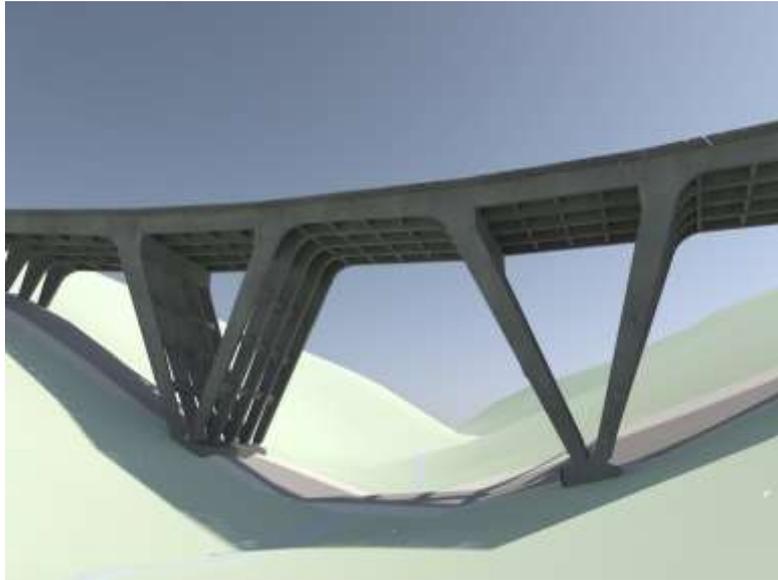


COMUNE DI TRIESTE

DIPARTIMENTO TERRITORIO, AMBIENTE, LAVORI PUBBLICI E PATRIMONIO
SERVIZIO STRADE E INFRASTRUTTURE



C.O. 20127 – PONTE DI VIA BRIGATA CASALE – MESSA IN SICUREZZA STRUTTURA
PORTANTE INCARICO PROFESSIONALE DI PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ
TECNICO-ECONOMICA ED ESECUTIVA E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE

CIG: A041075D8F

PROGETTISTI: ING. GIORGIO ALTIN – CAPOGRUPPO – PROGETTISTA OPERE STRUTTTURALI
ING GIADA BASSO BOCCABELLA – COORDINAMENTO ALLA SICUREZZA
ING. MARCO FASAN – CO-PROGETTISTA OPERE STRUTTTURALI

FASE: PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO: RELAZIONE GENERALE

TAV. RE.GEN_ES

DATA 08_2024

Altin

STUDIO ING. GIORGIO ALTIN – VIA F. VENEZIAN 30 – TRIESTE

Indice

1	Premessa e livelli di prestazione attesi	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Vincoli ed aspetti paesaggistici	2
4	Aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, idrologici, idraulici, geotecnici e sismici	4
4.1	Aspetti geologici, geotecnici e geosismici	4
4.2	Aspetti idrologici, idrogeologici e idraulici	4
5	Risultanze degli studi delle indagini e delle analisi effettuate.....	5
6	Descrizione e motivazione delle scelte tecniche poste a base del progetto.....	10
7	Elementi di dimensionamento preliminare	11
7.1	Il modello numerico FEM	11
7.2	Validazione del modello numerico: misure vibrometriche	13
7.3	Validazione del modello numerico: peso proprio	14
7.4	Carichi applicati	14
7.4.1	Azione sismica	14
7.4.2	Carichi da traffico e carichi da vento	15
7.5	Vincolamenti e svincolamenti nel modello	15
8	La soluzione progettuale	19
9	Conclusioni	23

1 Premessa e livelli di prestazione attesi

La presente relazione generale è inerente alla fase di progettazione esecutiva relativa alla messa in sicurezza della struttura portante del ponte sito in via Brigata Casale sul Rio Spinoletto a Trieste.

In particolare, si fa riferimento al CONTRATTO di cui al CIG A041075D8F Prot. n. 24/3-73/23 di data 9/04/2024 avente come oggetto la:

MESSA IN SICUREZZA DELLA STRUTTURA PORTANTE DEL PONTE SITO IN VIA BRIGATA CASALE A TRIESTE, INCARICO PROFESSIONALE DI PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA ED ESECUTIVA E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Con il CONTRATTO 24/3-73/23 di data 09/04/2024, l'ing. Gustavo Zandanel, responsabile della struttura Strade e Infrastrutture del Comune di Trieste, ha affidato, al Raggruppamento Temporaneo di Professionisti costituita dall'ing. Giorgio Altin, in qualità di capogruppo mandatario, con Studio Professionale in via Felice Venezian n. 30, 34124 Trieste, C.F. LTN GRG69D24L424G, P.IVA 01025210327, iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Trieste al n. 1840 – A, dall'ing. Giada Basso Boccabella mandante e all' Ing. Marco Fasan, l'incarico di progettazione di messa in sicurezza del ponte sito in via Brigata casale a Trieste.

In ottemperanza dell'incarico suddetto, il sottoscritto, ing. Giorgio Altin, redige la presente RELAZIONE GENERALE.

La committenza, ha espresso l'esigenza che l'intervento miri ad ottenere l'adeguamento sismico quindi, secondo il **punto 8.4.3 delle NCT18 e C.8.8.7** della relativa circolare, ricade nella situazione di adeguamento sismico deciso dal proprietario su struttura esistente e progettata precedentemente alla classificazione sismica dell'area su cui insiste, di conseguenza, ai fini del raggiungimento dell'adeguamento, il minimo rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione deve essere superiore o uguale a 0,8.

Per le analisi è stato utilizzato:

- il software CMP di Namirial – codice licenza n. 33073, in uso a Ing. Giorgio Altin –
Via Felice Venezian n. 30, Trieste.

2 Normativa di riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC)”;
- Circolare Ministeriale 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- “Linea Guida per la classifica e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
- Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati di cui al CNR DT 200 R1/2013;
- Eurocodice 01

3 Vincoli ed aspetti paesaggistici

L’area d’intervento è sottoposta ai seguenti vincoli come visibile sulla relativa tavola del PRGC.



Figura 1 – Estratto vincoli da PRGC

-  I fiumi, i torrenti, i corsi d'acqua e le relative sponde o piedi degli argini per una fascia di 150 metri ciascuna - Art. 142 comma 1 lett. c)
-  Territori coperti da foreste e da boschi - Art. 142 comma 1 lett. g)
-  Zone gravate da usi civici - Art. 142 comma 1 lett. h)
-  Zone di interesse archeologico - Art. 142 comma 1 lett. m)
-  Vincolo idrogeologico - R.D.L. 3267/23
-  Terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici

Figura 2 – Legenda vincoli da PRGC

L'area è sottoposta a vincolo di cui all'art. 142 comma 1 lett g) del DM 42/2004, purtroppo, l'area al di sotto del manufatto, versa in pessimo stato di conservazione dal punto di vista paesaggistico per la consistente presenza di rifiuti.



Figura 3 – presenza di rifiuti al di sotto del manufatto



Figura 4 – presenza di rifiuti al di sotto del manufatto

La progettazione prevederà la pulizia del terreno al di sotto del manufatto e la rimozione dei rampicanti e del verde laddove interferisce con la struttura e con le lavorazioni da eseguirsi.

Si precisa che non sono previsti scavi né movimenti di terra e che le fondazioni non interferiscono con il corso d'acqua.

4 Aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, idrologici, idraulici, geotecnici e sismici

4.1 Aspetti geologici, geotecnici e geosismici

La relazione geologica è stata redatta dal dott. Geol. Roberto Chiappini, per la trattazione approfondita si rimanda alla stessa. In questa sede risulta sufficiente notare che lo studio di risposta sismica locale ha condotto a ad uno spettro inferiore a quello che si ottiene dal metodo semplificato adottando una tipologia di sottosuolo B con categoria topografica T2 che risulta dalla stessa relazione geologica. Pertanto, a favore di sicurezza, nei calcoli verrà adottato quest'ultimo spettro.

Le caratteristiche geotecniche del Flysch sul quale risultano impostate le fondazioni sono le seguenti:

- angolo di attrito $\cdot \varphi = 30^\circ$
- coesione $c = 30 \text{ kPa}$
- peso di volume $\gamma \cdot = 20.0 \text{ kN/m}^3$

(VALORI MINIMI DEGLI INTERVALLI INDICATI DAL DOTT. GEOL. ROBERTO CHIAPPINI)

4.2 Aspetti idrologici, idrogeologici e idraulici

La struttura del ponte ha il fine di oltrepassare il bacino del Rio Spinoletto. Al di sotto del suo letto è stato realizzato un collettore fognario che normalmente capta tutta la portata del rio che, in regime ordinario, ha l'alveo asciutto.



Figura 5 – alveo asciutto in regime ordinario e vasca di laminazione

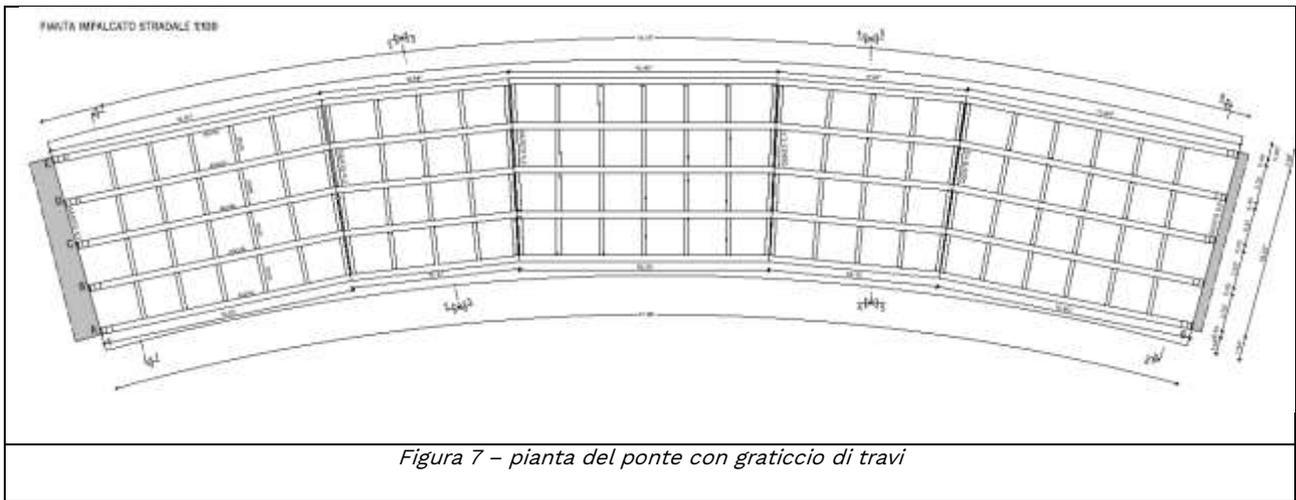
In corrispondenza del ponte, al di sotto, è stata eseguita una vasca di laminazione che permette di convogliare, in caso di piena, la portata del rio ad un canale a cielo libero di dimensioni 150x100 cm visibile anche in figura 5. Si è potuto constatare che anche in caso di evento di piena le fondazioni sono impostate ad una quota maggiore del pelo libero dell'acqua.



