

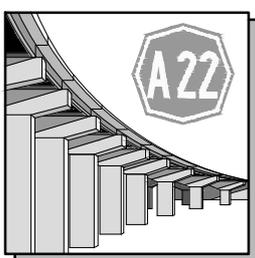
**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO**  
**dott.ing. ROBERTO BOSETTI**  
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
*dott. ing. Roberto Bosetti*

# autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE  
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA  
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E  
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI  
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.3	<p><b>RELAZIONI</b> Relazioni di calcolo Sovrappasso nr. 68 Rivoli-Zuane</p>
-------	--

0	MAG-2022	EMISSIONE	A. CONTIN	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA:  MAGGIO 2008			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:  
NUMERO PROGETTO:  29/08					

# AUTOSTRADA DEL BRENNERO

LAVORI DI ALLARGAMENTO DELLA  
CARREGGIATA SUD DELL'AUTOSTRADA  
DEL BRENNERO TRA LE PROGRESSIVE KM  
201+225 E KM 203+802 IN CORRISPONDENZA  
DELLA SALITA DI AFFI

PROGETTO ESECUTIVO

**SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE  
N.68**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

*Committente:*

*Autostrade del Brennero*

*Progetto strutturale: Alessandro Contin*

## 1 METODO DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

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

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Acciaio per carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_m$
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

### 1.1 Codici di calcolo

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

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

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

#### 1.1.1 Eng 97

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

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

### **1.1.2 Eng2K**

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

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

### **1.1.3 Straus 7**

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

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

### **1.1.4 Geo**

Programma di calcolo geotecnico della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti che esegue l'analisi elasto-plastica di strutture piane infisse nel terreno di fondazione. Viene utilizzato per la modellazione di palancole e diaframmi con o senza puntelli e/o tiranti, analizzando le diverse fasi di lavoro della struttura. I modelli di calcolo utilizzati dal programma sono ampiamente testati e particolarmente per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni in esame. Codesto software è un programma di calcolo di comprovata affidabilità prodotto da diversi anni e largamente diffuso.

Gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

### **1.1.5 Paratie**

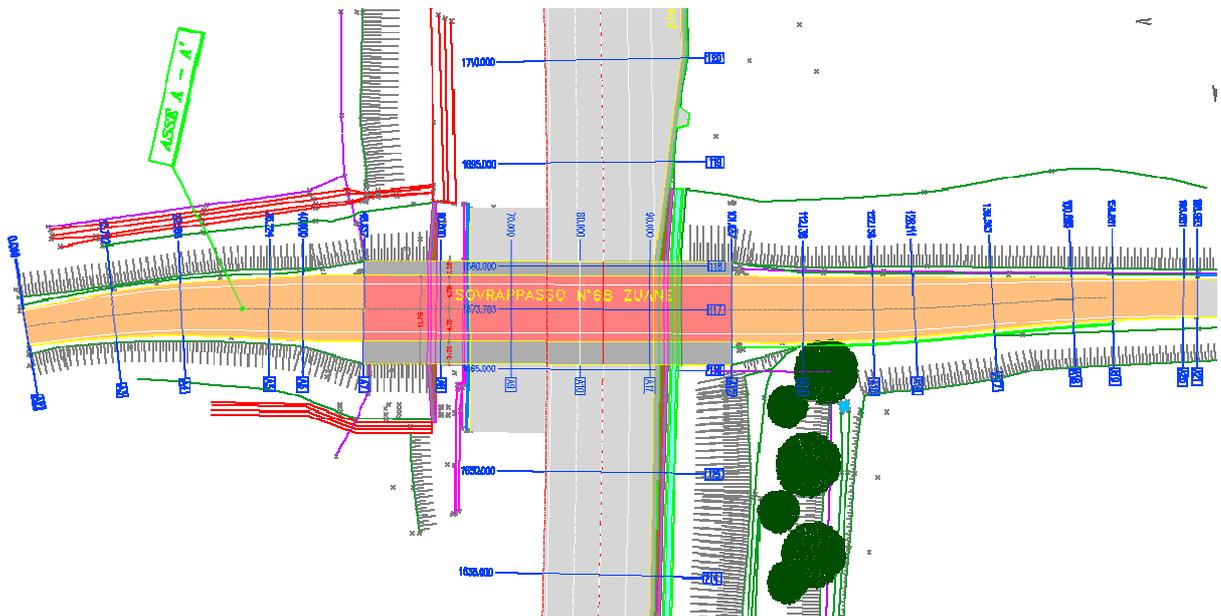
Programma di calcolo geotecnico della CeAS di Milano. E' un programma ad elementi finiti che esegue l'analisi elasto-plastica di strutture piane infisse nel terreno di fondazione. Viene utilizzato per la modellazione di palancole e diaframmi con o senza puntelli e/o tiranti, analizzando le diverse fasi di lavoro della struttura. Questo tipo di software permette di modellare terreni di tipo granulare o coesivo, considerando per quest'ultimo sia la situazione drenata che quella non drenata. Il programma di calcolo Paratie 5.1-6.0 risulta di comprovata affidabilità, tanto da essere prodotto da diversi anni ed essere largamente utilizzato presso numerosi studi di ingegneria geotecnica.

Gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

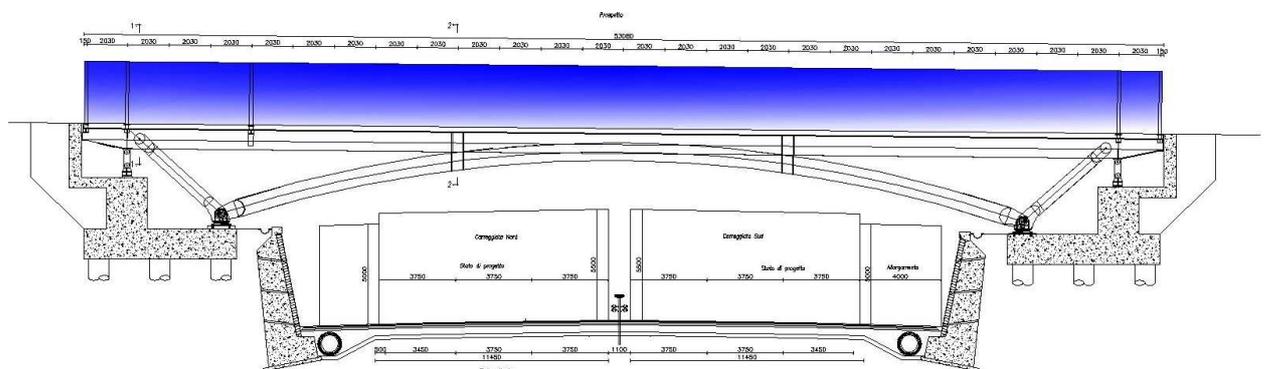
## 2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera in esame consiste nella costruzione del nuovo sovrappasso autostradale n°68 in località Zuane alla progressiva km 203 per lo scavalcamento dell'autostrada A22 del Brennero.

Il ponte in progetto è costituito da un tratto stradale ad un'unica carreggiata coprente complessivamente una lunghezza di circa 53 m; esso si compone di un'unica campata. Nella seguente immagine si riporta una vista planimetrica dell'opera in oggetto.



Dal punto di vista altimetrico, il piano viario si colloca mediamente a circa 5.60 m di altezza rispetto al livello della sottostante autostrada. Si riporta nel seguito una sezione schematica eseguita in asse al ponte.

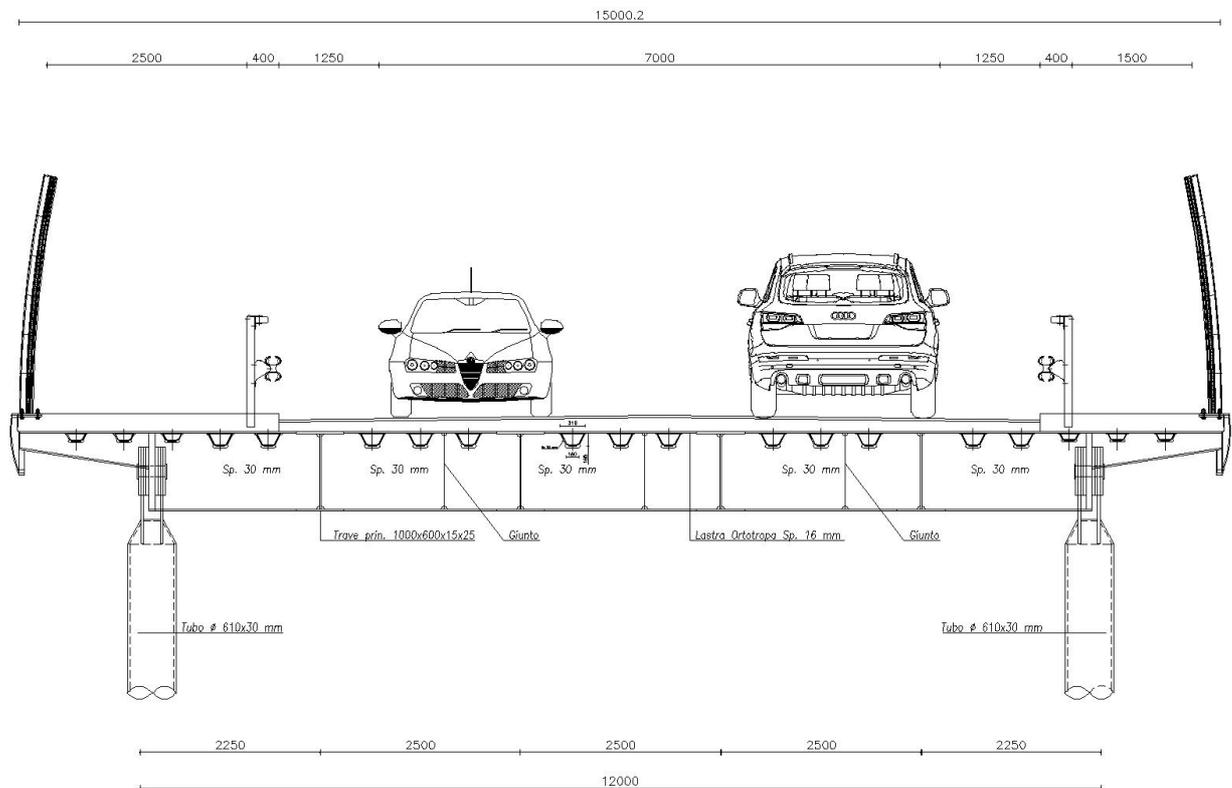


Il tracciato viario presenta larghezza costante: esso si compone di una piattaforma stradale a due corsie per una larghezza totale di circa 7.50 m, cui si affiancano da entrambi i lati due marciapiedi rispettivamente da 2.50 m e 1.50 m ciascuno.

## 2.1 Caratteristiche tecniche dell'opera

Il ponte in oggetto appartiene alla tipologia strutturale arco a via superiore a spinta eliminata. Tecnicamente esso si compone di una struttura portante principale di due archi paralleli in carpenteria metallica, riceventi il carico proveniente dall'impalcato attraverso traversi di testa ed ai terzi della luce.

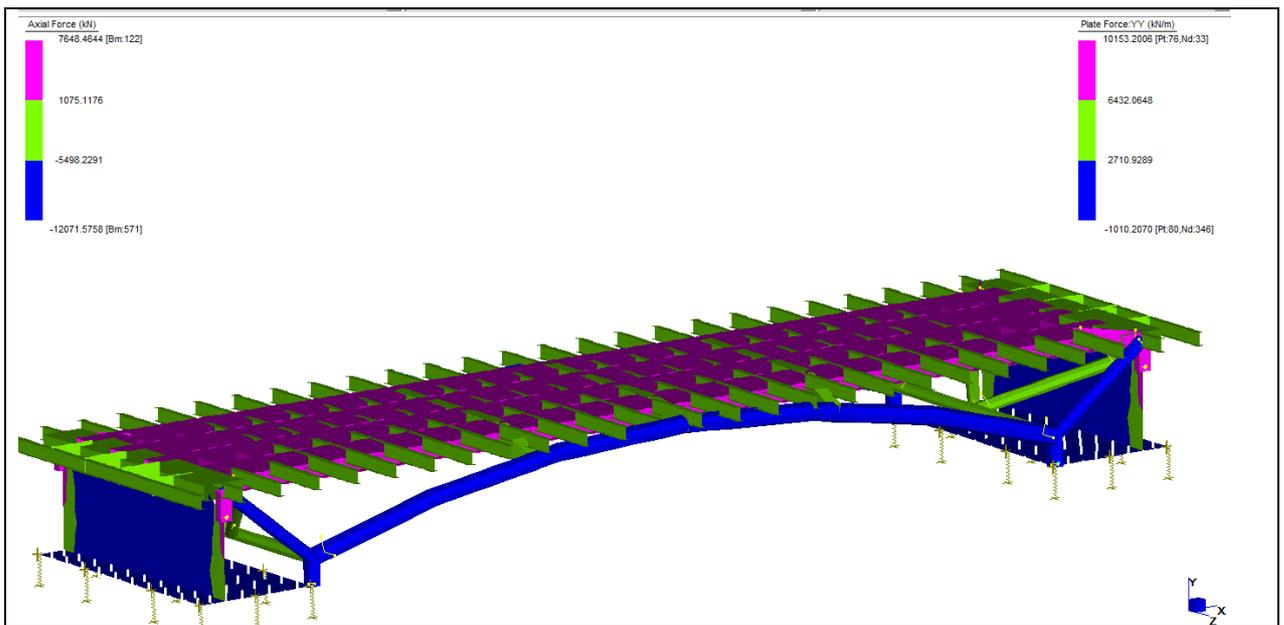
L'impalcato, della tipologia a piastra ortotropa, è costituito da una serie di 4 travi a doppio T in acciaio di altezza 1000 mm, collegate a traversi di altezza 600 mm posti ad interasse di 2030 mm con soprastante lamiera spessore 16 mm irrigidita da ribs in sezione chiusa. In corrispondenza alle spalle laterali, ai terzi della luce, ed in mezzeria sono previsti 2+2+1 traversi metallici di collegamento. Si riporta nel seguito la sezione trasversale del ponte in corrispondenza del traverso di estremità.



Ciascuna trave principale a doppio T presenta altezza pari a 1000 mm, mentre le piattabande superiore ed inferiore hanno larghezza fissa pari a 600 mm; esse vengono affiancate con interasse di 2500 mm. Superiormente viene realizzata la piastra ortotropa in lamiera sp. 16 mm con irrigidimenti longitudinali a passo 600 mm costituiti da coppi in sezione chiusa di altezza 165 mm. Le travi metalliche principali risultano collegate fra loro a due a due da traversi metallici disposti ad interasse di 2030 mm,

mentre in corrispondenza alle spalle, ai terzi della luce, ed in mezzeria sono previsti ulteriori traversoni metallici di collegamento.

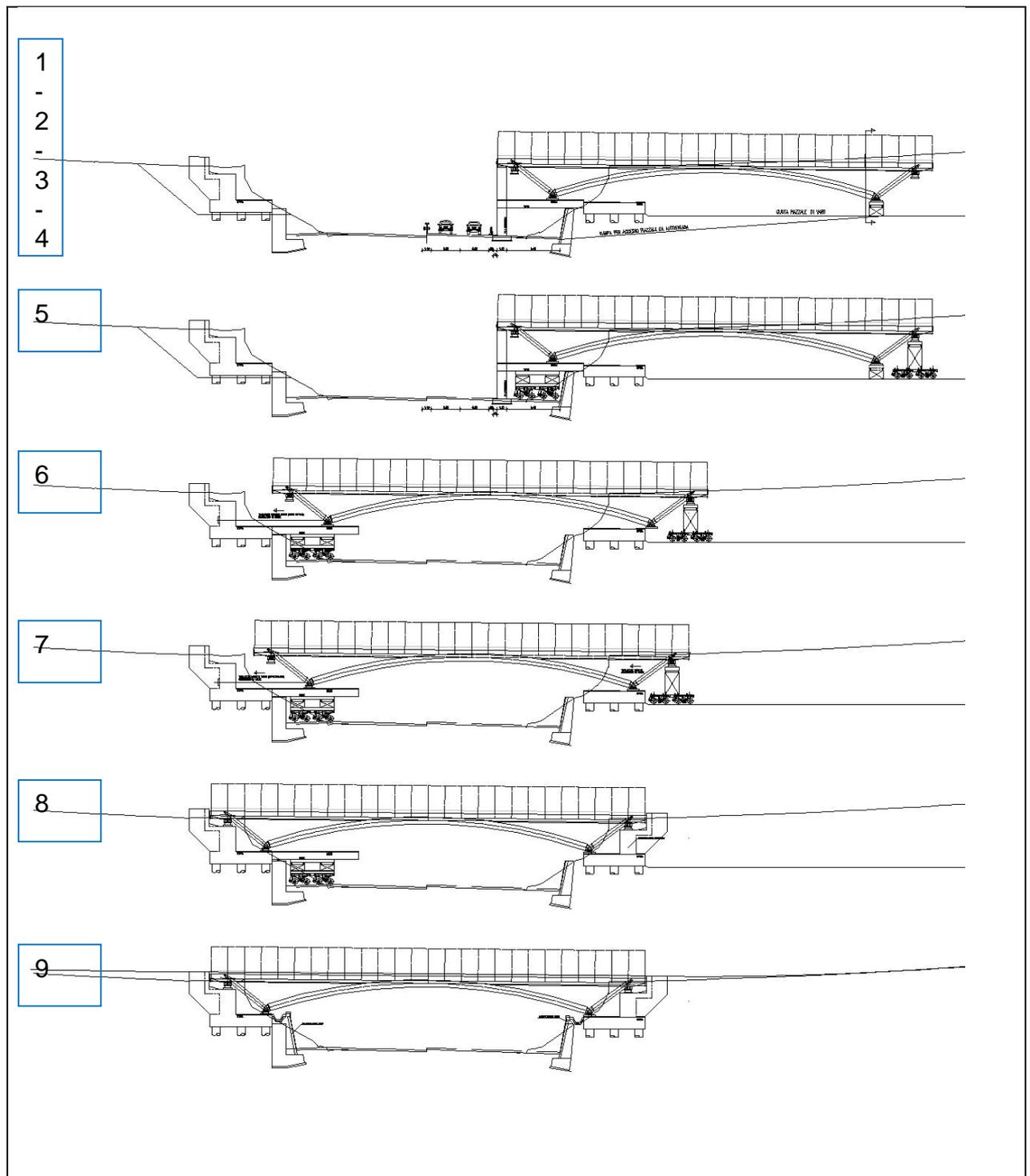
La principale caratteristica dello schema statico del ponte in oggetto è la spinta eliminata sulla via superiore, che viene realizzata mediante l'impiego di saettoni di estremità di collegamento tra arco e impalcato, e di pali a trazione. Nello schema sottostante è possibile individuare i principali elementi in trazione (colore magenta/verde) e compressione (colore blu) che individuano il sistema resistente principale:



La spinta eliminata, unitamente al relativo controllo della deformata iniziale attraverso l'impiego di opportune rigidità, consente il vantaggio di poter realizzare l'intera opera fuori dall'ingombro autostradale, e posizionarla successivamente con estrema facilità e con impiego praticamente nullo di strutture provvisorie.

## 2.2 Caratteristiche costruttive dell'opera

Le fasi di costruzione previste per l'opera in progetto sono schematicamente riassumibili nei seguenti punti principali, qui sotto raffigurati in un diagramma che esemplifica le 9 fasi di montaggio:



1. Realizzazione delle opere di fondazione, ad esclusione del muro spalla a monte della piattaforma ove avverrà la traslazione del ponte in posizione finale
2. In officina vengono realizzati i conci di arco principale, di traversoni e di piastra ortotropa, che verranno poi assiemati a piè d'opera su calaggi provvisori in corrispondenza di una delle due spalle, lasciando libera la sede autostradale per tutta la durata delle operazioni
3. Trasporto in opera dei vari conci, le cui dimensioni saranno tali da consentire agevolmente il loro posizionamento e movimentazione
4. Assemblaggio in opera dei vari conci al fine di realizzare la struttura metallica portante
5. Realizzazione dei traversi previsti di aggancio tra arco ed impalcato, ed ulteriori particolari da saldare in opera
6. Posizionamento dei carrelloni sotto la piattaforma traslante, e sul lato opposto, sotto il traversone di testa
7. Traslazione su carrelloni semoventi teleguidati, lungo una traiettoria impostata di traverso alla sede autostradale previa chiusura notturna
8. Innesto dei perni sulle otto cerniere (2+2 imposte arco e 2+2 testa muro spalla), regolazione degli appoggi
9. Realizzazione dei giunti e delle altre finiture varie.

### **3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica N.T.C. 2008, esso, comunque si richiama anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

#### **3.1 Norme generali**

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086  
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974  
Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 febbraio 1992  
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 9 gennaio 1996  
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 252 AA.GG/STC, 15 ottobre 1996  
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996  
Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 156 AA.GG/STC, 4 luglio 1996  
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 settembre 2005  
Norme tecniche per le costruzioni.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 gennaio 2008  
Norme tecniche per le costruzioni.

#### **3.2 Norme ponti**

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 4 maggio 1990  
Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 34233, 25 febbraio 1991  
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - Decreto Ministeriale 25 febbraio 1991.  
Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.

### **3.3 Norme sismiche**

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996  
Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20.03.2003, e allegati  
“Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale  
“Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.2003” datata 04.06.2003.

### **3.4 Norme geotecniche**

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 11 marzo 1988  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 30483, 24 settembre 1988  
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione.

### **3.5 Norme durabilità**

- Norma UNI 9858  
Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.

### **3.6 Norme CNR-UNI**

- Norma CNR-UNI 10011  
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10016  
Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018  
Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l’impiego.
- Norma CNR-UNI 10021  
Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10022  
Profili formati a freddo: istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.

- Norma CNR-UNI 10024  
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma CNR-UNI 10027  
Strutture di acciaio per opere provvisorie. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10029  
Costruzioni di acciaio ad elevata resistenza. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10030  
Anime irrigidite di travi a parete piena.
- Norma UNI-EN 206  
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità.
- Norma UNI 11104  
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

### **3.7 Eurocodici**

- EUROCODICE 1  
Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3  
Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4  
Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7  
Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8  
indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

## 4 MATERIALI IMPIEGATI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione del viadotto in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

### 4.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

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

### 4.2 Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza:	C 25/30
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.5 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.60
Contenuto minimo di cemento:	$280 \text{ kg/m}^3$
Massimo diametro degli inerti	30 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.89 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.02 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$

### 4.3 Calcestruzzo per zattere di fondazione

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.50
Contenuto minimo di cemento:	$300 \text{ kg/m}^3$
Massimo diametro degli inerti	30 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

### 4.4 Calcestruzzo per spalle

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XF3
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.50
Contenuto minimo di cemento:	$320 \text{ kg/m}^3$
Massimo diametro degli inerti	20 mm

Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

#### 4.5 Calcestruzzo per soletta

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.45
Contenuto minimo di cemento:	$340 \text{ kg/m}^3$
Massimo diametro degli inerti	20 mm
Classe di consistenza (slump test):	S4
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

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

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.25$ $1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$
Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.7.2. del D.M. 14.01.2008 per acciaio saldabile.	

#### 4.7 Acciaio per carpenteria metallica tipo S355

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo:	- per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$ $f_d = 355 \text{ MPa}$ - per spessori $t > 40 \text{ mm}$ $f_d = 335 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.:	- per lamiere $\epsilon_t \geq 21\%$ - per barre, profilati larghi piatti $\epsilon_t \geq 22\%$

#### 4.8 Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9

Vite:	classe 10.9 (UNI 3740)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_y \geq 900 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica secondo UNI 3740	$f_{k,N} \geq 700 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{d,N} = 700 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{d,V} = 495 \text{ MPa}$

Dado:	classe 10
Rosette:	C50 (UNI 7845)
Forza di serraggio	$N_s = 0.8 f_{k,n} A_{res}$
Coppia di serraggio	$T_s = 0.2 N_s d$

#### 4.9 Saldature di testa o a T a completa penetrazione

- Giunto di prima classe	$\sigma_{id} \leq f_d$ , materiale di base
- Giunto di seconda classe	$\sigma_{id} \leq 0.85 f_d$ , materiale di base

#### 4.10 Saldature a cordone d'angolo

Per S355, secondo §5.1.2.4 della CNR 10011, si deve verificare che:

- nel caso siano presenti  $\sigma_{\perp}$ ,  $\tau_{\perp}$  e  $\tau_{//}$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_d = f_{tk}/(\beta \gamma_{m2})$$

$$|\sigma_{\perp}|, |\tau_{\perp}|, |\tau_{//}| \leq f_d$$

#### 4.11 Pioli con testa

Materiale base: acciaio ST37-3K - DIN 17100

Tensione di rottura a trazione

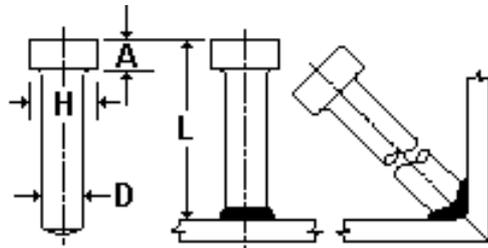
$$f_t \geq 450 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento

$$f_y \geq 350 \text{ MPa}$$

Allungamento

$$A_5 \geq 15\%$$



#### 4.12 Tasselli chimici

Materiale base:	acciaio 5.8 zincatura galvanica $\geq 5 \mu\text{m}$
(alternativa)	acciaio inox A2 DIN X 5 CrNi 1812 Aisi 304

#### 4.13 Acciaio tipo C50 bonificato per perni

Tensione di rottura a trazione:

- diametri fino a 40 mm	$f_t \geq 740 \text{ MPa}$
- diametri fino a 100 mm	$f_t \geq 690 \text{ MPa}$

Tensione di scostamento dalla proporzionalità:

- diametri fino a 40 mm	$f_y \geq 500 \text{ MPa}$
- diametri fino a 100 mm	$f_y \geq 400 \text{ MPa}$

Resilienza: - diametri fino a 40 mm  $KCU \geq 25 \text{ J a } +15^\circ\text{C}$

Allungamento perc.: - diametri fino a 40 mm  $\epsilon_t \geq 14\%$

- diametri fino a 100 mm  $\epsilon_t \geq 15\%$

Tenore di carbonio:  $0.47 \div 0.55\%$

COMMESSA 11401

Tenore di manganese:	0.60÷0.90%
Tenore di silicio:	0.15÷0.40%
Tenore di zolfo:	≤ 0.035%
Tenore di fosforo:	≤ 0.035%

## **5 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SITO**

Si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione geognostica del mese di agosto 2008 redatta da Intergeo a seguito di prove geognostiche eseguite appositamente nel sito di progetto.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Pesì propri strutturali

I pesì propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m <sup>3</sup>
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m <sup>3</sup>
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m <sup>3</sup>

### 6.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

manto bituminoso da 10 cm:	3.00 kN/m <sup>2</sup>
barriere guard-rail ad alta resistenza:	1.00 kN/m
parapetti dei marciapiedi:	0.50 kN/m

### 6.3 Azioni accidentali stradali

#### FOLLA SUI MARCIAPIEDI

Sui marciapiedi, se presenti, si considera un carico uniformemente distribuito pari a 5.00 kN/m<sup>2</sup>.

