

STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA DELL'ADEGUAMENTO STATICO
DEI PONTI SUI TORRENTI GUÀ E POSCOLA LUNGO LA SP 33 MONTORSINA DI
MONTECCHIO MAGGIORE (VI) - OM 11-2018

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E TECNICA



VI.ABILITÀ SRL

O	21.06.2018	213-17 P RE 04.8 Relazione tecnica.docx	GM	AB	PF
N	DATA	REVISIONE	RED.	VER.	APP.

1 INDICE

1	INDICE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO.....	6
4	INTRODUZIONE.....	7
4.1	Descrizione generale.....	7
5	LOCALIZZAZIONE	13
6	STATO DI CONSERVAZIONE DEL PONTE: ISPEZIONE VISIVA	14
6.1	Pile.....	14
6.1.1	Pila 1.....	14
6.1.2	Pila 2	15
6.1.3	Pila 3	16
6.1.4	Pila 4	18
6.2	Solette.....	18
6.2.1	Soletta 1.....	18
6.2.2	Soletta 2.....	19
6.2.3	Soletta 3.....	19
6.3	Travi.....	20
6.3.1	Travi 1	20
6.3.2	Travi 2	20
6.3.3	Travi 3	22
6.4	Reticolare	24
6.5	Quadro generale.....	25
7	ANALISI STATO DI FATTO.....	26
7.1	Proprietà dei materiali	26
7.2	Criteri di costruzione del modello FEM.....	26
7.3	Risultati analisi e verifica	30
7.3.1	La Normativa Italiana.....	30
7.3.2	Analisi Statica Lineare	31
7.3.3	Verifica con carico da normativa	32
7.3.4	Verifica con carichi mobili ridotti	48
7.3.5	Verifica con treno di mezzi pesanti.....	49
7.3.6	Verifica con treno di mezzi leggeri	51
7.3.7	Verifica delle campate terminali	52
8	PROPOSTE DI INTERVENTO.....	54

8.1	Compatibilità idraulica delle nuove opere	54
8.2	Proposta di intervento n°1.....	54
8.2.1	Descrizione generale.....	54
8.2.2	Modellazione e stato tensionale.....	57
8.2.3	Analisi costi-benefici	59
8.3	Proposta di intervento n°2.....	61
8.3.1	Descrizione generale.....	61
8.3.2	Modellazione e stato tensionale.....	62
8.3.3	Analisi costi-benefici	64
8.4	Proposta di intervento n°3.....	67
8.4.1	Descrizione generale.....	67
8.4.2	Modellazione e stato tensionale.....	68
8.4.3	Analisi costi-benefici	68
9	CONCLUSIONI	71

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 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
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996: Istruzioni per l'applicazione "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 D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996: Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie; P. 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EC 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali;
- OPCM 3362 del 08.07.2004: Modalità di attivazione Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003, n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24;
- OPCM 3431 del 03.05.2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- DPCM 06/06/2005: Assegnazione alla Regione Veneto di risorse finanziarie ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 Settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni dalla legge 24 Novembre 2003, n. 326;
- DGR – Regione Veneto n. 2954 del 11.10.2005: Graduatoria delle verifiche tecniche (OPCM 3362/04, art. 1, c. 4, lettera a) finanziate con DPCM in data 6 giugno 2005;
- D.M. 14 Gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni;
- D.M. 17 Gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

3 DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione viene svolto lo studio di fattibilità tecnico economica per l'adeguamento statico dei ponti sui fiumi Guà e Poscola, lungo la SP 33 Montorsina.

Lo scopo della presente relazione è l'individuazione di una soluzione che consenta il miglior rapporto costi/benefici in relazione alle esigenze da soddisfare.

La documentazione in possesso è la seguente:

- 1 Ispezione visiva svolta in data 11 gennaio 2018 dal sottoscritto;
- 2 Rilievo topografico.

Non è stato possibile reperire i progetti originali del ponte, pertanto si è proceduto ad un rilievo geometrico degli elementi strutturali.

4 INTRODUZIONE

4.1 Descrizione generale

Oggetto della presente relazione è lo studio di fattibilità tecnico economica per l'adeguamento statico dei ponti sui fiumi Guà e Poscola, lungo la SP 33 Montorsina, siti nel comune di Montecchio Maggiore (VI).

Ponte sul Guà

Il primo ponte è costituito da 5 campate in semplice appoggio, poggianti su quattro pile in calcestruzzo armato e due spalle, anch'esse in calcestruzzo armato. Per le tre campate centrali, l'impalcato è in acciaio, con soletta in c.a. e consta di due travi principali e 19 traversi, di cui 5 interni alle tre campate. Le due campate terminali invece sono costituite da 10 travi in c.a. con luci pari a circa la metà di quelle delle campate centrali.



Foto 1: Ponte sul Guà - Vista laterale.

Le travi principali delle campate centrali sono costituite da una reticolare metallica, avente un corrente inferiore, un corrente superiore e irrigidimenti diagonali e verticali.



Foto 2: Ponte sul Guà - Reticolare costituente le travi principali.

I traversi presentano una sezione a doppio T, costituita da un profilo rettangolare centrale costituente l'anima e quattro profili a L imbullonati al precedente e costituenti le flange.



Foto 3: Ponte sul Guà - Traversi.

I traversi sono a loro volta irrigiditi nel loro piano da elementi verticali imbullonati all'anima e fuori dal loro piano da profili ed L disposti orizzontalmente a collegamento di tre traversi consecutivi.



Foto 4: Ponte sul Guà - Irrigidimenti orizzontali.

La soletta è formata da elementi prefabbricati ad U inversa (profilati di tipo Zorès) intervallati da elementi in laterizio con funzione di cassero per il getto sovrastante. Lateralmente è presente un profilo a C che confina la soletta.



Foto 5: Ponte sul Guà - Soletta.



Foto 6: Ponte sul Guà - Campate terminali.

Le due campate terminali sono costituite da 10 travi ciascuno, realizzate presumibilmente in c.a. precompresso e aventi luci rispettivamente pari a 6,5 m e 4,8 m.

Ponte sul Poscola

Il secondo ponte è costituito da 2 campate in semplice appoggio, poggianti su una pila in muratura e due spalle, anch'esse in muratura. L'impalcato è in acciaio, con soletta in c.a. e consta di due travi principali e 8 traversi.



Foto 7: Ponte sul Poscola – Vista laterale.

Le travi principali sono costituite da una reticolare metallica, avente un corrente inferiore, un corrente superiore e irrigidimenti diagonali e verticali.



Foto 8: Ponte sul Poscola - Reticolare costituente le travi principali.

I traversi presentano una sezione a doppio T, costituita da un profilo rettangolare centrale costituente l'anima e quattro profili a L imbullonati al precedente e costituenti le flange.



Foto 9: Ponte sul Poscola - Traversi.

I traversi sono a loro volta irrigiditi da due travi longitudinali di analoga sezione e da elementi disposti orizzontalmente a collegamento di tutti i traversi.



Foto 10: Ponte sul Poscola – Irrigidimenti orizzontali.

La soletta è formata da elementi prefabbricati ad U inversa (profilati di tipo Zorès) affiancati tra loro e aventi funzione di cassero per il getto sovrastante.



Foto 11: Ponte sul Poscola - Soletta.

5 LOCALIZZAZIONE

I ponti in esame sono ubicati sul fiume Guà (rosso in figura) e sul fiume Poscola (giallo in figura), lungo la SP 33 Montorsina, nel comune di Montecchio Maggiore (VI).

Le coordinate GPS, ottenute tramite l'ausilio di Google Earth, sono le seguenti: 45°29'56.5"N 11°23'15.5"E.



Figura 1: Vista aerea.

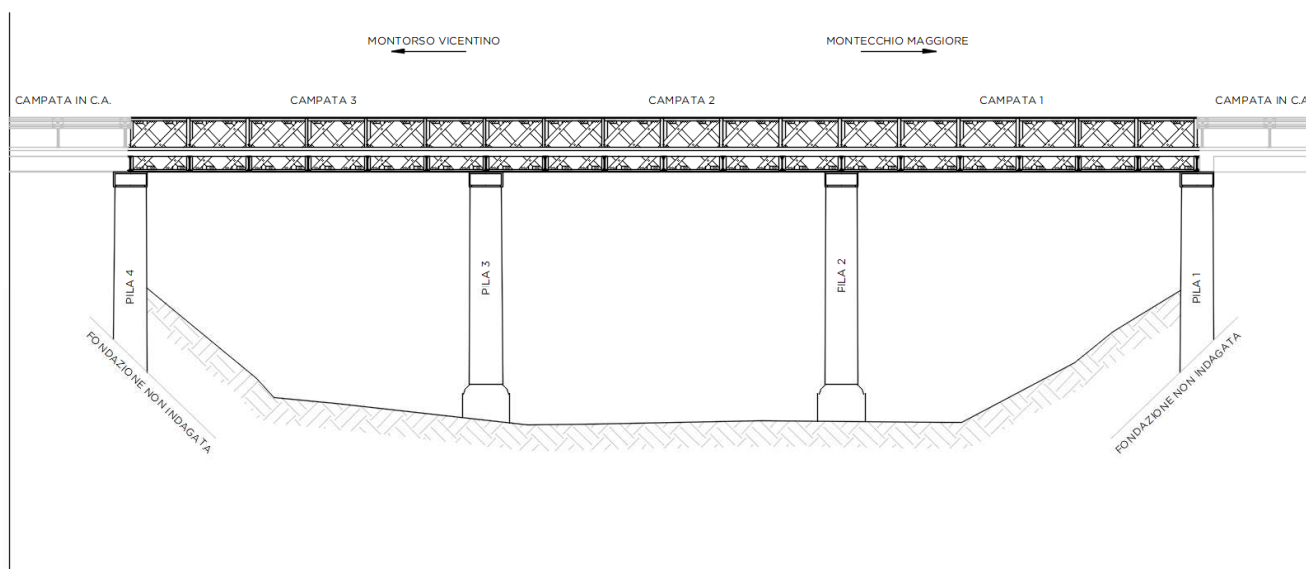


Figura 2: Inquadramento e vista laterale dei ponti oggetto di studio.

6 STATO DI CONSERVAZIONE DEL PONTE: ISPEZIONE VISIVA

In data 11 gennaio 2018 è stata eseguita da Studio Franchetti una ispezione visiva del Ponte sul fiume Guà, che tramite l'ausilio di un *by bridge* ha consentito di rilevare nel dettaglio i danneggiamenti più gravi, visibili ad occhio nudo, sui vari elementi strutturali costituenti il ponte in oggetto. Si riporta di seguito un report fotografico, suddividendo gli elementi in funzione della tipologia, con descrizione del tipo di danneggiamento riscontrato. Infine è riportato un quadro generale dello stato di danneggiamento ed una descrizione delle conseguenze che esso comporta ai fini statici.

Per l'identificazione dei vari elementi si utilizzerà la legenda descritta graficamente di seguito.



6.1 Pile

6.1.1 Pila 1



Figura 3: Pila 1 - danni causati da apparecchi di appoggio.

Si evidenzia un grave danneggiamento della pila in corrispondenza dell'appoggio della reticolare sulla pila stessa. Ciò ha provocato distacco di calcestruzzo e il propagarsi di fessure verticali.

6.1.2 Pila 2



Figura 4: Pila 1 – scalzamento al piede e totale mancanza di idonea fondazione. (Foto del 2015)



Figura 5: Pila 2 – fessure verticali e orizzontali.



Figura 6: Pila 2 - danni causati da apparecchi di appoggio.

Le foto scattate nel 2015 in assenza di acqua in alveo permettono di evidenziare la totale mancanza di idonee fondazioni. Inoltre si osserva come si sia anche verificato il trasporto di materiale, eroso dall'acqua alla base della pila, che mette a contatto direttamente ciò che resta della fondazione con l'acqua del torrente.

Sulle pile si segnala la presenza di fessure verticali e orizzontali; le prime partono dagli appoggi, evidenziando un problema analogo alla pila precedente, mentre le seconde si sviluppano in prossimità della sommità della pila stessa.

Dalla Figura 6 si può osservare come in corrispondenza degli appoggi la situazione sia alquanto critica, con distacco di blocchi di calcestruzzo e fessurazione del calcestruzzo rimanente.

6.1.3 Pila 3



Figura 7: Pila 3 - dilavamento.



Figura 8: Pila 3 – fessure verticali.



Figura 9: Pila 3 - danni causati da apparecchi di appoggio.

E' possibile osservare dilavamento diffuso in tutte le foto proposte, in particolare in Figura 7. Si evidenziano inoltre fessure verticali, maggiormente marcate in prossimità degli appoggi. Al solito si evidenziano danneggiamenti localizzati provocati dagli apparecchi d'appoggio con distacco di elementi in calcestruzzo e fessure localizzate.

6.1.4 Pila 4



Figura 10: Pila 4 - danni causati da apparecchi di appoggio e dilavamento.

Anche sulla pila 4 si evidenziano danni in prossimità degli appoggi delle due travi reticolari sulla pila. Si nota distacco di copriferro con esposizione degli inerti del calcestruzzo ed inoltre la diffusione del dilavamento.

6.2 Solette

6.2.1 Soletta 1



Figura 11: Soletta 1 – tavelle rotte e calcestruzzo esposto/danneggiato.

Guardando dal basso l'impalcato, si nota il danneggiamento degli elementi interposti fra i profili zorès, che comportano l'esposizione del calcestruzzo della soletta, che risulta a sua volta danneggiato.

6.2.2 Soletta 2



Figura 12: Soletta 2 – danneggiamento dei profili zorès.

Nella campata centrale si nota come i profili zorès siano gravemente danneggiati. Presentano infatti distacco del copriferro e la presenza di armature in vista ed ossidate.

6.2.3 Soletta 3



Figura 13: Soletta 3 – danneggiamento dei profili zorès.

Anche nella campata in esame i profili zorès costituenti la soletta risultano gravemente danneggiati, soprattutto nelle zone laterali dell'impalcato.

6.3 Travi

6.3.1 Travi 1



Figura 14: Travi 1 – bulloni allentati e deformati.

Si evidenzia l'allentamento e la deformazione dei bulloni che collegano gli elementi di irrigidimento diagonali con i traversi.

6.3.2 Travi 2

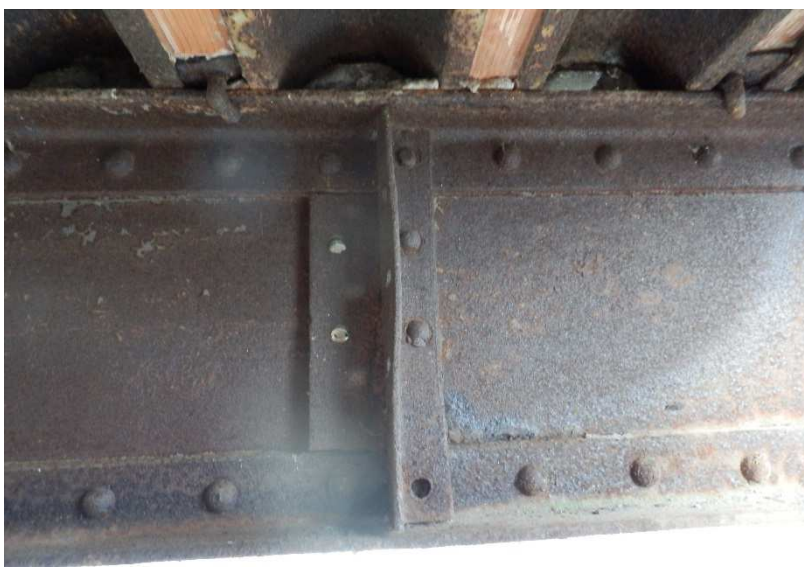


Figura 15: Travi 2 – difetti di chiodatura e deformazione degli irrigidimenti dei traversi.



Figura 16: Travi 2 - deformazione delle piattabande dei traversi.



Figura 17: Travi 2 - sfogliamento con riduzione della sezione resistente dei traversi.



Figura 18: Travi 2 – umidità diffusa.

I danneggiamenti riscontrati nelle travi della campata centrale evidenziano la mancanza di alcuni bulloni che collegano gli irrigidimenti verticali dei traversi con i traversi stessi, la deformazione per instabilità fuori dal proprio piano di tali irrigidimenti e la deformazione della piattabanda inferiore di alcuni traversi. Nelle ultime due immagini si evidenzia inoltre come l'umidità diffusa abbia causato la corrosione di porzioni di anima dei traversi con conseguente riduzione di spessore di tale elemento e riduzione notevole di resistenza.

6.3.3 Travi 3



Figura 19: Travi 3 – corrosione con riduzione della sezione resistente dei traversi e difetti di chiodatura.



Figura 20: Travi 3 - deformazione delle piattabande dei traversi.



