462	-1.749E-15	-171.5994	-1408.3383
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1237.468	-339.244	-19.462	-2.186E-16	-171.5994	-1408.3383
	0.5	SLE-QP1	Combination	-1237.468	-339.244	19.462	-5.405E-13	171.5994	-1408.3383

Record: 1 of 1708

Add Tables... Done

Si è quindi eseguita la verifica secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure tramite il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft; si riportano sotto i risultati principali.

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.75 N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.13$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ck} = -2.15$  N/mm<sup>2</sup>  
 $c = 7.50$  cm;  $A_{eff} = 2640.66$  cm<sup>2</sup>;  $A_s = 113.10$  cm<sup>2</sup>;  $\rho = A_s/A_{eff} = 0.042829$ ;  $s = 3.50$  cm  
 $\phi = 3.00$  cm;  $k_2 = 0.4000$ ;  $k_3 = 0.1250$ ;  $s_{rm} = 19.2023$  cm;  $\zeta = 0.85727$   
 $\sigma_t = -5.75$  N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_s = -147.31$  N/mm<sup>2</sup>;  $\beta_1 = 1.00$ ;  $\beta_2 = 0.50$ ;  $\epsilon_{sm} = 0.000613$   
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.2001$  mm <  $w_2 = 0.3$  mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

$\sigma_t$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

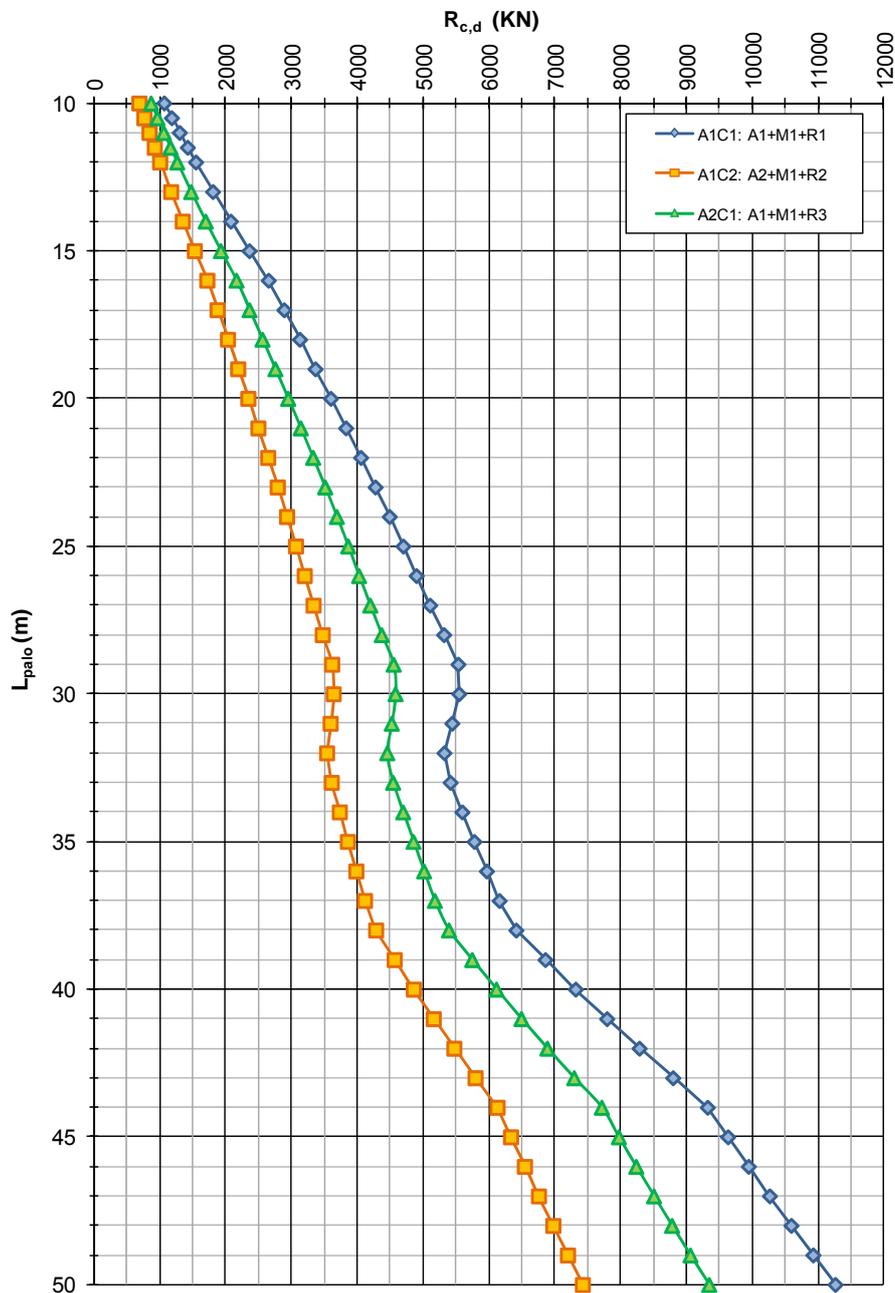
La verifica è quindi soddisfatta.

### **7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali**

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse inferiore a 3 volte il diametro dei pali. Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 30.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 4583.0 \text{ KN}$$

**VCV01 - Cavalcavia SP11 "Diramazione per Mirandola"**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Pali trivellati  $\phi$  1200mm**



Considerando che i primi 6.0 m circa di palo non sono in condizioni tipiche di palo immerso nel terreno a causa della trincea in c.a. frontale, è ragionevole ridurre il valore sopra riportato del valore della capacità portante laterale di tale primo tratto; essa vale  $R_{cs,d} = 408.0$  KN. Si ha pertanto:

$$R_{cd} = 4583.0 - 408.0 = 4175.0 \text{ KN.}$$

La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 3653.2 \text{ KN}$ .

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intero gruppo di pali per ogni pila, facendo riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica dell'opera, dal momento che i pali arrivano in sabbia, è ragionevole assumere un coefficiente di efficienza del gruppo pari a 0.7. Si ha pertanto (il massimo carico verticale globale  $N_{Ed}$  è stato ottenuto dal modello di calcolo come "Base Reaction" in direzione verticale a cui è stato sottratto il peso dei pali):

$$Q_{G,Rd} = 0.7 \cdot 4175 \cdot 14 = 40915.0 \text{ KN}.$$

The screenshot shows a software window titled "Base Reactions" with a menu bar (File, View, Format-Filter-Sort, Select, Options) and a dropdown menu set to "Base Reactions". The units are "As Noted". Below the menu is a table with the following data:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-10349.64	102.06	33514.857	0.00000003253	9653.654	469.476
	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-15465.6	000000006179	19869.389	-5186.97	-90925.8517	0.00000003181

At the bottom of the window, there is a record navigation bar showing "Record: 1 of 2" and buttons for "Add Tables..." and "Done".

$$N_{Ed} = 33514.9 - 14 \cdot 1.35 \cdot 848.2 = 17483.9 < Q_{G,Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.