#### CARICHI STRADALI

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale Testo Unico per i ponti stradali classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

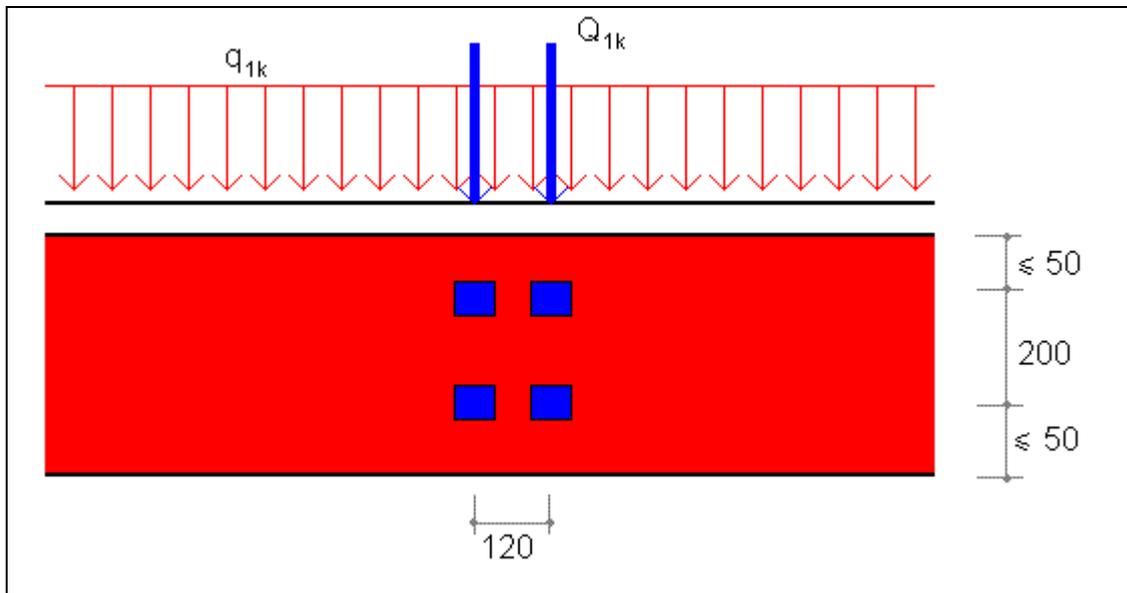
- 1° colonna di carico:  
Q<sub>1k</sub> 2 assi 300 kN disposti come da T.U.  
q<sub>1k</sub> carico uniforme ripartito 9.00 kN/m<sup>2</sup>
- 2° colonna di carico:  
Q<sub>1k</sub> 2 assi 200 kN disposti come da T.U.  
q<sub>1k</sub> carico uniforme ripartito 2.50 kN/m<sup>2</sup>
- 3° colonna di carico:  
Q<sub>1k</sub> 2 assi 100 kN disposti come da T.U.  
q<sub>1k</sub> carico uniforme ripartito 2.50 kN/m<sup>2</sup>
- altre colonne di carico:  
q<sub>1k</sub> carico uniforme ripartito 2.50 kN/m<sup>2</sup>

Le suddette colonne di carico andranno disposte secondo lo schema longitudinale sotto riportato al fine di produrre le azioni accidentali maggiormente gravose per la struttura in esame.

Nell'ambito della parzializzazione che massimizza gli effetti sull'arco, in particolare sono stati controllati entrambi gli scenari con assi di carico centrati in chiave

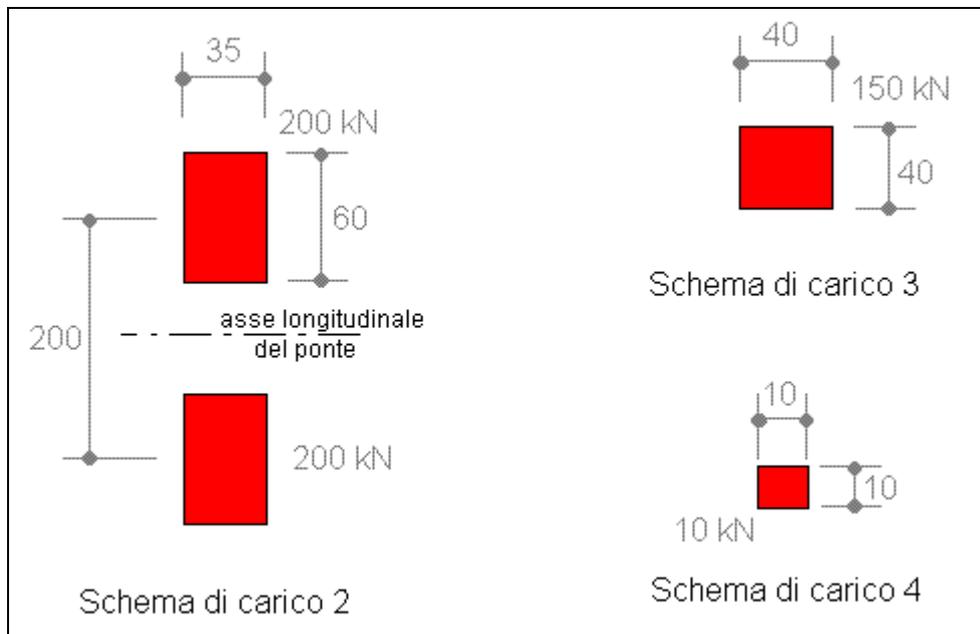
COMMESSA 11401

(massimo sforzo assiale) e con assi di carico centrati ai reni (massimo momento flettente)



#### CARICHI LOCALI

Le azioni accidentali locali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale Testo Unico per i ponti stradali classificati di prima categoria; precisamente:



#### 6.3.1 Incremento dinamico dei carichi mobili

Per tutti i carichi mobili sopra descritti, come specificato dalla normativa NTC 2008 paragrafo 5.1.3.4, viene già considerato il corrispondente coefficiente di incremento: dinamico.

### 6.3.2 Azioni eccezionali – Urto

Per quanto riguarda le azioni eccezionali sugli elementi secondari indotti dall'urto di un veicolo in svio si considera, quanto riportato al corrispondente paragrafo del T.U. in vigore.

Urto = 100 kN applicata a 1.00 m dal piano viario e diffusa su 0.50 m

Si rammenta che tali azioni, come specificato sullo stesso T.U., verranno utilizzate per il dimensionamento degli elementi secondari dell'impalcato, principalmente i guard-rail ed il relativo cordolo di attacco con la soletta in c.a..

### 6.3.3 Frenamento

Per quanto riguarda le azioni orizzontali da frenamento si considera per ponti di prima categoria, concordemente con il D.M. 14-01-08, la seguente condizione:

$$\begin{aligned} \text{- Frenamento} \quad q_{\text{frenamento}} &\geq 180 \text{ kN} \\ &= 0.6 (2Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} w_1 L \\ &\leq 900 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo  $w_1$  ed  $L$  rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico.

Si ricava, quindi  $q_{\text{frenamento}} = 505 \text{ kN}$

### 6.3.4 Azione centrifuga

Per quanto riguarda le azioni orizzontali centrifughe si considera, concordemente con il D.M. 14-01-08, la seguente forza:

$$q_{\text{centrifuga}} = \begin{cases} 0.2 \sum Q_{1k} & \text{per } R < 200 \text{ m} \\ 40 \sum Q_{1k} / R & \text{per } 1500 < R < 200 \text{ m} \\ 0 & \text{per } R > 1500 \text{ m} \end{cases}$$

Nel caso in esame l'impalcato risulta rettilineo, pertanto tale azione è nulla.

### 6.3.5 Resistenze parassite dei vincoli

Per i vincoli mobili si assume una forza orizzontale parassita pari al 3% dell'azione verticale permanente. Tale forza si considera agente esclusivamente sugli appoggi mobili e nella direzione in cui è consentito lo spostamento.

## 6.4 Azioni meteoriche

### 6.4.1 Azioni dovute alla neve

Il carico dovuto alla neve viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 q_{sk}$$

dove :

$$\mu_1 = 0.800$$

$$q_{sk} = 1.60 \text{ kN/m}^2 \text{ (Regione Trentino, } a_s < 200 \text{ m s.l.m.)}$$

(impalcato piano)

L'azione della neve, pertanto si schematizza con un carico distribuito pari a  $1.30 \text{ kN/m}^2$ ; tale carico non risulta dimensionante per le strutture in oggetto.

### 6.4.2 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è data dall'espressione:

$$p = q_{\text{ref}} C_e C_p C_d$$

Si ha:

zona: 1	(Regione Trentino)
$V_{ref,0} = 25$ m/s	
$a_0 = 1000$ m	
$k_a = 0.010$ Hz	
$q_{ref} = 0.39$ kN/m <sup>2</sup>	( $a_s < a_0$ )
$c_t = 1.00$	(coefficiente di topografia)
classe di rugosità del terreno: C	
categoria di esposizione del sito: III	
$k_r = 0.20$	
$z_0 = 0.10$ m	
$z_{min} = 5.00$ m	
$C_{e, min} = 1.3$	per $z < 5.00$ m (coefficiente di esposizione minimo)
$C_{e, max} = 1.4$	per $z = 8.00$ m (coefficiente di esposizione massimo)
$C_{pe} = -0.4$	(coefficiente di forma per la pressione esterna di elementi sottovento)
$C_{pe} = +0.8$	(coefficiente di forma per la pressione esterna di elementi sopravvento)
$C_d = 1.0$	(coefficiente dinamico)

La pressione dovuta al vento è assunta quindi pari a:

$$p = 2.50 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{per impalcato e spalle})$$

$$p = 0.66 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{per barriere di protezione})$$

Per le verifiche di impalcato e spalle si considera l'azione del vento sui mezzi in transito sul ponte, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

## 6.5 Carichi dovuti a sisma

In accordo al D.M. 14.01.2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento per la vita della struttura considerato.

In accordo alle NTC 2008 paragrafo 7.9.2, il ponte in oggetto viene dimensionato per l'azione sismica di progetto per lo SLV, fissando pertanto il periodo di ritorno dell'azione (legato direttamente alla scelta della  $V_R$  e della  $P_{VR}$ ) al valore di 1898 anni.

I parametri caratteristici per tale calcolo, quindi, risultano:

$a_g$	accelerazione orizzontale massima al sito; pari a 0.27 g
$F_0$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; pari a 2.413

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale; pari a 0.289 s

Per l'opera in oggetto si considera:

Vita nominale ( $V_N$ ): 100 anni  
 Classe d'uso: IV ( $C_u = 2$ )  
 Periodo di riferimento azione sismica ( $V_R = V_N \cdot C_u$ ): 200 anni

Determinazione dell'accelerazione al suolo:

Stato limite	$P_{VR}$ (Probabilità di superamento nel periodo $V_R$ )
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con  $T_R = \text{tempo di ritorno} = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Il suolo presente nella zona in esame appartiene alla categoria "B"- "C" (depositi di sabbie/ghiaie). Se ne deduce che i valori da considerare nell'analisi sono:

Categoria di suolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33} = 1.586$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

In base a quanto esplicitato dalla normativa citata, quindi, si ottiene per la componente orizzontale il seguente spettro di risposta elastico di progetto:

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

$$\text{per } T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

Essendo:  $S = S_s \times S_t = 1.309 \times 1.000$

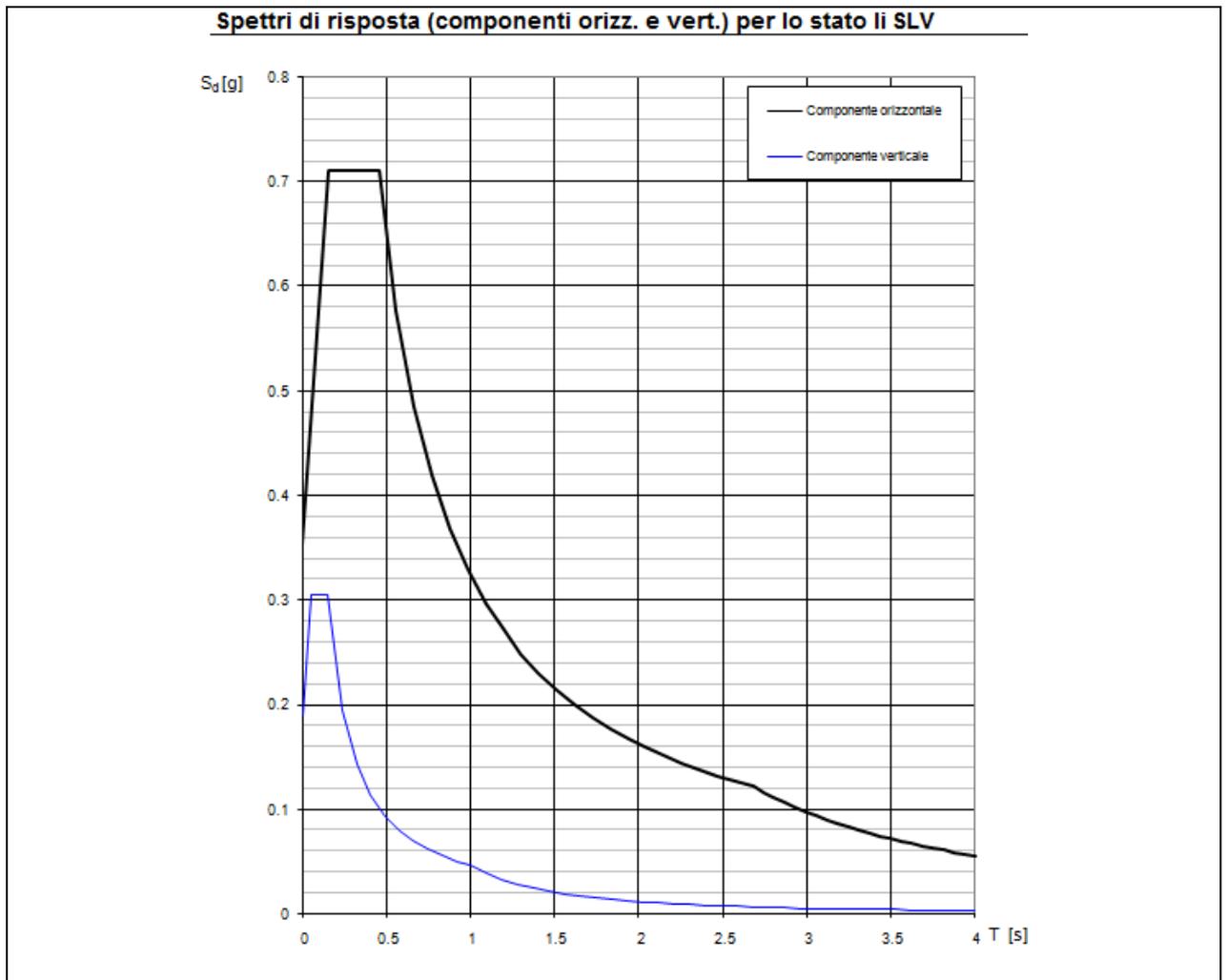
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

L'amplificazione topografica è data dai seguenti valori:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	$S_t$
T1	-	1.00
T2	in corrispondenza alla sommità del pendio	1.20
T3	in corrispondenza alla cresta del rilievo	1.20
T4	in corrispondenza alla cresta del rilievo	1.40

Nel calcolo allo SLV il fattore  $\eta$  può essere sostituito dal rapporto  $1/q$ , essendo  $q$  il fattore di struttura relativo all'opera in oggetto. Per gli archi la normativa NTC 2008 porge  $q=1.20$  in bassa duttilità; per le spalle che si muovono con il terreno si considera in generale  $q = 1.00$ .

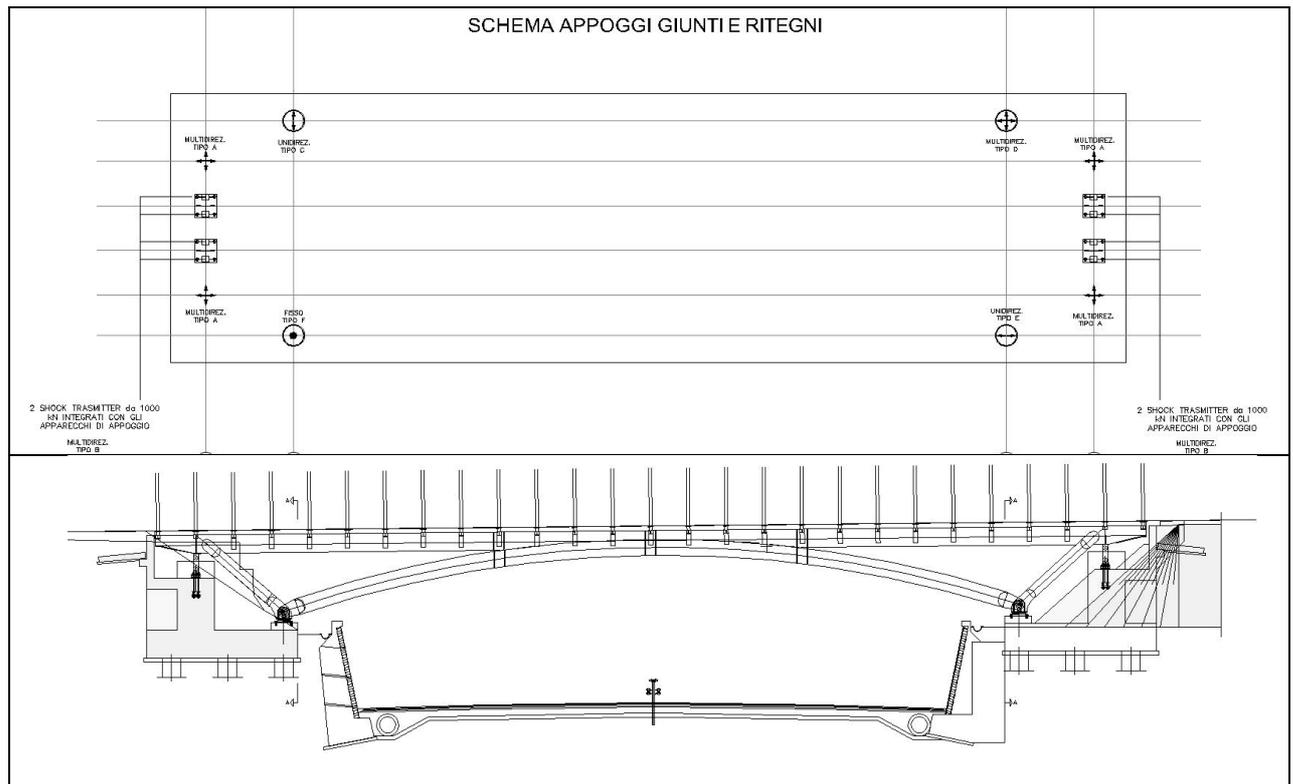
Per il ponte in esame si ottiene pertanto lo spettro di risposta all'azione sismica sotto riportato.



### 6.5.1 Schema di vincolo per il sisma

Al fine di garantire una disposizione di appoggi ottimale per la forza orizzontale sismica gravante sulle spalle dell'opera, secondo lo schema sotto riproposto il ponte in oggetto viene provvisto di 4 dispositivi dinamici di vincolo provvisorio (shock transmitter, o lock-up device) della portata di 1040 kN ciascuno situati in testa al muro spalla (2+2), in grado di connettere l'impalcato alle spalle per la sola forza orizzontale sismica trasmessa dal ponte alle strutture di fondazione.

La disposizione in pianta del sistema di appoggi è richiamata nello schema sotto riportato.



A tale schema di vincolo dinamico si accoppia il sistema di appoggio per i carichi statici, costituito da ulteriori due appoggi multi direzionali posizionati sotto trave per ogni spalla, e da quattro appoggi alle imposte degli archi sopra le zattere di fondazione.

Gli appoggi alle imposte realizzano un sistema di vincolo classico che non induce coazione interna, mentre la possibilità di rotazione  $\alpha > 0.01\text{rad}$  è garantita dalla tecnologia a disco elastomerico confinato di spessore maggiorato, o in calotta sferica/settore cilindrico.



*Vista di un dispositivo shock-transmitter*

## **7 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE**

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

Nella presente relazione di calcolo vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano comunque riportati nei documenti allegati.

## 8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA PIASTRA ORTOTROPA

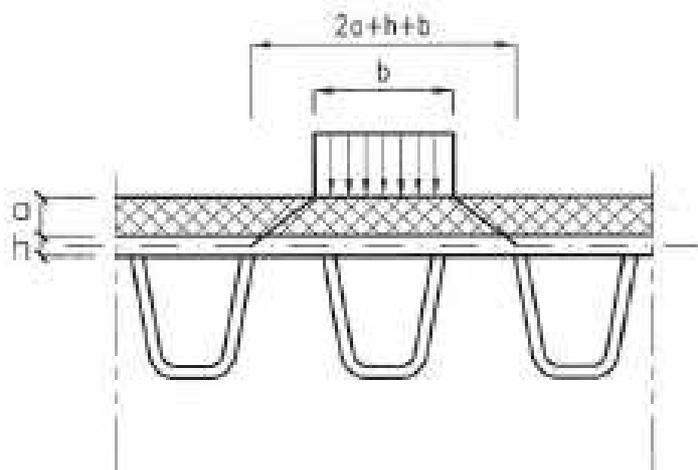
Lo studio della piastra ortotropa avviene distinguendo idealmente tre stati di sollecitazione che si considerano sovrapposti:

- SISTEMA I: sono le sollecitazioni di flessione che si hanno nella lastra piana superiore, supposta continua su appoggi fissi, costituiti dalle costole longitudinali
- SISTEMA II: sono le sollecitazioni di flessione che si hanno nell'insieme costituito dalla lamiera superiore e dalle costole longitudinali e trasversali, cioè nella piastra ortotropa propriamente detta. In tale sistema si avranno diagrammi delle tensioni incrociati sulle costole in cui l'ala superiore è la lamiera piana
- SISTEMA III: sono le sollecitazioni prevalentemente di compressione o di trazione che si hanno nell'insieme lamiera+costole longitudinali, considerato quale corrente superiore (o inferiore) della struttura principale.

*NOTA E'* da rilevare subito che per il ponte in oggetto le sollecitazioni di sistema III derivano più che altro dalla funzione statica di catena dell'arco assolta proprio dalla piastra ortotropa, in modo che la lamiera superiore ne risulterà più che altro sgravata dalle compressioni da sistema II.

### ANALISI DEI CARICHI

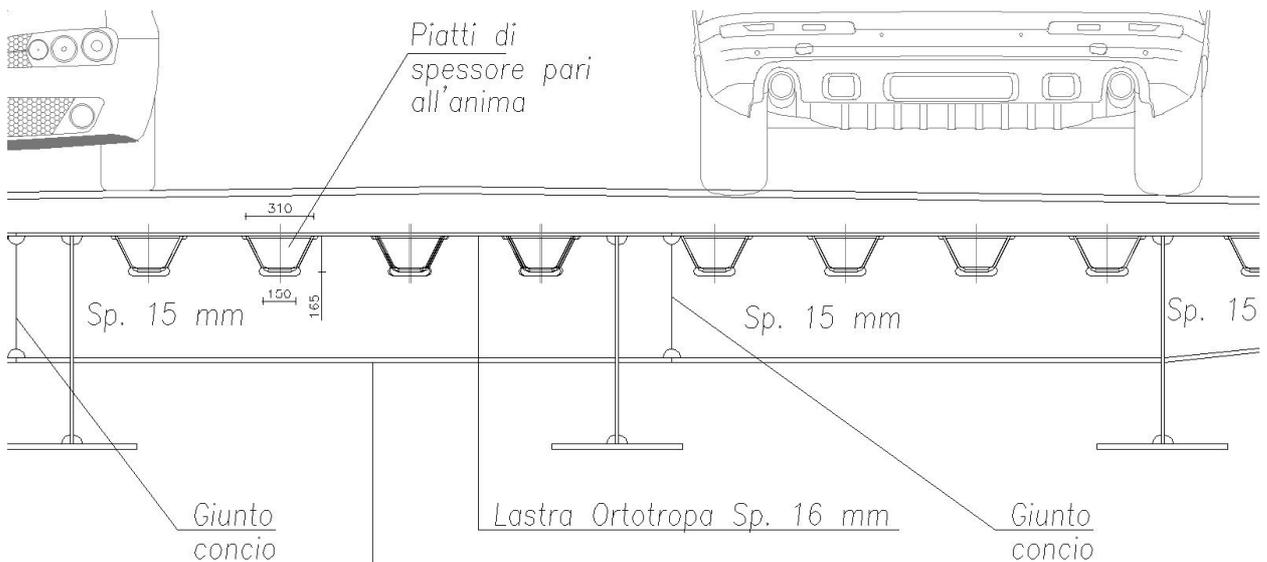
Sulla lamiera agisce un carico distribuito dovuto al peso della lamiera stessa e della pavimentazione stradale ( $3 \text{ kN/m}^2$ ). A tale carico va poi applicato il carico accidentale dei diversi schemi locali previsti da normativa secondo la rispettiva impronta.