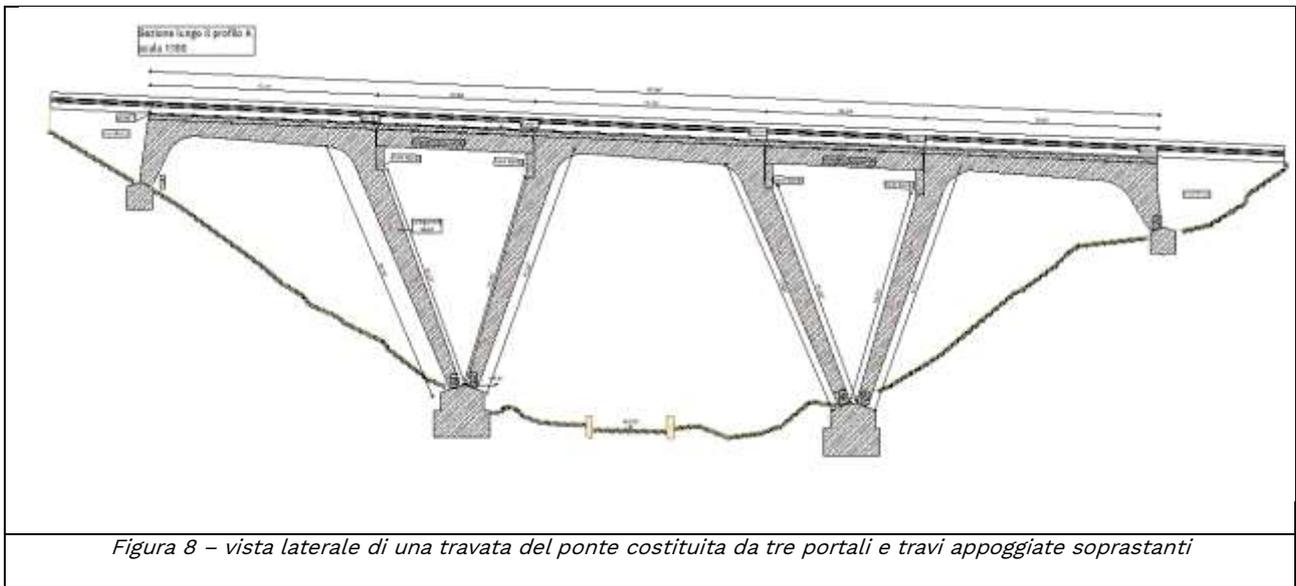
Figura 6 – Fondazioni non interessate dal corso d'acqua

5 Risultanze degli studi delle indagini e delle analisi effettuate

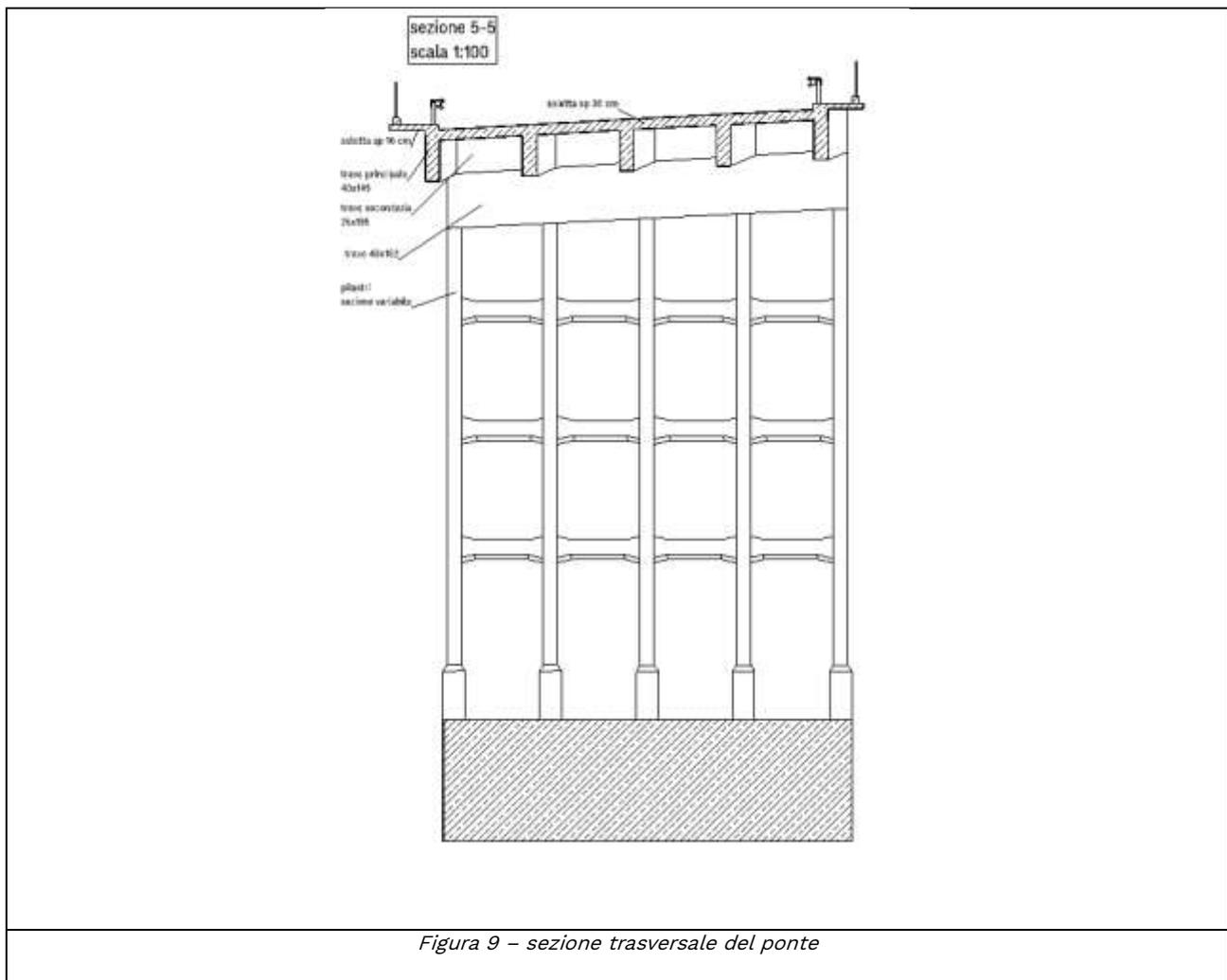
Il ponte in oggetto è costruito su 5 campate di luce variabile, tra i 10,0 metri ed i 17,00 metri circa, a pianta curvilinea.



L'altezza dell'impalcato è anch'essa variabile sia per la conformazione del terreno che per la pendenza della strada.



Nella direzione trasversale si hanno cinque pilastrate collegate da tre file di traversi a circa 3,00 – 6,00 e 10,00 metri dalla fondazione.



La figura successiva illustra in assonometria il complesso di portali e travi, principali e secondarie, dell'impalcato da modello BIM realizzato mediante software Allplan.

