

Fiume Po

Opere Idrauliche di 2° Categoria - R.D. 29.08.1875 n° 2686

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLE CONCHE DI NAVIGAZIONE DELL' AREA CREMONESE

**Manutenzione straordinaria del ponte annesso alla
conca di accesso al Porto di Cremona**

CUP B19H18000000002 - CIG 7584437B66

PROGETTO ESECUTIVO

Importo complessivo del progetto Euro 200.000,00



ALLEGATO:

A.1.3

TITOLO:

Relazione tecnica

PROGETTISTA
(Dott. Ing. Stefano Cassarini)



VISTO:
IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO
(Dott. Ing. Ettore Alberani)

Classifica AIPO
CR-E-24-NI

Data
07/05/2018

INDICE

1.	PREMESSE	3
2.	QUADRO NORMATIVO	9
3.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA NAZIONALE.....	13
4.	MATERIALI IMPIEGATI	15
5.	ARMATURE PRESENTI.....	17
6.	CODICE DI CALCOLO	20
6.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo	20
6.2.	Affidabilit� del codice utilizzato	20
7.	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	21
8.	CONFIGURAZIONI DI CARICO DA TRAFFICO	26
8.1.	Carichi del progetto originario 1962	26
8.2.	Carico prescritto nel 1995	28
8.3.	Carichi da normativa NTC2018	30
8.4.	Nuova condizione di carico prescritta	33
9.	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DELLE SOLLECITAZIONI.....	35
10.	STATO DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI D'IMPALCATO	36
10.1.	Carichi del progetto originario 1962	36
10.2.	Carico prescritto nel 1995	39
10.3.	Carichi da normativa NTC2018	40
10.4.	Nuova condizione di carico prescritta	41
10.5.	Riepilogo delle sollecitazioni	43
11.	STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO.....	44
12.	VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE	45
12.1.	Sezione in campata.....	45
12.2.	Sezione di appoggio.....	55
13.	CONCLUSIONI	62

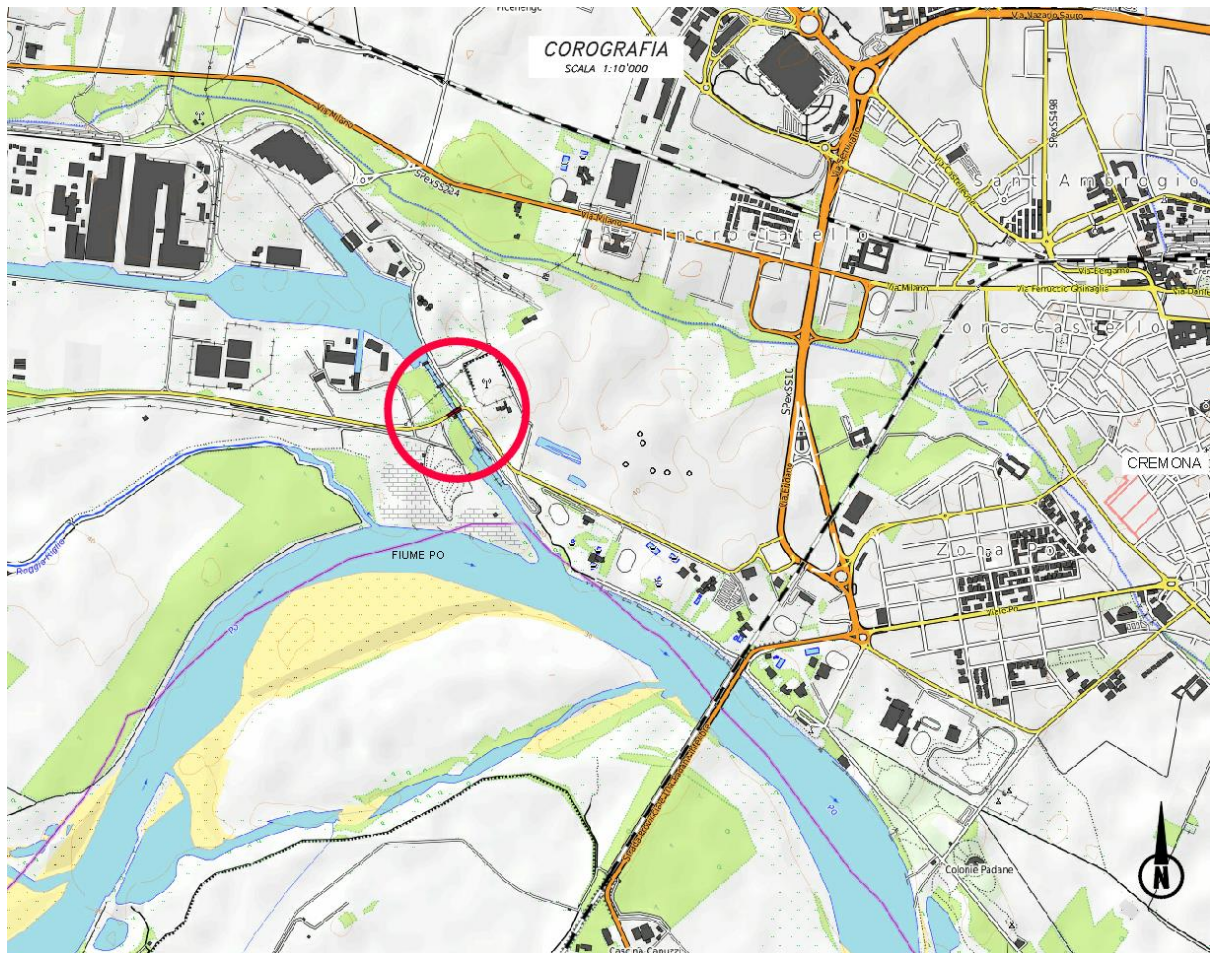
ALLEGATI

1) TABULATI DI CALCOLO

1. PREMESSE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi delle strutture costituenti l'impalcato in c.a. del ponte esistente, a servizio della conca di navigazione del porto fluviale di Cremona, risalente agli anni '60 del secolo scorso. Tale opera è situata nella Provincia di Cremona, nel territorio comunale di Cremona.

Il ponte in oggetto si trova sul Canale Milano-Cremona-Po.



Inquadramento planimetrico

Della struttura esistente si descriveranno la geometria, lo schema di vincolo ed i materiali impiegati per la sua costruzione, per poter generare un coerente modello di calcolo 3D (agli F.E.M.), a cui associare diverse configurazioni di carico derivanti dalle evoluzioni normative e da prescrizioni succedutesi dall'origine dell'opera fino ad oggi.

Si è in possesso dei seguenti documenti originali relativi all'opera in progetto:

- Relazione di collaudo originale datata 26 giugno 1967 del Consorzio Canale Milano-Cremona-Po a firma del Direttore dei Lavori Dott. Ing. Adolfo Baldissera, contenente i calcoli strutturali di travature e soletta d'impalcato;

- Relazione di calcolo per la verifica delle strutture in c.a. del 20 luglio 1995 della Regione Lombardia a firma dei Progettisti Dott. Ing. Carlo Boscato e Dott. Ing. Ines Moratello.

Si riporta un estratto di entrambi i documenti con le relative conclusioni:

Collaudo - 1967

CONSORZIO CANALE MILANO-CREMONA-PO	
(Leggi 24 agosto 1941 n°1044 e 10 ottobre 1962 n°1549)	
.°°°°°.	
Opere di navigazione interna di 2a classe Canale navigabile da 1.350 tonn. Milano-Cremona-Po	
Lavori di costruzione del porto interno di Cremona - primo stralcio -	
.°°°°°.	
S.p.A. SIRMET Impresa di Costruzioni	
Contratto 13 Settembre 1961 n° 45 di rep.	
.°°°°°.	
Prove di carico del ponte in c.a.	
il giorno 26 giugno 1967 il sottoscritto Direttore dei Lavori Ing. ADOLFO BALDISSERA, presenti i Signori:	
- Ing. TORQUATO ROSSINI	per i collaudatori
- Geom. ENRICO RENOLFI	per il Genio Civile
- Geom. ANGELO BRAGHIN	per il Consorzio Canale
Milano-Cremona-Po	
- Ing. FRANCO BLOSI	per l'Impresa SIRMET
ha proceduto alle prove di carico del ponte scavalcanti la biconca in corrispondenza della porta di valle.	

..... omissis.....

Si rileva che in tutti i casi le frecce riscontrate sono sensibilmente inferiori a quelle teoriche calcolate, e precisamente:

1a prova (carico tra gli appoggi)

pos. fless.	frecchia teor.(cm.)	frecchia riscontr.(cm.)
3 mezzaria	+ 0,520	+ 0,254
5 sbalzo	- 0,810	- 0,102

2a prova (carico sugli sbalzi)

3 mezzaria	- 0,508	- 0,123
5 sbalzo	+ 1,730	+ 0,232

Le differenze riscontrate, peraltro tutte a favore

della stabilità, si possono spiegare, in parte con la

situazione di non perfetto svincolo delle due travi

in corrispondenza della cerniera centrale ed in parte

per il sovrapporsi di deformazioni dovute ad effetti

termici a quelle prodotte dai carichi. Quest'ultimo

fattore spiega anche, se si confrontano le escursio-

ni dei valori dei flessimetri agli appoggi con quel-

li sulle mezzarie e sull'estremità, i valori apparen-

temente modesti dei ritorni.



Tutto ciò premesso, esaminati gli atti, gli elaborati,

la consistenza dell'opera, la rispondenza degli sche-

mi di carico ed i risultati delle prove di cui al

presente verbale, si dichiara l'opera idonea e con-

Verifica strutture in c.a. - 1995

			
REGIONE LOMBARDIA			
AZIENDA REGIONALE PER I PORTI DI CREMONA E MANTOVA			
PONTE SULLA CONCA DI CREMONA			
VERIFICA STRUTTURE IN C.A.			
ALLEGATO	ELABORATO		
2	RELAZIONE DI CALCOLO		
CONMESSA	DATA	20 - 7 - 1995	AGGIORNAMENTO
REDAZIONE		PROGETTISTI	
 CENTRO STUDI PROGETTI S.P.A. ENGINEERING CONSULTING VIA DEGLI SCIPIONI, 191 - ROMA UFF. TEC. VIA SAVIGNANO, 16 - VERONA - Tel. 045/564844		Dott. Ing. CARLO BOSCATO	
		Dott. Ing. INES MORATELLO	

9. Conclusioni

Dalle analisi effettuate risulta la inadeguatezza del ponte per i carichi di I e II categoria. Infatti già per la configurazione di carico riportata nella presente relazione che prevede sul ponte la presenza di due soli mezzi pesanti da 30 t e carichi uniformemente distribuiti di 1 t/m per ogni corsia incrementati con il coeff. dinamico previsto dall'attuale normativa, in alcune sezioni si superano di poco le tensioni ammissibili per l'acciaio.

Da ciò deriva la necessità di imporre le seguenti limitazioni:

- imporre il limite di velocità per i mezzi in transito pari a 30 km/h ;
- limitare il peso totale dei mezzi in transito a max 30 t ;
- imporre una distanza minima di 25 m fra i mezzi pesanti in transito.

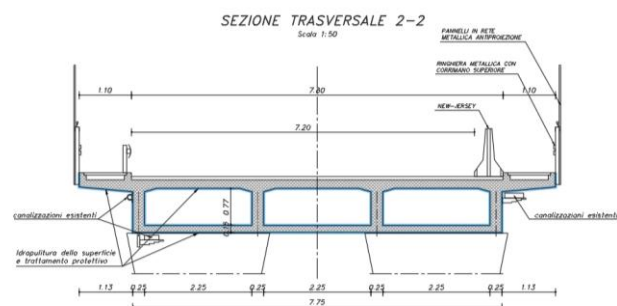
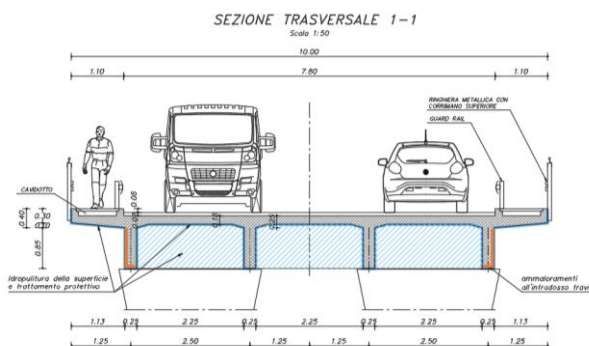
La limitazione di velocità, comportando minori sollecitazioni dinamiche, conduce a valori ammissibili l'entità delle sollecitazioni calcolate per la configurazione di carico sopra riportata.

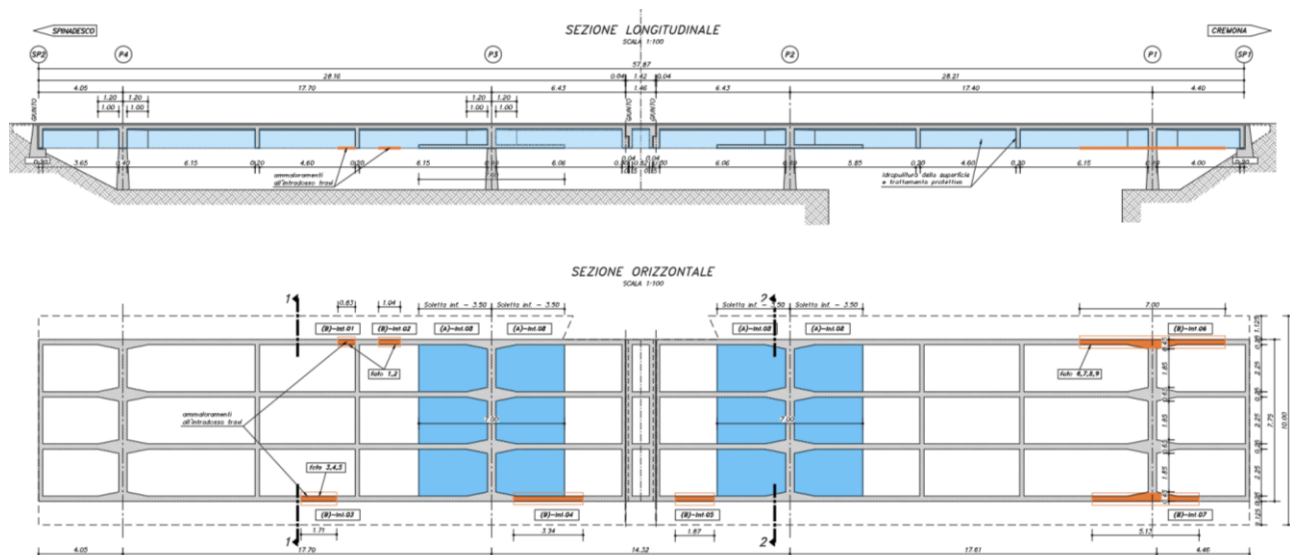
Dai documenti sopra illustrati si evince lo stato attuale della struttura in c.a. e la non rispondenza alle vigenti normative in merito a carichi da ponte e verifiche SLU (Norme tecniche delle Costruzioni 2018 – Ministero Infrastrutture e Trasporti - d.m. 17 gennaio 2018).

Nel presente progetto si valuterà lo stato di fatto e gli interventi strutturali necessari per rendere idonea l'infrastruttura al passaggio di uno specifico carico da traffico.

L'opera è stata oggetto di un accurato rilievo dei parametri geometrici e delle difettosità visibili relativamente all'impalcato in c.a..

Si è realizzata una tavola grafica in cui sono evidenziati i punti di maggior deterioramento del calcestruzzo e delle barre di armatura esistenti:





LEGENDA DIFETTOSITA' :

- (A) ammaloramento superficiale calcestruzzo
- (B) deterioramento del copriferro, delle armature di pelle e creazione di vespai

I lavori descritti nel presente progetto riguardano esclusivamente l’impalcato in c.a. e vanno intesi come ”riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti ” ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC- punto 8.4) del 2008; per essi viene richiesto che “...rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme...”.

Questi interventi non riguardano quindi l’adeguamento sismico dell’opera.

2. QUADRO NORMATIVO

Si riporta l'elencazione della normativa attualmente vigente:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 " Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" (G.U. n. 321 del 21.12.1971)
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" (G.U. n. 76 del 21.03.1974)
- Circ. Min. LL. PP. - Presidenza del Cons. Sup. - Servizio Tecnico Centrale - 14 febbraio 1974 n.11951
- **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, G.U. n. 47 del 26/2/2009**
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008**
- Linee guida del 24/07/09 per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP
- **Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018, G.U. n. 42 del 20/2/2018**

Si riporta quindi, l'elencazione della normativa vigente all'atto della presunta data di costruzione delle strutture in esame (ci si riferisce agli anni '60 del secolo scorso) e quelle successive sino a giungere, in ordine cronologico inverso, alle attuali:

Costruzioni in zona sismica

Norme tecniche per le costruzioni (2005) - Parte 1
 Norme tecniche per le costruzioni (2005) - Parte 2
 Norme tecniche per le costruzioni (2005) - Parte 3
 Norme tecniche per le costruzioni (2005) - Parte 4
 OPCM 3431/2005
 Allegato 2
 Allegato 3

Carichi e sovraccarichi

Circ. M.L.L.P. n. 65/1997
 D.M.LL.PP. del 16/01/1996

Strutture in cemento armato, normale e precompresso, e strutture metalliche

Circ. M.LL.PP. n.252/96
 D.M.LL.PP. del 09/01/1996
 Circ. LL.PP. n. 37406/STC/1993
 D.M.LL.PP. del 14/02/1992
 Circ.M.LL.PP. n.20049/1980
 Circ. Min. LL.PP. n. 19777/1979
 Circ. M.LL.PP. n. 19581/1979
 Circ. Min. LL. PP. - Presidenza del Cons. Sup. - n. 11951/ 1974

Costruzioni in zona sismica

Circ. M.LL.PP. n. 65/1997
 D.M. LL.PP. del 16/01/1996
 Circ. LL. PP. n. 895/1981
 D.M. 40 del 3/03/1975

Ponti stradali

Circ. LL.PP.-Pres.Cons.Sup.- n. 34233/1991

D. Min. LL.PP. 4 maggio 1990

Strutture prefabbricate

Circ. LL.PP. n. 31104/1989

D. Min. LL.PP. 03/12/1987

Indagini su terreni e fondazioni

Circ. LL.PP. n. 30483/1988

Ponti stradali

D.M. LL.PP. del 2 agosto 1980

Circ. Min. LL.PP. 11/11/1980 n. 20977

Circ. Min. LL.PP. 12/08/1964 n. 338

Acciai per c.a. da costruzione

D.M. 30 maggio 1972 n°9161

Circolare 23 maggio 1957 n°1472 (introduzione tondini ad aderenza migliorata)

R.D.L. 16 novembre 1939 (è rimasto in vigore per 30 anni)

Ponti

Normale n.8 del 15 settembre 1933 del ministero dei LL.PP.

Si deve sottolineare come l'evoluzione della normativa italiana (quindi delle modalità di carico, combinazione e verifica degli elementi strutturali) abbia subito un aggiornamento negli anni con una forte accelerazione nel nuovo millennio.