Considerando che quest'ultimo si diffonde a 45° fino al piano medio della lamiera e che tutti i carichi mobili delle NTC includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità, si ottiene il carico distribuito aggiuntivo.+

### 8.1.1 Sistema I

Il sistema I è costituito dalla lamiera d'impalcato di spessore 16 mm che poggia sui rinforzi longitudinali di tipo chiuso distanti 600 mm l'uno dall'altro, tali da rendere il passo degli irrigidimenti della lastra pari a 300mm.



Il carico accidentale considerato è quello più gravoso tra i diversi schemi proposti in NTC 08 ovvero il singolo semiasse da 150 kN su impronta di 0.40x0.40 m<sup>2</sup>. Si ottiene:

$$q_{\text{accidentale}} = 150 / (0.40 + 2 \times 0.108) / (0.40 + 2 \times 0.108) = 395.0 \text{ kN/m}^2$$

che sommato ai carichi permanenti fornisce il carico totale

$$q_{\text{totale}} = 398 \text{ kN/m}^2$$

Su una luce di 300 mm si ha quindi il momento massimo a trave SLU:

$$M_{sd} = 5.40 \text{ kNm/m}$$

da cui si ottiene una tensione massima pari a:

$$f_d = 166 \text{ MPa}$$

(cautelativamente si è considerato lo spessore di calcolo pari a 14mm)

Se si dimensionasse al collasso, il calcolo del carico critico effettuato con la formula di Klopffel fornirebbe:

$$q_{\text{collasso}} = 6.125 \cdot \frac{\sigma_{sn} \cdot t}{a} \sqrt{\varepsilon_c} = 4537 \text{ kN/m}^2 > q_{\text{tot}}$$

in cui:

- $t$  è lo spessore della lamiera
- $a$  è la luce della lamiera
- $\sigma_{sn}$  è la tensione di snervamento
- $\varepsilon_c$  è la deformazione per l'acciaio piegato

Si sottolinea che per le piastre ortotrope le tensioni calcolate nella lamiera come piastra sottile non danno un indice di resistenza. Infatti il carico di rottura teorico presenta un coefficiente di sicurezza elevatissimo rispetto al carico di rottura reale (>10), ed intervengono fenomeni di plasticizzazione locale oltreché un comportamento a piastra.

Per questo motivo la verifica delle tensioni del sistema I non è significativa e le tensioni ottenute in questo sistema non vengono usualmente sommate a quelle ottenute per gli altri sistemi riportati nel seguito.

#### LIMITAZIONE DELLE DEFORMAZIONI

E' invece necessario limitare le deformazioni degli elementi della lamiera al fine di prevenire il distacco e la fessurazione della pavimentazione sovrastante.

Utilizzando la formula di Boobnov, si ha che la freccia massima risulta essere

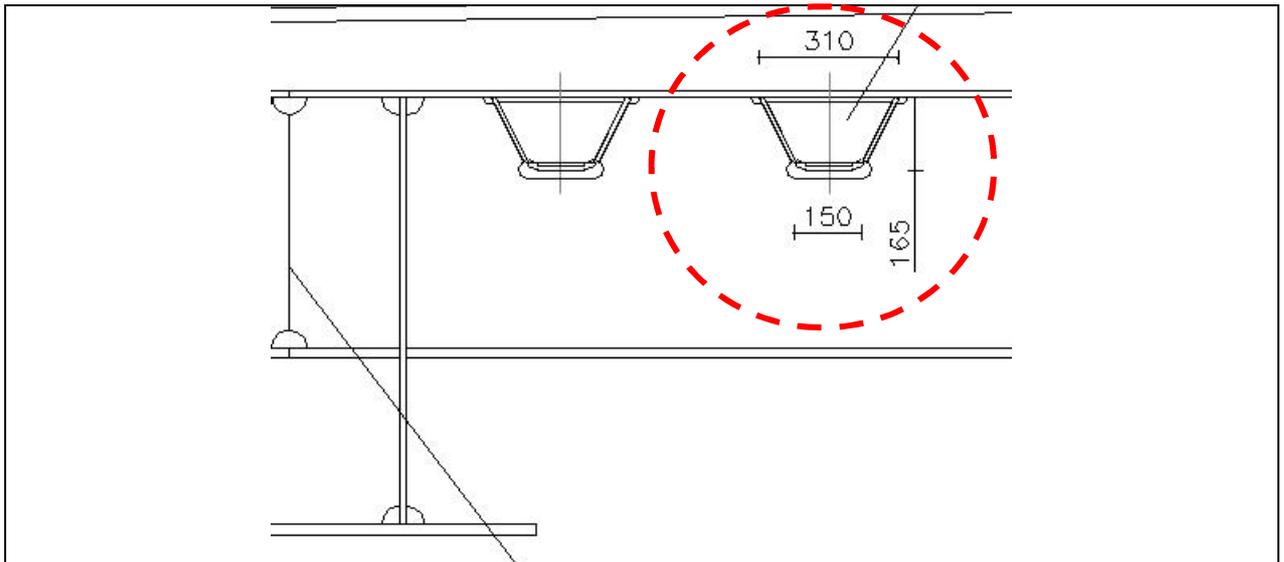
$$\omega = \frac{1}{6} \frac{5}{384} \frac{q_{tot} \cdot a^4}{EJ} = 0.12 < \frac{a}{300} = 1$$

#### 8.1.2 Sistema II

Il sistema II è costituito dai rinforzi longitudinali a sezione chiusa (coppi, o closed stringers nella letteratura EC3) assunti come vincolati sui traversi posti ad interasse 2030 mm.

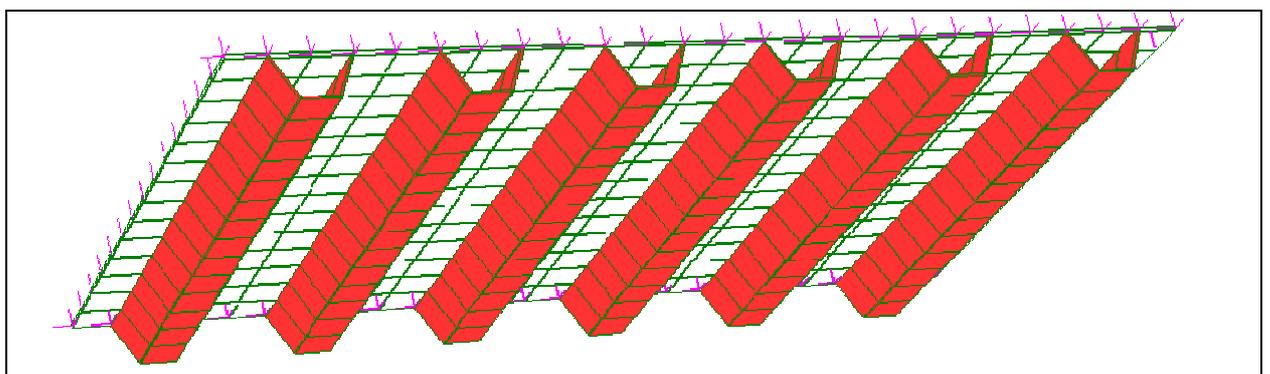
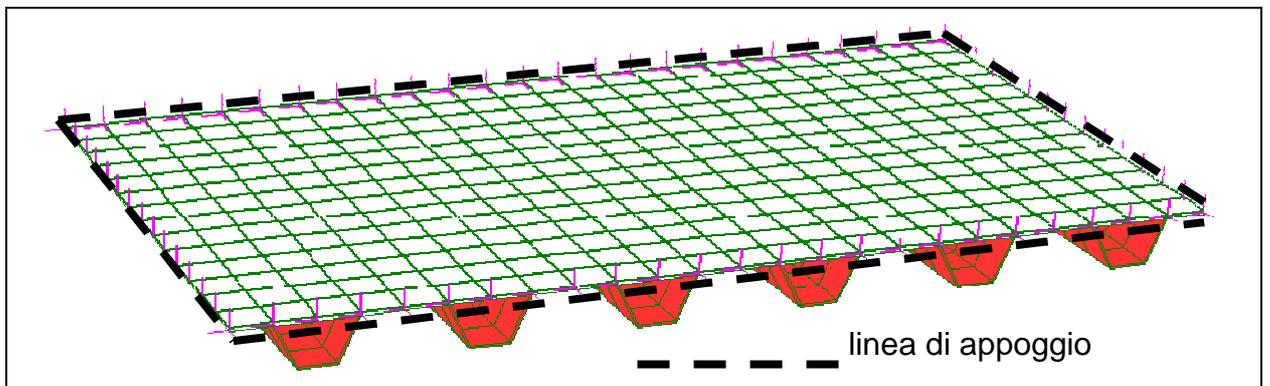
#### RINFORZI LONGITUDINALI

La lamiera superiore d'impalcato dello spessore pari a 16mm poggia su rinforzi longitudinali del tipo ad U dello spessore di 8 mm distanti 600mm l'uno dall'altro: data la vicinanza dei rinforzi, essa viene assunta interamente collaborante.



Le sollecitazioni su questo sistema si calcolano considerando per il rinforzo, rappresentato nella figura sopra, lo schema di trave continua su finiti appoggi fissi costituiti dai traversi della piastra ortotropa. Tuttavia, un'analisi di tale tipo non tiene conto del funzionamento a piastra dell'impalcato in lastra ortotropa, i cui campi sono vincolati nelle due direzioni principali di trave e trasverso, in maniera che un generico carico viene ripartito su vari rinforzi.

Le sollecitazioni reali agenti sui rinforzi longitudinali possono quindi venire calcolate considerando un modello tridimensionale eseguito con elementi *shell* rappresentanti la piastra e gli irrigidimenti.



A maggiore tutela si considera in ogni caso il calcolo locale a trave, per un interasse trasversale di 600 mm e per una luce di semplice appoggio di 2030 mm. Lo schema di carico locale che risulta dimensionante è il modello di carico 3 di NTC 2008 costituito da una ruota da 150 kN su un'impronta di 40 cm, posta in mezzeria della luce (l'analisi con modello di carico 1 conduce in realtà ad analogo risultato).

Si ottiene, in valori caratteristici:

$$M_{k,perm} = 0.60 \times 3.00 \times 2.03 \times 2.03 / 8 = 0.93 \text{ kNm}$$

$$M_{k,acc} = 0.98 \times 150 \times 2.03 / 4 = 75 \text{ kNm}$$

$$M_{k,tot} = 75.93 \text{ kNm}$$

ove 0.98 è il coefficiente di ripartizione su 10.6+10.6+40 cm.

$$J_{,stII} = 3363 \text{ cm}^4$$

$$W_{,stII} = 572 \text{ cm}^3$$

per cui:

$$\sigma = M_{k,tot} / W_{,stII} = \pm 133 \text{ MPa}$$

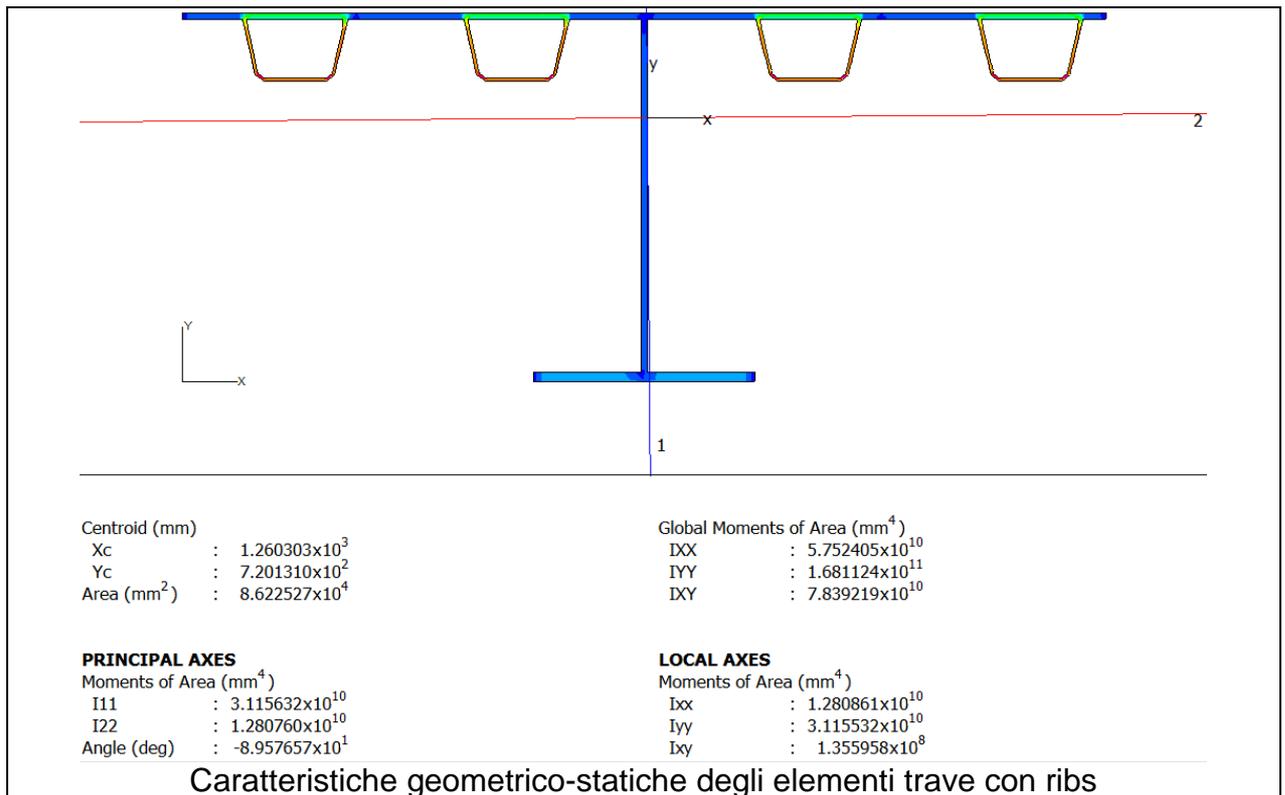
### 8.1.3 Sistema III

Il sistema III è costituito dalla lamiera irrigidita e dalle travi portanti. Si considera quindi che la lamiera collabori con le travi principali e la tensione risultante viene poi sommata con un'aliquota delle tensioni ricavate nel sistema II

La verifica sulla lamiera viene effettuata considerando il 50% delle tensioni ricavate nel sistema II secondo la formulazione usuale (tra gli altri: F. De Miranda, M.P. Petrangeli):

$$\sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II} \leq f_d$$

L'analisi delle travi viene eseguita considerando la porzione di piastra pertinente a ciascuna delle 4 travi. L'impalcato viene quindi sorretto da quattro travi, due interne e due di riva con anime e piattabande di spessori costanti, che costituiscono anche la catena di chiusura della spinta dell'arco. Gli sforzi di tale funzione statica sono convogliati attraverso un traverso di estremità in sezione scatolare che li distribuisce dalle saette di raccordo con le imposte degli archi.

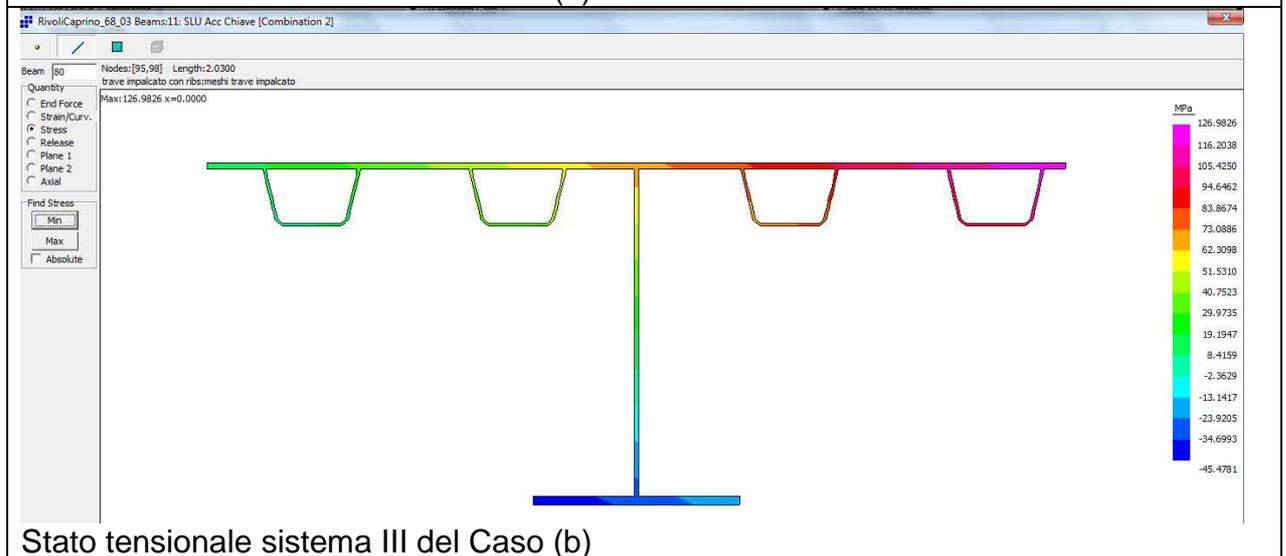
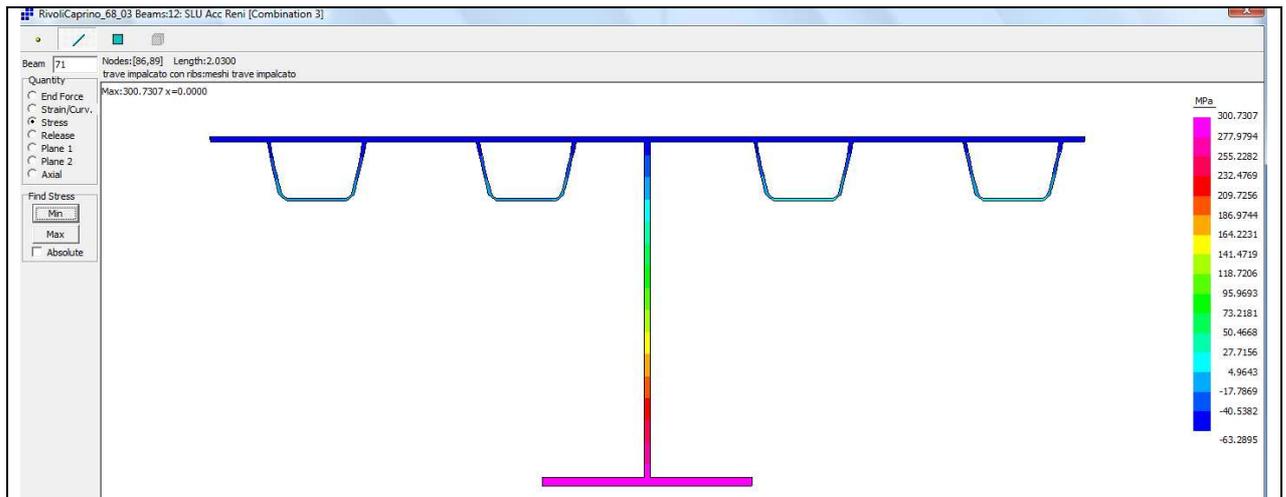


Per le lamiere rinforzate, la larghezza collaborante varia generalmente da 1/3 a 1/5 della luce, quindi, per la luce in questione ca. 53 m, si può assumere la lamiera interamente collaborante.

Le tensioni derivanti dal sistema III, caratterizzate nell'analisi della sezione successiva dedicata al comportamento globale della struttura, vanno quindi combinate con quelle del sistema II. Le tensioni minime rintracciate per sistema III da combinare, in virtù della funzione di catena (trazione) assegnata all'impalcato, vanno quindi ricercate doppiamente nei casi:

- (a) -in comportamenti locali in cui la lamiera superiore attinge il massimo di compressione in sistema III, ovvero per parzializzazione del carico mobile
- (b) -in comportamenti in cui il coppone attinge il massimo di trazione in sistema III per effetto di catena (stesa totale di carico), da combinare con le trazioni alla lamiera inferiore del coppone in sistema II.

Alla reale concomitanza delle azioni è stata dunque preferita la realizzazione dello scenario di carico che induce i massimi effetti sulla lamiera.



Le combinazioni sopra citate portano pertanto alle seguenti verifiche SLU:

$$(a) \quad \sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II} = -63 + 0.5(-1.5 * 133) = 163 \leq f_d = 338 \text{ MPa}$$

$$(b) \quad \sigma_{lamiera} = \sigma_{III} + 0.5\sigma_{II} = 127 + 0.5(1.5 * 133) = 227 \leq f_d = 338 \text{ MPa}$$

## **9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE**

### **9.1 Modello numerico**

L'impalcato in esame presenta molte delle caratteristiche tipiche dei ponti ad arco a via superiore; il comportamento globale della struttura, pertanto, viene valutato mediante un modello di calcolo a trave in cui gli effetti causati dall'eccentricità di carico producono una serie di azioni taglianti e flettenti in corrispondenza a ciascuna trave in virtù del collegamento con i traversi tipici ad interasse 2030 mm.

Le caratteristiche peculiari del ponte in oggetto sono poi principalmente:

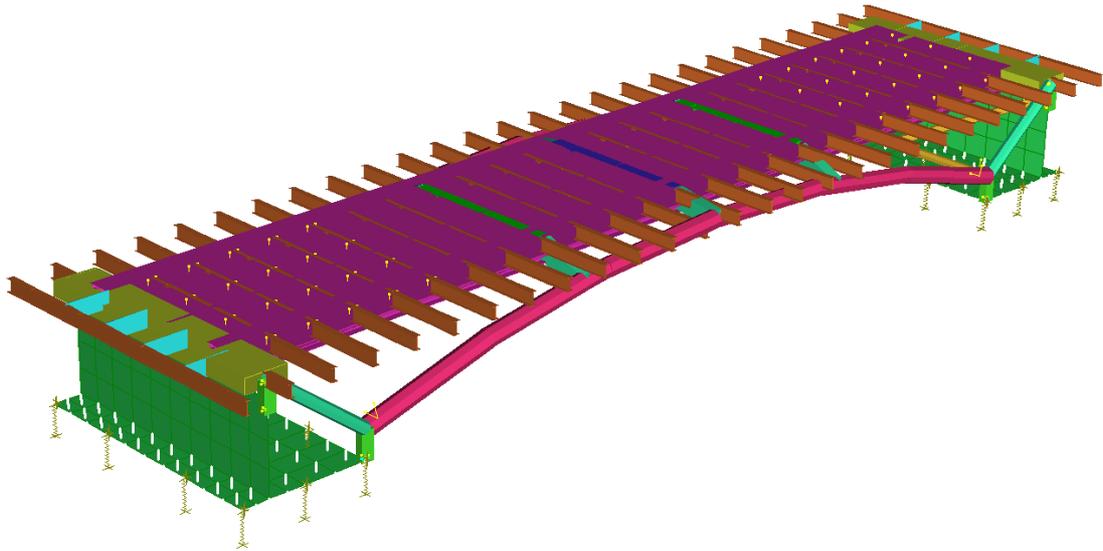
**-traversi di mezzeria ed ai terzi della luce:** riportano il carico dall'impalcato (via superiore) agli archi inferiori;

**-saette di raccordo tra le imposte e gli estremi di impalcato:** tali elementi, stabilizzati da opportuni controventi, collegano le strutture spingenti degli archi alla catena di chiusura delle forze orizzontali, costituita dall'impalcato stesso in piastra ortotropa; il nodo è completato dagli elementi biella di collegamento con il muro di spalla, che ancorano verso i pali di fondazione le forze verticali di trazione procurate dall'inclinazione delle saette

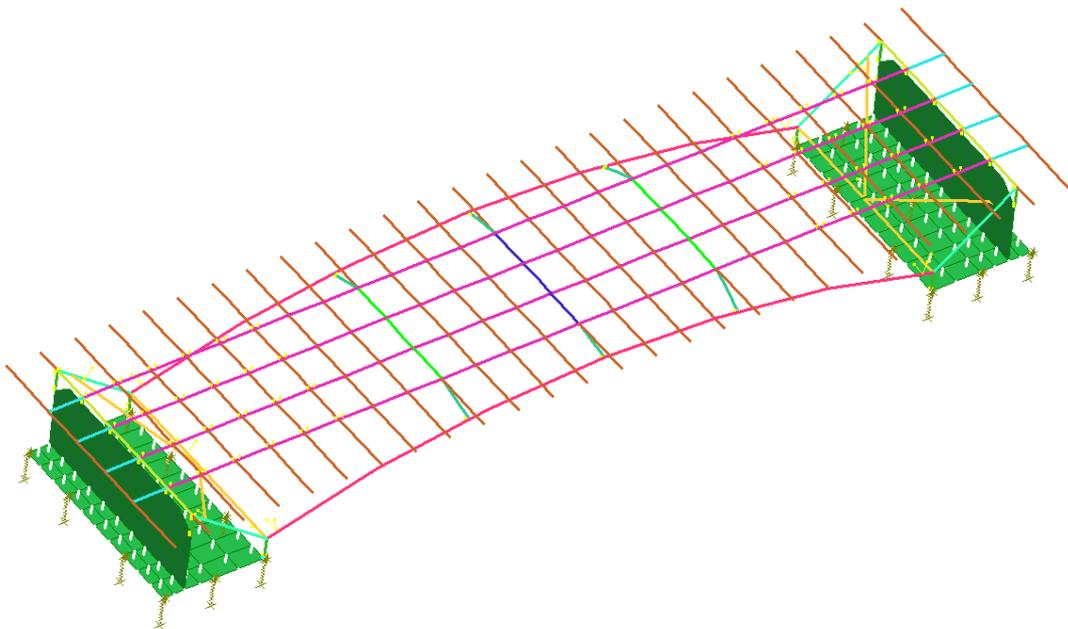
**-piastra ortotropa e traversi di estremità:** la prima, oltre a resistere localmente ai carichi verticali, realizza uniformemente la catena degli archi, ricevendo gli sforzi dai secondi.

L'intero impalcato viene schematizzato idoneamente con elementi trave dotati delle caratteristiche reali che la sezione possiede nelle varie fasi considerate; sulla struttura così modellata si dispongono quindi le stese (colonne) di carico e si valutano quindi gli effetti complessivi delle diverse azioni.

Nelle figure seguenti si riportano una vista globale del modello ad elementi trave analizzato e diversi spaccati che permettono di comprenderne le diverse sottostrutture considerate.



*Vista assometrica in visualizzazione solida delle travi*

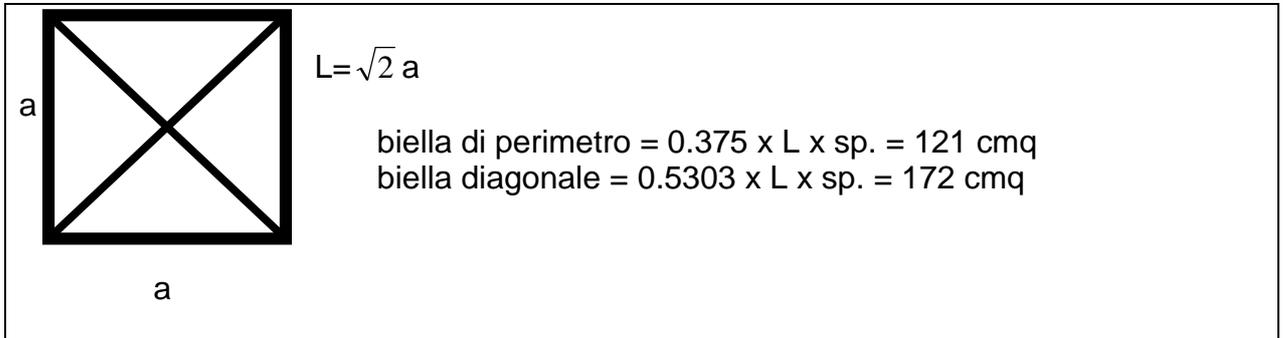


*Vista assometrica in visualizzazione a fili delle travi*

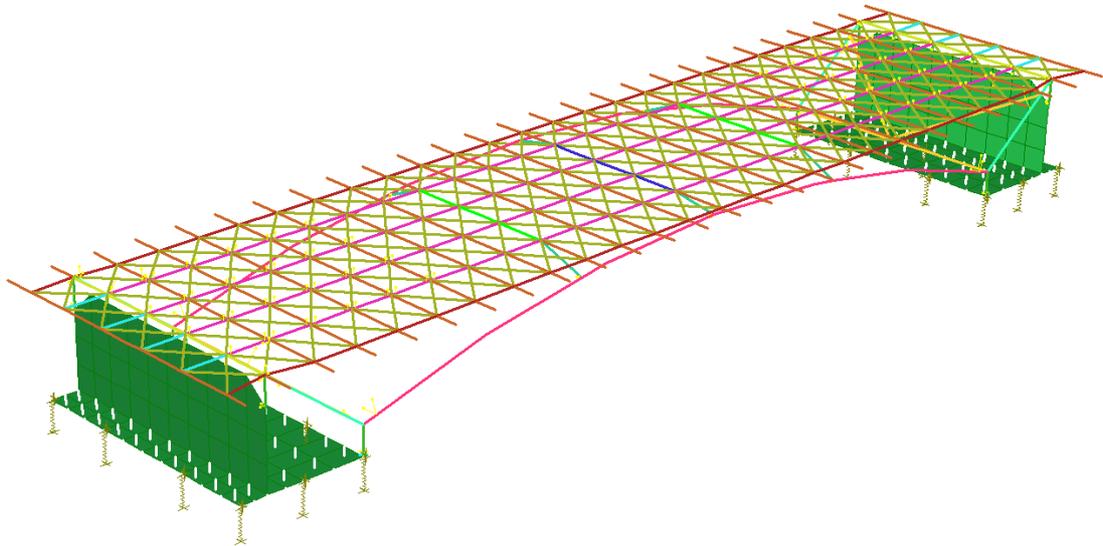
### 9.1.1 Impiego di modellazione di *truss-work* per la piastra ortotropa

In accordo con quanto previsto in letteratura tecnica (ad esempio Gherzi, Toniolo), si è proceduto a tenere in conto della rigidità di membrana offerta dalla piastra metallica, attraverso un sistema equivalente di bielle disposte a maglia fra travi e traversi, considerando a favore di sicurezza la sola lamiera superiore di 16 mm, privata dei propri stringers.

Tale schematizzazione è tanto più opportuna quando si consideri di dover stimare la distribuzione uniforme in impalcato degli sforzi di catena dalle saette puntuali. Per maglie tendenzialmente quadrate la formulazione porge:



Nel modello numerico sono stati impiegati pertanto idonei elementi asta diagonali, come sotto raffigurato



## 9.2 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni ottenute nelle varie condizioni di carico sono quindi state combinate fra loro secondo i coefficienti e le combinazioni previste dalla normativa attuale.

	Peso proprio strutture ( $g_1$ )	Sovraccarichi permanenti ( $g_2$ )	Altre azioni permanenti ( $g_3$ )	Distorsioni di progetto ( $\varepsilon_1$ )	Ritiro del cls ( $\varepsilon_2$ )	Variazioni termiche ( $\varepsilon_3$ )	Scorrimenti viscosi ( $\varepsilon_4$ )	Cedimenti vincolari ( $\varepsilon_5$ )	Carichi mobili ( $q_1$ )	Frenamento ( $q_3$ )	Forza centrifuga ( $q_4$ )	Vento ( $q_5$ )	Sisma ( $q_6$ )	Resistenze dei vincoli ( $q_7$ )	Urto ( $q_8$ )	Altre azioni ( $q_9$ )
UI	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5	***
UII	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	***
UIII	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	1.5	0	0.3	0	1.5	1.5	***
UIV	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	0	1.5	0.3	0	1.5	1.5	***

- (\*) di norma 1.2; 1.00 se in favore di sicurezza
- (\*\*) di norma 1.2; 0 se in favore di sicurezza
- (\*\*\*) da valutare caso per caso

NOTA le singole azioni si intendono applicate ove rilevante

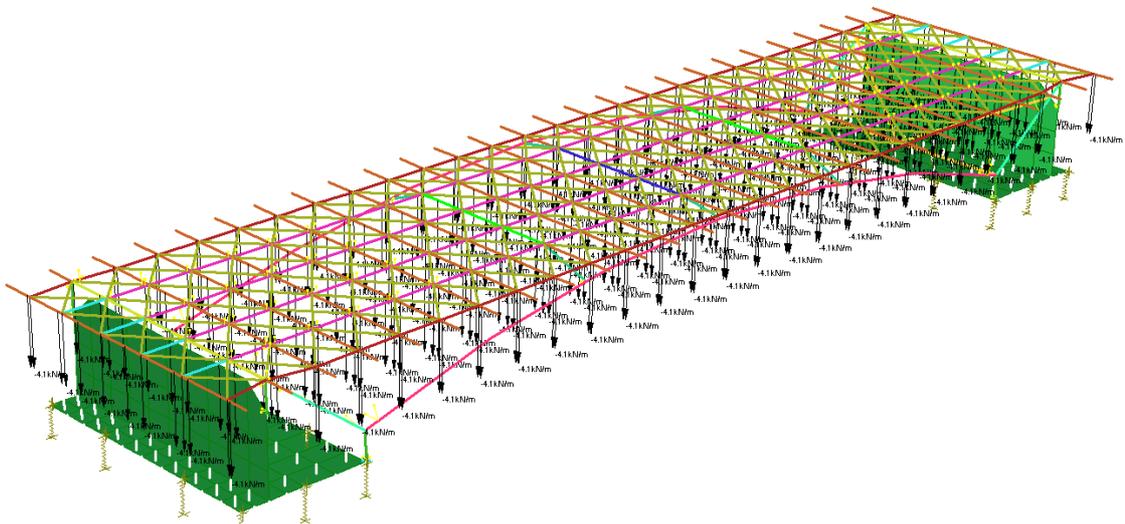
### 9.3 Condizioni di carico

Analisi dei carichi agenti sull'impalcato e incluse nell'analisi:

#### 9.3.1 Peso strutture metalliche

CARICHI PERMANENTI

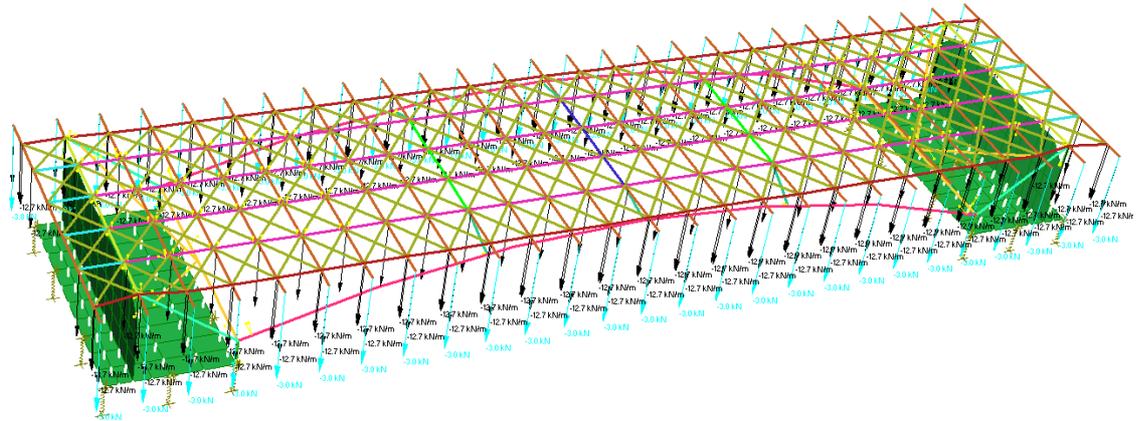
Peso proprio lamiera superiore:	1.25 kN/m <sup>2</sup>
<u>Peso proprio totale strutture metalliche:</u>	<u>4.35 kN/m<sup>2</sup></u>



#### 9.3.2 Finiture dell'impalcato

SOVRACCARICHI PERMANENTI:

Pavimentazione stradale:	1.80 kN/m <sup>2</sup>
<u>Parapetti, marciapiedi e guard-rail:</u>	<u>6.25 kN/m<sup>2</sup>+1.5 kN/ml</u>

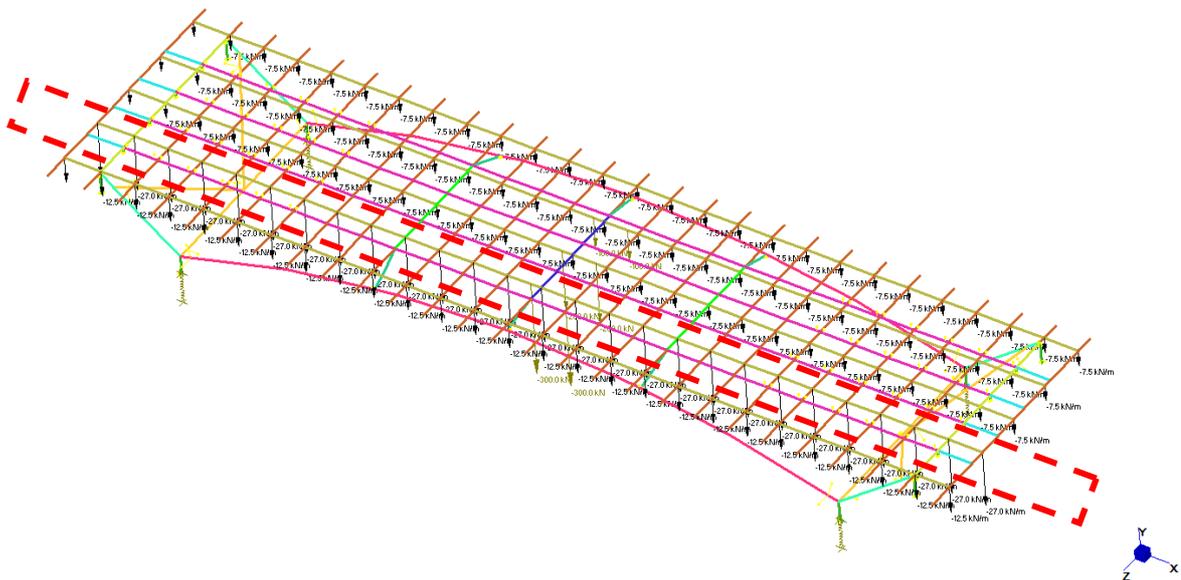


### 9.3.3 Sovraccarichi accidentali

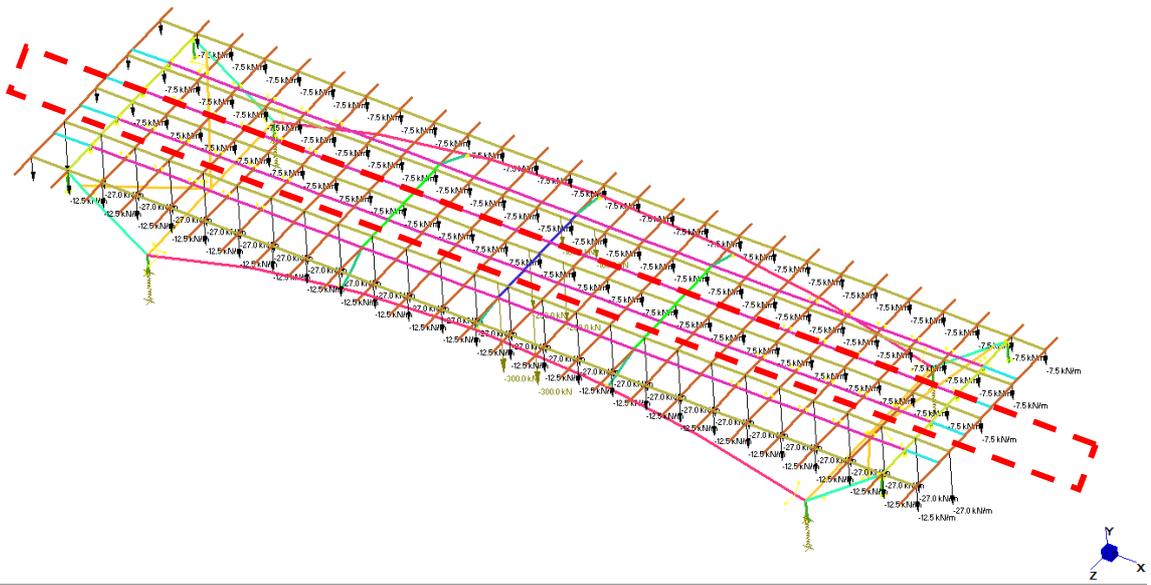
#### CARICHI ACCIDENTALI

Si applicano, compatibilmente con la larghezza della sede viaria, tre colonne di carico come quelle previste al punto precedente; in particolare il carico verrà parzializzato centrandolo anche sulle reni dell'arco per massimizzare gli effetti flessionali su quest'ultimo:

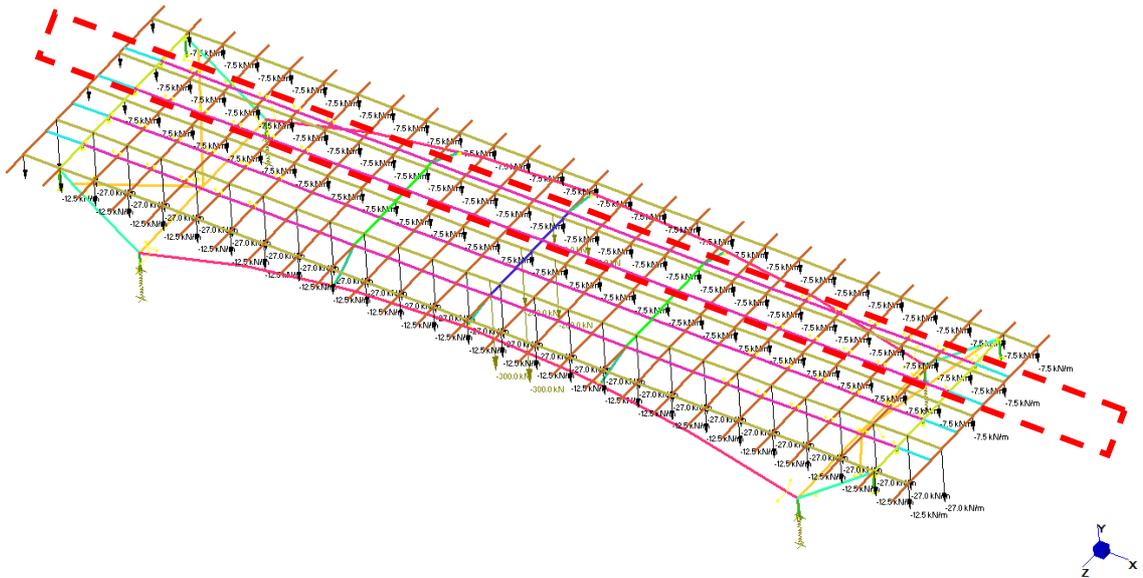
una prima colonna di carico (posizione più gravosa per  $M_+$ )



una seconda colonna di carico (posizione più gravosa per spinta e reazioni)



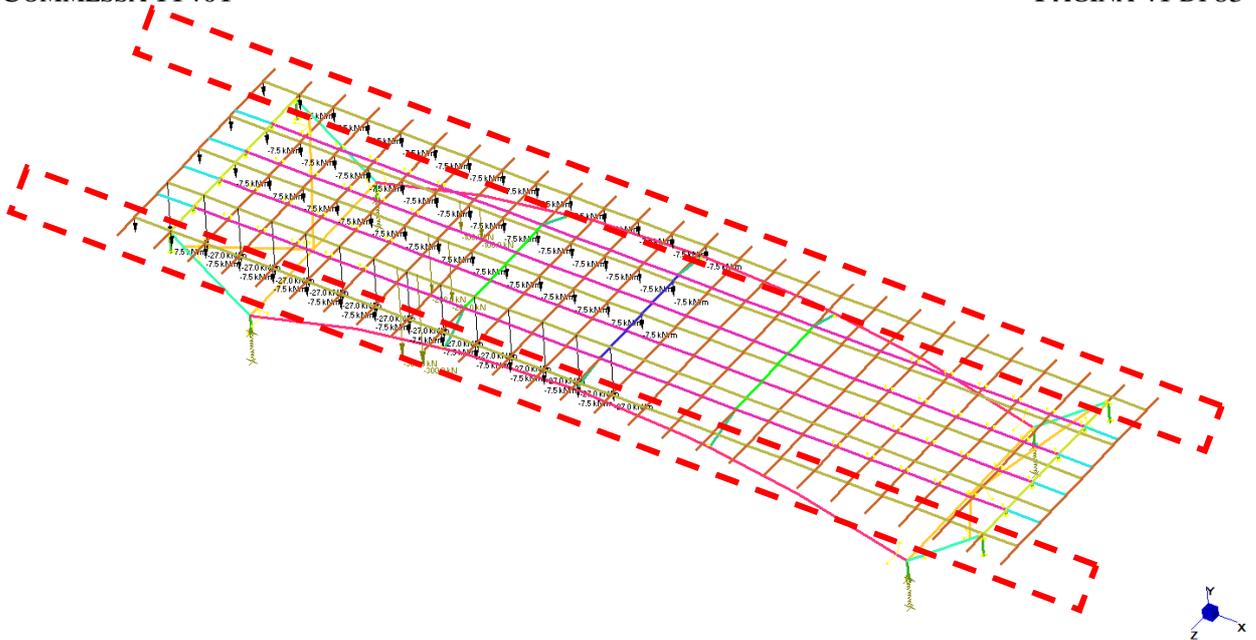
una terza colonna di carico (posizione più gravosa per spinta e reazioni)



una quarta colonna di carico (posizione più gravosa per effetti flessionali arco e impalcato)



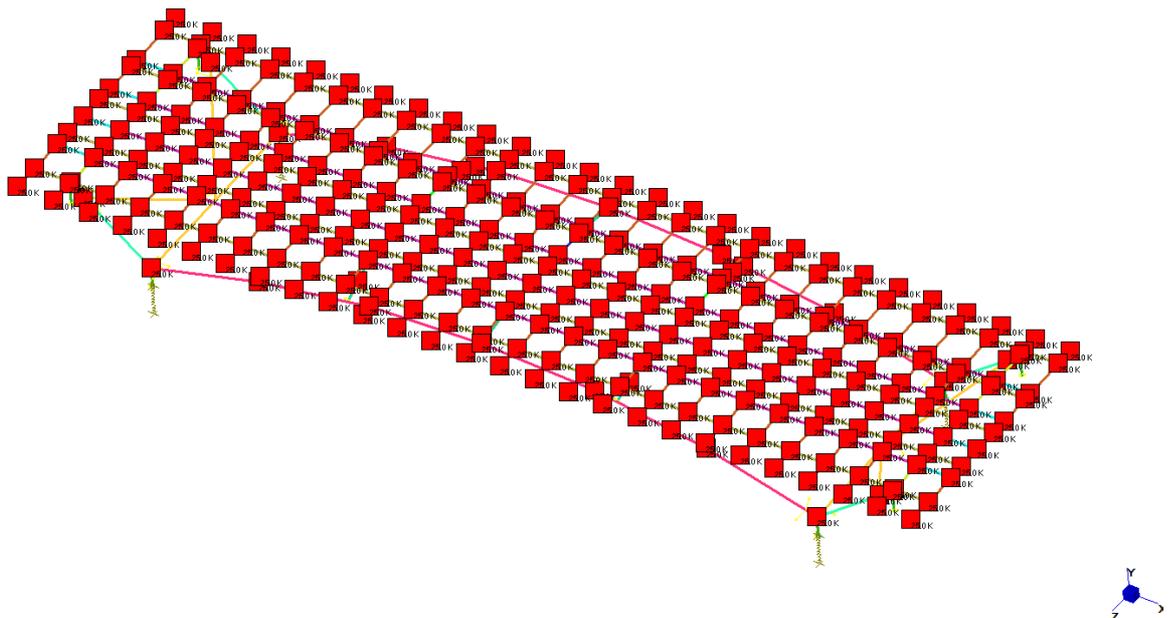




NOTA si utilizzano elementi trave di rigidità trascurabile onde schematizzare ciascuna linea di trasferimento del carico, dotata delle competenti eccentricità.

### 9.3.4 Variazione termica differenziale fra soletta e travi in acciaio

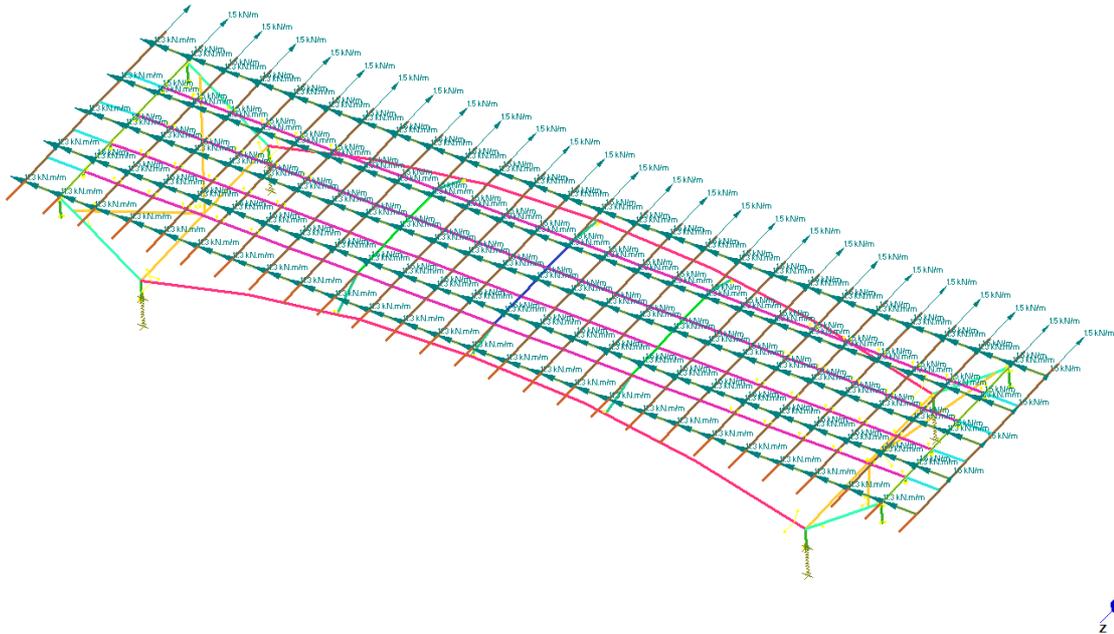
In accordo con quanto previsto dalle NTC 2008 al paragrafo 3.5.5 e 5.1.3.2 si considera una variazione termica uniforme sulle strutture esposte di  $\pm 25^{\circ}\text{C}$  con il criterio  $\Delta T_U$  applicato come sotto raffigurato in maniera nodale sulle strutture di acciaio;



### 9.3.5 Effetto del vento

Come riportato in precedenza, si considera un vento da  $q=2.50 \text{ kN/m}^2$  agente sui carichi mobili per un'altezza di 3.00 m a partire dal piano stradale.

Tale azione viene convertita in un carico orizzontale equivalente ed un momento torcente associato in asse impalcato secondo lo schema sotto riportato.

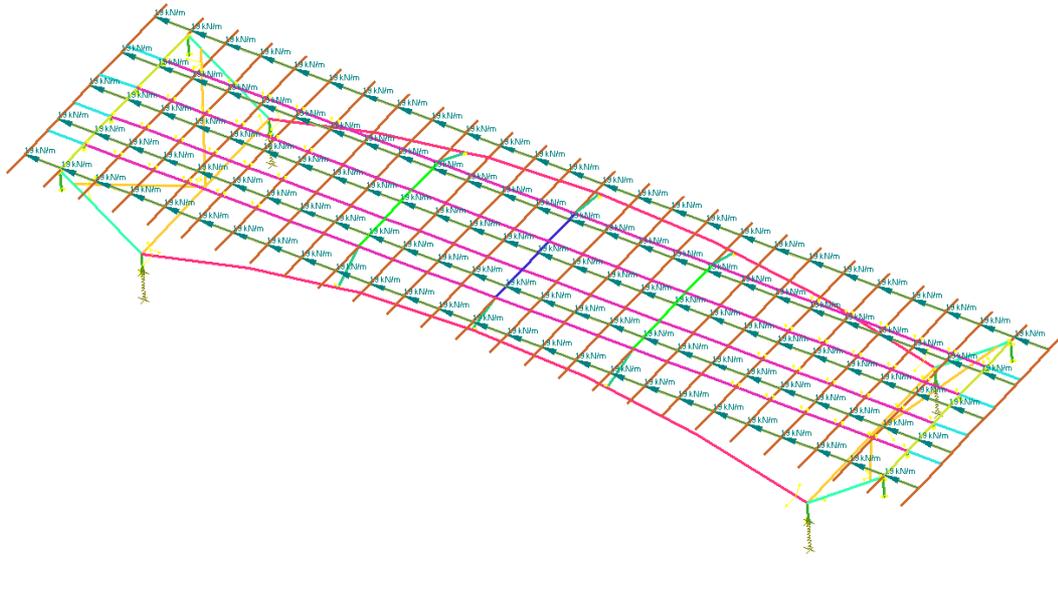


### 9.3.6 Azione longitudinale di frenamento

La forza longitudinale di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale agente sulla corsia convenzionale, valendo per i ponti di 1° categoria:

$$180 \text{ kN} \leq 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k}w_1L \leq 900 \text{ kN}$$

Per l'opera in esame si ottiene un valore intermedio di 505 kN, distribuito in modello di calcolo come sotto riportato:



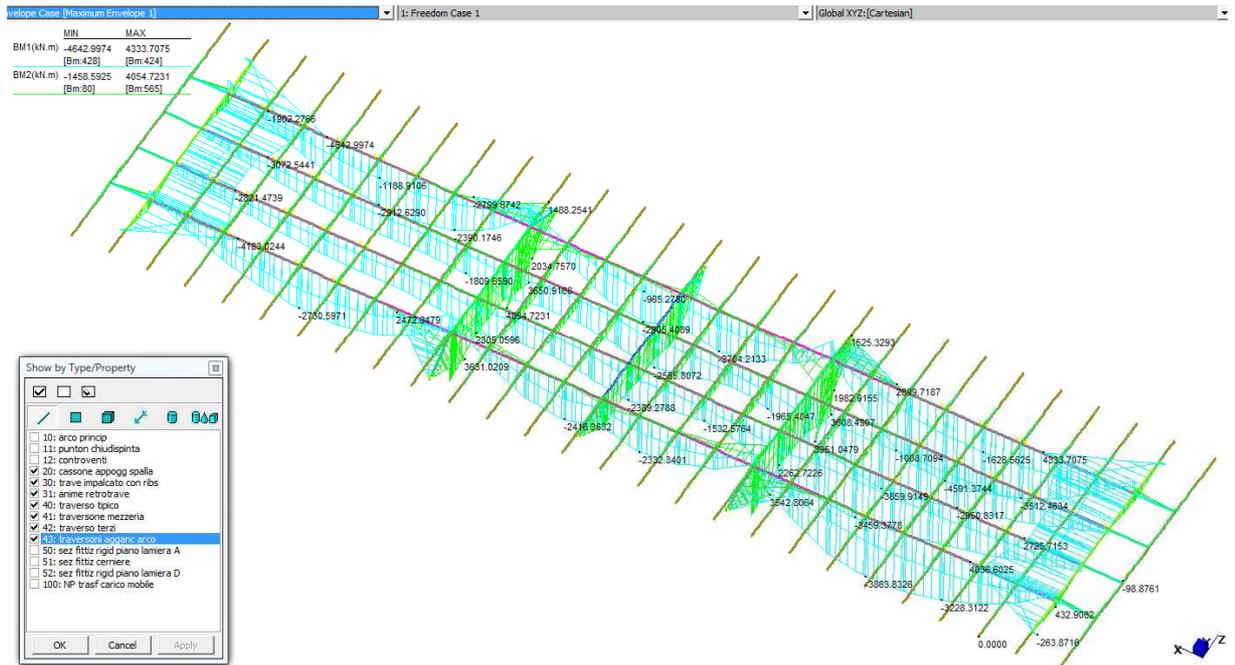
## 9.4 Calcolo delle sollecitazioni

### 9.4.1 Schema e condizioni di calcolo

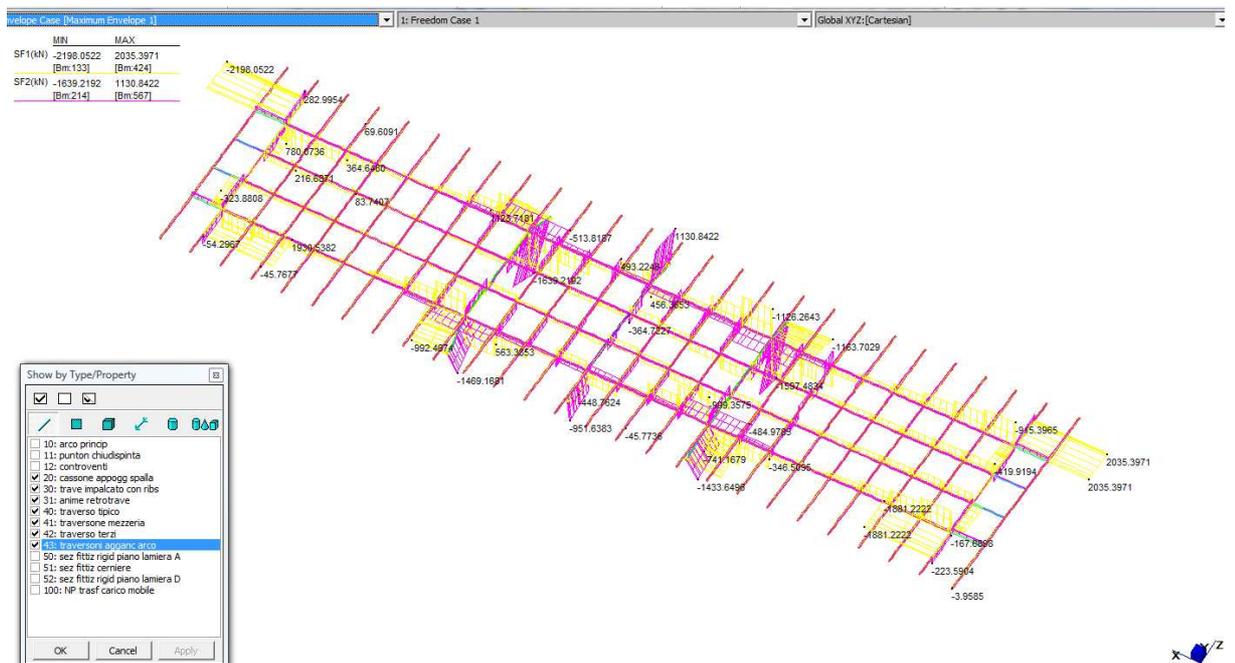
Lo schema statico di calcolo è quello di arco a via superiore a spinta eliminata (vedere descrizione precedente); le relative condizioni elementari di carico sono quelle riportate precedentemente e combinate fra loro al fine di massimizzare i parametri cercati.

### 9.4.2 Involuppo delle sollecitazioni massime per le membrature principali

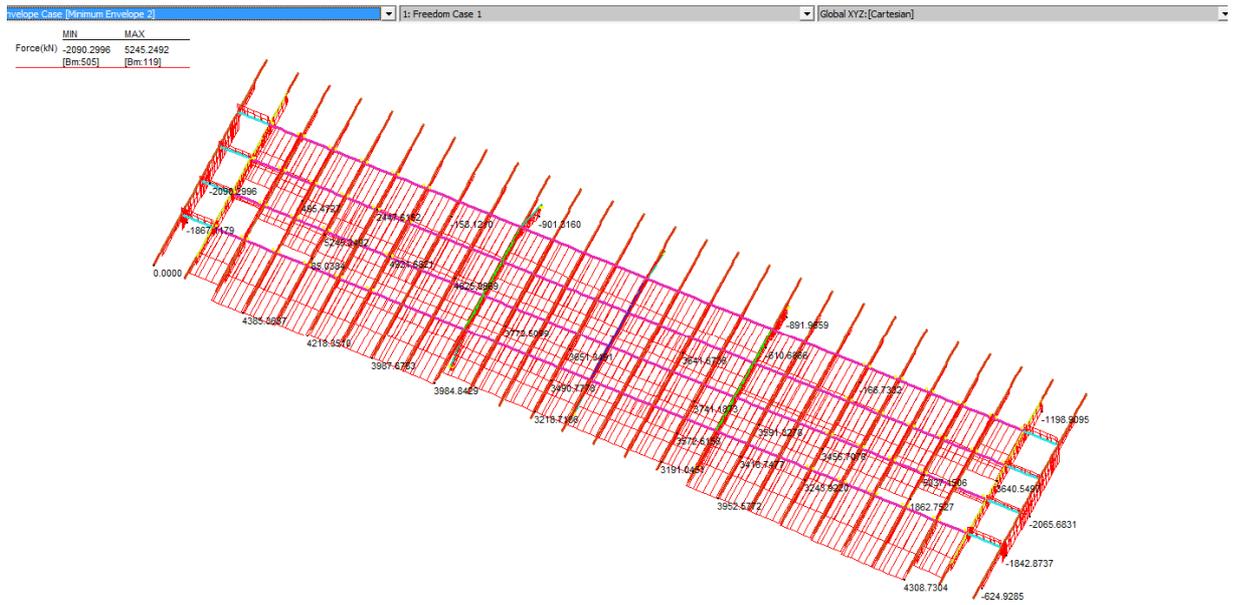
Si riportano nel seguito i momenti flettenti, gli sforzi assiali e le azioni taglianti massime calcolate per ciascuna condizione di carico dovute alle azioni permanenti ed accidentali di progetto e relativi alle membrature principali maggiormente sollecitate.



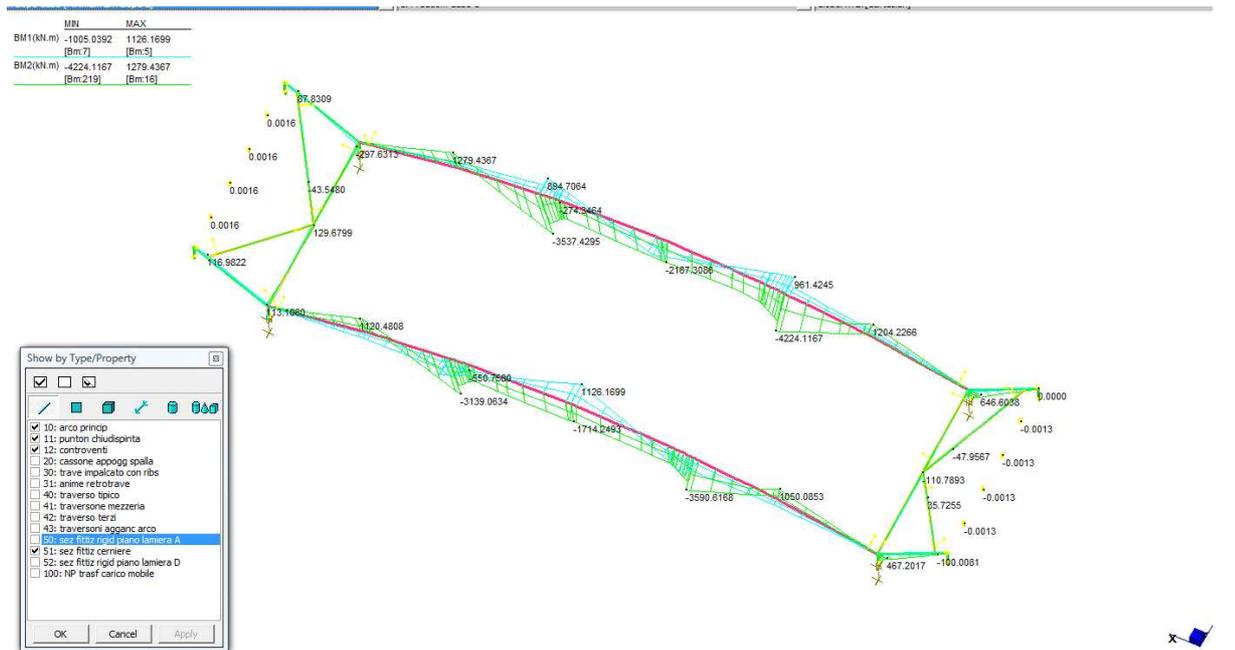
*inviluppo sollecitazioni flettenti per l'impalcato*



*inviluppo sollecitazioni taglienti per l'impalcato*

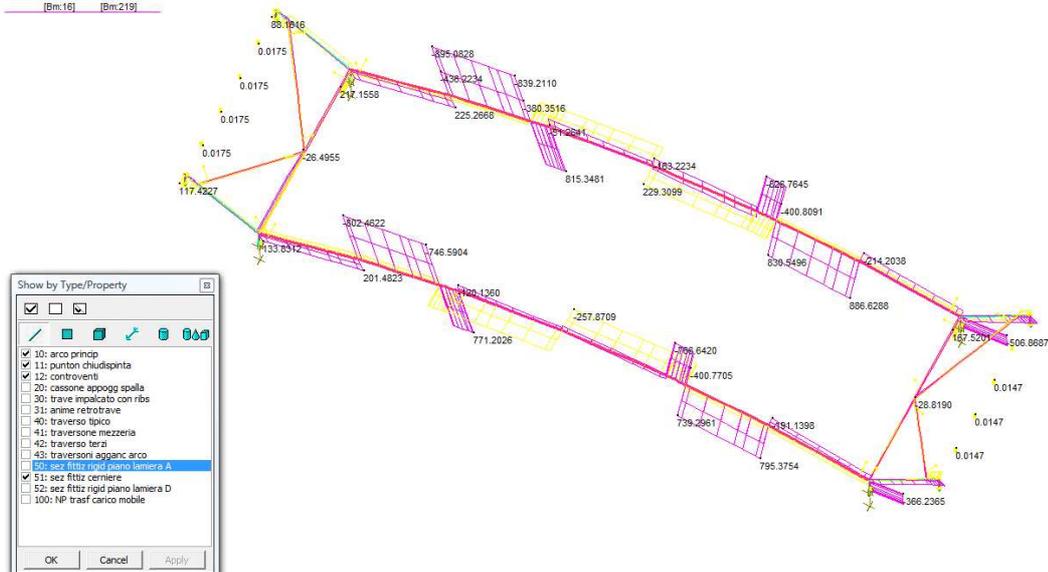


*inviluppo sollecitazioni assiali per l'impalcato*



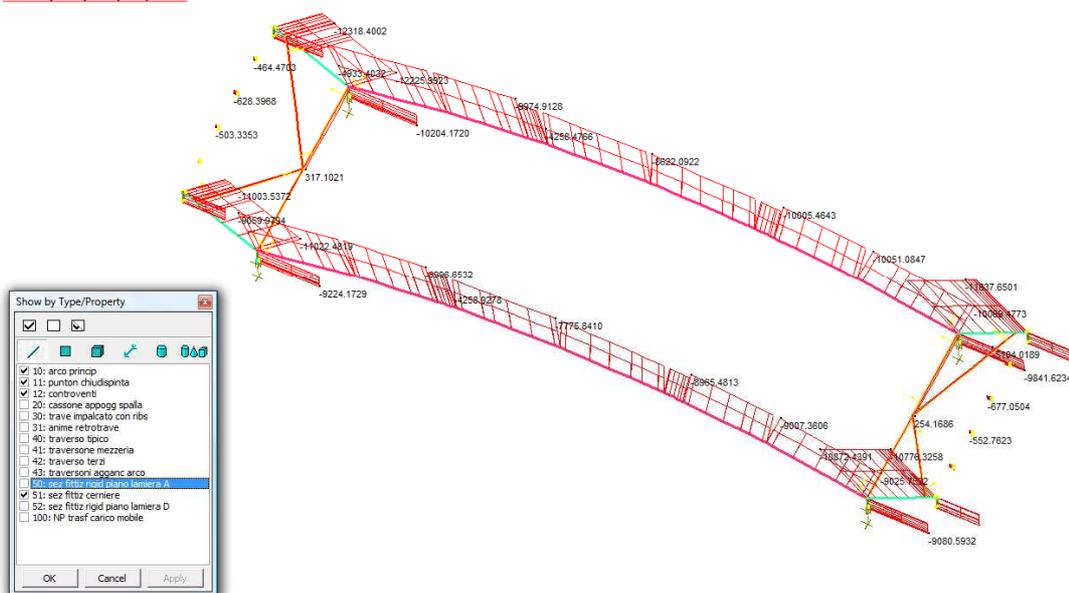
*inviluppo sollecitazioni flettenti per le strutture dell'arco*

	MIN	MAX
SF1(kN)	-257.8709	260.2178
	[Bm:7]	[Bm:5]
SF2(kN)	-895.0828	886.6288
	[Bm:16]	[Bm:219]



*inviluppo sollecitazioni taglianti per le strutture dell'arco*

	MIN	MAX
Force(kN)	-12318.4002	7215.8026
	[Bm:571]	[Bm:22]



*inviluppo sollecitazioni assiali per le strutture dell'arco*

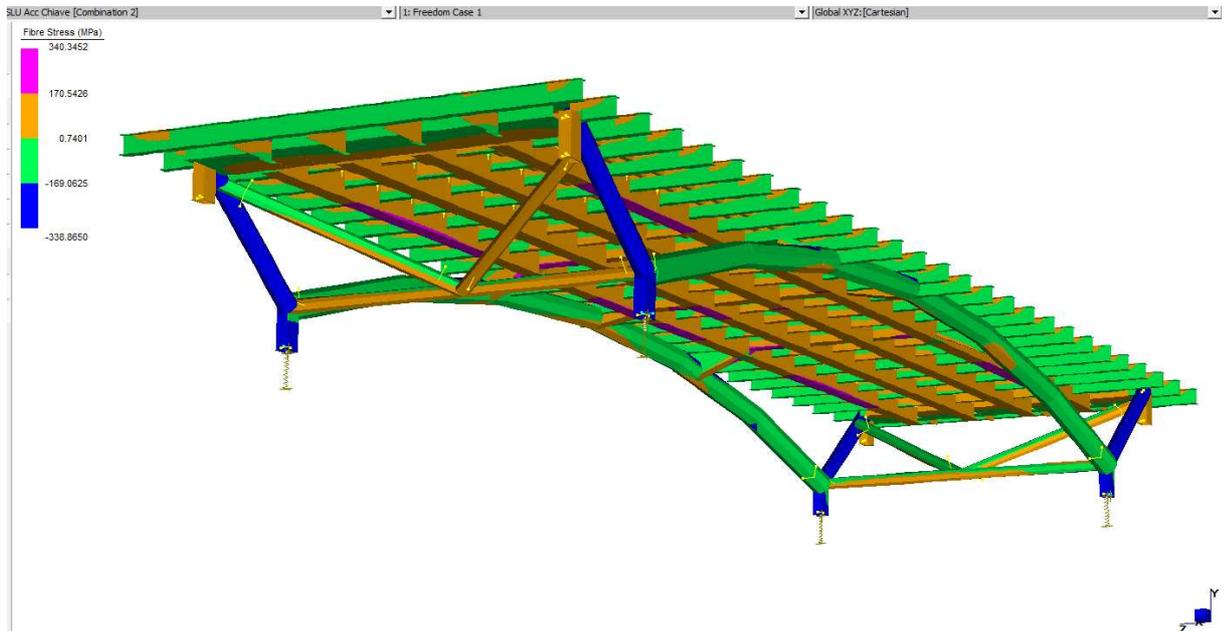
## 9.5 Verifiche sulle membrature principali

Per le sezioni adottate di classe da 1 a 3, secondo quanto riportato in UNI EN 1993-1-1:2005 al paragrafo 5.5, ed analogamente in NTC 2008 paragrafo 4.2.3, viene garantito il non raggiungimento di instabilità locale prima del limite di snervamento. Quindi un primo criterio di verifica è rappresentato dal raggiungimento della tensione di snervamento in sezione, ed un secondo criterio è la valutazione degli effetti di instabilità e fatica sulle diverse membrature.

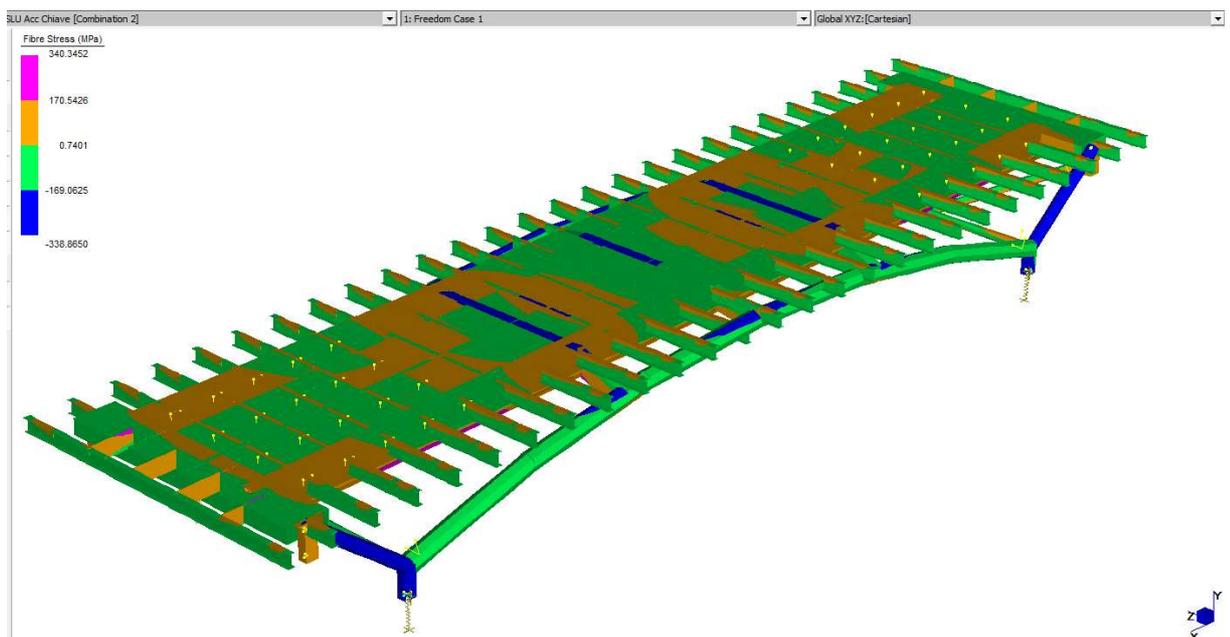
### 9.5.1 Verifiche di resistenza per involuipi delle tensioni

Si riportano in questa sezione gli involuipi sulle diverse combinazioni delle tensioni totali nelle membrature dell'opera in oggetto, ciò che costituisce il primo criterio di verifica sopra introdotto. Il limite tensionale di verifica risulta essere come da NTC

2008 per sezioni di classe 1-2-3-4 in acciaio S 355 pari a  $f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ MPa}$ .



*tensioni massime (combinazione chiave): vista di intradosso*



*tensioni massime (combinazione chiave): vista di estradosso*

### 9.5.2 Verifica all'imbozzamento nel campo di trave maggiormente sollecitato

Si considera il campo di trave senza irrigidimenti longitudinali tra due travi trasversali poste ad interasse tipico di 2030 mm

<b>Verifiche all'imbozzamento dei pannelli d'anima</b>																	
<b>N.B. Inserire i valori in rosso</b>																	
<i>valori di tensione</i>																	
$\Psi \sigma_1 =$	290.93 [MPa] $\Rightarrow \Psi = -5.023$																
$\sigma_1 =$	-57.92 [MPa]																
$\sigma N =$	116.50 [MPa]																
$\sigma M =$	-174.42 [MPa]																
$\tau =$	32 [MPa]																
<i>valori geometrici</i>																	
$h$ anima =	1000 [mm] $\Rightarrow \alpha (a/h) = 2.030$																
$a$ anima =	2030 [mm]																
$sp$ anima =	15 [mm]																
acciaio tipo Fe	510																
siamo nel caso III																	
N.B. I : stato di sola compressione II : trazione < compressione III : trazione > compressione																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>caso I</th> <th>caso II</th> <th>caso III</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"><math>\Psi \sigma_1</math></td> <td style="text-align: center;"><math>\Psi \sigma_1</math></td> <td style="text-align: center;"><math>\Psi \sigma_1</math></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-2.141 291.409 23.900</td> <td style="text-align: center;">7.636 23.900</td> <td style="text-align: center;">23.900</td> <td style="text-align: center;"><math>k_\sigma</math> <math>k_\sigma; k_1; k_2</math> <math>k_\sigma</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>\sigma_1</math></td> <td style="text-align: center;"><math>\sigma_1</math></td> <td style="text-align: center;"><math>\sigma_1</math></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		caso I	caso II	caso III		$\Psi \sigma_1$	$\Psi \sigma_1$	$\Psi \sigma_1$		-2.141 291.409 23.900	7.636 23.900	23.900	$k_\sigma$ $k_\sigma; k_1; k_2$ $k_\sigma$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	
caso I	caso II	caso III															
$\Psi \sigma_1$	$\Psi \sigma_1$	$\Psi \sigma_1$															
-2.141 291.409 23.900	7.636 23.900	23.900	$k_\sigma$ $k_\sigma; k_1; k_2$ $k_\sigma$														
$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$															
<i>calcolo dei coeff.</i>																	
$k_\sigma =$	23.900 $\Rightarrow \sigma_{cr,0} = 41.90$ [MPa]																
$k_\tau =$	5.049																
$\sigma_{cr} =$	1001.29 [MPa] > 284.00 [MPa] = 0,8 fd																
	= 350.51 [MPa] <b>valore corretto</b>																
$\tau_{cr} =$	169.21 [MPa]																
<i>calcolo finale</i>																	
$\beta =$	1.00																
$\nu =$	1.00																
$\sigma_{tot} =$	80.17 [MPa] $\Rightarrow \frac{\sigma_{cr,id}}{\sigma_{tot}} = 1.826 > (OK) \quad 1.000$																
$\sigma_{cr,id} =$	146.34 [MPa]																

NOTA a favore della sicurezza sono state considerate le tensioni tangenziali massime - competenti alla sezione in appoggio - all'interno della sezione verificata.

### 9.5.3 Verifica per carichi concentrati

Fra gli irrigidimenti verticali la stabilità locale dell'anima sotto l'azione di un carico concentrato pari a 150 kN diffuso attraverso il manto stradale è assicurata dal soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$\frac{F}{t_w b_{eff}} = 10 < \frac{230000}{\nu} \left[ 1 + 2 \left( \frac{b_w}{a} \right)^2 \right] \left( \frac{t_w}{b_w} \right)^2 = 77 \text{ MPa}$$

$$\frac{F}{t_w (c + 2t)} = 16.8 < 389 \text{ MPa}$$

Ove con F si intende il carico concentrato applicato,  $t_w$  è lo spessore dell'anima e  $b_{eff}$  è la minore tra le dimensioni a e la distanza tra due irrigidimenti consecutivi, h, altezza totale dell'anima pari a 1000 mm.

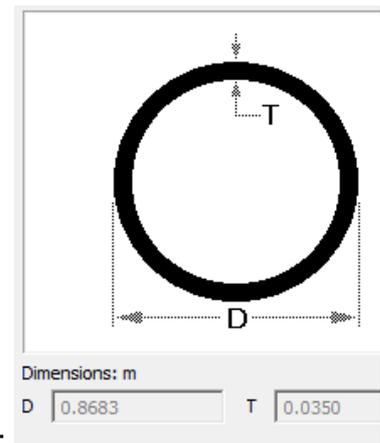
#### 9.5.4 Verifiche di instabilità dell'arco

Le NTC 2008 al paragrafo 4.2.3.5 introducono il metodo di analisi per instabilità globale basato su effetti del II ordine ed imperfezioni equivalenti definito nella normativa europea.

In accordo con EN 1993-1-1:2005 paragrafo 5.2.1 e con NTC 2008 paragrafo 4.2.3.4 si stabilisce innanzi tutto se è dovuta l'analisi al secondo ordine per la verifica di stabilità globale. Il modo di instabilità incipiente dell'arco risulta essere quello nel suo piano, avendo un carico critico minimo pari a:

$$N_{cr,ip} = \left( \frac{\pi}{\beta \frac{l}{2}} \right)^2 EJ_{ip} = \left( \frac{\pi}{1.00 * 2000} \right)^2 2.1E6 * (2 * 8E5) = 83000 \text{ kN}$$

dove il coefficiente  $\beta = \beta_1 \beta_2$  che concorre a definire la lunghezza di libera inflessione è valutato attraverso il prospetto H.7 della UNI ENV 1993-2 per i ponti ad arco in acciaio caricati attraverso montanti compressi.



La sezione dell'arco ha le caratteristiche geometriche:

Essendo lo sforzo assiale di progetto nell'arco pari a  $2 \times 10070 \text{ kN}$  si ottiene un fattore

$$\alpha_{cr} = \frac{83000}{20140} = 4.11 < 10 \text{ (per analisi elastica)}$$

Risulta quindi necessario procedere alla verifica di stabilità per effetti del secondo ordine attraverso analisi al passo, e tenendo conto delle imperfezioni attraverso il metodo delle imperfezioni equivalenti di cui al paragrafo 5.3.2 della EN 1993-1-1:2005.

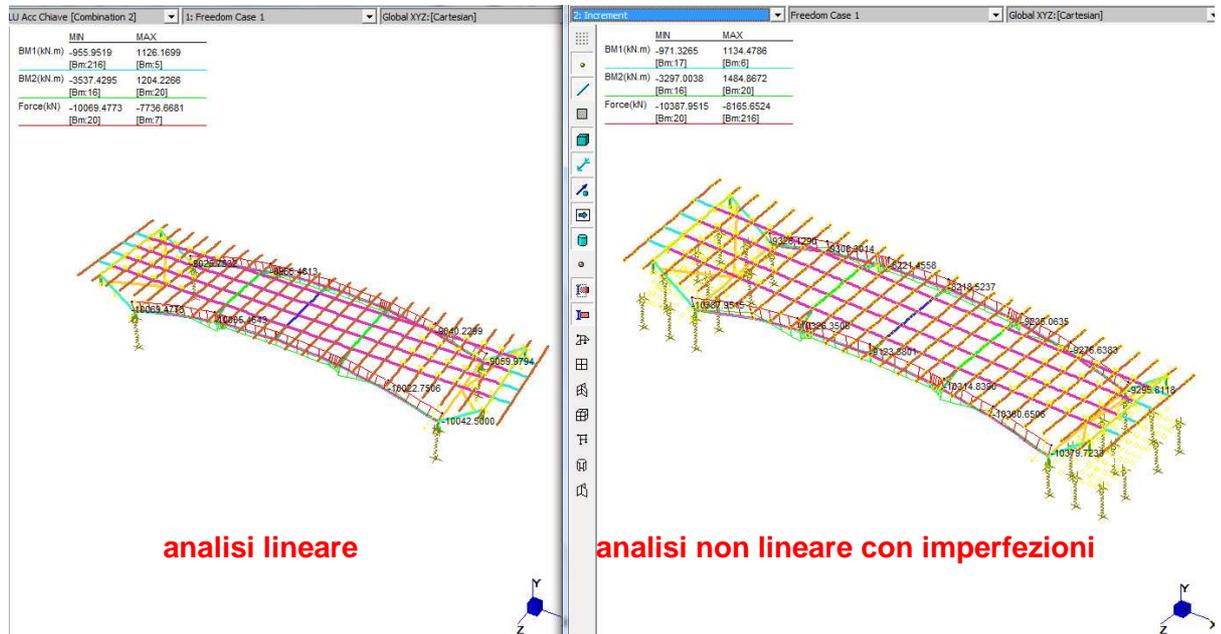
Essendo la sezione dell'arco classificata in curva di stabilità (a), la tabella 5.1 per i valori di progetto delle imperfezioni iniziali porge

$$\frac{e_0}{L} = \frac{1}{300} \text{ e pertanto } e_0 = 133 \text{ mm, con } L = 40 \text{ m}$$

COMMESSA 11401

da applicare nell'analisi al passo in entrambe le direzioni di instabilità.

Si riporta nella figura sottostante un confronto tra le azioni sull'arco per analisi al primo ed al secondo ordine



Si evidenzia nelle analisi al passo un incremento delle azioni compreso tra il 5% ed il 20%.

Si utilizza per la verifica sezionale relativa pertanto la formula conservativa di interazione degli sforzi in EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.2.1.(7):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{10325E3}{916E2 * 338} + \frac{3300E6}{\frac{0.008E12}{434} * 338} + \frac{465E6}{\frac{0.008E12}{434} * 338} =$$

(sezione a  $M_{y,max}$ )

$$= 0.333 + 0.536 + 0.075 = 0.945 < 1$$

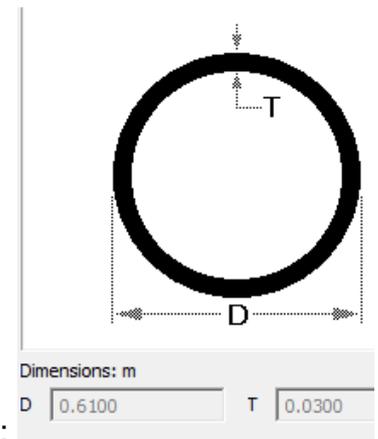
In accordo con EN 1993-1-1:2005 paragrafo 5.2.2.(7.a), essendo stati inclusi tutti gli effetti instabilizzanti in analisi globale, la verifica sezionale di instabilità con fattori riduttivi della resistenza non è dovuta.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

### 9.5.5 Verifica di instabilità del saettone di estremità

La verifica che segue riguarda il modo di instabilità dell'equilibrio per elementi uniformemente compressi. L'elemento viene riguardato come presso-inflesso ipotizzando un fuori asse di montaggio nel piano dei controventi di 1 m, dovuto ad una ipotesi a favore di sicurezza sul collegamento, che viene invece previsto in asse.

Si considera il piano di inflessione verticale (prospetto longitudinale dell'opera) ovvero quello ortogonale alla controventatura.



La sezione del saettone ha caratteristiche geometriche:

Il metodo  $\omega$ , per  $\lambda = \frac{\beta \ell}{i_{\min}} = \frac{595}{20.5} = 30$ , in cui  $\beta = 1.00$ , porge per S 355 e curva di

stabilità (a) un coefficiente 1.05, e quindi la corrispondente verifica di stabilità risulta:

$$\sigma = \frac{\omega N_{Ed}}{A} + \frac{M_{xEd} + M_{yEd}}{W_{el}} = \frac{1.05 * 12000 E3}{547 E2} + \frac{(143 + 35) E6}{7557 E3} = 230 + 24 = 254 \text{ MPa} < 338$$

## 9.6 Verifiche sui dettagli costruttivi

### 9.6.1 Verifica del collegamento tra Traverso di testa e Saettone

Il progetto e le verifiche del collegamento relativo alle cerniere a perno viene condotto in ottemperanza alle normative CNR 10011 paragrafo 5.6.3, UNI ENV 1993-1-1 paragrafo 6.5.13 ed NTC 2008 paragrafo 4.2.8.1.2. L'unione è realizzata mediante due serie di piatti a forcina opportunamente irrigiditi da rosette collegate da un elemento perno in acciaio bonificato speciale.

Lo sforzo di progetto da trasmettere attraverso la cerniera vale:

$$F_{Sd} = 11500 \text{ kN}$$

Le verifiche riguardano in particolare i seguenti stati limite:

- (1) -resistenza dell'area lorda minima nel collegamento
- (2) -resistenza dell'area netta parallela allo sforzo minima nel collegamento
- (3) -resistenza dell'area netta ortogonale allo sforzo minima nel collegamento
- (4) -taglio ultimo sopportato dal perno
- (5) - rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno di area minima

$$(1) \quad A_{\text{lorda}} = 2 \times 610 \times 35 \text{ mmq}$$

$$\frac{F_{Sd}}{A_{\text{lorda}}} = 269 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Mi}} = 355/1.25 = 284 \text{ MPa}$$

$$(2) \quad A_{\text{net,||}} = 2 \times (305 - 70) \times (35 + 2 \times 30) \text{ mmq}$$

$$\frac{F_{Sd}}{A_{\text{net,||}}} = 268 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Mi}} = 355/1.25 = 284 \text{ MPa}$$

$$(3) \quad A_{\text{net,⊥}} = 2 \times (610 - 140) \times (35 + 2 \times 30) \text{ mmq}$$

$$\frac{F_{Sd}}{A_{\text{net,⊥}}} = 122 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_{yk}}{1.4 * \gamma_{Mi}} = 355/1.25 = 203 \text{ MPa}$$

$$(4) \quad V_{Sd} = \frac{11500}{2} = 5750 \text{ kN} < V_{Rd} = 0.6 f_{up} \frac{A}{\gamma_{Mp}} = 5853 \text{ kN}$$

$$(5) \quad F_{b,Rd} = 1.5 t d \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1.5 \times 150 \times 150 \times 355 / 1.05 = 11420 \text{ kN}$$

### 9.6.2 Verifica delle imposte degli Archi

Il progetto e le verifiche del collegamento relativo alle cerniere a perno viene condotto in ottemperanza alle normative CNR 10011 paragrafo 5.6.3, UNI ENV 1993-1-1 paragrafo 6.5.13 ed NTC 2008 paragrafo 4.2.8.1.2. L'unione è realizzata mediante due serie di piatti a forcella opportunamente irrigiditi da rosette collegate da un elemento perno in acciaio bonificato speciale.

Lo sforzo di progetto da trasmettere attraverso la cerniera vale:

$$F_{Sd} = 10030 \text{ kN}$$

Le verifiche riguardano in particolare i seguenti stati limite:

- (1) -resistenza dell'area lorda minima nel collegamento
- (2) -resistenza dell'area netta parallela allo sforzo minima nel collegamento
- (3) -resistenza dell'area netta ortogonale allo sforzo minima nel collegamento
- (4) -taglio ultimo sopportato dal perno
- (5) - rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno di area minima

- (1.saetta)  $A_{lorda} = 3 \times 610 \times 30 \text{ mmq}$   
 ripristinata mediante saldature a cordone d'angolo sollecitate a:  
 tensione tangenziale ortogonale asse di saldatura  
 $2 \times 21 \text{ mm}$

$$N_{Rd} = 0.7 \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \frac{2}{\sqrt{2}} * 21 * 400 * 3 * 2 = 16800 \text{ kN} > 10030 \text{ kN}$$

- (1.arco)  $A_{lorda} = 2 \times 863.8 \times 35 \text{ mmq}$   
 ripristinata mediante saldature a cordone d'angolo sollecitate a:  
 tensione tangenziale ortogonale asse di saldatura  
 $2 \times 21 \text{ mm}$

$$N_{Rd} = 0.7 \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \frac{2}{\sqrt{2}} * 21 * 500 * 2 * 2 = 14050 \text{ kN} > 10030 \text{ kN}$$

- (2)  $A_{net,||} = 2 \times (2 * (200 - 75) * 2 * 30 + (305 - 75) * 35) \text{ mmq}$

$$\frac{F_{Sd}}{A_{net,||}} = 217 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Mi}} = 355 / 1.25 = 284 \text{ MPa}$$

- (3)  $A_{net,\perp} = 2 \times 23050 \times 2 \text{ mmq}$

$$\frac{F_{Sd}}{A_{net,\perp}} = 109 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_{yk}}{1.4 * \gamma_{Mi}} = 355 / 1.25 = 203 \text{ MPa}$$

$$(4) \quad V_{Sd} = \frac{10030}{3} = 3310 \text{ kN} < V_{Rd} = 0.6 f_{up} \frac{A}{\gamma_{Mp}} = 5853 \text{ kN}$$

$$(5) \quad F_{b,Rd} = 1.5 t d \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1.5 \times (2 \times 150 \times (35 + 2 \times 30)) \times 355 / 1.05 = 13760 \text{ kN}$$

### 9.6.3 Verifica della barriera di protezione laterale

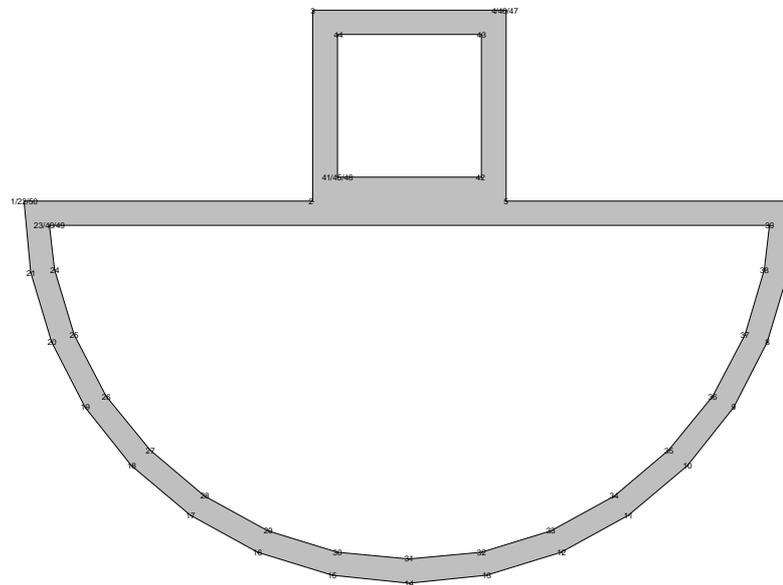
L'impalcato in questione presenta una barriera di protezione laterale del marciapiede di altezza pari a 3.00 costituita da un pannello in PoliMetilMetAcrilato vincolato a montanti disposti con passo di 2.00 m.

L'azione del agente su ogni elemento verticale ammonta a circa  $0.66 \text{ kN/m}^2$ ; alla base del montante, quindi, si hanno i seguenti massimo parametri di sollecitazione:

$$M_d = 5.95 \text{ kNm}$$

$$T_d = 3.95 \text{ kN}$$

La sezione reagente risulta composta da un mezzo profilo circolare da 160 mm di diametro e spessore 5 mm, accoppiato ad un tubo quadro 40x40x5, come riportato nella seguente immagine



Per questo tipo di profilo composto risulta quindi rispettivamente un momento ed un taglio resistente pari a:

$$M_r = 18 \text{ kNm}$$

$$T_r = 55 \text{ kN}$$

## **10 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA**

Per le strutture soggette a carichi ciclici come il ponte in oggetto, deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che l'escursione effettiva, o equivalente allo spettro di tensione, prodotta dalle azioni cicliche di progetto (fattorizzazione unitaria) sia inferiore alla resistenza a fatica della relativa categoria di dettagli costruttivi, categorizzata per il numero totale di cicli di sollecitazione  $N$  applicati durante la vita di progetto richiesta, e fattorizzata come indicato nel seguito.

Come definito in EN 1993-1-9:2005 paragrafo 7.1, le resistenze di categoria di dettaglio sono dei limiti di escursione tensionale  $\Delta\sigma_c$  e  $\Delta\tau_c$  garantite per la durata di 2.000.000 di cicli.

### **10.1 Scelta del criterio di valutazione**

Entrambe le normative nazionale ed europea riconoscono due diversi criteri di valutazione della resistenza a fatica: uno per strutture poco sensibili del danneggiamento accettabile (damage tolerant method) ed uno per strutture sensibili della vita utile a fatica (safe life method).

Il primo metodo consente in sintesi di progettare con una resistenza maggiore (fattorizzazione unitaria del materiale), a fronte di una garanzia di maggiori controlli e procedure di ispezione atte a rilevare e correggere le eventuali lesioni. E' da rilevare tuttavia che non implicando le normative tecniche alcuno standard, si lascia al fruitore della struttura (in questo caso l'Ente proprietario) la definizione di procedure di ispezione standard che definiscano correttamente la probabilità di rovina (reliability) attinta a valle dei controlli. Recenti studi condotti ad es. in Francia (laboratorio LCPC) attraverso la standardizzazione dei metodi di ispezione sui ponti in acciaio, dimostrano che per raggiungere lo stesso livello di sicurezza ottenuto con il metodo della vita utile sarebbero necessari un minimo di 5-6 controlli "standard" su ogni dettaglio costruttivo durante la vita della struttura.

Per tali ragioni si ritiene maggiormente conveniente progettare direttamente la struttura secondo il criterio della vita utile.

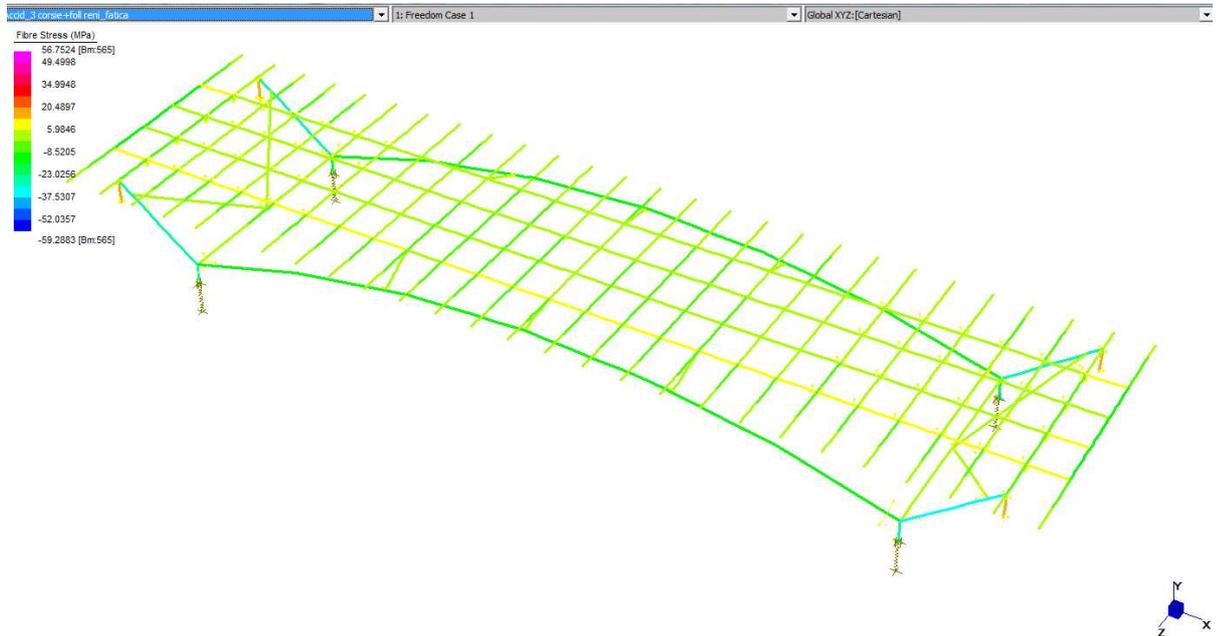
### **10.2 Verifica per vita illimitata del Traversone ai terzi di impalcato**

Si verifica il punto maggiormente sollecitato, ovvero il nodo saldato di attacco fra le piattabande della trave metallica di riva e le due anime del traversone ai terzi di impalcato –porzione tra trave di riva e connessione all'arco principale.

La verifica viene condotta secondo la EN 1993-1-9:2005 paragrafo 8, con tabelle di resistenze di dettaglio 8.3:

- $\Delta\sigma_{E2}=59$  MPa l'escursione di tensione agente si ottiene a partire dal passaggio del modello di carico 1 per verifica di vita illimitata di cui alle NTC 2008 paragrafo 5.1.4.3 che prevede a partire dalla colonna di carico 1 intera, una riduzione del 30% del carico concentrato concomitante ad

una del 70% del carico distribuito. Il valore dell'escursione è desumibile dalla apposita condizione di carico predisposta in analisi, i cui risultati per tensioni sono riproposti nella figura sottostante:



- $\gamma_{Mf} = 1.35$  come previsto in NTC 2008 Tabella 4.2.IX per conseguenze significative alla lesione in vita utile
- $\Delta\sigma_c$  di classe 112 MPa (vedi Tab. 8.3 transverse butt welds) fattorizzato con coefficiente di riduzione per spessori >25 mm, e quindi:

$$\Delta\sigma_{c,red} = \left(\frac{25}{40}\right)^{0.2} \Delta\sigma_c = 0.91 \Delta\sigma_c$$

La verifica porge pertanto:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_{c,red}} = \frac{1.0 * 59 * 1.35}{0.91 * 112} = 0.78 < 1.00$$

### 10.3 Verifica per vita illimitata del coppone tipico e della piattabanda inferiore di trave longitudinale

Si verificano i punti maggiormente sollecitati della trave metallica, ovvero

- (a) il giunto saldato longitudinale di attacco fra la piattabanda superiore della trave metallica e il coppone, e
- (b) la saldatura di composizione del profilo in piattabanda inferiore.

La verifica viene condotta secondo la EN 1993-1-9:2005 paragrafo 8, con tabelle di resistenze di dettaglio (a) 8.8 e (b) 8.2:

- (a)  $\Delta\sigma_{E2}=10$  MPa l'escursione di tensione agente si ottiene a partire dal passaggio del modello di carico 1 per verifica di vita illimitata di cui alle NTC 2008 paragrafo 5.1.4.3 che prevede a partire dalla colonna di carico 1 intera, una riduzione del 30% del carico concentrato concomitante ad una del 70% del carico distribuito.
- (b)  $\Delta\sigma_{E2}=45$  MPa l'escursione di tensione agente si ottiene a partire dal passaggio del modello di carico 1 per verifica di vita illimitata di cui alle NTC 2008 paragrafo 5.1.4.3 che prevede a partire dalla colonna di carico 1 intera, una riduzione del 30% del carico concentrato concomitante ad una del 70% del carico distribuito.
- $\gamma_{Mf} = 1.35$  come previsto in NTC 2008 Tabella 4.2.IX per conseguenze significative alla lesione in vita utile
- (a)  $\Delta\sigma_c$  di classe 71-50 MPa (vedi Tab. 8.8 closed stringers)
- (b)  $\Delta\sigma_c$  di classe 71 MPa (vedi Tab. 8.2 welded built-up sections)

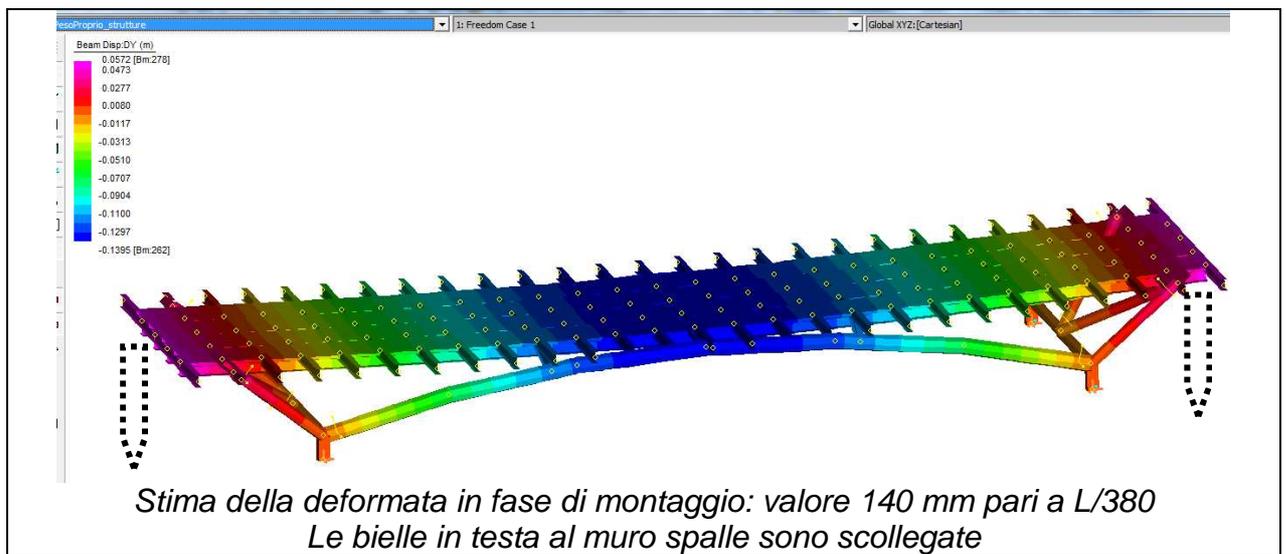
La verifica porge pertanto:

$$(a) \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_c} = \frac{1.0 * 10 * 1.35}{50} = 0.27 < 1.00$$

$$(b) \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \gamma_{Mf}}{\Delta\sigma_c} = \frac{1.0 * 45 * 1.35}{71} = 0.86 < 1.00$$

## 11 STIMA DELLA DEFORMABILITÀ DELL'IMPALCATO: MONTAGGIO ED ESERCIZIO

La deformabilità dell'impalcato viene ricavata dall'analisi del modello utilizzato per il dimensionamento delle membrature principali. A tal proposito, si precisa che si è utilizzato un ulteriore modello denominato di “fase 1” (\*) per le operazioni di montaggio, nel quale il vincolo esterno a trazione dato dal muro spalla connesso ai pali ad attrito laterale non è presente: è in tal modo possibile ricavare una stima del comportamento della struttura interamente montata durante la movimentazione in posizione finale.