Figura 21: Travi 3 - umidità diffusa.

Anche per tale campata la situazione risulta alquanto critica. I traversi hanno subito una riduzione di sezione resistente causata dalla corrosione di parte dell'anima, probabilmente causato dall'umidità permanente. Si evidenziano inoltre difetti di chiodatura e deformazioni della piattabanda inferiore dei traversi.

6.4 Reticolare



Figura 22: Reticolare – ossidazione e deformazione da instabilità delle aste.



Figura 23: Reticolare – deformazione elementi portanti verticali dovuti a urto.

Anche la reticolare presenta danneggiamenti che per la funzione che svolge risultano anche più gravi rispetto a quelli riscontrati su travi e soletta. Essa infatti rappresenta l'elemento portante principale, su cui poggiano i traversi e a sua volta l'impalcato, e svolge inoltre la funzione di barriera di sicurezza.

Si nota come molti elementi asta costituenti tale elemento siano deformati. I primi (Figura 22) hanno subito instabilità per compressione, in quanto presentano una sezione resistente ridotta, probabilmente ridottasi nel tempo a causa di fenomeni di corrosione, e in tali condizioni risultano di fatto non collaboranti ai fini statici; i secondi invece (Figura 23) sono deformati e danneggiati a causa di urti di veicoli, possibili in quanto non è presente una barriera di sicurezza che protegga tali elementi portanti.

6.5 Quadro generale

Riassumendo i dati ottenuti dall'ispezione visiva si deduce come la situazione sia caratterizzata da un degrado generale delle strutture: fondazioni, pile, travi principali (reticolare), impalcato (soletta e traversi).

Le fondazioni, già da come sono state concepite all'epoca della costruzione, non sono idonee a resistere ad azioni orizzontali causate dai possibili eventi sismici. Col trascorrere degli anni è inoltre avvenuto il fenomeno di erosione del letto dell'alveo che ha portato all'esposizione delle fondazioni alla corrente del torrente. Di conseguenza queste risultano totalmente inadeguate a resistere al sisma, e parzialmente inadatte anche ai fini statici.

Le pile risultano snelle e prive di una adeguata armatura, come si può notare nelle zone in cui si evidenzia distacco di copriferro. La situazione più critica si presenta in prossimità delle zone di appoggio delle reticolari, dove il calcestruzzo in alcuni casi è completamente distrutto e parzialmente assente a causa del distacco di blocchi. Da tali zone inoltre si propagano evidenti fessure verticali che proseguono per quasi tutta l'altezza della pila, riducendone la sezione resistente della stessa. Si notano anche alcune fessure orizzontali. La situazione delle pile è peggiorata ulteriormente dalla presenza di diffuso dilavamento su gran parte della superficie.

La soletta ed i traversi presentano perlopiù danni localizzati, che però possono compromettere l'integrità globale dell'opera. La prima presenta danneggiamenti dei profili zorès, particolari profili ad U inversa utilizzati prevalentemente tra il XIX e gli inizi del XX secolo. Essi riversano in un basso stato di conservazione, e in alcune zone risultano esposte anche le armature, le quali ossidate non svolgono più la loro funzione resistente. I secondi presentano, oltre ad umidità e dilavamento, il danneggiamento di elementi quali irrigidimenti e piattabande, le quali svolgendo una funzione strutturale abbassano notevolmente la resistenza della struttura.

Infine le reticolari presentano un pessimo stato di conservazione. Si notano profili deformati per instabilità, elementi danneggiati, deformati o addirittura mancanti a causa di urti di veicoli e l'ossidazione di gran parte della superficie che comporta una riduzione di sezione resistente.

Si osserva inoltre come le connessioni tra i profili risultano realizzate tramite chiodi, i quali non permettono una verifica di resistenza della connessione e come riscontrato nel capitolo precedente alcuni di questi risultano mancanti, indebolendo le connessioni stesse.

Nel complesso dunque l'opera versa in una condizione alquanto critica, in continuo stato di peggioramento, e necessita quindi di un intervento che si sviluppi in tempi brevi.

Per avvalorare tali condizioni, si riporta di seguito l'analisi e la verifica dello stato di fatto, facendo riferimento esclusivamente all'impalcato e rimandando in futuro l'analisi delle pile.

7 ANALISI STATO DI FATTO

7.1 Proprietà dei materiali

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzate per simulare il comportamento dell'impalcato metallico nello stato di fatto.

Calcestruzzo C20/25 - Soletta		
Peso Specifico	25	[kN/m ³]
Coefficiente Parziale di sicurezza - γ_c	1,5	[-]
Resistenza a compressione cubica caratteristica - R_{ck}	25	[MPa]
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica - f_{ck}	20	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo - f_{cd}	11,76	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice - f_{ctm}	2,27	[MPa]
Modulo elastico istantaneo - E_{cm}	30200	[MPa]
Coefficiente di Poisson per il calcestruzzo non fessurato - ν	0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione termica medio	1 E-05	[°C ⁻¹]
Deformazione calcestruzzo ultima - ϵ_{cu}	3,5	‰
τ_{CO}	6,69	kg/cm ²

Tabella 1: Proprietà del calcestruzzo C20/25 - Soletta.

Acciaio per profili metallici S275 - Travi e reticolari			
Spessore dell'elemento			
t < 40 mm		40mm < t < 80 mm	
f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
275	430	255	410

Tabella 2: Proprietà acciaio per profili metallici S275 - Travi e reticolari.

7.2 Criteri di costruzione del modello FEM

Per l'esecuzione dell'analisi di carattere statico il software adottato è "Straus7", programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della G+D Computing commercializzato dalla HSH srl. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

In tutti i problemi di elementi finiti è necessaria una maglia che definisca la forma geometrica della struttura studiata. La generazione della maglia è quel processo per il quale, a partire dalla geometria che definisce il modello, si procede al calcolo automatico di una maglia che definisca adeguatamente tale geometria con le condizioni dettate dal programma di analisi da usare.

La modellazione della struttura è stata sviluppata su modelli di tipo tridimensionale costituiti da elementi beam e plate. Le proprietà dei materiali utilizzati hanno un comportamento elastico lineare, secondo quanto indicato in precedenza.

Ponte sul Guà

L'impalcato è stato modellato per mezzo di elementi beam, a cui sono state assegnate appropriate proprietà in termini di geometria e materiali.

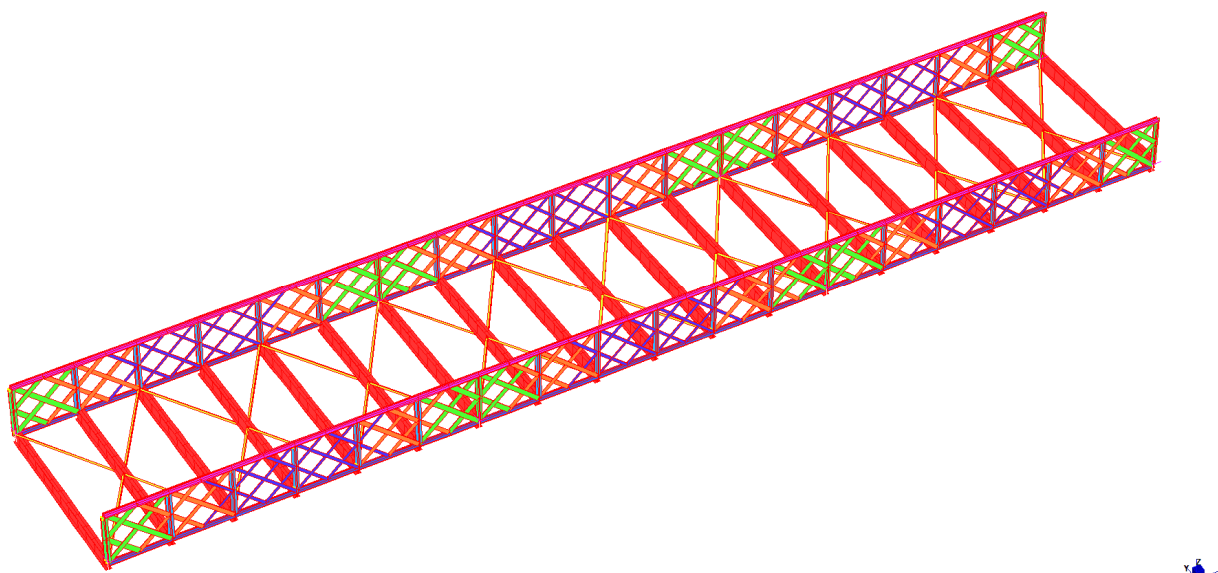


Figura 24: Ponte sul Guà Modello FEM Stato di Fatto - Struttura metallica impalcato.

Anche la soletta è stata modellata tramite elementi beam, al fine di facilitare l'applicazione dei carichi tandem normativi di tipo concentrato. Essa è stata collegata alle travi secondarie per mezzo di elementi truss aventi densità nulla.

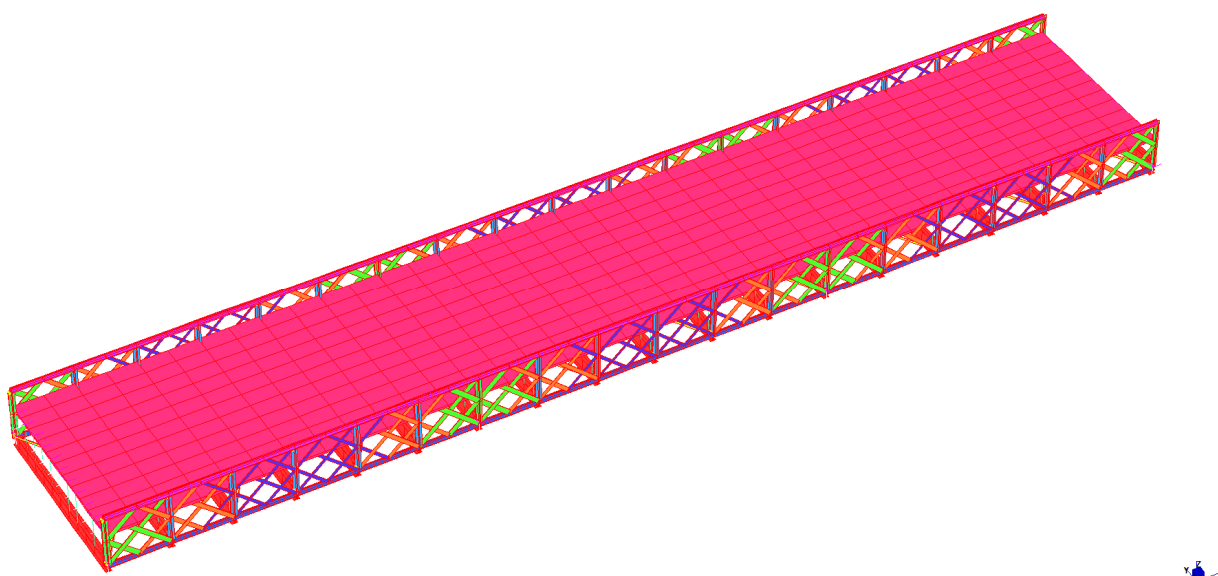


Figura 25: Ponte sul Guà Modello FEM Stato di Fatto - Impalcato.

Le singole campate sono state considerate appoggiate in corrispondenza delle pile, comportando uno schema semplificato di trave continua su più appoggi.

I carichi mobili e quelli derivanti dagli elementi non strutturali sono stati applicati tramite load patch monodirezionali, consentendo di caricare in successione le travi secondarie, le reticolari costituenti le travi principali ed infine i vincoli.

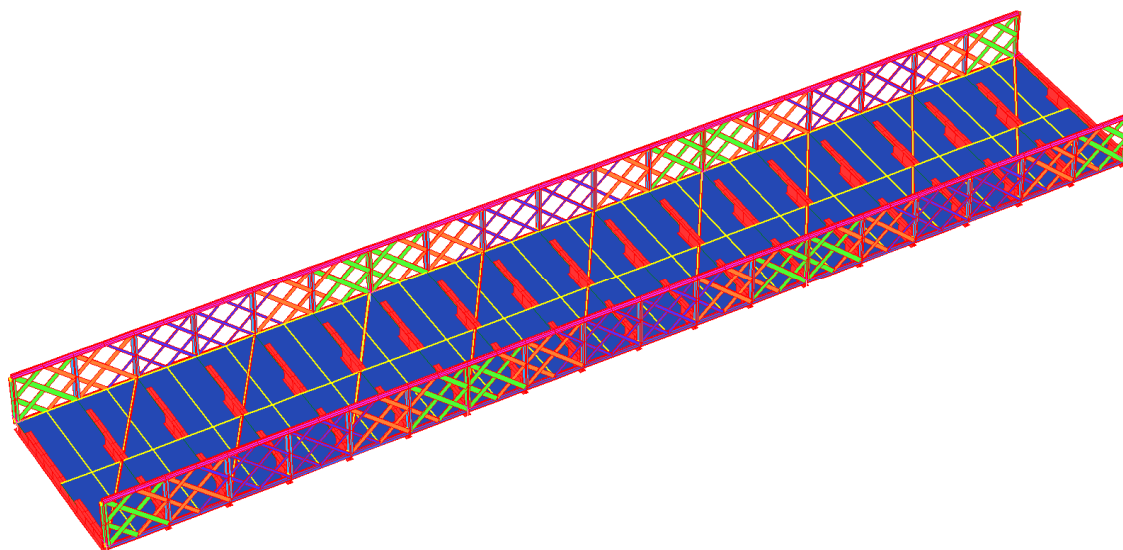


Figura 26: Ponte sul Guà Modello FEM Stato di Fatto - Impalcato con Load Patch.

Ponte sul Poscola

La modellazione dell'impalcato, compresa la soletta, è stata effettuata in maniera analoga all'altro ponte.

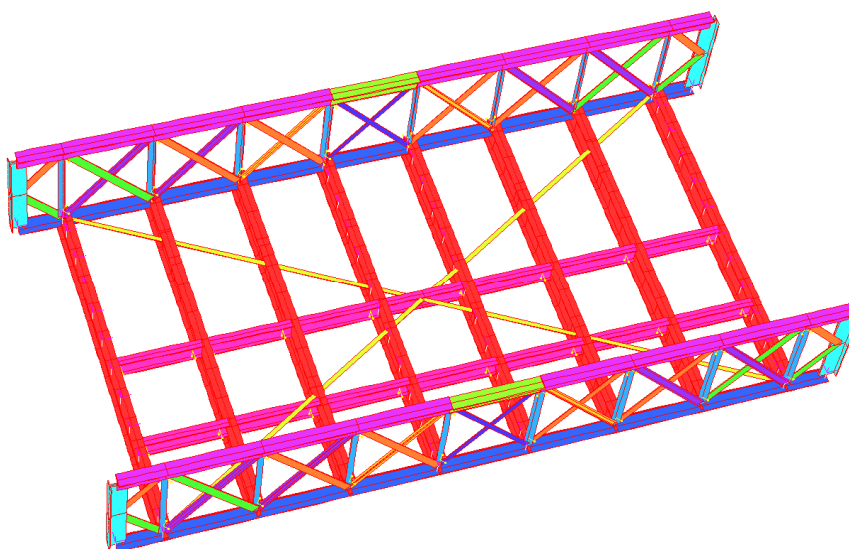


Figura 27: Ponte sul Poscola Modello FEM Stato di Fatto - Struttura metallica impalcato.

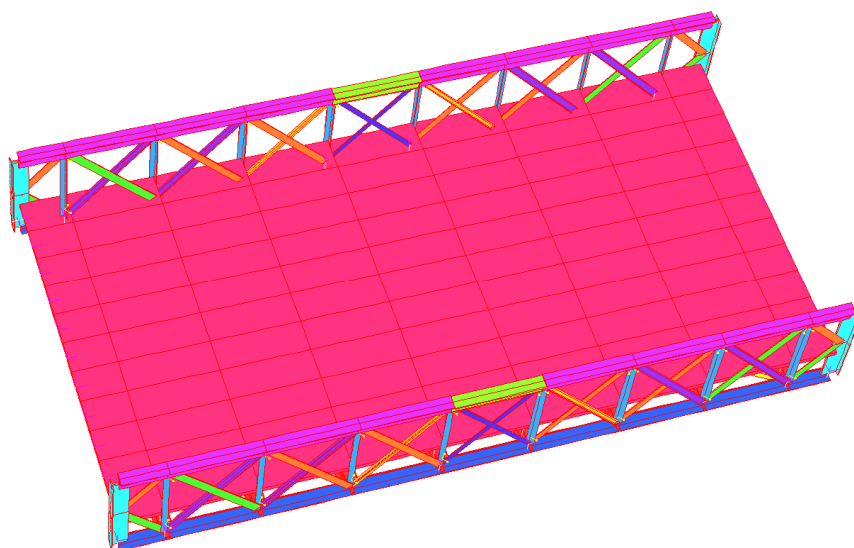


Figura 28: Ponte sul Poscola Modello FEM Stato di Fatto - Impalcato.

Anche i carichi sono stati applicati in maniera analoga. La struttura è stata vincolata in corrispondenza dei traversi poggianti sulle pile.

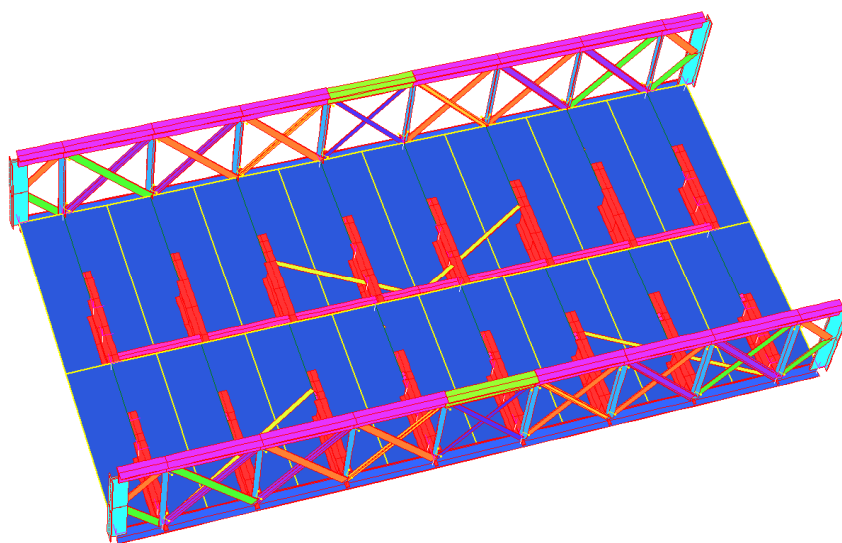


Figura 29: Ponte sul Poscola Modello FEM Stato di Fatto - Impalcato con Load Patch.

7.3 Risultati analisi e verifica

7.3.1 La Normativa Italiana

Si riporta di seguito il § 5.1.3.3.4 delle NTC 2018, in cui sono riportate le azioni variabili da traffico.

5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: Q1

5.1.3.3.1 Premessa

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) 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.

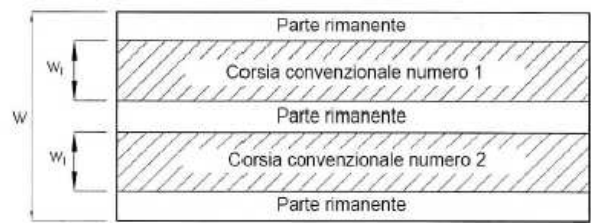


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

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

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile 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.

Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamen- te ad una delle due parti.

Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun im- palcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

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.

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

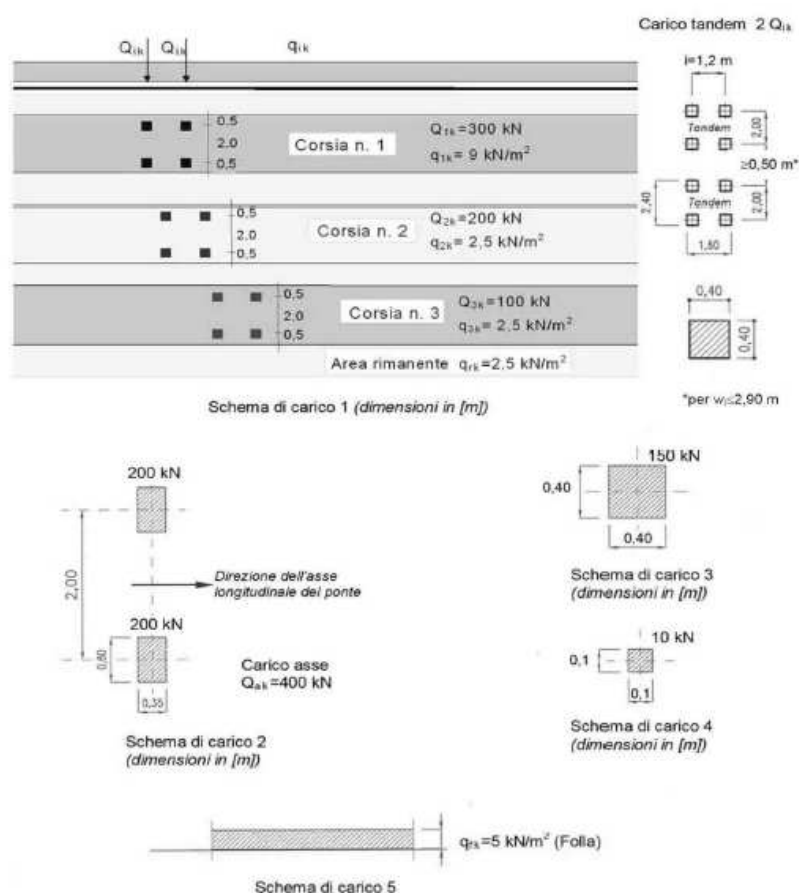


Fig. 5.1.2 - Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

7.3.2 Analisi Statica Lineare

Essendo in entrambi i ponti la larghezza della sede stradale pari a 5,50 m saranno presenti 2 corsie convenzionali di carico di larghezza pari a 2,75 m, senza zona rimanente.

Saranno applicati i carichi relativi ad un ponte di prima categoria, in accordo con le nuove NTC 2018, che non fanno più distinzioni di categorie.

Sono stati definiti vari Load Cases, i quali opportunamente combinati tra loro nelle Linear Load Case Combinations hanno consentito di ricavare le massime sollecitazioni in determinate sezioni caratteristiche.

Le verifiche sono state effettuate in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle varie Combinations definite.

7.3.3 Verifica con carico da normativa

Ponte sul Guà

I risultati delle analisi svolte sullo stato di fatto hanno portato alle conclusioni riportate di seguito. Si riportano le sollecitazioni significative derivanti dall'involuppo e le verifiche effettuate sugli elementi principali costituenti l'impalcato. Si precisa come le verifiche a trazione siano risultate verificate su tutti gli elementi metallici costituenti l'impalcato.

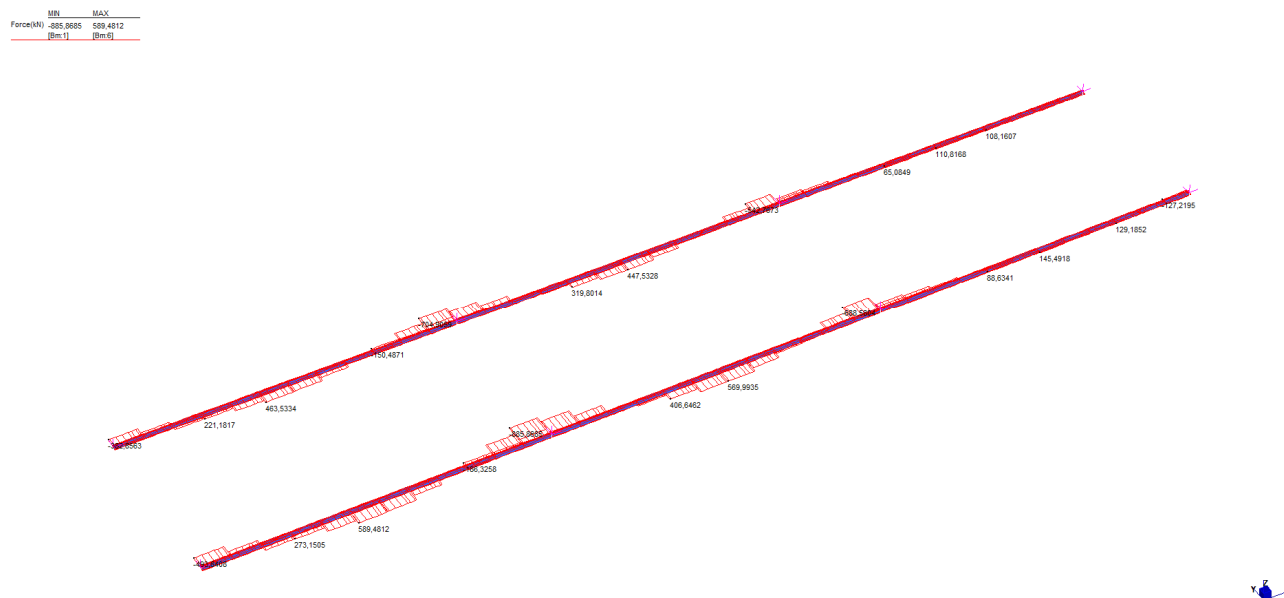


Figura 30: Sforzo Normale sui correnti inferiori.

Travi principali inf

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 1,76 = I_{Oz} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 1.002 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 23,64

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,157$ $\chi_{LT} = 1$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 23,64

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

N_{Sd} [kN] 885,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{885}{812,8} + \frac{0,978 \times 0}{23,64} + \frac{1,5 \times 0}{51,05}$

= 1,089 + 0 + 0 = 1,089

NO

Figura 31: Corrente inferiore - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

	MIN	MAX
Force(kN)	-1273,6792	417,4047
B(m.5%)	[Bm.5%]	[Bm.5%]



Figura 32: Sforzo Normale sui correnti superiori.

Travi principali sup

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 1,76 = l_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 1.608 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 40,05

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,162$ $\chi_{LT} = 1$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 40,05

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

N_{Sd} [kN] 1273,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{1273}{1,381} + \frac{1 \times 0}{40,05} + \frac{1,5 \times 0}{73,59}$

= 0,922 + 0 + 0 = 0,922

OK

Figura 33: Corrente superiore - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

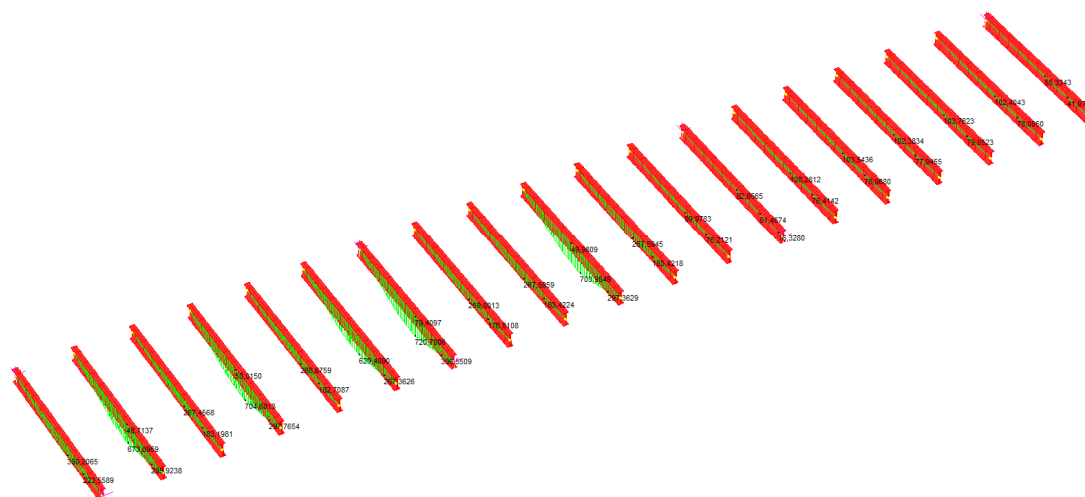


Figura 34: Momento Flettente sulle travi secondarie.

Travi secondarie

Acciaio **S275 (Fe430)** f_y (N/mm²) **275**

z_a [mm] **0,0** L [m] **5,5** = l_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 **1,132** C_2 **0,0** C_3 **1**

Coefficienti di lunghezza efficace

k **1,0** k_ψ **1,0**

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

M_{cr} [kNm] = **896,7** , $M_{e,Rd}$ [kNm] = **709,4**

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,911$ $\chi_{LT} = 0,593$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = **420,6**

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

N_{Sd} [kN] **0,0** $M_{y,Sd}$ [kNm] **720,0** $M_{z,Sd}$ [kNm] **0,0**

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{637,4} + \frac{1 \times 720}{420,6} + \frac{1 \times 0}{89,09}$

= **0 + 1,712 + 0 = 1,712** **NO**

Figura 35: Trave secondaria - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

Travi secondarie

Acciaio **S275 (Fe430)** f_y (N/mm²) **275**

N_{Sd} [kN] **0,0** $M_{y,Sd}$ [kNm] **720,0** $M_{z,Sd}$ [kNm] **0,0**

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{720}{709} \right]^2 + \left[\frac{0}{89,1} \right]^1 = 1,030 + 0 = 1,030$ **NO**

Figura 36: Trave secondaria - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale.

	MIN	MAX
Force(kN)	-310.3367	263.3396
	[Bm:173]	[Bm:191]

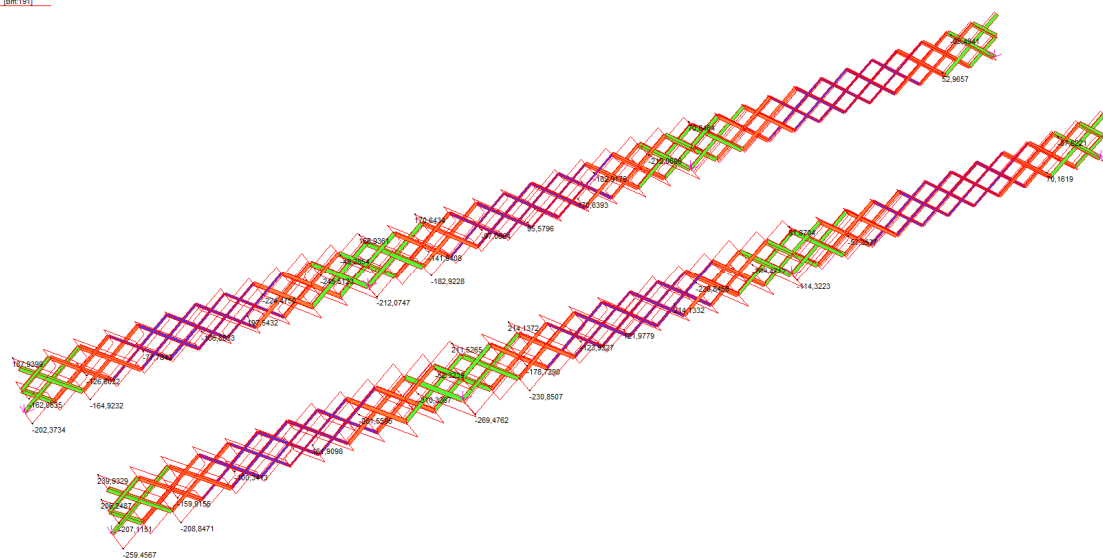


Figura 37: Sforzo Normale su tutti i correnti diagonali.

	MIN	MAX
Force(kN)	-310.3367	263.3396
	[Bm:173]	[Bm:191]

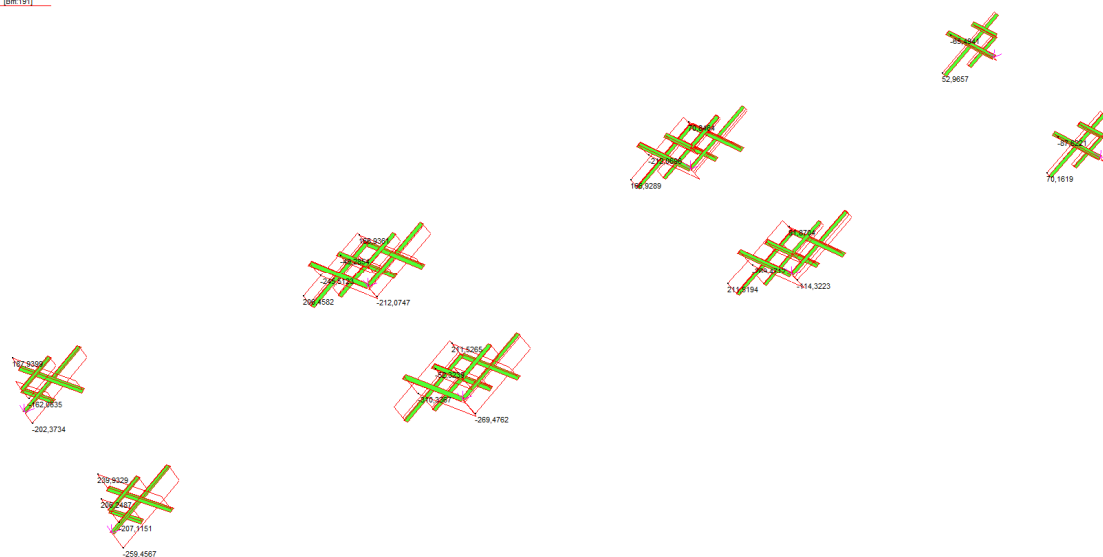


Figura 38: Sforzo Normale sui correnti diagonali larghi 15 cm.

corrente diag. 15cr

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 0,55 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1,0 C₂ 0,0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_v 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 63,70 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 22,10

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,604$ $\chi_{LT} = 0,783$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 17,31

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

N_{Sd} [kN] 310,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{310}{192,5} + \frac{0,860 \times 0}{17,31} + \frac{1,5 \times 0}{2,210}$

= 1,610 + 0 + 0 = 1,610 NO

Figura 39: Corrente diagonale da 15 cm - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

	MIN	MAX
Force(kN)	-281,5596	247,0086
Bm(190)	Bm(172)	

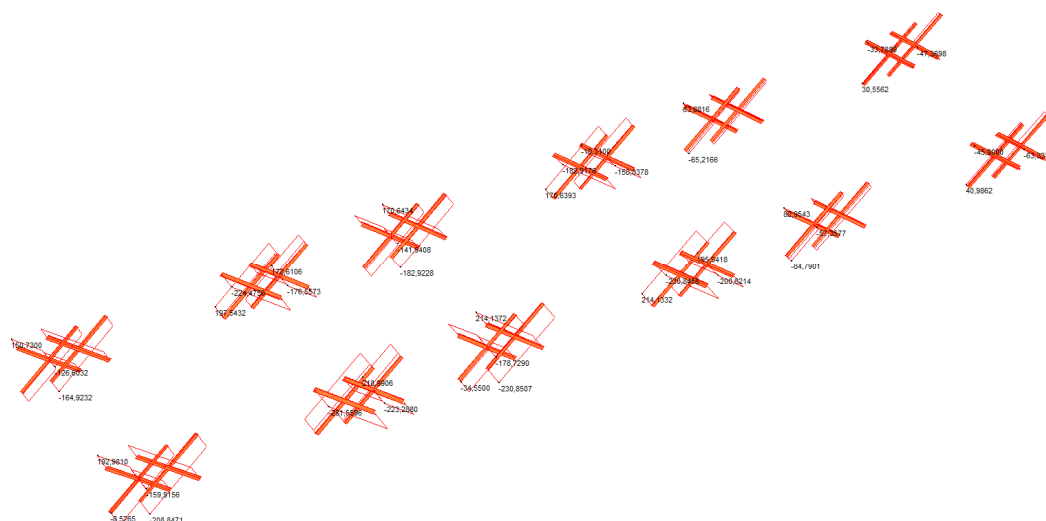


Figura 40: Sforzo Normale sui correnti diagonali larghi 12 cm.

corrente diag. 12cr

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 0,55 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1,0 C₂ 0,0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 58,88 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 19,25

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,586$ $\chi_{LT} = 0,794$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 15,28

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

N_{Sd} [kN] 281 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{281}{179,7} + \frac{1 \times 0}{15,28} + \frac{1,5 \times 0}{2,063} = 1,564 + 0 + 0 = 1,564$$

NO

Figura 41: Corrente diagonale da 12 cm - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

Mb	Max
Force(kN)	-173,9909 162,1711
(Bm 153)	(Bm 140)

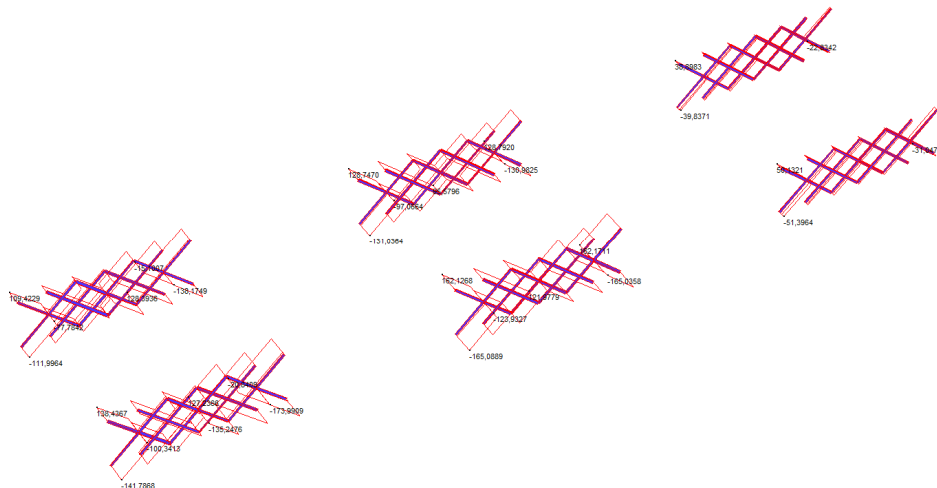


Figura 42: Sforzo Normale sui correnti diagonali larghi 8 cm.

corrente diag. 8cm

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a (mm) 0,0 L (m) 0,55 = I_{0z} (m)

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 31,53 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 6,286

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,458$ $\chi_{LT} = 0,866$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 5,446

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

N_{Sd} [kN] 174,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{174}{102,7} + \frac{0,852 \times 0}{5,446} + \frac{1,5 \times 0}{1,179}$

= 1,694 + 0 + 0 = 1,694

NO

Figura 43: Corrente diagonale da 8 cm - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

Come si evince dai coefficienti ottenuti dalle verifiche effettuate tramite il programma Profili di Gelfi, risultano non verificati il corrente inferiore e i correnti diagonali della reticolare costituente le travi principali e le travi secondarie più sollecitate.

Ponte sul Poscola

Si riportano le sollecitazioni significative derivanti dall'involuppo e le verifiche effettuate sugli elementi principali costituenti l'impalcato del ponte sul Poscola.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-47,6584 (Bm.127)	39,2113 (Bm.27)
Forces(kN)	-77,4722 (Bm.139)	145,9815 (Bm.137)

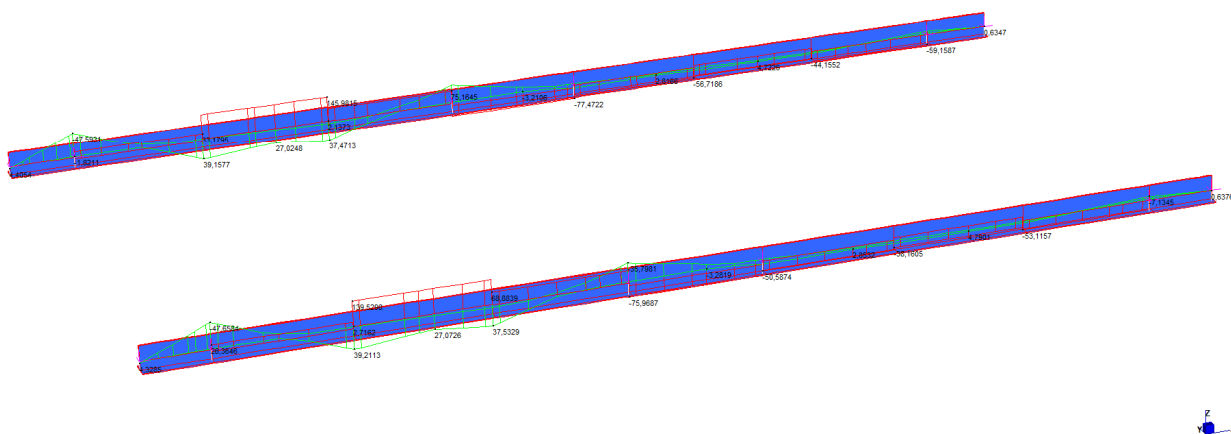


Figura 44: Sforzo Normale e Momento Flettente sui correnti inferiori.

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

travi principali inf. Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

N_{Sd} [kN] 77.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 75.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{75}{128} \right]^2 + \left[\frac{0}{32.5} \right]^1 = 0.344 + 0 = 0.344$$

OK

Figura 45: Corrente inferiore - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

travi principali inf. Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

z_y [mm] 0.0 L [m] 1.35 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C_1 1.937 C_2 0.0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1.0 k_φ 1.0

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

M_{cr} [kNm] = 1.276 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 127.8

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.324$ $\chi_{LT} = 1$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 127.8

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

N_{Sd} [kN] 77.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 75.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{77}{1.510} + \frac{1 \times 75}{127.8} + \frac{1.003 \times 0}{32.48} = 0.051 + 0.587 + 0 = 0.638$$

OK

Figura 46: Corrente inferiore - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

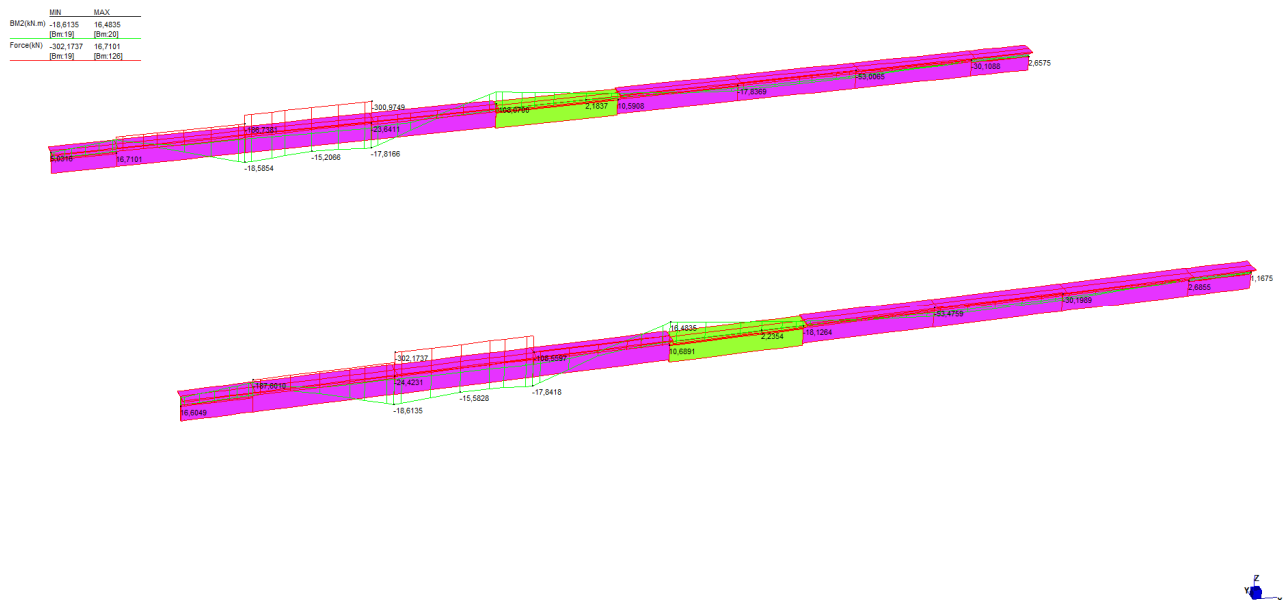


Figura 47: Sforzo Normale e Momento Flettente sui correnti superiori.

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

travi principali sup

Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

$N_{s,d}$ [kN] 302,0 $M_{y,s,d}$ [kNm] 18,0 $M_{z,s,d}$ [kNm] 0,0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,s,d}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,s,d}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{18}{128} \right]^2 + \left[\frac{0}{32,5} \right]^1 = 0,020 + 0 = 0,020$$

OK

Figura 48: Corrente superiore - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

travi principali sup

Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 1,35 = l_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C_1 1,022 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1,0 k_φ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 673,1 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 127,8

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,447$ $\chi_{LT} = 0,872$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 111,5

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

$N_{s,d}$ [kN] 302,0 $M_{y,s,d}$ [kNm] 18,0 $M_{z,s,d}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{s,d}}{N_{b2,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,s,d}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,s,d}}{M_{e2,Rd1}} = \frac{302}{1.510} + \frac{1 \times 18}{111,5} + \frac{1,013 \times 0}{32,48} = 0,200 + 0,161 + 0 = 0,361$$

OK

Figura 49: Corrente superiore - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

MIN. MAX.
 BM2(M.m) -7,8669 575,4724
 [Bm.95] [Bm.244]

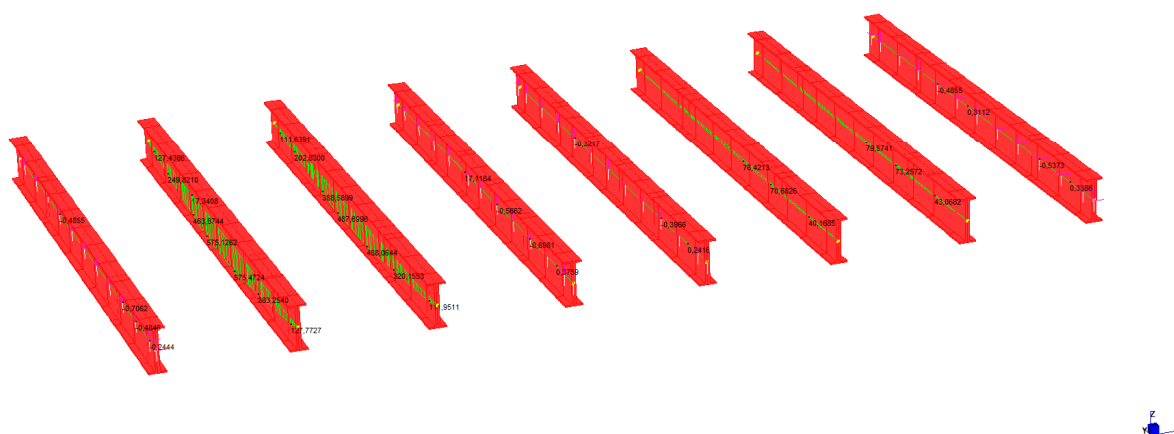


Figura 50: Momento Flettente sulle travi secondarie.

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

travi secondarie Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

N_{Sd} [kN] 0.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 575.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{575}{916} \right]^2 + \left[\frac{0}{120} \right]^1 = 0.394 + 0 = 0.394$$

OK

Figura 51: Trave secondaria - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

travi secondarie Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

z_y [mm] 0.0 L [m] 5.5 = l_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C_1 1.132 C_2 0.0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1.0 k_φ 1.0

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

M_{cr} [kNm] = 1.330 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 916.3

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.851$ $\chi_{LT} = 0.630$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 577.7

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

N_{Sd} [kN] 0.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 575.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{0}{905.8} + \frac{1 \times 575}{577.7} + \frac{1 \times 0}{119.8} = 0 + 0.995 + 0 = 0.995$$

OK

Figura 52: Trave secondaria - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

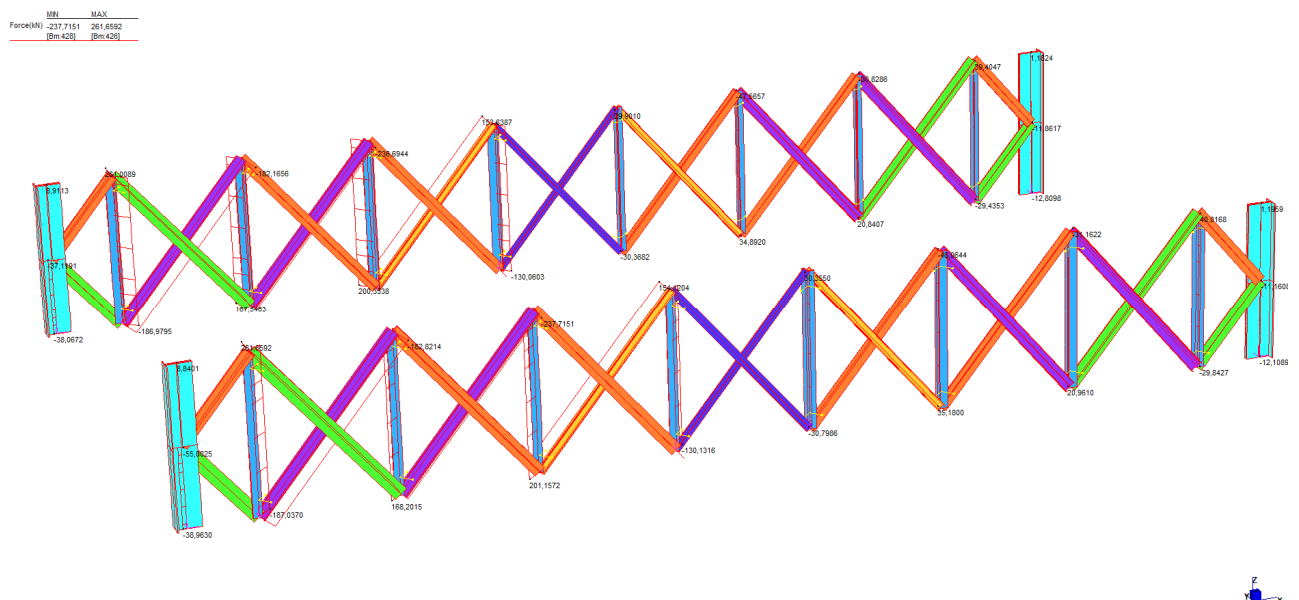


Figura 53: Sforzo Normale su tutti i correnti diagonali e verticali.

