



COMUNE DI TRIESTE

piazza Unità d'Italia 4
34121 Trieste

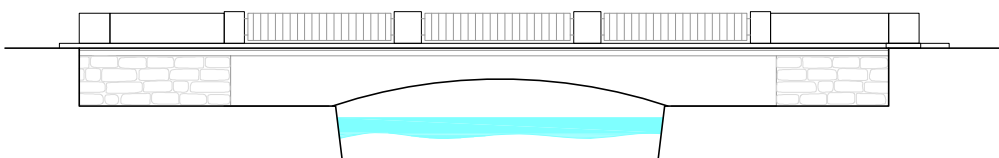
AREA LAVORI PUBBLICI

SERVIZIO SPAZI APERTI, VERDE PUBBLICO E STRADE

MANUTENZIONE STRAORDINARIA PONTE BIANCO E PONTE VERDE

CODICE OPERA 17186

PROGETTO ESECUTIVO



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott.ing. Enrico Cortese

PROGETTISTA

STUDIO D'INGEGNERIA CIVILE DOTT. ING. MARIO SMREKAR

Scala G.G. Winckelmann 9 - 34131 Trieste TS - Tel. 040 308734 - mail. studio.smrekar@tiscalinet.it - pec. mario.smrekar@ordineings.it

dott.ing. Mario Smrekar

Collaboratori: ing. Niccolò Malech

per.ind. Tommaso Ratzenbeck

TITOLO			DATA
PROGETTO STRUTTURALE RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO, RELAZIONE SUI MATERIALI, PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO			02 agosto 2018
			SCALA
			TAVOLA
Rev.	Data	Aggiornamenti	S0
01	09/08/2018		

Il presente elaborato è di proprietà dello Studio di Ingegneria Civile dott.ing. Mario Smrekar, ed è protetto dalle leggi sulla proprietà intellettuale. Ne è quindi vietata per qualsiasi motivo la riproduzione e la consegna a terzi.

1. Premessa e relazione illustrativa	2
2. Normativa di riferimento	5
2.1 Normativa d'epoca	5
2.2 Normativa attuale	5
3. