



# PROVINCIA DI BOLOGNA

*Settore Lavori Pubblici*

STRADA

***S.P. 569 "DI VIGNOLA"***

LAVORO

***COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA  
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI  
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO***

ELABORATO

**RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE  
OPERE D'ARTE PRINCIPALI  
VARIANTE S.P. N°569 DI "VIGNOLA"**

**SOVRAPPASSI ROTATORIA S.P. 569/S.P. 27 "COLLEGAMENTO CASELLO" prog. km 2+975  
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI ED ELEVAZIONI**

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

*Geom. Emanuele Tracchi*

*Dott. Ing. Marco Ferrarini*

*Dott. Ing. Chiara Ferrari*

*P.i.e. Stefano Romagnoli*

*Geom. Federico Vannucchi*

**IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO  
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

*Dott. Ing. Pietro Luminasi*

**Servizio  
Progettazione  
e Costruzioni  
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

N.

**B.2.1.6**

SCALA

-

RIFERIMENTO :

**PROGETTO ESECUTIVO**

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

**QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE  
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE  
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO**



1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI .....	8
3	CRITERI DI CALCOLO .....	9
	3.1 Combinazioni di carico .....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	11
	4.2 Conglomerato cementizio pali .....	11
	4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz. ....	11
	4.4 Acciaio per cemento armato .....	12
	4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale .....	12
	4.6 Aderenza barre in c.a. ....	12
5	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....	14
6	CODICI DI CALCOLO.....	16
	6.1 SOFISTIK FEA 2013 .....	16
	6.2 PRO_VLIM 2013 .....	17
7	MODELLO DI CALCOLO .....	18
8	ANALISI DEI CARICHI .....	21
9	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	38
	9.1 Stato di sollecitazione .....	38
	9.2 Stato di deformazione.....	49
	9.3 Verifiche agli SLU - SLE .....	51
10	VERIFICA PARAGHIAIA .....	68
11	VERIFICA IMPALCATO .....	75
12	VERIFICA A FATICA .....	76
13	VERIFICA GIUNTI.....	79
14	VERIFICA APPOGGI .....	81
15	VERIFICA BAGGIOLO .....	85
16	VERIFICA RITEGNO SISMICO .....	90
17	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	91
18	VERIFICA DEI CEDIMENTI DEI PALI.....	92

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 2 di 103

19 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO .....96

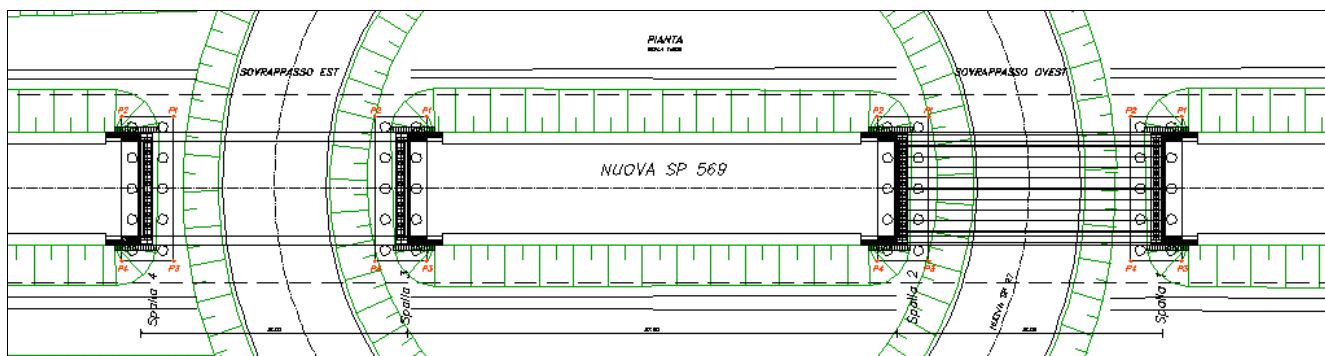
Allegati:

- Tabulati di calcolo
- Validazione del software PROSAP
- Validazione del software SOFISTIK

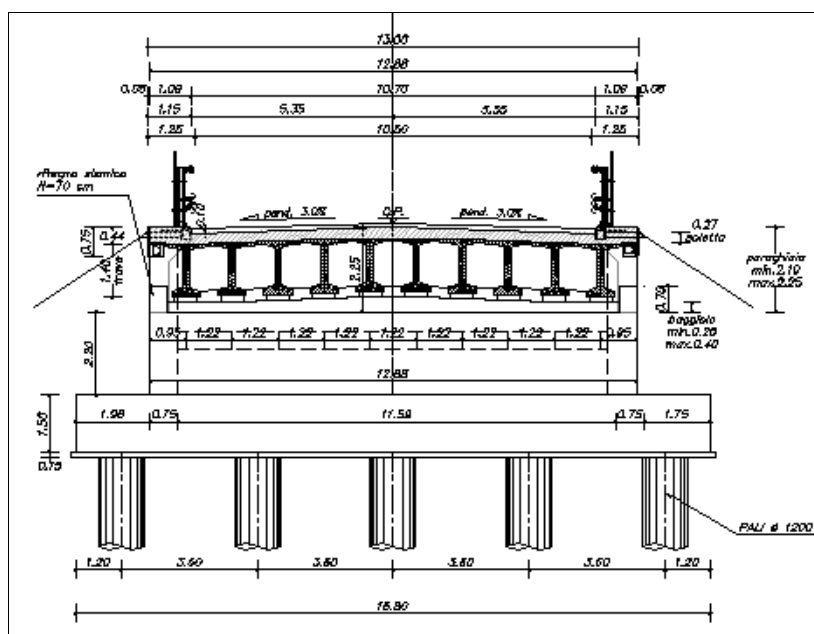
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 3 di 103



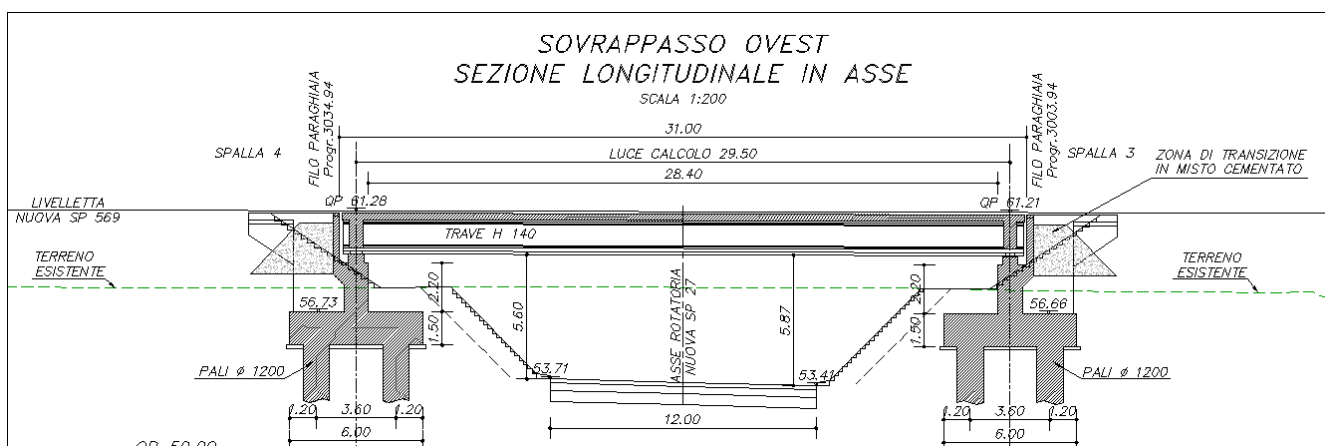




Planimetria

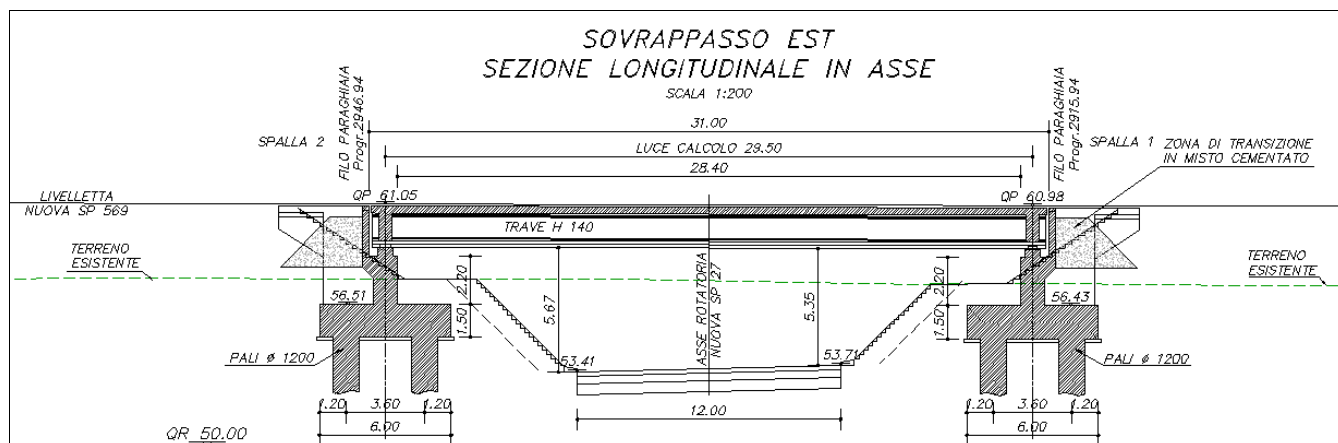


Sezione trasversale

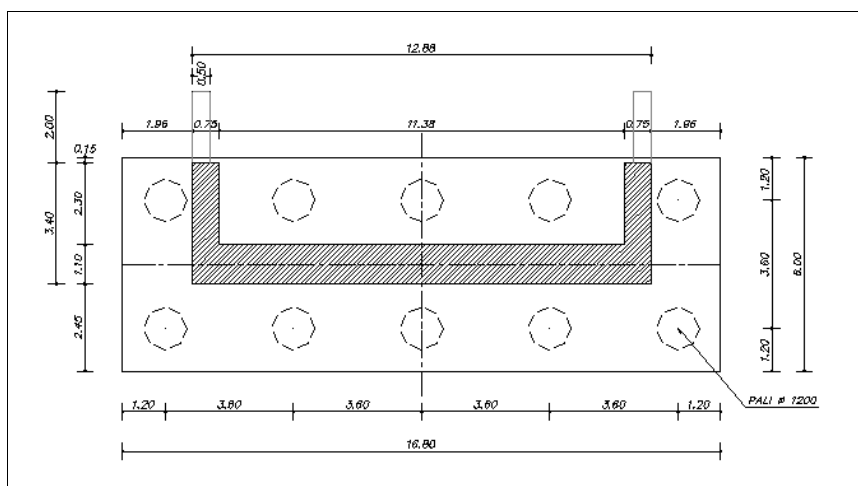


Sezione longitudinale cavalcavia lato Modena

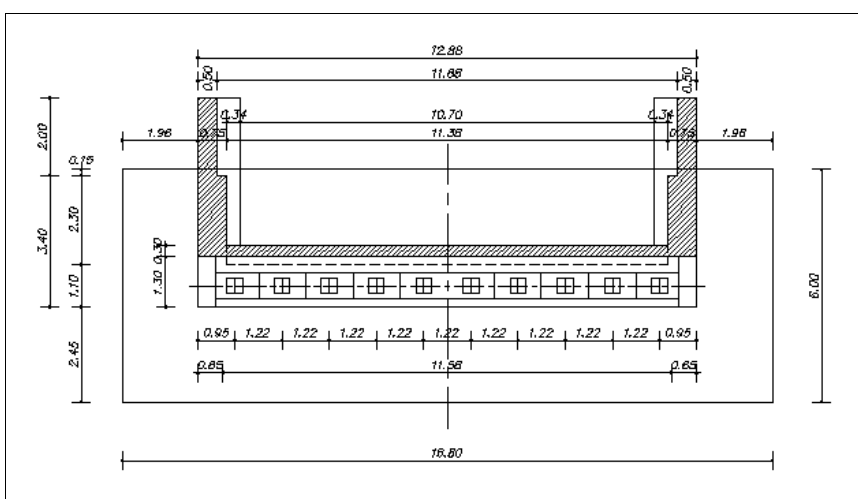
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 5 di 103



Sezione longitudinale sulle pile sottopasso lato Bologna



Pianta pali



Pianta fondazione ed elvazione

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 6 di 103



## 2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

### Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

**La presente relazione viene redatta in accordo con il D.M.14-01-2008 (NTC2008).**

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 8 di 103

### 3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al *D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni)*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

#### 3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

I carichi sono denominati:

- ✓  $G_k$  valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- ✓  $Q_k$  valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- ✓  $E$  azione sismica

Come già anticipato, le verifiche sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi  $\gamma$  sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

#### Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 9 di 103

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Nelle NTC sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

*Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

### 4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

### 4.2 Conglomerato cementizio pali

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 1.89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 0.88 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

### 4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 11 di 103



Classe di esposizione  
Classe di consistenza

XC2 – XC4 – XF2  
S4

#### 4.4 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

#### 4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto  $c_{nom} = \text{mm}$ , valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

#### 4.6 Aderenza barre in c.a.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a  $\varnothing 32 \text{ mm}$ ; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$
$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{min\_zona\_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \frac{l_{min\_zona\_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 12 di 103

$I_{\text{min zona tesa}} = [56 \varnothing]_{100\%} = [40 \varnothing]_{70\%}$

$I_{\text{min zona compr}} = [38 \varnothing]_{100\%} = [30 \varnothing]_{70\%}$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$I_{\text{min zona tesa}} = 40 \varnothing$

$I_{\text{min zona compr}} = 30 \varnothing$

Elaborato	Revisione		Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 13 di 103

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per le caratteristiche geo-meccaniche del terreno di riporto per i rilevati a tergo delle spalle e per il riempimento del sottopasso, si sono assunte le seguenti quantità:

- Peso proprio terreno  $\gamma_t = 18.5 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito interno  $\phi = 30^\circ$
- Coesione  $c = 0 \text{ KPa}$

I coefficienti di spinta a riposo e attiva per il calcolo delle spinte del terreno pertanto valgono:

- $K_o = 1 - \sin\phi = 0.50$
- $K_a = 0.333$

Il modello del terreno di fondazione si assume essere secondo la teoria di *Winkler*.

La costante di sottofondo presa di riferimento per i calcoli è la seguente:

$$K_{w\_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$$

$$K_{w\_v} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$$

Si allega calcolo molle con modello alla Winkler in base alle caratteristiche del suolo e della struttura per due condizioni estremanti (sopra riportate) atte ad ottenere le azioni massime sulle fondazioni :

GEO Fondazione Superficiale \_ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO  
SECONDO VESIC (1961)

File: 7\317\_molle\_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni  
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 5 (m) - Larghezza della Fondazione

H = 1 (m) - Spessore della Fondazione

J = 1.00000 (m<sup>4</sup>) - Momento di inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)

Es = 85 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo

$\mu$  = 0.3 - Coefficiente di Poisson

Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$K_s = 1/B * 0.65 * [(Es * B^4) / (Ef * J)]^{1/2} * Es / (1 - \mu^2)$

= 12,7351 (MN/m<sup>3</sup>)

= 1,2735 (daN/cm<sup>3</sup>)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 12,7351 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea

Ks = 25,4702 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti

Ks = 19,1027 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Calcolo rigidezza verticale terreno ( $k=2 \text{ daN/cm}^3$ )

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 14 di 103

GEO Fondazione Superficiale \_ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO  
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317\_molle\_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni  
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 4 (m) - Larghezza della Fondazione  
H = 1 (m) - Spessore della Fondazione  
J = 0.3333 (m<sup>4</sup>) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)  
Es = 150 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo  
μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson  
Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$$K_s = 1/B * 0.65 * [(E_s * B^4) / (E_f * J)]^{1/2} * E_s / (1 - \mu^2)$$

= 29,9638 (MN/m<sup>3</sup>)  
= 2,9964 (daN/cm<sup>3</sup>)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 29,9638 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea  
Ks = 59,9277 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti  
Ks = 44,9458 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Calcolo rigidezza orizzontale terreno (k=5 daN/cmc)

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 15 di 103

## 6 CODICI DI CALCOLO

### 6.1 SOFISTIK FEA 2013

Il calcolo agli elementi finiti della struttura ultimata è stato inoltre approfondito mediante l'ausilio del software SOFISTIK FEA ver. 2013

Se ne riportano in sintesi le caratteristiche:

➤ Software utilizzato:  
SOFISTIK FEA ver 13.05-27.

➤ Origine:  
Sofistik AG, Oberschleissheim, Germania. Fondata nel 1987.

➤ Solutori:

Il solutore ASE (Advance Solution Engine) calcola gli effetti statici e dinamici di carichi generici su qualsiasi tipo di struttura. Prima del calcolo la struttura viene divisa in singoli elementi interconnessi ai nodi (metodo agli Elementi Finiti) per poi essere analizzata.

Gli elementi implementati sono: beam cable, truss, spring, shell (triangolari o quadrilateri) e brick.

Il programma gestisce strutture con vincoli esterni elastici o rigidi ed è possibile vincolare un'area (piastra), una linea (asta), un punto (nodo). Si possono utilizzare poi collegamenti rigidi o meno tra i vari elementi (kinematic coupling).

Il solutore calcola gli effetti di carichi puntuali, ripartiti su una linea e su un'area, che possono essere anche indipendenti dalla mesh. La generazione di carichi da uno stato tensionale, ottenuto da un caso di carico primario, permette il calcolo per fasi (fasi di costruzione/escavazione), il calcolo della ridistribuzione e degli effetti di viscosità e ritiro.

Il calcolo non lineare permette di tenere in considerazione le deformazioni di particolari elementi quali: cavi in compressione, sollevamento dei bordi delle platee, oltre allo snervamento, rottura e attrito per gli elementi molla utilizzati anche per la definizione degli elementi al contorno delle fondazioni.

La non-linearità del materiale tiene conto inoltre dei fenomeni di snervamento e rottura anche negli elementi shell e brick.

La non linearità geometrica permette l'analisi degli effetti su cable, beam e shell secondo la teoria del 2° e 3° ordine.

Il solutore DYNA (DYNamic Analysis) viene utilizzato per l'analisi dinamica di strutture tridimensionali e permette il calcolo secondo il metodo degli spettri di risposta (per sisma e vento) e

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 16 di 103

l'integrazione diretta delle equazioni del moto secondo il metodo time-step, con il possibile utilizzo di isolatori, smorzatori, treni di carico e vento.

➤ Metodo di calcolo:

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è implementato in ASE come metodo degli spostamenti che si riassume come segue:

1. Determinazione delle matrici di rigidezza degli elementi;
2. Generazione della matrice di rigidezza globale e soluzione del sistema di equazioni risultante;
3. Applicazione dei carichi e calcolo dei rispettivi spostamenti;
4. Calcolo delle tensioni negli elementi e delle reazioni nei nodi in funzione degli spostamenti calcolati.

Sono disponibili diversi solutori di equazioni:

- a. Direct Skyline Solver (Gauss/Cholesky);
- b. Direct Sparse Solver (anche parallelo);
- c. Iterative Solver (Conjugate Gradients).

## 6.2 PRO\_VLIM 2013

La verifica delle sezioni in c.a. è stata effettuata con l'ausilio del programma PROVLIM ver. 2013.02.0008d distribuito da 2si di Ferrara come modulo aggiuntivo del programma di calcolo agli elementi finiti PROSAP 2013.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 17 di 103

## 7 MODELLO DI CALCOLO

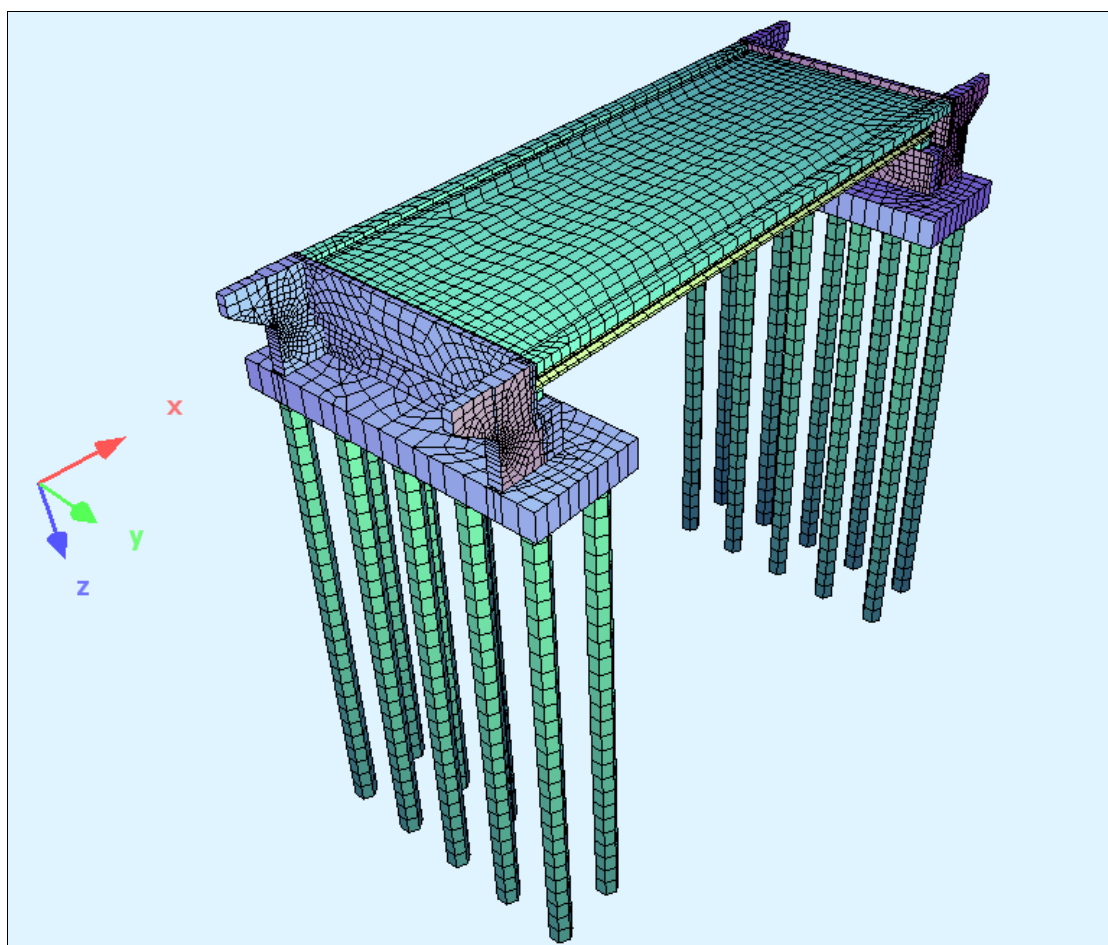
Il calcolo del sottopasso è condotto mediante l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti 3D SOFISTIK FEA 2013.

La struttura delle spalle è modellata tramite elementi a "shell", di spessore pari a 150cm per le platee di fondazione, 110cm per le pareti in elevazione delle spalle, 75cm per i muri d'ala e 30cm per i paraghiaia; si sono utilizzati invece elementi tipo "beam" per i pali di fondazione ( $D=120\text{cm}$ ), modellati su suolo elastico alla Winkler, con molle distribuite lungo la superficie laterale del palo ( $k_{w-v}=2.00\text{daN/cm}^3$ ,  $k_{w-h}=5.00\text{daN/cm}^3$ ). a simulare la resistenza laterale e una molla in corrispondenza del piede a simulare la resistenza di punta ( $k_{w-v}=2.00\text{ daN/cm}^3$ ).

Tali molle risultano essere dunque i vincoli del modello.

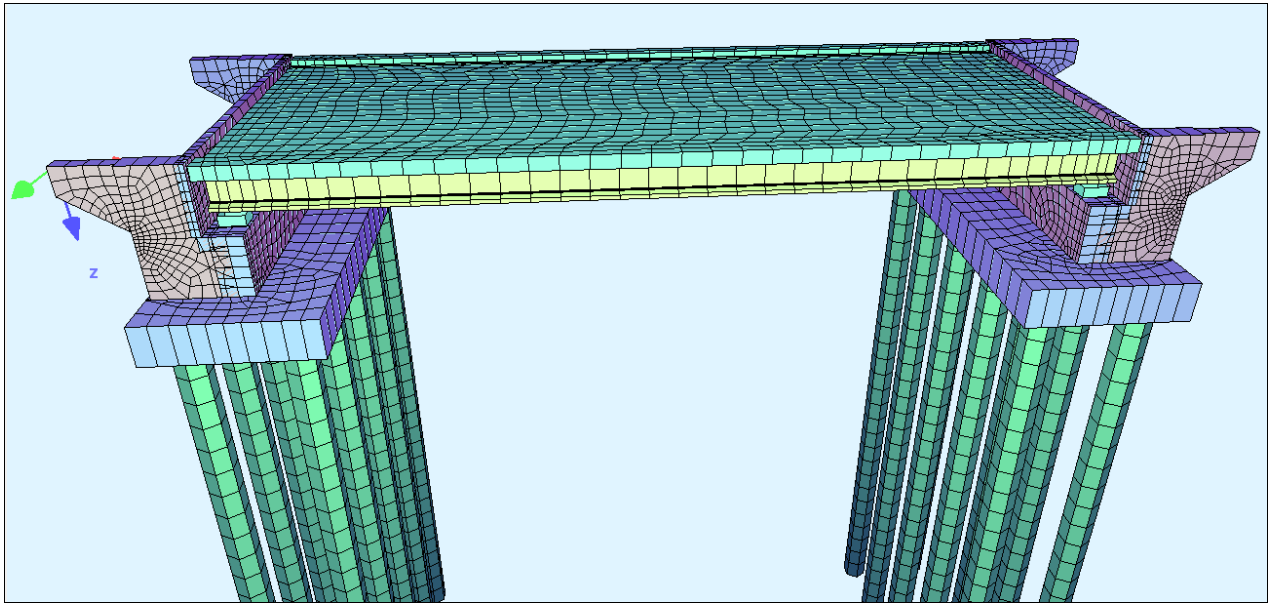
L'impalcato, non oggetto di verifica in questa relazione, è stato modellato tramite elementi tipo "beam" per travi e traversi e "shell" per soletta ( $s=27\text{cm}$ ) e cordoli ( $s=45\text{cm}$ ).

Si riportano delle immagini con la modellazione adottata per l'analisi agli elementi finiti:

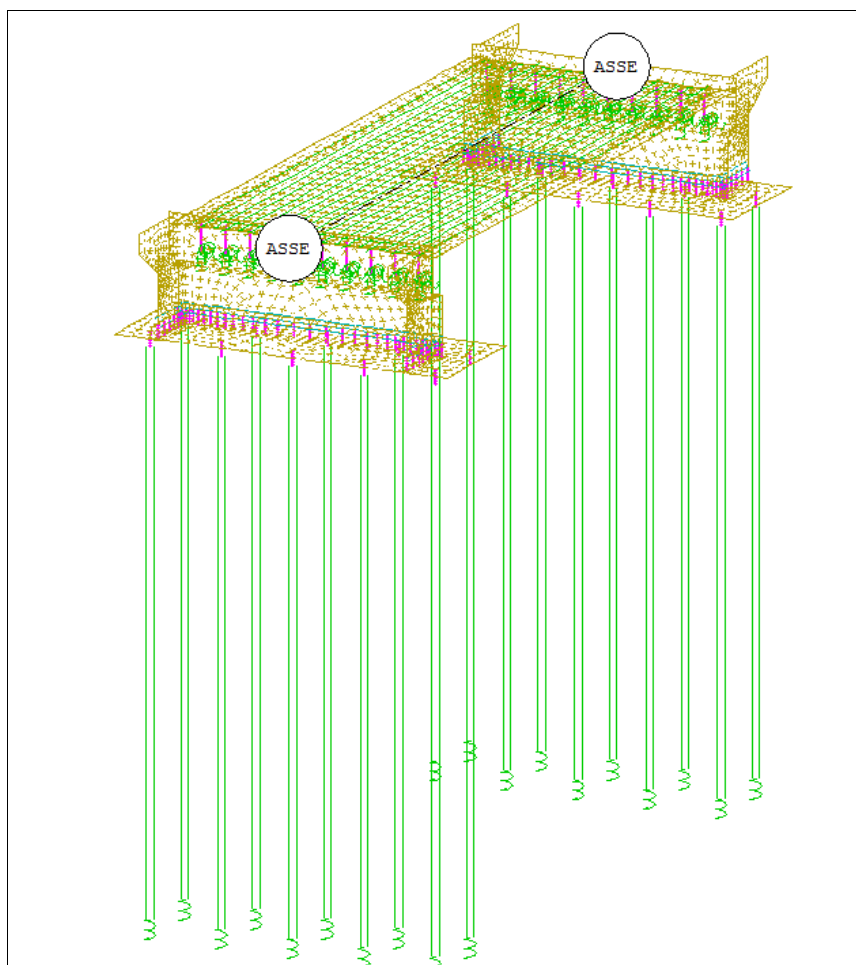


*Rendering strutturale*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 18 di 103



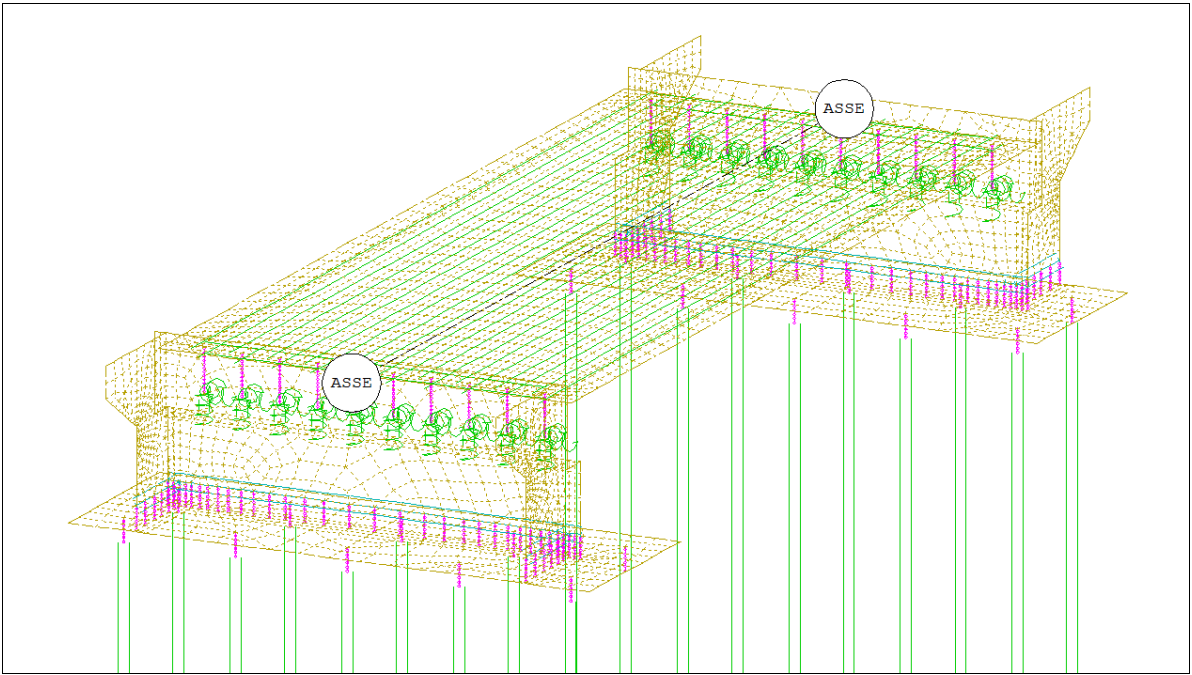
*Rendering strutturale*



*Modello di calcolo*

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 19 di 103





Modello di calcolo

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 20 di 103

## 8 ANALISI DEI CARICHI

Si sono considerati applicati alla struttura in esame i seguenti carichi:

➤ Pesi propri strutturali ( $g_1$ )	$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$ ; $\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
➤ Ricoprimento terreno sulle platee ( $g_2$ )	$H_{ric} = 2.00\text{m} - 5.30\text{m}$ ; $\gamma_{ter} = 18.50 \text{ kN/m}^3$
➤ Pavimentazione stradale ( $g_2$ )	$q_{pav} = 3.00 \text{ kN/m}^2$
➤ Barriere di sicurezza – guard rail ( $g_2$ )	$q_{barr} = 1.50 \text{ kN/m}$
➤ Parapetti ( $g_2$ )	$q_{barr} = 0.50 \text{ kN/m}$
➤ Velette ( $g_2$ )	$q_{barr} = 1.00 \text{ kN/m}$
➤ Spinta terreno su pareti verticali ( $g_3$ )	$\gamma_{ter} = 18.50 \text{ kN/m}^3$ ; $k_a = 0.333$
➤ Spinta del terreno da sovraccarico ( $q_1$ )	$q = 20.00 \text{ kN/m}^2$ ; $k_a = 0.333$
➤ Sovraspinte sismiche del terreno ( $q_6$ )	metodo di Mononobe-Okabe $\Delta S = 6.61 \text{ kN/m}^2$ ; $H_{Sp} = 5.30$
➤ Carichi da traffico ( $q_1, q_3$ )	NTC 2008 par. 5.1.3.3
➤ Vento ( $q_5$ )	$q = 2.50 \text{ kN/m}^2$ ; $H_{imp} = 0.80\text{m}$ ; $H_{traff} = 3.00\text{m}$
➤ Attrito ( $q_7$ )	(3% carichi permanenti)
➤ Sisma ( $q_6$ )	Analisi dinamica lineare

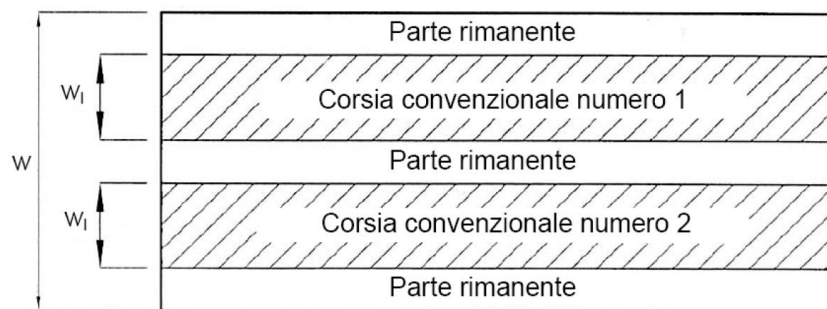
Si è ritenuta l'azione della neve ( $q_5$ ) trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili; non si è inoltre considerata la presenza di forze centrifughe ( $Q_4$ ) essendo i sovrappassi in oggetto in retto.

Per quanto riguarda i carichi da traffico si è fatto riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di I<sup>a</sup> Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

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

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

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 21 di 103



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

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

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

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

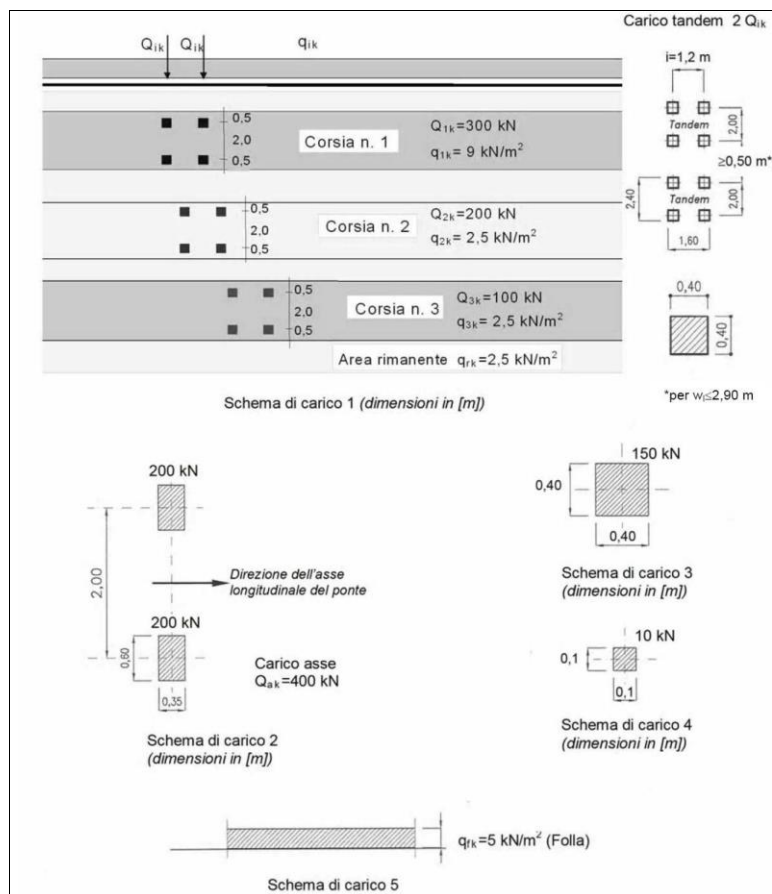
**SC1 -Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando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

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

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

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

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 22 di 103



Schemi di carico

	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

Valori caratteristici delle azioni da traffico

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 23 di 103

		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

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) 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.

(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(4) 1,20 per effetti locali

*Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

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
	5	0,0	0,0	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

*Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Per quanto riguarda l'azione da frenamento si è considerato, come prescritto dalla Norma:

#### 5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $q_3$

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1ª categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2ª categoria, essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 24 di 103

da cui si ottenuto:

$$q_{fren} = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 9 \times 3 \times 31 = 443.70 \text{ kN}$$

Essendo inoltre gli impalcati isostatici, variazioni termiche e cedimenti ( $\varepsilon_3$ ,  $\varepsilon_4$ ) degli appoggi non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo; gli scorrimenti viscosi e gli effetti del ritiro ( $\varepsilon_2$ ) sono inoltre stati ritenuti trascurabili ai fini del dimensionamento dell'opera.

Per quanto riguarda l'azione sismica, i parametri sismici considerati nel calcolo sono illustrati nelle seguenti figure:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate  
 LONGITUDINE: 11,13937 LATITUDINE: 44,51978

☐ Ricerca per comune  
 REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Bologna COMUNE: Crespellano

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
☒ Sito esterno al reticolo  
☐ Interpolazione su 3 nodi  
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione  
 superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_d$ : 2 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 100 info

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

Stati limite di esercizio - SLE  
 SLO -  $P_{VR} = 81\%$ : 60  
 SLD -  $P_{VR} = 63\%$ : 101

Stati limite ultimi - SLU  
 SLV -  $P_{VR} = 10\%$ : 949  
 SLC -  $P_{VR} = 5\%$ : 1950

Elaborazioni  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO  
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
 ---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 25 di 103

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato **SLV** info

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **C** info  
 Categoria topografica **T1** info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_s = 1,404$   
 $C_c = 1,535$  info  
 $S_T = 1,000$  info

**Compon. orizzontale**  
☒ Spettro di progetto elastico (SLE)  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1,000$  info  
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_c$  **1** Regol. in altezza **si** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$  **1,5**  $\eta = 0,667$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

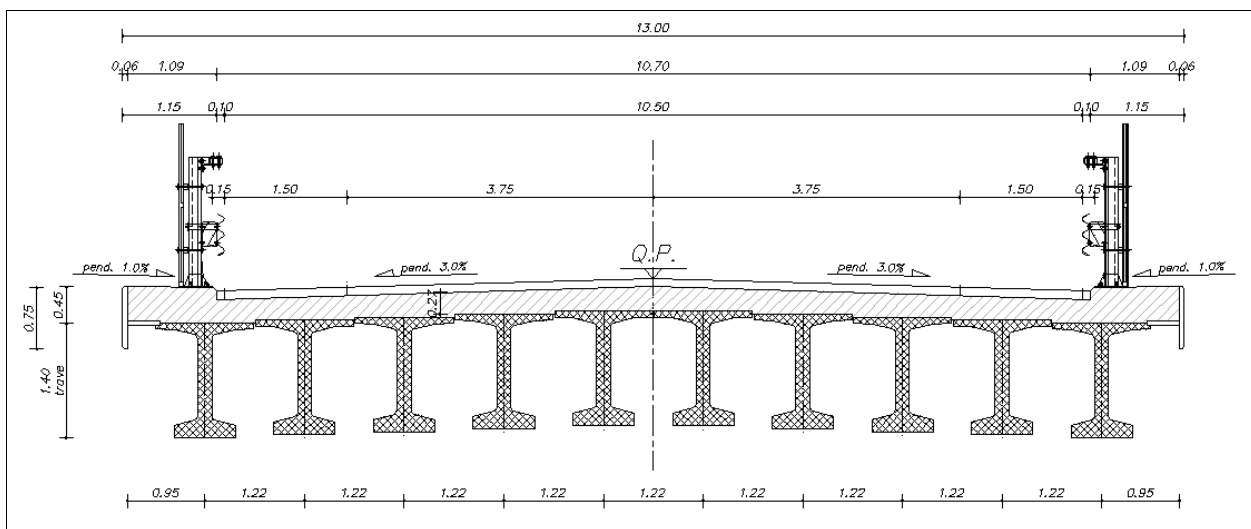
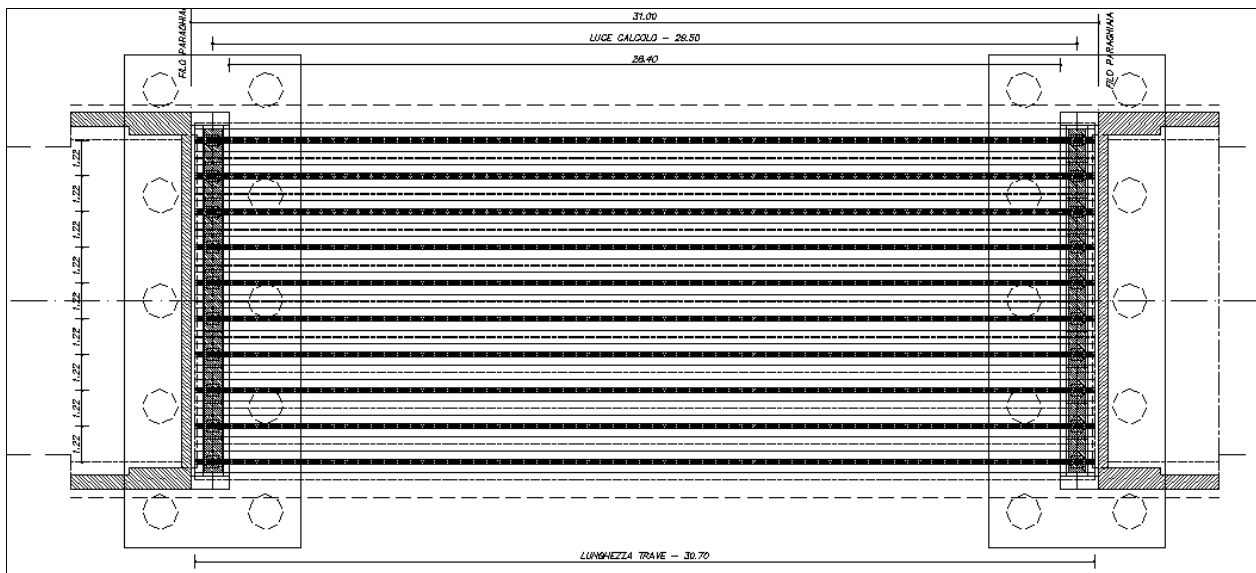
— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV		
<b>Parametri indipendenti</b>		<b>Punti dello spettro di risposta</b>
STATO LIMITE	SLV	T [s]      Se [g]
$a_s$	0,204 g	0,000      0,287
$F_a$	2,413	0,162      0,632
$T_c$	0,317 s	0,486      0,632
$S_s$	1,404	0,578      0,582
$C_c$	1,535	0,670      0,502
$S_T$	1,000	0,762      0,441
$q$	1,000	0,854      0,394
		0,946      0,356
		1,038      0,324
		1,130      0,298
		1,222      0,275
		1,313      0,256
		1,405      0,239
		1,497      0,225
		1,589      0,212
		1,681      0,200
		1,773      0,190
		1,865      0,180
		1,957      0,172
		2,049      0,164
		2,141      0,157
		2,233      0,151
		2,325      0,145
		2,417      0,139
		2,492      0,131
		2,568      0,123
		2,643      0,116
		2,718      0,110
		2,794      0,104
		2,869      0,099
		2,945      0,094
		3,020      0,089
		3,095      0,085
		3,171      0,081
		3,246      0,077
		3,322      0,074
		3,397      0,070
		3,472      0,067
		3,548      0,065
		3,623      0,062
		3,698      0,059
		3,774      0,057
		3,849      0,055
		3,925      0,053
		4,000      0,051
<b>Parametri dipendenti</b>		
$S$	1,404	
$\eta$	1,000	
$T_B$	0,162 s	
$T_c$	0,486 s	
$T_D$	2,417 s	
<b>Espressioni dei parametri dipendenti</b>		
$S = S_s \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)		
$\eta = \sqrt{10 \cdot (\xi + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)		
$T_B = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)		
$T_c = C_c \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)		
$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)		
<b>Espressioni dello spettro di risposta</b> (NTC-08 Eq. 3.2.4)		
$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	
$T_B \leq T < T_c$	$S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$	
$T_c \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$	
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$	
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo $\eta$ con $1/q$ , dove $q$ è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)		

Per quanto riguarda la valutazione degli effetti dati dall'eccentricità accidentale delle masse in fase sismica, si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 3%) e pari quindi a quello delle approssimazioni dei calcoli condotti.

Si ottiene infatti::



X = long

Y = trasv

$L_{\text{long}} = 31.00 \text{ m}$

$B_{\text{trasv}} = 13.00 \text{ m}$

$L_{\text{app}} = 30.00 \text{ m}$

$e_x = 0.03 \times 31.00 = 0.93 \text{ m}$

$e_y = 0.03 \times 13.00 = 0.39 \text{ m}$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 27 di 103



$$a_{gmax} = 0.20 \text{ g} \times 1.405 \times 1.000 = 0.285\text{g}$$

$$P_{p\_impalcato} = 8261.80 \text{ kN}$$

$$F_{orizz\_sisma} = P_{p\_impalcato} \times a_{gmax} = 2354.61 \text{ kN}$$

$$M_{Torc\_ex} = F_{orizz\_sisma} \times e_x = 2189.79 \text{ kNm}$$

$$M_{Torc\_ey} = F_{orizz\_sisma} \times e_y = 918.30 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ex} = M_{Torc\_ey} / L_{app} = 72.99 \text{ kN/fila appoggi}$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ey} =$$

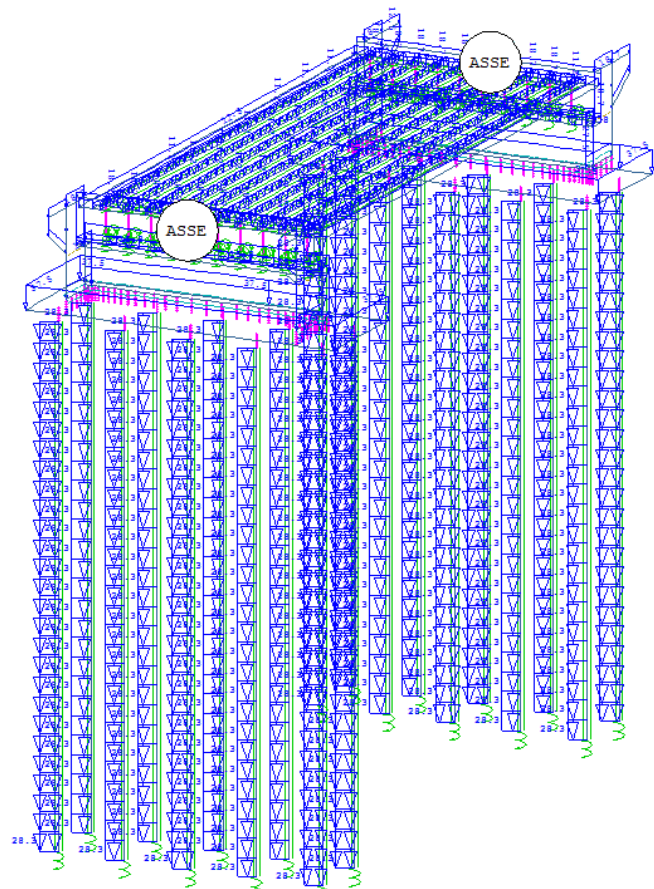
$$\% \Delta F_{M\_torc} = \Delta F_{M\_torc\_max} / F_{orizz\_sisma} \times 100 = 3.1 \%$$

Trascurabile

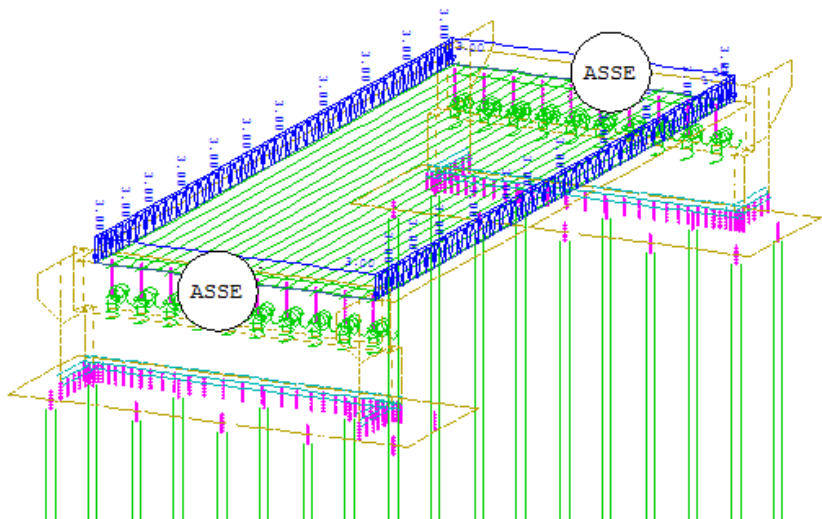
Si conclude che la variazione delle forze orizzontali sismiche dovuta all'eccentricità delle masse è trascurabile (poco superiore al 3%).

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 28 di 103

Nelle seguenti figure si illustrano in forma grafica i carichi considerati nel calcolo:

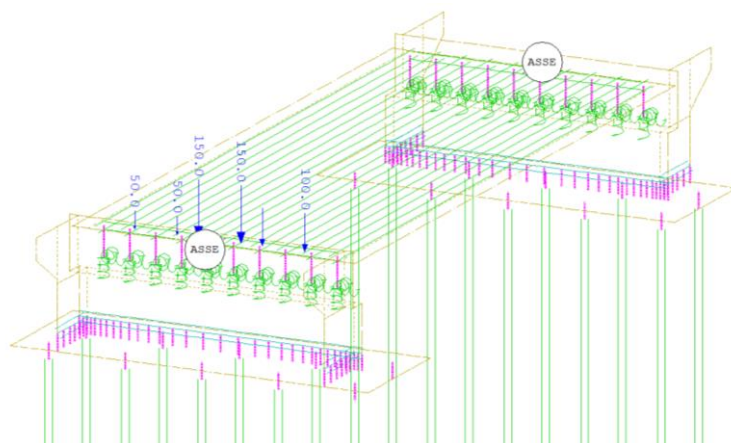


Peso proprio strutturale

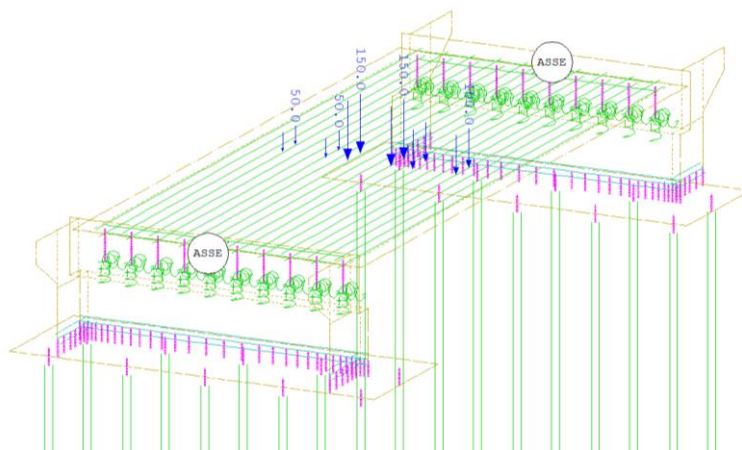


Carichi permanenti portati

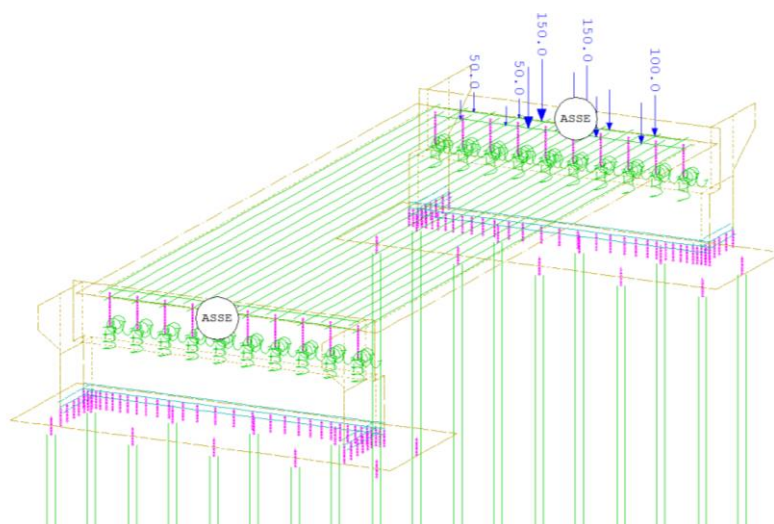
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 29 di 103



*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  al centro – spalla 1*

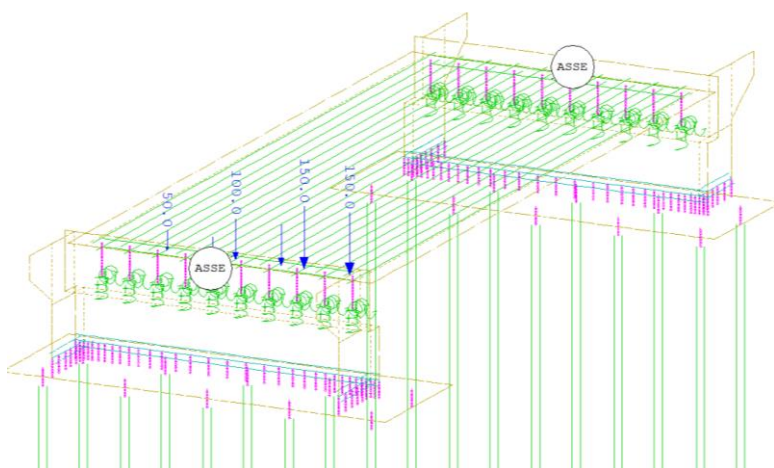


*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  al centro - mezzeria*

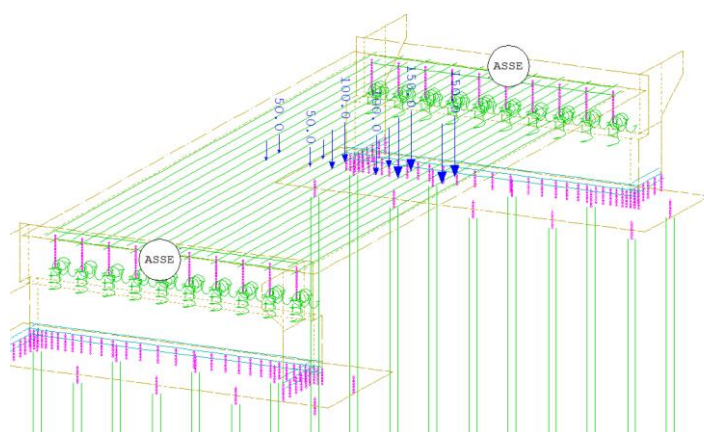


*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  al centro – spalla 2*

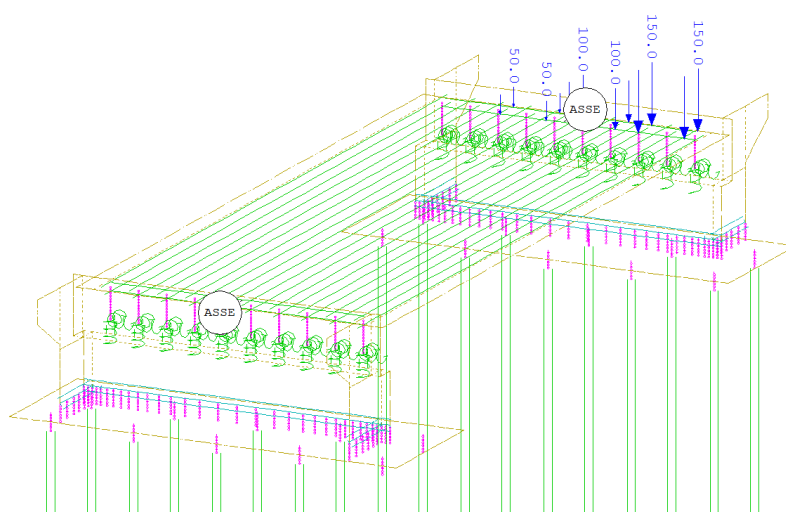
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 30 di 103



Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a destra – spalla 1

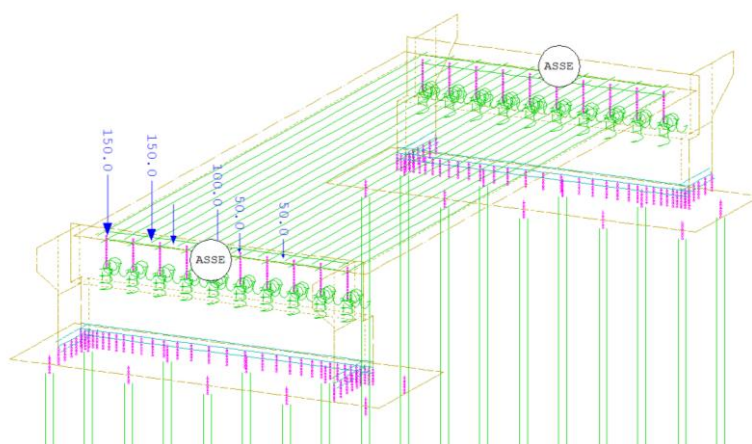


Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a destra - mezzeria

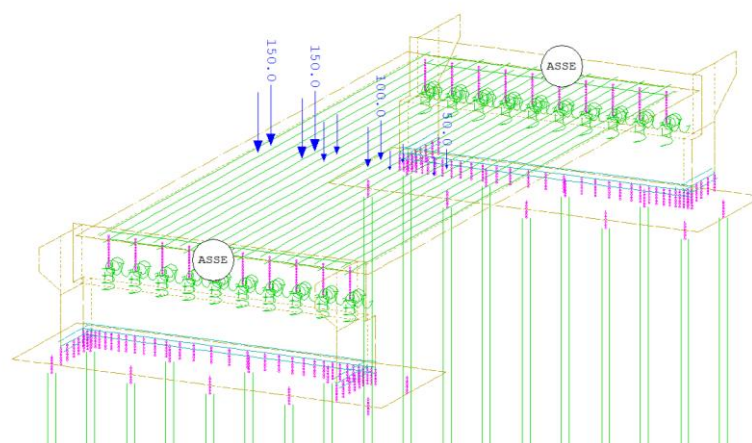


Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a destra – spalla 2

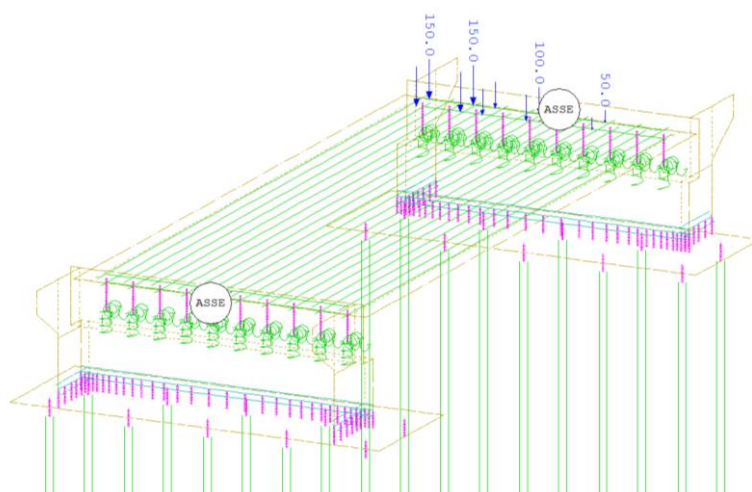
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 31 di 103



*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a sinistra – spalla 1*

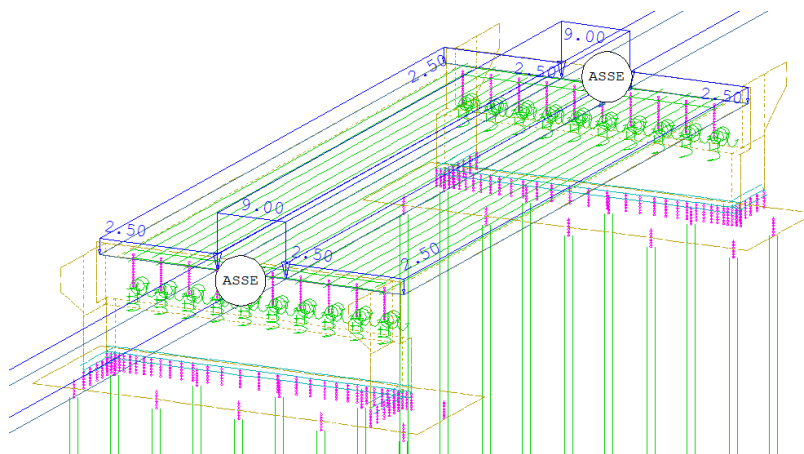


*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a sinistra - mezzzeria*

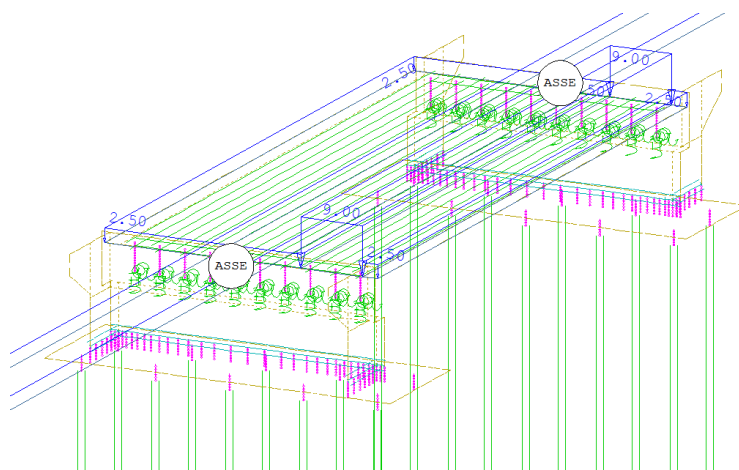


*Carichi da traffico – Tandem  $Q_{1k}$  a sinistra – spalla 2*

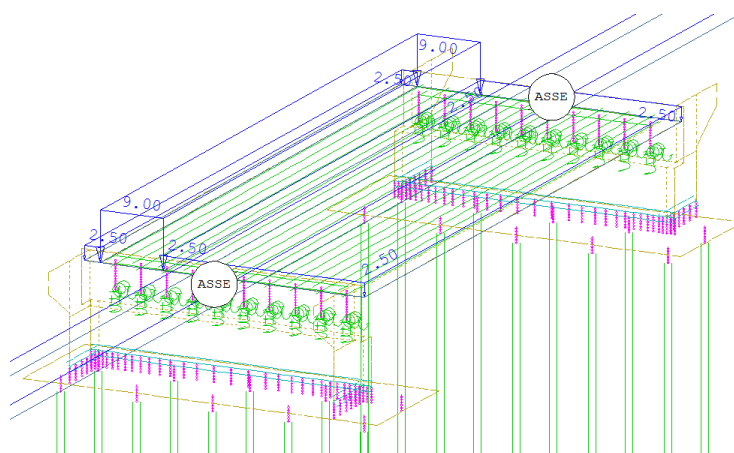
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 32 di 103



Carichi da traffico –  $q_{ik}$  + folla - Colonna di carico  $q_{1k}$  al centro



Carichi da traffico –  $q_{ik}$  + folla - Colonna di carico  $q_{1k}$  a destra

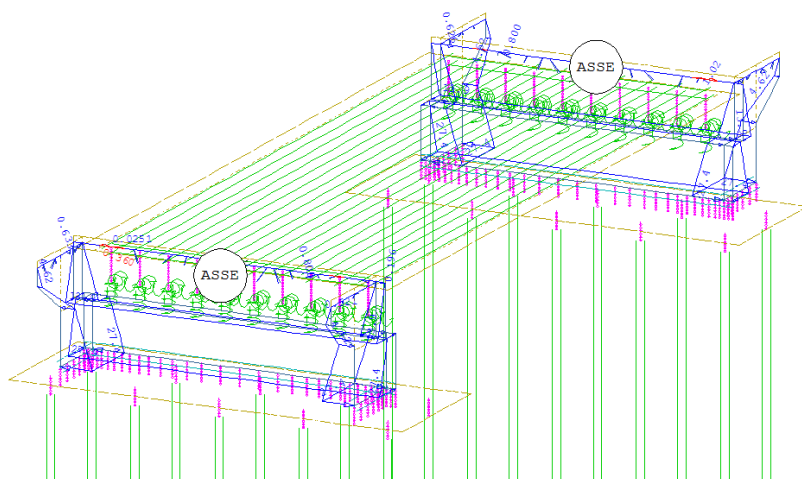


Carichi da traffico –  $q_{ik}$  + folla - Colonna di carico  $q_{1k}$  a sinistra

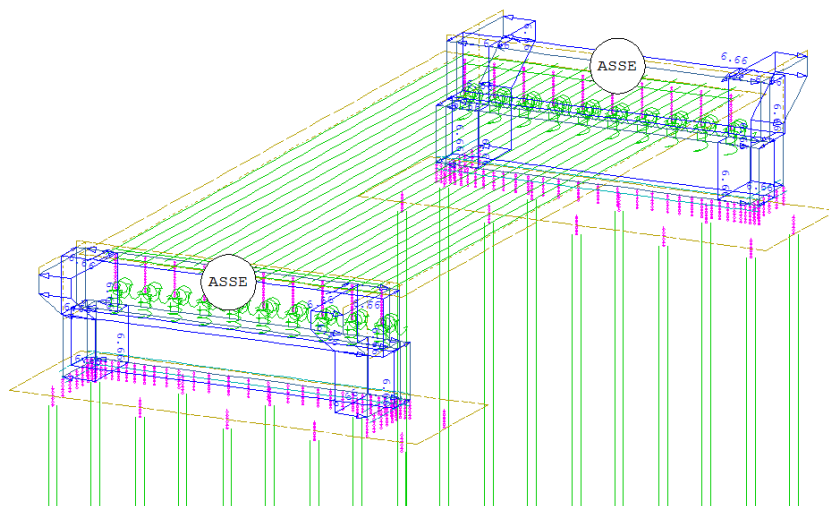
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 33 di 103



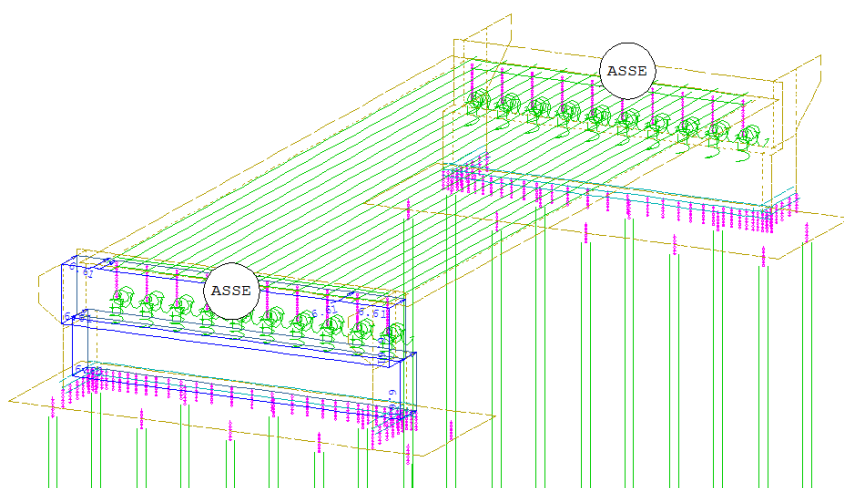




*Spinta del terreno*



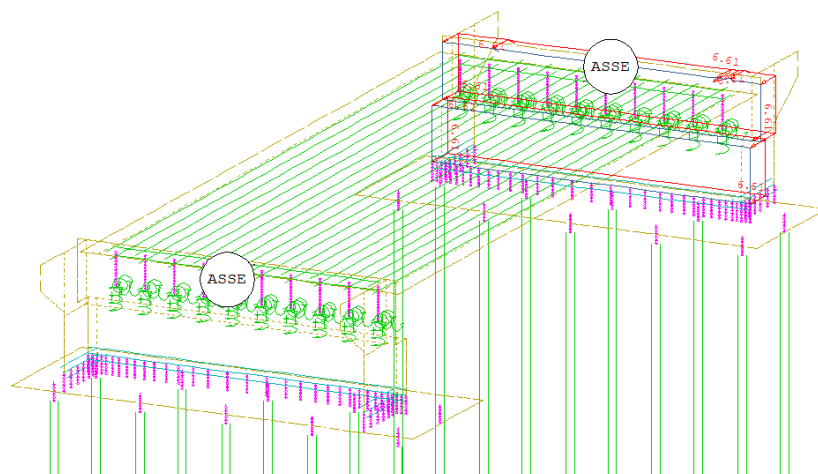
*Spinta del terreno da sovraccarico a tergo delle spalle (20 kPa)*



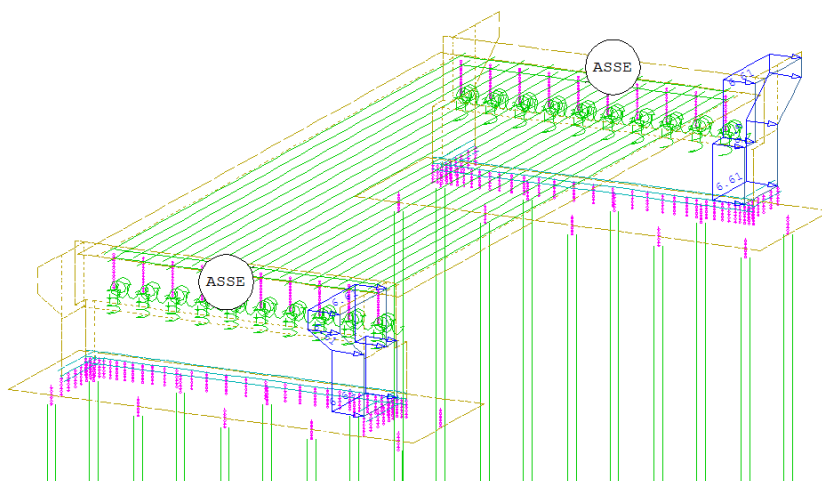
*Sovraspinta sismica del terreno X+*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 35 di 103

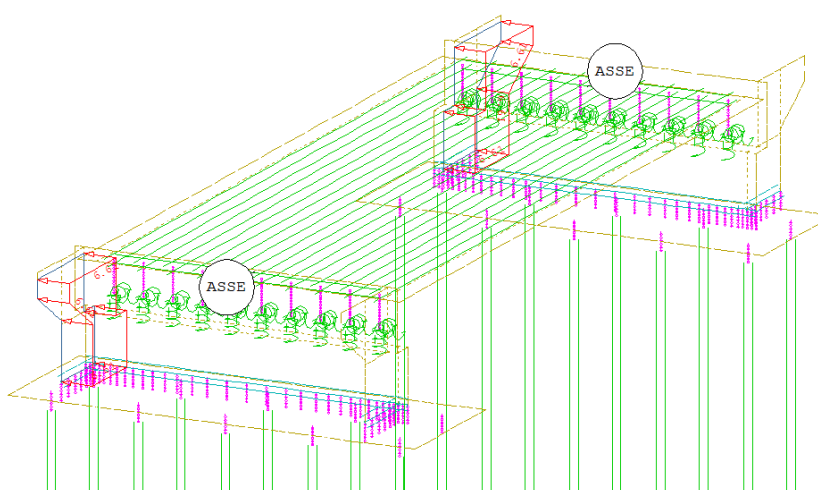




*Sovraspinta sismica del terreno X-*



*Sovraspinta sismica del terreno Y+*



*Sovraspinta sismica del terreno Y-*

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 36 di 103

Le singole azioni sopra descritte (casi di carico), sono state combinate in accordo con la Norma:

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- 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:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- 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 sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub> (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Per la completa elencazione delle combinazioni di carico generate, si rimanda, per motivi di sintesi, ai tabulati di calcolo.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 37 di 103

## 9 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

### 9.1 Stato di sollecitazione

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi delle massime componenti di azione interna (M,N,T) negli elementi strutturali in c.a. (shell e beam), emersi dal calcolo.

- Platea di fondazione, elevazioni spalle, paraghiaia, muri d'ala e orecchi

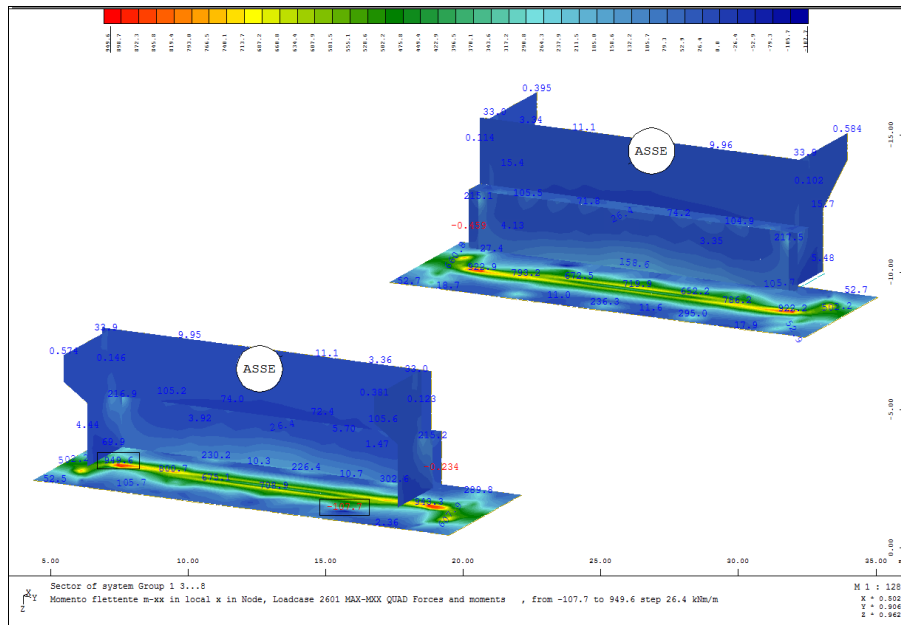


Diagramma  $m_{xx-max}$  (coordin. loc.) – COMB. SLU

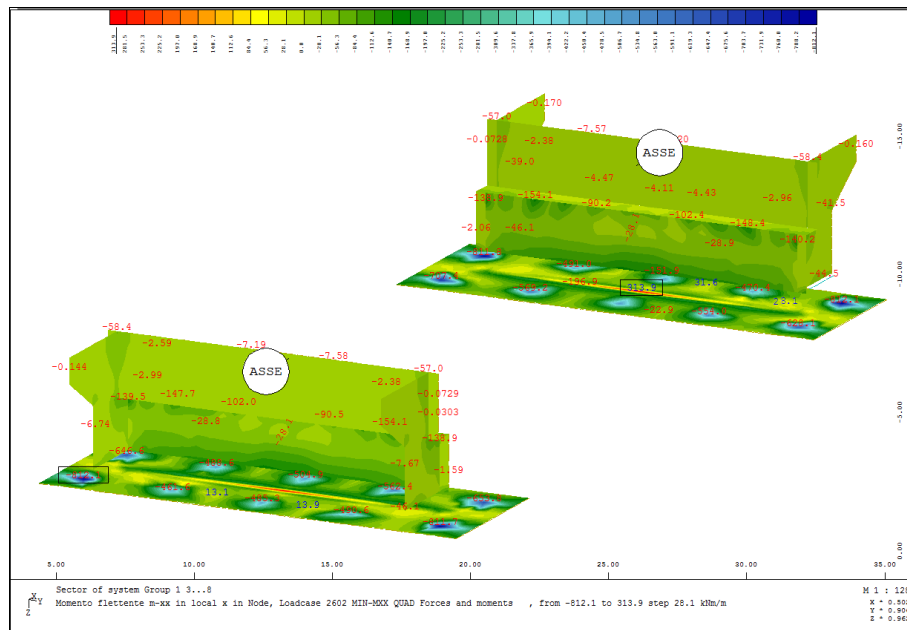


Diagramma  $m_{xx-min}$  (coordin. loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 38 di 103

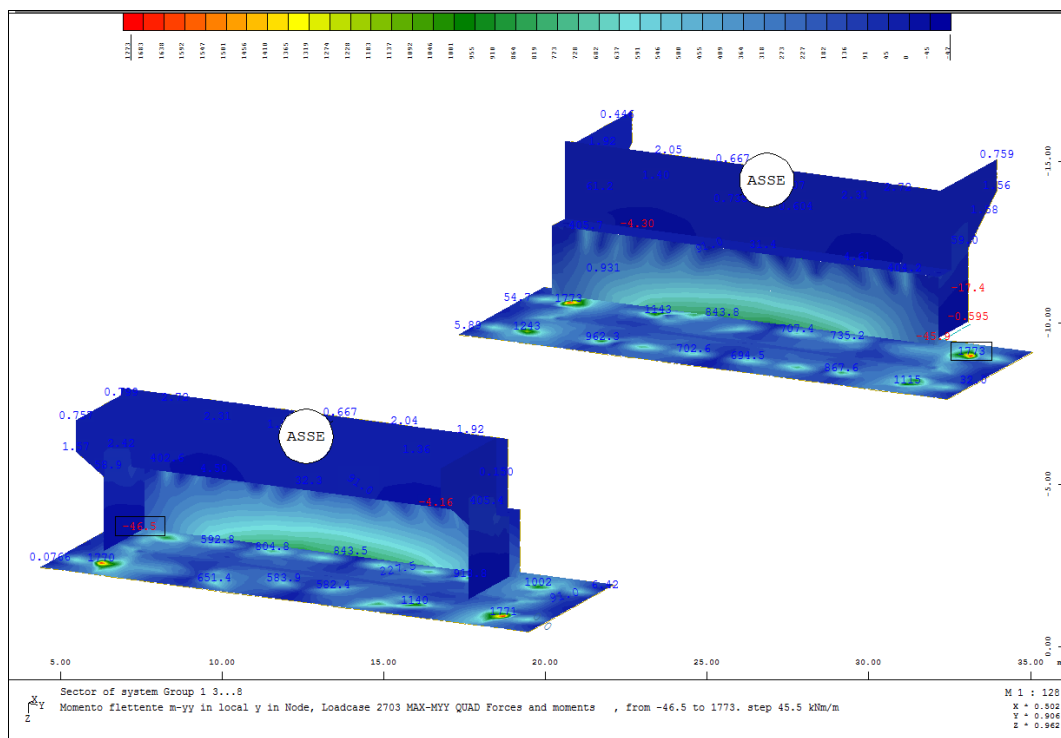


Diagramma  $m_{yy-max}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

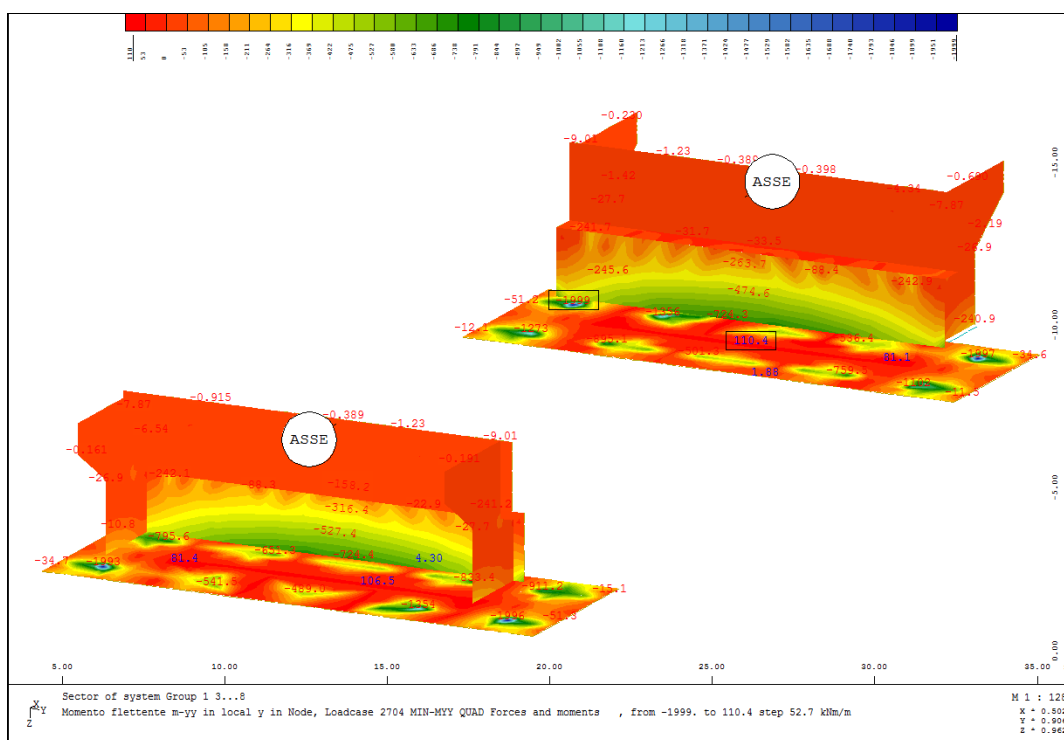


Diagramma  $m_{yy-min}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 39 di 103

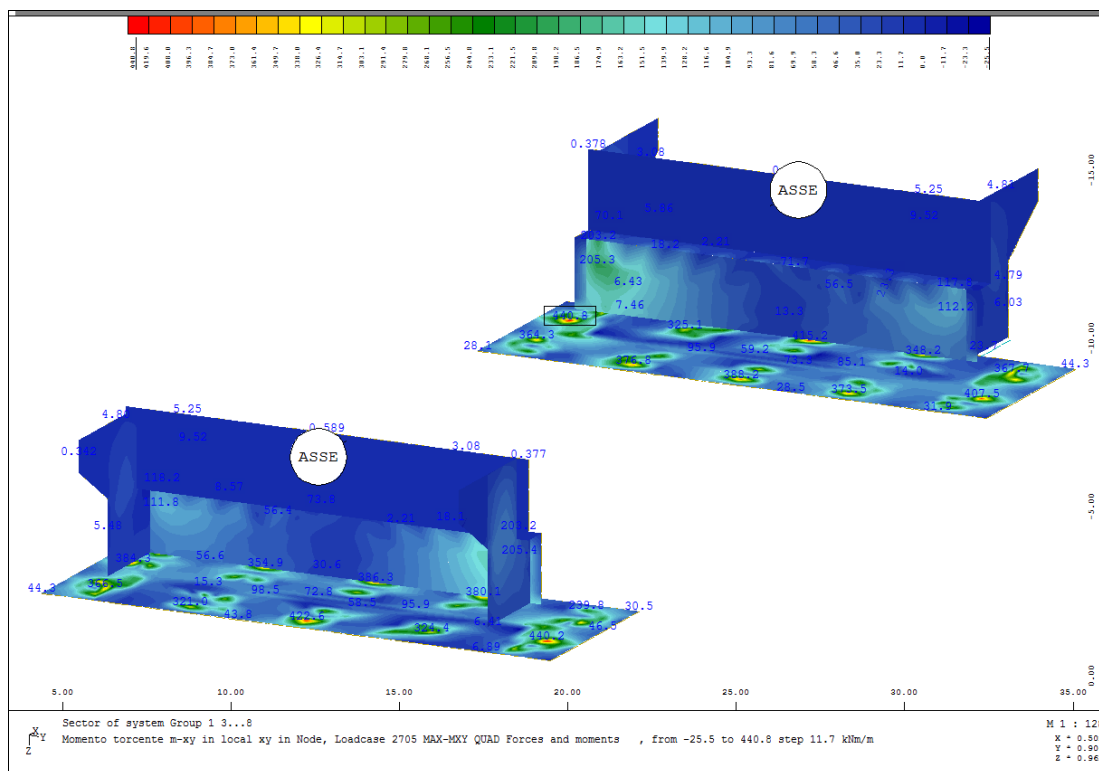


Diagramma  $m_{xy-max}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

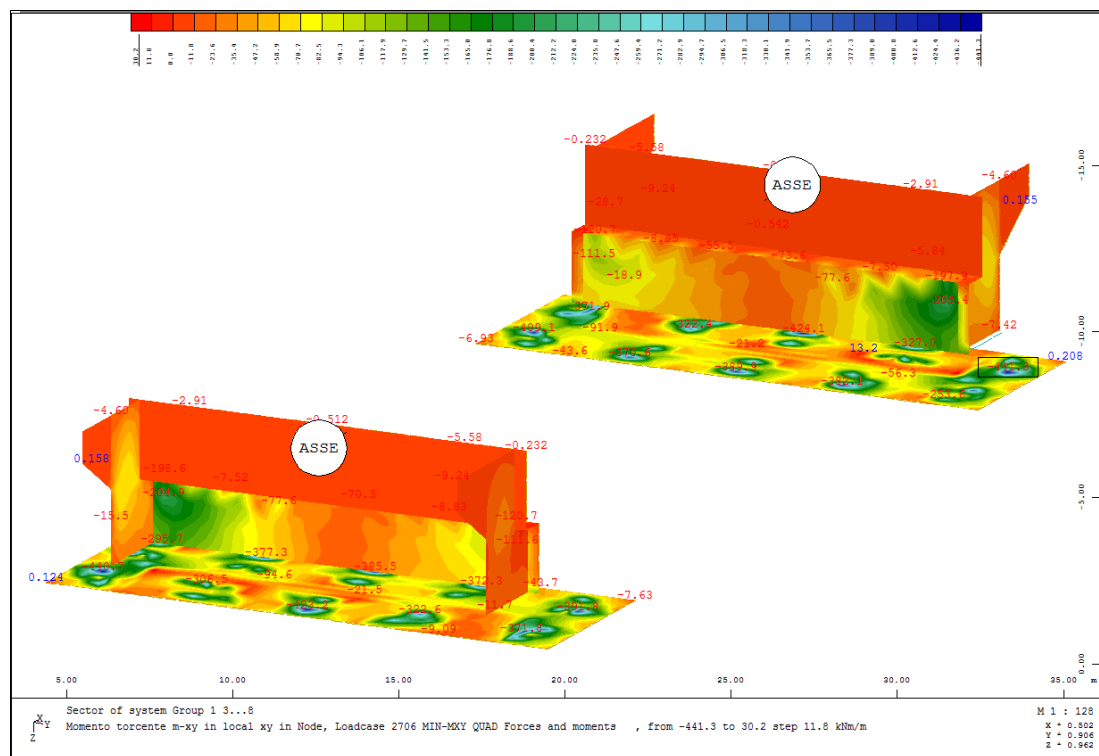
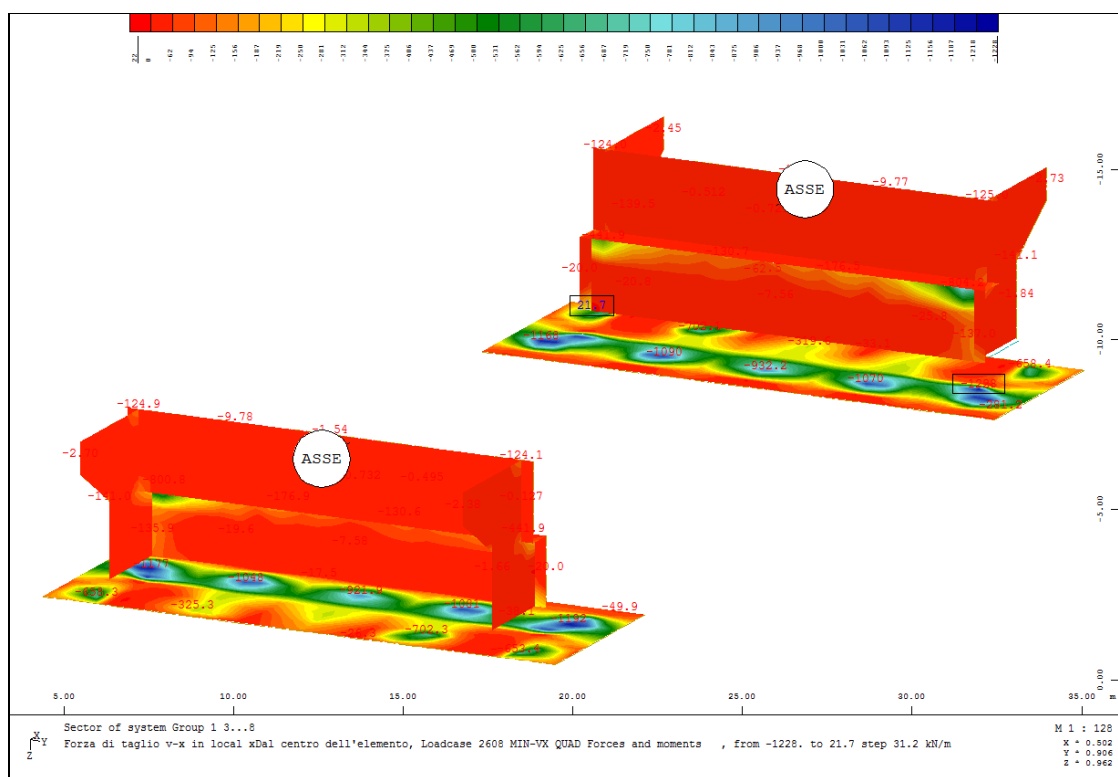
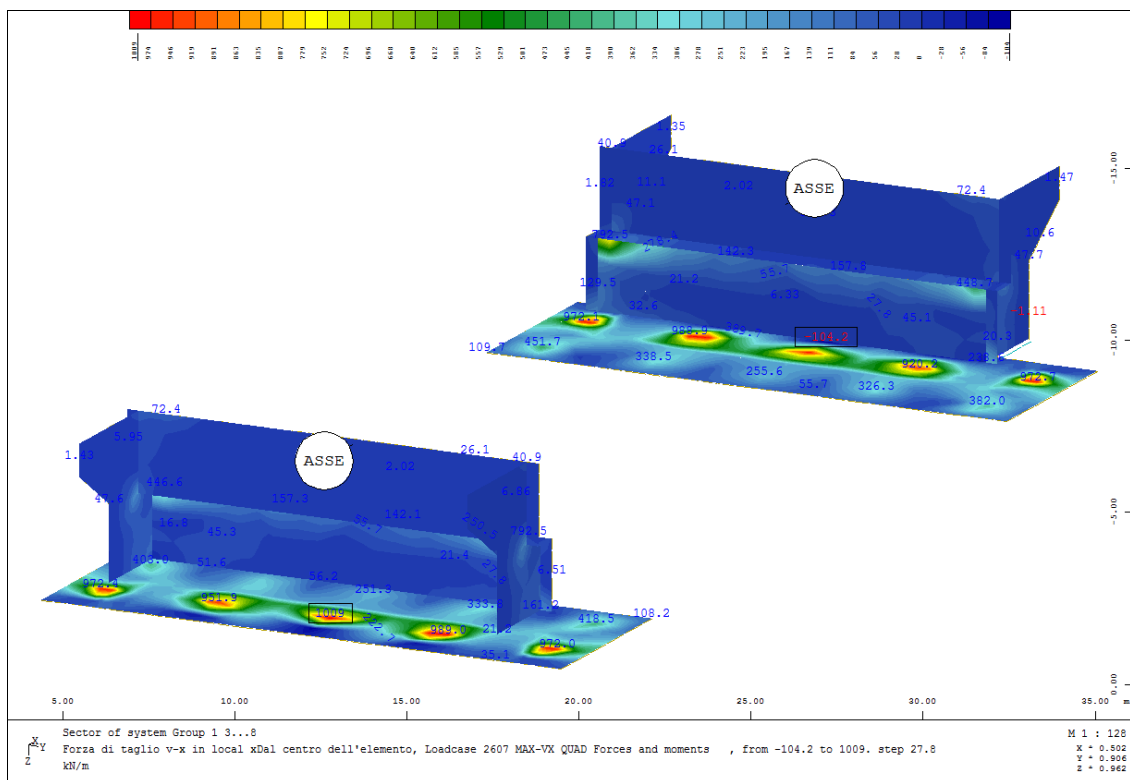


Diagramma  $m_{xy-min}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 40 di 103



Elaborato	Revisione		Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 41 di 103

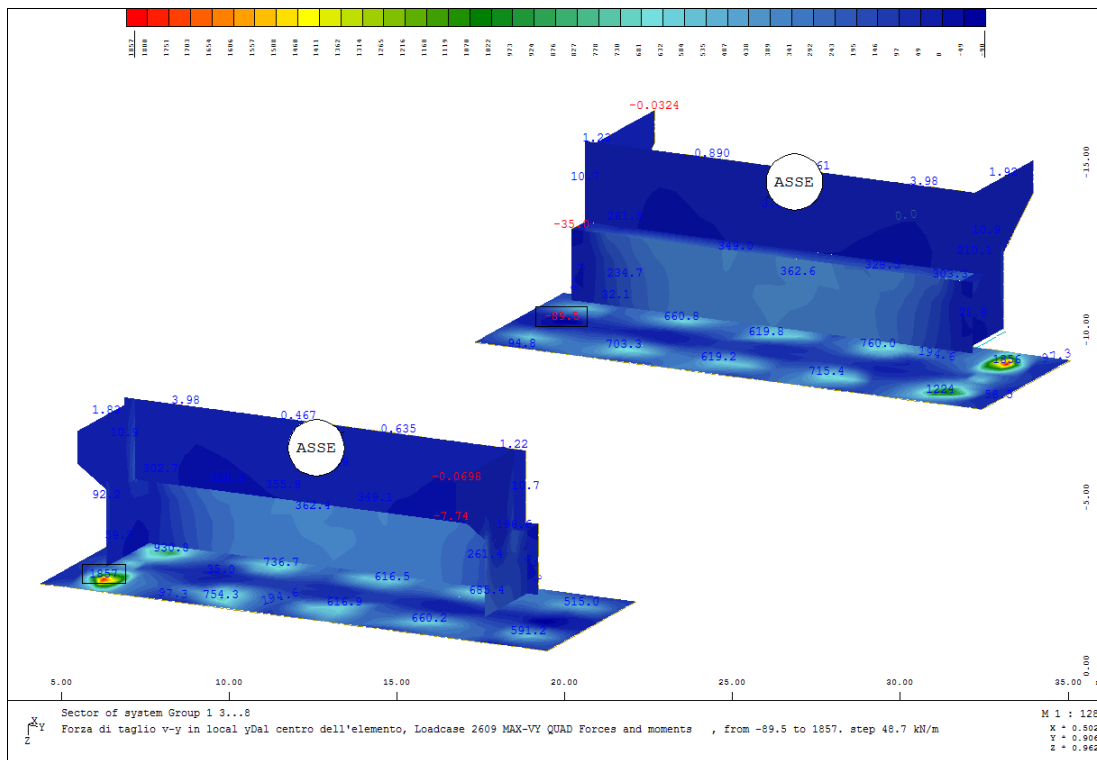


Diagramma  $V_{y-max}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

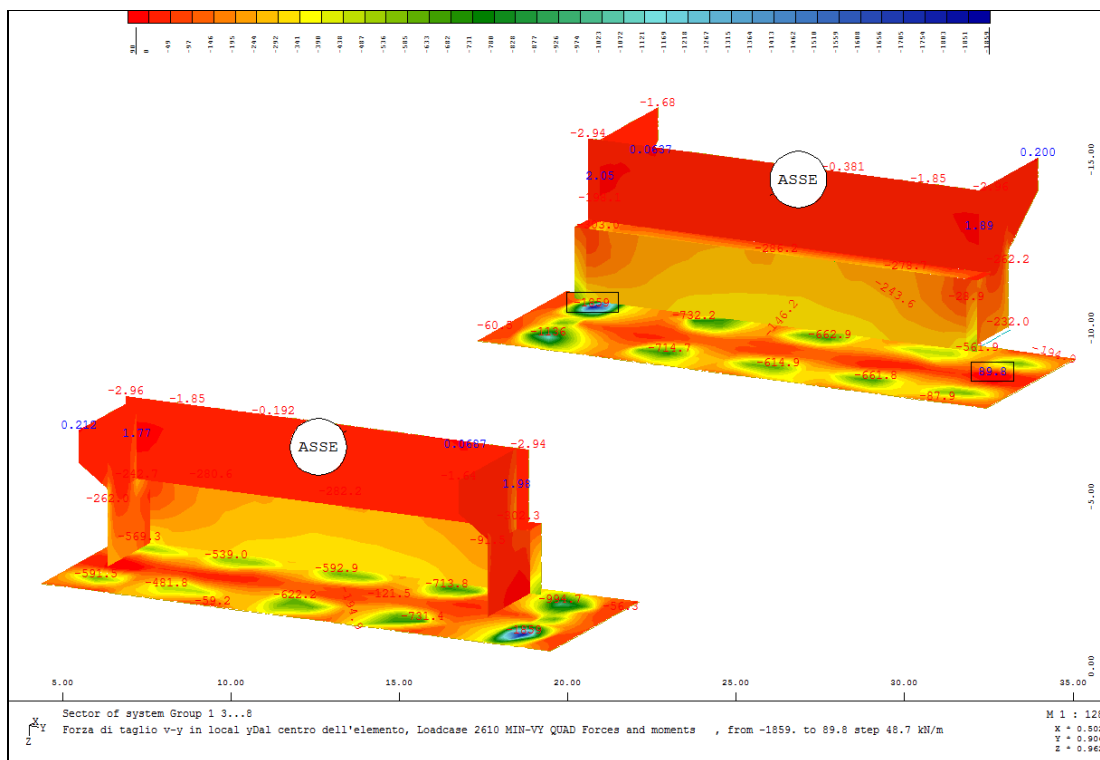


Diagramma  $V_{y-min}$  (coord.loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 42 di 103

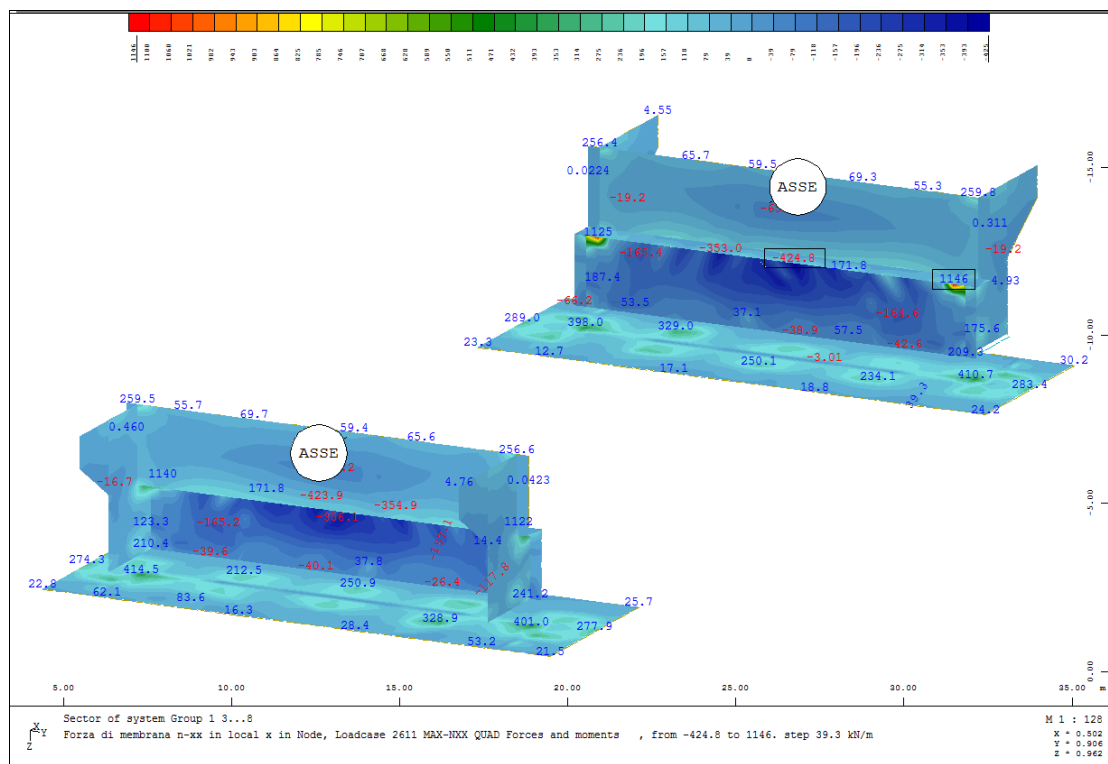


Diagramma  $n_{xx-max}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

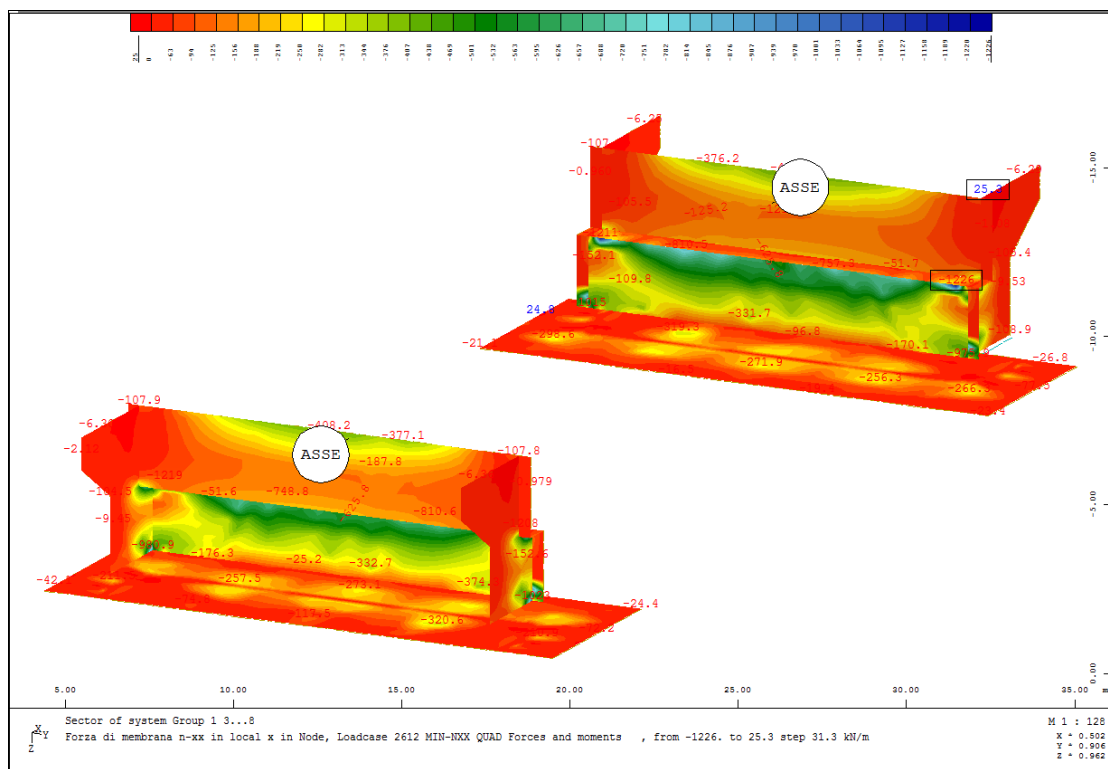


Diagramma  $n_{xx-min}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 43 di 103



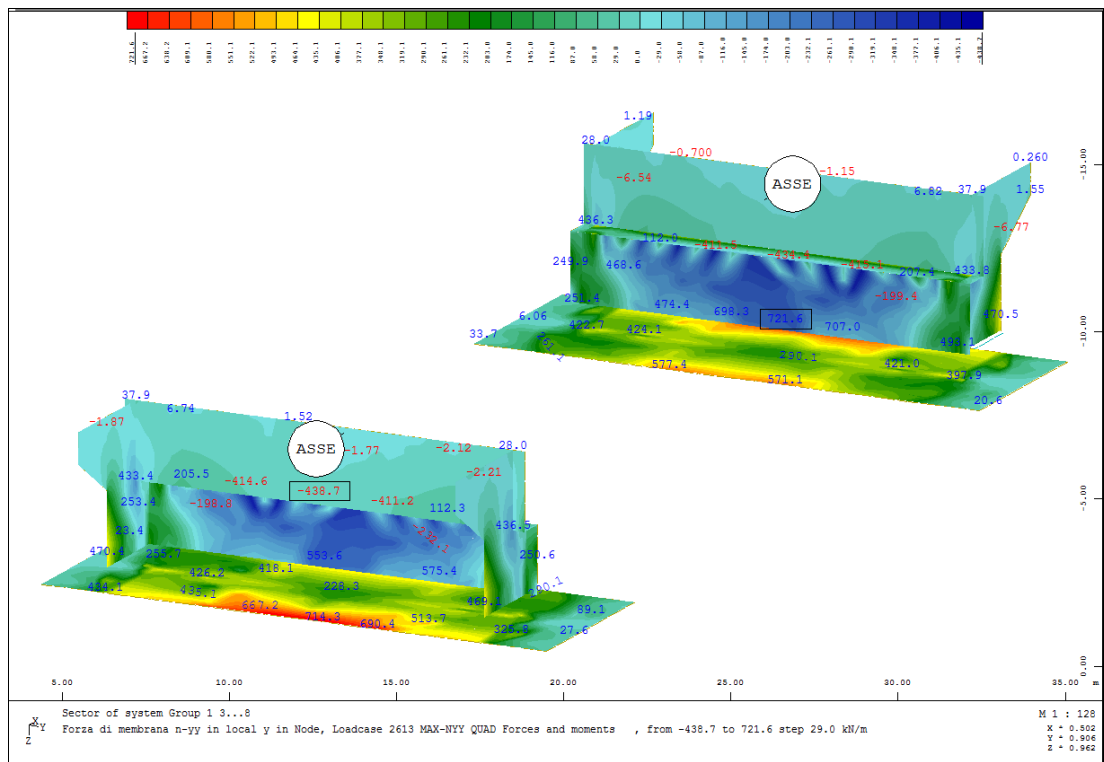


Diagramma  $n_{yy-max}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

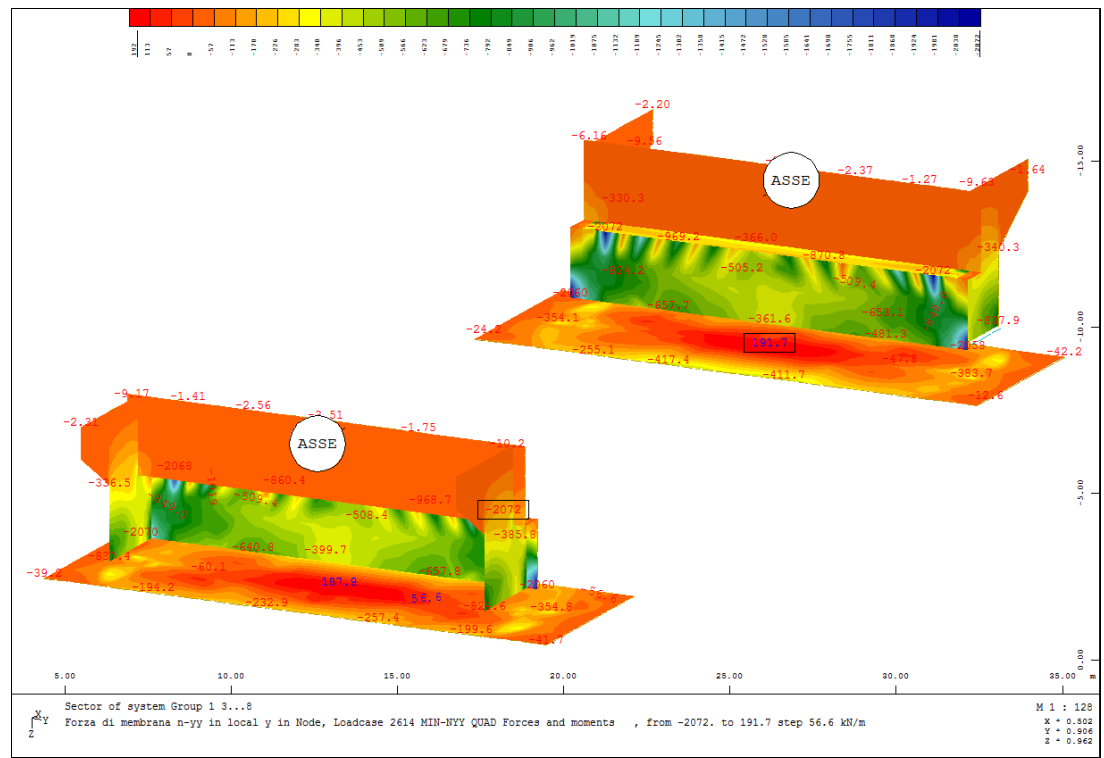


Diagramma  $n_{yy-min}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 44 di 103

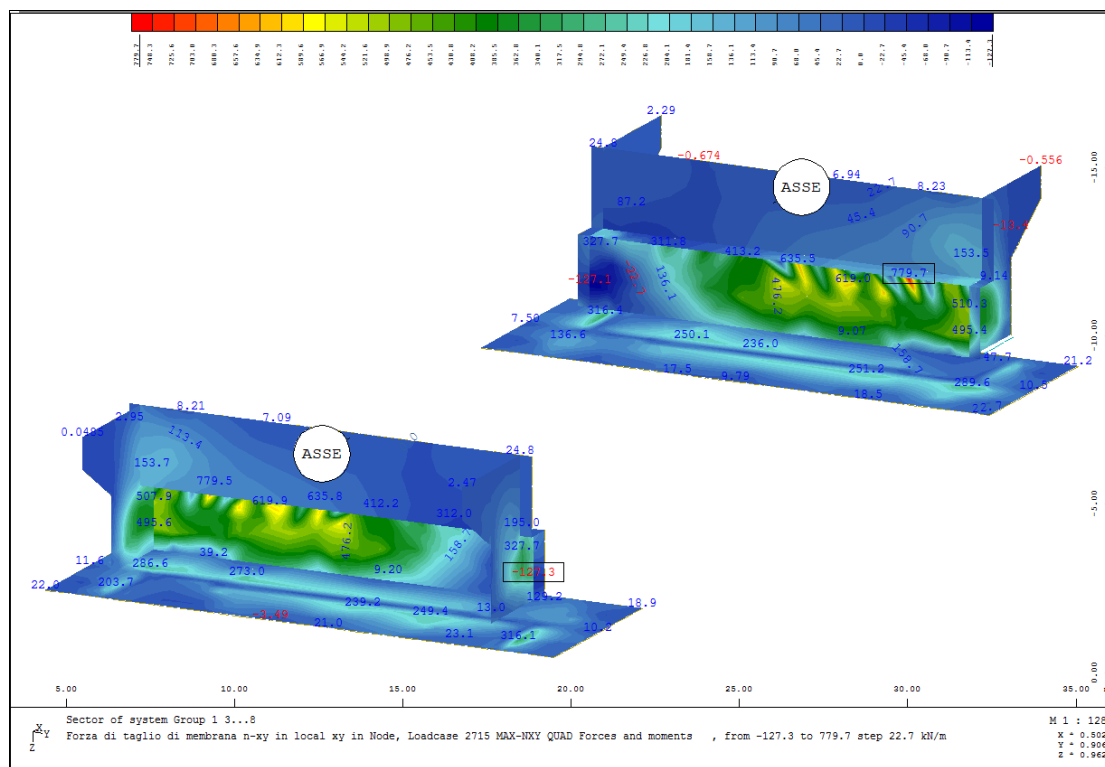


Diagramma  $n_{xy-max}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

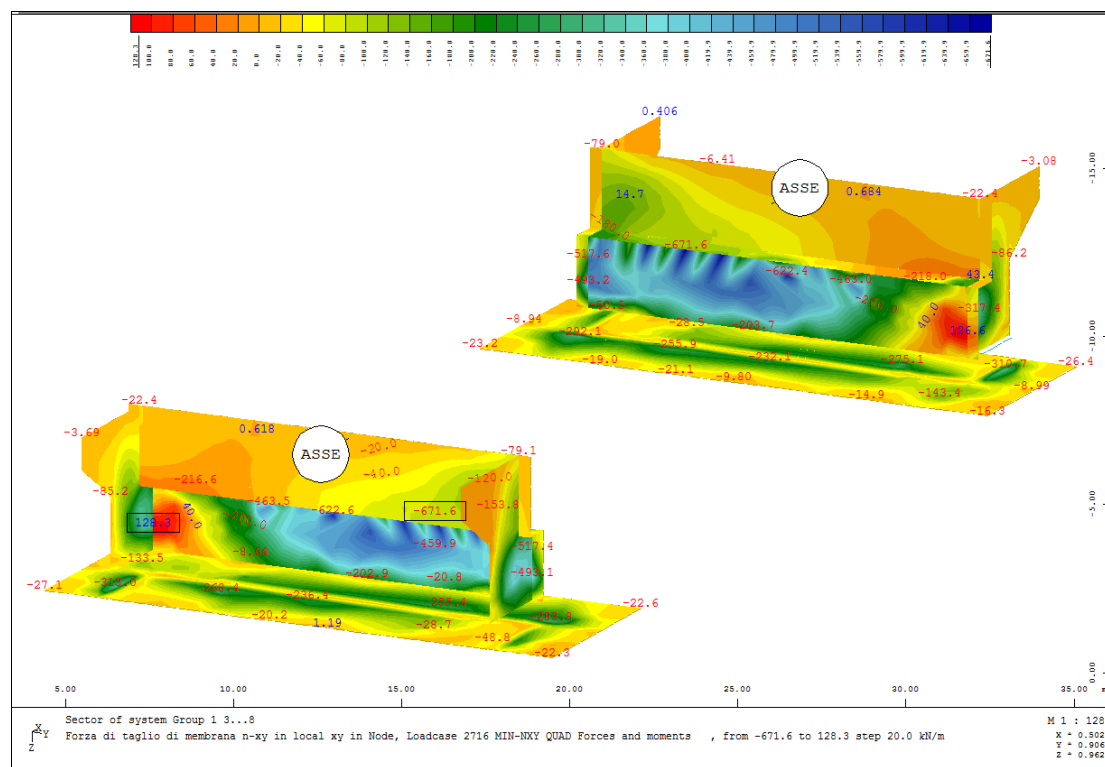


Diagramma  $n_{xy-min}$  (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 45 di 103

➤ Pali

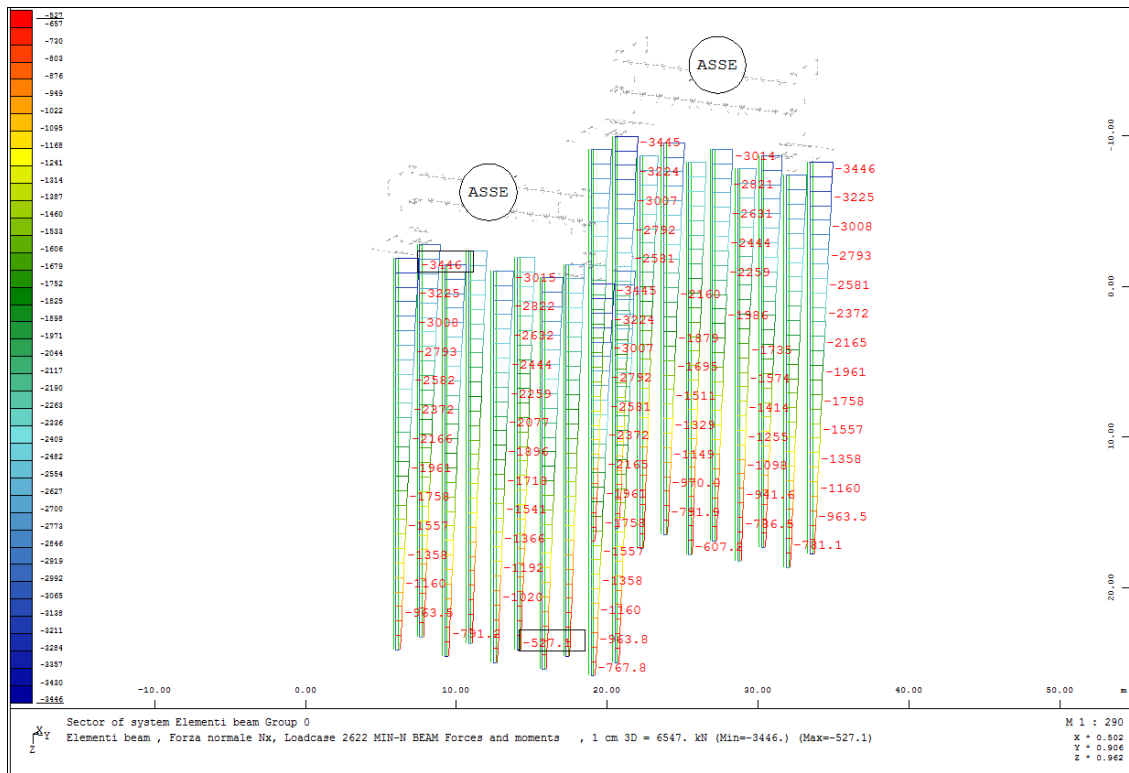


Diagramma  $N_{max}$  – COMB. SISMICA

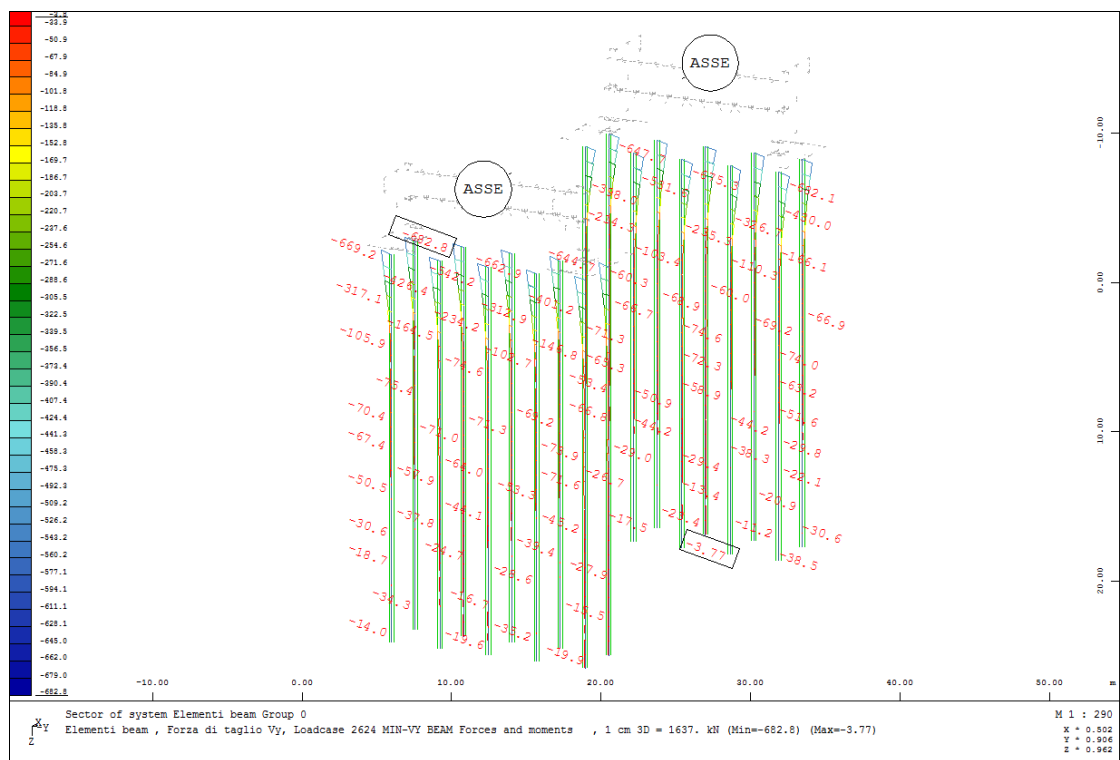


Diagramma  $V_{long} - max$  – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 46 di 103

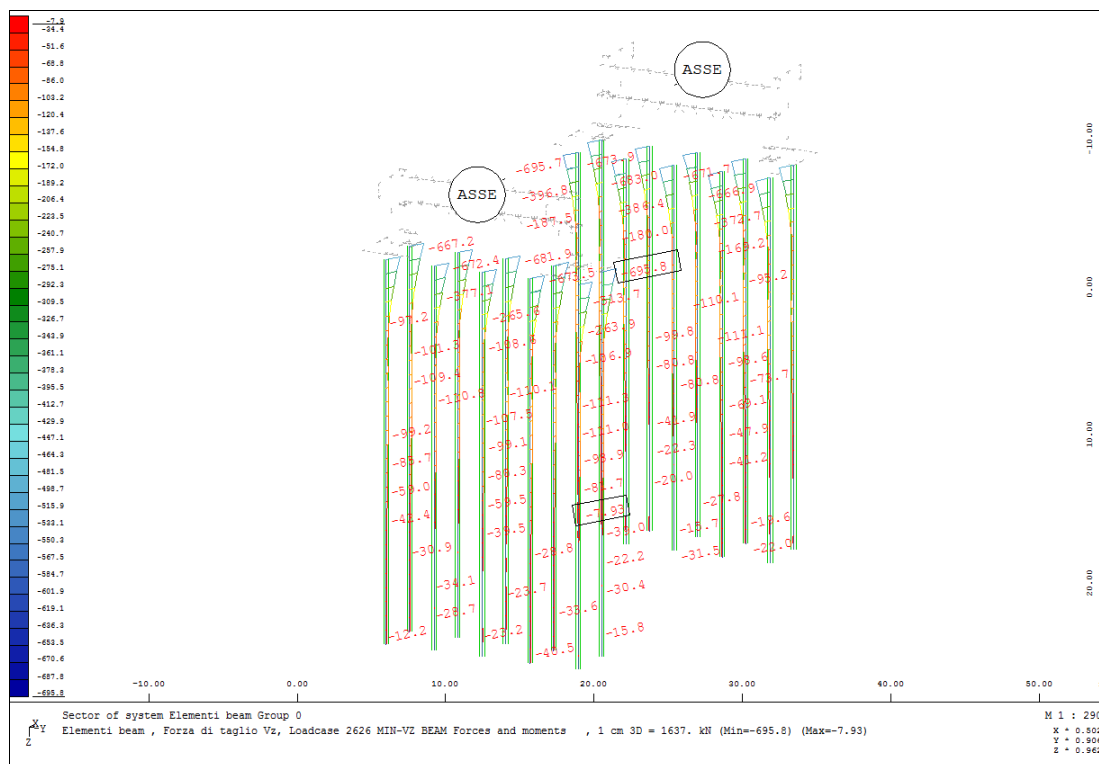


Diagramma  $V_{trav-max}$  – COMB. SISMICA

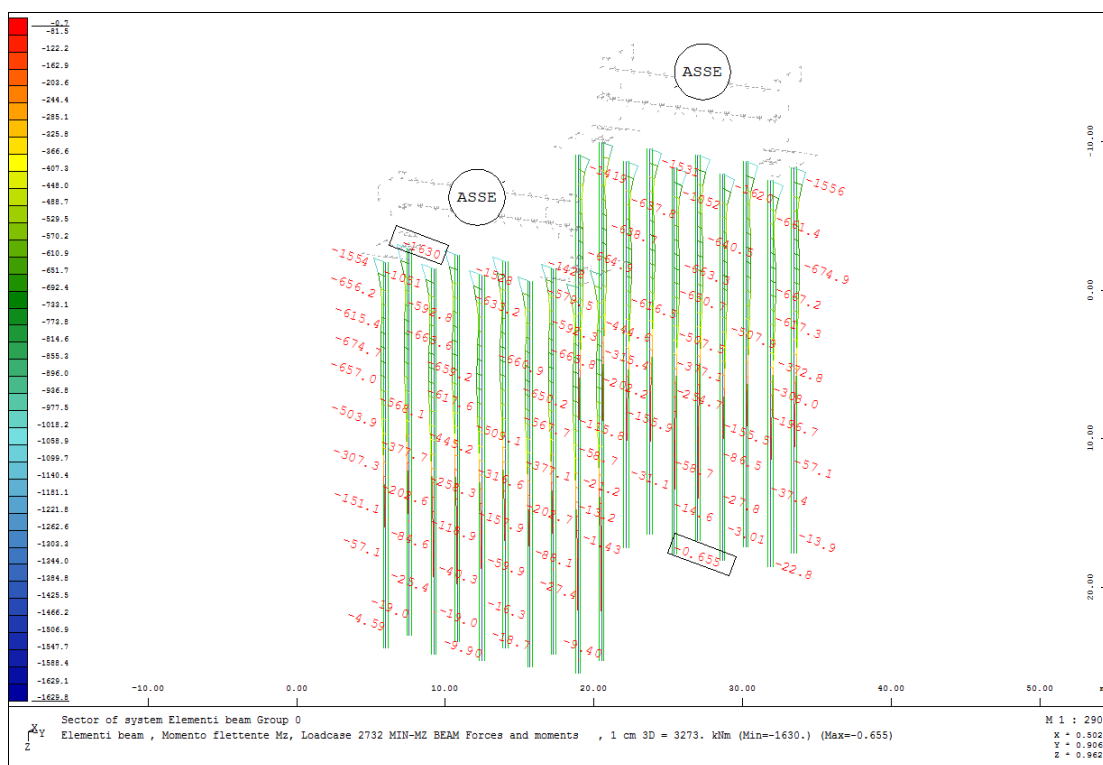


Diagramma  $M_{long}$  – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 47 di 103

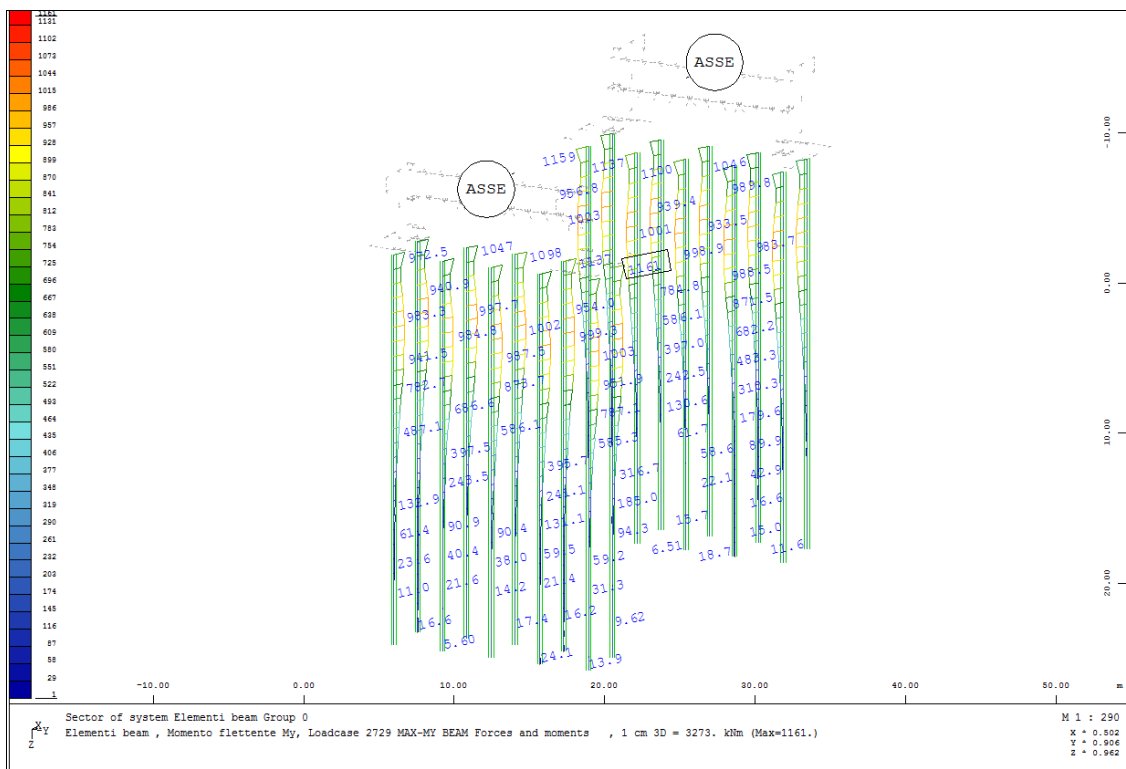


Diagramma  $M_{trav-max}$  – COMB. SISMICA

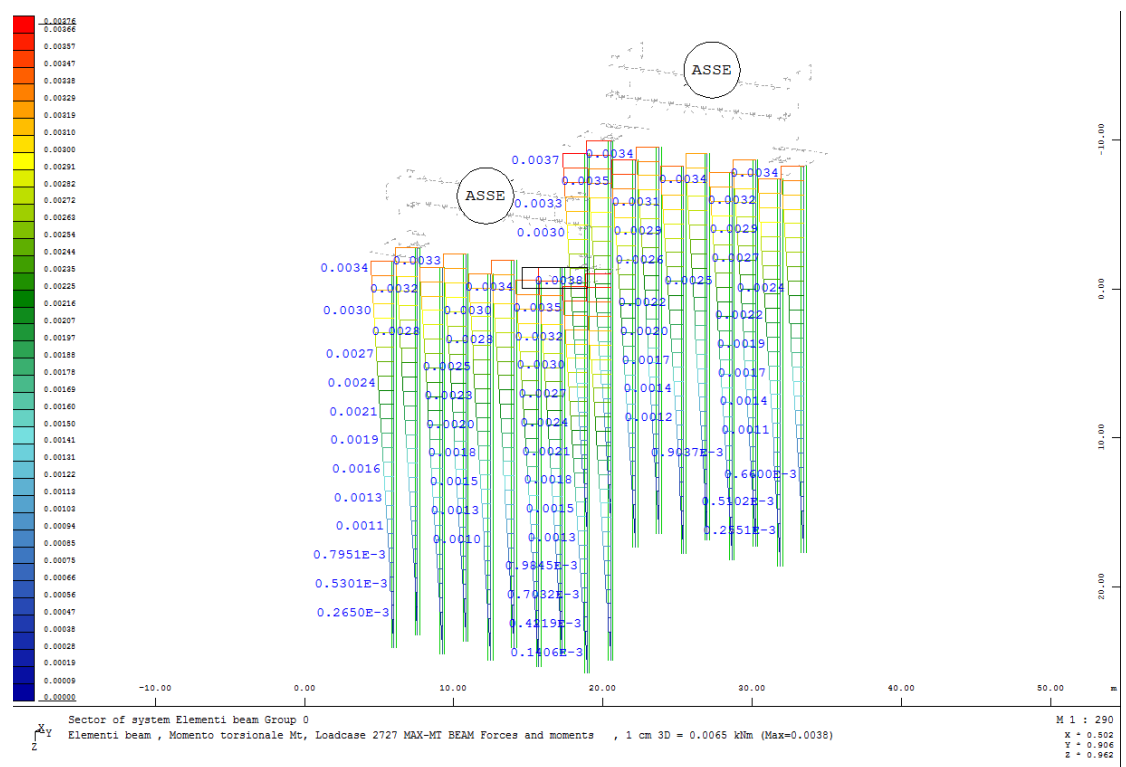


Diagramma  $M_t-max$  – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 48 di 103

## 9.2 Stato di deformazione

Gli spostamenti orizzontali e verticali massimi dei nodi della struttura, valutati per le combinazioni rare agli Stati Limite di Esercizio, sono riportati nelle seguenti figure:

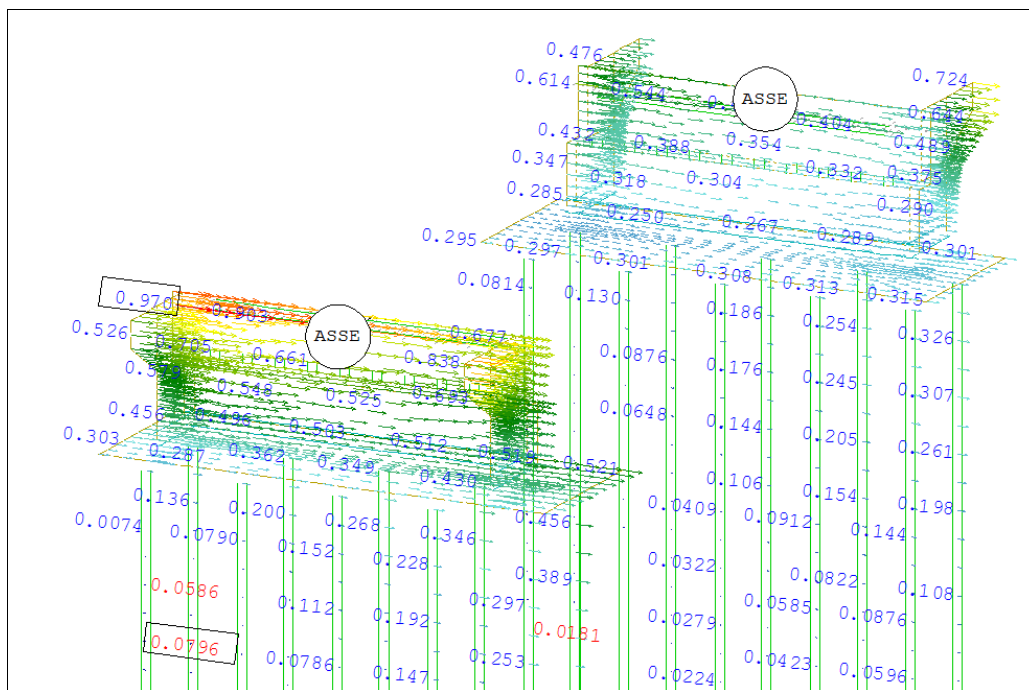


Diagramma massimi spostamenti in dir. trasv. - COMB. SLE RARE

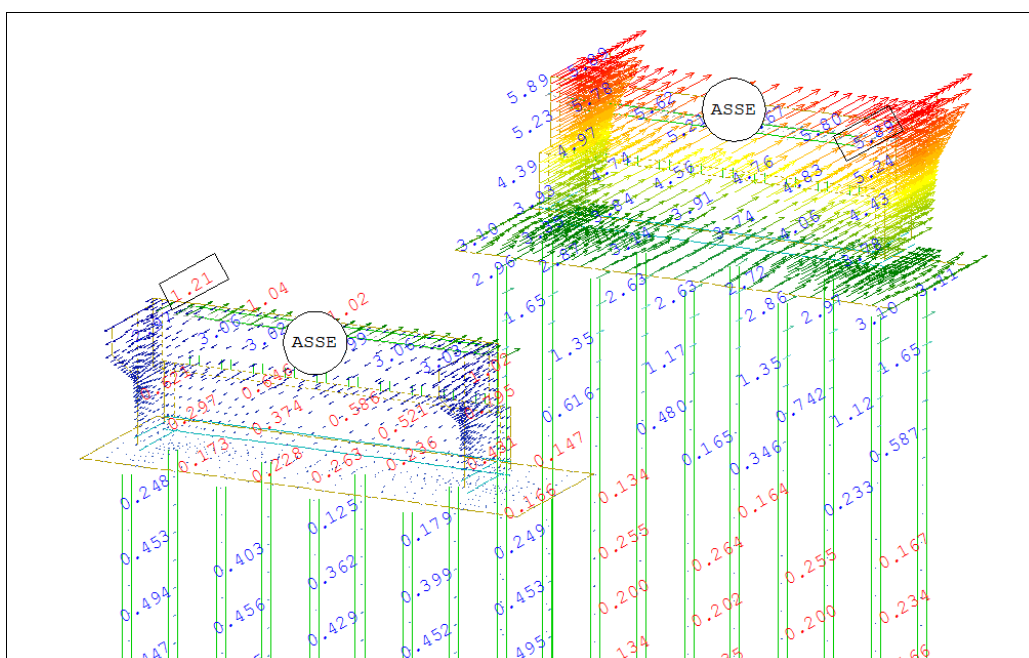
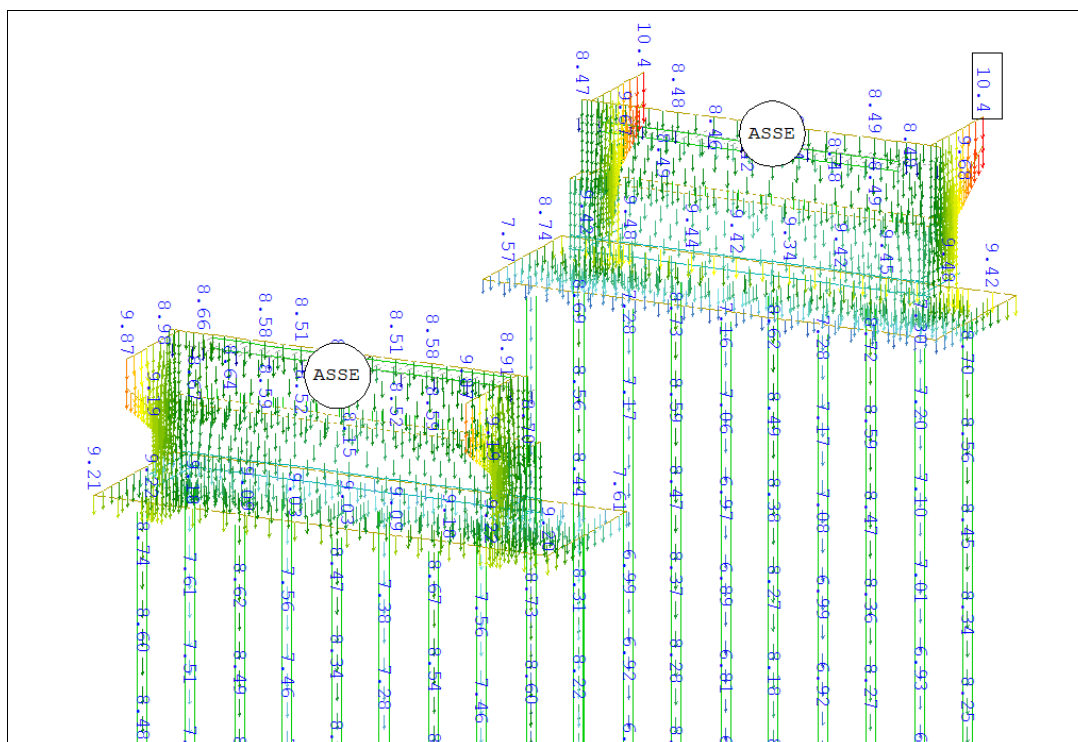


Diagramma massimi spostamenti in dir. long. - COMB. SLE RARE

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 49 di 103



*Diagramma massimi spostamenti in dir. vert.– COMB. SLE RARE*

Gli spostamenti massimi emersi dal calcolo (espressi in mm) risultano compatibili con l'opera in esame.

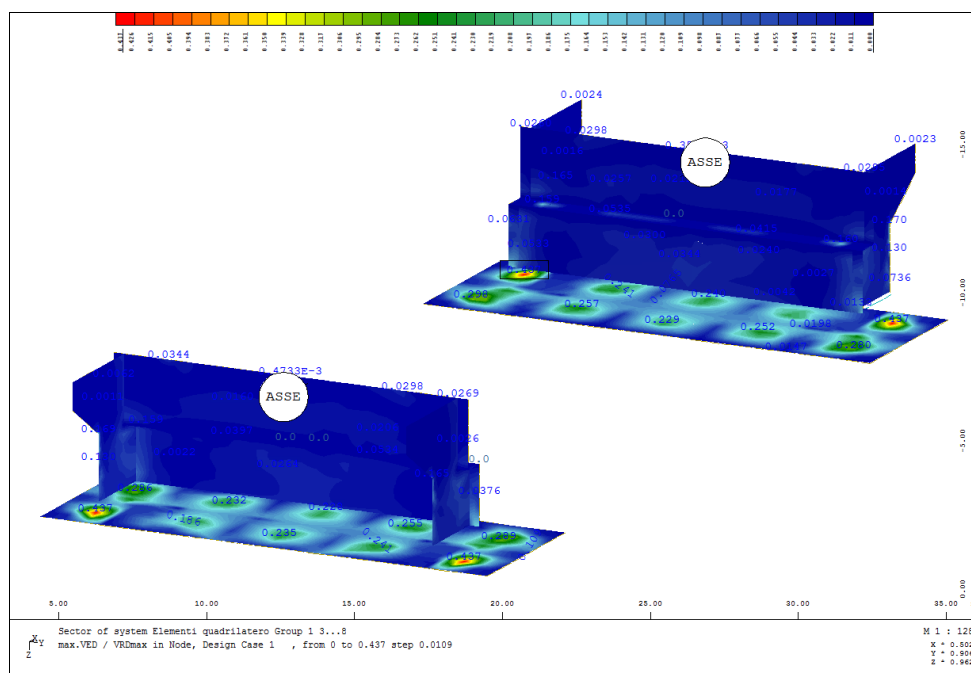
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 50 di 103

### 9.3 Verifiche agli SLU - SLE

Alla luce delle sollecitazioni emerse dal calcolo e precedentemente illustrate, si sono eseguite le verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio per ogni elemento strutturale.

Si è ottenuto:

- Platea di fondazione, elevazioni spalle, paraghiaia, muri d'ala e orecchi



Verifica  $V_{ED}/V_{RD-max}$

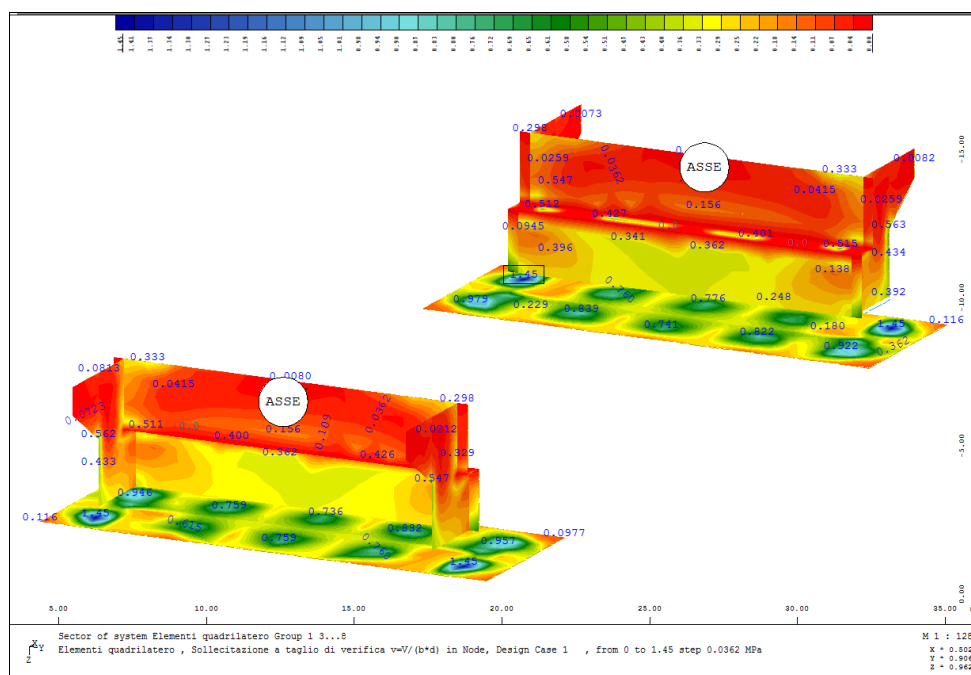
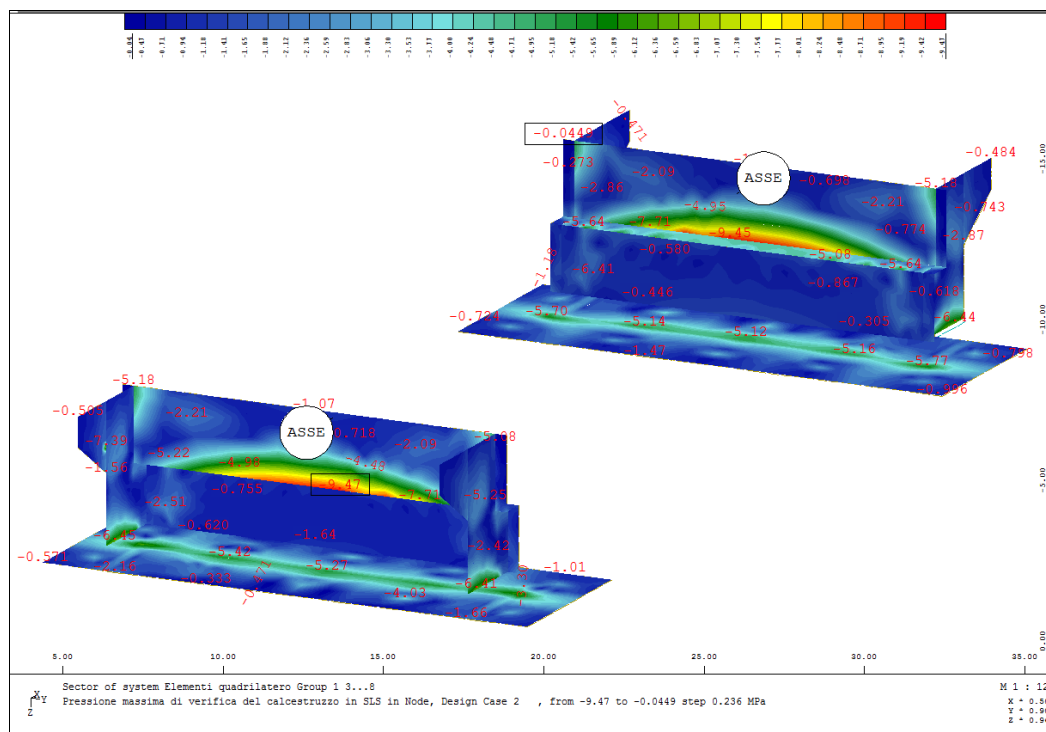
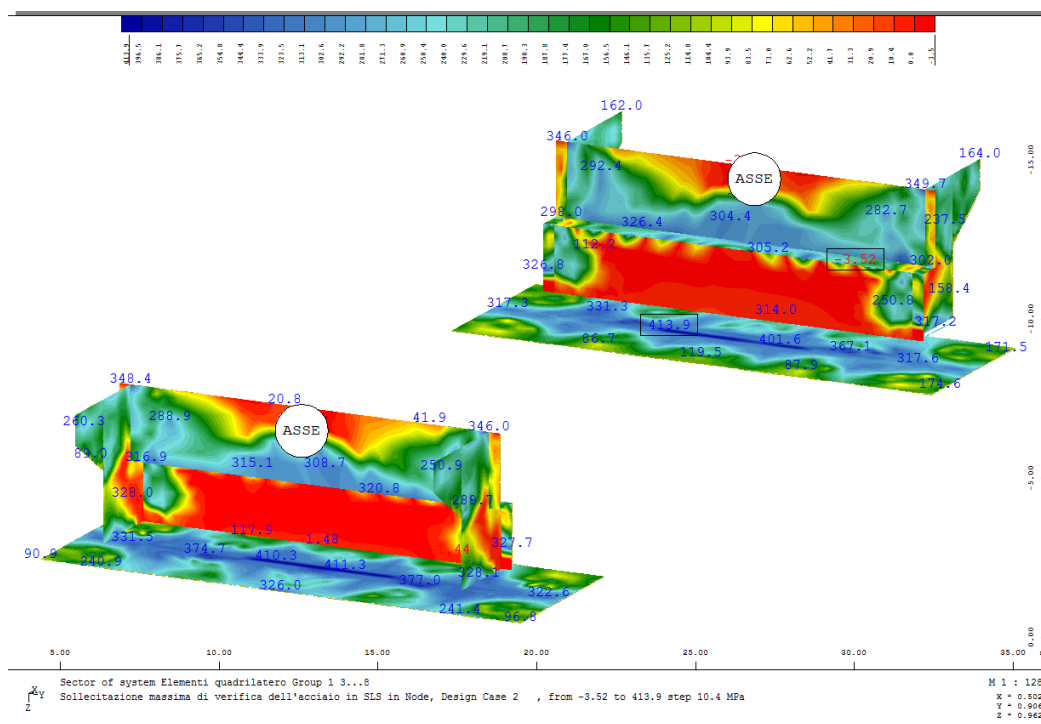


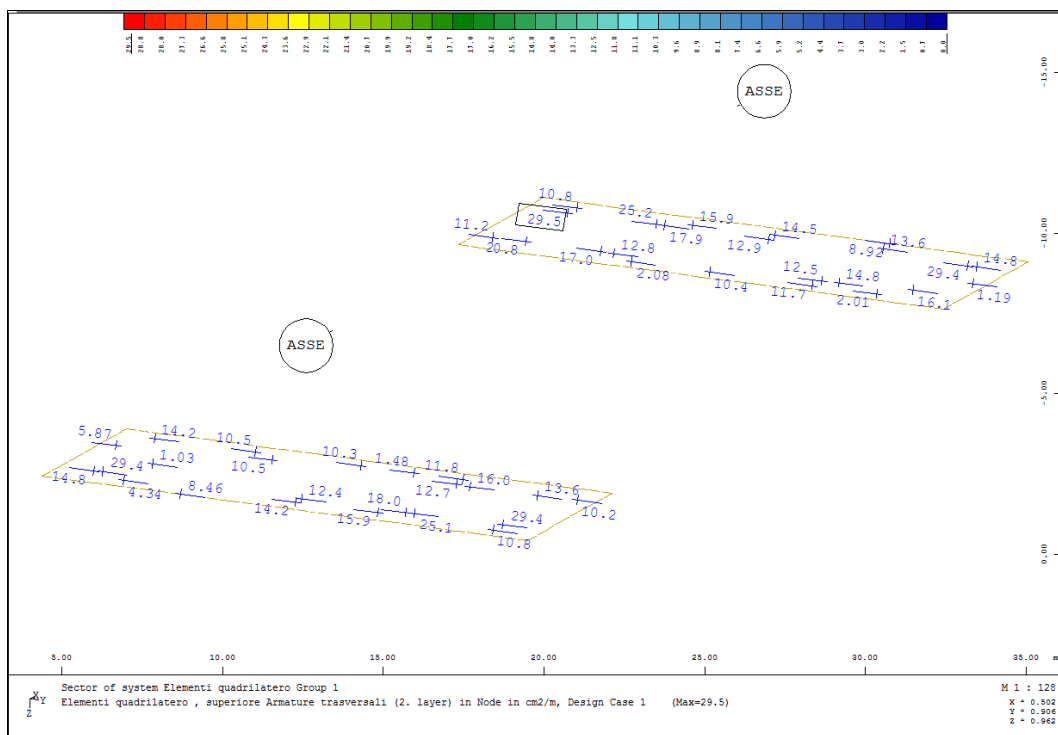
Diagramma tensioni tangenziali [Mpa]

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 51 di 103

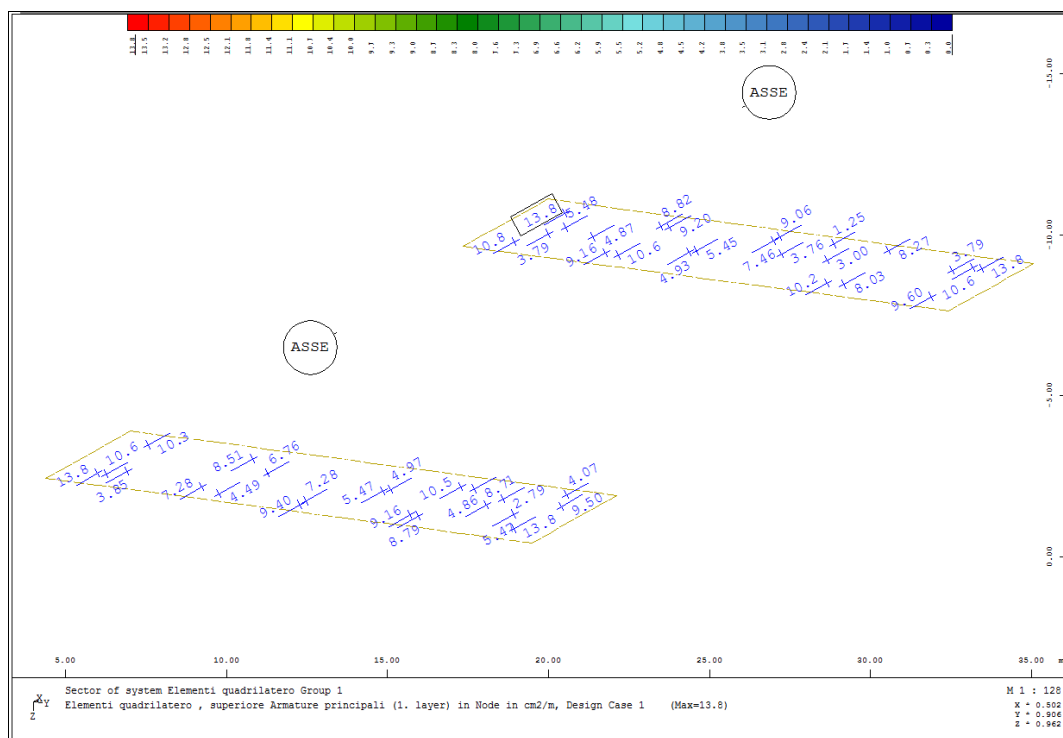




Elaborato	Revisione		Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 52 di 103

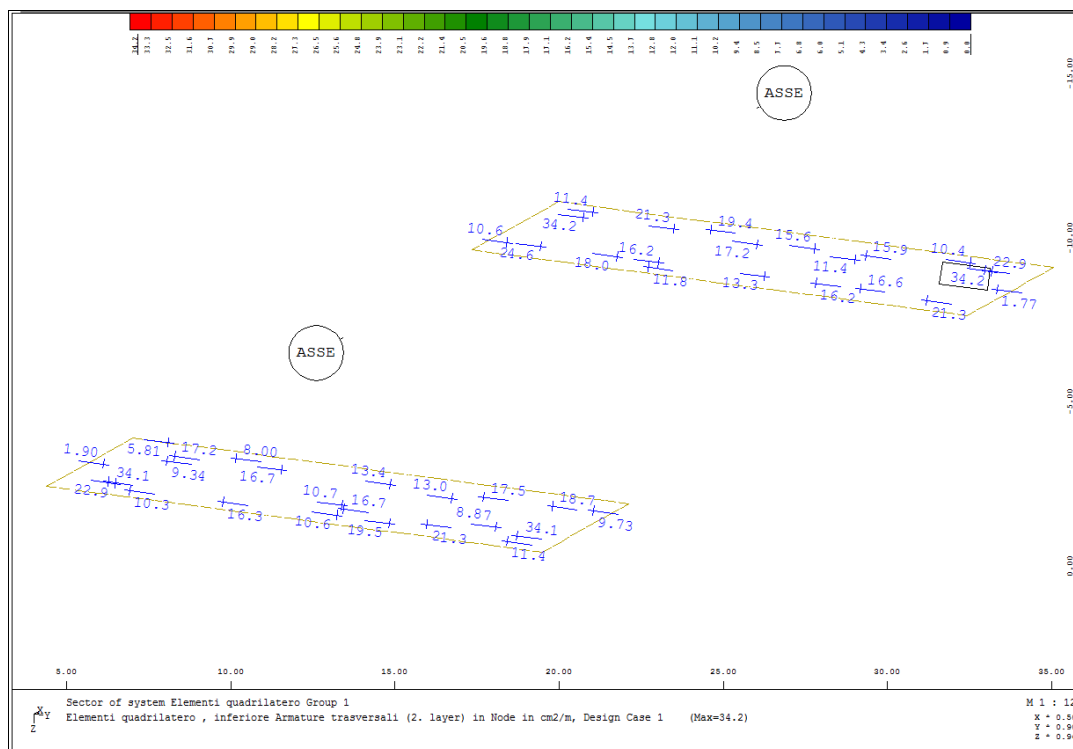


Platea di fondazione - Armatura minima trasversale superiore [cm<sup>2</sup>/m]

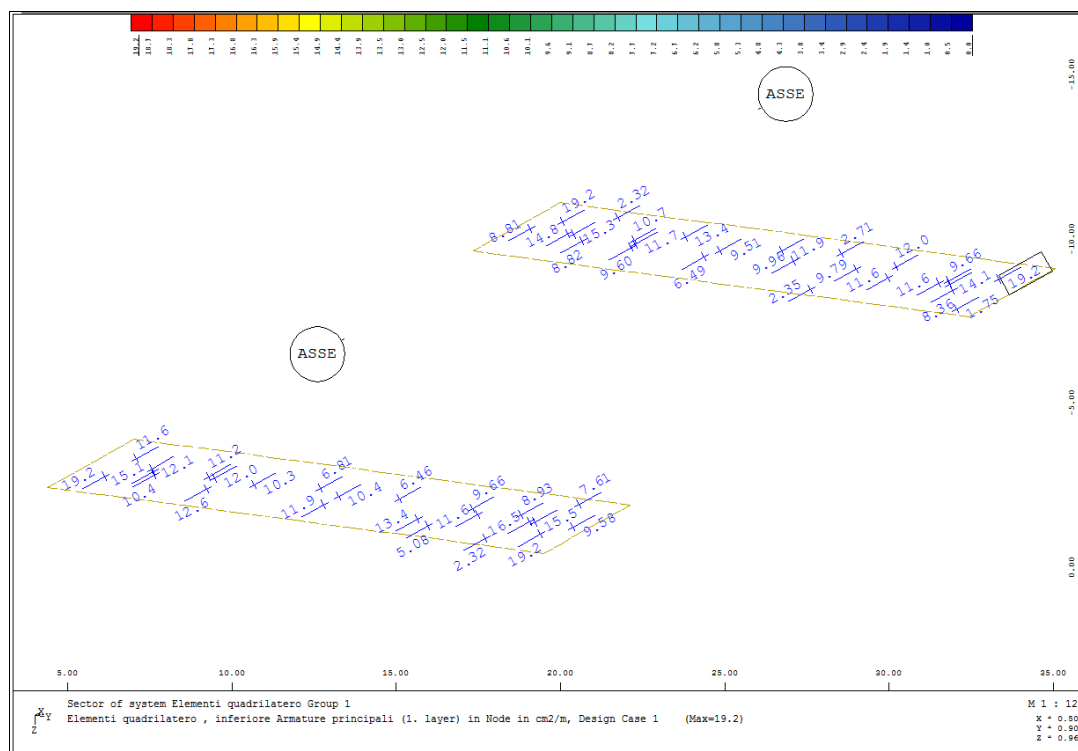


Platea di fondazione - Armatura minima longitudinale superiore [cm<sup>2</sup>/m]

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 53 di 103

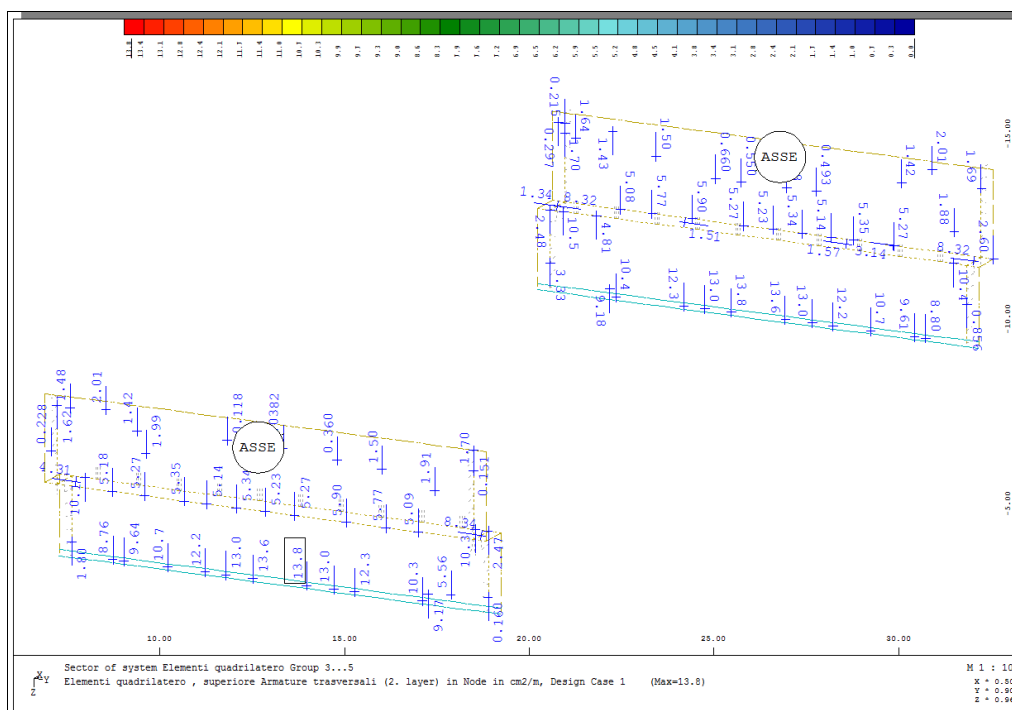


Platea di fondazione - Armatura minima trasversale inferiore [cm²/m]

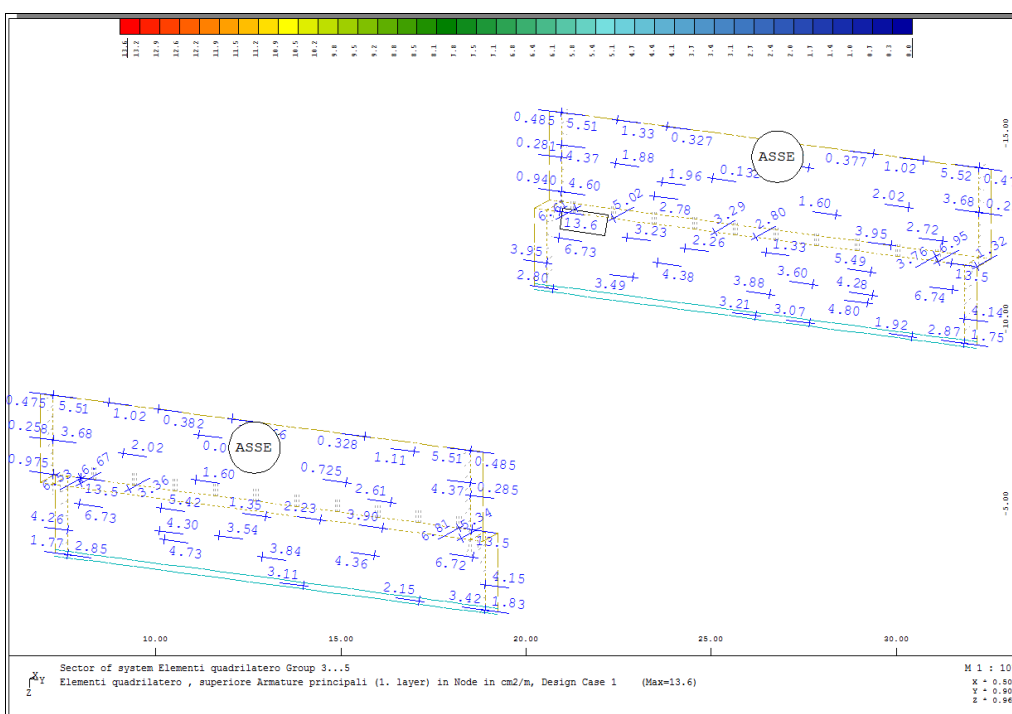


Platea di fondazione - Armatura minima longitudinale inferiore [cm²/m]

Elaborato	Revisione		Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 54 di 103

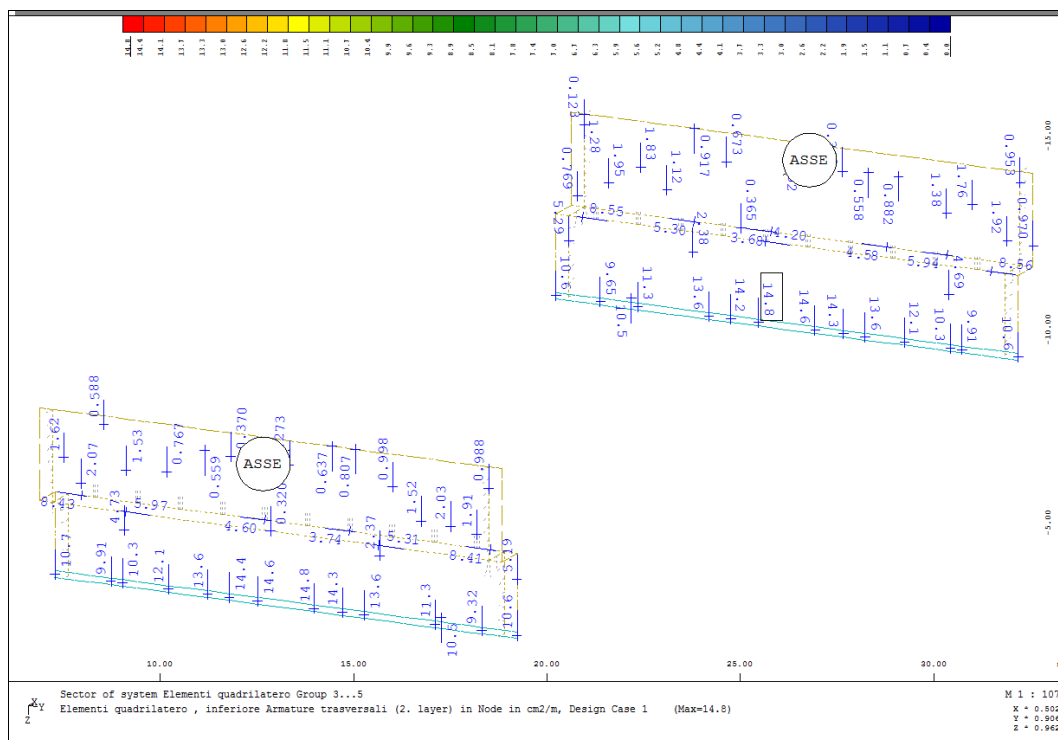


*Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima verticale interna [cm<sup>2</sup>/m]*

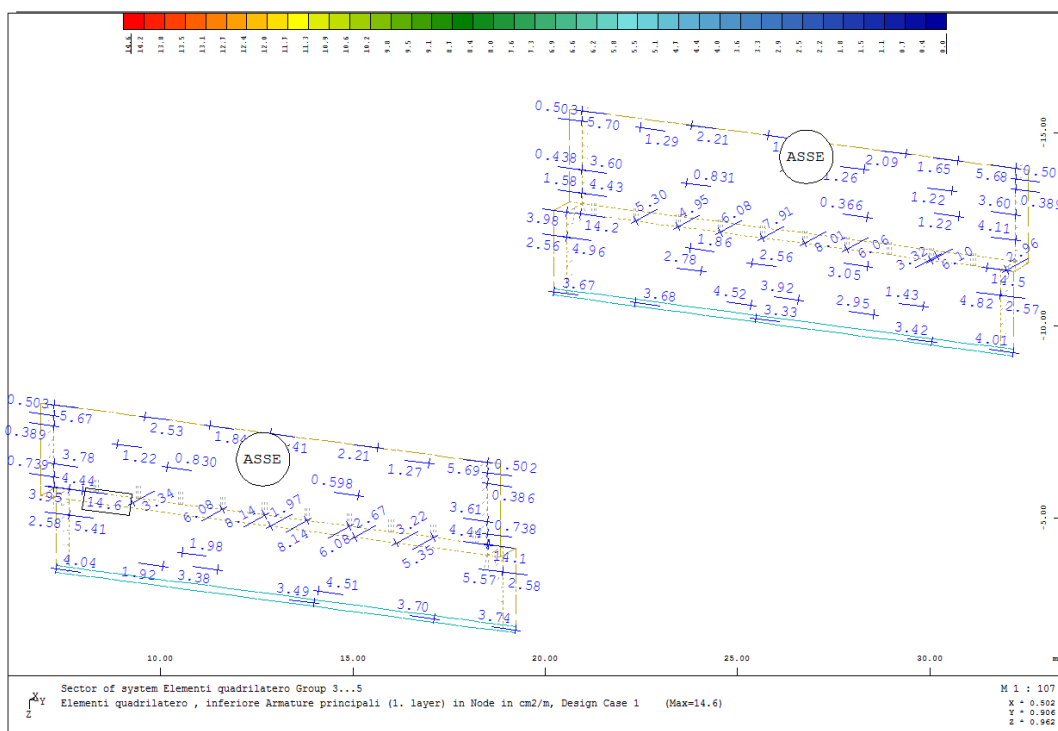


*Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima orizzontale interna [cm<sup>2</sup>/m]*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 55 di 103



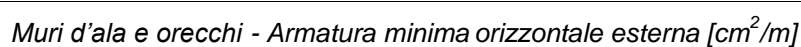
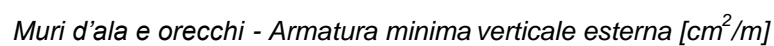
*Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima verticale esterna [cm<sup>2</sup>/m]*



*Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima orizzontale esterna [cm<sup>2</sup>/m]*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 56 di 103





-----  
Pagina 58 di 103

Prevedendo per gli elementi in oggetto aree d'armatura superiori a quelle minime indicate nei grafici, tutte le verifiche agli SLU e agli SLE (controllo tensioni e fessurazione) sono automaticamente soddisfatte.

Per questi elementi strutturali si dispone dunque la seguente armatura:

Platea di fondazione:

- $A_{s-sup-trasv}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-sup-trasv\_agg}$  : n° 1 $\phi$ 20 al metro ( $A = 3.14 \text{ cm}^2$ ) (in corrispondenza dei pali di estremità)
- $A_{s-sup-long}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-inf-trasv}$  : n° 5 $\phi$ 24 al metro ( $A = 22.61 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-inf-trasv\_agg}$  : n° 5 $\phi$ 24 al metro ( $A = 22.61 \text{ cm}^2$ ) (nelle due fasce laterali)
- $A_{s-inf-long}$  : n° 5 $\phi$ 24 al metro ( $A = 22.61 \text{ cm}^2$ )

Elevazioni spalle:

- $A_{s-vert-int}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-vert-est}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )

Paraghiaia:

- $A_{s-vert-int}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-vert-est}$  : n° 5 $\phi$ 20 al metro ( $A = 15.70 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )

Muri d'ala:

- $A_{s-vert-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-vert-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )

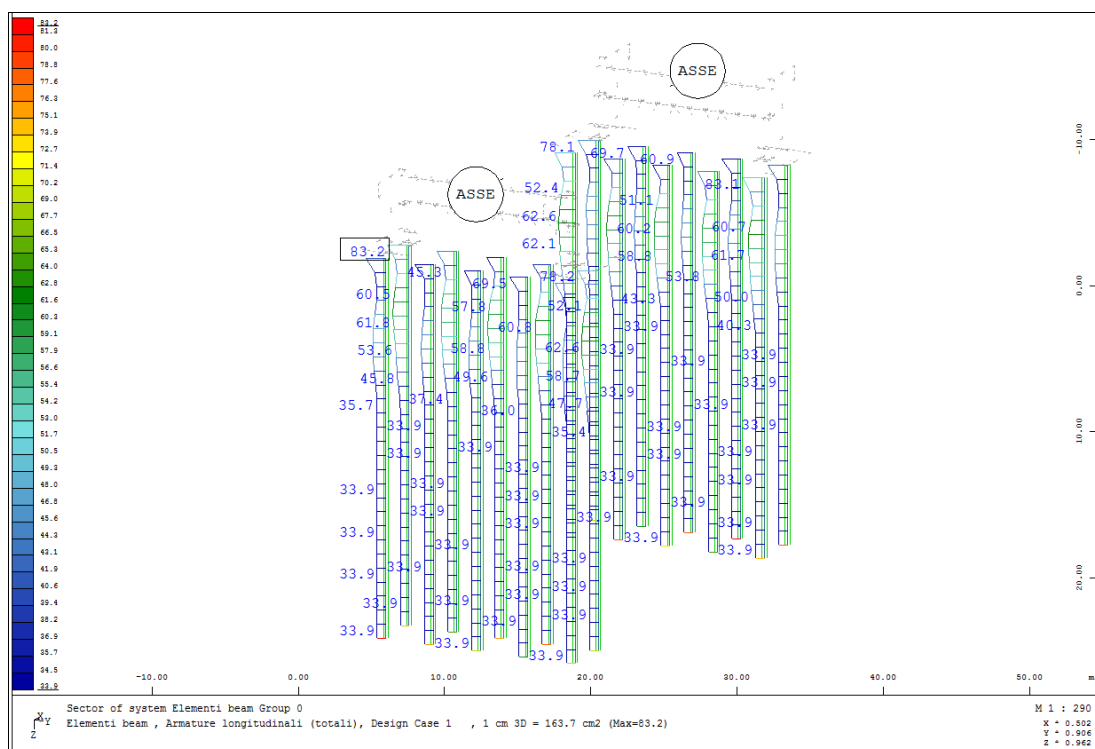
Orecchi:

- $A_{s-vert-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-int}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-vert-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-orizz-est}$  : n° 5 $\phi$ 16 al metro ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )

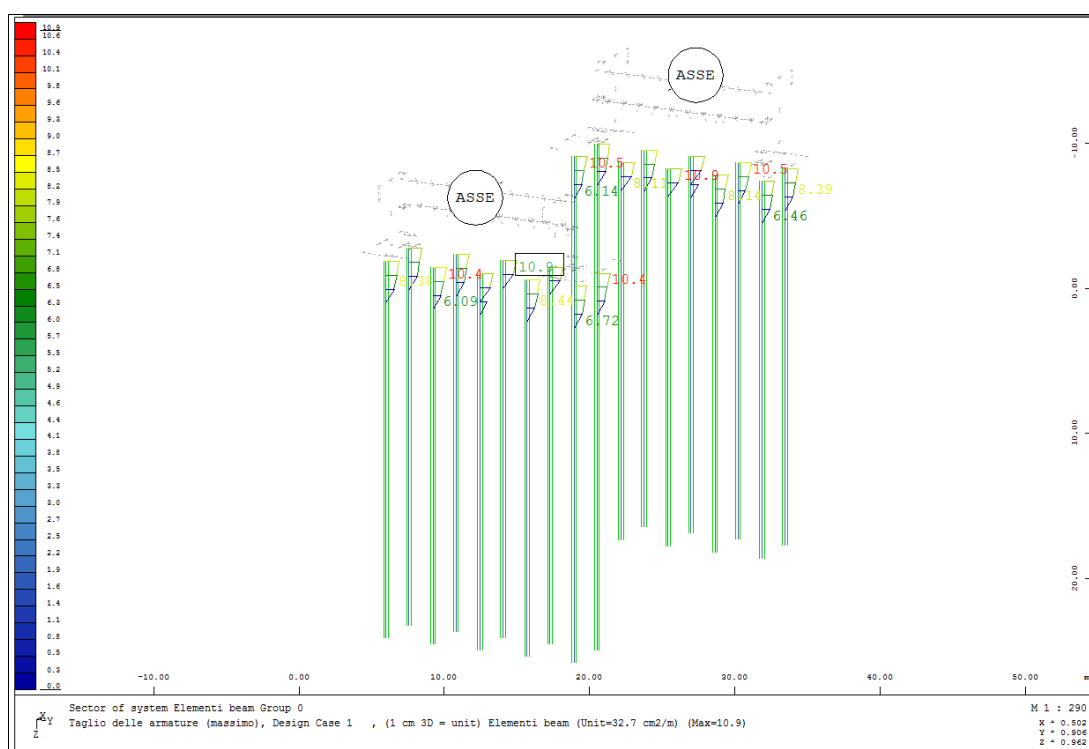
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 59 di 103



➤ Pali



*Pali - Armatura minima longitudinale [cm<sup>2</sup>]*



*Pile - Armatura minima a taglio [cm<sup>2</sup>/m]*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 60 di 103

Prevedendo per gli elementi in oggetto aree d'armatura superiori a quelle minime indicate nei grafici, tutte le verifiche agli SLU e agli SLE (controllo tensioni e fessurazione) sono automaticamente soddisfatte.

Per le pile si dispone dunque la seguente armatura:

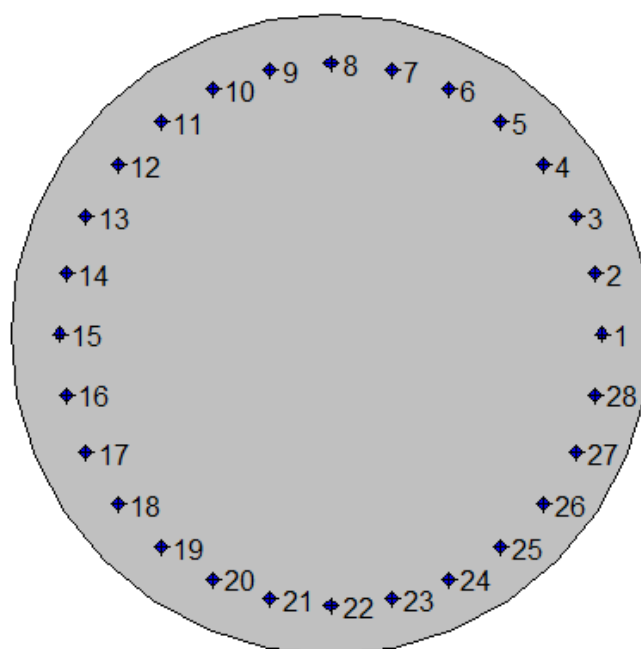
- $A_{s-long}$  : n° 28 $\phi$ 20 ( $A = 87.92 \text{ cm}^2$ )
- $A_{s-trasv}$ : spirale  $\phi$ 14/20cm ( $A = 15.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Effettuando dunque la verifica a pressoflessione della sezioni più sollecitate della pile centrali ( $D=100\text{cm}$ ), si ottiene:

**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	60,0	120,0
2	71,7	118,8
3	83,0	115,4
4	93,3	109,9
5	102,4	102,4
6	109,9	93,3
7	115,4	83,0
8	118,8	71,7
9	120,0	60,0
10	118,8	48,3
11	115,4	37,0
12	109,9	26,7
13	102,4	17,6
14	93,3	10,1
15	83,0	4,6
16	71,7	1,2
17	60,0	0,0
18	48,3	1,2
19	37,0	4,6
20	26,7	10,1
21	17,6	17,6
22	10,1	26,7
23	4,6	37,0
24	1,2	48,3
25	0,0	60,0
26	1,2	71,7
27	4,6	83,0
28	10,1	93,3
29	17,6	102,4
30	26,7	109,9
31	37,0	115,4
32	48,3	118,8

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 61 di 103



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	111,0	60,0	3,1	no
2	109,7	71,3	3,1	no
3	105,9	82,1	3,1	no
4	99,9	91,8	3,1	no
5	91,8	99,9	3,1	no
6	82,1	105,9	3,1	no
7	71,3	109,7	3,1	no
8	60,0	111,0	3,1	no
9	48,7	109,7	3,1	no
10	37,9	105,9	3,1	no
11	28,2	99,9	3,1	no
12	20,1	91,8	3,1	no
13	14,1	82,1	3,1	no
14	10,3	71,3	3,1	no
15	9,0	60,0	3,1	no
16	10,3	48,7	3,1	no
17	14,1	37,9	3,1	no
18	20,1	28,2	3,1	no
19	28,2	20,1	3,1	no
20	37,9	14,1	3,1	no
21	48,7	10,3	3,1	no
22	60,0	9,0	3,1	no
23	71,3	10,3	3,1	no
24	82,1	14,1	3,1	no
25	91,8	20,1	3,1	no
26	99,9	28,2	3,1	no
27	105,9	37,9	3,1	no
28	109,7	48,7	3,1	no

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 62 di 103

**Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:****Calcestruzzo classe: C28/35**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>fctm (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M<sub>xu</sub>, M<sub>yu</sub> e N<sub>u</sub> proporzionali (sigla verifica: P)Verifica con rapporto M<sub>xu</sub>, M<sub>yu</sub> assegnato (sigla verifica: M)Verifica con N<sub>u</sub> costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	M <sub>x</sub> kN m	M <sub>y</sub> kN m	Tipo	N <sub>u</sub> kN	M <sub>xu</sub> kN m	M <sub>yu</sub> kN m	Sd/Su	Verif.
1	2814,0	1161,0	995,6	P	5630,6	2323,1	1992,1	0,500	OK
				M	17876,5	1159,8	994,6	0,160	
				N	2814,0	1916,7	1643,6	0,610	
2	1762,0	426,0	110,2	P	11778,0	2847,6	736,6	0,150	OK
				M	20761,8	425,4	110,0	0,080	
				N	1762,0	2158,9	558,5	0,200	
6	2010,0	446,1	1630,0	P	3083,1	684,3	2500,2	0,650	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	2010,0	608,1	2221,9	0,730	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	M <sub>x</sub> kN m	M <sub>y</sub> kN m	Tipo	N <sub>u</sub> kN	M <sub>xu</sub> kN m	M <sub>yu</sub> kN m	Sd/Su	Verif.
6	2010,0	446,1	1630,0	P	3083,1	684,3	2500,2	0,650	OK
1	2814,0	1161,0	995,6	M	17876,5	1159,8	994,6	0,160	OK
6	2010,0	446,1	1630,0	N	2010,0	608,1	2221,9	0,730	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ<sub>cL</sub> = 17400,0 kN/mq (verifica Ok per σ<sub>c</sub>/σ<sub>cL</sub> < 1)

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 63 di 103

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	298,4	75,9	1283,0	-2673,8	0,15	-36324,6	0,10

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	275,1	68,1	1190,0	0.00	0,00

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	251,8	64,0	1168,0	-2298,0	0,18	0.00	0,00

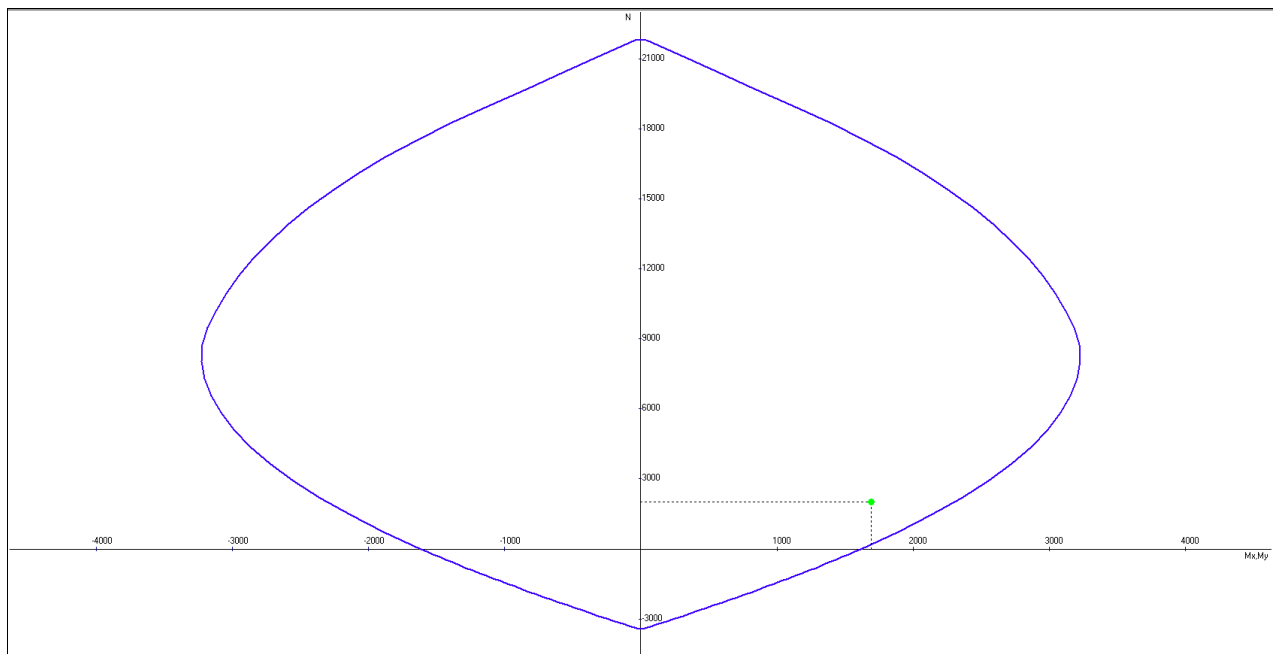
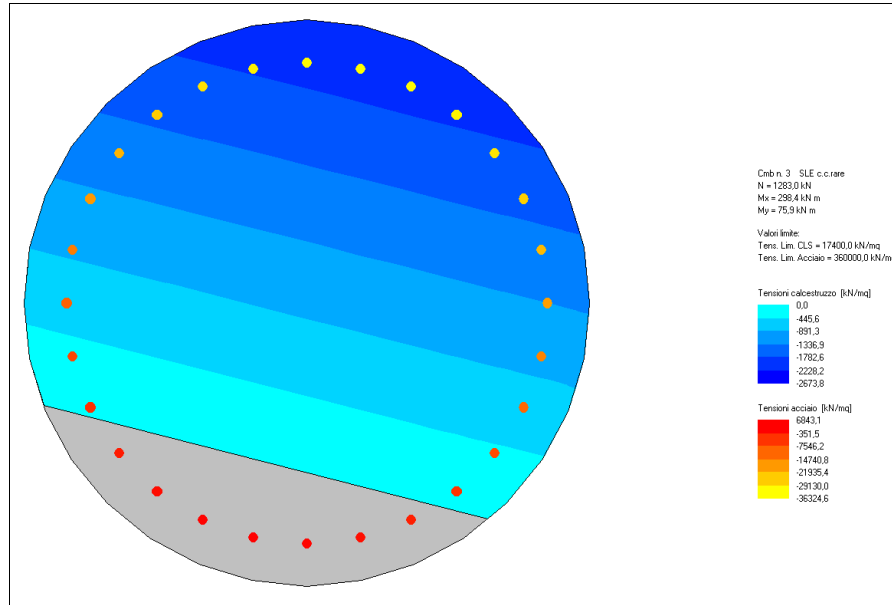
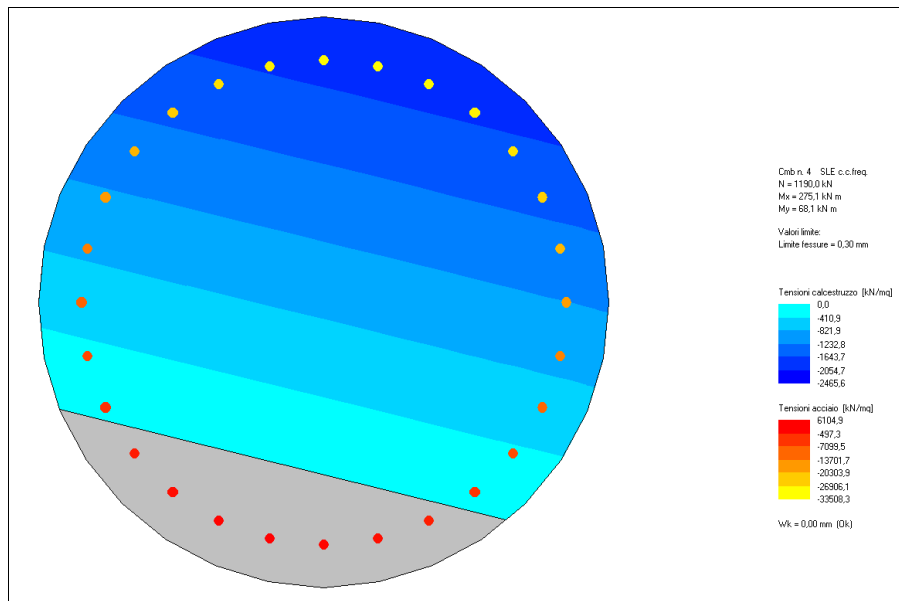


Diagramma d'interazione M-N – comb.6 (SISMICA)

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 64 di 103

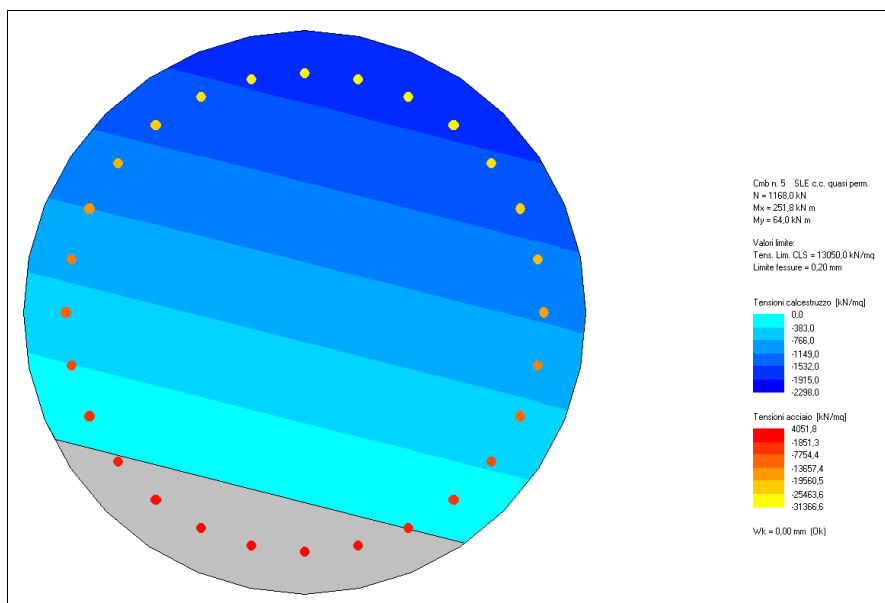


*Tensioni massime nei materiali – comb.3 (SLE – RARE)*



*Verifica a fessurazione – comb. 4 (SLE – FREQUENTI)*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 65 di 103



*Verifica a fessurazione – comb. 5 (SLE – QUASI PERMANENTI)*

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Effettuando quindi la verifica a taglio delle sezioni più sollecitate a taglio, si ottiene:

$$T_{y_{\max\_SLU}} = 718.10 \text{ kN}$$

$$T_{y\_SLU} = 718.10 \text{ kN}$$

$$T_{z\_SLU} = 227.30 \text{ kN (COMB. SISMICA)}$$

$$T_{z_{\max\_SLU}} = 227.30 \text{ kN (COMB. SISMICA)}$$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 66 di 103

Verifica a taglio palo di fondazione				
Rck =	35	N/mm <sup>2</sup>		
fck =	28	N/mm <sup>2</sup>		
φ =	1200	mm		
c =	75	mm		
Apalo =	1130973,36	mm <sup>2</sup>		
Armatura :				
Staffe	14	mm		
Passo	20	mm		
Si arma con sole staffe				
Azioni di progetto			<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	69580	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	4850	daN	Vrd2 =	3669,12 kN
Tmax_slu	697,49	kN	v =	0,560
			fcd =	18,67 N/mm <sup>2</sup>
B =	1200	mm	Ver.	
d =	1125	mm		
0.9*d =	1012,5	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
			s =	1000 mm
ρl =	0	mm <sup>2</sup> /m	Asw =	15394 mm <sup>2</sup>
			Afst =	154 mm <sup>2</sup>
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	394,34	kN	Vrd3 =	9.203,97 kN
τ <sub>rd</sub> =	0,337	N/mm <sup>2</sup>	Vwdstaffe =	8809,63 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctk0.05</sub> =	2,02	N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acc</sub> =	1,15
γ <sub>C</sub> =	1,5		f <sub>yd</sub> =	391,30 N/mm <sup>2</sup>
Occorre armatura a taglio		Ver.		

Verifica a taglio palo di fondazione				
Rck =	35	N/mm <sup>2</sup>		
fck =	28	N/mm <sup>2</sup>		
φ =	1200	mm		
c =	75	mm		
Apalo =	1130973,36	mm <sup>2</sup>		
Armatura :				
Staffe	14	mm		
Passo	20	mm		
Si arma con sole staffe				
Azioni di progetto			<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	3140	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	68280	daN	Vrd2 =	3669,12 kN
Tmax_slu	683,52	kN	v =	0,560
			fcd =	18,67 N/mm <sup>2</sup>
B =	1200	mm	Ver.	
d =	1125	mm		
0.9*d =	1012,5	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
			s =	1000 mm
ρl =	0	mm <sup>2</sup> /m	Asw =	15394 mm <sup>2</sup>
			Afst =	154 mm <sup>2</sup>
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	394,34	kN	Vrd3 =	9.203,97 kN
τ <sub>rd</sub> =	0,337	N/mm <sup>2</sup>	Vwdstaffe =	8809,63 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctk0.05</sub> =	2,02	N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acc</sub> =	1,15
γ <sub>C</sub> =	1,5		f <sub>yd</sub> =	391,30 N/mm <sup>2</sup>
Occorre armatura a taglio		Ver.		

Le verifiche a taglio sono pertanto soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data	
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 67 di 103	



## 10 VERIFICA PARAGHIAIA

Si riportano le verifiche per il paraghiaia spessore minimo pari a 30 cm, altezza massima 2.36 m e calcestruzzo C32/40 in ambiente aggressivo armato con  $\varnothing 20/20$  cm e ripartizione  $\varnothing 16/20$  cm.

**Le azioni sul paraghiaia dell'opera in esame ( $h_{\max} = 2.25$  m) sono:**

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.25 \times 25 = 16.88 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{\text{tot}} = 2.25 \text{ m}$$

$$q_{t\_ka} = \gamma_t \times h_{\text{tot}} \times k_a = 10.71 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{t\_ka} = q_{t\_ka} \times h/2 = 12.05 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{t\_ka} = Hq_{t\_ka} \times h/3 = 9.04 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{\text{acc}} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{\text{acc\_ka}} = q_{\text{acc}} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{\text{acc\_ka}} = q_{\text{acc}} \times h = 10.71 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{\text{acc\_ka}} = Hq_{\text{acc}} \times h/2 = 12.05 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.25 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 12.86 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 28.86 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 32.46 \text{ kNm/m}$$

Frenamento-paraghiaia:

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 68 di 103

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 45.00 \text{ kNm/m}$$

A favore di sicurezza si conducono le verifiche con le azioni massime che sono :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.36 \times 25 = 17.70 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.36 \text{ m}$$

$$q_{t\_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 11.23 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{t\_ka}} = q_{t\_ka} \times h/2 = 13.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{t\_ka}} = H_{q_{t\_ka}} \times h/3 = 10.42 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc\_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{acc\_ka}} = q_{acc} \times h = 11.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{acc\_ka}} = H_{q_{acc\_ka}} \times h/2 = 23.67 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.36 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 13.59 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 32.08 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 37.86 \text{ kNm/m}$$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 69 di 103

Frenamento-paraghiaia:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 47.20 \text{ kNm/m}$$

Le combinazioni di verifica sono le seguenti :

### **SLE**

$$N_{SLE} = 51.00 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLE} = 44.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE} = 81.29 \text{ kNm/m}$$

### **SLU**

$$N_{SLU} = 68.85 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLU} = 60.05 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = 109.74 \text{ kNm/m}$$

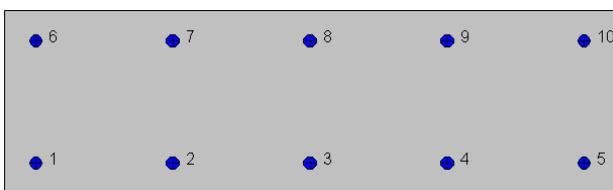
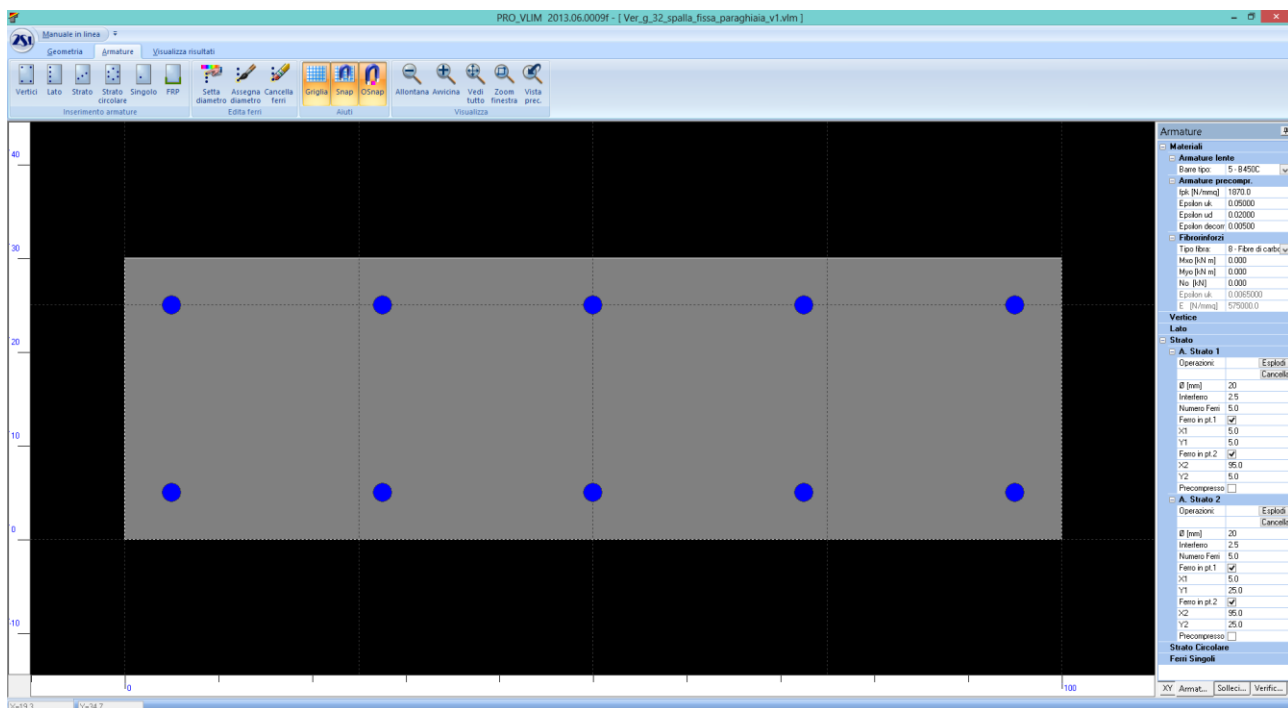
### **SLV**

$$N_{SLV} = 17.70 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLV} = 45.33 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLV} = 48.28 \text{ kNm/m}$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 70 di 103



#### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	30,0
3	100,0	30,0
4	100,0	0,0

#### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	27,5	5,0	3,1	no
3	50,0	5,0	3,1	no
4	72,5	5,0	3,1	no
5	95,0	5,0	3,1	no
6	5,0	25,0	3,1	no
7	27,5	25,0	3,1	no
8	50,0	25,0	3,1	no
9	72,5	25,0	3,1	no
10	95,0	25,0	3,1	no

#### Normativa di riferimento:

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 71 di 103

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:**

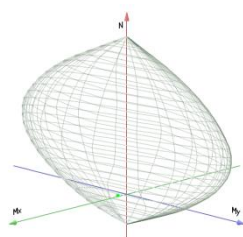
**Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1229,3	0,0	0,0	Completamente tesa
6520,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	143,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-143,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	537,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-537,2	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
				M	5473,6	109,6	0,0	0,010	

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 72 di 103

3	17,7	48,3	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK
				P	54,7	149,1	0,0	0,320	
				M	6056,8	48,2	0,0	0,000	
				N	17,7	145,3	0,0	0,330	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
1	68,9	109,7	0,0	M	5473,6	109,6	0,0	0,010	OK
1	68,9	109,7	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK

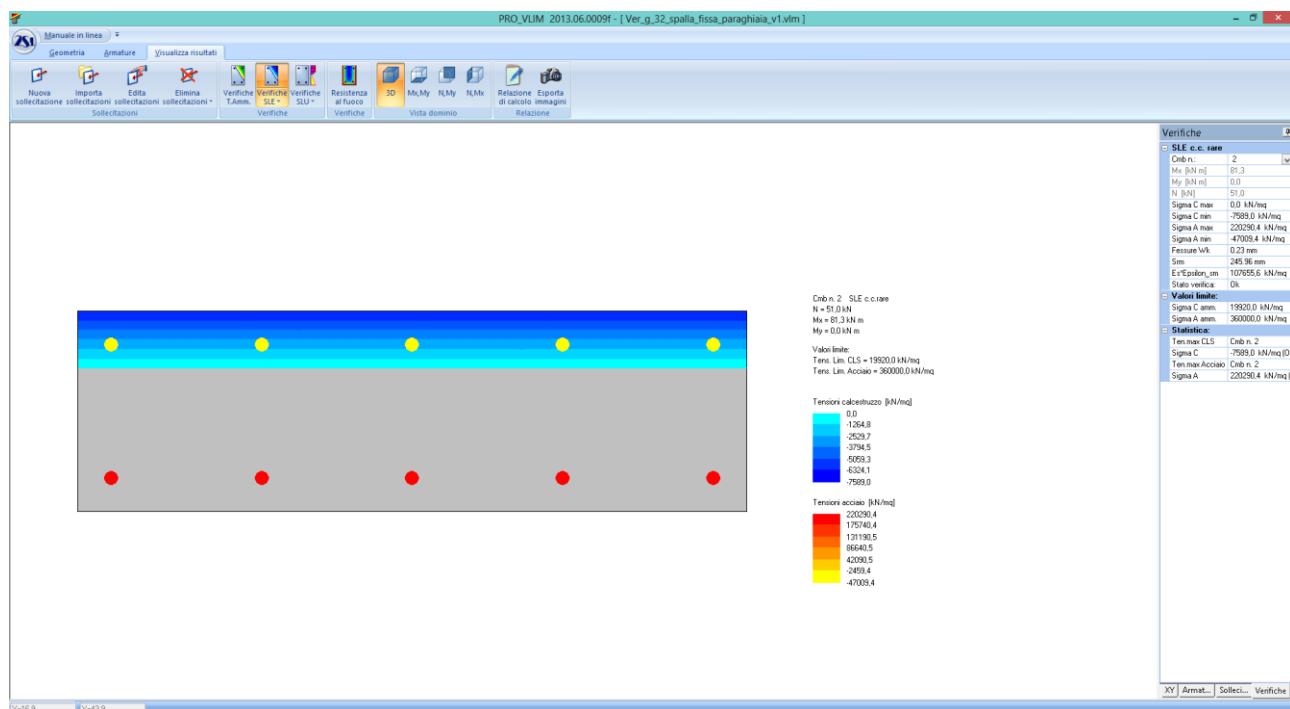
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	81,3	0,0	51,0	-7589,0	0,38	220290,4	0,61



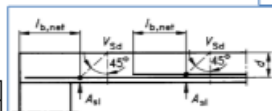
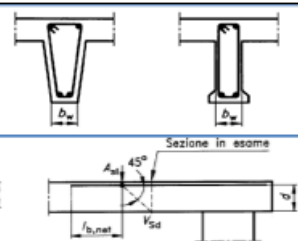
Tensioni – Comb. Rare

Segue la verifica a taglio:

$$T_{\max\_SLU} = 60.05 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 73 di 103

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	LEGENDA 123 123 dati da inserire valori calcolati valori noti risultati verifiche
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
PESI SPECIFICI	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio se $V_{sd} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio			
$V_{Ed}$ [kN] =	157,15	$V_{Ed}$ [kN] =	60,05 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
$R_{yk}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk, \text{oss}}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,50		
$V_{Rd}$ [kN] =	157,15 [kN]		132,38 [kN]
$\gamma_{\text{min}}$ =	0,51		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,88	$\leq 2$	1,88
$\rho =$	0,0060 [puro]	$\leq 0,02$	0,0060
$A_{yk}$ =	1 570 [mm <sup>2</sup> ]		0,02
$b_w$ =	1 000,00 [mm]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b, \text{net}}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
$\sigma_{cp}$ =	0,00 [N/mm <sup>2</sup> ]	lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
$N_{yk}$ =	0,00 [kN]	$N_{yk}/A_c$ 0,00 4,426666667	
$A_c$ =	300 000 [mm <sup>2</sup> ]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
$d$ =	260 [mm]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
$h$ =	300 [mm]	altezza utile sezione	
$b$ =	1 000 [mm]	altezza sezione	
$\phi$ =	40 [mm]	base sezione	
		coprifiumo	



Non occorre specifica armatura a taglio; l'armatura di ripartizione prevista è Ø16/20 cm..

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 74 di 103

## 11 VERIFICA IMPALCATO

Per le verifiche relative all'impalcato si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 75 di 103



## 12 VERIFICA A FATICA

In base alle indicazioni contenute nel paragrafo P.5.1.4 e P.5.2.3 delle NTC'08 per opera stradale :

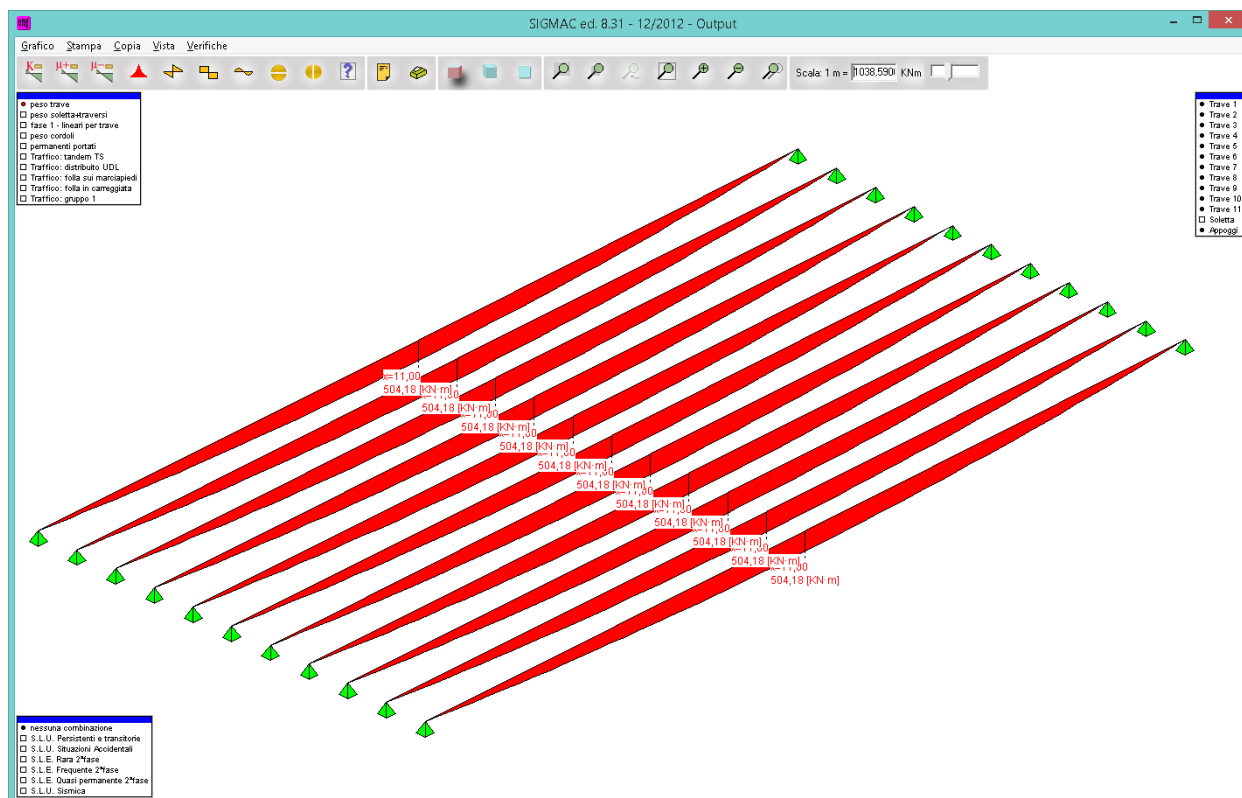
### 5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

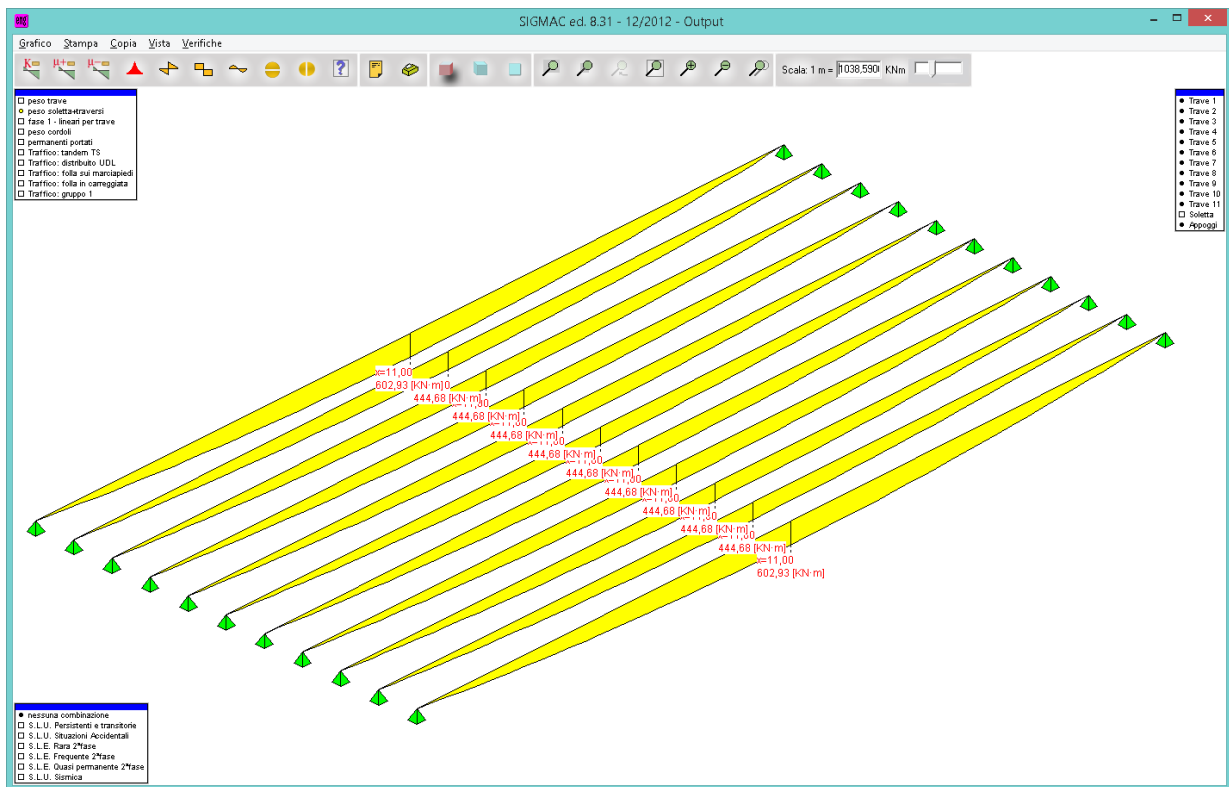
si ritiene che il fenomeno di tensioni variabili conseguenti a carichi ciclici (nel caso in oggetto per carichi da traffico) non è significativo trattandosi di strutture e dettagli costruttivi non sensibili a tale fenomeno in quanto le tensioni costanti derivanti da pesi propri e permanenti sono significative rispetto a quelle dei carichi accidentali e la struttura è massiccia ed isostatica (riducendo quindi il possibile verificarsi del fenomeno di inversione delle tensioni).

Si riportano i diagrammi dei momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :

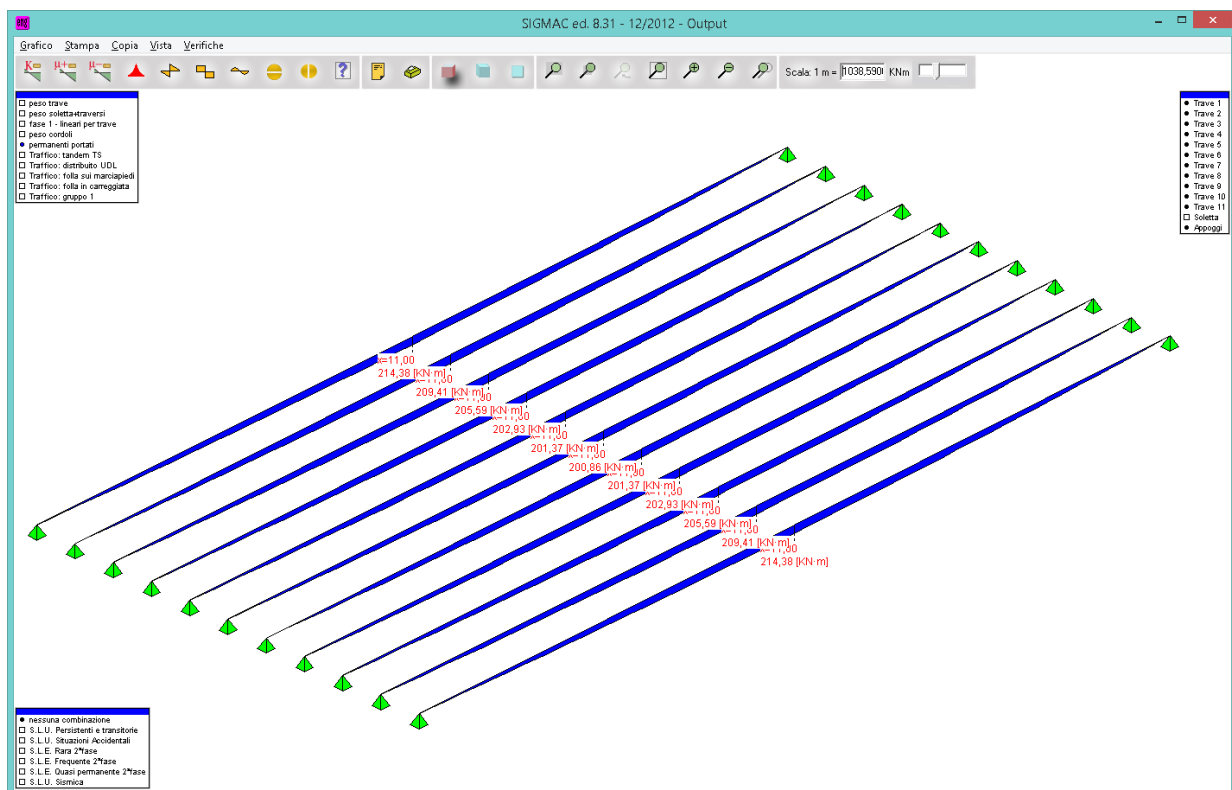


*Momento da peso trave*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 76 di 103

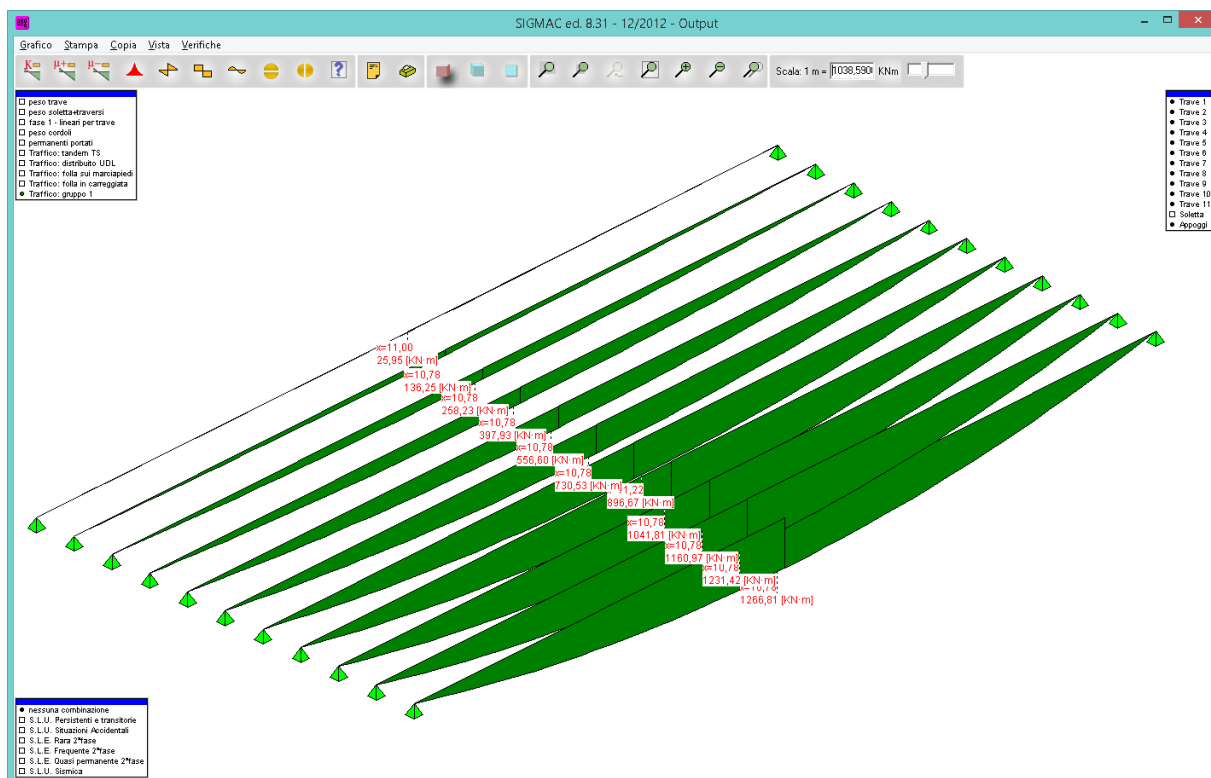


*Momento peso soletta e traversi*



*Momento permanenti portati*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 77 di 103



*Momento da carichi da traffico sulla trave in c.a.p.*

In particolare i carichi accidentali da traffico generano azioni cicliche per l'impalcato (anche se non dimensionanati per quanto sopra riportato specie avendo nella combinazione a fatica per vita illimitata l'intensità ridotta al 30 e 70 % del valore caratteristico) ma non per le sottostrutture massicce (pile e spalle). Se si adotta la verifica a vita illimitata con il modello 1 seguono i seguenti carichi accidentali ridotti del 30% e 70 % rispettivamente per la tipologia di concentrati e distribuiti :

$Q_{ik}$	$Q_{ik}$	$q_{ik}$		
50	200	50	Corsia n. 1	$Q_{1k}=210 \text{ KN}$ $q_{1k}= 2.7 \text{ KN/m}^2$
50	200	50	Corsia n. 2	$Q_{2k}=140 \text{ KN}$ $q_{2k}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
50	200	50	Corsia n. 3	$Q_{3k}=70 \text{ KN}$ $q_{3k}= 0.75 \text{ KN/m}^2$

**Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1**

In conclusione si afferma che le verifiche a fatica per le opere in oggetto non sono rilevanti.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 78 di 103

## 13 VERIFICA GIUNTI

Si riporta la verifica dei giunti di impalcato.

I giunti sono disposti in corrispondenza di ogni pila e spalla, la verifica è condotta valutando la dilatazione minima consentita come prodotto di lunghezza impalcato (L), coefficiente di dilatazione ( $\alpha$ ) e delta T termico (Dt) e si indica nell'ultima colonna un giunto con dilatazione consentita (DL) superiore rispetto a quella calcolata (DL min).

Spalla e pila

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI						
OPERE	DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)	DL (mm)	
c-25 "ROT SP78" - SP01-SP02	+/- 12	32,08	0,000012	30	+/-	15
c-25 "ROT SP78" - P01-P02-P03	+/- 11	29,30	0,000012	30	+/-	15

Le verifiche sono soddisfatte :

DL = 15 mm > 12 mm

Si riportano le caratteristiche del giunto tipo RAN dal catalogo FIP:

### GIUNTI STRADALI IN GOMMA ARMATA

#### DESCRIZIONE

Sono giunti normalmente costituiti da una struttura in elastomero nella quale, mediante il processo di vulcanizzazione o altro processo tecnologico, vengono inseriti dei profili metallici atti a modificare, in determinati punti, la rigidità o la capacità portante della struttura elastomerica.

Si distinguono due fondamentali sottogruppi in funzione del meccanismo con cui viene ottenuta la capacità di dilatazione/contrazione del giunto e precisamente:

- deformando elasticamente, con sollecitazione di tipo tagliante, idonee zone elastomeriche opportunamente predisposte;
- deformando elasticamente dei profili elastomerici la cui studiata geometria viene modificata da sollecitazioni normalmente flessionali.

Caratteristica di questa tipologia di giunti è la presenza, a livello della superficie trafficata, di una serie di varchi trasversali necessari allo sviluppo delle deformazioni elastiche richieste.



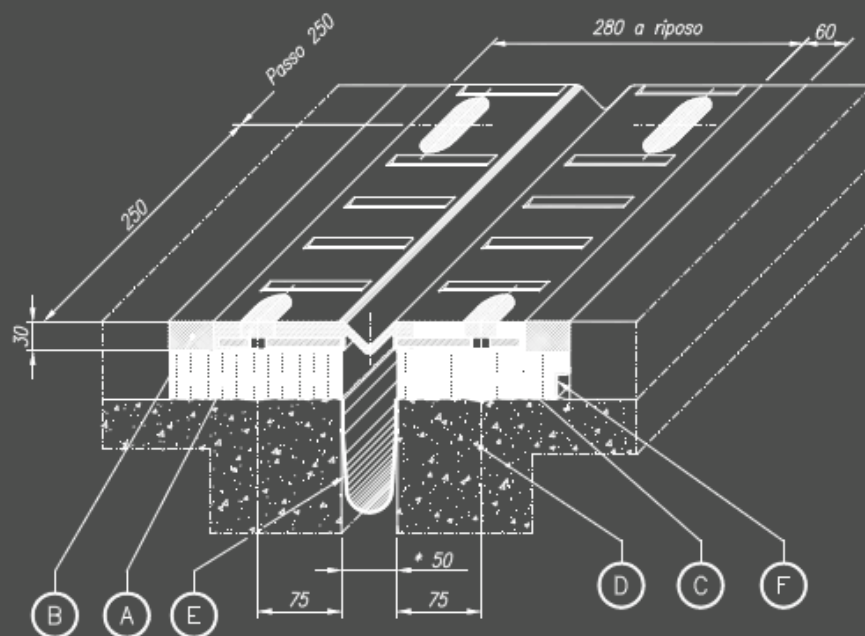
Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 79 di 103

## ► RAN

Giunto di dilatazione ed impermeabilità costituito da:

- moduli in gomma armata a norme CNR 10018/85 realizzati mediante due piastre unite per vulcanizzazione ad un coprivarco in gomma di tenuta e smaltimento acque superficiali;
- sistema di ancoraggio meccanico realizzato mediante tasselli di acciaio ad espansione o zanche multidirezionali e tirafondi o barre filettate, a seconda delle esigenze di cantiere;
- scossalina di raccolta acque in hypalon;
- profilo a "L" in acciaio inox per drenaggio acque di sottopavimentazione;
- massetti di malta epossidica di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione bituminosa.

### RAN 50 S



\* varco medio

POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Sigillatura	EPOBLOCK ME LEGANTE
B	Massetto laterale	EPOBLOCK ME 3C
C	Allettamento	MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA
D	Ancoraggio M12	
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 80 di 103

## 14 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli involuipi delle azioni massime orizzontali e verticali agli SLU e SLV per quindi poter adottare il modello tipo FIP da catalogo.

S i riportano le parti essenziali del foglio di calcolo:

RIPARTIZIONE TRAVI D'IMPALCATO											
N.10 travi=		10	Sdi^2 =		122,79	mq	i =	1,22	m	N1 stese di carico trav.	L= 29.50 m
IMPALCATO N.10 TRAVI Pp+Cp											
N. travi	di		N =	4 222,27	kN	Mtrasv =	0,00	kNm	e trasv =	0,00	m
	m		kN	r(i)		kN	f(i)			kN	
10	5,49	trave nr. 1	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	4,27	trave nr. 2	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	3,05	trave nr. 3	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	1,83	trave nr. 4	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	0,61	trave nr. 5	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	-0,61	trave nr. 6	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	-1,83	trave nr. 7	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	-3,05	trave nr. 8	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	-4,27	trave nr. 9	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
10	-5,49	trave nr. 10	4 222,27	x	0,100	=	422,23	x	1,000	=	422,23
			1,000			4 222,27				4 222,27	
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%											
N. travi	di		N =	2 051,50	kN	Mtrasv =	2 558,58	kNm	e trasv =	1,25	m
	m		kN	r(i)		kN	f(i)			kN	
10	5,49	trave nr. 1	2 051,50	x	0,156	=	319,54	x	1,000	=	319,54
10	4,27	trave nr. 2	2 051,50	x	0,143	=	294,12	x	1,000	=	294,12
10	3,05	trave nr. 3	2 051,50	x	0,131	=	268,70	x	1,000	=	268,70
10	1,83	trave nr. 4	2 051,50	x	0,119	=	243,28	x	1,000	=	243,28
10	0,61	trave nr. 5	2 051,50	x	0,106	=	217,86	x	1,000	=	217,86
10	-0,61	trave nr. 6	2 051,50	x	0,094	=	192,44	x	1,000	=	192,44
10	-1,83	trave nr. 7	2 051,50	x	0,081	=	167,02	x	1,000	=	167,02
10	-3,05	trave nr. 8	2 051,50	x	0,069	=	141,60	x	1,000	=	141,60
10	-4,27	trave nr. 9	2 051,50	x	0,057	=	116,18	x	1,000	=	116,18
10	-5,49	trave nr. 10	2 051,50	x	0,044	=	90,76	x	1,000	=	90,76
			1,000			2 051,50				2 051,50	
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA 50%											
N. travi	di		N =	1 638,59	kN	Mtrasv =	4 273,18	kNm	e trasv =	2,61	m
	m		kN	r(i)		kN	f(i)			kN	
10	5,49	trave nr. 1	1 638,59	x	0,217	=	354,91	x	1,000	=	354,91
10	4,27	trave nr. 2	1 638,59	x	0,191	=	312,45	x	1,000	=	312,45
10	3,05	trave nr. 3	1 638,59	x	0,165	=	270,00	x	1,000	=	270,00
10	1,83	trave nr. 4	1 638,59	x	0,139	=	227,54	x	1,000	=	227,54
10	0,61	trave nr. 5	1 638,59	x	0,113	=	185,09	x	1,000	=	185,09
10	-0,61	trave nr. 6	1 638,59	x	0,087	=	142,63	x	1,000	=	142,63
10	-1,83	trave nr. 7	1 638,59	x	0,061	=	100,18	x	1,000	=	100,18
10	-3,05	trave nr. 8	1 638,59	x	0,035	=	57,72	x	1,000	=	57,72
10	-4,27	trave nr. 9	1 638,59	x	0,009	=	15,26	x	1,000	=	15,26
10	-5,49	trave nr. 10	1 638,59	x	-0,017	=	-27,19	x	1,000	=	-27,19
			1,000			1 638,59				1 638,59	

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 300-30 per le n.2 campate come da tabella seguente.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 81 di 103

## Spalla e pila – Appoggi

APPOGGI PER IMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI														
SLE														
OPERE	$\Phi_{B,in}$		$(P_p+C_p)/se\text{ mi-impalcato}$		Stesa	$\beta$	$N_{Pp+Cp}$	$N_{Caoc\_stat}$	Fren long	Vento trasv	$N_{preco\ mpres.}$	$N_{tot}$	$T_{trasv}$	$T_{long}$
	$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$	Caric horiz. [m]	-	Singolo app [kN]	Singolo b e pp [kN]	[kN]	[kN]	Singolo app p [kN]	Singolo b e pp [kN]	Singolo app [kN]	Singolo b e pp [kN]
SPALLE E PILE FISSE					[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]							10	10	10
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	446,62	185,26	0,00	779,65	18,53	44,66
P Fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	29,30	1,0	427,87	351,78	525,73	354,47	0,00	779,65	17,72	22,33
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Caoc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione														
SLU														
OPERE	$\Phi_{B,in}$		$(P_p+C_p)/se\text{ mi-impalcato}$		Stesa	$\beta$	$N_{Pp+Cp}$	$N_{Caoc\_stat}$	$C_{s,lim}$	$I$	$N_{preco\ mpres.}$	$N_{tot}$	$T_{trasv}$	$T_{long}$
	$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$	Caric horiz. [m]	-	Singolo app [kN]	Singolo b e pp [kN]	-	-	Singolo app p [kN]	Singolo b e pp [kN]	Singolo app [kN]	Singolo b e pp [kN]
SPALLE E PILE FISSE					[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]							10	20	20
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80
P Fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Caoc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione														

$$R_d = 300 \text{ kN} > S_d = 294.80 \text{ kN}$$

Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:

### COMPONENTI DELL'APPOGGIO

#### ELEMENTI

Facendo riferimento allo sketch illustrativo, si suggerisce che nel caso di appoggio con due zanche d'ancoraggio queste vengano posizionate sull'asse trasversale dell'appoggio, nel caso siano quattro andranno nei vertici, mentre nel caso di sei come da sketch. Se il numero di zanche risultasse superiore, si consiglia una disposizione comunque simmetrica rispetto agli assi.

E' sconsigliabile la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave.

#### MATERIALI

Gli appoggi in catalogo sono dimensionati secondo la norma europea UNI EN 1337-3 nella quale vengono classificati come appoggi di tipo C.

L'elastomero che costituisce il nucleo è in gomma naturale (NR) o gomma cloroprenica (CR), durezza  $60 \pm 5$  ShA.

Al suo interno piastre di rinforzo in acciaio di categoria S275 o superiore, spessore minimo 2 mm. Le piastre di ancoraggio sono in acciaio di categoria S275 o superiore.

#### ACCESSORI

Ogni apparecchio d'appoggio è fornito di un'etichetta identificativa nella quale vengono riportate le principali informazioni sullo stesso.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 82 di 103



**EF  
HIGH**

CARICO VERTICALE  
NOMINALE

MASSIMA FORZA  
ORIZZONTALE

DEFORMAZIONE  
EQUIVALENTE A  $F_{xy}$

RIGIDEZZA  
ORIZZONTALE

RIGIDEZZA VERTICALE

NUMERO STRATI IN  
ELASTOMERO

SIGLA	$F_{zd}$ kN	$F_{xy}$ kN	$v_{eq}$ mm	$K_o$ kN/mm	$K_v$ kN/mm	$n$ n
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3
EF 75-8	750	80	35,6	2,25	760	5
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4
EF 150-15	1500	150	41,9	3,58	1195	4
EF 175-18	1750	180	47,9	3,94	1285	4
EF 200-20	2000	200	46,9	4,27	1464	4
EF 225-23	2250	230	46,7	4,92	1834	4
EF 250-25	2500	250	47,6	5,25	2023	4
EF 275-28	2750	280	43,8	6,40	1994	3
EF 300-30	3000	300	44,1	6,80	2193	3
EF 325-33	3250	330	48,9	6,75	2024	3
EF 350-35	3500	350	49,0	7,15	2217	3
EF 375-38	3750	380	53,6	7,08	2173	3
EF 400-40	4000	400	53,3	7,50	2387	3
EF 450-45	4500	450	57,0	7,89	2441	3
EF 500-50	5000	500	76,0	6,58	2323	4
EF 550-55	5500	550	79,2	6,95	2547	4
EF 600-60	6000	600	95,2	6,30	2577	5
EF 650-65	6500	650	98,3	6,62	2796	5
EF 700-70	7000	700	107,7	6,50	3261	6
EF 750-75	7500	750	125,0	6,00	3242	7
EF 800-80	8000	800	138,3	5,79	2849	7
EF 850-85	8500	850	149,5	5,68	3216	8
EF 900-90	9000	900	156,9	5,74	3177	8
EF 950-95	9500	950	175,9	5,40	3144	9
EF 1000-100	10000	1000	194,9	5,13	3126	10
EF 1100-105	11000	1050	192,5	5,45	3016	9
EF 1200-110	12000	1100	192,1	5,73	3295	9
EF 1300-115	13000	1150	191,7	6,00	3581	9
EF 1400-120	14000	1200	185,5	6,47	3515	8
EF 1500-125	15000	1250	192,9	6,48	3422	8
EF 1750-130	17500	1300	169,1	7,69	4167	7
EF 2000-135	20000	1350	175,0	7,71	4202	7



SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESSORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIANTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI		INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APOGGIO	PESO APOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t <sub>i</sub> mm	n <sub>s</sub> n	t <sub>s</sub> mm	a x b mm	X x Y mm	F <sub>p</sub> mm	h <sub>p</sub> mm	n <sub>zan</sub> n      tipo		i mm	H <sub>tot</sub> mm	W kg
7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	60	14
7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	60	22
8	4	2	250 x 400	270 x 490	55	15	2	1	445	83	42
8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	93	53
11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	69
11	3	2	350 x 500	370 x 590	55	15	4	1	545	88	76
12	3	2	350 x 600	370 x 690	55	15	4	1	645	92	91
12	3	2	350 x 650	370 x 780	55	15	2	2	715	97	110
12	3	2	350 x 750	370 x 880	55	15	2	2	815	97	126
12	3	2	350 x 800	370 x 930	55	15	2	2	865	97	133
15	2	2	400 x 800	420 x 930	80	17	4	2	865	92	148
15	2	2	400 x 850	420 x 980	80	17	4	2	915	92	157
17	2	2	450 x 850	470 x 980	80	17	4	2	915	98	178
17	2	2	450 x 900	470 x 1030	80	17	4	2	965	98	188
18	2	2	500 x 850	520 x 980	80	17	4	2	915	101	199
18	2	2	500 x 900	520 x 1030	80	17	4	2	965	101	210
19	2	2	500 x 1000	520 x 1130	80	17	4	2	1065	109	253
20	3	2	650 x 900	670 x 1090	80	17	2	3	995	131	321
20	3	2	650 x 950	670 x 1140	80	17	4	3	1045	136	369
20	4	2	700 x 1000	720 x 1190	80	17	4	3	1095	158	443
20	4	2	700 x 1050	720 x 1240	140	17	4	3	1145	158	463
18	5	2	650 x 1200	670 x 1390	140	17	4	3	1295	168	508
18	6	2	700 x 1200	720 x 1390	140	17	4	3	1295	188	578
20	6	3	750 x 1200	770 x 1390	140	17	4	3	1295	208	675
19	7	2	800 x 1200	820 x 1390	140	17	4	3	1295	216	704
20	7	3	850 x 1200	870 x 1390	140	17	4	3	1295	231	812
20	8	3	900 x 1200	920 x 1390	140	17	4	3	1295	254	911
20	9	3	950 x 1200	970 x 1390	140	17	4	3	1295	277	1015
22	8	3	1000 x 1200	1020 x 1390	140	17	4	3	1295	272	1037
22	8	3	1050 x 1200	1070 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1096
22	8	3	1100 x 1200	1120 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1147
24	7	3	1150 x 1200	1170 x 1390	200	20	6	3	1295	263	1156
25	7	3	1200 x 1200	1220 x 1390	200	20	6	3	1295	271	1219
25	6	4	1150 x 1300	1170 x 1490	200	20	6	3	1395	249	1250
25	6	4	1200 x 1250	1220 x 1440	200	20	6	3	1345	249	1256

## 15 VERIFICA BAGGIOLO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza. Il baggiolo in realtà è una striscia continua (a causa della pendenza trasversale) con dimensione minima 70 cm.