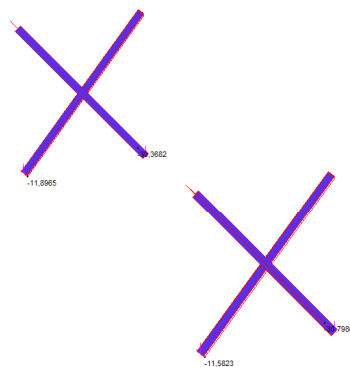


Figura 54: Sforzo Normale sui correnti diagonali rettangolari larghi 8 cm.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

corrente diag. 8cm

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0.0 L [m] 0.5 = I_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1.0 C_2 0.0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1.0 k_y 1.0

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

M_{cr} [kNm] = 11.08 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 4.190

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.630$ $\chi_{LT} = 0.767$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 3.216

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

N_{Sd} [kN] 31.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e2,Rd1}} = \frac{31}{41.27} + \frac{0.872 \times 0}{3.216} + \frac{1.5 \times 0}{0.524}$

= 0.751 + 0 + 0 = 0.751

OK

Figura 55: Corrente diagonale da 8 cm - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0,0000	0,0000
	[Bm.13]	[Bm.13]
Force(kN)	-55,0025	78,4920
	[Bm.13]	[Bm.434]

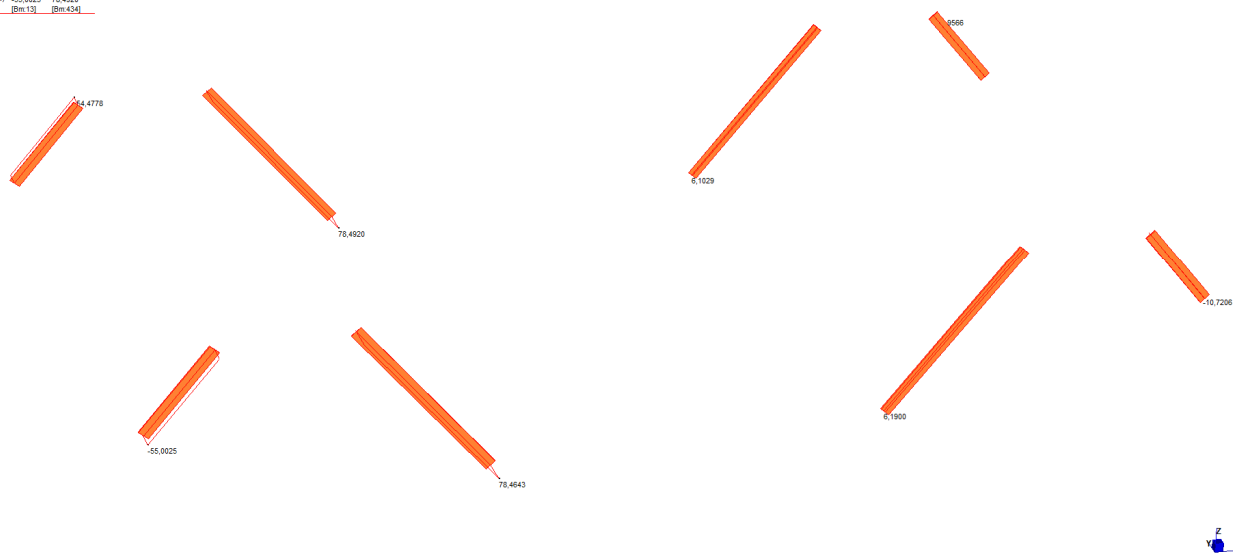


Figura 56: Sforzo Normale sui correnti diagonali rettangolari larghi 12 cm.

Resistenza della membratura all'instabilità flessione-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

corrente diag. 12cm

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 0,5 = l_{Oz} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 16,99 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 9,429

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,763$ $\chi_{LT} = 0,685$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 6,460

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

N_{Sd} [kN] 55,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{55}{61,90} + \frac{0,848 \times 0}{6,460} + \frac{1,5 \times 0}{0,786}$

= 0,888 + 0 + 0 = 0,888

OK

Figura 57: Corrente diagonale da 12 cm - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

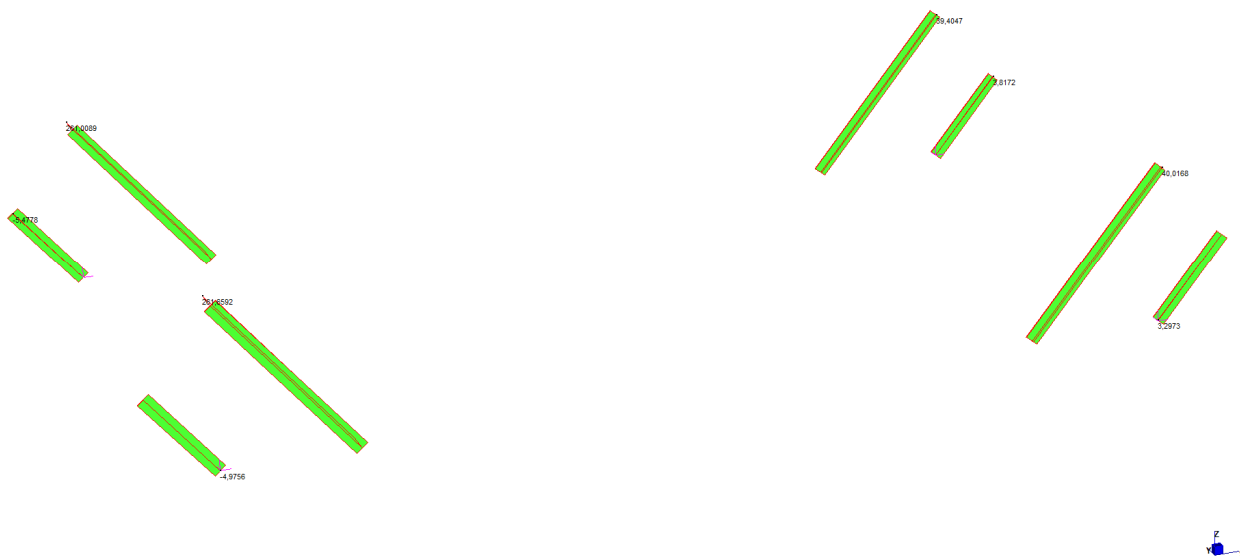


Figura 58: Sforzo Normale sui correnti diagonali rettangolari larghi 14 cm.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

corrente diag. 14cr

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 0,5 = I_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_y 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 20,10 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 12,83

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,819$ $\chi_{LT} = 0,650$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 8,347

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

N_{Sd} [kN] 50 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e2,Rd1}} = \frac{5}{72,22} + \frac{0,988 \times 0}{8,347} + \frac{1,204 \times 0}{0,917}$

= 0,069 + 0 + 0 = 0,069

OK

Figura 59: Corrente diagonale da 14 cm - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

MIN MAX
Force(N) 7.9071 154.1204
[8m.435] [8m.415]

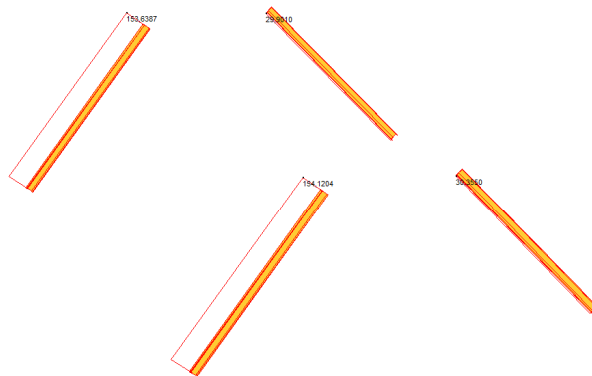


Figura 60: Sforzo Normale sui correnti diagonali a C larghi 8 cm.

MIN MAX
Force(N) -182.8214 86.3062
[8m.415] [8m.415]



Figura 61: Sforzo Normale sui correnti diagonali a C larghi 12 cm.

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

UAP 80 Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 1.0$ $\varepsilon = 0.92$ $\lambda_1 = 93.9$ $\varepsilon = 86.8$

	Instabilità attorno all'asse	
	y - y	z - z
Snellezza λ	15,78	35,37
Snellezza adimensionale $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	0,1818	0,4075
Curva di instabilità c	c	c
Coefficiente di imperfezione α	0,49	0,49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \lambda]$	0,5121	0,6339
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$	1,0	0,8933
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)	279,575	249,757

Figura 62: Corrente diagonale a C da 12 cm - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

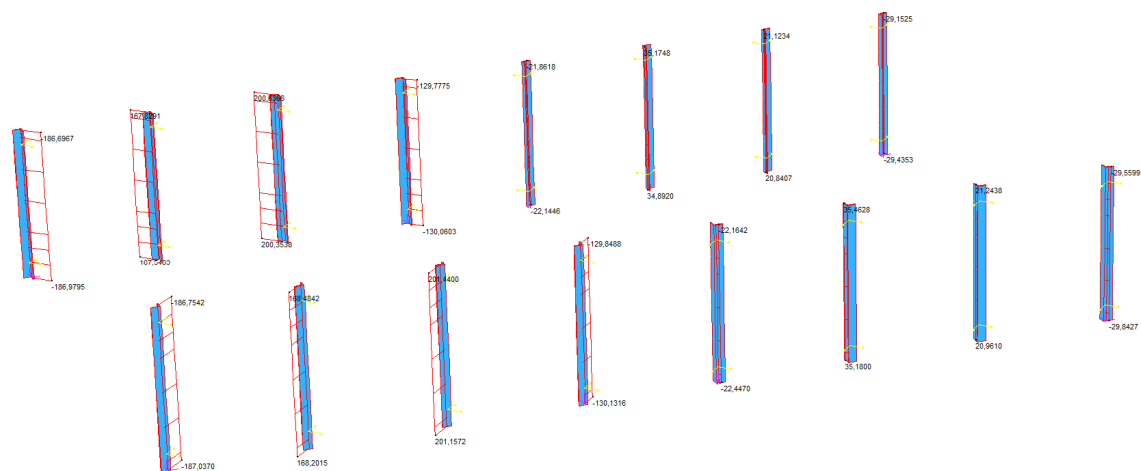


Figura 63: Sforzo Normale sui correnti verticali interni.

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1

L 90 x 90 x 9 Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

$\gamma_{M1} = 1.05$ $\beta_A = 1.0$ $\varepsilon = 0.92$ $\lambda_1 = 93.9$ $\varepsilon = 86.8$

	Instabilità attorno all'asse		
	y - y	z - z	v - v
Snellezza λ	58.57	58.57	91.12
Snellezza adimensionale $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	0.6747	0.6747	1.0497
Curva di instabilità c	c	c	c
Coefficiente di imperfezione α	0.49	0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2]$	0.8439	0.8439	1.2591
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$	0.7403	0.7403	0.5117
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)	300.91	300.91	207.977

Figura 64: Corrente verticale interno - Verifica all'instabilità flessione torsionale.

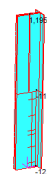
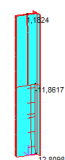
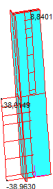
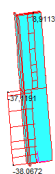


Figura 65: Sforzo Normale sui correnti verticali esterni.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

irr. vert. est

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 1,35 = I_{Oz} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_ψ 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 1.917 , $M_{e,Rd}$ [kNm] = 209,8

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,339$ $\chi_{LT} = 1$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 209,8

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

N_{Sd} [kN] 38,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 0,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e,Rd1}} = \frac{38}{2.396} + \frac{1 \times 0}{209,8} + \frac{0,994 \times 0}{51,33}$

= 0,016 + 0 + 0 = 0,016

OK

Figura 66: Corrente verticale esterno - Verifica all'instabilità flessio torsionale.

Come si evince dai coefficienti ottenuti dalle verifiche effettuate tramite il programma Profili di Gelfi, le verifiche risultano soddisfatte in tutti gli elementi.

Nei successivi tre paragrafi si farà riferimento al ponte sul Guà, essendo il ponte sul Poscola verificato con i carichi di progetto normativi.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e la verifica effettuata sull'elemento in cui la precedente verifica presentava un più basso fattore di sicurezza, ovvero la trave secondaria più sollecitata.



Figura 68: Trave secondaria - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale con carico mobile ridotto.

Travi secondarie

Acciaio **S275 (Fe430)**

f_y (N/mm²) **275**

z_a [mm] **0,0** L [m] **5,5** = I_{0z} [m]

Coefficienti C
☐ Momenti all'estremità ☐ Carichi trasversali
 C_1 **1,132** C_2 **0,0** C_3 **1**

Coefficienti di lunghezza efficace
 k **1,0** k_ψ **1,0**

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

M_{cr} [kNm] = **896,7** $M_{e,Rd}$ [kNm] = **709,4**

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,911$ $\chi_{LT} = 0,593$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = **420,6**

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

N_{Sd} [kN] **0,0** $M_{y,Sd}$ [kNm] **417,0** $M_{z,Sd}$ [kNm] **0,0**

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{637,4} + \frac{1 \times 417}{420,6} + \frac{1 \times 0}{89,09}$$

= **0 + 0,992 + 0 = 0,992** OK

Figura 69: Trave secondaria - Verifica all'instabilità flessione torsionale con carico mobile ridotto.

7.3.5 Verifica con treno di mezzi pesanti

È stata eseguita una verifica delle sollecitazioni ottenute in seguito al carico derivante da una corsia impegnata completamente da mezzi pesanti, da **7,5** tonnellate cadauno.

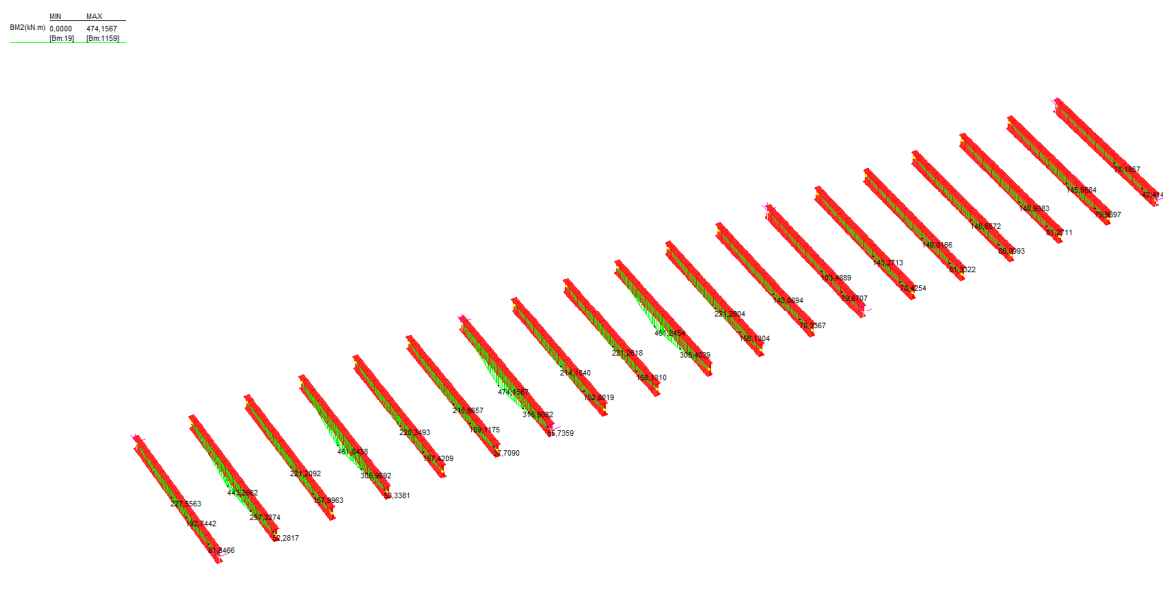


Figura 70: Momento Flettente sulle travi secondarie con treno di mezzi pesanti.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate sugli elementi con fattore di sicurezza più basso riscontrato in precedenza, ovvero le travi secondarie.

Travi secondarie

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_a [mm] 0,0 L [m] 5,5 = I_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali

C_1 1,132 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_y 1,0

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

M_{cr} [kNm] = 896,7 $M_{e,Rd}$ [kNm] = 709,4

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,911$ $\chi_{LT} = 0,593$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 420,6

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

N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 474,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd}} = \frac{0}{637,4} + \frac{1 \times 474}{420,6} + \frac{1 \times 0}{89,09}$

= 0 + 1,127 + 0 = 1,127

NO

Figura 71: Trave secondaria - Verifica all'instabilità flessione torsionale con treno di mezzi pesanti.

Travi secondarie

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 474,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{474}{709} \right]^2 + \left[\frac{0}{89,1} \right]^1 = 0,446 + 0 = 0,446$

OK

Figura 72: Trave secondaria - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale con treno di mezzi pesanti.

Come si evince dai coefficienti di sicurezza ottenuti, la struttura esistente non è in grado di reggere una successione di mezzi pesanti contemporaneamente presente sull'impalcato.

Di conseguenza è opportuno il divieto di transito sul ponte dei mezzi pesanti.

7.3.6 Verifica con treno di mezzi leggeri

È stata inoltre eseguita una verifica di resistenza conseguente al transito di una successione di mezzi leggeri, convenzionalmente assunti di peso pari a **3,5** tonnellate.

	MIN	MAX
BMD(M/m)	0,0000	450,9139
	0m+19	0m+1109

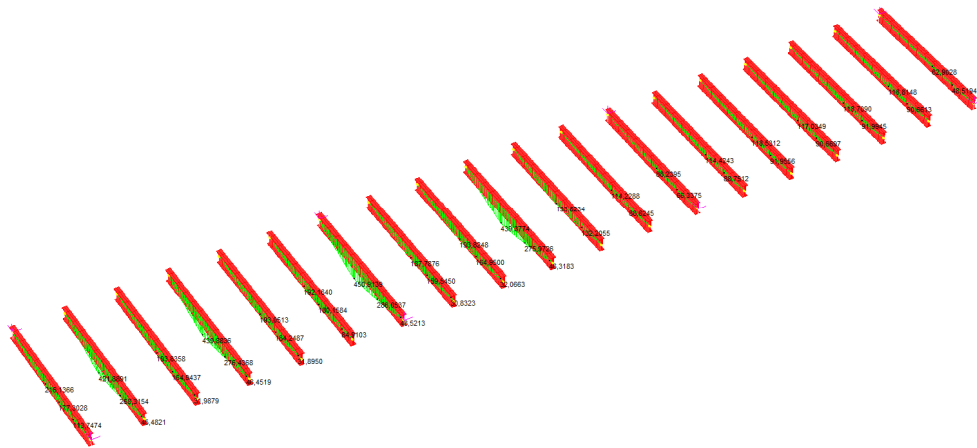


Figura 73: Momento Flettente sulle travi secondarie con treno di mezzi leggeri.

I risultati ottenuti sulle travi secondarie sono i seguenti.

Travi secondarie

Acciaio S275 (Fe430)
 f_y (N/mm²) 275
 z_a [mm] 0,0 L [m] 5,5 = I_{0z} [m]

Coefficients C
? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C_1 1,365 C_2 0,0 C_3 1
Coefficients di lunghezza efficace
 k 1,0 k_ψ 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo M_y) - EC3 #5.5.2.
 M_{cr} [kNm] = 1.097 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 737,3
 $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,840$ $\chi_{LT} = 0,637$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 469,7

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)
 N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 450,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b2,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{641,1} + \frac{1 \times 450}{469,7} + \frac{1 \times 0}{90,14} = 0 + 0,958 + 0 = 0,958$$

Figura 74: Trave secondaria - Verifica all'instabilità flessio torsionale con treno di mezzi leggeri.

Travi secondarie

Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275
 N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 450,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{450}{737} \right]^2 + \left[\frac{0}{90,1} \right]^1 = 0,372 + 0 = 0,372$$

Figura 75: Trave secondaria - Verifica di resistenza a flessione e forza assiale con treno di mezzi leggeri.

Le verifiche sono soddisfatte, di conseguenza è consentito il transito esclusivamente dei mezzi leggeri su di una singola corsia in posizione centrale rispetto alla carreggiata del ponte.

Tale restrizione è da confermarsi a seguito di indagini e analisi più approfondite.

7.3.7 Verifica delle campate terminali

La modellazione ed il calcolo delle sollecitazioni sulle campate terminali non ha permesso di ottenere risultati utilizzabili in quanto non si conosce, in questa fase progettuale, la disposizione delle barre di armatura e non è quantificabile lo stato di degrado dei materiali.

Essendo lo scenario quello appena esposto, si è proceduto con una verifica alternativa, ritenuta valida e sufficiente in questa fase progettuale.

Il metodo consiste nel confrontare la normativa che presumibilmente è stata adottata all'epoca della costruzione con quella attuale.

In dettaglio il metodo, nato per altri scopi ma perfettamente aderente alle richieste di questa trattazione, permette di graficizzare, in funzione della lunghezza [m] di un singolo camion transitabile, il peso [ton] di una colonna di essi che sia equivalente in termini di sollecitazione al carico normativo.

Già da una prima analisi sommaria, si nota come i carichi utilizzati all'epoca per il dimensionamento delle strutture fossero più elevati di quelli attuali, come si può rilevare dal seguente estratto: "*Atti e rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in torino - nuova serie - anno 7 - n. 6 - giugno 1953*", in cui inoltre si specifica quale sia il carico utilizzato all'epoca.

<< [...] Una soluzione radicale potrebbe vedersi nella adozione di carichi tipo corrispondenti ai maggiori carichi in circolazione, quindi molto più elevati di quelli prescritti oggi. E questo fu il criterio seguito nel 1933 nella redazione della normale n. 8 del Ministero dei LL. PP. in data 15 settembre di quell'anno, nella quale lo schema II (92 Tonn.) corrispondeva al traino su strada ordinaria di un obice da 305/17 che all'epoca era il carico più pesante di carattere militare. [...] >>.

Si riporta di seguito il grafico ottenuto.

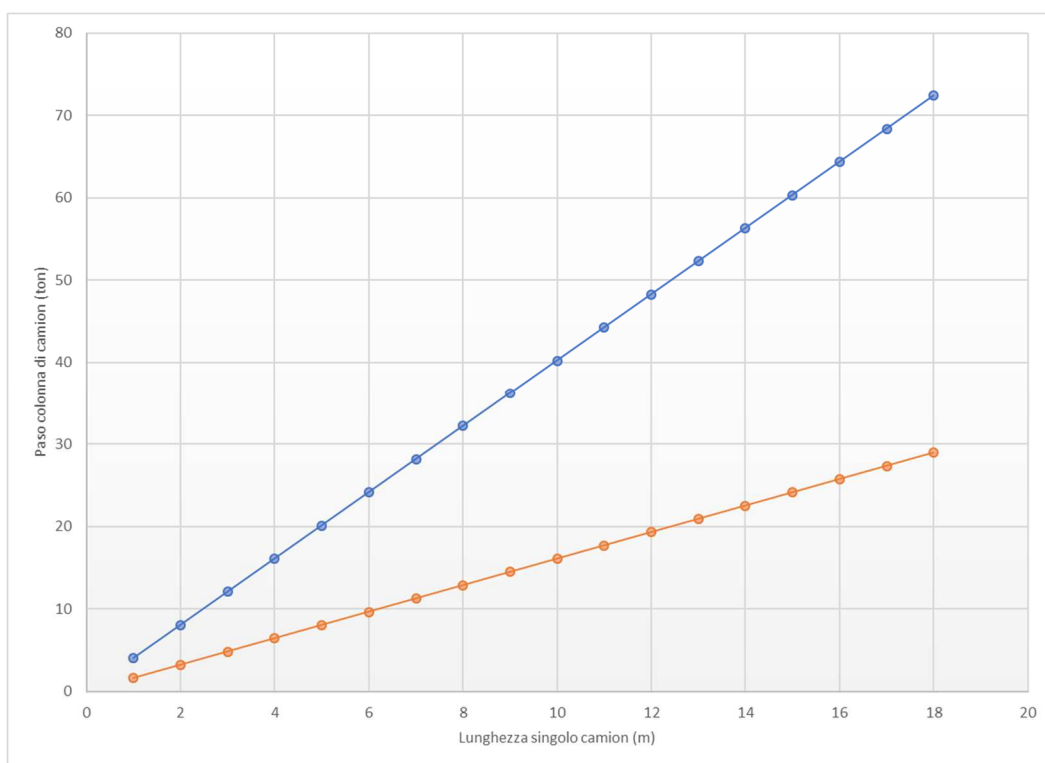


Grafico 1: Peso [ton] di una colonna di camion equivalente al carico normativo in funzione della lunghezza del singolo camion.

La curva blu indica l'andamento del carico equivalente a quello utilizzato nel progetto dei ponti secondo la normale n. 8 del Ministero dei LL. PP, mentre quella arancione è relativa al carico da normativa attuale.

Essendo quest'ultima al di sotto della prima, qualora il ponte fosse stato progettato seguendo le prescrizioni progettuali dell'epoca, esso rispetterebbe i criteri progettuali attuali.

L'analisi sopra esposta non tiene conto in quanto non a disposizione di chi scrive, dei seguenti fattori:

- Proprietà e degrado dei materiali (identificabili tramite idonee prove in sito);
- Dettagli costruttivi;
- Eventuali interventi non visibili effettuati nel corso degli anni.

Inoltre, la normativa utilizzata per il calcolo è stata individuata sulla base delle informazioni acquisite e dovrà essere verificata dal gestore dell'infrastruttura.

La presente relazione vuole essere un'indicazione preliminare e non costituisce certificazione di idoneità statica e transitabilità del ponte. Al fine di effettuare una valutazione più accurata, saranno necessarie, nelle successive fasi progettuali, indagini sulle strutture costituenti il ponte, che consentano di rilevare le proprietà meccaniche attuali dei materiali.

8 PROPOSTE DI INTERVENTO

Come riportato nel precedente capitolo, allo stato attuale la struttura del ponte sul Guà è insufficiente nei confronti delle azioni allo SLU, considerando nel calcolo la totalità del carico mobile da normativa. Pertanto la struttura risulta non verificata.

Al fine di esporre le problematiche riscontrate e cercare una o più soluzioni possibili, si sono effettuati due incontri in Soprintendenza. Il primo incontro si è svolto in data 11 Aprile 2018 alla presenza dell'Architetto Battista Giovanna della "Soprintendenza archeologica, belle arti e paesaggio per le province di Verona, Rovigo e Vicenza" e dell'Ing. Frizzarin Michele di Studio Franchetti mentre il secondo incontro in data 13 Giugno 2018 alla presenza degli Architetti Campanini Giulia e Dandria Silvia della Soprintendenza, dell'Ing. Leonardi Andrea di Viabilità srl, dell'Architetto Bassan Roberto e dell'Ing. Bozza Andrea di Studio Franchetti.

A seguito di tali incontri e con l'ausilio di approfondite analisi svolte per mezzo di software di calcolo, sono riportate le proposte di intervento, sintetizzate di seguito:

1. Rinforzo ponte esistente tramite inserimento di nuovi elementi resistenti metallici nell'impalcato (travi principali e trasversi) e rinforzo pile e fondazioni;
2. Rifacimento ponte esistente con riposizionamento delle travi reticolari, allargamento della carreggiata ed eventuale eliminazione delle pile;
3. Ponte nuovo affiancato all'attuale, con mantenimento di quest'ultimo ma declassato.

Il ponte sul Poscola risulta verificato allo SLU, ma con un esiguo margine di sicurezza. Per esso saranno proposti degli interventi riguardanti esclusivamente la carpenteria metallica, quali zincatura e sabbiatura delle superfici, computati sommariamente nella stima dei costi.

8.1 Compatibilità idraulica delle nuove opere

Come riportato al §5.1.2.3 delle NTC18, quando un ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica, comprendente una relazione idrologica e una idraulica.

È questo il caso delle proposte n° 2 e 3, che saranno illustrate in seguito e in cui sono previste spalle in alveo.

Si sottolinea per contro che, come indicato al medesimo paragrafo della norma, l'approfondimento dello studio dovrà essere commisurato al livello di progettazione.

Essendo il presente livello di progettazione quello di studio di prefattibilità tecnico-economica, si rimanda pertanto il suddetto studio di compatibilità alle successive fasi progettuali, il quale sarà corredato dalle ulteriori e necessarie indagini non oggetto del presente livello di progettazione.

Tale scelta trova inoltre giustificazione nella natura stessa dello studio di prefattibilità, che prende in considerazione varie ipotesi progettuali e ne analizza vantaggi e svantaggi.

In tale fase si ritiene invece sufficiente un parere preventivo del Genio Civile. Quest'ultimo, a seguito di un incontro avvenuto in data 28 agosto 2018, ha dichiarato che non ritiene che sussistano particolari problematiche nel porre le spalle in alveo, ed ha inoltre aggiunto come il franco minimo previsto da normativa sia pienamente rispettato, anche nella situazione peggiore corrispondente, alla proposta n°3.

8.2 Proposta di intervento n°1

8.2.1 Descrizione generale

La proposta consiste nell'introduzione di nuovi elementi resistenti nell'impalcato del ponte sul Guà, costituiti da due travi principali e da travi secondarie, che sostituiscono di fatto gli elementi portanti attuali.

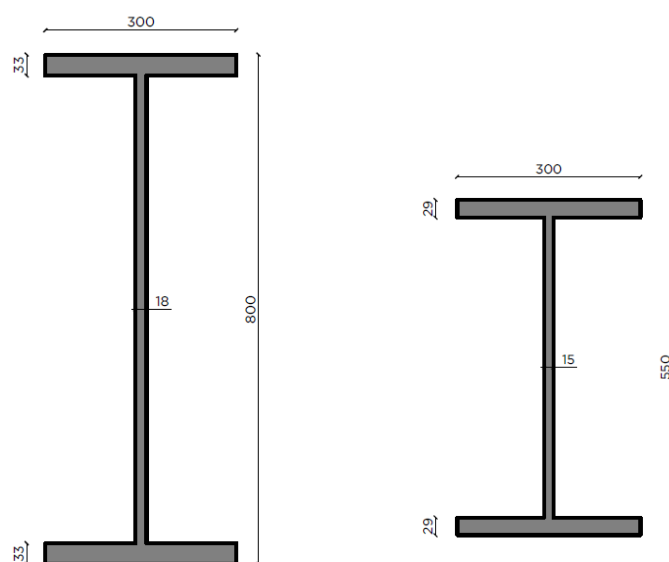


Figura 76: Travi che verosimilmente verranno utilizzate - Trave principale HEB 800 e trave secondaria HEB 550.

Le due travi principali saranno poste ad una quota inferiore rispetto alle attuali, e planimetricamente più interne rispetto ad esse. In tal modo sarà possibile posizionare le nuove travi secondarie circa alla stessa quota delle travi attuali, disponendole planimetricamente nelle zone vuote tra due travi secondarie attuali successive.



Figura 77: Fotoinserimento Proposta n°1.

Inoltre si prevede un rinforzo delle pile esistenti tramite l'introduzione di pareti armate sul perimetro delle stesse, migliorandone il comportamento a pressoflessione.

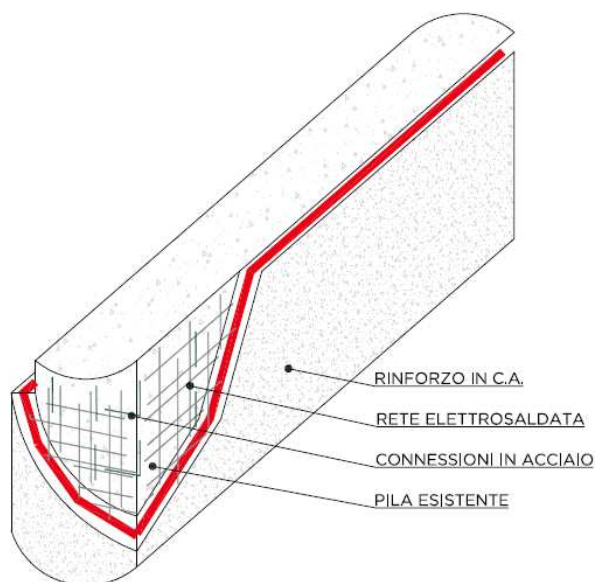


Figura 78: Particolare rinforzo pile.

Si prevede infatti che le nuove travi principali saranno appoggiate su una mensola vincolata al rinforzo delle pile e alle spalle esistenti, funzionando come uno schema in semplice appoggio e avente l'appoggio fisso in corrispondenza delle pile.

Il rinforzo delle pile interesserà anche le fondazioni, le quali saranno allargate e vincolate al terreno da una corona di micropali.

Si propone inoltre di sostituire l'attuale soletta e pacchetto stradale con elementi nuovi, costituiti da una soletta gettata in opera e un pacchetto stradale di spessore ridotto rispetto all'attuale, garantendo in tal maniera di non modificare la quota del piano viabile.