Volendo riportare un breve excursus delle norme e verifiche relative ai ponti stradali si possono individuare alcuni passaggi salienti (a cui si farà riferimento nei paragrafi seguenti) così riassunti:

TA (tensioni ammissibili) :

TA33 - Carichi e combinazioni del 1933

Carichi e combinazioni del 1980

TA90 - Carichi e combinazioni del 1990

Non contemplate nel 2008 (ma assimilabile a S.L.E. rara avendo $\gamma \cong 1$)

(Analogia considerazione per NTC 2018)

SL (stati limite) :

Non contemplati nel 1933

Non contemplati nel 1980

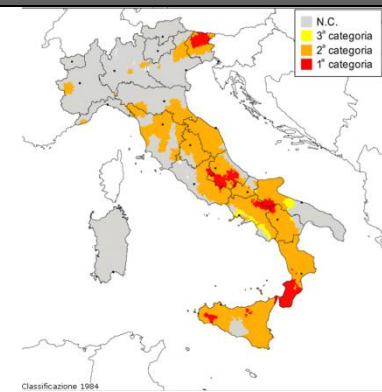
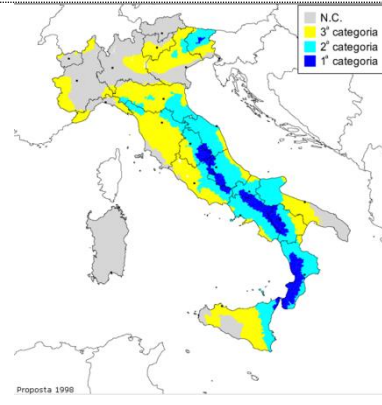
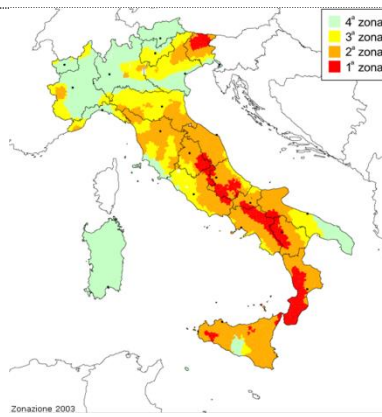
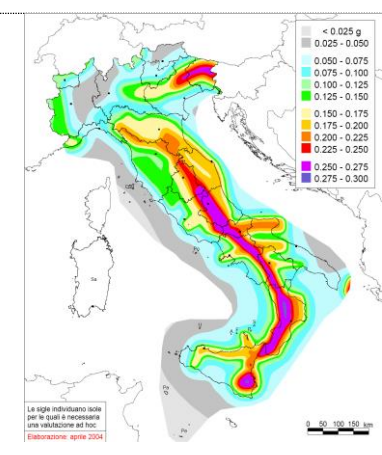
SL90 - Carichi e comb. del 1990 ($\gamma_{Cp} = \mathbf{1.50}$ e $\gamma_{Cacc} = \mathbf{1.50}$)

SL08 - Carichi e comb. del 2008 ($\gamma_{Cp} = \mathbf{1.35}$ -1.50 e $\gamma_{Cacc} = \mathbf{1.35}$ -1.50)

(Analogia considerazione per NTC 2018)

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA NAZIONALE

Ripercorrendo la storia della caratterizzazione sismica del territorio nazionale italiano negli ultimi 60 anni, emergono le seguenti fasi salienti:

<ul style="list-style-type: none"> • <i>Classificazione sino al 1984</i> Tre categorie (I, II e III) 	 <p>Classificazione 1984</p>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Proposta del 1998</i> Quattro categorie (1, 2, 3 e N.C.) 	 <p>Proposta 1998</p>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Decreto del 2003</i> Quattro zone (1, 2, 3 e 4) 	 <p>Zonazione 2003</p>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>NTC 2008</i> Maglia con coordinate geografiche 	 <p>Le righe individuano zone per le quali è necessaria una valutazione ad hoc. Elaborazione: aprile 2004</p>

Per il Ponte in oggetto si ricostruisce la seguente storia sismica:

Dati geografici

Comune di : Cremona

Provincia di : Cremona

- Costruzione anni '60 : Non sismico (non classificato)
- 1998 : Non classificato
- 2003 : Zona 4
- 2008 : Zona 4
- 2018 : Zona 4

Le azioni sismiche non sono considerate nel presente progetto.

4. MATERIALI IMPIEGATI

Riguardo ai materiali impiegati per la costruzione del ponte, si sottolinea l'evoluzione che anch'essi hanno conosciuto, passando ad esempio dalle barre di acciaio per c.a. lisce (tipo Aq60 con $f_y = 3100$ daN/cm², $f_r = 6000$ daN/cm² e $\sigma_{amm} = 2000$ daN/cm²) alla Circolare del Ministero dei LL.PP. del 23/05/1957 per l'introduzione delle barre ad aderenza migliorata (tipo Aq60 con $\sigma_{amm} = 2200$ daN/cm²) ed infine a quelle ad aderenza migliorata controllate in stabilimento (tipo B450C con $f_y = 4500$ daN/cm² corrispondente circa all'ex FeB44k con $f_y = 4400$ daN/cm² e $\sigma_{amm} = 2600$ daN/cm²).

Per il conglomerato cementizio, avendo una miscela quasi immutata nel tempo, si tratta invece di aggiornamenti riguardanti le procedure di qualità e certificazione ma le resistenze sono rimaste paragonabili considerando i ponti quali strutture importanti per le pubbliche amministrazioni e quindi realizzate in genere con cura e idonei materiali.

Per i materiali impiegati, conglomerati cementizi e acciai per c.a., si considerano, in questa trattazione, i materiali riportati nella relazione di Collaudo e nella relazione di Verifica citate nelle premesse.

In particolare:

Calcestruzzo

Relazione di verifica del 1995 – Valori minimi delle prove sclerometriche

PROVA N°	Rck (N/mm2)	ELEMENTO DI PROVA
1	34	Trave
2	36	Trave
3	38	Traverso
4	35	Trave
5	29	Traverso
6	37	Soletta
7	34	Traverso
8	36	Trave
9	40	Controsoletta
10	41	Traverso
11	33	Trave
12	28	Traverso
13	29	Trave
14	26	Traverso
15	38	Traverso
16	36	Trave
17	33	Trave
18	34	Traverso
19	35	Soletta

Nei diversi punti di prova si sono ottenuti valori medi variabili fra 350 kg/cm^2 e 400 kg/cm^2 su travi, traversi e soletta mentre in corrispondenza all'elemento di transizione posto in posizione simmetrica fra i due impalcati su selle Gerber si sono ottenuti valori inferiori fra 250 kg/cm^2 e 300 kg/cm^2 . Tale elemento, in considerazione della modestissima luce e del tipo di vincoli cui è soggetto, è peraltro sottoposto a modeste sollecitazioni.

Nelle verifiche seguenti si assume quindi prudenzialmente come valore di riferimento per il calcestruzzo la classe $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Si riassumono i risultati ottenuti:

Calcestruzzo

Soletta

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$

Travi

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$

Traversi

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per c.a.

Tutte le barre

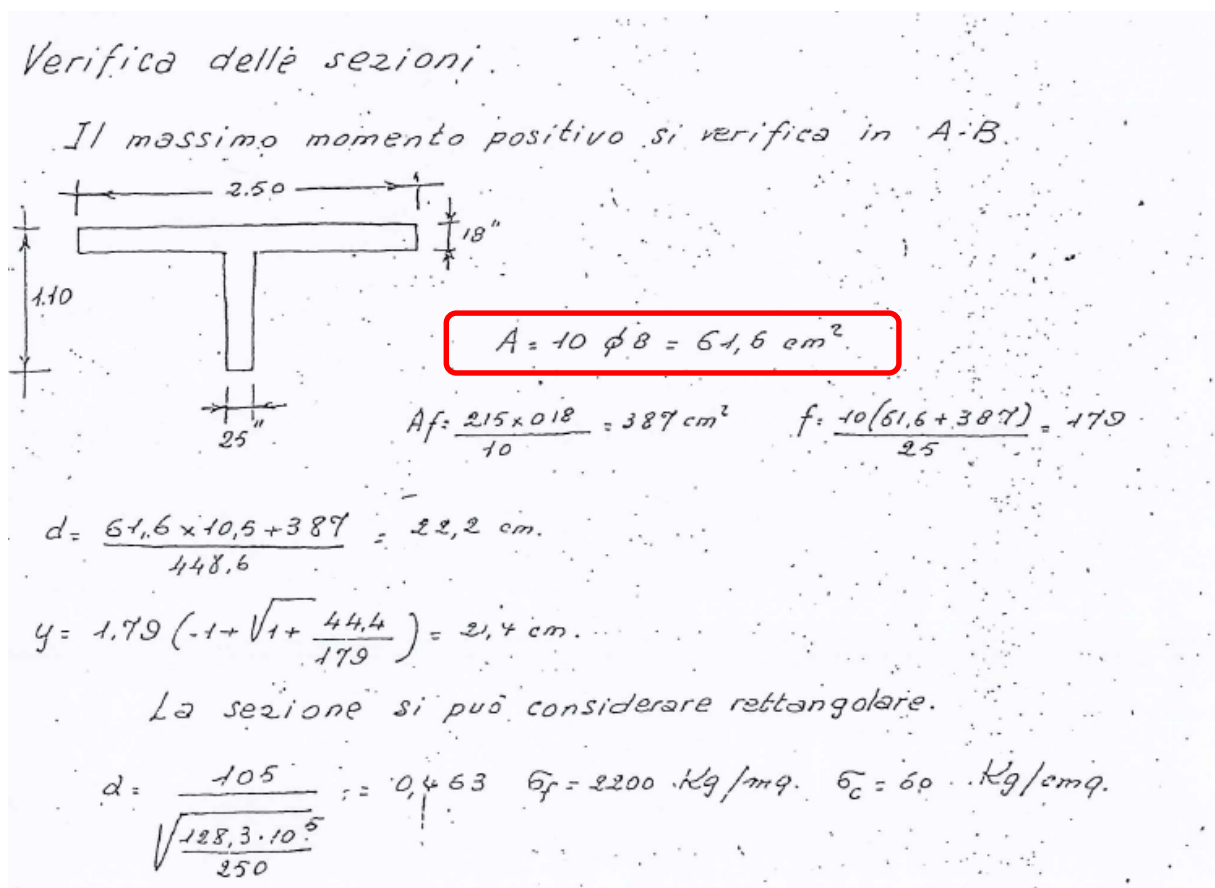
Tipo aderenza migliorata	Aq 60
Soglia di snervamento:	$f_{yk} \geq 310 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura:	$f_{tk} \geq 600 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile:	$\sigma_{s,amm} = 220 \text{ N/mm}^2$

5. ARMATURE PRESENTI

Si è proceduto a ricostruire l'armatura presente all'interno delle travi sulla base della seguente documentazione:

- 1) Relazione di prova di carico, redatta dal Direttore dei Lavori dell'opera originaria in data 26 Giugno 1967;
- 2) Relazione di calcolo per la verifica delle strutture in c.a. del 20 luglio 1995 della Regione Lombardia a firma dei Progettisti Dott. Ing. Carlo Boscato e Dott. Ing. Ines Moratello;
- 3) Risultati delle indagini diagnostiche sulle armature, condotte in data 24 maggio 2018 dalla ditta 4 EMME Service S.p.a., alla presenza del sottoscritto Ing. Stefano Cassarini e del Geom. Gianlibero Gerevini, per conto di AIPo.

Si riporta un breve estratto del documento 1):



Il massimo momento negativo si verifica in B.

$$M = \frac{315,5}{4} = 78,8 \text{ t.m.} \quad \text{Si prevede una controsoletta di 15 cm.}$$

Dal confronto con il max momento positivo si vede che la tensione nel calcestruzzo è < dell'ammissibile

$$A_f = \frac{788}{0,9 \times 105 \times 2200} = 37,8 \text{ cm}^2. \quad \text{Si potranno 2 } \phi 16 + 6 \phi 28.$$

Il max. taglio è $T = \frac{138,44}{4} = 34,61 \text{ t}$

$$\tau = \frac{34610}{0,9 \times 105 \times 45} = 8,15 \text{ Kg/cm}^2.$$

Forza di scorrimento

$$S \approx \frac{34610 \times 17,85}{2 \times 0,9 \times 105} = 327.000 \text{ Kg}$$

$$A_f = 8 \phi 28 \quad 49,4 \quad 49,4 \times 2200 \times \sqrt{2} = 153.000 \text{ Kg.}$$

Staffe $\phi 10/20$: $1,57 \times 2200 \times \frac{17,85}{2} \times 5 = 154.000 \text{ Kg.}$

Dall'esame dei documenti sopracitati, si è dedotta, per le sezioni caratteristiche oggetto di verifica, la presenza delle seguenti armature:

Sezione in campata:

- A_{soletta}: n° 2 strati $\phi 16/20\text{cm}$
- A_{parete}: n° 2 $\phi 16$
- A_{inf}: n° 2+4+4 $\phi 28$
- A_{taglio}: staffe $\phi 10/2 \text{ br}/20\text{cm}$

Sezione all'appoggio:

- A_{soletta}: n° 2 strati $\phi 16/20\text{cm}$ (in soletta e controsoletta)
- A_{sup}: n° 6 $\phi 28$
- A_{parete}: n° 2 $\phi 16$
- A_{inf}: n° 2 $\phi 28$
- A_{taglio}: staffe $\phi 10/2 \text{ br}/20\text{cm}$

Si considererà , in fase di verifica, per le armature principali delle n°4 travi d'impalcato, un'area ridotta del 10% per tenere conto in via cautelativa del fenomeno della corrosione riscontrato, localmente, con analisi visiva.

6. CODICE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2018 ver.1.2.

6.1. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

- n° di serie della licenza: *U001-09640*
- Intestato alla Ditta : *STIGEA S.r.l., Bologna*

Si allega la licenza d'uso:



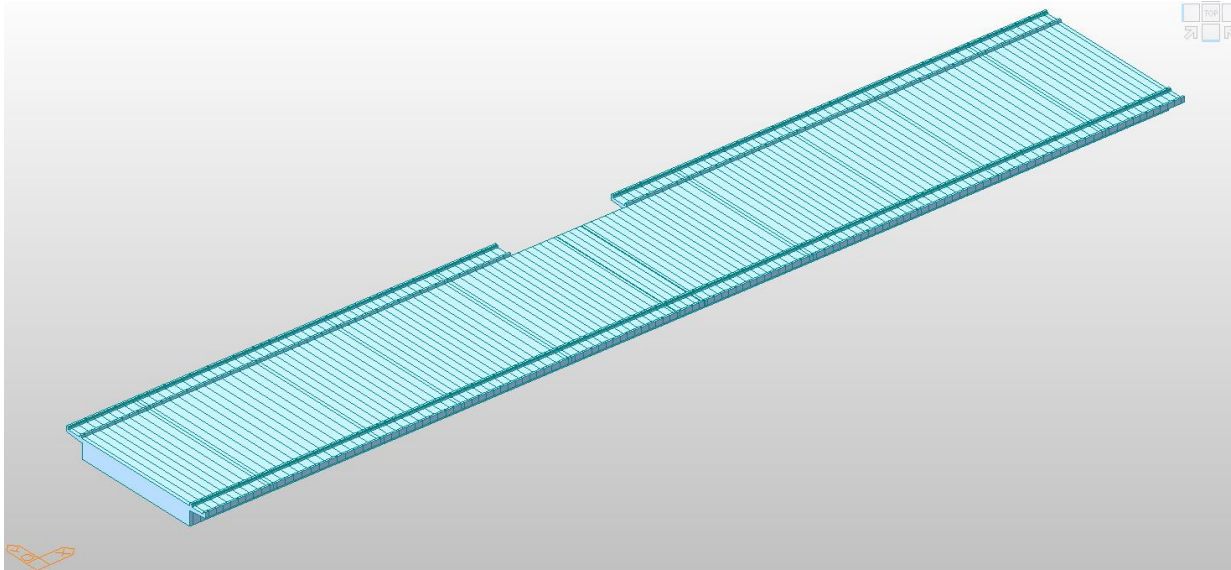
6.2. AFFIDABILITA' DEL CODICE UTILIZZATO

La documentazione di validazione a corredo del software, fornita dal distributore del prodotto e preliminarmente esaminata dal progettista, è disponibile presso STIGEA S.r.l., via Irnerio n.10, Bologna.

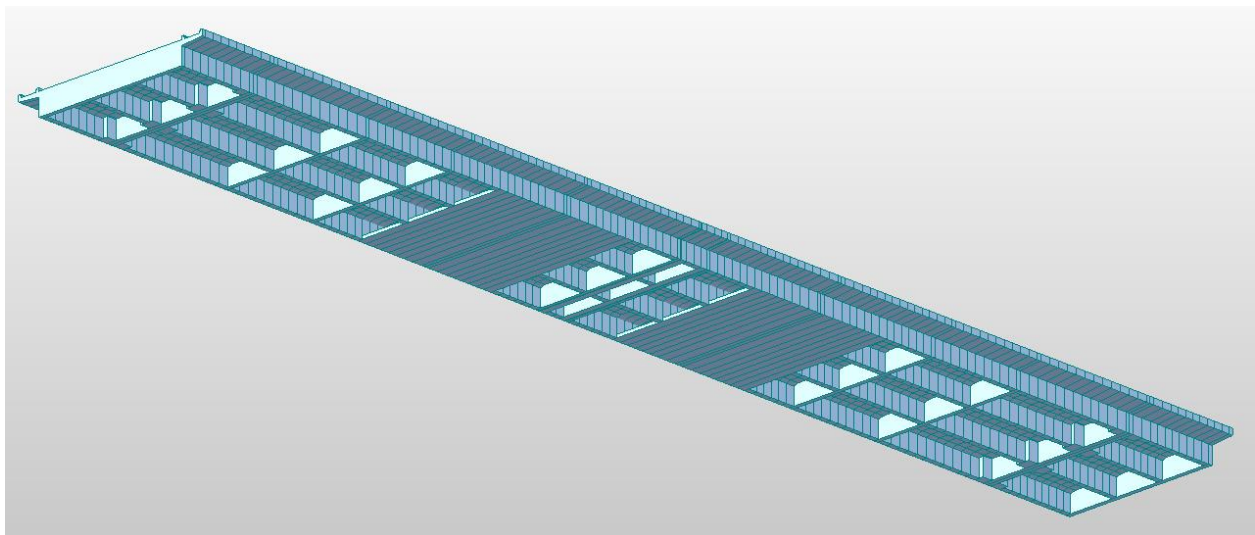
7. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la modellazione dell'impalcato si è considerato uno schema strutturale a beam unico, di sezione variabile, per tener conto delle variabilità geometriche lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera.

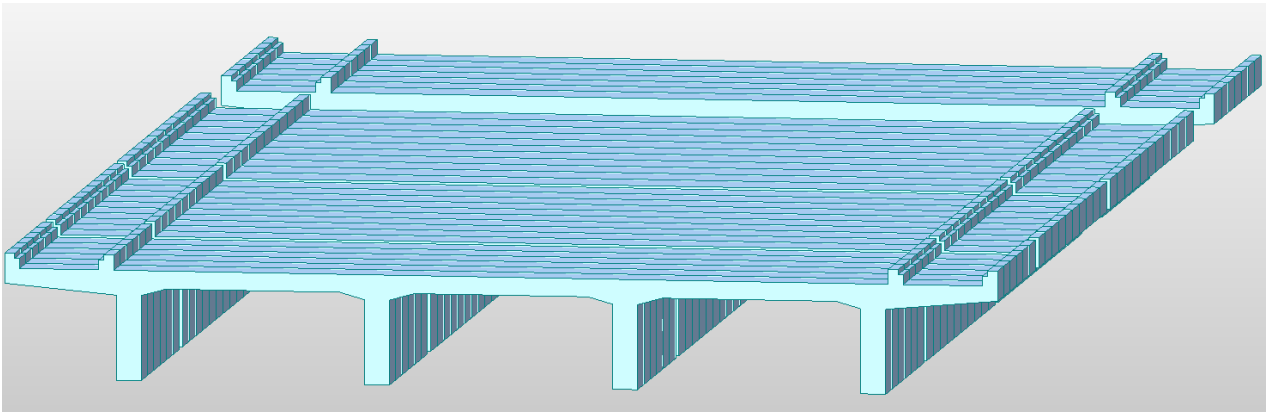
Gli appoggi dell'elemento trave (n°4 su ogni pila), sono stati modellati mediante elementi di connessione rigida “rigid link” connessi ad “elastic link” con rigidezze nelle tre direzioni principali tarate per approssimare il comportamento reale degli apparecchi di appoggio presenti.



Rendering strutturale



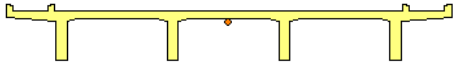
Rendering strutturale



Rendering strutturale


Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti sezioni:

➤ Sezione in campata



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	2.897500	X
SAx	1.578075	X
SAy	0.782792	X
Ixx	0.263645	X
Iyy	24.774709	X
Ixy	-0.000000	X
J	0.049936	X
(+)Cx	5.000000	X
(-)Cx	5.000000	X
(+)Cy	0.414180	X
(-)Cy	0.835820	X

➤ Sezione in campata con controsoletta inferiore



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	3.910000	X
SAx	2.724884	X
SAy	0.666654	X
Ixx	0.699859	X
Iyy	29.420608	X
Ixy	0.000000	X
J	2.115844	X
(+)Cx	5.000000	X
(-)Cx	5.000000	X
(+)Cy	0.611196	X
(-)Cy	0.638804	X

➤ Sezione con anime ringrossate



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	3.951100	X
SAx	1.599703	X
SAy	1.251136	X
box	0.453040	X
lyy	30.272864	X
box	0.000000	X
J	0.204483	X
(+)Cx	5.000000	X
(-)Cx	5.000000	X
(+)Cy	0.519957	X
(-)Cy	0.730043	X

➤ Sezione con anime ringrossate e controsoletta inferiore



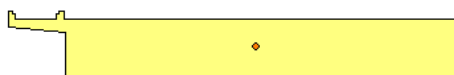
	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	4.783600	X
SAx	2.870241	X
SAy	1.190845	X
box	0.749646	X
lyy	33.979050	X
box	-0.000000	X
J	2.223979	X
(+)Cx	5.000000	X
(-)Cx	5.000000	X
(+)Cy	0.633955	X
(-)Cy	0.616045	X

➤ Sezione all'appoggio (trasverso)



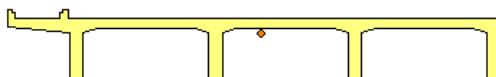
	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	9.055000	X
SAx	7.746406	X
SAy	4.459820	X
box	0.975379	X
lyy	52.993654	X
box	0.000000	X
J	3.150890	X
(+)Cx	5.000000	X
(-)Cx	5.000000	X
(+)Cy	0.672274	X
(-)Cy	0.577726	X

➤ Sezione all'appoggio (trasverso) senza sbalzo



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	8.796222	X
SAx	7.400455	X
SAy	5.562585	X
Ixx	0.920263	X
Iyy	47.777379	X
Ixy	-0.526732	X
J	3.149650	X
(+)Cx	4.029794	X
(-)Cx	4.870206	X
(+)Cy	0.685428	X
(-)Cy	0.564572	X

➤ Sezione in campata senza sbalzo



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	2.638722	X
SAx	1.452956	X
SAy	0.722646	X
Ixx	0.251634	X
Iyy	19.212639	X
Ixy	-0.238214	X
J	0.045599	X
(+)Cx	4.332672	X
(-)Cx	4.567328	X
(+)Cy	0.432719	X
(-)Cy	0.817281	X

Si sono considerati applicati alla struttura i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi strutturali in c.a. $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Carico permanente portato – pavimentazione stradale $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$
- Carico permanente portato – cordoli, barriere, parapetti variabili
- Carichi da traffico vedi cap. 8

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2008.

I carichi sono denominati:

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

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

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

➤ Combinazione fondamentale agli SLU

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

➤ Stati Limite di Esercizio

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

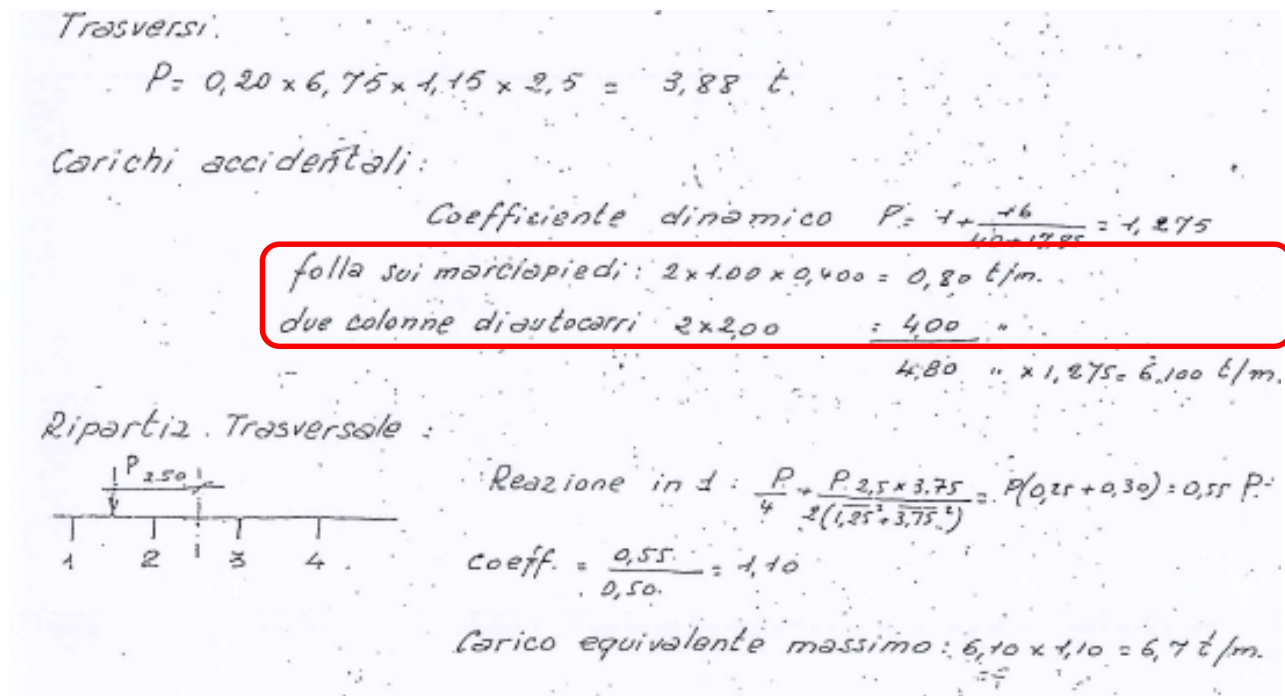
Frequente	\Rightarrow	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Quasi permanente	\Rightarrow	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Rara	\Rightarrow	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

8. CONFIGURAZIONI DI CARICO DA TRAFFICO

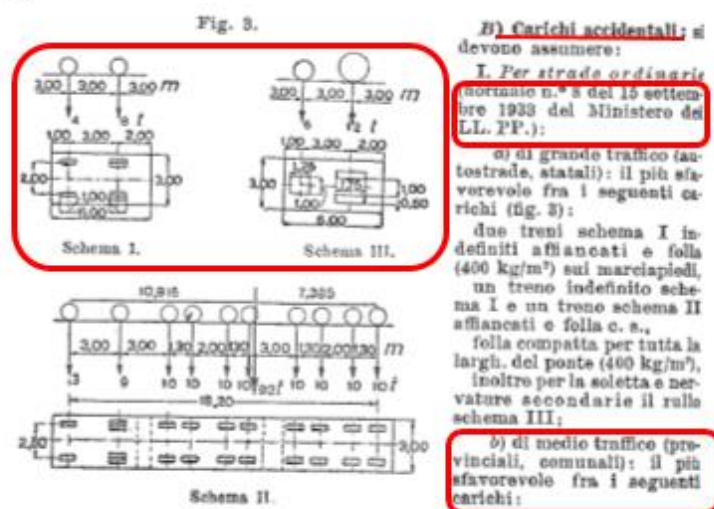
In questo capitolo si illustrano le configurazioni di carico considerate nei calcoli, i cui risultati, in termini di sollecitazioni nelle travi principali, sono esposti al capitolo 9.

8.1. CARICHI DEL PROGETTO ORIGINARIO 1962

Si riporta un estratto dalla relazione di calcolo originaria:



Si riportano inoltre i carichi relativi alla normativa del 1933 (in vigore all'epoca della progettazione dell'opera) contenuti nel *Manuale dell'Ingegnere G. Colombo* edito da Hoepli nel 1951:



Considerando la classificazione di strada di medio traffico (provinciali e comunali) ed il secondo schema di carico, ne consegue:

I colonna → Carichi concentrati n.2 treni di carico pari a $n.8 \times 30$ kN (2 x 4+8 ton) e carichi distribuito 6.7 kN/m^2 (12 ton su $3 \times 6 \text{ m}^2$)

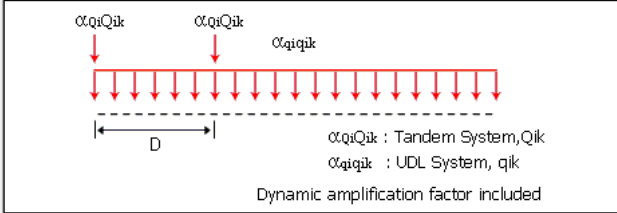
II colonna → Carichi concentrati n.2 rulli pari a $n.8 \times 45$ kN (2 x 6+12 ton) e carichi distribuito 0.4 kN/m^2 (folla ove non presenti i rulli)

Folla sui marciapiedi ed ove necessario pari a 400 daN/m^2 .

Tenendo conto delle due fonti sopra descritte, si sono applicati, nel modello, i seguenti carichi:

- N.2 corsie caricate con carico equivalente uniformemente distribuito pari a 6.67 kN/m^2 ;
- Carico da folla pari a 4.00 kN/m^2 al di fuori della corsia carrabile (come da Normativa del 1933);
- Coefficiente dinamico pari a 1.375 (come da relazione di collaudo).

Vehicular Load Properties
Vehicular Load Name : Autocarri progetto 1962



α_{Q1Q1k} α_{Q2Q2k} α_{q1q1k}

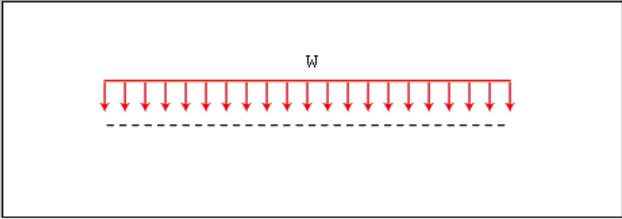
D

α_{Q1Q1k} : Tandem System, Q_{1k}
 α_{q1q1k} : UDL System, q_{1k}
 Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m ²)
Lane Number1	0	0	0	6.667
Lane Number2	0	0	0	6.667
Lane Number3	0	0	0	0
Other Lanes & Remaining Area	0	0	0	0

D : 0 m
 Phi : 1
 Psi factor for Tandem System : 1
 Psi factor for UDL System : 1

Vehicular Load Properties
Vehicular Load Name : Uniform load (Road bridge footway)
 Vehicular Load Type : Uniform load (Road bridge footway)



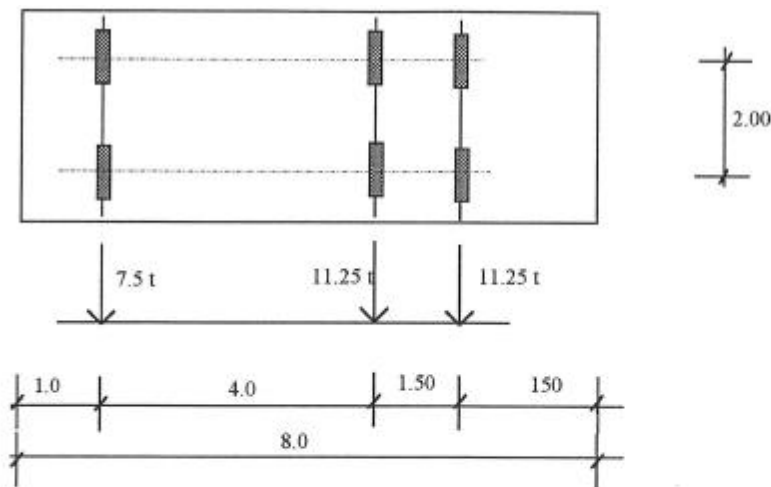
W

W 4 kN/m²
 Psi factor : 1

Dati di input del modello FEM

8.2. CARICO PRESCRITTO NEL 1995

Si riporta un estratto dalla relazione di verifica del 1995:



Per ogni corsia di carico di 3.5 m di larghezza si considera la presenza di un mezzo da 30 t e al di fuori dell'ingombro di questo si considerano carichi uniformemente distribuiti pari a 1 t/m.

La maggiorazione dinamica risulta pari a :

$$\Phi = 1.4 - (L - 10) / 150 = 1.4 - (17.7 - 10) / 150 = 1.35$$

Si sono pertanto applicati, nel modello, i seguenti carichi:

- Mezzo a n°3 assi per 300 kN complessivi su n° 2 corsie da 3.50m;
- Carico uniformemente distribuito sulla corsia pari a 10.00 kN/m su n° 2 corsie da 3.50m;
- Carico da folla pari a 2.50 kN/m² al di fuori della corsia carrabile.
- Coefficiente dinamico pari a 1.35.

Define User Defined Vehicular Load

Standard Name

EN 1991-2:2003 - RoadBridge/Footway and FootBridge

Load Type

☐ Load Model 1 / Fatigue Load Model 1

☒ Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4

☐ Load Model 3

☐ Load Model 3 (Straddling)

☐ Fatigue Load Model 3

☐ Permit Truck

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name :

Carico collaudo

Truck Load :

αP_1

αP_2

αP_3

.....

αP_{n-1}

αP_n

D_1

D_2

.....

D_{n-1}

Lane Load :

βW

c_d

Truck Load

P#

D#

Add

No	P(kN)	D(m)
1	75	4
2	112.5	1.5
3	112.5	end

Insert

Modify

Delete

Adjustment Factor a :

1

Psi factor :

1

Lane Load

w

2.86

kN/m^2

Adjustment Factor β :

1

Psi factor :

1

Define Standard Vehicular Load

Standard Name

EN 1991-2:2003 - Footway and FootBridge

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name :

Uniform load (Road bridge footway)

Vehicular Load Type :

Uniform load (Road bridge footway)

W

W

2.5

kN/m^2

Psi factor :

1

Dati di input del modello FEM

A_1_3_407_AIPo_ponte_REL_tecnica_v2.docx

pag. 29 di 64

8.3. CARICHI DA NORMATIVA NTC2018

Si illustrano i carichi prescritti dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di Ia Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

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

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

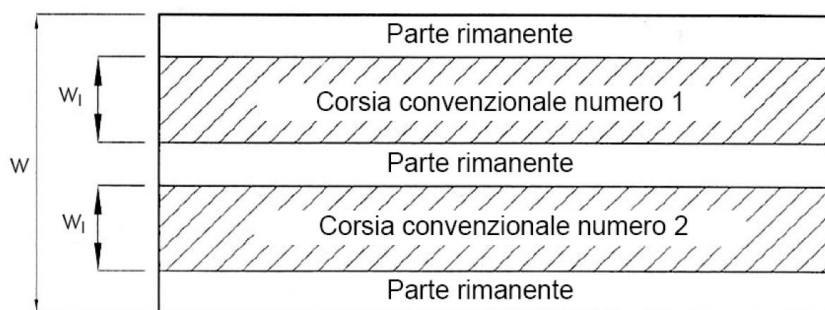


Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

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

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

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

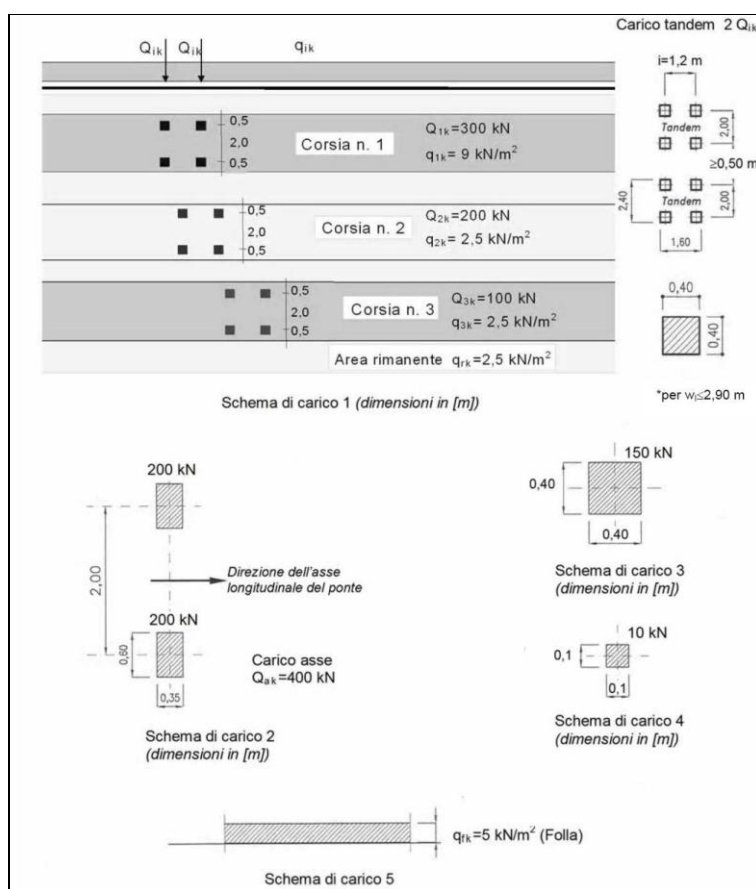
SC1 - Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

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

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

SC5 - Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Schemi di carico

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

Valori caratteristici delle azioni da traffico

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

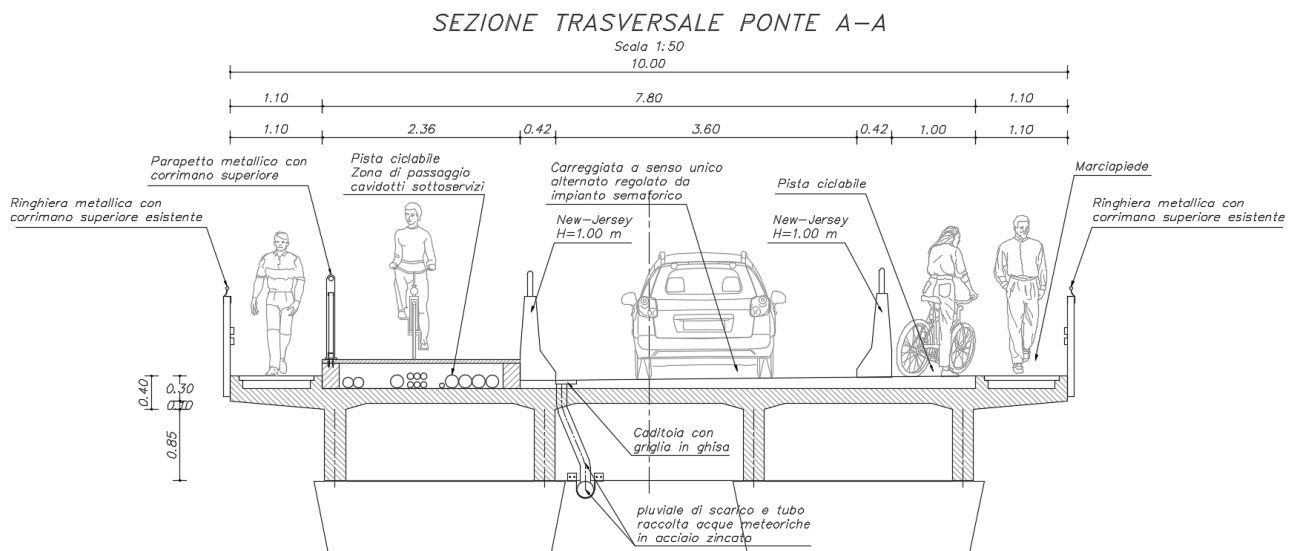
Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Neve q_6	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_1	0,6	0,6	0,5

Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

8.4. NUOVA CONDIZIONE DI CARICO PRESCRITTA

Si è predisposta una nuova viabilità per il ponte, con la realizzazione di una sola corsia carrabile (B=3.60m), sulla quale, con senso unico alternato, sia consentito il passaggio di un mezzo di peso massimo pari a 30t con una velocità di percorrenza massima limitata a 30 km/h.



Sezione trasversale con nuova viabilità prevista

In analogia con quanto previsto nella relazione di verifica strutturale del 1995, si è pertanto considerato:

- Mezzo a n°3 assi per 300 kN complessivi;
- Carico uniformemente distribuito sulla corsia pari a 10.00 kN/m;
- Carico da folla pari a 5.00 kN/m² al di fuori della corsia carrabile.

Vehicular Load Properties
Vehicular Load Name : Camion 30t

Truck Load :

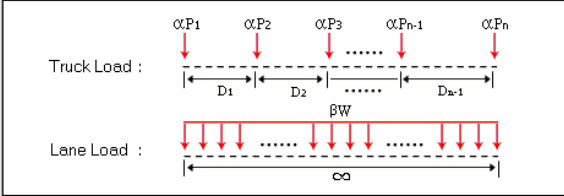
Lane Load :

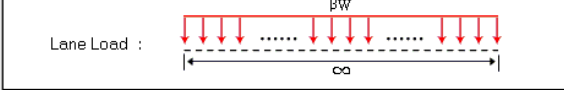
Truck Load			Lane Load	
P#	D#		w	
1	75	4	0	kN/m ²
2	112.5	1.5	Adjustment Factor beta :	1
3	112.5	end	Psi factor :	1

Adjustment Factor a : 1
Psi factor : 1

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name : Strisciata 10kN/m

Truck Load :


Lane Load :


Truck Load

P#

D#

Add

No	P(kN)	D(m)
----	-------	------

Insert

Modify

Delete

Adjustment Factor a : 1

Psi factor : 1

Lane Load

w

2.78

kN/m^2

Adjustment Factor beta :

1

Psi factor :

1

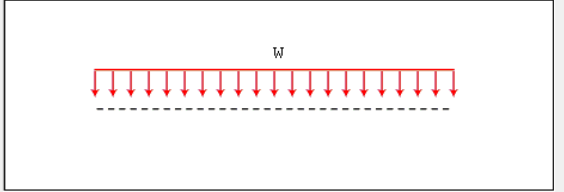
Standard Name

EN 1991-2:2003 - Footway and FootBridge

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name : Uniform load (Road bridge footway)

Vehicular Load Type : Uniform load (Road bridge footway)



W

5

kN/m^2

Psi factor :

1

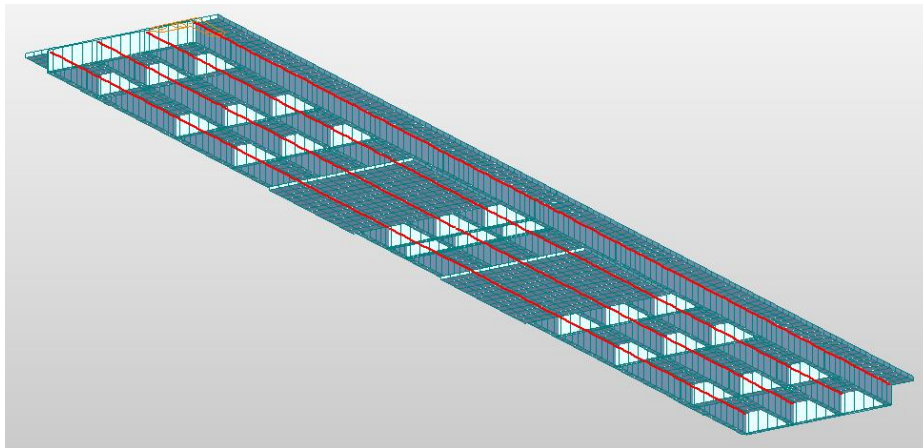
Dati di input del modello FEM

A_1_3_407_AIPo_ponte_REL_tecnica_v2.docx

pag. 34 di 64

9. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DELLE SOLLECITAZIONI

Per determinare con precisione la ripartizione trasversale delle sollecitazioni, si è elaborato un modello ad hoc, nel quale travi e traversi sono realizzati con elementi “beam” distinti e la soletta mediante elementi plate, di diverso spessore ($s=0.18\div0.25\text{m}$).

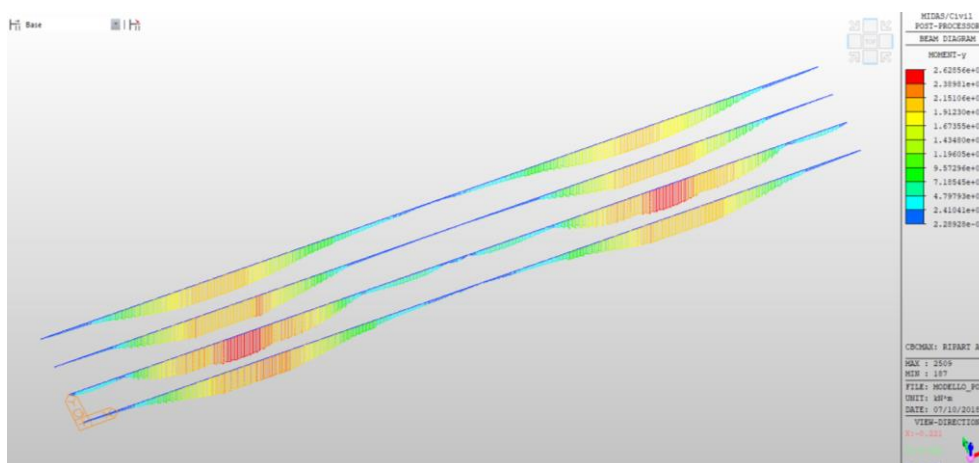


Rendering strutturale del modello a n°4 travi

Si è poi proceduto alla determinazione delle sollecitazioni maggiormente gravose, dovute ai soli carichi da traffico, sulla singola trave, considerando tutte le configurazioni di carico compatibili con le nuove prescrizioni previste, determinando poi il coefficiente di ripartizione trasversale più sfavorevole sulla singola trave, risultato:

$$k_t = 0.295$$

nella configurazione di corsia carica e carico da folla presente su ambo i lati dell'impalcato.



Ripartizione del momento flettente dovuto ai carichi da traffico

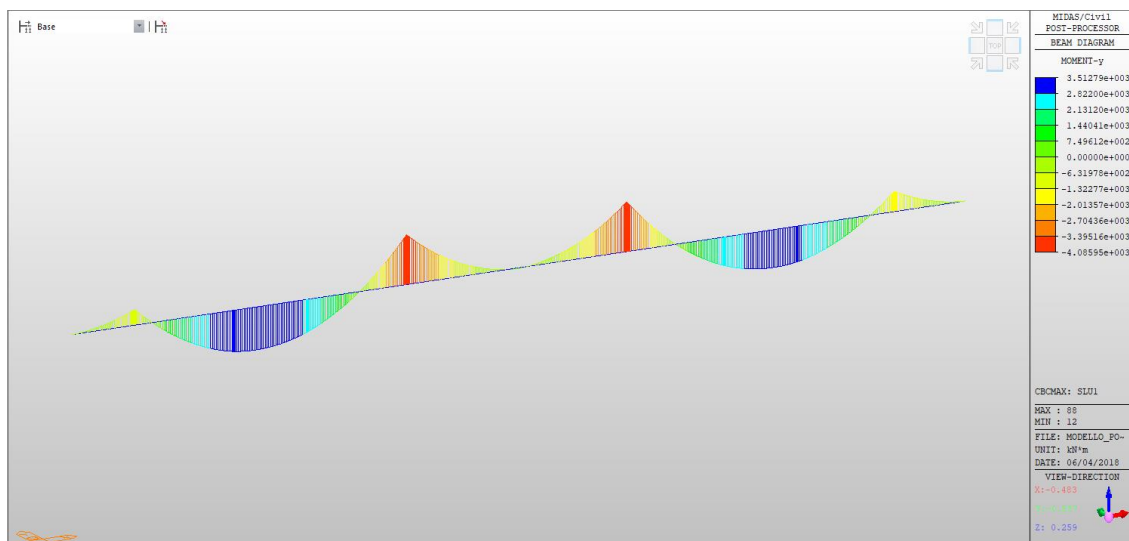
Tale coefficiente verrà utilizzato, in fase di verifica (si rimanda al cap.12), per desumere da quelle globali, le sollecitazioni sulla trave maggiormente caricata.

10. STATO DI SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI D'IMPALCATO

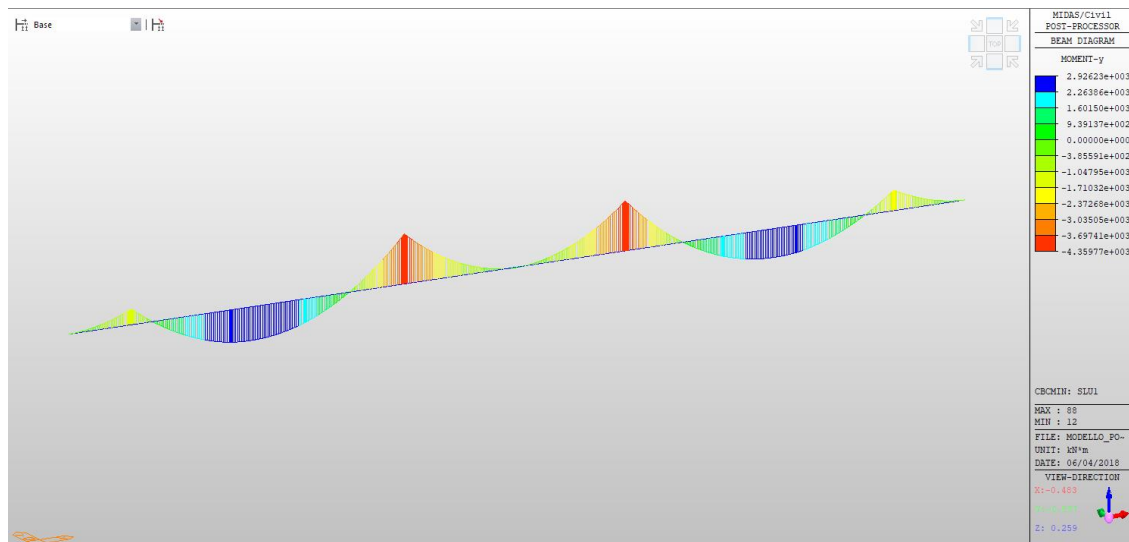
Per ognuna delle n° 4 condizioni di carico descritte al capitolo 9, si riportano in questo capitolo i diagrammi delle componenti di azione interna maggiormente significative emerse dal calcolo nelle travi d'impalcato (M, T, M_t).

Si riportano anche per le sollecitazioni del progetto originario le combinazioni agli SLU per una maggiore facilità di confronto.

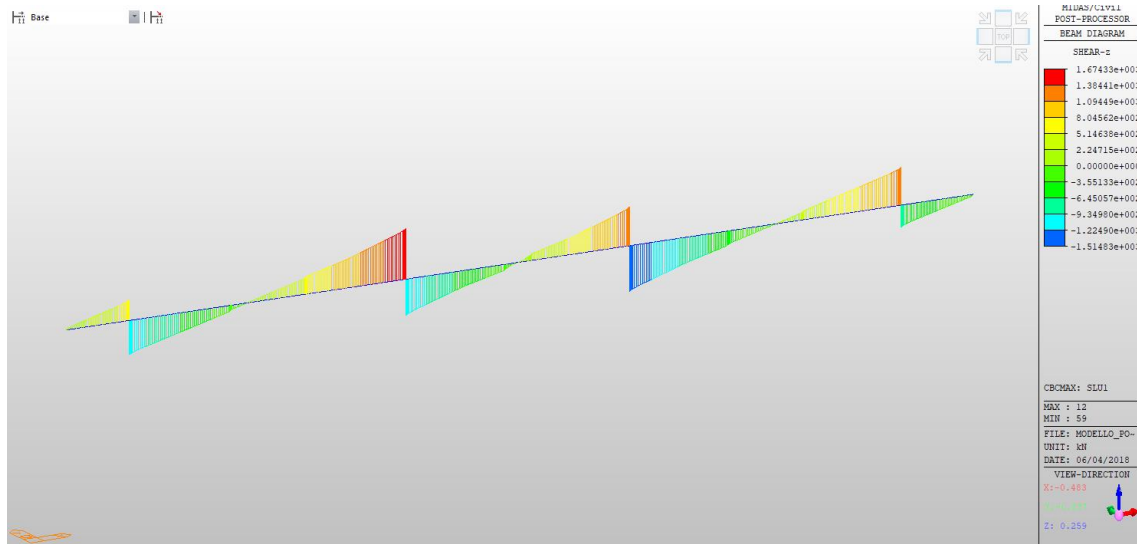
10.1. CARICHI DEL PROGETTO ORIGINARIO 1962



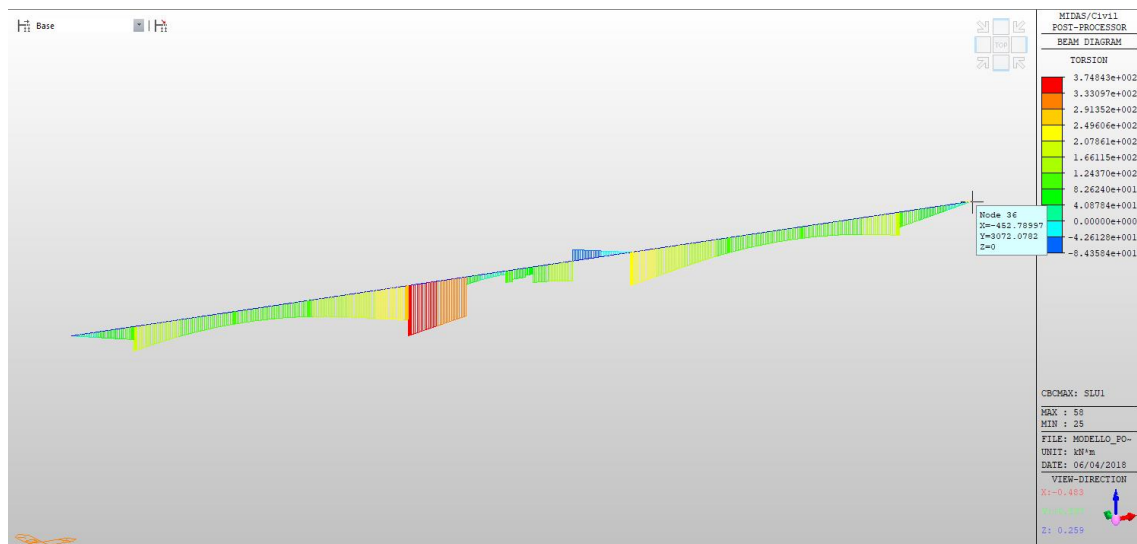
Inviluppo $M^+_{max} - \text{comb. SLU1}$



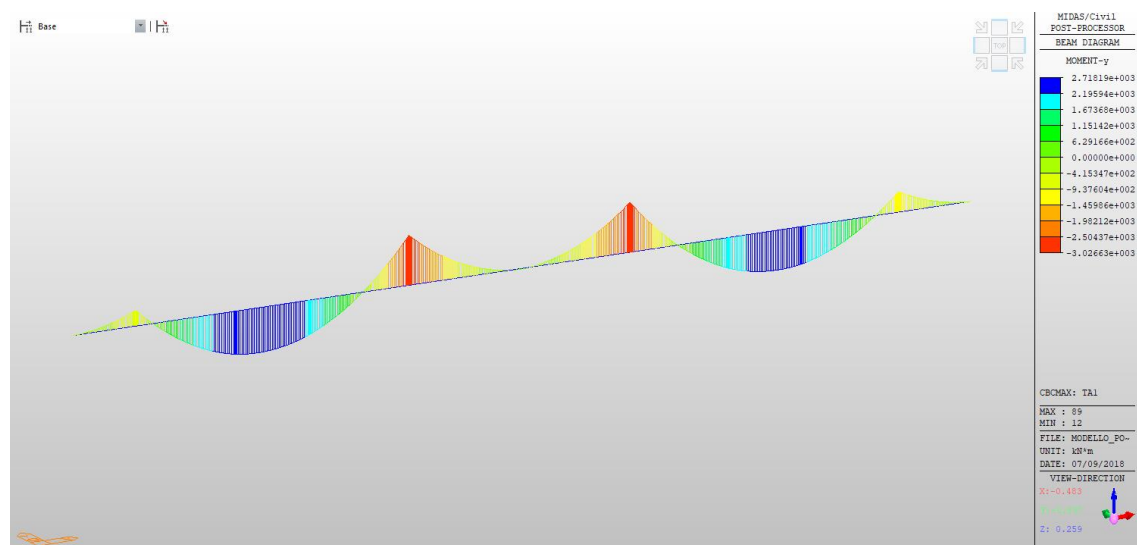
Inviluppo $M^-_{max} - \text{comb. SLU1}$



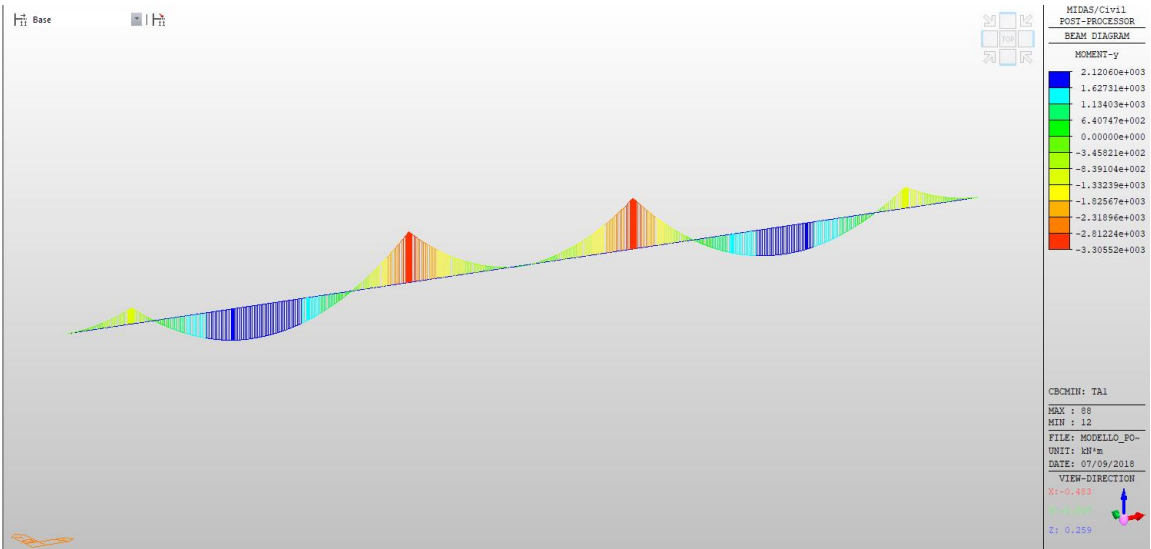
Inviluppo V_{max} – comb. SLU1



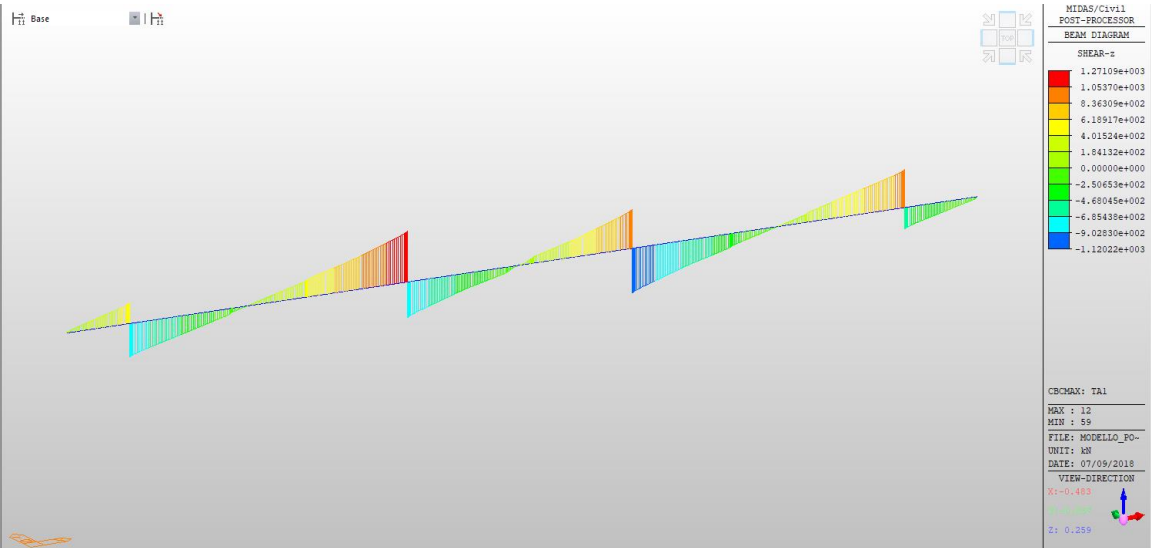
Inviluppo M_{t-max} – comb. SLU1



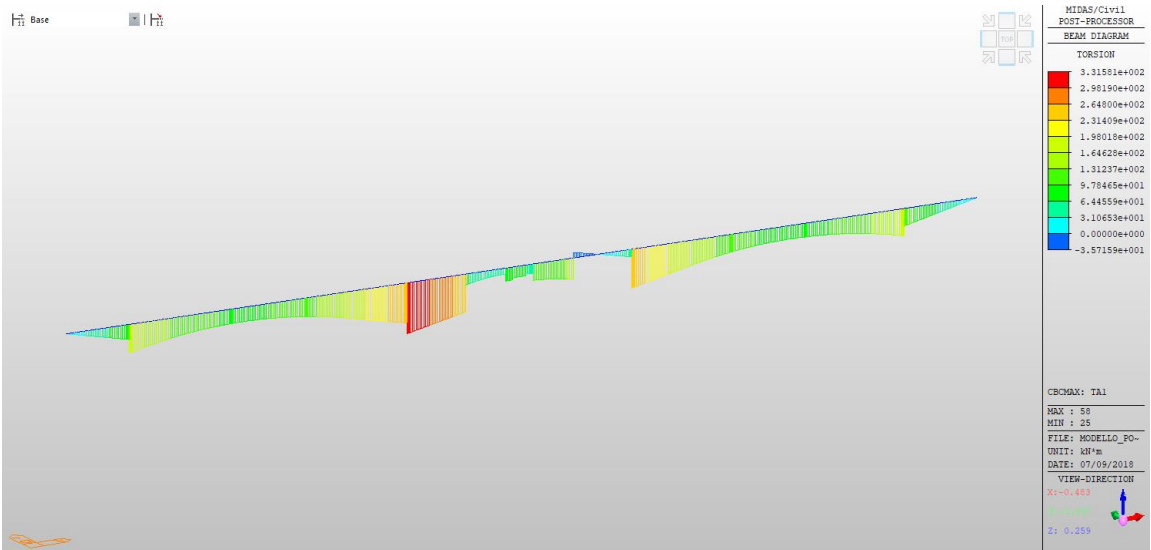
Inviluppo M^+_{max} – comb. TA1



Inviluppo $M_{max} - comb. TA1$

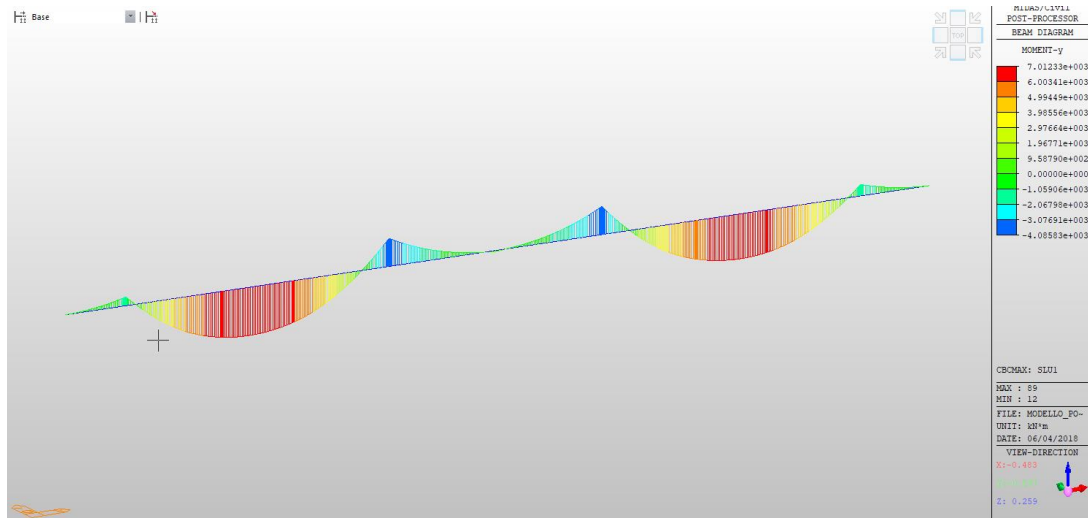


Inviluppo $V_{max} - comb. TA1$

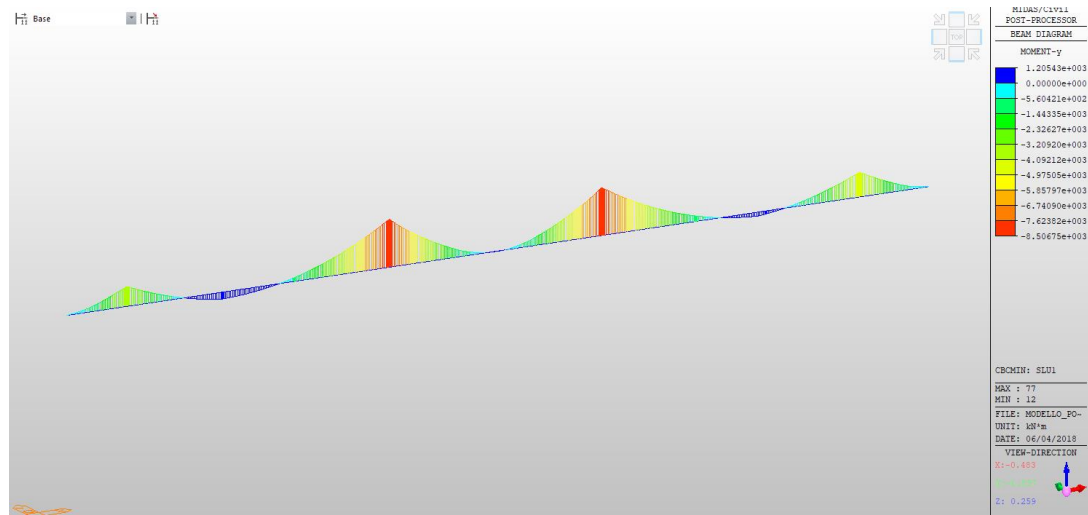


Inviluppo $M_{t-max} - comb. TA1$

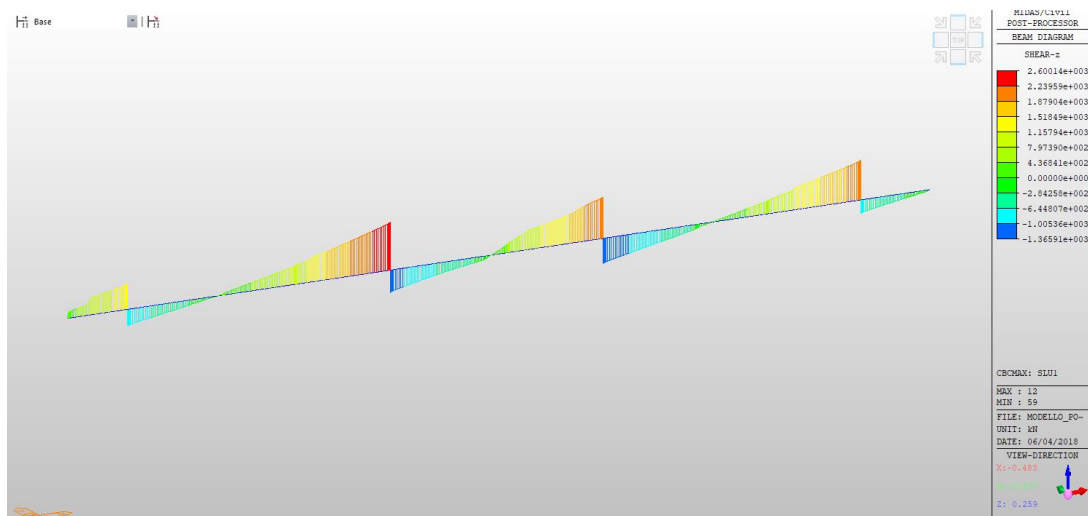
10.2. CARICO PRESCRITTO NEL 1995



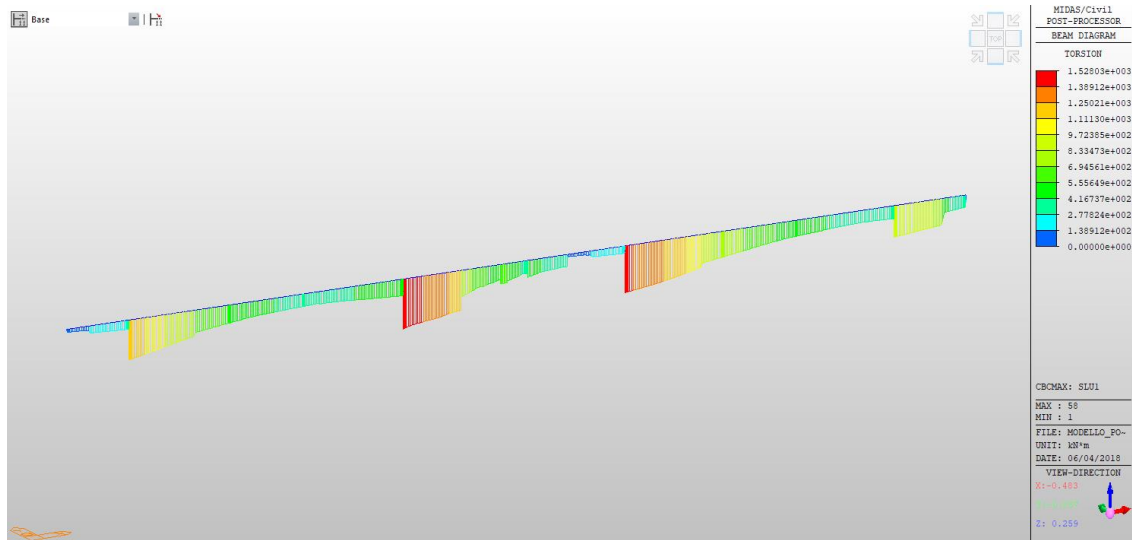
Inviluppo $M_{max}^+ - \text{comb. SLU1}$



Inviluppo $M_{max}^- - \text{comb. SLU1}$

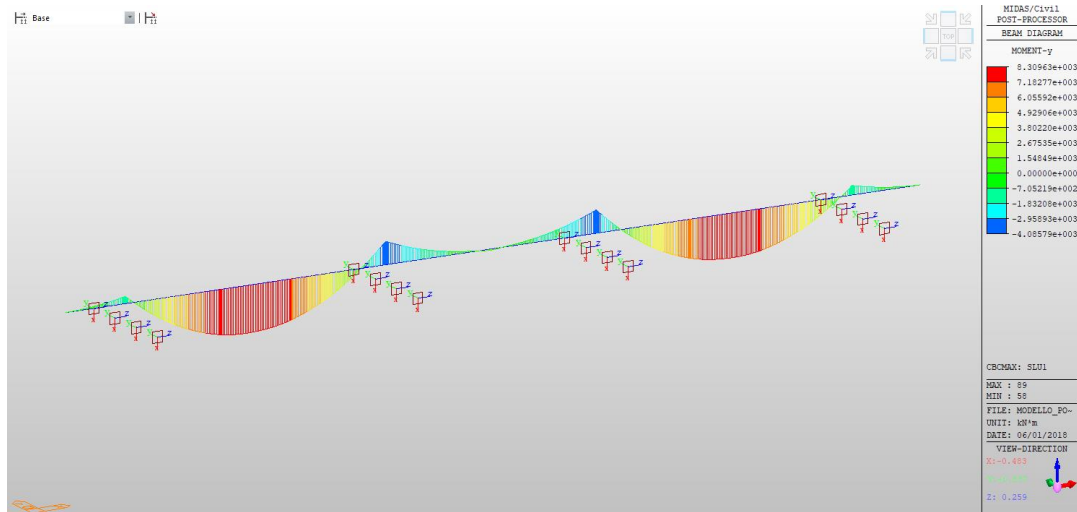


Inviluppo $V_{max} - \text{comb. SLU1}$

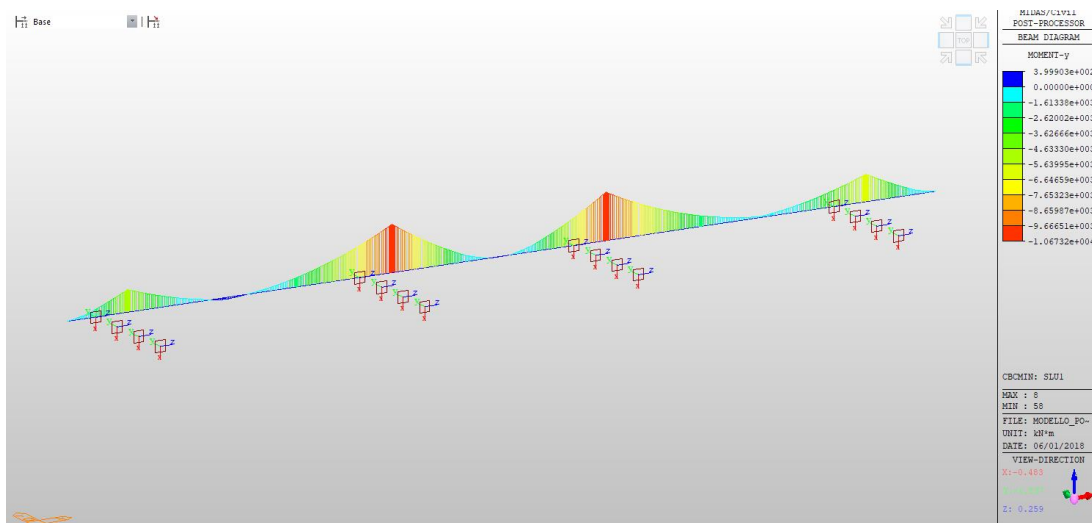


Inviluppo $M_{t-max} - comb. SLU1$

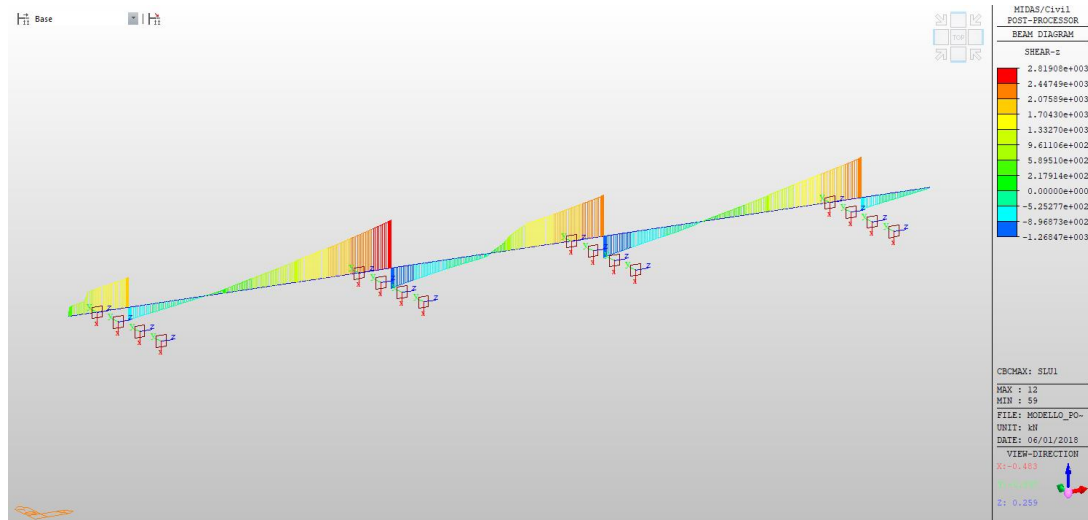
10.3. CARICHI DA NORMATIVA NTC2018



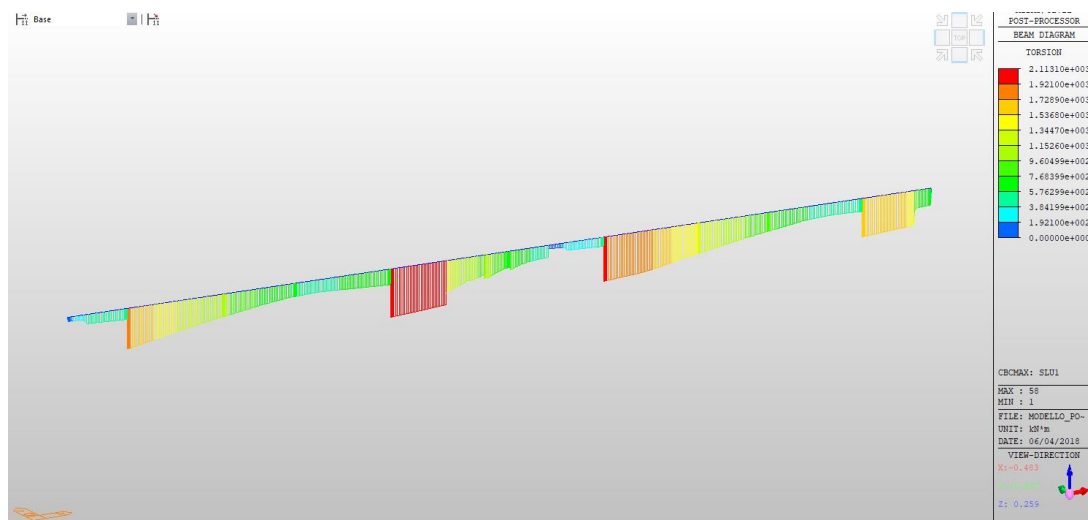
Inviluppo $M_{max}^+ - comb. SLU1$



Inviluppo $M_{max}^- - comb. SLU1$

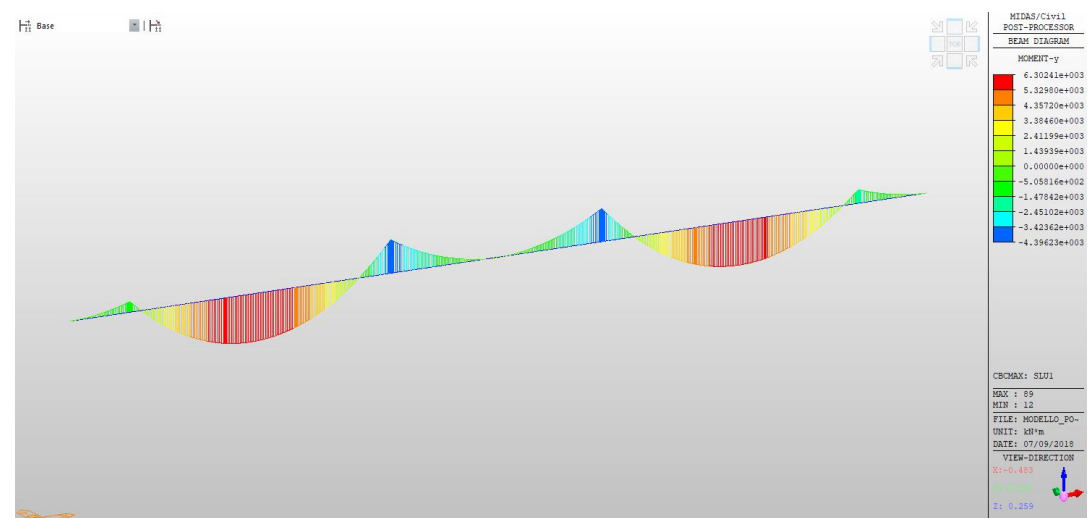


Inviluppo $V_{max} - comb. SLU1$

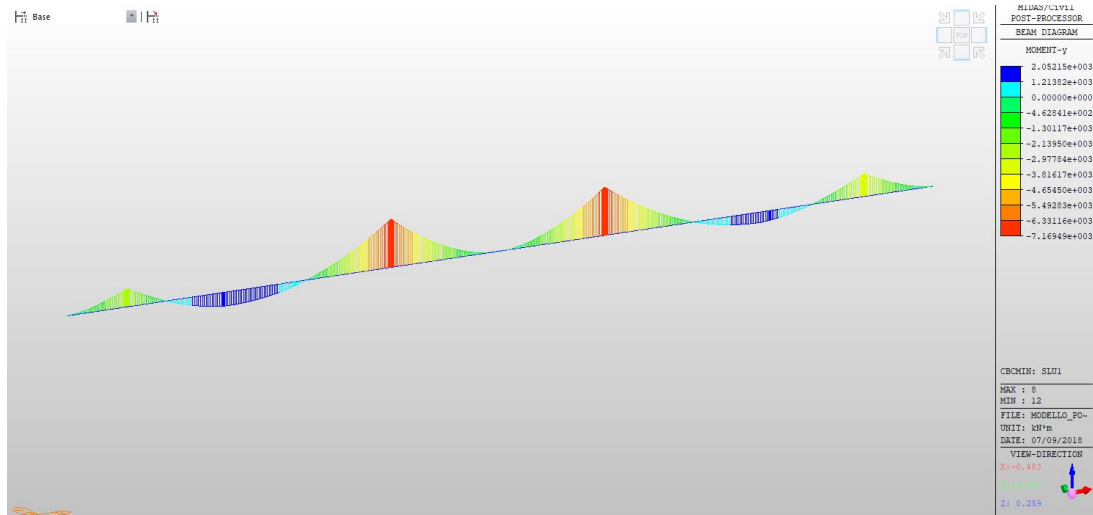


Inviluppo $M_{t-max} - comb. SLU1$

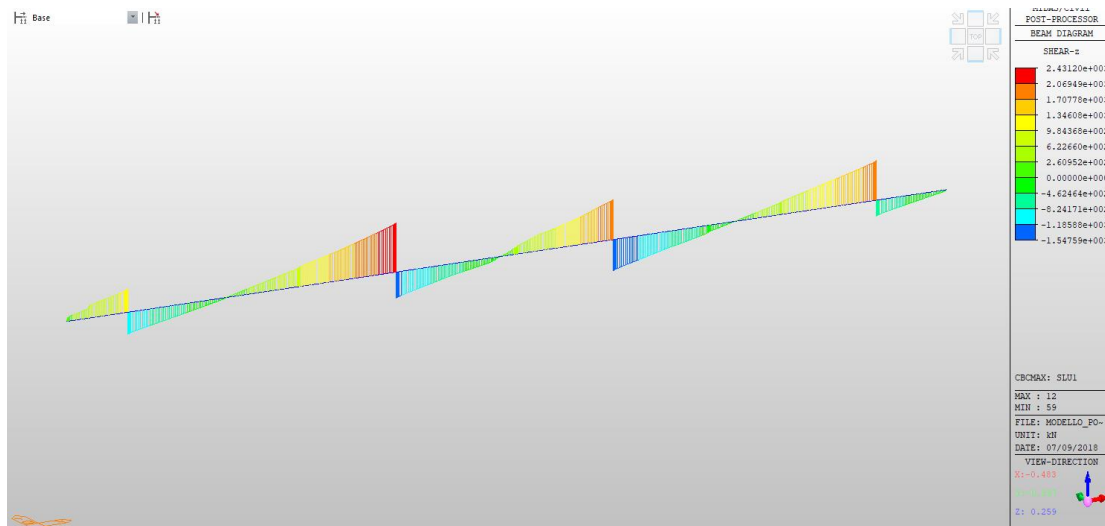
10.4. NUOVA CONDIZIONE DI CARICO PRESCRITTA



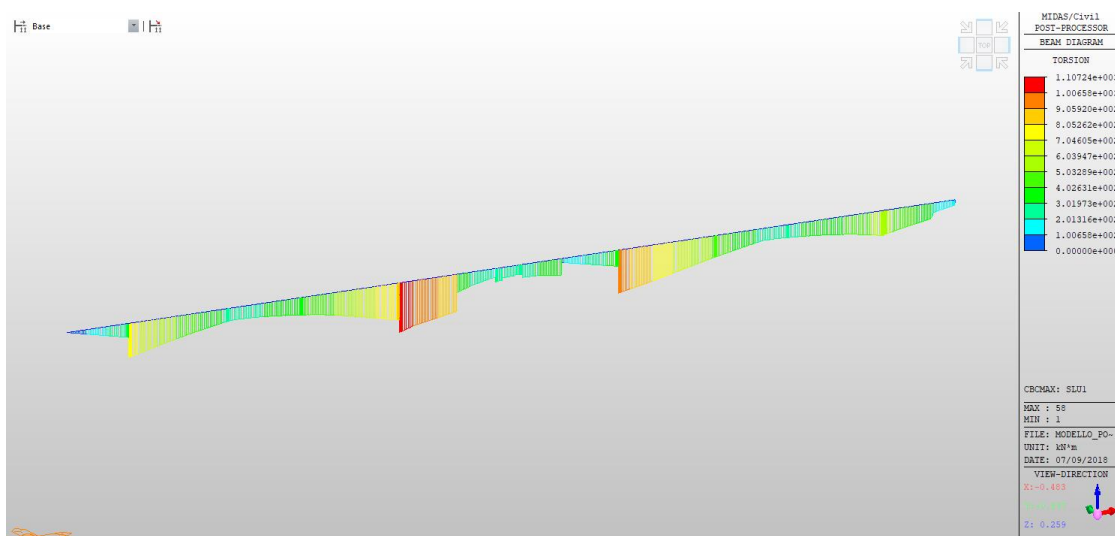
Inviluppo $M^+_{max} - comb. SLU1$



Inviluppo M_{max} - comb. SLU1



Inviluppo V_{max} - comb. SLU1



Inviluppo M_{t-max} - comb. SLU1

10.5. RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

Nella seguente tabella si riepilogano i valori massimi delle componenti di azione interna, emersi dal calcolo, per le n°4 condizioni di carico considerate.

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI AGLI SLU				
kNm, kN				
	M_{\max}^+	M_{\max}^-	V	Mt
PROGETTO 1962	3513	-4360	4674	375
VERIFICA 1995	7012	-8507	2600	1526
D.M. 2018	8310	-10673	2819	2113
PRESCRIZIONE 2018	6302	-7169	2431	1108

Per una più efficace confrontabilità dei risultati, si sono riportate le sollecitazioni agli SLU anche per le prime due condizioni di carico (progetto 1962 e verifica 1995) nonostante all'epoca si adottasse il metodo delle tensioni ammissibili, applicando i coefficienti di amplificazione dei carichi attualmente previsti.

11. STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

Si valutano i valori la freccia dell'impalcato relativamente alla nuova condizione di carico prevista.

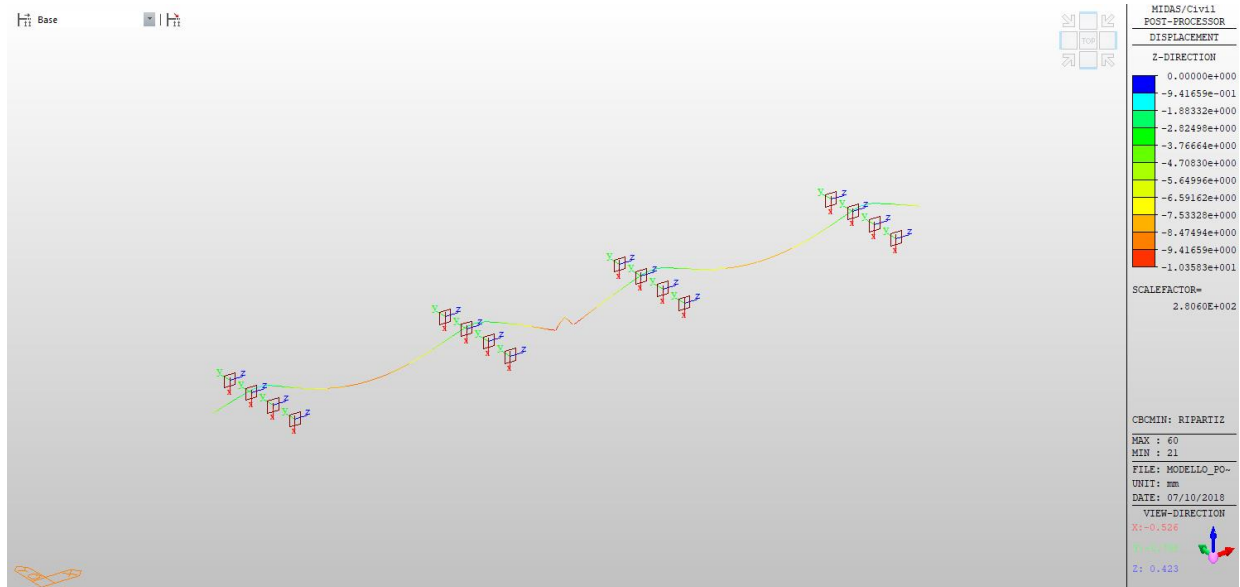


Diagramma degli spostamenti verticali – carichi da traffico

La freccia massima, in corrispondenza della campata di luce maggiore (L=17.40m), risulta:

$$\delta_{z2} = 10\text{mm} = L/1740 \quad (\text{soli carichi da traffico})$$

spostamento compatibile con la tipologia di struttura in esame.

12. VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE

Si effettuano le verifiche strutturali nelle sezioni maggiormente significative, ossia quella in campata caratterizzata da M^+_{\max} e quella in corrispondenza delle pile P2 (e P3) caratterizzata da M^-_{\max} .

Tali verifiche sono condotte considerando un modulo d'impalcato di larghezza $B=2.50\text{m}$, coincidente con l'interasse delle n°4 travi principali (1/4 d'impalcato).

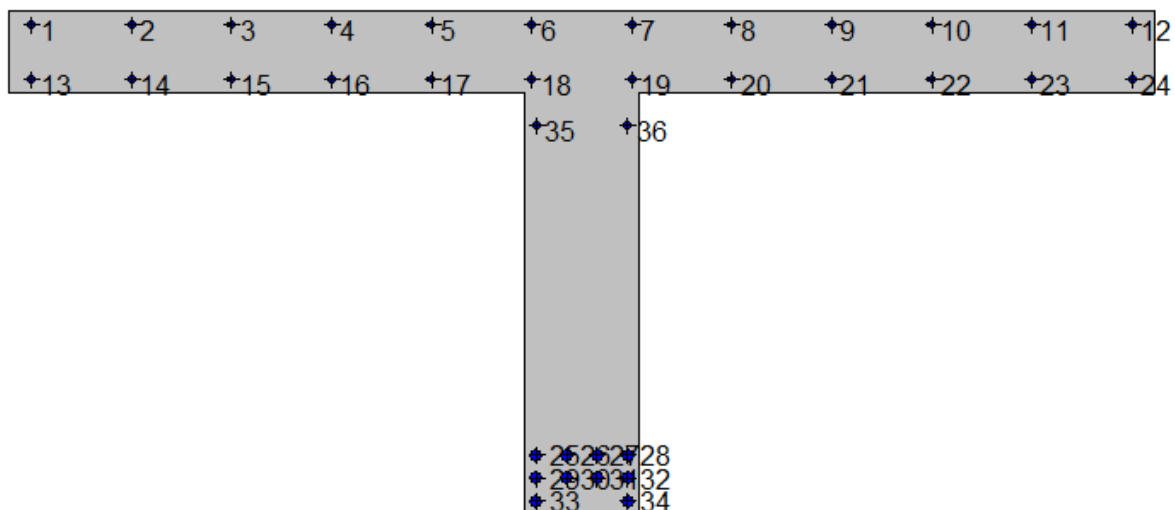
Le sollecitazioni considerate in verifica sono ottenute da quelle globali, emerse dal calcolo condotto con il modello a "beam", fattorizzate con il coefficiente di ripartizione trasversale $k=0.295$, per la cui giustificazione si rimanda al par. 9.5.

12.1. SEZIONE IN CAMPATA

Si effettua la verifica a flessione della sezione in campata, per la quale si considera la seguente armatura:

- A_{soletta} : n° 2 strati $\phi 16/20\text{cm}$
- A_{parete} : n° 2 $\phi 16$
- A_{inf} : n° 2+4+4 $\phi 26$ (ridotta del 10% rispetto ai n° 2+4+4 $\phi 28$)
- A_{taglio} : staffe $\phi 9/2 \text{ br}/20\text{cm}$ (ridotta del 10% rispetto alle staffe $\phi 10/2 \text{ br}/20\text{cm}$)

Si ottiene pertanto:



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	112,5	0,0
2	112,5	92,0
3	0,0	92,0
4	0,0	110,0

5	250,0	110,0
6	250,0	92,0
7	137,5	92,0
8	137,5	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	107,0	2,0	no
2	26,8	107,0	2,0	no
3	48,6	107,0	2,0	no
4	70,5	107,0	2,0	no
5	92,3	107,0	2,0	no
6	114,1	107,0	2,0	no
7	135,9	107,0	2,0	no
8	157,7	107,0	2,0	no
9	179,5	107,0	2,0	no
10	201,4	107,0	2,0	no
11	223,2	107,0	2,0	no
12	245,0	107,0	2,0	no
13	5,0	95,0	2,0	no
14	26,8	95,0	2,0	no
15	48,6	95,0	2,0	no
16	70,5	95,0	2,0	no
17	92,3	95,0	2,0	no
18	114,1	95,0	2,0	no
19	135,9	95,0	2,0	no
20	157,7	95,0	2,0	no
21	179,5	95,0	2,0	no
22	201,4	95,0	2,0	no
23	223,2	95,0	2,0	no
24	245,0	95,0	2,0	no
25	115,0	13,0	5,3	no
26	121,7	13,0	5,3	no
27	128,3	13,0	5,3	no
28	135,0	13,0	5,3	no
29	115,0	8,0	5,3	no
30	121,7	8,0	5,3	no
31	128,3	8,0	5,3	no
32	135,0	8,0	5,3	no
33	115,0	3,0	5,3	no
34	135,0	3,0	5,3	no
35	115,0	85,0	2,0	no
36	135,0	85,0	2,0	no

Normativa di riferimento:**Materiali:****Calcestruzzo classe: C25/30**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²fctm (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 140388 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 314470 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 38kfyk (tensione caratteristica di snervamento) = 3750 daN/cm²fkt (tensione caratteristica di rottura) = 4500 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.140

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
4	0,0	1859,1	0,0	P	0,0	1825,3	0,0	1,020	N.V.
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1825,3	0,0	1,020	

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

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

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 300000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

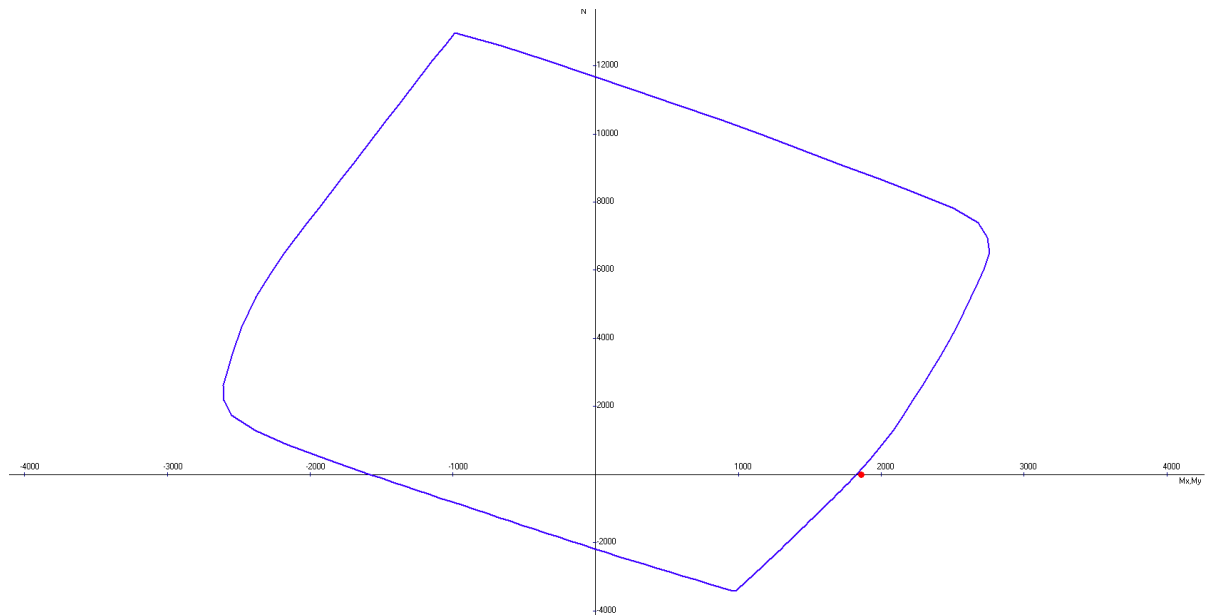
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
8 OK	1377,1	0,0	0,0	-4855,7	0,33	294996,9	0,98

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

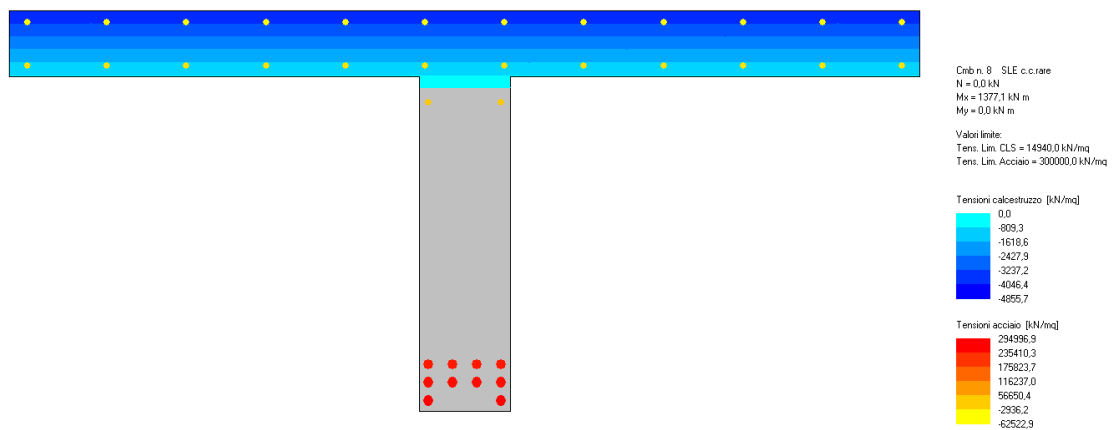
Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

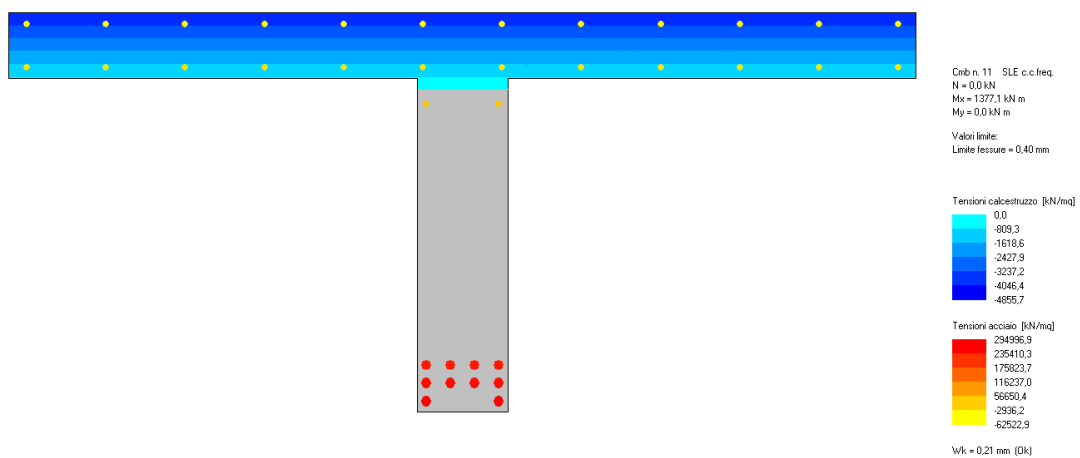
Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
11 OK	1377,1	0,0	0,0	0.21	0,52



Domaino di interazione M-N – comb. SLU1



Verifica dello stato tensionale – COMB. SLE rare

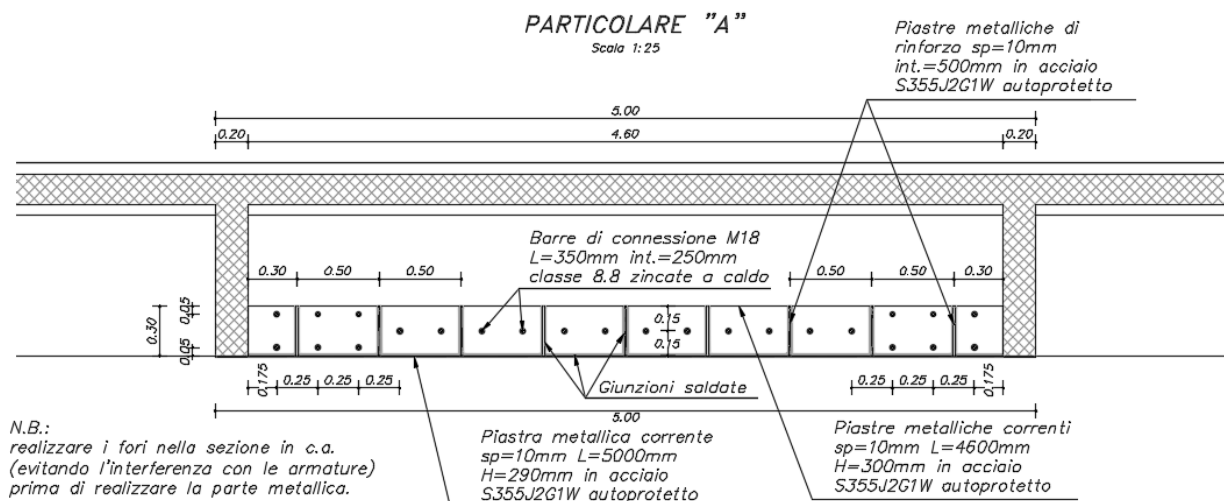


Verifica dello stato tensionale e fessurazione – COMB. SLE frequenti

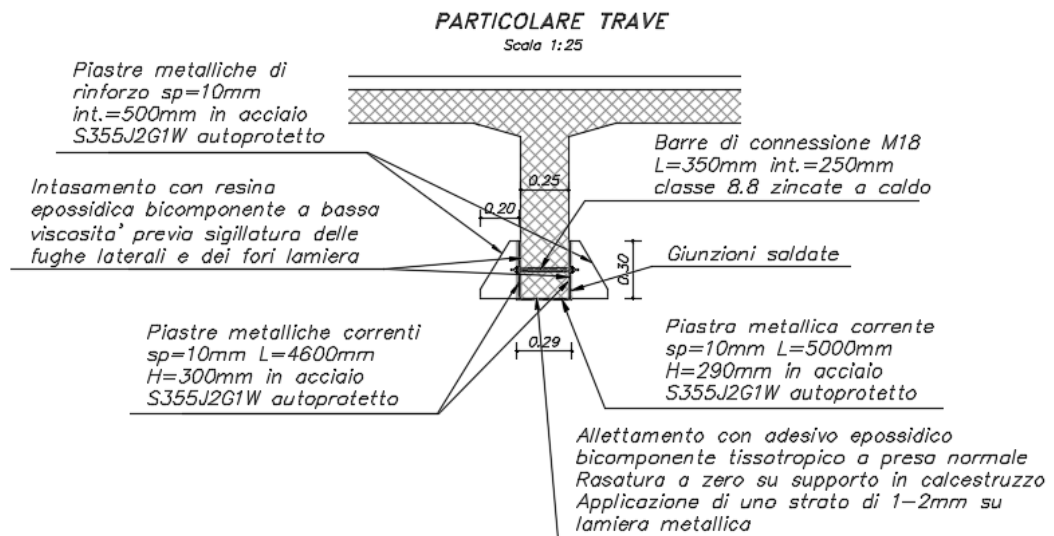
La verifica agli SLU non è pertanto soddisfatta.

Si prevede pertanto, in corrispondenza delle sezioni sollecitate a M_{\max}^+ e per uno sviluppo pari a 5m, l'applicazione di camicie di rinforzo all'intradosso delle travi, realizzate mediante n°3 piatti s=10mm saldati a "U" e fissati al calcestruzzo mediante tasselli M18 classe 8.8.

Per i dettagli di tale soluzione si faccia riferimento allo specifico elaborato grafico.



Intervento di rinforzo delle travi – prospetto



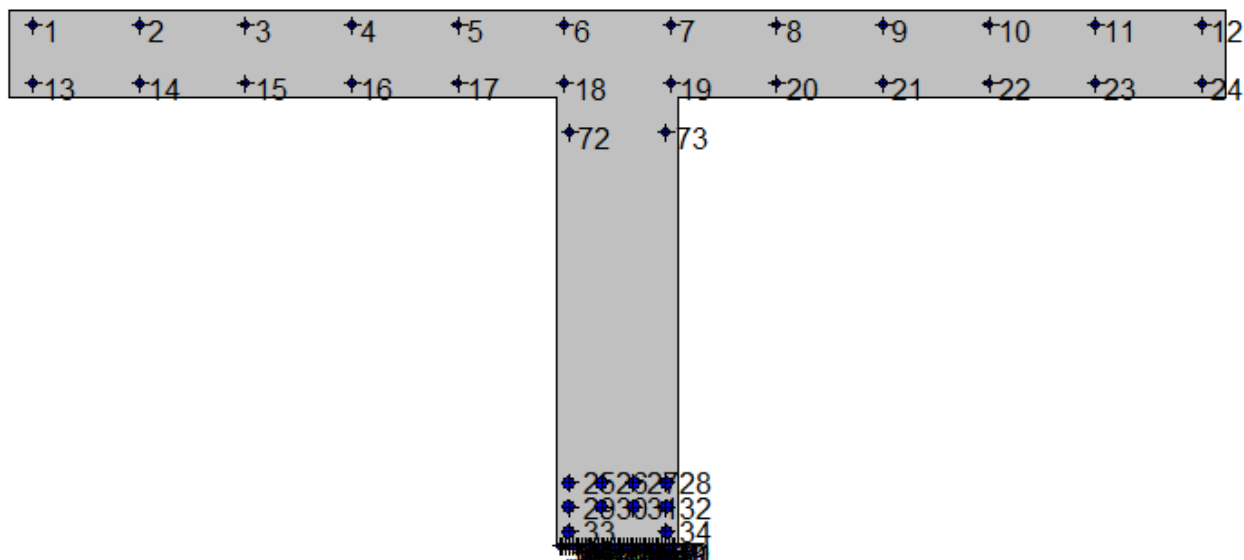
Intervento di rinforzo delle travi – sezione

Si effettua nuovamente la verifica a flessione della sezione rinforzata, considerando, a favore di sicurezza, il contributo del solo piatto posto sulla faccia di intradosso della trave s

Si ottiene pertanto:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	112,5	0,0
2	112,5	92,0
3	0,0	92,0
4	0,0	110,0
5	250,0	110,0
6	250,0	92,0
7	137,5	92,0
8	137,5	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	107,0	2,0	no
2	26,8	107,0	2,0	no
3	48,6	107,0	2,0	no
4	70,5	107,0	2,0	no
5	92,3	107,0	2,0	no
6	114,1	107,0	2,0	no
7	135,9	107,0	2,0	no
8	157,7	107,0	2,0	no
9	179,5	107,0	2,0	no
10	201,4	107,0	2,0	no
11	223,2	107,0	2,0	no
12	245,0	107,0	2,0	no
13	5,0	95,0	2,0	no
14	26,8	95,0	2,0	no
15	48,6	95,0	2,0	no
16	70,5	95,0	2,0	no
17	92,3	95,0	2,0	no
18	114,1	95,0	2,0	no
19	135,9	95,0	2,0	no

20	157,7	95,0	2,0	no
21	179,5	95,0	2,0	no
22	201,4	95,0	2,0	no
23	223,2	95,0	2,0	no
24	245,0	95,0	2,0	no
25	115,0	13,0	5,3	no
26	121,7	13,0	5,3	no
27	128,3	13,0	5,3	no
28	135,0	13,0	5,3	no
29	115,0	8,0	5,3	no
30	121,7	8,0	5,3	no
31	128,3	8,0	5,3	no
32	135,0	8,0	5,3	no
33	115,0	3,0	5,3	no
34	135,0	3,0	5,3	no
35	113,2	0,0	0,8	no
36	113,8	0,0	0,8	no
37	114,5	0,0	0,8	no
38	115,1	0,0	0,8	no
39	115,8	0,0	0,8	no
40	116,4	0,0	0,8	no
41	117,1	0,0	0,8	no
42	117,8	0,0	0,8	no
43	118,4	0,0	0,8	no
44	119,1	0,0	0,8	no
45	119,7	0,0	0,8	no
46	120,4	0,0	0,8	no
47	121,1	0,0	0,8	no
48	121,7	0,0	0,8	no
49	122,4	0,0	0,8	no
50	123,0	0,0	0,8	no
51	123,7	0,0	0,8	no
52	124,3	0,0	0,8	no
53	125,0	0,0	0,8	no
54	125,7	0,0	0,8	no
55	126,3	0,0	0,8	no
56	127,0	0,0	0,8	no
57	127,6	0,0	0,8	no
58	128,3	0,0	0,8	no
59	128,9	0,0	0,8	no
60	129,6	0,0	0,8	no
61	130,3	0,0	0,8	no
62	130,9	0,0	0,8	no
63	131,6	0,0	0,8	no
64	132,2	0,0	0,8	no
65	132,9	0,0	0,8	no
66	133,6	0,0	0,8	no
67	134,2	0,0	0,8	no
68	134,9	0,0	0,8	no
69	135,5	0,0	0,8	no
70	136,2	0,0	0,8	no
71	136,8	0,0	0,8	no
72	115,0	85,0	2,0	no
73	135,0	85,0	2,0	no

Normativa di riferimento:**Materiali:****Calcestruzzo classe: C25/30**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 140388 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 314470 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 38k

f_y (tensione caratteristica di snervamento) = 3750 daN/cm²
 f_{tk} (tensione caratteristica di rottura) = 4500 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.140
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

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

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
4	0,0	1859,1	0,0	P	0,0	2803,1	0,0	0,660	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	2803,1	0,0	0,660	

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

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

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 300000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

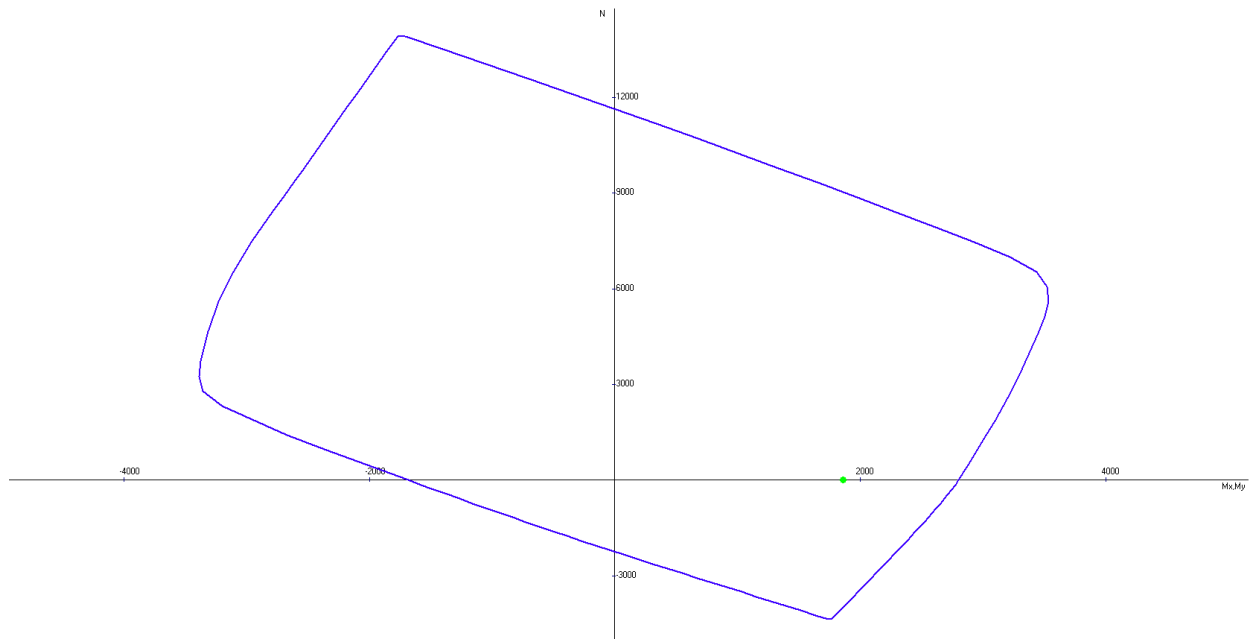
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
8 OK	1377,1	0,0	0,0	-4031,0	0,27	185939,9	0,62

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

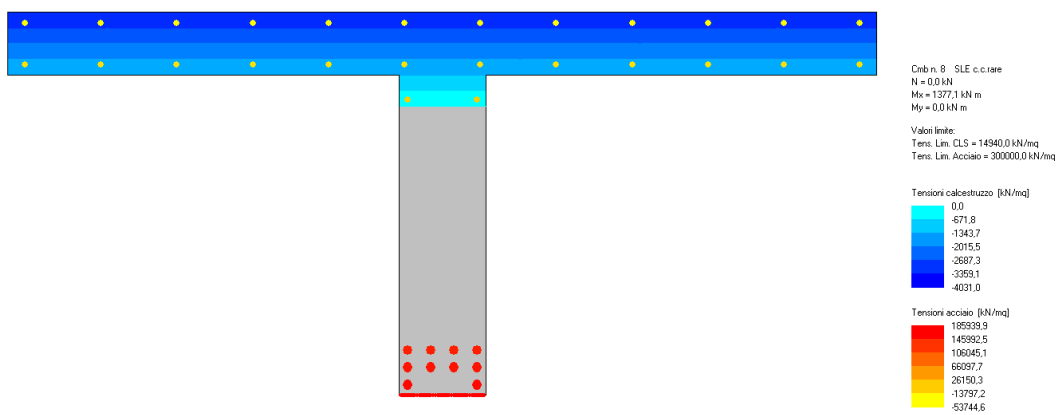
Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

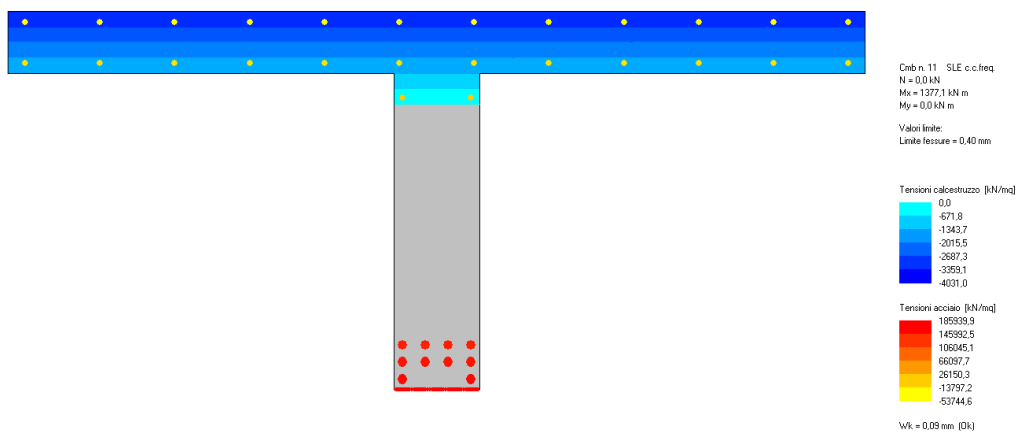
Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
11 OK	1377,1	0,0	0,0	0.09	0,21



Domaino di interazione M-N – comb. SLU1



Verifica dello stato tensionale – COMB. SLE rare



Verifica dello stato tensionale e fessurazione – COMB. SLE frequenti

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Si effettua quindi la verifica a taglio dei fissaggi M18 classe 8.8 previsti per la solidarizzazione delle piastre di rinforzo alle travi in c.a.

A favore di sicurezza non si considera il contributo fornito dall'adesivo epossidico nel contrasto allo scorrimento.

Si determina lo sforzo di taglio agente sul sistema di bulloni, coincidente con lo sforzo normale all'intradosso della trave, determinato come integrale degli sforzi normali nella piastra di rinforzo.

Si ottiene pertanto:

$$\sigma_{\text{inf}} = 185940 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{comb. SLE RARE})$$

$$N_{\text{inf}} = \sigma_{\text{inf}} \times B_{\text{rinf}} = 185940 \times 0.29 \times 0.01 \times 1.35 = 539.23 \text{ kN}$$

Ipotizzando, a favore di sicurezza, che tale sforzo normale, fattorizzato agli SLU, si distribuisca solo sui n°6 bulloni più esterni (in ciascuna delle due estremità), si ottiene:

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{\text{inf}} \times 1.35}{n^{\circ}_{\text{bulloni}} \times 2} = \frac{539.23 \times 1.35}{6 \times 2} = 60.66 \text{ kN}$$

Si prevedono bulloni M18 classe 8.8, per cui si ottiene, per ogni bullone:

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \times f_{tb} \times A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times 800 \times 192}{1.25} = 73.73 \text{ kN}$$

Si ottiene pertanto:

$$F_{V,Rd} = \frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} = 0.82 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.2. SEZIONE DI APPOGGIO

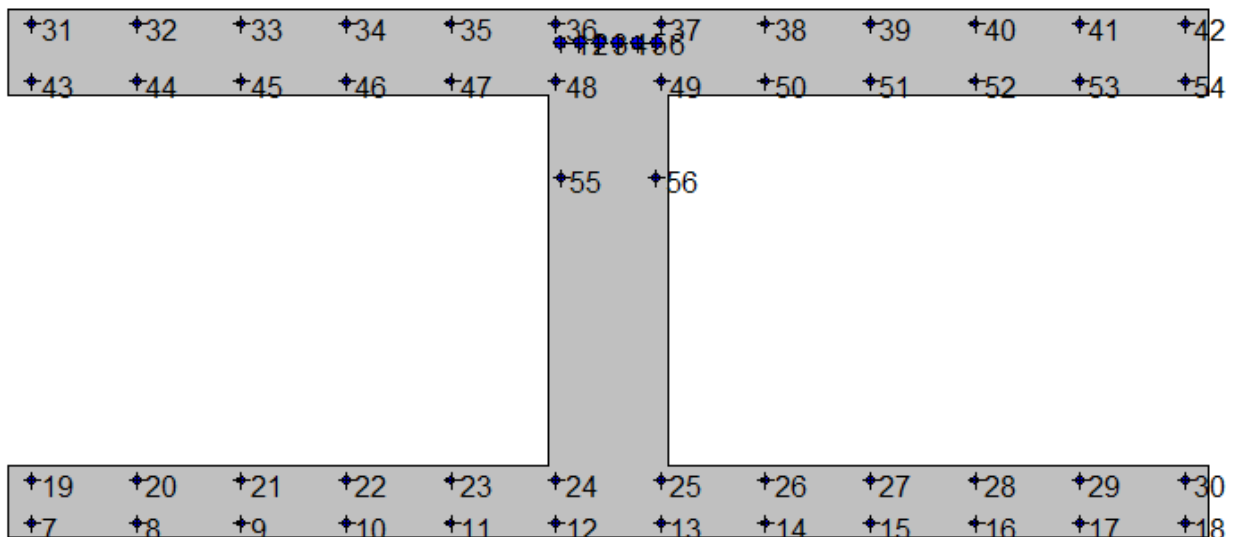
Si effettua la verifica a flessione della sezione all'appoggio, per la quale si considera la seguente armatura:

- A_{soletta} : n° 2 strati $\phi 16/20\text{cm}$ (in soletta e controsoletta)
- A_{sup} : n° 6 $\phi 26$ (ridotta del 10% rispetto ai n° 2+4+4 $\phi 28$)
- A_{parete} : n° 2 $\phi 16$
- A_{taglio} : staffe $\phi 9/2$ br/20cm (ridotta del 10% rispetto alle staffe $\phi 10/2$ br/20cm)

Si ottiene pertanto:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	15,0
3	112,5	15,0
4	112,5	92,0
5	0,0	92,0
6	0,0	110,0
7	250,0	110,0
8	250,0	92,0
9	137,5	92,0
10	137,5	15,0
11	250,0	15,0
12	250,0	0,0



6	135,0	103,0	5,3	no
7	5,0	3,0	2,0	no
8	26,8	3,0	2,0	no
9	48,6	3,0	2,0	no
10	70,5	3,0	2,0	no
11	92,3	3,0	2,0	no
12	114,1	3,0	2,0	no
13	135,9	3,0	2,0	no
14	157,7	3,0	2,0	no
15	179,5	3,0	2,0	no
16	201,4	3,0	2,0	no
17	223,2	3,0	2,0	no
18	245,0	3,0	2,0	no
19	5,0	12,0	2,0	no
20	26,8	12,0	2,0	no
21	48,6	12,0	2,0	no
22	70,5	12,0	2,0	no
23	92,3	12,0	2,0	no
24	114,1	12,0	2,0	no
25	135,9	12,0	2,0	no
26	157,7	12,0	2,0	no
27	179,5	12,0	2,0	no
28	201,4	12,0	2,0	no
29	223,2	12,0	2,0	no
30	245,0	12,0	2,0	no
31	5,0	107,0	2,0	no
32	26,8	107,0	2,0	no
33	48,6	107,0	2,0	no
34	70,5	107,0	2,0	no
35	92,3	107,0	2,0	no
36	114,1	107,0	2,0	no
37	135,9	107,0	2,0	no
38	157,7	107,0	2,0	no
39	179,5	107,0	2,0	no
40	201,4	107,0	2,0	no
41	223,2	107,0	2,0	no
42	245,0	107,0	2,0	no
43	5,0	95,0	2,0	no
44	26,8	95,0	2,0	no
45	48,6	95,0	2,0	no
46	70,5	95,0	2,0	no
47	92,3	95,0	2,0	no
48	114,1	95,0	2,0	no
49	135,9	95,0	2,0	no
50	157,7	95,0	2,0	no
51	179,5	95,0	2,0	no
52	201,4	95,0	2,0	no
53	223,2	95,0	2,0	no
54	245,0	95,0	2,0	no
55	115,0	75,0	2,0	no
56	135,0	75,0	2,0	no

Normativa di riferimento:**Materiali:****Calcestruzzo classe: C25/30**R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 300 daN/cm²f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 249 daN/cm²f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 26 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 140388 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 314470 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: FeB 38k

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 3750 daN/cm²

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 4500 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.140

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu}, M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M_{xu}, M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	M _x kN m	M _y kN m	Tipo	N _u kN	M _{xu} kN m	M _{yu} kN m	Sd/Su	Verif.
4	0,0	-2114,9	0,0	P	0,0	-2710,1	0,0	0,780	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-2710,1	0,0	0,780	

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

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

CLS: σ_{cL} = 14940,0 kN/m² (verifica Ok per σ_c/σ_{cL} < 1)

Acciaio: σ_{aL} = 300000,0 kN/m² (verifica Ok per σ_a/σ_{aL} < 1)

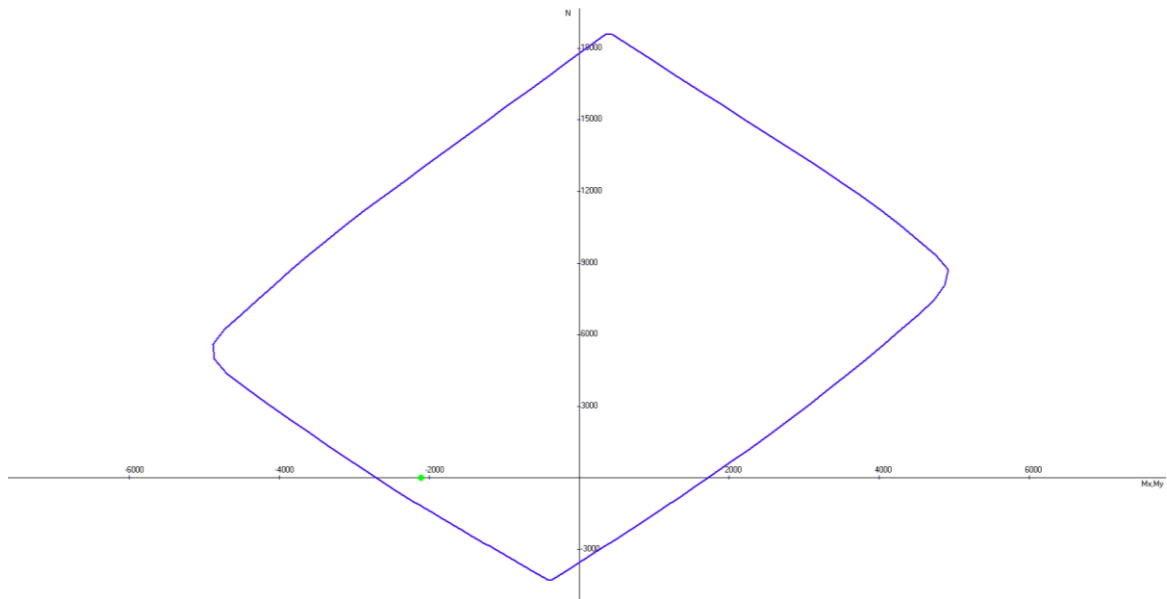
Cmb	M _x kN m	M _y kN m	N kN	σ _c kN/m ²	σ _c /σ _{cL}	σ _a kN/m ²	σ _a /σ _{aL}
n. e stato 8 OK	-1566,6	0,0	0,0	-4980,5	0,33	214731,7	0,72