Venendo quindi ai valori dei massimi abbassamenti ottenuti dall'analisi globale precedentemente citata all'effettiva rigidità degli elementi strutturali presenti ed alle diverse situazioni temporali di carico si ricavano gli spostamenti riassunti nella seguente tabella:

	abbassamento massimo in mezzeria [mm]	
Peso proprio	-140	pari a $L/380$ (*)
Permanenti	-42	pari a $L/1270$
Accidentale max	-78	pari a $L/680$

Si può verificare che il sovraccarico accidentale produce deformazioni contenute e pertanto accettabili per le strutture in esame.

Si prevede quindi una controfreccia di montaggio verso l'alto pari a  $f_{\text{peso proprio}} + f_{\text{permanente}} + f_{\text{accidentale max}} / 3 \approx 210$  mm.

## **12 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE**

Il dimensionamento delle spalle viene effettuato mediante apposito modello con schema statico di comportamento piano

Le azioni agenti su tale struttura sono quelle ricavate dalle precedenti analisi, si riportano quindi le verifiche per le diverse parti strutturali.

Le azioni sulle strutture di fondazione sono combinate attraverso una combinazione statica con effetti dei carichi mobili ed una combinazione sismica a ponte scarico, ovvero considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico come da NTC 2008 paragrafo 5.1.3.8.

### **12.1 Carichi permanenti e accidentali – Valori di combinazione**

Si riportano di seguito le forze di combinazione trasmesse dall'impalcato alle strutture sottostanti.

TIRO IN TESTA AL MURO SPALLA	
Combinazione statica:	12300 kN
Combinazione sismica	4200 kN
TAGLIO IN TESTA AL MURO SPALLA	
Combinazione sismica	1940 kN
TAGLIO ALL'IMPOSTA FISSA	
Combinazione statica	500 kN
REAZIONE DI APPOGGIO ALL'IMPOSTA	
Combinazione statica	20300 kN
Combinazione sismica	8000 kN
AZIONI DELLE TERRE	
vedi sezione successiva	

#### **12.1.1 Carichi e reazioni delle terre**

##### MODELLI DI CALCOLO ADOTTATI PER I TERRENI

I terreni di fondazione sono costituiti per lo più da depositi alluvionali di matrice prevalentemente ghiaiosa/sabbiosa. Per il calcolo, in favore di sicurezza, si assumono le seguenti caratteristiche geologico-geotecniche:

- peso del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- peso del terreno immerso:  $\gamma' = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno:  $\Phi = 35^\circ$

Le spinte orizzontali esterne agenti si ottengono dalla somma algebrica delle spinte delle terre e delle spinte idrauliche.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo la teoria di Rankine; precisamente si

ha:

- coefficiente di spinta a riposo:  $K_0 = 0.42$
- coefficiente di spinta attiva:  $K_a = 0.27$
- coefficiente di spinta passiva:  $K_p = 3.69$

#### SPINTE DEL TERRENO

In fase di esercizio le spinte esercitate dal terreno sulla spalla risultano le seguenti:

- Terreno di monte: carico triangolare di valore max 534 kN

Per quanto riguarda la spinta esercitata dal terreno di valle, essa, in favore di sicurezza, è stata calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  anziché con quello di spinta passiva  $K_p$ .

#### 12.1.2 Azione orizzontale di frenamento longitudinali trasmesse dall'impalcato

Per la colonna di carico più pesante si ha:

Forza orizz. longitud. sugli appoggi                      500 kN

#### 12.1.3 Azione trasversale del vento

Si calcola un'azione orizzontale  $R_V=132.5$  kN a ponte carico  
 $R_V=332$  kN a ponte scarico

#### 12.1.4 Resistenze parassite dei vincoli

Per i vincoli si assume una forza orizzontale parassita pari al 5% dell'azione verticale permanente.

#### 12.1.5 Forze dovute al sisma

Le strutture di cui in oggetto risultano di tipo strategico (classe IV) con vita utile di riferimento pari a 100 anni, ai sensi del D.M. 14-01-08 si ha:

Longitudine: 10.81

Latitudine: 45.57

I corrispondenti parametri di calcolo dell'azione sismica risultano quindi come da seguente tabella:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.270 g
$F_0$	2.413
$T_C^*$	0.287 s
$S_S$	1.309
$C_C$	1.586
$S_T$	1.000
$q$	1.200

**Parametri dipendenti**

$S$	1.309
$\eta$	0.833
$T_B$	0.152 s
$T_C$	0.455 s
$T_D$	2.679 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.353
$T_B \leftarrow$	0.152	0.710
$T_C \leftarrow$	0.455	0.710
	0.561	0.576
	0.667	0.485
	0.772	0.418
	0.878	0.368
	0.984	0.328
	1.090	0.296
	1.196	0.270
	1.302	0.248
	1.408	0.229
	1.514	0.213
	1.620	0.199
	1.726	0.187
	1.832	0.176
	1.937	0.167
	2.043	0.158
	2.149	0.150
	2.255	0.143
	2.361	0.137
	2.467	0.131
	2.573	0.126
$T_D \leftarrow$	2.679	0.121
	2.742	0.115
	2.805	0.110
	2.868	0.105
	2.931	0.101
	2.993	0.097
	3.056	0.093
	3.119	0.089
	3.182	0.085
	3.245	0.082
	3.308	0.079
	3.371	0.076
	3.434	0.073
	3.497	0.071
	3.560	0.068
	3.623	0.066
	3.685	0.064
	3.748	0.062
	3.811	0.060
	3.874	0.058
	3.937	0.056
	4.000	0.054

Il calcolo dell'azione sismica viene eseguito con riferimento allo SLV.

**AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO**

Le azioni statiche equivalenti trasmesse dall'impalcato alla spalla in fase di sisma risultano definite da:

$$\text{Forza orizzontale sismica: } F_o = MxS_d(T_1)$$

dove con M si è indicato il peso proprio complessivo dell'intero impalcato, pari a circa  $300000 \cdot 1.15 + 240000 = 585000$  kg.

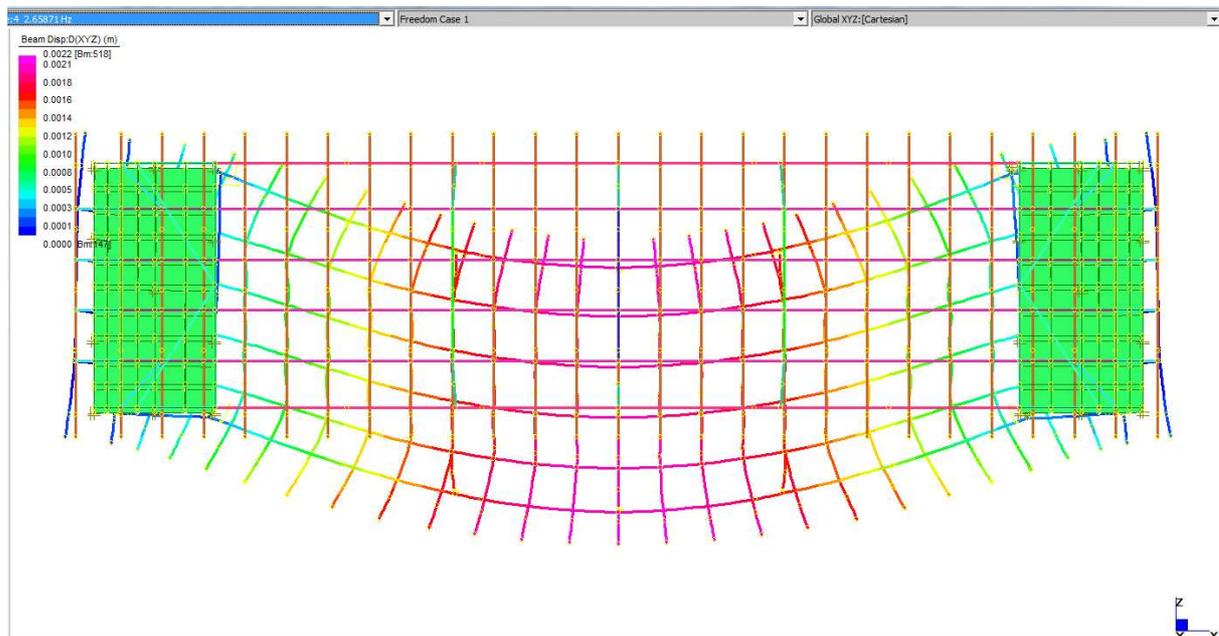
Il fattore di risposta strutturale  $S_d(T_1)$  viene valutato inizialmente considerando il periodo proprio di vibrazione del sistema costituito dalla spalla ipotizzata come sistema a mensola. Si ha quindi:

$$T_{1,\text{appoggio}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.02\text{s} \quad \text{essendo } M \text{ la massa competente a ciascun appoggio}$$

K la rigidezza della spalla =  $245E8$  N/m  
(piano di inerzia minima)

La valutazione sopra introdotta porterebbe ad un'azione sismica stimabile entro i periodi 0 e  $T_B$ , nella zona a sinistra del plateau di massima risposta.

A favore di sicurezza tuttavia è stata condotta una ulteriore analisi frequenziale che tiene conto della effettiva rigidezza dei muri di spalla e modella anche la rigidezza orizzontale della palificata: il sistema globale così configurato assegna ad almeno il 35% della massa complessiva un periodo del primo modo laterale pari a 0.375 s, ovvero in plateau. La forza sismica viene quindi dimensionata per quest'ultimo valore.



La forza sismica risulta pertanto pari a:

$$F_o = MxS_d(T_1) = (300 \cdot 1.15 + 240) \cdot 0.71 = 4150 \text{ kN}$$

Essa viene assegnata a 4 dispositivi di vincolo dinamico (2+2 shock transmitters, o lock-up devices) da 1040 kN ciascuno.

### 12.1.6 Spinte del terreno in fase di sisma

In fase di sisma le spinte esercitate dal terreno durante l'evento sismico vengono valutate come forza statica equivalente generata dal peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Come riportato dalle NTC 2008 al paragrafo 7.11.6.2.1 si ha:

- coefficiente sismico orizzontale:  $k_h = \beta_m \alpha_{max}/g$
- coefficiente sismico verticale:  $k_v = \pm 0.5k_h$

Assumendo secondo la tabella 7.11.II delle citate NTC 2008

$$\beta_m = 0.31 \quad \text{per } a_g > 0.2g$$

e

$$a_{max} = 2.65 \times 1.309 \times 1.00 = 3.47 \text{ m/s}^2 \text{ si ricava quindi } k_h = 0.11.$$

In accordo alle NTC 2008 l'azione sismica in analisi pseudostatica è data da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per  $k_h = 0.11$ . Per il ponte in oggetto si adotta a favore di sicurezza l'approccio alla Wood (1973) sulla gravità valido per pareti rigide, secondo cui il cuneo di spinta è pari ad un prisma di base H, e pertanto l'incremento di azione per unità di larghezza di spalla vale:

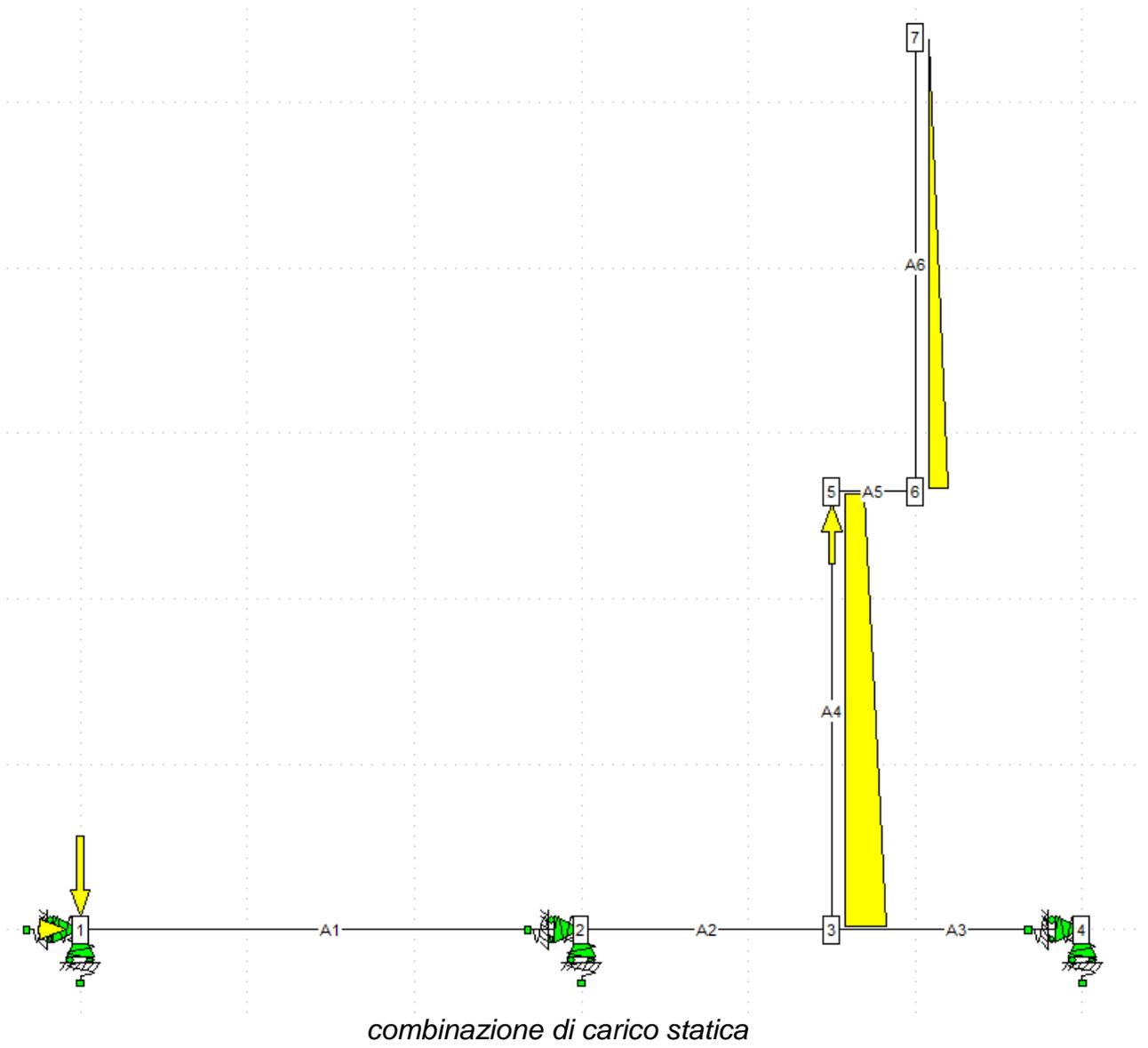
$$\Delta P_d = \beta_m \frac{S_s S_T a_g}{g} \gamma H^2 = 0.31 \frac{1.309 * 1.00 * 2.65}{9.81} 20 * 5.4 * 5.4 = 64 \text{ kN/m}$$

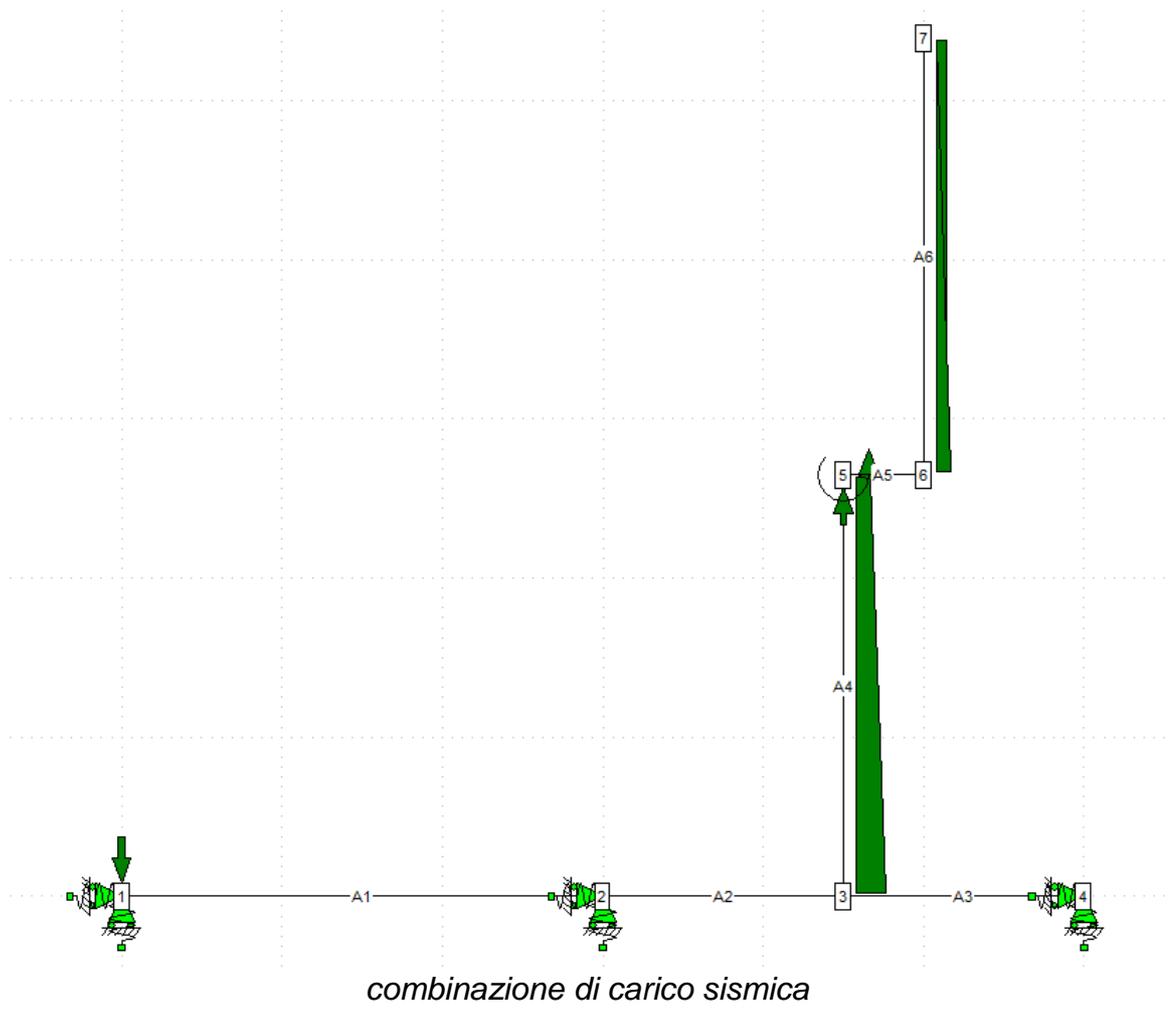
esso risulta applicato a metà altezza muro (strutture vincolate in sommità).

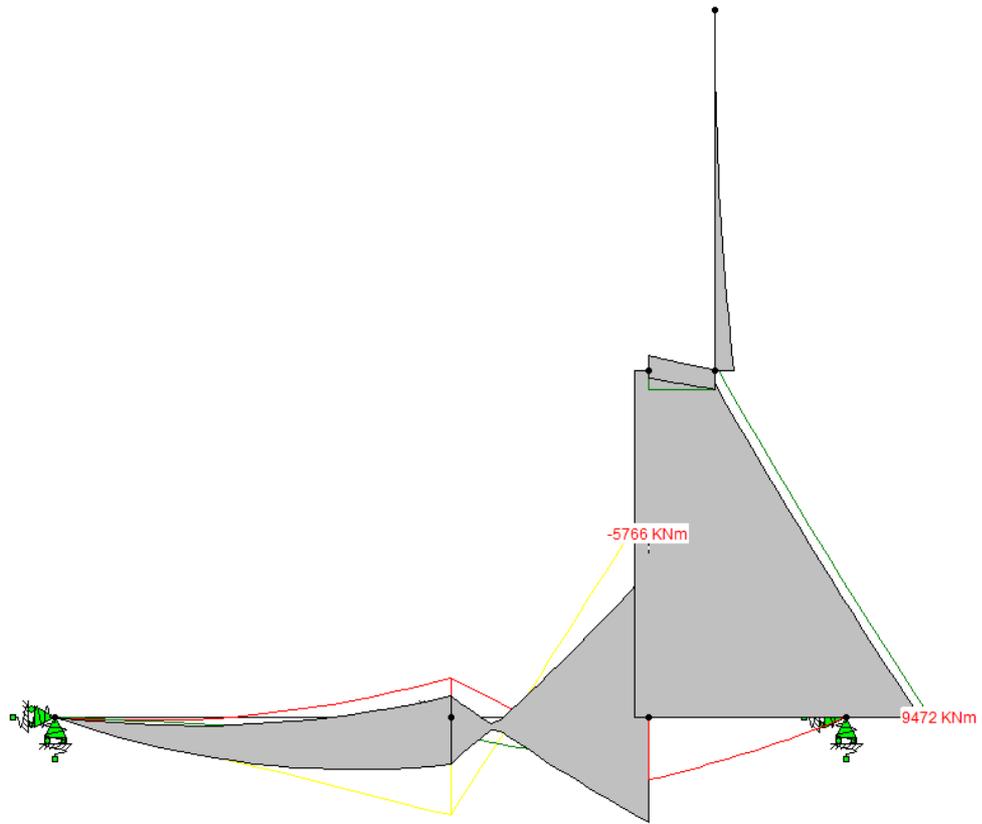
## 12.2 Calcolo delle sollecitazioni agenti alla base del muro di spalla

Si riporta nel seguito il calcolo dei massimi parametri di sollecitazione agenti sulla spalla dell'opera in esame. Essi sono calcolati a mezzo di un modello piano del comportamento della spalla.