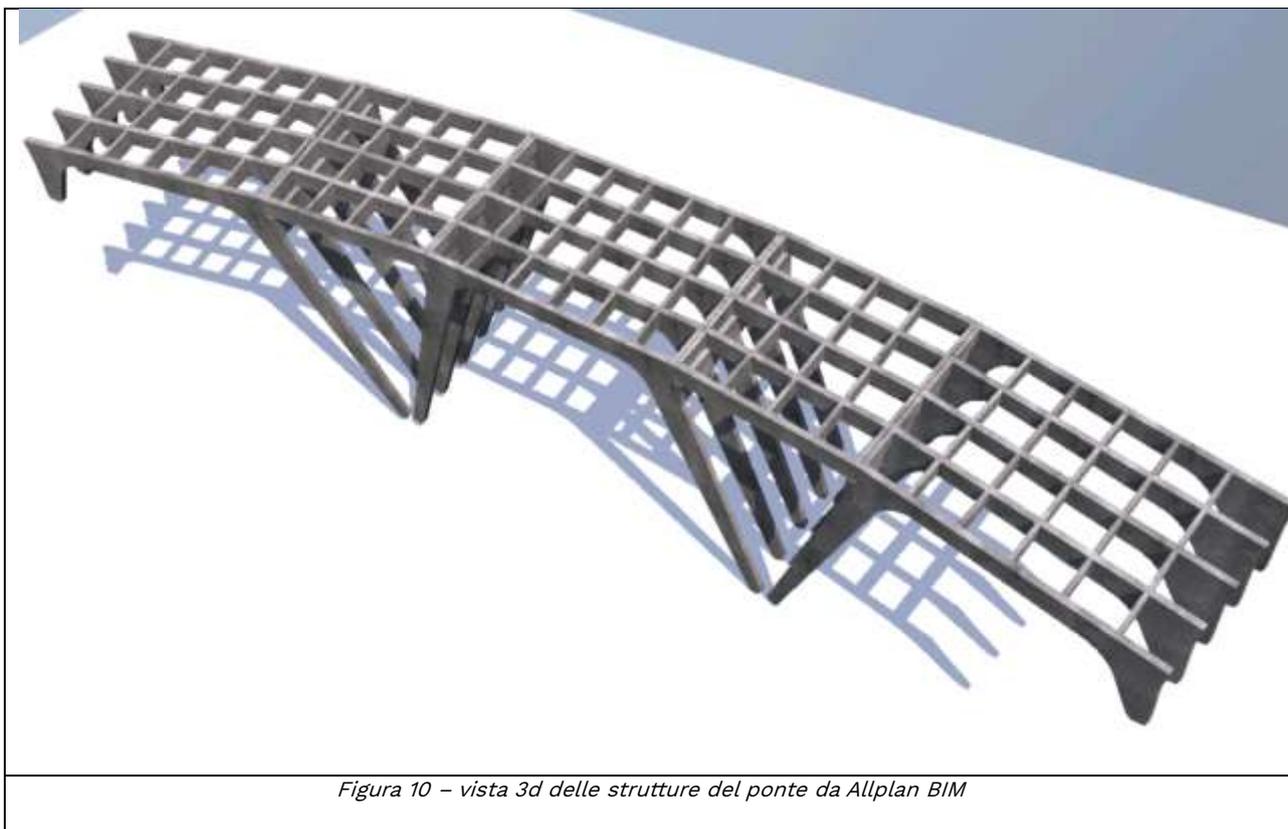


Figura 10 – vista 3d delle strutture del ponte da Allplan BIM

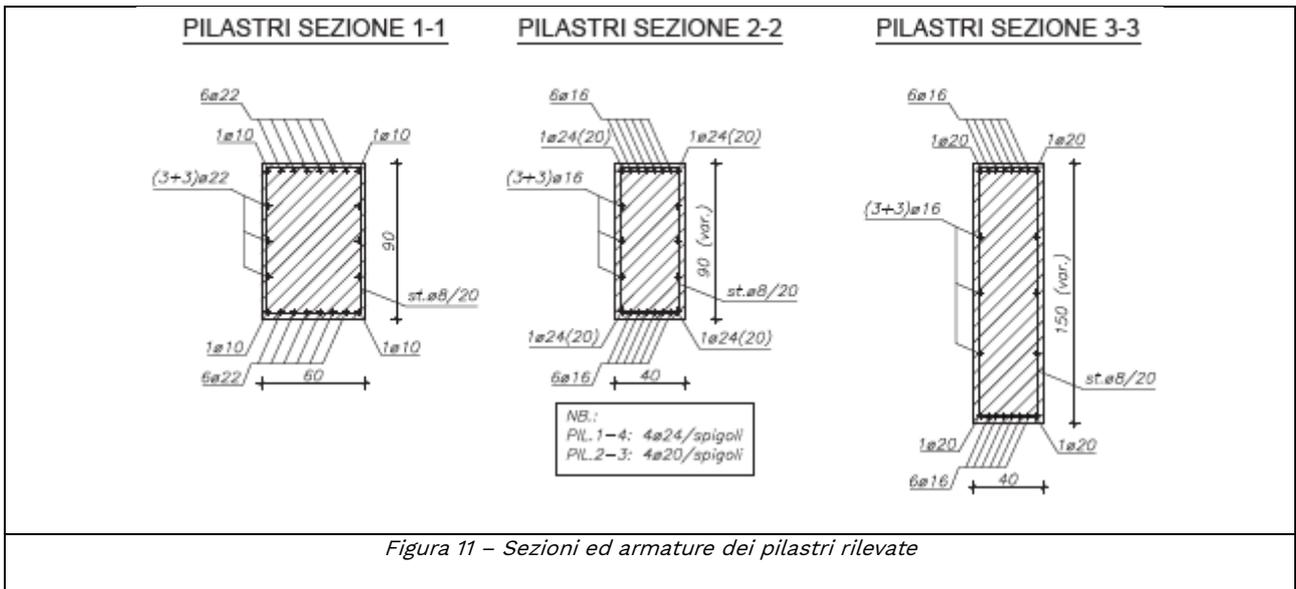
La geometria del ponte è stata dedotta dai rilievi condotti dalla Ditta Insitu e dall'ing. Iztok Smotlak nella campagna di indagini sul ponte effettuata nell'anno 2020. I risultati di tali indagini sono stati recepiti e la relazione conclusiva delle indagini, denominata "INDAGINI E CONTROLLI NON DISTRUTTIVI SULLE STRUTTURE DEL PONTE DI VIA BRIGATA CASALE IN TRIESTE", è da considerarsi allegata alla presente relazione tecnica.

I disegni di rilievo della struttura sono stati completati nel presente incarico, con integrata, la documentazione fotografica che illustra puntualmente il degrado rilevato.

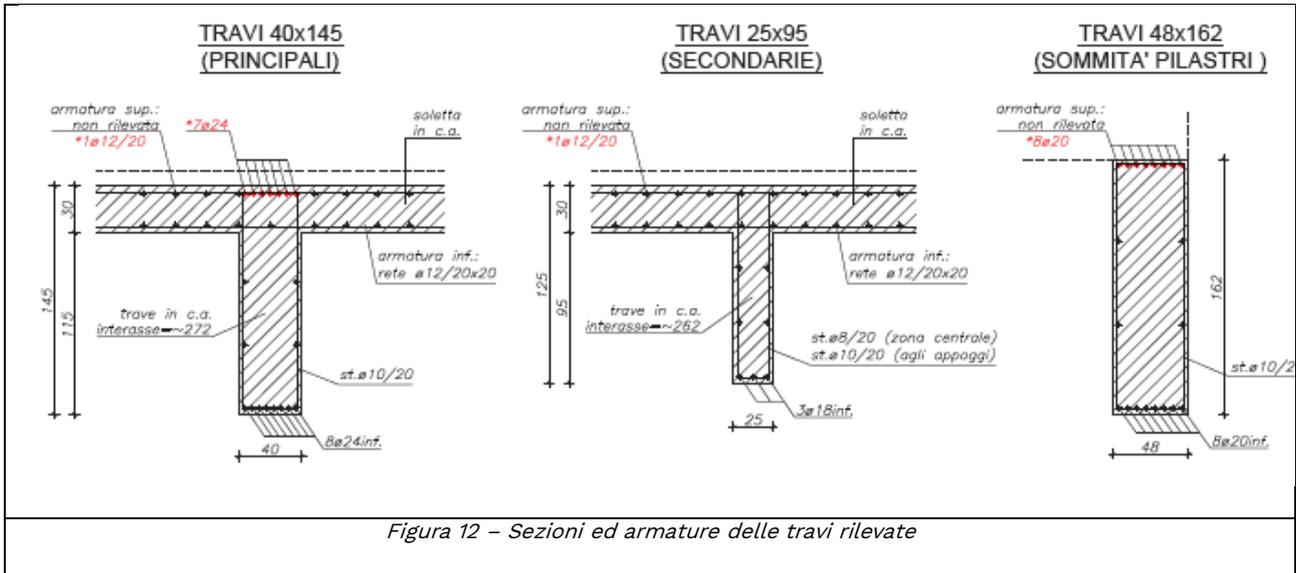
Si vedano a tal fine le tavole da ES_1 a ES_7.

La geometria strutturale si completa dei rilievi delle sezioni in cemento armato e delle armature dei vari elementi costruttivi. Tali armature sono state rilevate, per i pilastri, i traversi, e le travi principali e quelle secondarie.

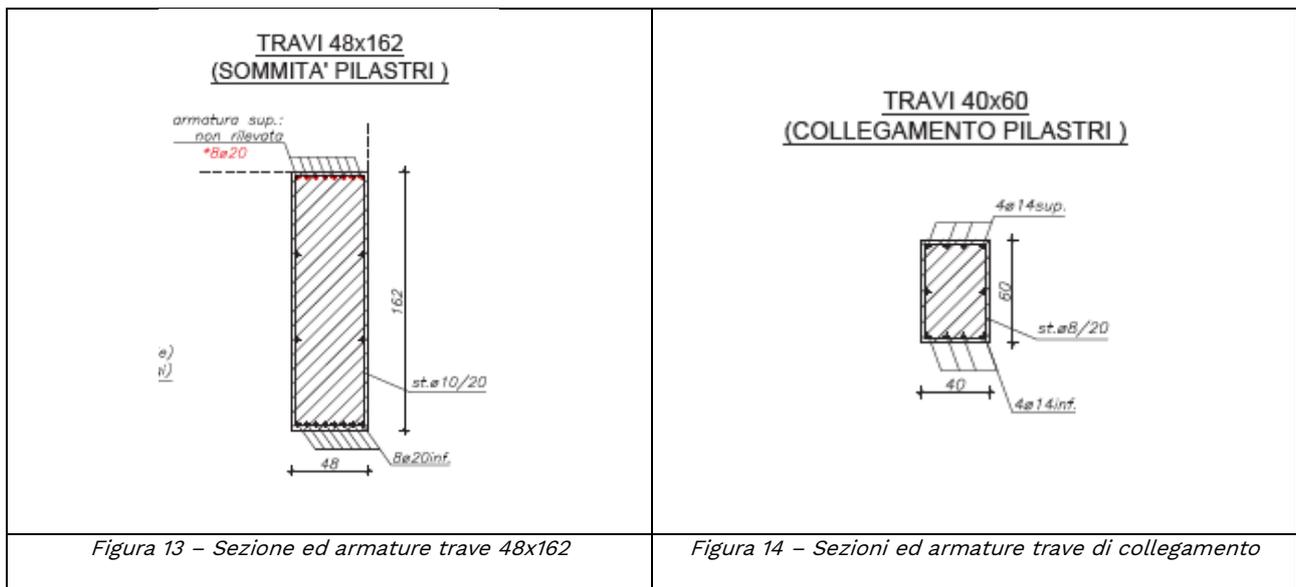
I pilastri hanno sezione variabile. La sezione di appoggio alla base 60x90 cm per poi rastremarsi a spessore 40 cm e sono indicate a seguire le sezioni all'imposta sopra la rastremazione ed in sommità, in corrispondenza dell'appoggio delle travi 48x162.



Le sezioni rilevate delle travi dell'impalcato risultano le seguenti:



Le travi 48x162 poste in sommità dei pilastri e le travi di collegamento dei pilastri hanno le seguenti armature:



6 Descrizione e motivazione delle scelte tecniche poste a base del progetto

L'esigenza di messa in sicurezza del ponte risulta evidente dalle indagini e dalle calcolazioni effettuate in sede di vulnerabilità statica/sismica del manufatto. Da colloqui successivi con il RUP l'ing. Gustavo Zandanel si è concordato che l'obiettivo sia l'adeguamento sismico del ponte.

Ai sensi di C8.8.7 della Circolare 21 gennaio 2019 n.7 si può assumere per un ponte esistente $\zeta_e \geq 0.8$.

Si riassume a seguire i risultati delle verifiche condotte dall'ing. Smotlak sui seguenti elementi strutturali:

Tipo elemento	Indicatore di rischio in analisi statica	Indicatore di rischio in analisi sismica
Travi principali	1.27 > 1	4.55 > 1
Travi secondarie	0.58 < 1	0.58 < 1
Traversi dei pilastri	0.67 < 1	3.125 > 1
Pilastri	0.83 < 1	4.16 > 1

Figura 15– Indicatori di rischio dalle analisi di vulnerabilità dell'ing. Smotlak

Gli indicatori di rischio di valore > 1 implicano verifiche non soddisfatte, si evince che sia in condizioni statiche (di poco), che in condizioni sismiche (di molto), la struttura non è verificata su travi principali, pilastri e relativi traversi.

Il sottoscritto ha eseguito una modellazione numerica leggermente differente e, se vogliamo, più raffinata, al fine di controllo dei risultati degli studi di vulnerabilità. Si rimanda alla descrizione dei risultati nei capitoli successivi.

A Seguire si riassumono gli indicatori di rischio ottenuti con la modellazione più raffinata.

Tipo elemento	Indicatore di rischio in analisi statica	Indicatore di rischio in analisi sismica
Travi principali	1.79 > 1	5.2 > 1
Travi secondarie	0.73 < 1 (NM)	0.95 < 1 (NM)
Traversi dei pilastri	1.06 > 1 (T)	3.78 > 1 (T)
Pilastri	0.89 < 1 (NM)	2.54 > 1 (T)

Figura 16- Indicatori di rischio dalle analisi condotte

Le indagini ed i calcoli condotti hanno imposto la necessità di intervento per la messa in sicurezza del manufatto. Gli indicatori di rischio fanno emergere delle criticità in particolare su alcuni elementi strutturali già in fase statica con carichi da traffico, che vengono notevolmente amplificate in fase sismica.

Si evidenzia che gli elementi che maggiormente vanno in crisi in fase sismica sono i traversi. La cosa si spiega col fatto che il ponte non era stato progettato per assorbire forze orizzontali importanti. La notevole massa dell'impalcato, unita alla ragguardevole altezza, comporta un tagliante di piano a livello di impalcato che si traduce in un momento flettente che deve essere assorbito dal comportamento a telaio di pilastri e traversi, così si spiegano le criticità riscontrate in tali elementi.

Un obiettivo sarà quello di introdurre nuovi elementi controventanti in modo da ridurre le sollecitazioni sui traversi in fase sismica.

Vedremo successivamente che il percorso progettuale e di conoscenza del comportamento del manufatto farà sì che non possa essere quest'ultima l'unica tipologia di intervento da mettere in atto.

7 Elementi di dimensionamento preliminare

7.1 Il modello numerico FEM

La modellazione numerica della struttura è stata condotta sia con CAD BIM Allplan che con codice di calcolo agli elementi finiti CMP di Namirial con solutore Xfinest.

In quest'ultimo si è proceduto a modellare con elementi monodimensionali tipo Beam e bidimensionali tipo SHELL a 4 nodi per la soletta.

A differenza del modello di calcolo elaborato in fase di analisi di vulnerabilità dall'ing. Iztok Smotlak, in questa fase si è reputato più opportuno modellare travi dell'impalcato e solette con elementi misti beam e shell connessi rigidamente. Questo fatto permette di non considerare il piano dell'impalcato infinitamente rigido ma di valutare la sua effettiva rigidezza. In considerazione del fatto che gli impalcati risultano tagliati in corrispondenza dei giunti tale modellazione risulta

sicuramente più realistica.

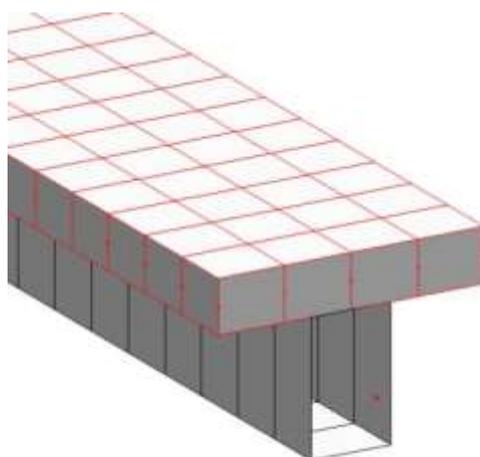


Figura 17- Elementi shell connessi agli elementi beam sottostanti

La modellazione complessiva della struttura nel codice di calcolo è visibile in figura 12.



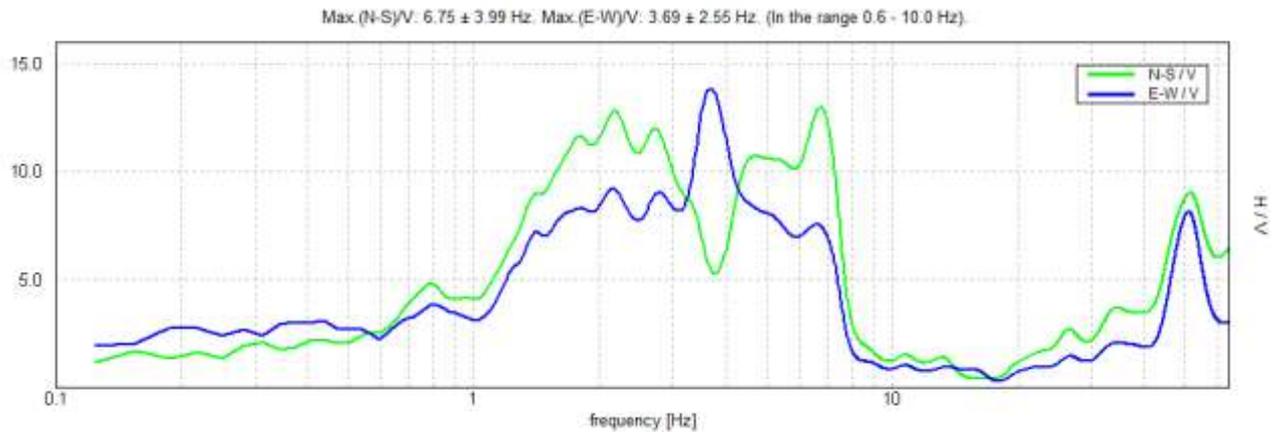
Figura 18- modello numerico agli elementi finiti

Nella modellazione si possono vedere gli elementi shell discretizzanti la soletta dell'impalcato, i pilastri discretizzati in beam aventi progressivamente altezza variabile ed i relativi traversi anch'essi a sezione variabile.

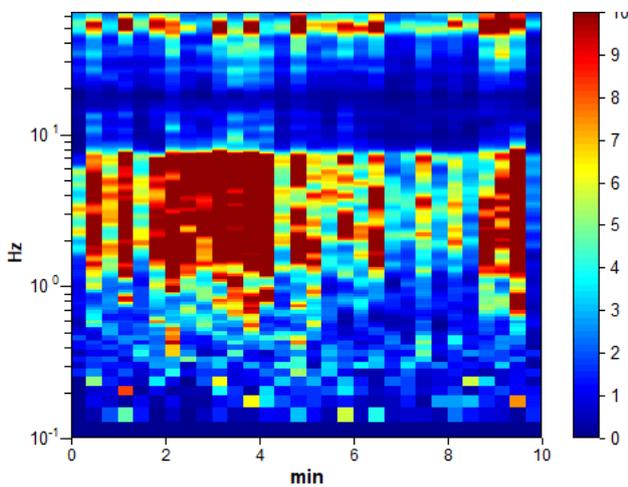
Sull'impalcato sono chiaramente visibili i "tagli" dovuti alla presenza dei giunti di dilatazione.

7.2 Validazione del modello numerico: misure vibrometriche

Sulla struttura del ponte è stata condotta una campagna di indagini vibrometriche con l'utilizzo di un accelerometro (tromino) allo scopo di misurare le frequenze proprie del sistema. A seguire la figura 13 illustra i risultati di una delle misure condotte. La costante che compare in tutte le misure è una frequenza di 3.69 Hz in direzione trasversale all'asse stradale.



H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

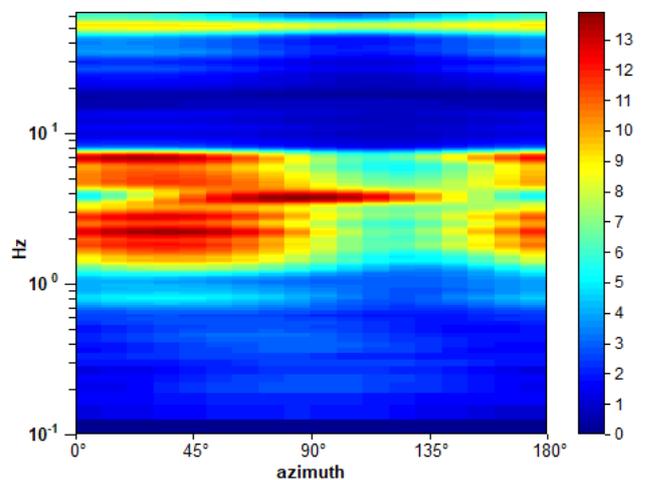


Figura 19– Risultato di una misura vibrometrica

Conducendo un'analisi dinamica modale sul modello numerico si ottengono le frequenze proprie di calcolo del sistema. I valori calcolati risultano i seguenti:

Direzione asse stradale	T _x = 0.37 sec	Modo 2 - 82% massa
Direzione trasversale	T _y = 0.51 sec	Modo 1 - 75% massa

Si nota una rigidità misurata maggiore. Si è quindi ipotizzato che per le sollecitazioni ambientali modeste cui è sottoposta la struttura durante la misura (vento e rumori ambientali) l'impalcato potesse comportarsi come un tutt'uno in virtù del fatto che sopra la soletta in cemento armato vi è uno strato di 10 cm tra soffondo e binder che di fatto unisce le varie campate. A tal fine è stata fatta una modellazione aggiungendo degli elementi shell di spessore 10 cm di collegamento tra gli impalcati in corrispondenza dei giunti. I risultati della analisi dinamica modale su tale modello sono i seguenti:

Direzione asse stradale	T _x = 0.22 sec	Modo 2 - 86% massa
Direzione trasversale	T _y = 0.29 sec	Modo 1 - 76% massa

Avendo con il tromino misurato una frequenza trasversale pari a 3.69 Hz, corrispondenti ad un periodo proprio di **0.27 secondi**, molto vicino allo 0.33 calcolato nel modello di progetto che vedremo in seguito, si deduce che tale modellazione è corretta dal punto di vista dinamico. Ora è chiaro che, allo stato attuale, se sottoposto a sollecitazioni sismiche ben maggiori, i giunti di asfalto si romperebbero pertanto è più corretto utilizzare il modello con i giunti presenti e quindi gli impalcati staccati.

7.3 Validazione del modello numerico: peso proprio

La validazione del modello viene effettuata anche in riferimento al peso proprio.

Se si estrae il quantitativo di calcestruzzo dal modello BIM si ottiene un volume complessivo di 1010 mc. Applicando un peso specifico di 25 kN/mq si ottiene un peso complessivo della struttura pari a 25250 kN valore molto simile al dato che si può estrarre dal codice di calcolo che fornisce un peso della struttura pari a 26253 kN. Il peso ottenuto da codice di calcolo è leggermente maggiore (3%) in quanto, ad esempio, agli incroci degli elementi beam il volume compreso nelle intersezioni viene conteggiato due volte. Si ritiene comunque che il confronto permetta di validare il modello anche dal punto di vista del peso proprio.

7.4 Carichi applicati

7.4.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto, in termini di spettro di risposta, è fornita dalla relazione geologica del dott. Geol. Roberto Chiappini. Per la trattazione approfondita si rimanda alla relativa relazione, in questa sede risulta sufficiente notare che lo studio di risposta sismica locale ha condotto a ad uno

spettro inferiore a quello che si ottiene dal metodo semplificato adottando una tipologia di sottosuolo B con categoria topografica T2. Pertanto, a favore di sicurezza, nei calcoli verrà adottato quest'ultimo spettro. Si veda la figura successiva che confronta lo spettro regolarizzato da risposta sismica locale (in rosso) con quello da metodo semplificato con suolo B e topografico T2 (verde).

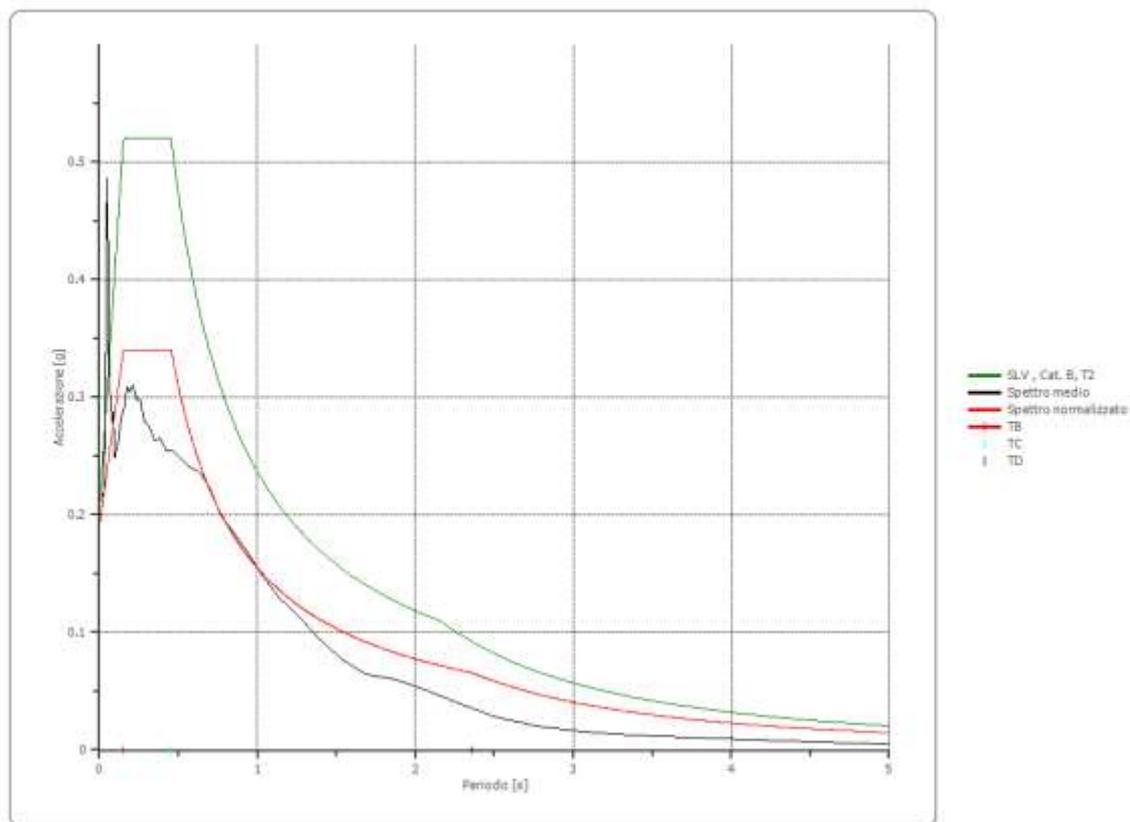


Figura 20– Spettro di progetto (cat. B – top. T2)

7.4.2 Carichi da traffico e carichi da vento

Per la trattazione dettagliata dei carichi suddetti si rimanda alla Relazione di calcolo e sui materiali impiegati.

7.5 Vincolamenti e svincolamenti nel modello

Così come approcciato nello studio di vulnerabilità ed adottato nel modello dell'ing. Smotlak si conferma la modellazione a cerniera alla base dei pilastri.

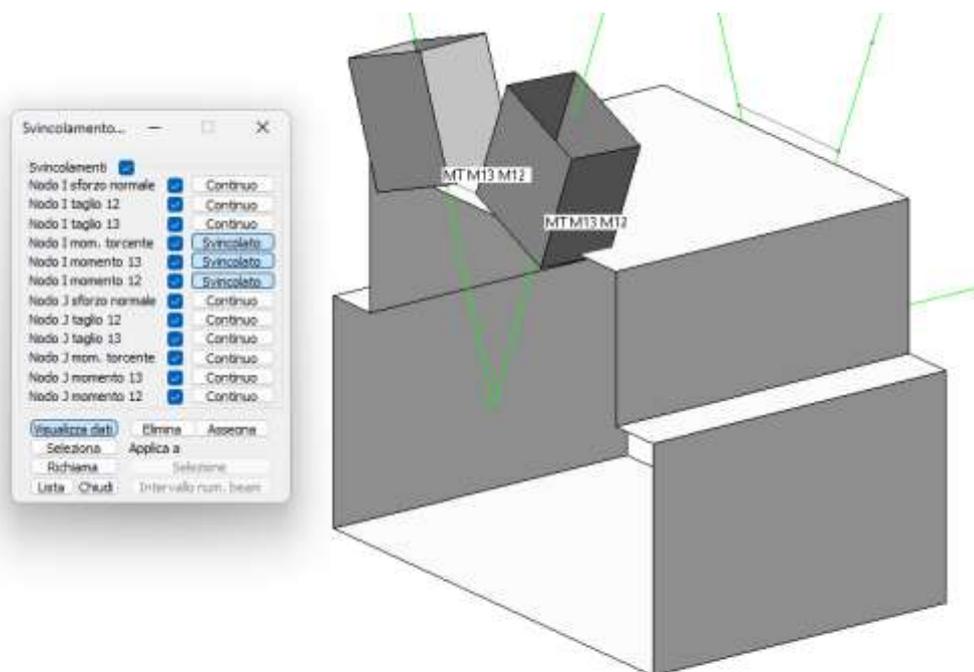


Figura 21- Svincolamenti alla base dei pilastri

Le travi principali della seconda e quarta campata risultano appoggiate su dei travoni trasversali. Il vincolo è di semplice appoggio ad attrito. La capacità di sviluppare una resistenza allo spostamento orizzontale è proporzionale al carico verticale sull'appoggio

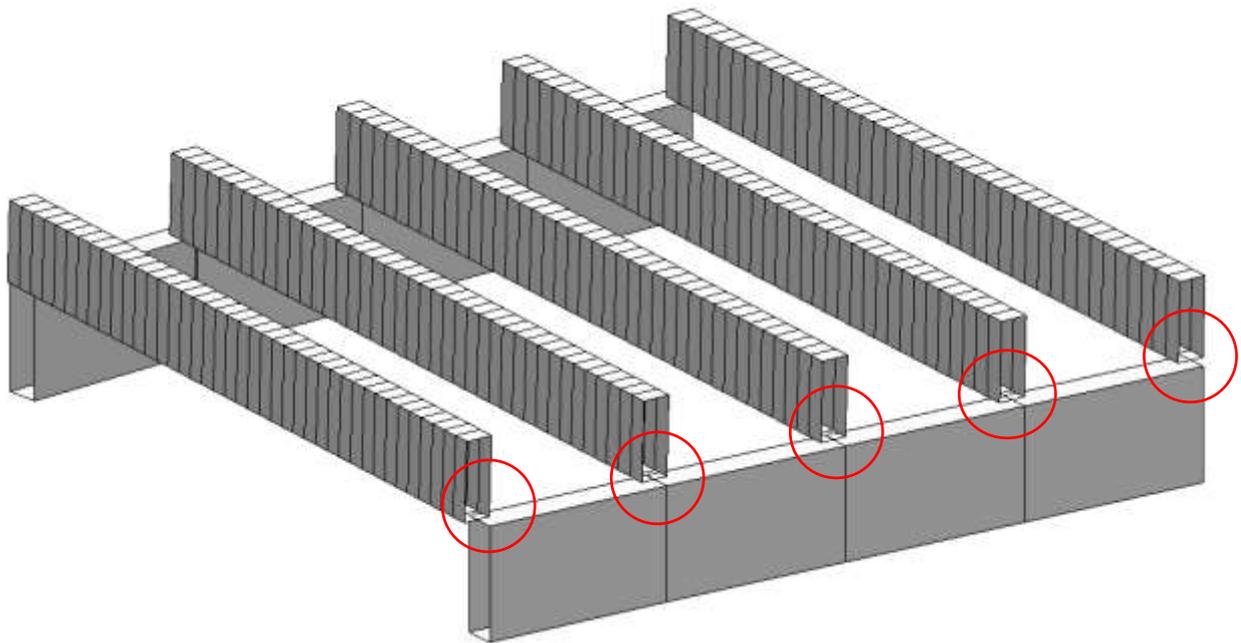


Figura 22- appoggi ad attrito

Si evidenzia che in condizione di carico elementare per peso proprio il taglio massimo all'appoggio delle travi principali risulta dell'ordine di 250 kN

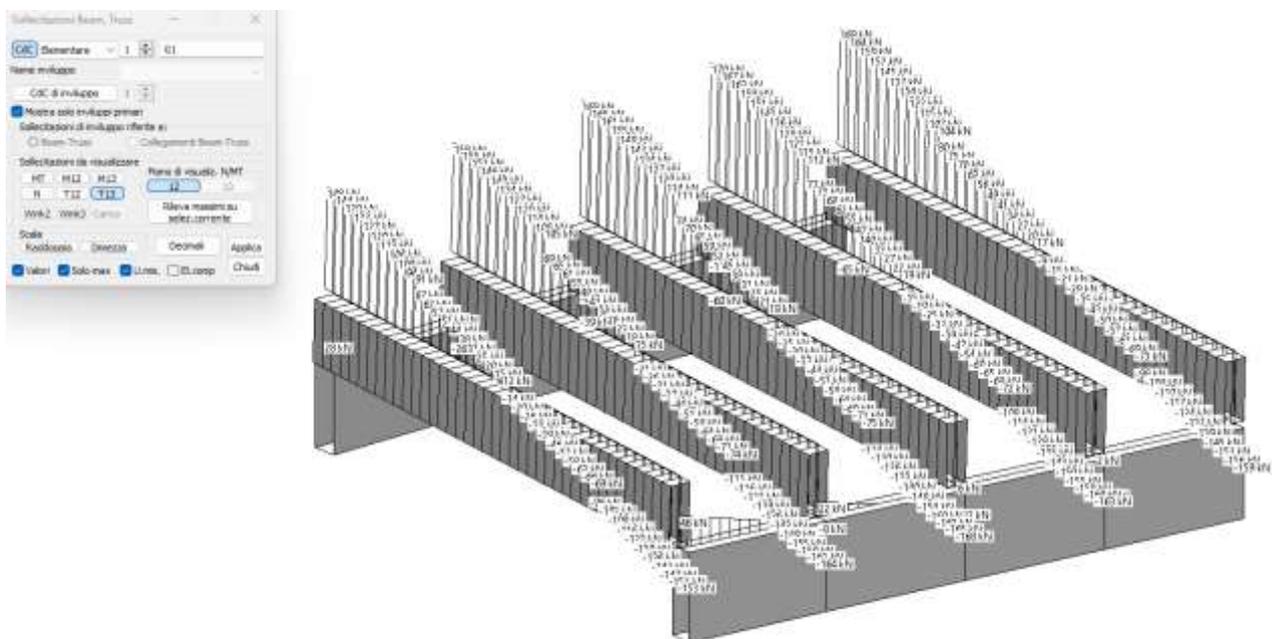


Figura 23- taglio massimo travi principali = c.ca 170 kN

Sommando il taglio agli appoggi delle travi secondarie si arriva ai 250 KN suddetti.

Adottando un coefficiente di attrito pari a 0.4 ne consegue che la forza di attrito, e quindi il carico

assiale massimo trasmissibile dalla trave principale all'appoggio risulta di circa 100 kN.

Se ora consideriamo tali travi appoggiate incernierate all'estremità e quindi in grado di trasmettere sforzo assiale ed eseguiamo una analisi dinamica modale per

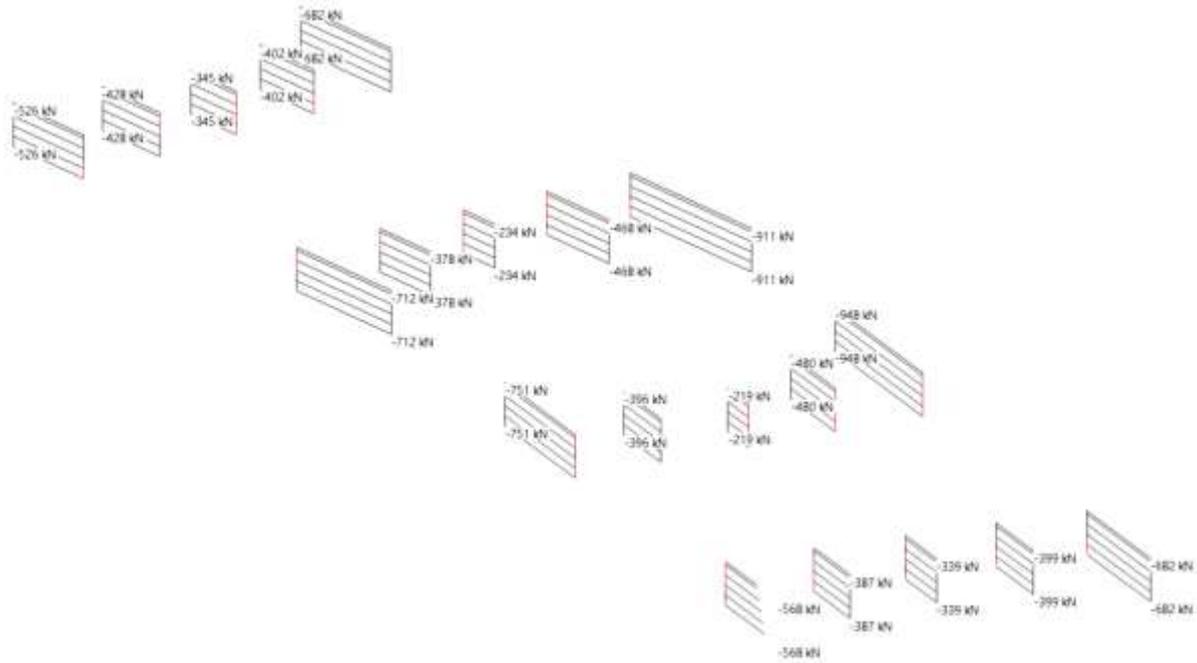


Figura 24– sforzo di taglio negli elementi di collegamento = sforzi massimi assiali nelle travi principali = 948 kN

calcolare lo sforzo assiale in condizione sismica si ottiene che quest'ultimo vale circa 980 kN.

Ne consegue che durante un sisma il vincolo ad attrito non è in grado di trasmettere lo sforzo orizzontale alla trave su cui si appoggia e quindi si ha uno slittamento. Il valore di tale spostamento lo si può calcolare ipotizzando la condizione limite in cui uno dei due estremi della trave sia un carrello.

L'analisi dinamica modale in questa condizione limite permette di calcolare uno spostamento dell'appoggio pari a 3.5 cm

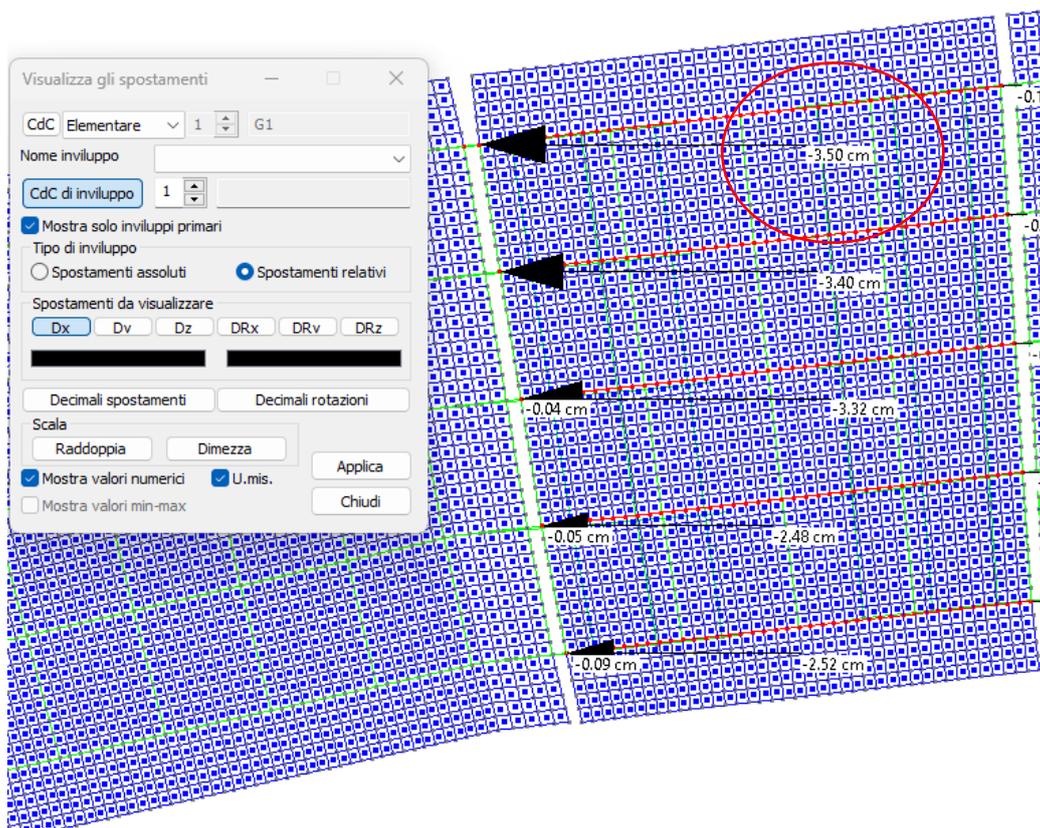


Figura 25– spostamento massimo dell'appoggio in condizione sismica con vincolo a carrello = 3.5 cm

Tali spostamenti sono incompatibili con la dimensione dei giunti di dilatazione attualmente esistenti e di conseguenza si avrebbe martellamento tra le campate.

8 La soluzione progettuale

Come illustrato al paragrafo 5 si è palesata la necessità di inserire dei controventi che assorbano quelle forze orizzontali che attualmente i soli traversi dei pilastri non sono in grado di sopportare. Inoltre, l'analisi fatta degli spostamenti in condizione sismica porta a due possibilità:

- 1- Allargare i giunti esistenti
- 2- Collegare le campate con degli shock transmitter in modo che le stesse risultino collegate se la struttura viene sottoposta a carichi sismici e svincolate per carichi non impulsivi (dilatazioni termiche)

L'ipotesi di allargare i giunti esistenti implica di dover agire con demolizione e ricostruzione delle travi secondarie affiancate in corrispondenza del giunto. Tale lavorazione risulta piuttosto invasiva e molto difficile da eseguire dovendo lasciare il ponte percorribile durante i lavori. Gli interventi di controvento per ridurre le sollecitazioni sui traversi sarebbero comunque da fare e dovendo comunque intervenire con dei ritegni sugli appoggi in ogni caso si ritiene più conveniente l'adozione degli shock transmitter per vincolare le campate in fase sismica.

L'immagine successiva evidenzia gli interventi di controventamento e di rinforzo dei traversi (con

un colore che serve solo ai fini grafici ad evidenziare l'intervento trattandosi di calcestruzzo il reale colore ovviamente grigio).

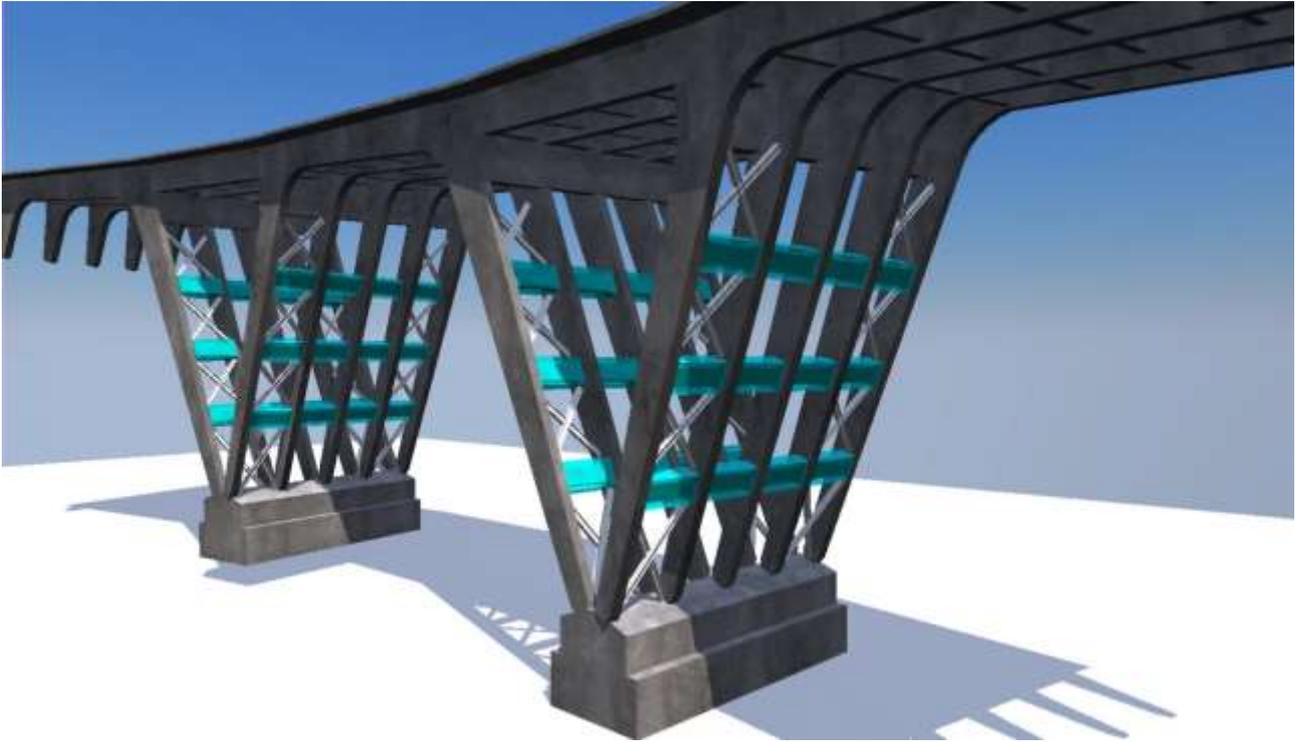


Figura 26- interventi di rinforzo dei traversi e nuova controventatura in acciaio modello BIM Allplan

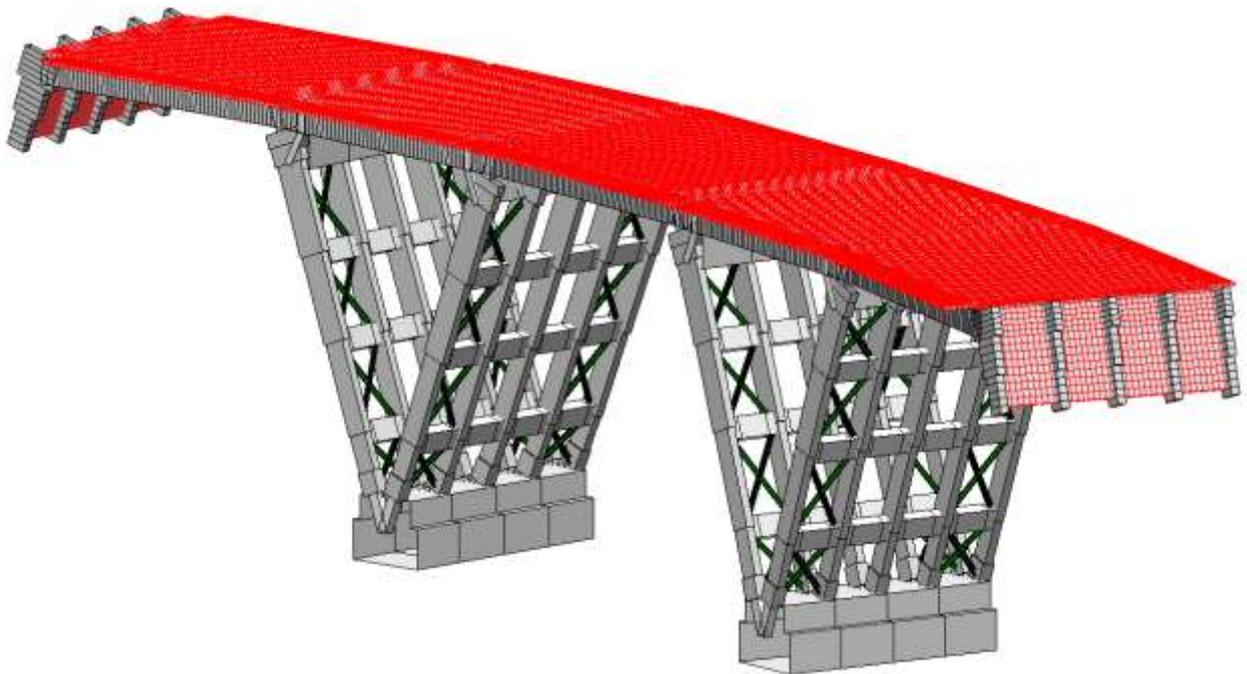
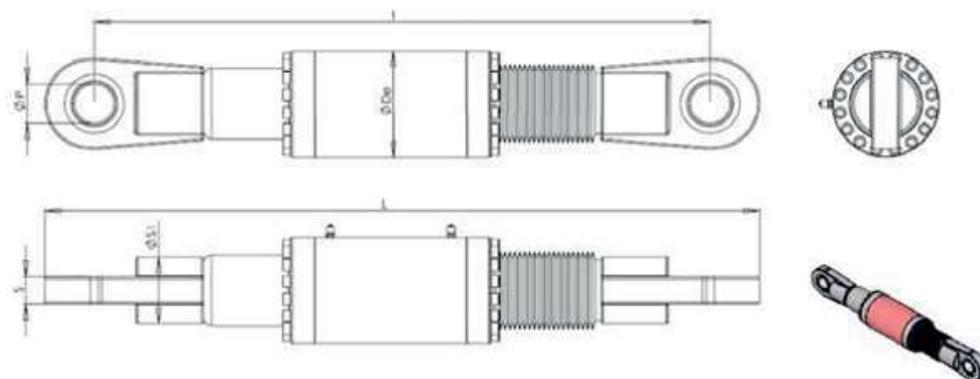


Figura 27- interventi di rinforzo dei traversi e nuova controventatura in acciaio modello numerico CMP Namirial

I collegamenti delle travi principali agli appoggi dovranno essere implementati da shock transmitter. Lo sforzo assiale massimo da trasferire risulta variabile tra i 350 kN e di 640 kN, pertanto, si sceglieranno dispositivi 500/200 e 750/200 vedi figura successiva.



TIPO	Forza SLU [kN]	Spostamento (+/- mm)	L [mm]	L' [mm]	ØDE [mm]	ØP [mm]	S [mm]	ØSI [mm]
ROD 500/200	500	100	1060	1186	152	50	40	70
ROD 750/200	750	100	1175	1341	190	70	55	105
ROD 1000/200	1000	100	1265	1455	225	80	60	125
ROD 1500/200	1500	100	1500	1750	270	100	70	170
ROD 2000/200	2000	100	1555	1839	305	110	80	180
ROD 2500/200	2500	100	1720	2080	350	120	90	210
ROD 3000/200	3000	100	1720	2080	378	120	90	210

Figura 28– Esempio di shock transmitter che è possibile utilizzare.



Figura 29 – Vista 3d BIM degli shock transmitter in opera.

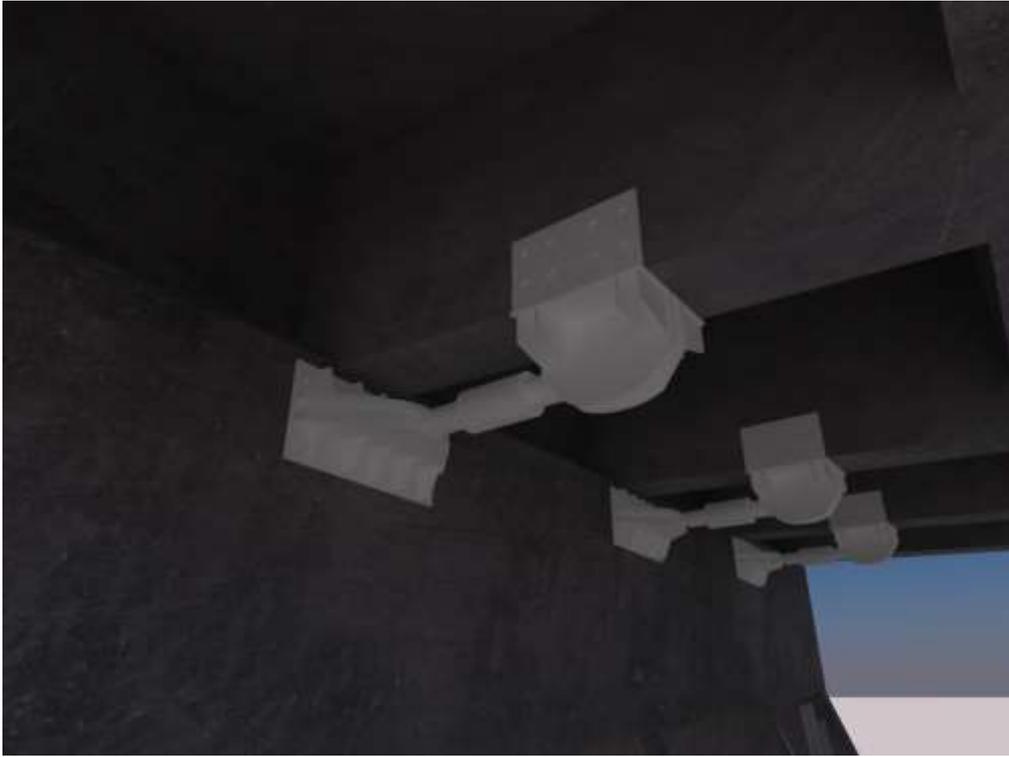


Figura 30 – Vista 3d BIM dettaglio intervento con shock transmitter

Infine, a seguito del rinforzo con ridosso in c.a. dei traversi e della posa dei controventi metallici si ottiene che rimangono da effettuare rinforzi localizzati alla sommità di alcuni portali, sull'appoggio ed in campata delle travi principali con sistemi FRP (fibra di carbonio).

Vista laterale del particolare di rinforzo a taglio con FRP degli appoggi:
 T1B T1C T1D T2B T2C T2D T3B T3C T3D T4B T4C T4D
 scala 1:25

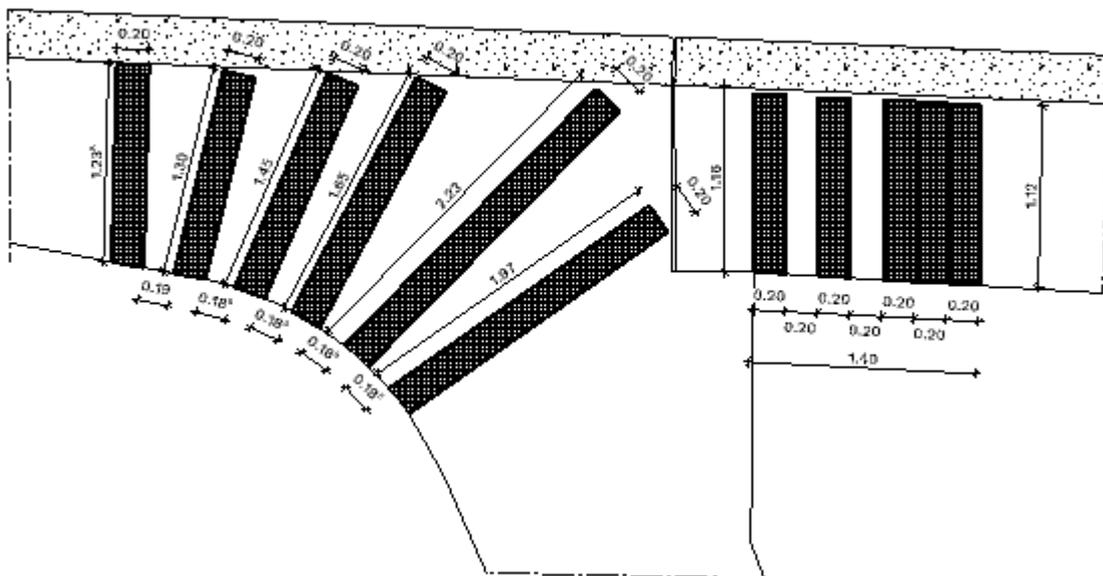


Figura 31 – esempio di intervento di rinforzo con nastri FRP

Si rendono necessari anche alcuni interventi con fibre di carbonio FRP di rinforzo a flessione sulle

campate delle travi principali

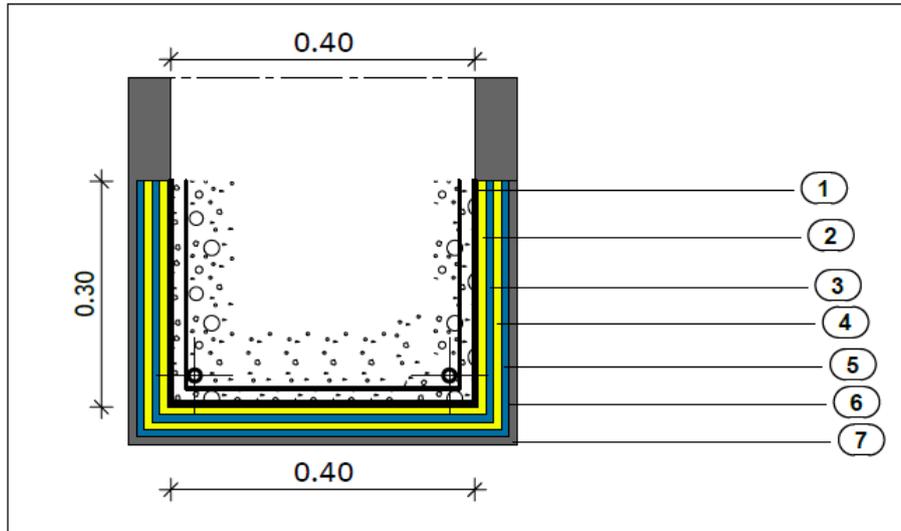


Figura 32 – esempio di intervento di rinforzo a flessione con nastri FRP

Riassunto degli interventi da effettuarsi:

- Intervento di risanamento delle strutture in cemento armato con ricostruzione del copriferro ed eventuale sostituzione di armatura eccessivamente ammalorata
- Intervento di inserimento di nuovi giunti di dilatazione in sede stradale e sul marciapiede
- Intervento di rinforzo dei traversi dei portali con getto integrativo (ringrosso in c.a.)

- Intervento di controventatura dei telai trasversali con nuovi profili metallici
- Intervento di rinforzo di sezioni in c.a. con FRP
- Inserimento di shock transmitter in corrispondenza dei giunti di dilatazione sugli appoggi delle travi principali
- Intervento di sabbiatura e tinteggiatura del corrimano pedonale
- Intervento di rasatura con materiale fibrorinforzato per ricostruzione di zone leggermente ammalorate
- Intervento di rifacimento del manto stradale.

9 Conclusioni

La realizzazione degli interventi di rinforzo come descritti al paragrafo precedente comporta l'adeguamento statico/ sismico della struttura con indicatore di rischio > a 0.8. La tipologia di rinforzo e la scelta della modalità di intervento ha tenuto conto della necessità di tenere operativo il ponte anche durante gli interventi. In particolare, due delle tre corsie saranno disponibili per la marcia anche durante le lavorazioni e non saranno necessarie ulteriori limitazioni alla tipologia di traffico, fatte salve quelle già esistenti.

Infine, si precisa che i materiali adottati, ossia essenzialmente calcestruzzo e acciaio, sono compatibili con i materiali usati originariamente sulla struttura e quindi coerenti con le prescrizioni del piano paesaggistico regionale in quanto l'approccio progettuale è stato il più possibile conservativo dell'architettura originaria e al contempo attento all'analisi costi benefici.



Figura 33 – Render finale con interventi