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

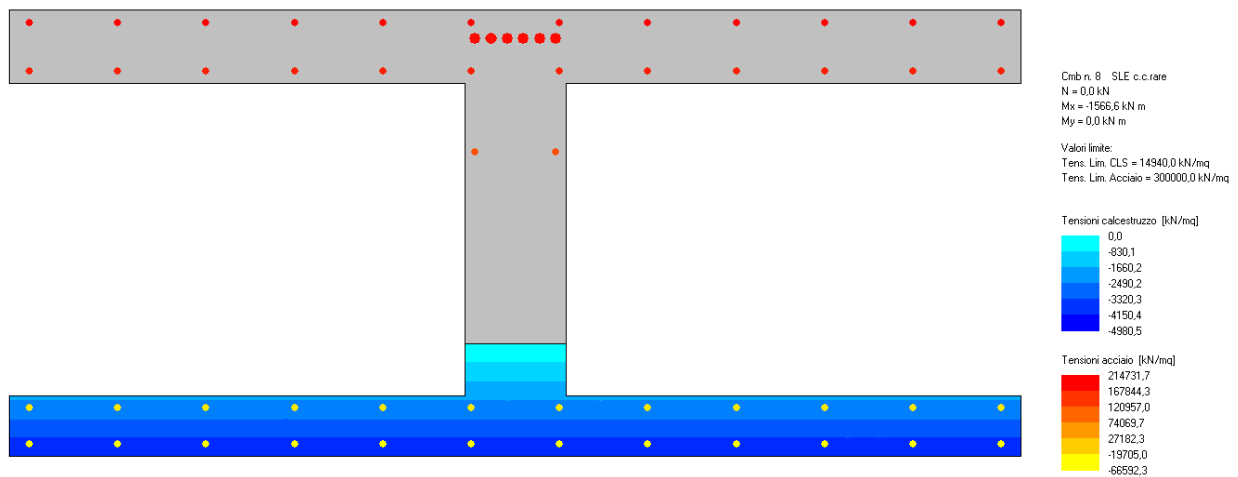
Valori limite:

Fessure: W_{kL} = 0,40 mm (verifica Ok per W_k/W_{kL} < 1)

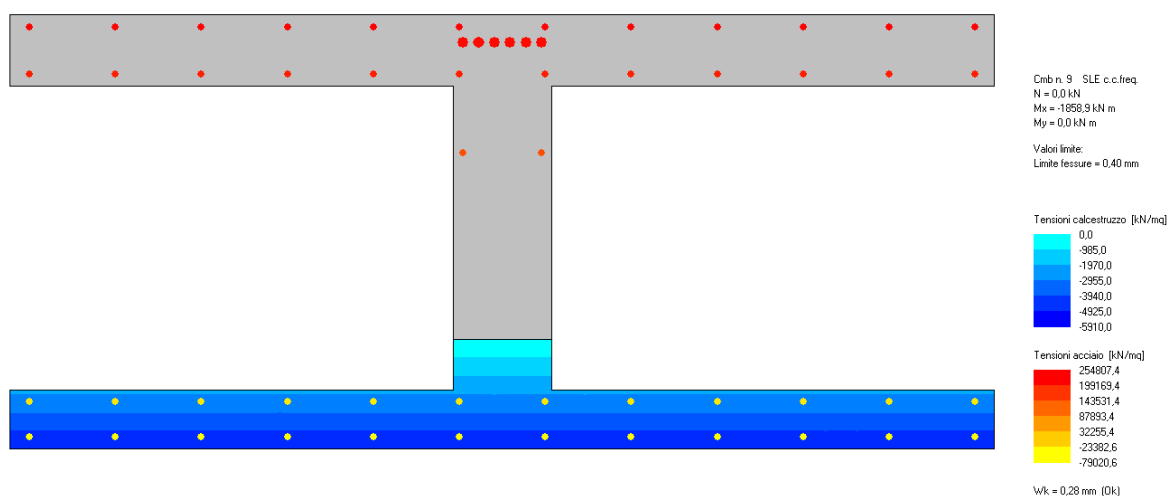
Cmb	M _x kN m	M _y kN m	N kN	W _k mm	W _k /W _{kL}
n. e stato 11 OK	-1566,6	0,0	0,0	0.21	0,53



Domaino di interazione M-N – comb. SLU1



Verifica dello stato tensionale – COMB. SLE rare



Verifica dello stato tensionale e fessurazione – COMB. SLE frequenti

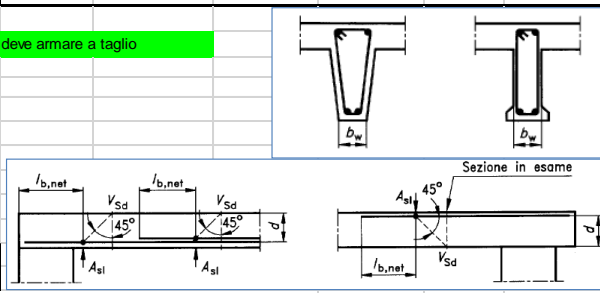
La verifica agli SLU non è pertanto soddisfatta.

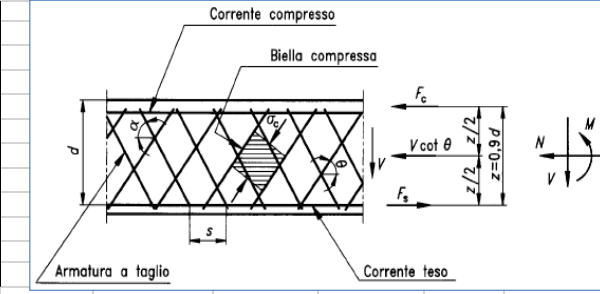
Si effettua quindi la verifica a taglio della sezione della trave principale ringrossata in asse appoggio (B=0.45m) e della sezione di larghezza corrente (B=0.25m).

Si ottiene:

Sezione B=0.45m

EC2 - CALCESTRUZZO																		
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI																		
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA															
	peso specifico:	kN/m ³	123 dati da inserire															
	tensioni e resistenze	N/mm ²	123 valori calcolati															
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	valori notevoli															
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato)		risultati verifiche															
	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)																	
se $V_{Sd} \leq V_{Rd}$ senza arm.		armat. minima a taglio																
se $V_{Sd} \geq V_{Rd}$ senza arm.		armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd}$ con arm.																
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \leq V_{Rd}$ senza arm.)																		
V_{Rd} [kN] =	211.84	<	V_{Ed} [kN] = 714.20 NON VERIFICATO si deve armare a taglio															
Acciaio =	B450C																	
Cls =	C25/30																	
R_{ck} =	30.00 [N/mm ²]																	
f_{ck} =	25.00 [N/mm ²]																	
$f_{ctk,0.05}$ =	1.80 [N/mm ²]																	
γ_c in uso =	1.50																	
V_{Rd} [kN] =	211.84 [kN]		145.49 [kN]															
V_{min} =	0.30																	
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1.43	≤ 2	1.43															
ρ_l =	0.0066 [puro]	≤ 0.02	0.0066															
A_{sl} =	3.184 [mm ²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)																
b_w =	450.00 [mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace																
σ_{cp} =	0.00 [N/mm ²]	N_{sd}/A_c	0.00															
N_{Ed} =	0.00 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)																
A_c =	495.000 [mm ²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)																
d =	1.080 [mm]	altezza utile sezione																
h =	1.100 [mm]	altezza sezione																
b =	450 [mm]	base sezione																
c =	20 [mm]	copri ferro																
Elementi che richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \geq V_{Rd}$ senza arm.)																		
V_{Rcd} =	1815.21 [kN]																	
f_{cd} =	16.60 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio																
b_w =	450.00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza																
α =	90° rad	1.57	angolo inclin. delle staffe															
$\cot \alpha$ =	0 [puro]																	
θ =	45° rad	0.79	angolo inclin. bielle compresse															
$\cot \theta$ =	1.00	1	< $\cot \theta$ < 2.5 VERIFICATO															
<table border="1"> <tr> <td>α_c =</td> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.00</td> <td>per $0 < \alpha_{cp} < 0.25f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.25</td> <td>per $0.25f_{cd} < \alpha_{cp} < 0.5f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>2.50</td> <td>per $0.5f_{cd} < \alpha_{cp} < f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_c$ =</td> <td>1.00</td> <td></td> </tr> </table>				α_c =	1	per membrature non compresse		1.00	per $0 < \alpha_{cp} < 0.25f_{cd}$		1.25	per $0.25f_{cd} < \alpha_{cp} < 0.5f_{cd}$		2.50	per $0.5f_{cd} < \alpha_{cp} < f_{cd}$	α_c =	1.00	
α_c =	1	per membrature non compresse																
	1.00	per $0 < \alpha_{cp} < 0.25f_{cd}$																
	1.25	per $0.25f_{cd} < \alpha_{cp} < 0.5f_{cd}$																
	2.50	per $0.5f_{cd} < \alpha_{cp} < f_{cd}$																
α_c =	1.00																	
Staffe 1 0: no 1: si																		
$V_{wd \text{ f-p}}$ =	258.37 [kN]	Taglio resistente staffe																
A_{sw-fp} =	136 [mm ²]	Area complessiva staffe																
s_{st} =	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave																
f_{yd} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yd} acciaio tipo B450C																
Φ_{staffe} =	9 [mm]	Diametro staffe																
n_{bracci} =	2 [puro]	n. bracci verticali																
ω_{st} =	67.93 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa																
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																
γ_s in uso =	1.15	NTC 2008																
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																
n_{st} =	5.00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto																
Ferri piegati 1 0: no 1: si																		
$V_{wd \text{ f-p}}$ =	2283.51 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)																
A_{sw-fp} =	4245 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati																
s_{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.																
f_{ywd} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yd} dell'acciaio dei ferri piegati																
$\Phi_{ferri \text{ piegati}}$ =	26 [mm]	Diametro ferri piegati																
n_{fp} =	8 [puro]	n. ferri piegati																
ω_{st} =	531 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato																
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																
γ_s in uso =	1.15																	
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																
α_{F-p} =	45	0.7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati															
V_{Rsd} =	2541.87 [kN]																	





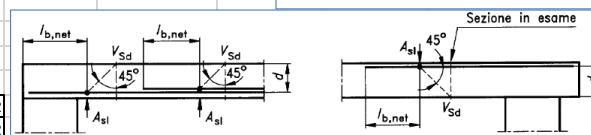
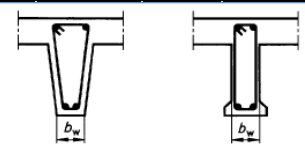
Verifica armatura trasversale minima							
$A_{sw} =$	1315	[mm ²]	area armatura a taglio sulla lunghezza Δ			Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio	
$A_{st-min} =$	675	mm ² /m		VERIFICATO		deve essere costituita da staffe.	NON VERIFICATO
Verifica passo staffe							
$s_{st} =$	100	[mm]	passo staffe				
$s_{st-max} =$	864	[mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO			
$n_{st} =$	10	[puro]	n. staffe nel tratto ($n_{min}=3$)	VERIFICATO			

La verifica risulta soddisfatta, considerando la presenza di staffe e ferri piegati.

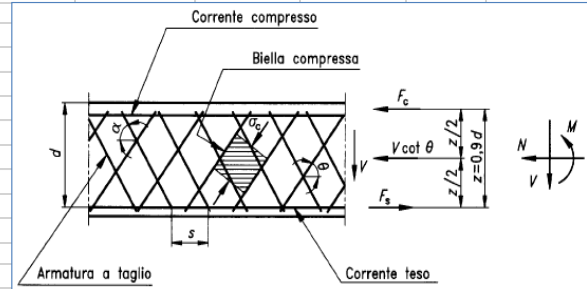
Risulta non soddisfatta, a causa della diversa filosofia progettuale dell'epoca di costruzione del ponte rispetto all'attuale, la prescrizione ad oggi in vigore per la quale almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio debba essere costituita da staffe.

Sezione B=0.25m

EC2 - CALCESTRUZZO				
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI				
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:		kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA
	peso specifico:		kN/m ³	123 dati da inserire
	tensioni e resistenze		N/mm ²	123 valori calcolati
	momenti (flettente,ecc.)		kNm	valori notevoli
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato)			risultati verifiche
	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)			
se $V_{Sd} \leq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. minima a taglio		
se $V_{Sd} \geq V_{Rd\text{-senza arm.}}$		armat. a taglio tale che: $V_{Sd} \leq V_{Rd \text{ con arm.}}$		
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{Sd} \leq V_{Rd \text{ senza arm.}}$)				
$V_{Rd} [\text{kN}] =$	143.16	<	$V_{Ed} [\text{kN}] =$	648.71 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C			
Cls =	C25/30			
$R_{ck} =$	30.00	[N/mm ²]		
$f_{ck} =$	25.00	[N/mm ²]		
$f_{ctk,0.05} =$	1.80	[N/mm ²]		
$\gamma_c \text{ in uso} =$	1.50			
$V_{Rd} [\text{kN}] =$	143.16	[kN]	80.83	[kN]
$v_{min} =$	0.30			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1.43	≤ 2	1.43	2
$\rho_l =$	0.0118	[puro]	0.0118	0.02
$A_{sl} =$	3.184	[mm ²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez.consид.) (EC2)	
$b_w =$	250.00	[mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
$\sigma_{cp} =$	0.00	[N/mm ²]	N_{Ed}/A_c	0.00 3.32
$N_{Ed} =$	0.00	[kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
$A_c =$	275,000	[mm ²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
$d =$	1,080	[mm]	altezza utile sezione	
$h =$	1,100	[mm]	altezza sezione	
$b =$	250	[mm]	base sezione	
$c =$	20	[mm]	copriferro	



Elementi che richiedono armatura a taglio		(V _{sd} ≥ V _{Rd} senza arm.)				
V _{Rcd} =	1008.45 [kN]					
f _{cd} =	16.60 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio		α _c =	1	per membrature non compresse
b _w =	250.00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza			1.00	per 0 < α _{cp} < 0.25f _{cd}
α =	90 ° rad	angolo inclin. delle staffe			1.25	per 0.25f _{cd} < α _{cp} < 0.5f _{cd}
cotα =	0 [puro]				2.50	per 0.5f _{cd} < α _{cp} < f _{cd}
θ =	45 ° rad	angolo inclin. bielle compresse		α _c =	1.00	
cotθ =	1.00	1 < cotθ < 2.5	VERIFICATO			
Staffe		0:no	1:si			
V _{wd f-p} =	258.37 [kN]	Taglio resistente staffe				
A _{sw-st} =	136 [mm ²]	Area complessiva staffe				
s _{st} =	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave				
f _{yd} =	391.30 [N/mm ²]	f _{yd} acciaio tipo B450C				
Φ _{staffe} =	9 [mm]	Diametro staffe				
n _{bracci} =	2 [puro]	n. bracci verticali				
ω _{st} =	67.93 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa				
f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C				
γ _s in uso =	1.15	NTC 2008				
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare				
n _{st} =	5.00 [puro]	n°staffe a taglio nel tratto				
Ferri piegati		0:no	1:si			
V _{wd f-p} =	2283.51 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)				
A _{sw-fp} =	4245 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati				
s _{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.				
f _{yd} =	391.30 [N/mm ²]	f _{yd} dell'acciaio dei ferri piegati				
Φ _{ferri piegati} =	26 [mm]	Diametro ferri piegati				
n _{fp} =	8 [puro]	n. ferri piegati				
ω _{st} =	531 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato				
f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C				
γ _s in uso =	1.15					
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare				
α _{f-p} =	45	0.7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati			
V _{Rsd} =	2541.87 [kN]					
V _{Rd} [kN] =	1008.45	>	V _{Ed} [kN] =	648.71	VERIFICATO	
Verifica armatura trasversale minima						
A _{sw} =	1315 [mm ²]	area armatura a taglio sulla lunghezza Δ				Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio
A _{st-min} =	375 [mm ² /m]		VERIFICATO			deve essere costituita da staffe. NON VERIFICATO
Verifica passo staffe						
s _{st} =	100 [mm]	passo staffe				
s _{st-max} =	864 [mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO			
n _{st} =	10 [puro]	n. staffe nel tratto (n _{min} =3)	VERIFICATO			



La verifica risulta soddisfatta, considerando la presenza di staffe e ferri piegati.

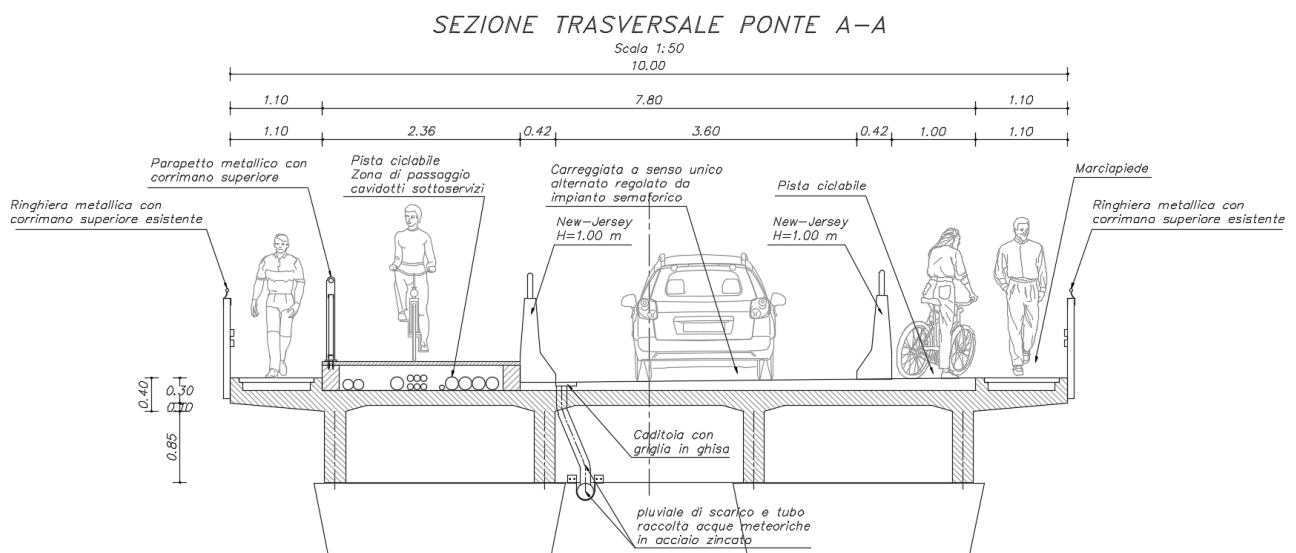
Risulta non soddisfatta, a causa della diversa filosofia progettuale dell'epoca di costruzione del ponte rispetto all'attuale, la prescrizione ad oggi in vigore per la quale almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio debba essere costituita da staffe.

13. CONCLUSIONI

Dall'analisi dello stato di fatto dell'impalcato, è emersa l'impossibilità di sopportare i carichi prescritti dalla normativa vigente a sezione stradale non parzializzata.

Si è pertanto proceduto all'elaborazione delle seguenti misure per consentire la fruibilità dell'opera in una condizione di sicurezza strutturale (esclusivamente in riferimento ai carichi verticali):

- Ripristino degli ammaloramenti locali del calcestruzzo, delle armature, dei copriferri, etc;
- Interventi di rinforzo all'intradosso delle travi principali;
- Predisposizione di una nuova viabilità con una sola corsia carrabile (a senso unico alternato) con carico massimo limitato a 30t e velocità massima di percorrenza a 30 km/h.



Per il dettaglio delle misure sopradescritte si rimanda agli specifici elaborati grafici.

ALLEGATI

ALLEGATO 1 - TABULATI DI CALCOLO

I tabulati relativi all'output del programma di calcolo MIDAS CIVIL sono disponibili in formato digitale presso STIGEA s.r.l., via Innerio n.10, Bologna.