8.2.2 Modellazione e stato tensionale

Il dimensionamento dell'intervento è avvenuto trascurando la struttura esistente, in quanto la nuova struttura portante sostituirà del tutto quella vecchia, rendendo quest'ultima ininfluente ai fini della resistenza.

Il modello è stato eseguito esclusivamente su una singola campata, in quanto si suppone che esse siano svincolate le une dalle altre, presentando uno schema di trave in semplice appoggio.

Le estremità di sinistra delle travi principali sono state vincolate tramite vincoli carrello con asse di scorrimento parallelo all'asse del ponte, le estremità di destra tramite cerniere che ne impediscono gli spostamenti in qualsiasi direzione. In tal modo si è garantita l'isostaticità della struttura in senso longitudinale

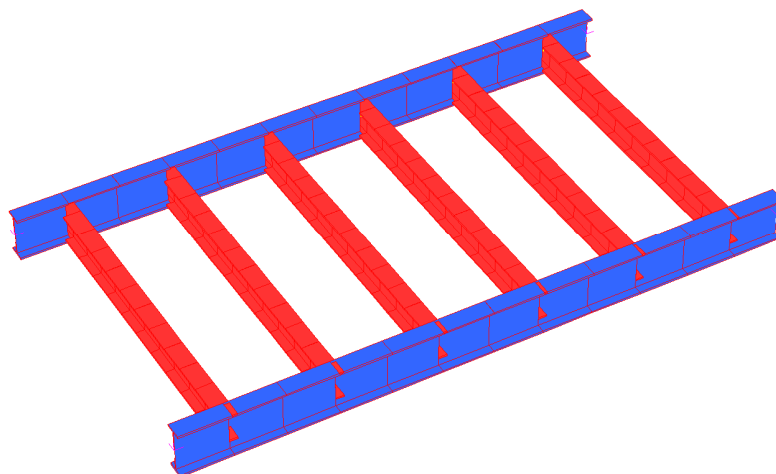


Figura 79: Modello FEM Proposta n°1 - Struttura metallica impalcato.

Anche la soletta è stata modellata tramite elementi beam, al fine di facilitare l'applicazione dei carichi tandem normativi di tipo concentrato. Essa è stata collegata alle travi secondarie per mezzo di elementi truss aventi densità nulla.

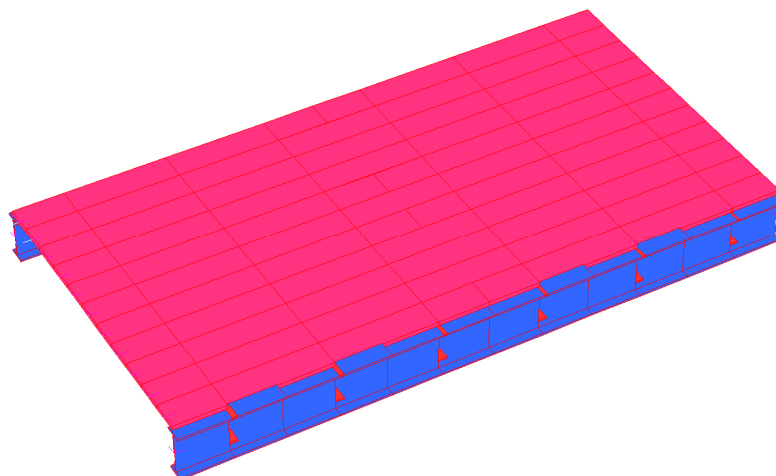


Figura 80: Modello FEM Proposta n°1 - Impalcato.

I carichi mobili e quelli derivanti dagli elementi non strutturali sono stati applicati tramite load patch monodirezionali, consentendo di caricare in successione le travi secondarie, le travi principali ed infine i vincoli.

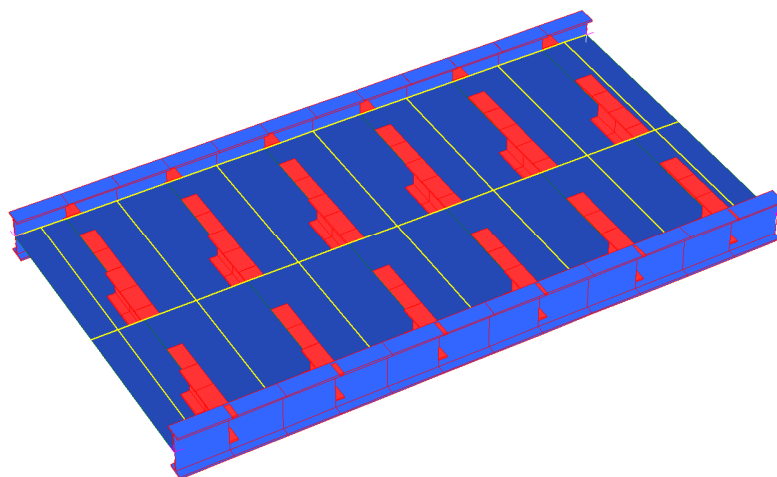


Figura 81: Modello FEM Proposta n°1 - Impalcato con Load Patch.

Si riporta di seguito la mappa tensionale ottenuta analizzando gli stress in termini di “Total Fibre” derivanti dall’involuppo delle combinazioni di carico inserite.

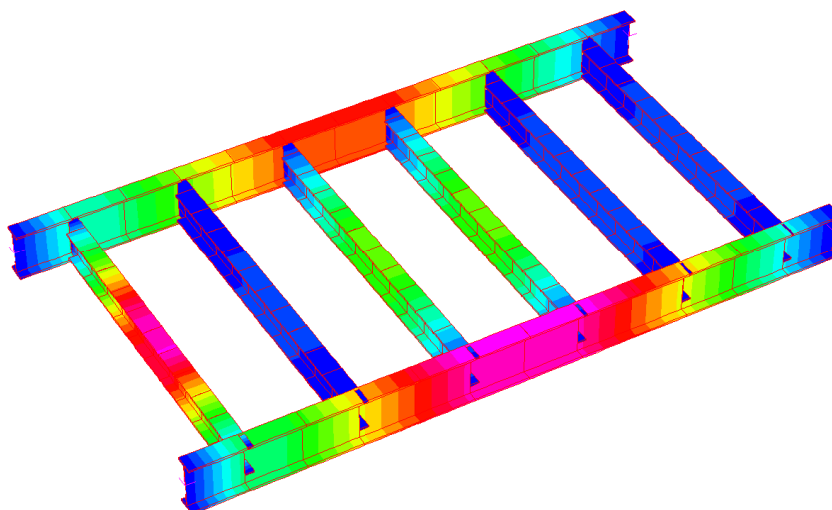
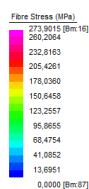


Figura 82: Modello FEM Proposta n°1 - Total Fibre Stress.

8.2.3 Analisi costi-benefici

E' stata effettuata una stima dei costi di tale proposta, sintetizzati nel seguente quadro economico puramente indicativo.

[illegible]

I costi maggiori sono quelli relativi a calcestruzzo e acciaio per il rinforzo di pile e fondazioni e quelli relativi ai profilati metallici costituenti l'impalcato nuovo e i relativi trattamenti protettivi, da estendersi anche sugli elementi d'acciaio esistenti.

Un intervento di questo genere ha sicuramente risvolti positivi e risvolti negativi.

Per quanto riguarda i primi è l'intervento più economico dei tre proposti, in quanto gran parte della struttura resta invariata o comunque in sito senza più funzione strutturale. La struttura originale, composta dalle reticolari laterali, i traversi intermedi e le pile resta in sito. Inoltre le pile continuano a svolgere la loro funzione portante, previo opportuno rinforzo delle stesse e delle relative fondazioni. Come ultima considerazione positiva, resta operativo il ponte storico, nel suo stesso sedime, con le stesse dimensioni e quasi le stesse strutture portanti, il che può avere la sua valenza storica e culturale. Infatti dalla ricerca storica effettuata dall'Architetto Bassan, di cui si ha traccia nella VIC (Valutazione di Interesse Culturale) attualmente in fase di redazione, si osserva come il sedime della SP 33 sia rimasto invariato negli anni, almeno finché se ne ha traccia storica. È un ponte tipico del periodo tra fine del XIX e inizio XX secolo, essi prendono il nome di ponti zorès, dal tipo di profilato utilizzato per formare il piano dell'impalcato. È uno dei pochi ponti rimasti di questa tipologia, ma ad ogni modo non rappresenta un esempio di significativa importanza in questo contesto.

Di contro però, per attuare una soluzione del genere è necessario effettuare indagini dettagliate, soprattutto su pile e fondazioni. Sono necessarie al fine di valutare con precisione la portanza attuale degli elementi resistenti verticali e poter calibrare in maniera ottimale gli interventi. Sarà necessario infatti valutare la resistenza del calcestruzzo in relazione ai carichi derivanti dalle mensole su cui poggiano le nuove travi principali, la resistenza a compressione e pressoflessione delle pile post-intervento e quella delle fondazioni. Le indagini potrebbero anche rilevare una inefficacia dell'intervento proposto, con conseguente scartamento di tale proposta. Inoltre il ponte resterebbe ad una corsia, non comportando vantaggi per la viabilità, anzi complicandoli ulteriormente. Infatti sarà necessario instaurare un sistema di circolazione a senso unico alternato, regolato da impianti semaforici. La larghezza della carreggiata sarà ulteriormente ridotta a causa del necessario inserimento di barriere di sicurezza; queste ultime anche se di altezza ridotta andrebbero comunque a coprire dall'interno le reticolari, vanificando in qualche modo uno degli aspetti positivi dell'intervento che consiste nel godere della vista del ponte originale. Saranno necessarie allargamenti stradali in corrispondenza degli impianti semaforici che peggiorerebbero la fluidità della circolazione. Infine sarà necessario chiudere completamente la circolazione su questo tratto di strada durante i lavori, causando non pochi problemi ai fruitori abituali della strada, quali principalmente agricoltori che raggiungono il proprio terreno.

Saranno quindi rimossi anche traversi e soletta attuali e gli unici elementi originali resteranno le travi reticolari. Queste ultime infatti saranno imbullonate tramite fazzoletti metallici alle due travi principali di riva, oltre che alla nuova soletta, garantendo esternamente la visione quasi esclusiva di queste ultime. A tal fine, e per garantire un franco che sia il più alto possibile rispetto al fondo del torrente, si è optato in fase di predimensionamento per travi alte non più di 1 metro, comportando di conseguenza un aumento in numero.

8.3.2 Modellazione e stato tensionale

Le considerazioni riguardo la costruzione del modello sono analoghe a quelle fatte per la proposta n°1, sia in termini di elementi finiti utilizzati, sia in termini di vincoli. Riguardo l'applicazione dei carichi si è preferito applicare il carico mobile distribuito come equivalente linearmente distribuito sui beam della soletta, evitando l'utilizzo dei load patch.

Si riportano di seguito le immagini relative alla struttura metallica dell'impalcato e la vista dell'impalcato comprensiva della soletta.

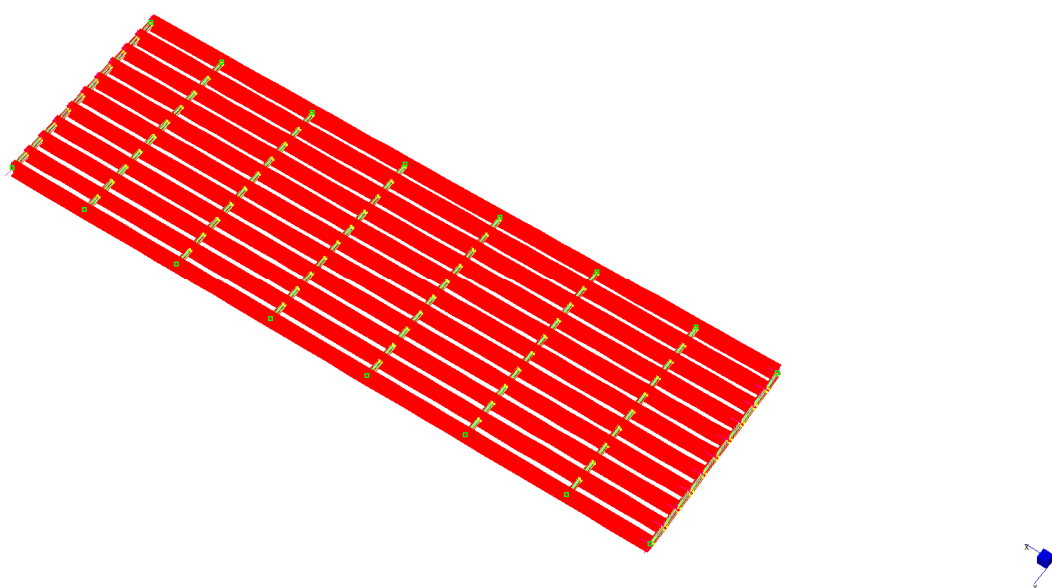


Figura 85: Modello FEM Proposta n°2 - Struttura metallica impalcato.

In rosso sono riportate le travi principali, in blu quelle secondarie (traversi), incernierati alle travi principali quindi considerati infinitamente flessibili nel proprio piano.

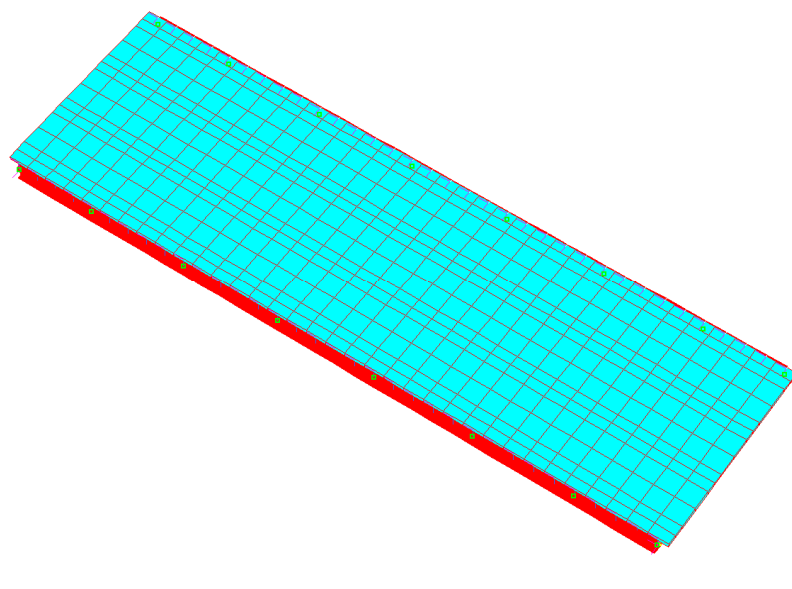


Figura 86: Modello FEM Proposta n°2 - Impalcato.

Si riporta di seguito la mappa tensionale sulle travi principali ottenuta analizzando gli stress in termini di “Total Fibre” derivanti dall’involuppo delle combinazioni di carico inserite.

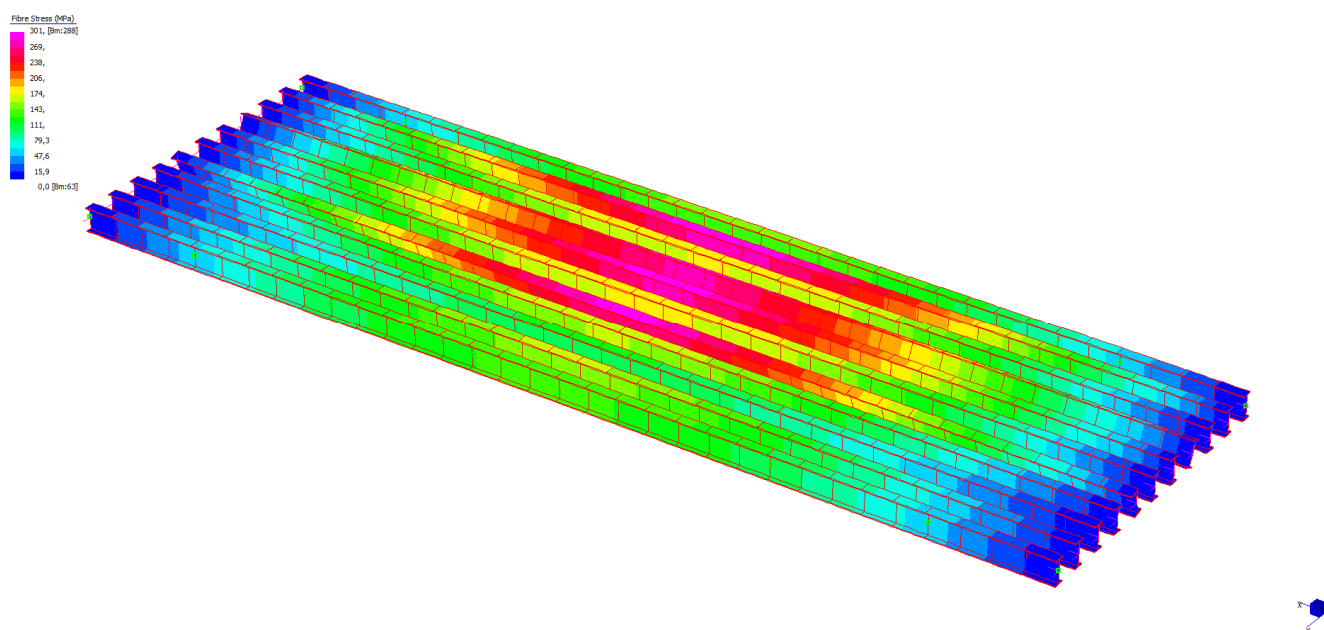


Figura 87: Modello FEM Proposta n°2 - Total Fibre Stress.