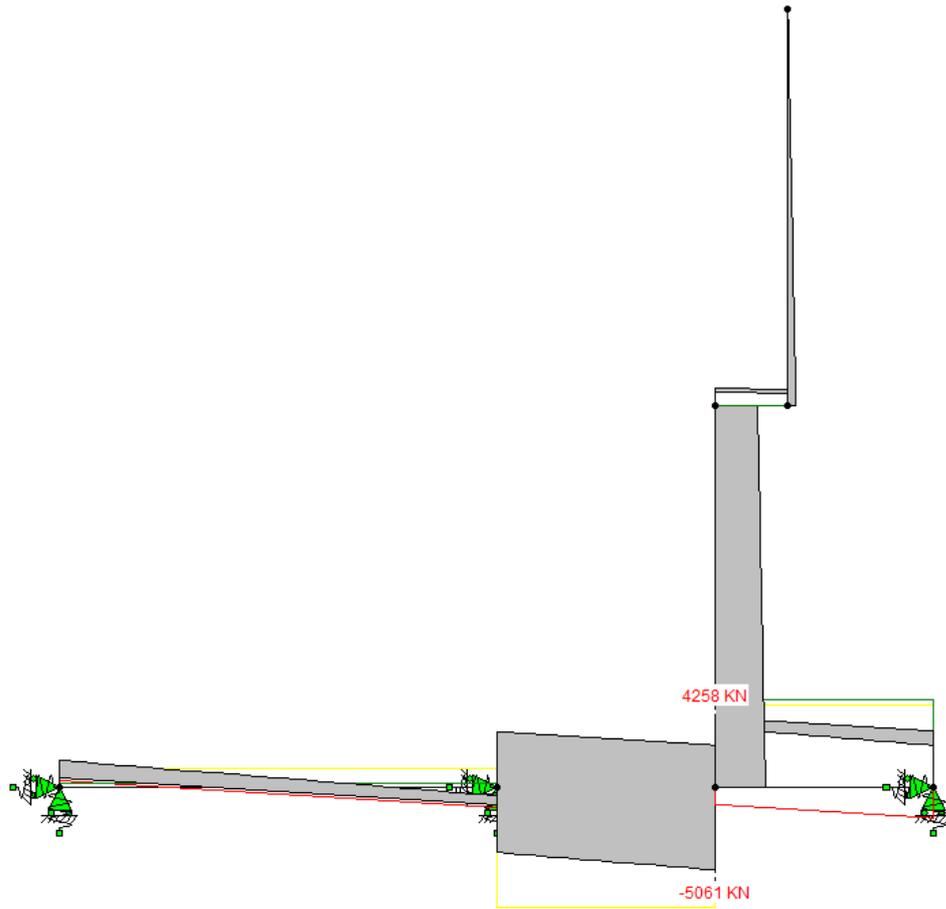
COMMESSA 11401



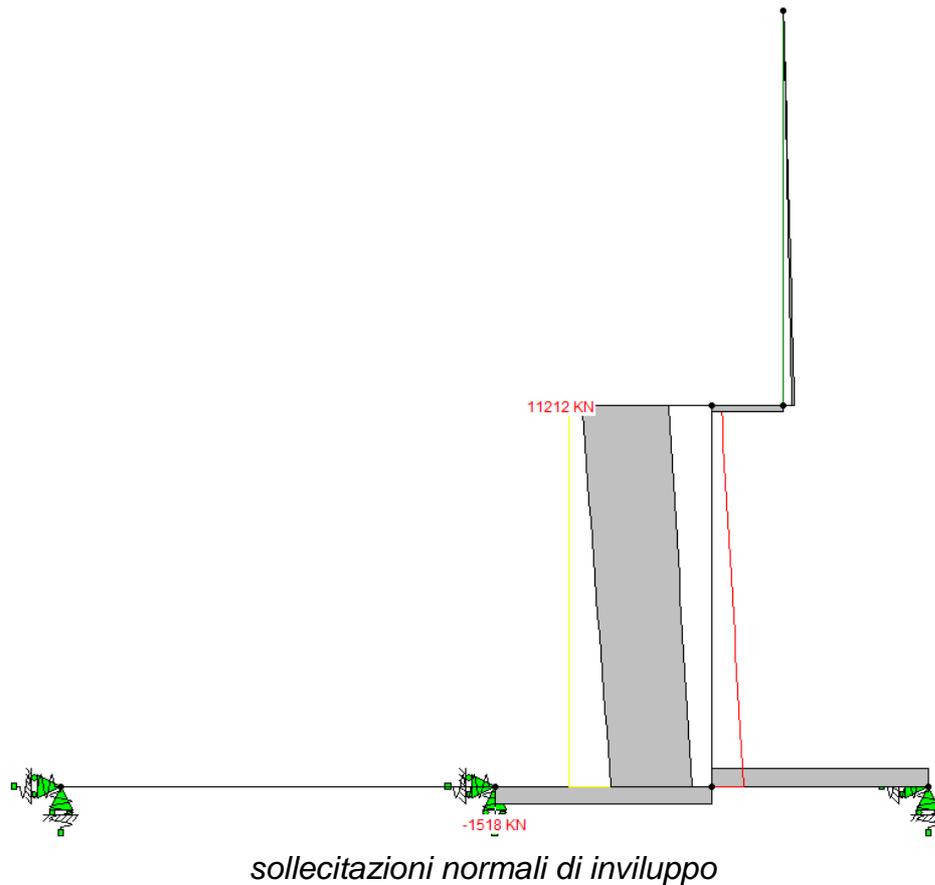




*sollecitazioni flettenti di involuppo*



*sollecitazioni taglianti di involucro*



## RELAZIONE DI CALCOLO

### Dati generali

Archivio: L:\11401 A22 SC Rivoli Caprino\05-Lavoro\Ing\MODELLI\ENG\SPALLA\_02.TEL

Data di stampa: 03/11/2008 alle: 18.04.36

TRSP ed. 7.0 - 7/2007 - SIGMAC SOFT - programma di calcolo telai piani

Numero nodi = 7

Numero aste = 6

Numero elementi strutturali= 1

Numero condizioni di carico= 3

Numero carichi nodali = 6

Numero carichi distribuiti = 2

Numero carichi parziali = 4

Numero carichi concentrati = 0

Numero coppie concentrate = 1

Numero carichi termici = 0

Numero cedimenti vincoli = 0

Calcolo automatico peso proprio: Attivato

## Geometria struttura

### Coordinate nodali e vincoli fissi :

nodo	X	Y	Wx	Wy	Rz
1	0.00	0.00	1	1	0
2	3.00	0.00	1	1	0
3	4.50	0.00	0	0	0
4	6.00	0.00	1	1	0
5	4.50	2.65	0	0	0
6	5.00	2.65	0	0	0
7	5.00	5.40	0	0	0

### Vincoli elastici :

nodo	Wx	Wy	Rz
1	29400	1.2E7	0
2	22050	1.2E7	0
4	29400	1.2E7	0

## Caratteristiche delle aste

### spalla :

asta	nodo i	nodo j	lunghezza
1	1	2	3.00
2	2	3	1.50
3	3	4	1.50
4	3	5	2.65
5	5	6	0.50
6	6	7	2.75

asta	sezione	area	modulo J	modulo E
1	1	22.5000	4.218750	3.5E7
2	1	22.5000	4.218750	3.5E7
3	1	22.5000	4.218750	3.5E7
4	2	30.0000	10.000000	3.5E7
5	3	10.5000	0.428750	3.5E7
6	3	10.5000	0.428750	3.5E7

## Geometria delle sezioni

Sezione 1 : base =15.00 altezza =1.50  
 Sezione 2 : base =15.00 altezza =2.00  
 Sezione 3 : base =15.00 altezza =0.70

## Carichi applicati alla struttura

### **Peso proprio**

COMMESSA 11401

PAGINA 73 DI 83

Peso proprio :

asta	carico lineare	peso asta
1	551.81	1655
2	551.81	828
3	551.81	828
4	735.75	1950
5	257.51	129
6	257.51	708

Peso totale struttura = 6098

**Combi SLU statico**Carichi nodali :

descrizione	nodo	Fx	Fy	M
tiro impalc	5	0	12300	0
appo arco	1	0	-20300	0
frenam	1	500	0	0

Carichi parziali :

descrizione	asta	q iniz.	q fin.	x' iniz.	x' fin.	comp.	riferim.
terreno	4	-695.00	-331.00	0.00	0.00	X	GG
terreno	6	-331.00	0.00	0.00	0.00	X	GG

**Combi sismica**Carichi nodali :

descrizione	nodo	Fx	Fy	M
tiro impalc	5	0	4500	0
appo arco	1	0	-8000	0
sisma	5	-2075	0	0

Carichi distribuiti :

descrizione	asta	qx iniz.	qx fin.	qy iniz.	qy fin.	riferim.
	4	-178.00	-178.00	0.00	0.00	GG
	6	-178.00	-178.00	0.00	0.00	GG

Carichi parziali :

descrizione	asta	q iniz.	q fin.	x' iniz.	x' fin.	comp.	riferim.
terreno	4	-534.00	-255.00	0.00	0.00	X	GG
terreno	6	-255.00	0.00	0.00	0.00	X	GG

Coppie sulle aste :

descrizione	asta	x'	coppia
delta 3.5	4	2.65	1764

**Combinazioni di carico :**

combinazione	Peso proprio	Combi SLU statico	Combi sismica
statica	1.30	1.00	0.00
sismica	1.00	0.00	1.00

## Spostamenti e reazioni

### Combinazione : statica

nodo	Spost. Wx	Spost. Wy	Rotaz. Rz	Reaz. Wx	Reaz. Wy	Reaz. Rz
1	0.0000	0.0000	-0.00001	-500	21931	0
2	0.0000	0.0000	0.00002	0	-3464	0
3	0.0000	0.0000	0.00000	0	0	0
4	0.0000	0.0000	-0.00002	0	-2540	0
5	0.0000	0.0000	0.00000	0	0	0
6	0.0000	0.0000	-0.00001	0	0	0
7	0.0000	0.0000	-0.00001	0	0	0
Reazioni totali				-500	15927	0

### Combinazione : sismica

nodo	Spost. Wx	Spost. Wy	Rotaz. Rz	Reaz. Wx	Reaz. Wy	Reaz. Rz
1	0.0000	0.0000	0.00000	0	8584	0
2	0.0000	0.0000	0.00000	1518	4443	0
3	0.0000	0.0000	0.00002	0	0	0
4	0.0000	0.0000	-0.00001	1518	-3430	0
5	-0.0001	0.0000	0.00006	0	0	0
6	-0.0001	0.0000	0.00007	0	0	0
7	-0.0004	0.0000	0.00012	0	0	0
Reazioni totali				3036	9598	0

### Inviluppo spostamenti e reazioni nodali :

nodo		Spost. Wx	Spost. Wy	Rotaz. Rz	Reaz. Wx	Reaz. Wy	Reaz. Rz
1	MAX	0.0000	0.0000	0.00000	0	21931	0
	MIN	0.0000	0.0000	-0.00001	-500	8584	0
2	MAX	0.0000	0.0000	0.00002	1518	4443	0
	MIN	0.0000	0.0000	0.00000	0	-3464	0
3	MAX	0.0000	0.0000	0.00002	0	0	0
	MIN	0.0000	0.0000	0.00000	0	0	0
4	MAX	0.0000	0.0000	-0.00001	1518	-2540	0
	MIN	0.0000	0.0000	-0.00002	0	-3430	0
5	MAX	0.0000	0.0000	0.00006	0	0	0
	MIN	-0.0001	0.0000	0.00000	0	0	0
6	MAX	0.0000	0.0000	0.00007	0	0	0
	MIN	-0.0001	0.0000	-0.00001	0	0	0
7	MAX	0.0000	0.0000	0.00012	0	0	0
	MIN	-0.0004	0.0000	-0.00001	0	0	0

## Sollecitazioni

COMMESSA 11401

PAGINA 75 DI 83

**Combinazione : statica**spalla :

asta	x	M	T	N	P
1	0.00	0	1631	0	
	0.50	726	1272	0	
	1.00	1272	914	0	
	1.50	1639	555	0	
	2.00	1827	196	0	
	2.50	1836	-162	0	
	3.00	1665	-521	0	
2	0.00	1665	-3985	0	
	0.50	-417	-4344	0	
	1.00	-2679	-4702	0	
	1.50	-5120	-5061	0	
3	0.00	-4617	3616	0	
	0.50	-2899	3258	0	
	1.00	-1360	2899	0	
	1.50	0	2540	0	
4	0.00	-502	0	8677	
	0.50	-502	0	9156	
	1.00	-502	0	9634	
	1.50	-502	0	10112	
	2.00	-502	0	10590	
	2.50	-502	0	11069	
	2.65	-502	0	11212	
5	0.00	-502	1088	0	
	0.50	0	921	0	
6	0.00	0	0	-921	
	0.50	0	0	-753	
	1.00	0	0	-586	
	1.50	0	0	-418	
	2.00	0	0	-251	
	2.50	0	0	-84	
	2.75	0	0	0	

**Combinazione : sismica**spalla :

asta	x	M	T	N	P
1	0.00	0	584	0	
	0.50	223	308	0	
	1.00	308	32	0	
	1.50	255	-244	0	
	2.00	65	-520	0	
	2.50	-264	-795	0	
	3.00	-731	-1071	0	
2	0.00	-731	3372	-1518	
	0.50	886	3096	-1518	
	1.00	2365	2820	-1518	
	1.50	3706	2544	-1518	

COMMESSA 11401

PAGINA 76 DI 83

3	0.00	-5766	4258	1518
	0.50	-3706	3982	1518
	1.00	-1784	3706	1518
	1.50	0	3430	1518
4	0.00	9472	-3036	1713
	0.50	7976	-2947	2081
	1.00	6525	-2858	2449
	1.50	5118	-2769	2817
	2.00	3755	-2680	3185
	2.50	2437	-2591	3553
	2.65	287	-2565	3663
5	0.00	287	837	-489
	0.50	673	708	-489
6	0.00	673	-490	-708
	0.50	451	-401	-579
	1.00	273	-312	-451
	1.50	139	-223	-322
	2.00	50	-134	-193
	2.50	6	-45	-64
	2.75	0	0	0

### ***Inviluppo sollecitazioni***

spalla :

asta	x		M	T	N	P
1	0.00	MAX	0	1631	0	
		MIN	0	584	0	
	0.50	MAX	726	1272	0	
		MIN	223	308	0	
	1.00	MAX	1272	914	0	
		MIN	308	32	0	
	1.50	MAX	1639	555	0	
		MIN	255	-244	0	
	2.00	MAX	1827	196	0	
		MIN	65	-520	0	
	2.50	MAX	1836	-162	0	
		MIN	-264	-795	0	
3.00	MAX	1665	-521	0		
	MIN	-731	-1071	0		
2	0.00	MAX	1665	3372	0	
		MIN	-731	-3985	-1518	
	0.50	MAX	886	3096	0	
		MIN	-417	-4344	-1518	
	1.00	MAX	2365	2820	0	
		MIN	-2679	-4702	-1518	
1.50	MAX	3706	2544	0		
	MIN	-5120	-5061	-1518		
3	0.00	MAX	-4617	4258	1518	
		MIN	-5766	3616	0	
	0.50	MAX	-2899	3982	1518	
		MIN	-3706	3258	0	
	1.00	MAX	-1360	3706	1518	
		MIN	-1784	2899	0	
	1.50	MAX	0	3430	1518	
		MIN	0	2540	0	

4	0.00	MAX	9472	0	8677
		MIN	-502	-3036	1713
	0.50	MAX	7976	0	9156
		MIN	-502	-2947	2081
	1.00	MAX	6525	0	9634
		MIN	-502	-2858	2449
	1.50	MAX	5118	0	10112
		MIN	-502	-2769	2817
	2.00	MAX	3755	0	10590
		MIN	-502	-2680	3185
	2.50	MAX	2437	0	11069
		MIN	-502	-2591	3553
	2.65	MAX	287	0	11212
		MIN	-502	-2565	3663
5	0.00	MAX	287	1088	0
		MIN	-502	837	-489
	0.50	MAX	673	921	0
		MIN	0	708	-489
6	0.00	MAX	673	0	-708
		MIN	0	-490	-921
	0.50	MAX	451	0	-579
		MIN	0	-401	-753
	1.00	MAX	273	0	-451
		MIN	0	-312	-586
	1.50	MAX	139	0	-322
		MIN	0	-223	-418
	2.00	MAX	50	0	-193
		MIN	0	-134	-251
	2.50	MAX	6	0	-64
		MIN	0	-45	-84
	2.75	MAX	0	0	0
		MIN	0	0	0

### 12.3 Disposizione delle armature

Il muro spalla viene armato con 1+1  $\phi$ 16/20 cm e 1+1  $\phi$ 20/10 cm sotto le bielle tiranti, in modo da ottenere un:

$$M_{rd} = 12450 \text{ kNm} > M_{sd} = 9475 \text{ kNm (con } N_{sd}=3700 \text{ kN trazione)}$$

Al nodo tra muro spalla e zattera di fondazione si dispongono  $\phi$ 16/20 cm inferiori e  $\phi$ 16/10 cm superiori, in modo da ottenere:

$$M_{rd} = 8135 \text{ kNm} > M_{sd} = 5120 \text{ kNm}$$

A taglio si dispongono staffe  $\phi$  20 sopra le tre file di pali per distribuire uniformemente il carico attraverso la palificata, e 10 ganci  $\phi$ 12/mq altrove.

## 12.4 Pali

Le azioni sui pali di fondazione vengono calcolate in base alle azioni precedentemente riportate in accordo con la combinazione A1 delle NTC 2008 di cui alla tabella 6.2.I, assumendo un modello di zattera rigida appoggiata sugli undici pali da 100 cm di diametro presenti.

### 12.4.1 Azioni sul palo singolo

Nelle combinazioni di carico SLU più gravose si ricavano quindi le seguenti sollecitazioni massime agenti in corrispondenza al piano di posa della zattera:

-Sul palo maggiormente compresso:

$$N_{sd} = -5510 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 125 \text{ kN}$$

-Sul palo maggiormente teso:

$$N_{sd} = +1350 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \text{-/- kN}$$

-Sul palo maggiormente sollecitato a taglio:

$$N_{sd} = +600 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 325 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale in testa al palo produce nello stesso una sollecitazione flettente che viene valutata mediante apposito programma di calcolo geotecnico ipotizzando il palo incastrato in testa in corrispondenza alla zattera di fondazione.

### 12.4.2 Azioni sulla palificata

Il calcolo delle azioni sulla palificata, utile per una verifica dello stato limite del complesso fondazionale, viene condotto considerando i massimi di combinazione ottenuti con il modello di verifica della spalla:

#### Combinazione : statica

nodo	Spost. Wx	Spost. Wy	Rotaz. Rz	Reaz. Wx	Reaz. Wy	Reaz. Rz
1	0.0000	0.0000	-0.00001	-500	21931	0
2	0.0000	0.0000	0.00002	0	-3464	0
3	0.0000	0.0000	0.00000	0	0	0
4	0.0000	0.0000	-0.00002	0	-2540	0
5	0.0000	0.0000	0.00000	0	0	0
6	0.0000	0.0000	-0.00001	0	0	0
7	0.0000	0.0000	-0.00001	0	0	0
Reazioni totali				-500	15927	0

In altre parole l'azione di compressione media risulta  $N_{sd,m} = -15930 / 11 = -1450$  kN

## **12.5 Calcolo e verifica della portata dei pali**

*NOTA Le considerazioni che seguono si basano sulle risultanze della relazione geologico geotecnica del Dott. Anna Paola Gradizzi del Novembre 2008, redatta a partire da prove in sito condotte da Intergeo srl in località Zuane in data 30/04/2008.*

In ottemperanza alle UNI EN 1997-1:2004 paragrafo 7.6.2 in cui si danno le linee guida per calcolo della portanza della palificata e terreno inglobato, rispetto a quella del palo singolo, è stata presa in considerazione la verifica del doppio stato limite: per palo singolo e per palificata.

L'approccio utilizzato per la verifica delle strutture di fondazione è il numero 2 che prevede la seguente combinazione unica di entità di cui alle NTC 2008 paragrafo 6.4.3.1:

(azioni A1) “+” (parametri del terreno M1) “+” (resistenze R3)

### **12.5.1 Azioni resistenti palificata**

L'approccio per il calcolo della palificata in relazione geologica consiste nel penalizzare con un fattore medio 0.7 l'azione resistente del palo considerato in gruppo:

PORTATA LIMITE PALO SPALLA DESTRA (O OVEST, SONDAGGIO S1)  
4300 kN

PORTATA LIMITE PALO SPALLA SINISTRA (O EST, SONDAGGIO S2)  
3460 kN

La spalla più debole risulta essere la sinistra, interessata da uno strato di argilla di ca. 20 m sotto il primo strato ghiaioso. L'azione resistente della palificata risulta in ogni caso essere pari a:

$$3460 \text{ kN/palo} \times 11 \text{ pali} = 38060 \text{ kN} > 15930 \text{ kN}$$

La fondazione risulta verificata. Il fattore di sicurezza risulta ampio, in considerazione del fatto che il regime di lavoro della palificata è misto: in compressione per la metà in cui appoggia l'imposta dell'arco, mentre a sfilamento per attrito per la metà in cui si ancora la testa dell'impalcato.

### **12.5.2 Azioni resistenti palo singolo**

Si riportano in forma tabellare le resistenze ottenute per lo stato limite di palo singolo secondo i diversi approcci normativi indicati:

## SPALLA DESTRA [kN]

<b>NTC 2008</b>	<b>UNI EN 1997-1:2004</b>	<b>PORTATA AMM.</b>	<b>P.AMM. x 1.5</b>
<b>6150</b>	<b>8407</b>	<b>4827</b>	<b>7240</b>

## SPALLA SINISTRA [kN]

<b>NTC 2008</b>	<b>UNI EN 1997-1:2004</b>	<b>PORTATA AMM.</b>	<b>P.AMM. x 1.5</b>
<b>4945</b>	<b>6582</b>	<b>3684</b>	<b>5526</b>

*NOTA Le colonne prima e terza sono desunte direttamente dalla relazione geologico-geotecnica. La seconda e la quarta colonna sono estrapolate per confronto. La terza colonna è utile solo in quanto ne deriva la quarta per verifica sommaria agli SLU.*

In particolare, per quanto riguarda il calcolo secondo le UNI EN 1997-1:2004, le fattorizzazioni che cambiano sono in Table A.6 per i coefficienti R2 (R3 secondo NTC 2008) per pali trivellati (penalizzazione 1.10 resistenza di punta contro 1.35 di NTC 2008), e in Table A.10 per il passaggio da portata a rottura a portata caratteristica (penalizzazione 1.4 per verticale unica di indagine, ovvero il consolidato coefficiente inverso "0.7", contro il nuovo 1.7 di NTC 2008).

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi per tutti gli approcci normativi, tranne per spalla sinistra secondo NTC 2008, caso in cui il rapporto azione agente/resistente porgerebbe 1.11.

**INDICE**

1	Metodo di calcolo .....	2
1.1	Codici di calcolo.....	2
1.1.1	Eng 97.....	2
1.1.2	Eng2K.....	3
1.1.3	Straus 7.....	3
1.1.4	Geo.....	3
1.1.5	Paratie.....	3
2	Descrizione generale dell'opera.....	4
2.1	Caratteristiche tecniche dell'opera.....	5
2.2	Caratteristiche costruttive dell'opera.....	7
3	Normativa di riferimento.....	9
3.1	Norme generali.....	9
3.2	Norme ponti.....	9
3.3	Norme sismiche.....	10
3.4	Norme geotecniche .....	10
3.5	Norme durabilità.....	10
3.6	Norme CNR-UNI.....	10
3.7	Eurocodici.....	11
4	Materiali impiegati .....	12
4.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale) .....	12
4.2	Calcestruzzo per pali di fondazione.....	12
4.3	Calcestruzzo per zattere di fondazione .....	12
4.4	Calcestruzzo per spalle .....	12
4.5	Calcestruzzo per soletta .....	13
4.6	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile tipo B450C.....	13
4.7	Acciaio per carpenteria metallica tipo S355.....	13
4.8	Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9 .....	13
4.9	Saldature di testa o a T a completa penetrazione .....	14
4.10	Saldature a cordone d'angolo.....	14
4.11	Pioli con testa .....	14
4.12	Tasselli chimici .....	14
4.13	Acciaio tipo C50 bonificato per perni .....	14
5	Caratteristiche idrogeologiche del sito .....	16
6	Analisi dei carichi .....	17
6.1	Pesi propri strutturali.....	17
6.2	Azioni permanenti.....	17
6.3	Azioni accidentali stradali .....	17
6.3.1	Incremento dinamico dei carichi mobili .....	18
6.3.2	Azioni eccezionali – Urto.....	19
6.3.3	Frenamento.....	19
6.3.4	Azione centrifuga .....	19
6.3.5	Resistenze parassite dei vincoli .....	19
6.4	Azioni meteoriche.....	19

6.4.1	Azioni dovute alla neve .....	19
6.4.2	Azioni dovute al vento .....	19
6.5	Carichi dovuti a sisma .....	20
6.5.1	Schema di vincolo per il sisma .....	23
7	Progetto e verifica delle strutture .....	25
8	Dimensionamento e verifica della piastra ortotropa .....	26
8.1.1	Sistema I .....	27
8.1.2	Sistema II .....	28
8.1.3	Sistema III .....	30
9	Dimensionamento e verifica delle strutture .....	33
9.1	Modello numerico .....	33
9.1.1	Impiego di modellazione di <i>truss-work</i> per la piastra ortotropa .....	34
9.2	Combinazioni di carico .....	35
9.3	Condizioni di carico .....	36
9.3.1	Peso strutture metalliche.....	36
9.3.2	Finiture dell'impalcato .....	36
9.3.3	Sovraccarichi accidentali.....	37
9.3.4	Variazione termica differenziale fra soletta e travi in acciaio.....	41
9.3.5	Effetto del vento .....	42
9.3.6	Azione longitudinale di frenamento .....	42
9.4	Calcolo delle sollecitazioni.....	43
9.4.1	Schema e condizioni di calcolo .....	43
9.4.2	Inviluppo delle sollecitazioni massime per le membrature principali.....	43
9.5	Verifiche sulle membrature principali.....	46
9.5.1	Verifiche di resistenza per involuppi delle tensioni .....	47
9.5.2	Verifica all'imbozzamento nel campo di trave maggiormente sollecitato .....	49
9.5.3	Verifica per carichi concentrati .....	50
9.5.4	Verifiche di instabilità dell'arco .....	51
9.5.5	Verifica di instabilità del saettone di estremità .....	53
9.6	Verifiche sui dettagli costruttivi .....	54
9.6.1	Verifica del collegamento tra Traverso di testa e Saettone .....	54
9.6.2	Verifica delle imposte degli Archi .....	55
9.6.3	Verifica della barriera di protezione laterale .....	57
10	Verifiche allo stato limite di fatica .....	58
10.1	Scelta del criterio di valutazione .....	58
10.2	Verifica per vita illimitata del Traversone ai terzi di impalcato .....	58
10.3	Verifica per vita illimitata del coppone tipico e della piattabanda inferiore di trave longitudinale.....	59
11	Stima della deformabilità dell'impalcato: montaggio ed esercizio .....	61
12	Dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione .....	62
12.1	Carichi permanenti e accidentali – Valori di combinazione.....	62
12.1.1	Carichi e reazioni delle terre .....	62
12.1.2	Azione orizzontale di frenamento longitudinali trasmesse dall'impalcato .....	63
12.1.3	Azione trasversale del vento .....	63
12.1.4	Resistenze parassite dei vincoli .....	63

12.1.5	Forze dovute al sisma .....	63
12.1.6	Spinte del terreno in fase di sisma .....	66
12.2	Calcolo delle sollecitazioni agenti alla base del muro di spalla.....	66
12.3	Disposizione delle armature .....	77
12.4	Pali .....	78
12.5	Stratigrafia di riferimento per il calcolo della portata del palo .....	79
Indice	81	