Si riporta la verifica del baggiolo per l'azione massima :

$H \times B = 70 \times 70 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20 \text{ cm}$

Staffe  $\phi 16/20 \text{ cm}$

C32/40

$N_{slu} = 1053 \text{ kN}$

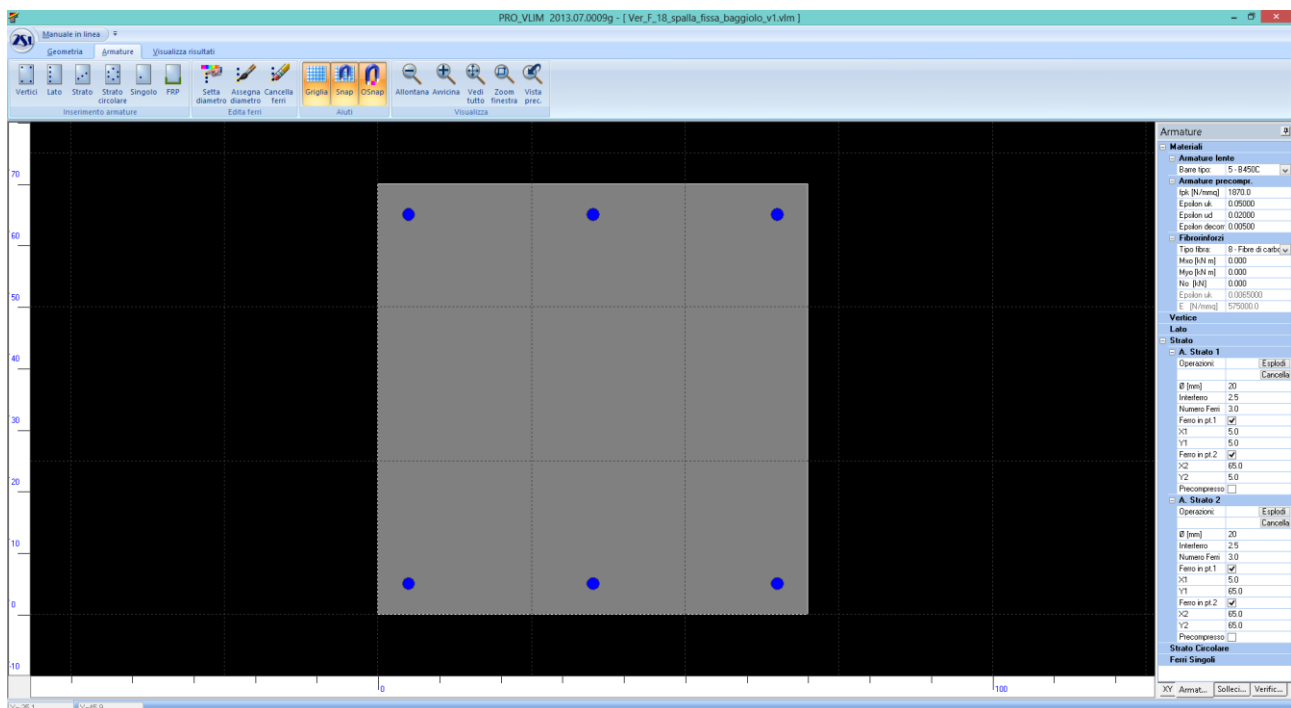
$H_{slu} = 295 \text{ kN}$

$M_{slu} = H_{slu} \times h = 88.50 \text{ kNm}$

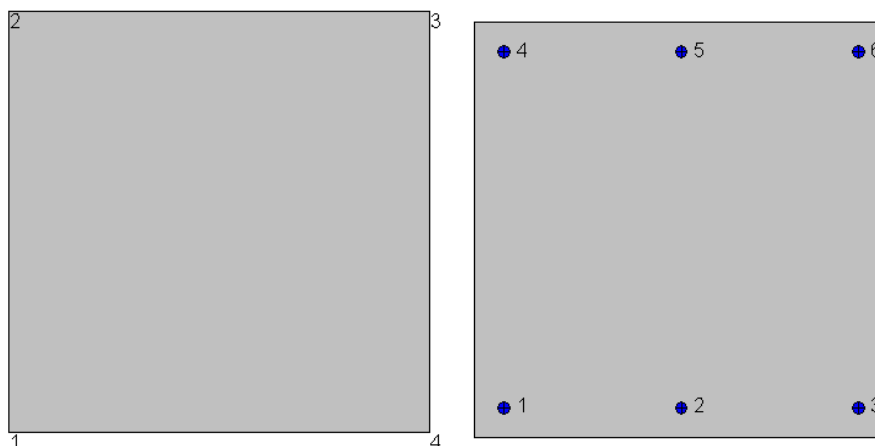
$N_{sle} = 780 \text{ kN}$

$M_{sle} = 65.50 \text{ kNm}$

Verifica presso-flessione :



Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 85 di 103



#### **Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	70,0	70,0
4	70,0	0,0

#### **Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	35,0	5,0	3,1	no
3	65,0	5,0	3,1	no
4	5,0	65,0	3,1	no
5	35,0	65,0	3,1	no
6	65,0	65,0	3,1	no

#### **Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### **Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### **Materiali:**

##### **Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

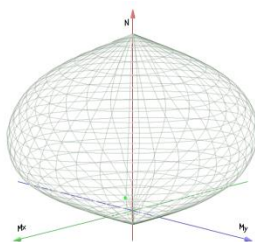
##### **Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 86 di 103

$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-737,6	0,0	0,0	Completamente tesa
9380,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	235,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-235,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	235,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-235,8	Fibre di destra tese

#### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
				M	9048,9	88,4	0,0	0,120	
				N	1052,9	543,0	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
1	1053,0	88,5	0,0	M	9048,9	88,4	0,0	0,120	OK
1	1053,0	88,5	0,0	N	1052,9	543,0	0,0	0,160	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

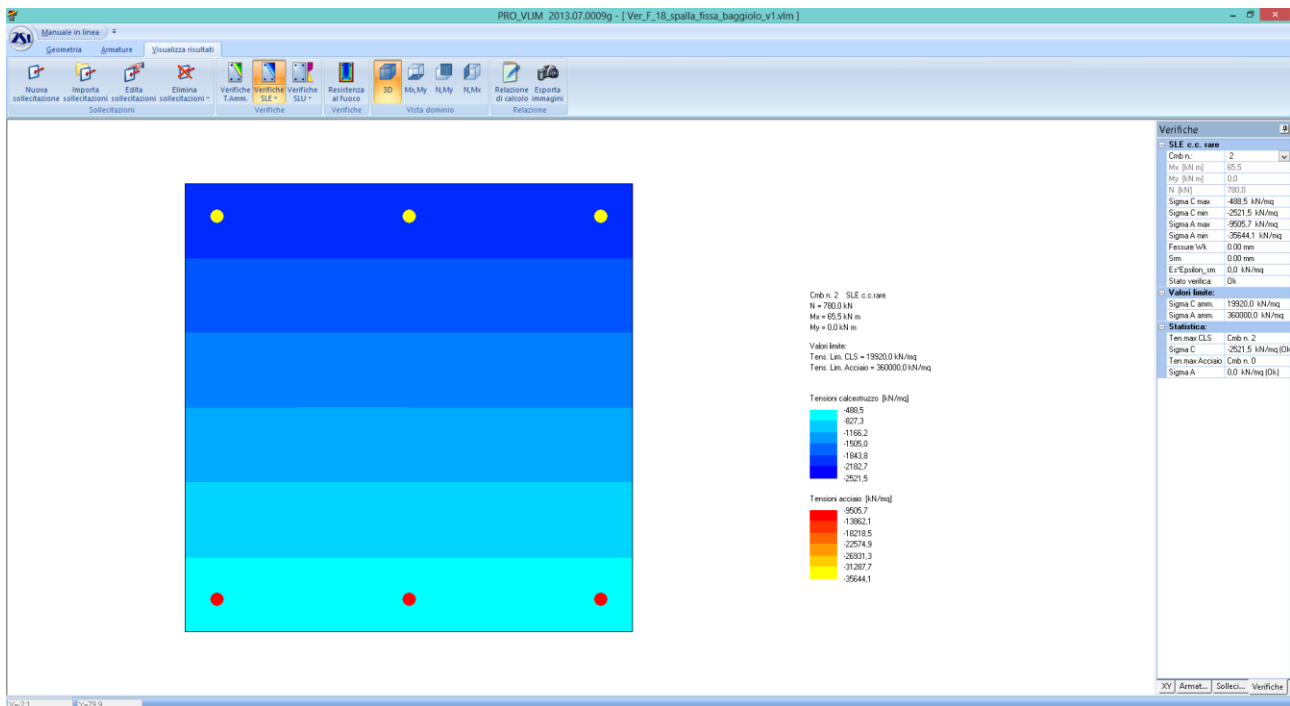
Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	65,5	0,0	780,0	-2521,5	0,13	-35644,1	0,10

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 87 di 103



Tensioni SLE

Verifica a taglio :

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	<b>LEGENDA</b> 123 dati da inserire 123 valori calcolati 123 valori notevoli 123 risultati verifiche
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tenzioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
PESI SPECIFICI	momenti (flettenti, ecc.)	kNm	
	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$ armat. minima a taglio se $V_{ed} > V_{Rd,cs}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd,cs} + V_{Rd,ct}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$ )			
$V_{ed}$ [kN]	261,15	$V_{Rd,cs}$ [kN]	295,00 <b>NON VERIFICATO - si deve armare a taglio</b>
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
$R_{ct}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct,90}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct,180}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,50		
$V_{Rd,cs}$ [kN]	261,15	$V_{Rd,ct}$ [kN]	247,31
$V_{Rd,cs}$ [kN]	0,28		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1,55	$\leq 2$	1,55
$\rho = 0,0034$ [puro]	$\leq 0,02$		0,0034
$A_{st}$ =	1570 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$ =	700,00 [mm]		
$\sigma_{cp}$ =	1,02 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{Ed}$ =	500,00 [kN]		
$A_c$ =	490.000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$ =	660 [mm]		
$h$ =	700 [mm]		
$b$ =	700 [mm]		
$c$ =	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d$ o $h_w$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a $45^\circ$ che si innestano nella sez. consid.) (EC2) lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace $N_{Ed}/A_c$ 1,02 4,42666667 forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva) area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare) altezza utile sezione base sezione copriferro			

Elementi che richiedono armatura a taglio		$(V_{ed} \geq V_{Rd,lim})$	
$V_{ed} =$	2406,83 [kN]		
$f_{cd} =$	22,13 [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
$b_w =$	700,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
$\alpha_c =$	90 °	rad	1,57 angolo inclin. delle staffe
$\cot \alpha_c =$	0 [puro]		
$\theta =$	45 °	rad	0,79 angolo inclin. bielle compresse
$\cot \theta =$	1,00		1 < $\cot \theta$ < 2,5 VERIFICATO

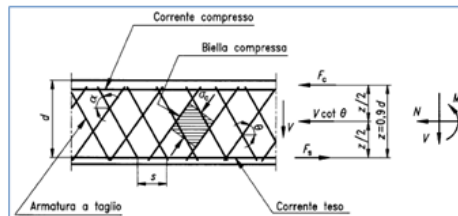
Staffe		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	1168,34 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{sw} =$	1005 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva staffe	
$s_w =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$f_{wd} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wd}$ acciaio tipo B460 C	
$\phi_{sw} =$	16 [mm]	Diametro staffe	
$n_{bracci} =$	5 [puro]	n. bracci verticali	
$\phi_{sw} =$	201,06 [mm <sup>2</sup> ]	Area singolo braccio di staffa	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B460 C	
$\gamma_s$ in uso =	1,15 NTC 2008		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$n_{st} =$	5,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto	

Ferri piegati		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{sw-1p} =$	402 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva ferri piegati	
$s_p =$	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
$f_{p,d} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{p,d}$ dell'acciaio dei ferri piegati	
$\phi_{sw-piegati} =$	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
$n_{fp} =$	2 [puro]	n. ferri piegati	
$\phi_{sw} =$	201 [mm <sup>2</sup> ]	Area diam. singolo ferro piegato	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B460 C	
$\gamma_s$ in uso =	1,15		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{s,p} =$	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
$V_{Rd} =$	1168,34 [kN]		

$V_{ed}$ [kN] =	1168,34	>	$V_{Rd}$ [kN] =	295,00	VERIFICATO
<b>Verifica armatura trasversale minima</b>					
$A_{sw} =$	5027 [mm <sup>2</sup> ]		area armatura a taglio sulla lunghezza $\Delta$		
$A_{sw,min} =$	1050 [mm <sup>2</sup> /m]		VERIFICATO		
Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO					
<b>Verifica passo staffe</b>					
$s_w =$	200 [mm]		passo staffe		
$s_{w,min} =$	528 [mm]		passo minimo staffe VERIFICATO		
$n_{st} =$	5 [puro]		n. staffe nel tratto ( $n_{st,min}=3$ ) VERIFICATO		



Risulta  $S_d < R_d$  e le verifiche sono soddisfatte.

## 16 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza.

Si riporta la verifica del ritegno sismico più sollecitato :

H x B = 40 x 150 cm

As =  $\phi 20/10$  cm su 2 strati = 2x(15+15  $\phi 20$ )

Staffe  $\phi 16/20$  cm

C32/40

B450C

Hslu = 295 kN

Hslu\_tot = 295 kN x 10 = 2950 kN

Si verifica a taglio la sola armatura verticale a favore di sicurezza :

$$\tau_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{T \cdot 100}{n \cdot A_{\phi 20}} = 2087 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{s\_lim} = 4500/1.15/3^{0.5} = 2259.20 \text{ daN/cm}^2$$

Risulta  $S_d < R_d$  e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 90 di 103

## 17 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Si riporta la verifica di capacità portante dei pali delle spalle, aventi lunghezza pari a 22m.

Si rimanda all'allegata relazione geotecnica per una trattazione completa.

$$N_{SIS\_max} = 3446.00 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 4130.30 \text{ kN}$$

VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI DRENATE			
n. rif. prova		CPTU 13	
quota falda		20,400	m
Qs portanza laterale non fattorizzata		6039,7	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali		3896,6	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ s fattore riduttivo della Qs		3388,3	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata		2757,2	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali		1778,8	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ p fattore riduttivo della Qp		1317,6	KN
R tot portanza totale non fattorizzata		8796,8	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p		4706,0	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p meno il peso del palo		4130,3	KN

Le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 91 di 103



## 18 VERIFICA DEI CEDIMENTI DEI PALI

Si riporta la verifica del cedimento della palificata nel suo complesso:

Il calcolo dei cedimenti della palificata è stato effettuato seguendo due strade per poi effettuare un confronto ed utilizzare per la verifica il valore del cedimento più elevato;

- la prima strada è consistita nell'effettuazione di un calcolo empirico di massima del cedimento del singolo palo da cui successivamente si è calcolato il cedimento del gruppo di pali;
- la seconda nell'utilizzo del metodo delle equivalenze.

### Metodo empirico:

In questo caso il cedimento del singolo palo è stato calcolato mediante la formula empirica di Meyerhof:

$$w = \frac{(D \cdot Q_{eserc})}{(\lambda \cdot R_{tot})}$$

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	6039,7
Qb (KN)	2757,2
Ppalo (KN)	575,679
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	8221,16

in cui  $w$  è il cedimento del singolo palo,  $D$  il diametro del palo,  $Q_{eserc}$  il carico di esercizio (condizioni SLE) applicato sul palo e  $R_{tot}$  la portanza del palo non fattorizzata.

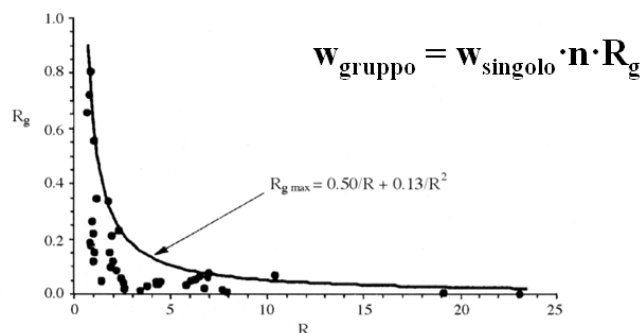
Si è ottenuto un cedimento dell'ordine del centimetro (0,40 cm).

A partire da tale valore si è calcolato il cedimento del gruppo di pali mediante la formula:

$$w_{gruppo} = w_{sing} \cdot R_g \cdot n$$

In cui il fattore correttivo  $R_g$  viene determinato in funzione di  $R$  mediante il diagramma seguente (metodo di Mandolini):

### Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)



Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 92 di 103

In cui  $R = \sqrt{\left(\frac{n \cdot s}{L}\right)}$  "è il modified aspect ratio" essendo n il numero dei pali della palificata (n=10), s l'interasse dei pali (s=3,6 m) e L la lunghezza dei pali della palificata (22 m).

Il cedimento del gruppo di pali ottenuto risulta 0.39 cm.

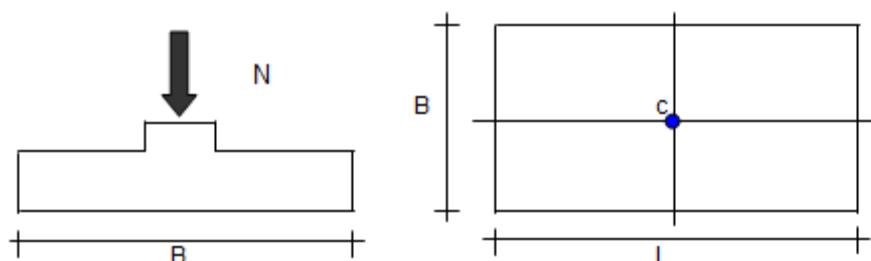
In sintesi:

$$\begin{cases} n = 10 \\ s = 3,6 \\ L = 22 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow w_{\text{palo}} = 0,40 \text{ cm} \longrightarrow w_{\text{palificata}} = 1,90 \text{ cm e } \delta = 0,39 \text{ cm}$$

### Metodo delle equivalenze:

Nel caso di palificata estesa, come nel caso in esame, si fa riferimento al concetto di fondazione equivalente in quanto lo stato tensionale indotto nel terreno risulta molto simile a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta avente le stesse dimensioni della palificata e posta ad una profondità pari a:

- 1- L (essendo L la lunghezza del palo) se il terreno presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso
- 2- (2/3)L se il terreno presente è incoerente o limoso ma non presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso (è il caso in esame)
- 3- L ma con una dimensione maggiorata della base di fondazione se il terreno è argilloso molle o compatto; nel primo caso (argilla compatta) si tiene conto di un'inclinazione della distribuzione tensionale di 4/1 e nel secondo 10/1 (argilla molle). Per il calcolo del cedimento si è usato quindi successivamente uno dei metodi per il calcolo dei cedimenti per le fondazioni superficiali.



Nel caso in esame, essendo la lunghezza dei pali  $L = 22 \text{ m}$ , la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 14,67 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'k$	cu (KN/m <sup>2</sup> )	ysat (KN/m <sup>3</sup> )
limo argilloso	16,50	1,83	20,00	100,00	19,5
ghiaia in matrice sabbiosa	21,80	5,30	35,00		21,5
limo con argilla	23,7	1,9	17,5	80,00	18,9
ghiaia in matrice sabbiosa	28,5	4,8	34,7		22
ghiaia in matrice sabbiosa	31,7	3,2	36,9		21,8
limo argilloso	35,00	10,00	18	135,00	18,8

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 93 di 103

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

$$\begin{cases} B = 6,00 \text{ m} \\ L1 = 16,8 \text{ m} \\ N = 16575 \text{ KN} \end{cases}$$

e utilizzando le seguenti relazioni:

**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2)$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	limo argilloso	1,83	0,0	1,8	0,3	14.000,00	0,35	1,37
2	ghiaia in matrice sabbiosa	5,30	1,8	7,1	0,3	102.800,00	0,30	0,42
3	limo con argilla	1,90	7,1	9,0	0,4	9.600,00	0,35	1,04
4	ghiaia in matrice sabbiosa	4,80	9,0	13,8	0,4	125.200,00	0,30	0,13
5	ghiaia in matrice sabbiosa	3,20	13,8	17,0	0,4	136.800,00	0,29	0,05
6	limo argilloso	10,00	17,0	27,0	0,5	16.800,00	0,30	0,7534
$\delta_{ctot} = 3,77 \text{ (cm)}$								

essendo  $3,77 > 1,90$  tale valore risulta dimensionante.

Dopo avere stimato l'entità dei cedimenti di una fondazione superficiale occorre valutarne l'ammissibilità.

Il problema è molto complesso per i seguenti motivi:

- Innanzitutto l'entità e la distribuzione del carico trasmesso dalla fondazione al terreno non sono affatto certe, sia perché possono variare nel tempo sia perché dipendono dall'interazione terreno – fondazione – struttura in elevazione.
- Occorre poi considerare che una parte del cedimento può essere dovuto a cause diverse dal carico trasmesso dalla fondazione, in primo luogo dai carichi trasmessi da fondazioni vicine, appartenenti o meno

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 94 di 103

allo stesso complesso strutturale, poi dalle oscillazioni di falda, dal rigonfiamento e/o dal ritiro dei terreni argillosi, da movimenti franosi, dallo scavo di una galleria a piccola profondità, da vibrazioni etc..

- A tutto ciò si aggiunge l'incertezza della stima dei cedimenti, legata sia al modello geotecnico, necessariamente semplificato, sia al metodo di calcolo.

Pertanto, in seguito a tali premesse, i cedimenti delle varie palificate, risultanti dai calcoli, possono essere considerati compatibili con le tipologie di struttura da realizzarsi tenendo conto di limiti (pari 6 -10 % del Diametro del palo) imposti dal buon senso.

infatti:

$$D=120 \text{ cm} \longrightarrow w = 3.77 \text{ cm} < 7,2 -12 \text{ cm}.$$

I cedimenti risultano dunque ammissibili per l'opera in esame.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 95 di 103

## 19 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Si ritiene, data la natura dei terreni e della struttura in oggetto, che i terreni interessati dall'opera non siano sensibili al fenomeno della liquefazione.

Effettuando la verifica a liquefazione per il sito in esame, si ottiene infatti:

Prova S7:

Falda = -20,40 m

Frazione limo-argillosa = 50 %

$a_{gmax} = 0,22 g$

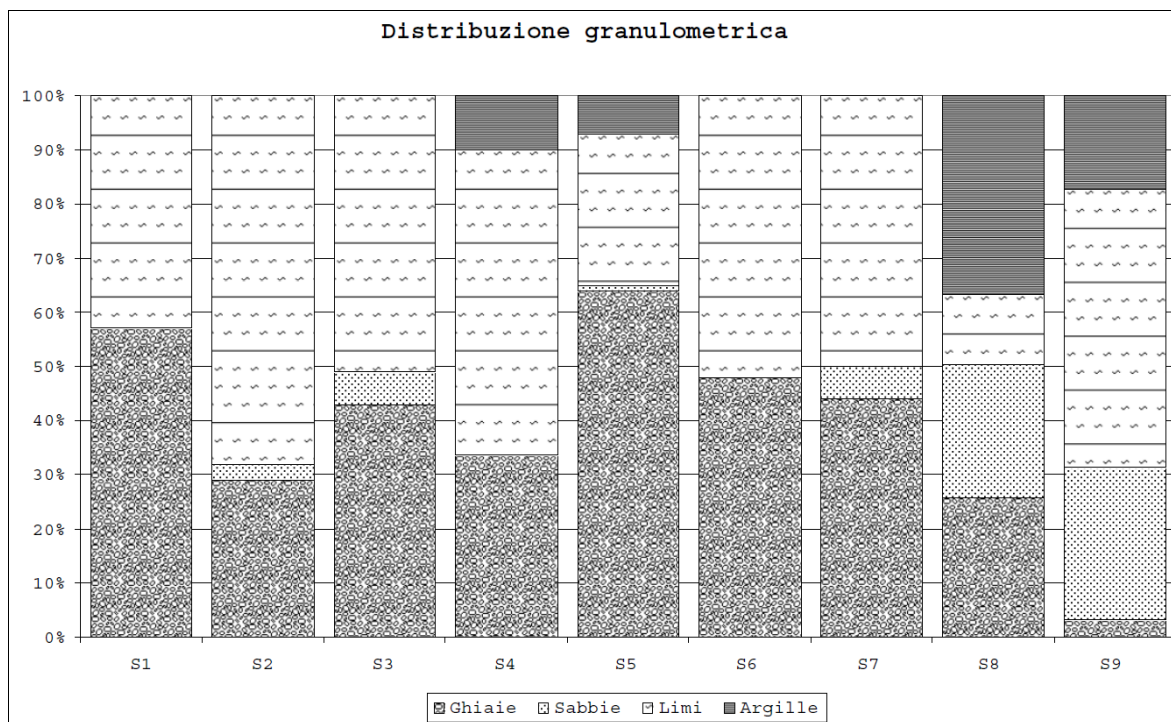
N. colpi  $SPT_{min} = 20$

$\gamma_{terreno} = 19 \text{ kN/mc}$

### CPTU n. 13 – SONDAGGIO n. 7 - OPERA B – ponti su rotatoria SP 27

CPTU 13 S7	falda - 20,4 m dal P.C.			
stratigrafia	Quota finale strato (m)	$c_{u_k}$ (KN/m2)	$\gamma - \gamma_{sat}$ (KN/m3)	$\phi'_k$
sabbia limosa	0,60		20,7	36,64
sabbia debolmente limosa	1,20		20,7	35,14
limo sabbioso	1,80	311,78	20,7	30,41
limo sabbioso debolmente argilloso	3,00	207,73	20,83	28,63
sabbia	3,80		20,83	31,11
sabbia limosa	5,60		19,5	36,88
limo con argilla	5,90	100,00	20	17,00
limo sabbioso	8,70	100,00	19,5	19,30
limo con argilla	9,60	100,00	19,2	16,90
sabbia fine	10,25		18,4	24,00
limo con argilla	11,60	70,00	18,8	19,30
ghiaia in matrice sabbiosa	15,20		17,9	33,00
limo argilloso	16,50	100,00	19,5	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	21,80		21,5	35,00
limo con argilla	23,7	80,00	18,9	17,5
ghiaia in matrice sabbiosa	28,5		22	34,7
limo argilloso	30	85,00	19	17,7
ghiaia in matrice sabbiosa	31,7		21,8	36,9
limo argilloso	35	135,00	18,8	18

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 96 di 103



Dalla verifica secondo “Seed e Idriss” si ha:

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	21
Profondità della falda dal p. c. (m)	20.4
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	50
Accelerazione sismica massima (g)	0.22
<div style="background-color: #f4cccc; padding: 5px; display: inline-block;">Calcola</div>	
Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	39,90
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	39,84
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	9,00
Numero di colpi standard corretto Na	9,8387
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1312
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,0981
Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)	1,3378
<div style="background-color: #f4cccc; padding: 5px; display: inline-block; color: #cc0000;">Il deposito non è liquefacibile</div>	

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 97 di 103

## 20 VERIFICA DEL RISCHIO DI ACCOPPIAMENTO DELLE FREQUENZE TERRENO-STRUTTURA

In base alle indicazioni riportate nella relazione geologica allegata, in particolare al paragrafo P.7.5.8 si afferma che si devono valutare i possibili effetti di un accoppiamento delle frequenze sismiche di risonanza terreno-struttura. Si ritiene di poter escludere tale eventualità per l'opera in oggetto presentando essa frequenze proprie associate ai modi di vibrare più significativi con valori notevolmente inferiori (minori a 11 Hertz) rispetto alla frequenza indicata nella relazione geologica, pari a circa 17 Hz.

Modal masses - activated mass										
No.	LC	frequency	modal mass		modal mass factor				activated	
		[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*	
1	9001	2.416	1973	0	0	57.14	0.00	0.00	33.41272	
2	9002	3.085	0	2100	0	0.00	60.83	0.00	40.78857	
3	9003	3.459	0	0	952	0.00	0.00	27.58	9.73328	
4	9004	3.716	0	0	0	0.00	0.00	0.00	24.72047	
5	9005	4.071	0	13	0	0.00	0.39	0.00	3.78856	
6	9006	6.276	0	1	0	0.00	0.03	0.00	13.49499	
7	9007	6.317	0	0	0	0.00	0.00	0.00	12.26355	
8	9008	6.753	0	0	10	0.00	0.00	0.28	2.59243	
9	9009	7.129	0	0	569	0.00	0.00	16.48	42.35328	
10	9010	7.223	3	0	0	0.09	0.00	0.00	73.20038	
11	9011	7.799	0	325	0	0.00	9.42	0.00	38.62841	
12	9012	7.807	0	0	1914	0.00	0.00	55.42	61.59223	
13	9013	7.950	0	0	0	0.00	0.00	0.00	33.84608	
14	9014	8.371	551	0	0	15.97	0.00	0.00	36.19185	
15	9015	9.459	0	0	0	0.01	0.01	0.00	10.52720	
16	9016	9.480	26	510	0	0.77	14.76	0.00	4.55436	
17	9017	9.482	635	145	0	18.38	4.20	0.00	6.52280	
18	9018	10.076	0	0	0	0.00	0.00	0.00	14.50082	
19	9019	10.583	0	1	0	0.00	0.01	0.00	12.21920	
20	9020	10.717	74	0	0	2.15	0.00	0.00	6.99527	
sum			3263	3096	3445	94.51	89.65	99.76		
System Attivo			3453	3453	3453					

*Caratteristiche dei primi 20 modi di vibrare della struttura*

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 98 di 103

# ALLEGATI

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 99 di 103



**Tabulati di calcolo**

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 100 di 103

## Validazione software PROSAP

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO\_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)



## Dichiarazione affidabilità

**Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**  
**Titolo:** PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis Program  
**Autore-Produttore:** 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

**Affidabilità dei codici**

**- Inquadramento teorico della metodologia**  
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

 **Elemento tipo TRUSS (asta)\***

 **Elemento tipo BEAM (trave)\***

 **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)\***

 **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)\***

 **Elemento tipo BRICK (solido)\***

 **Elemento tipo BOUNDARY (molla)\***

 **Elemento tipo STIFFNESS**  
(matrice di rigidità)

\* anche non lineare

**- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità**  
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:  
"http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm"

**- Filtri di autodiagnostica**  
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

**Garanzia di qualità**  
Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute. In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:  
- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;  
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;  
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.  
Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:  
[http://www.2si.it/software/download/manuali/pro\\_sap\\_quaderni/Affidabilita/benchmarks\\_e\\_sap.zip](http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip)



Software e Servizi  
per l'Ingegneria s.r.l.

Ptta Schiatti, 8 - 44121 Ferrara (FE)  
Tel. 0532/20.00.91 - Fax 0532/20.00.86 - [www.2si.it](http://www.2si.it) - [info@2si.it](mailto:info@2si.it)

Rev. n. 4 del 07/10/2010

## PRO SAP

**PROfessional Structural Analysis Program**

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 101 di 103

## Validazione software SOFISTIK

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.



### DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

➤ Software utilizzato:

SOFISTIK FEA ver. 2010

➤ Origine:

Sofistik AG, Oberschleissheim, Germania. Fondata nel 1987.

➤ Solutori:

Il solutore ASE (Advance Solution Engine) calcola gli effetti statici e dinamici di carichi generici su qualsiasi tipo di struttura. Prima del calcolo la struttura viene divisa in singoli elementi interconnessi ai nodi (metodo agli Elementi Finiti) per poi essere analizzata.

Gli elementi implementati sono: beam, cable, truss, spring, shell (triangolari o quadrilateri) e brick.

Il programma gestisce strutture con vincoli esterni elastici o rigidi ed è possibile vincolare un'area (piastra), una linea (asta), un punto (nodo). Si possono utilizzare poi collegamenti rigidi o meno tra i vari elementi (kinematic coupling).

Il solutore calcola gli effetti di carichi puntuali, ripartiti su una linea e su un'area, che possono essere anche indipendenti dalla mesh. La generazione di carichi da uno stato tensionale ottenuto da un caso di carico primario, permette il calcolo per fasi (fasi di costruzione/escavazione), il calcolo della ridistribuzione e degli effetti di viscosità e ritiro.

Il calcolo non-lineare permette di tenere in considerazione il cedimento di particolari elementi come: cavi in compressione, sollevamento dei bordi delle platee, snervamento, rottura e attrito per gli elementi molla utilizzati anche nelle condizioni al contorno delle fondazioni.

La non-linearità del materiale tiene conto inoltre dei fenomeni di snervamento e rottura anche negli elementi shell e brick.

La non-linearità geometrica permette l'analisi degli effetti su cable, beam e shell secondo la teoria del 2° e 3° ordine.

Il solutore DYNA (DYNamic Analysis) viene utilizzato per l'analisi dinamica di strutture tridimensionali e permette il calcolo secondo il metodo degli spettri di risposta (per sisma e vento) e l'integrazione diretta delle equazioni del moto secondo il metodo time-step, con il possibile utilizzo di isolatori, smorzatori, treni di carico e vento.

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 102 di 103



➤ Metodo di calcolo:

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è implementato in ASE come metodo degli spostamenti che si riassume come segue:

1. Determinazione delle matrici di rigidezza degli elementi
2. Generazione della matrice di rigidezza globale e soluzione del sistema di equazioni risultante
3. Applicazione dei carichi e calcolo dei rispettivi spostamenti
4. Calcolo delle tensioni negli elementi e delle reazioni nei nodi in funzione degli spostamenti calcolati

Sono disponibili diversi solutori di equazioni:

- Direct Skyline Solver (Gauss/Cholesky)
- Direct Sparse Solver (anche parallelo)
- Iterative Solver (Conjugate Gradients)

➤ Certificazione di qualità:

Tutte le funzionalità del programma ed ogni nuova caratteristica introdotta sono attentamente validate da un team di sviluppatori, tecnici e clienti esterni. Una serie di esempi di riferimento è perciò stata creata e documentata durante tutta la vita del software (più di 20 anni). Eventuali questioni sono affrontate con profonde discussioni con professionisti del settore, professori e dottori in materia, per la migliore interpretazione. SOFiSTiK è membro della German Association of Consulting Engineers (VBI) ed è coperta da un'assicurazione professionale.

Le funzionalità del programma sono molte così come le fonti di validazione:

- Esempi di controllo testati dai programmatori interni
- Esempi e manuali contenuti nel setup del programma che permettono di capire comparare i diversi tipi di calcolo ed il comportamento del software
- Le sessioni annuali dei SOFiSTiK User Meeting (dal 1988) che mostrano i campi di utilizzo del programma con un background scientifico
- Esempi di controllo da enti esterni quali NAFEMS (The International Association for the Engineering Analysis Community) di cui Sofistik AG è membro e da cui sono stati presi numerosi esempi per confronto. Questi sono:
  - P07 Linear Static Benchmarks Vol. 1 Hitchings
  - P08 Linear Static Benchmarks Vol. 2 Hitchings
  - R0016 Selected Benchmarks for forced vibration Maguire et. al.
  - R0026 Selected Benchmarks for Material Linken nonlinearity



Tale documentazione è scaricabile dal sito [www.sofistik.de](http://www.sofistik.de)

Elaborato	Revisione	Data
Cavalcavia svincolo S.P.569 S.P.27	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 103 di 103