E' stata effettuata una stima dei costi di tale proposta, sintetizzati nel seguente quadro economico puramente indicativo.

213-17 P RE 04.8 Relazione Tecnica.docx

I costi maggiori sono quelli relativi a calcestruzzo e acciaio per le nuove fondazioni e quelli relativi ai profilati metallici costituenti l'impalcato nuovo e i relativi trattamenti protettivi.

Come fatto per la proposta n°1, si riportano di seguito i pro e i contro di tale intervento, iniziando dagli aspetti positivi.

Innanzitutto il ponte resta nella sede attuale, garantendo un percorso inalterato rispetto allo stato di fatto. Consente una circolazione a doppio senso di marcia, con larghezze della sede stradale aggiornate secondo gli attuali codici normativi. Si evita quindi la percorrenza della strada a senso unico alternato o a carreggiata ristretta come attualmente. La soluzione proposta consente inoltre di avere un franco libero rispetto al fondo dell'alveo maggiore rispetto alle altre due soluzioni proposte, grazie all'utilizzo di un numero maggiore di travi di altezza relativamente bassa. Ha vantaggi anche in termini di impatto visivo, in quanto le reticolari esistenti saranno visibili dall'esterno, essendo vincolate alle travi principi. Saranno vincolate ad una opportuna quota in maniera tale da garantire anche la visibilità dall'interno, compatibilmente con l'intralcio derivante dalle nuove barriere di sicurezza. Gli elementi resistenti saranno totalmente nuovi e ciò consente tra le altre cose di evitare ulteriori indagini sulle strutture esistenti. Per quanto riguarda le pile, la soluzione ottimale prevedrebbe l'eliminazione totale delle stesse; in alternativa si potrebbe pensare di lasciarle in alveo, smussandone la sommità in quanto interferirebbe con le nuove travi portanti principali, privandole di qualsiasi funzione portante. E' da sottolineare che quest'ultima soluzione non assicurerebbe la visione delle pile in quanto esse sarebbero coperte dall'impalcato largo circa 11 metri.

A confermare la validità della proposta n°2 è l'intervento effettuato sul Ponte della Motta a San Bonifacio, il quale risulta quasi del tutto simile a quello proposto ed il quale ha ottenuto parere favorevole dalla Soprintendenza.



Figura 88: Ponte della Motta pre-intervento.



Figura 89: Ponte della Motta post-intervento.

L'analogia è riscontrabile nella struttura pre-intervento, la quale è caratterizzata da due reticolari esterne, che fungono sia da travi principali che da barriere bordo ponte, da traversi intermedi e da profilati zorès costituenti cassero con funzione strutturale per la soletta. L'unica differenza risiede nelle pile, le quali risultano in acciaio in analogia con i numerosi ponti in ferro tipo zorès costruiti tra il XIX e l'inizio del XX secolo. L'analogia è riscontrabile anche nella configurazione post-intervento, che presenta la struttura portante con travi principali e traversi, poggianti esclusivamente su due spalle. Anche in questa soluzione le reticolari sono state attaccate alle travi di riva, con l'unica differenza che esse nella soluzione del Ponte della Motta risultano più alte, consentendo quindi di coprire quasi interamente dal basso le nuove travi principali e avere un'altezza tale da poter fungere da barriere bordo ponte.

Analizzando i contro, la soluzione proposta ha un costo stimato simile alla terza proposta, tenendo a mente che comunque la soluzione n°3 necessita di una valutazione più approfondita soprattutto riguardo gli espropri e la quantità di materiale per la costruzione dei rilevati. Guardando il lato storico, si evidenzia come dell'impalcato originario resterebbero esclusivamente le reticolari, le quali al pari della prima soluzione non sarebbero chiaramente visibili dall'interno a causa della necessaria interposizione delle nuove barriere di sicurezza. Si sottolinea come siano necessari opportuni raccordi per il collegamento del nuovo impalcato, largo 10,60 metri, con la strada esistente, larga circa 5,50 metri. Infine analogamente alla soluzione n°1, sarà necessario chiudere completamente la circolazione su questo tratto di strada per tutta la durata dei lavori, con conseguenti disagi alla circolazione.

8.4 Proposta di intervento n°3

8.4.1 Descrizione generale

La terza proposta di intervento consiste nella costruzione di un nuovo ponte, affiancato a quello esistente. Esso andrà a deviare la viabilità del ponte sul Guà, garantendo un percorso alternativo a valle di quello attuale. Quest'ultimo potrà comunque restare operativo, ma sarà declassato ad esempio a ponte ciclopeditone.



Figura 90: Fotoinserimento proposta n°3.

Esso sarà costituito da due spalle, senza pile intermedie in alveo. Le luci saranno circa di 30 metri e l'impalcato metallico sarà costituito in sezione da due travi principali esterne, una intermedia collaborante con la soletta e diaframmi trasversali formati da controventi diagonali e verticali.

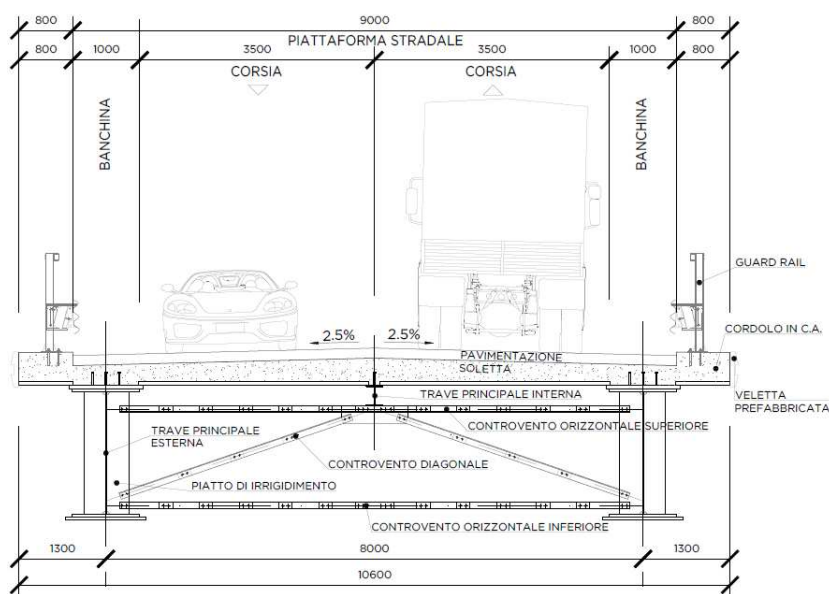


Figura 91: Proposta n°3 - Sezione ponte nuovo.

Gli irrigidimenti trasversali saranno posti ad interasse di circa 5 metri e le spalle avranno una fondazione su pali.

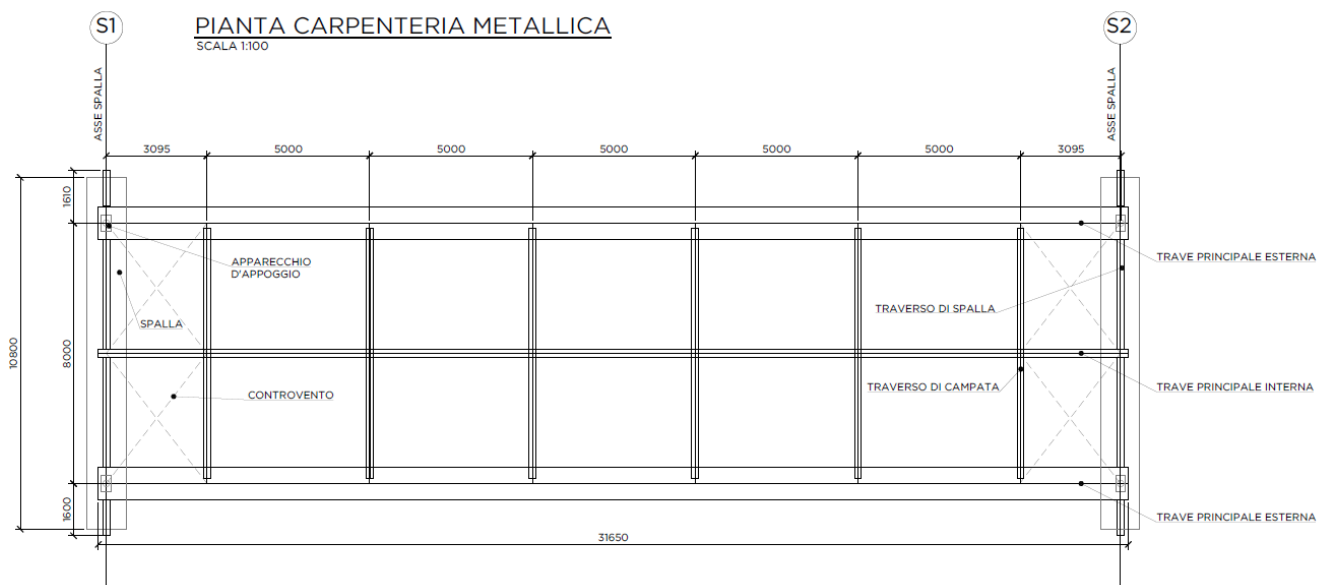


Figura 92: Proposta n°3 - Pianta carpenteria metallica.

8.4.2 Modellazione e stato tensionale

La modellazione e l'analisi di tale soluzione non è stata effettuata, ma ci si è basati sull'esperienza del progettista. Calcoli più precisi saranno effettuati nel caso tale proposta venga ritenuta la migliore. Le dimensioni proposte sono comunque confermate dalla vasta letteratura a disposizione e dal confronto con impalcati esistenti di dimensioni simili.

8.4.3 Analisi costi-benefici

Nel computare la soluzione proposta si è fatto riferimento ad un valore di 280 kg di acciaio per ogni metro quadro di impalcato. Sono inoltre stati stimati le aree da espropriare ed i conseguenti indennizzi da pagare, nonché la quantità di materiale che andrà a costituire i rilevati.

Una stima dei costi è riportata nel seguente quadro economico indicativo.

[illegible]

Gli aspetti positivi di tale soluzione risiedono nel fatto che la costruzione di un ponte nuovo consente di essere svincolati dalle limitazioni dimensionali dettate dal ponte esistente, consentendo di garantire una viabilità su due corsie e con strutture del tutto nuove. Inoltre si garantisce l'integrità del ponte attuale, che però dovrà necessariamente subire un declassamento a ponte ciclopedonale. Saranno minori, quasi nulli, i disagi alla circolazione durante le varie fasi di cantiere. Infine, trattandosi di un ponte completamente nuovo e su un tracciato diverso dall'attuale, con necessità di costruzione di rilevati ed espropri di terreni, è la soluzione più costosa.

9 CONCLUSIONI

A conclusione delle analisi svolte, si riporta una tabella riassuntiva dei pro e contro delle tre soluzioni proposte; per ogni proposta sono riportati in rosso i contro ed in verde i pro, in relazione ad una specifica tematica. Infine sono riportati i costi stimati, come da quadri economici riportati in precedenza.

Elemento	PROPOSTA N°1	PROPOSTA N°2	PROPOSTA N°3
	Ponte rinforzato a songola corsia	Rifacimento ponte con riposizionamento reticolari	Ponte nuovo con declassamento del vecchio
Portata del ponte	Capacità portante senza limitazioni di carico al transito	Capacità portante senza limitazioni di carico al transito	Capacità portante senza limitazioni di carico al transito
Chiusura strada per lavori	chiusura strada per lavori sull'impalcato, realizzazione allargamenti stradali e impianto semaforico. Previsti mesi 8 di chiusura totale	chiusura per lavori di demolizione del ponte e realizzazione della nuova struttura e degli allargamenti degli imbocchi della Strada Provinciale. Previsti mesi 8	mantenimento dell'apertura della strada al traffico. La realizzazione del nuovo ponte e delle deviazioni stradali comporterà una durata stimata di mesi 12
Spostamento sedime SP 33 Montorsina	mantenimento del sedime attuale. Necessità di allargamenti per semaforo in quanto il ponte diventerà a senso unico	mantenimento del sedime attuale. Necessità di tratti di allargamento degli imbocchi sia lato Montecchio Maggiore sia lato Montorso Vicentino	spostamento del sedime della SP 33, con vecchio sedime eventualmente convertito in passaggio ciclopedonale
Fluidità di circolazione	restringimento ad una corsia di marcia dovuto all'installazione di nuovi guardrail, con necessità di senso unico alternato e impianto semaforico	adeguamento a due corsie, una per senso di marcia, secondo dimensioni corsie da Decreto Ministeriale 5 novembre 2001	adeguamento a due corsie, una per senso di marcia, secondo dimensioni corsie da Decreto Ministeriale 5 novembre 2001
Quantità di aree espropriate	limitate alla formazione di allargamenti stradali per il senso unico che si verrà a creare sul ponte	ridotte, necessarie solo al raccordo tra ponte e strada esistente di larghezza inferiore	significative, a causa della necessità di due tratti di strada di raccordo in rilevato, di congiunzione con la strada esistente
Franco idraulico sul Torrente Guà	si riduce rispetto all'attuale, dovendo le travi principali posizionarsi al di sotto delle secondarie esistenti. (Viene comunque garantito il franco minimo). Questo anche per esigenze formulate dalla Soprintendenza per i beni storico-culturali	ottimizzando il numero di travi e la conseguente altezza si ottiene un franco idraulico più elevato	il franco idraulico rimane invariato sul ponte attuale mentre sulla nuova struttura è possibile aumentare il franco ottimizzando le sezioni
Impatto della soluzione in relazione al mantenimento/conservazione del manufatto	Impatto contenuto dovuto al sostanziale mantenimento della visione prospettica del ponte. Saranno parzialmente visibili le nuove travi inserite nell'impalcato attuale. Le pile in alveo dovranno essere necessariamente ingrossate per essere idonee ai rinforzi previsti	Impatto significativo dovuto all'allargamento dell'impalcato del ponte ed eliminazione delle pile in alveo. Vengono comunque salvaguardate le due travi reticolari di bordo	Impatto limitato dovuto all'affiancamento del nuovo ponte al ponte esistente, che in questa soluzione resta immutato
Elementi resistenti totalmente nuovi	si mantengono gli elementi strutturali esistenti con i limiti derivanti dai giunti con chiodi ribattuti a caldo, inoltre si fa affidamento alle spalle ed alle pile esistenti, seppur ringrossate e rinforzate	struttura interamente nuova	struttura interamente nuova
Costi di manutenzione	Maggiori costi di manutenzione in quanto vengono mantenute molte parti del ponte esistente	Costi di manutenzione limitati dovuti alla presenza delle sole travi reticolari del ponte esistente	Costi di manutenzione bassi in quanto trattasi di nuovo ponte
Assenza di elementi in alveo	sono presenti in alveo le pile da rinforzare. Saranno necessari nuovi pali profondi in quanto attualmente le pile non hanno fondazioni idonee agli attuali carichi/normative	assenza di pile in alveo	sono presenti in alveo le pile del ponte originale. Il ponte nuovo non ha pile in alveo previste
Costi stimati (solo lavori)	€ 575.000	€ 857.000	€ 1.067.000
Costo totale opera	€ 1.000.000	€ 1.400.000	€ 1.900.000

Tabella 3: Sommario pro/contro delle tre soluzioni.

Si sottolinea infine come lo scopo di tale relazione sia quello di esporre il problema relativo alla precarietà del Ponte sul Guà e di analizzare i costi e i benefici delle soluzioni proposte per l'adeguamento dello stesso, e che comunque la scelta della soluzione da adottare dovrà tenere conto del necessario parere della Soprintendenza archeologica, belle arti e paesaggio per le province di Verona, Rovigo e Vicenza.

Arzignano, giugno 2018

Controllato
Ing. Andrea Bozza

Il Tecnico
Dott. Ing. Paolo Franchetti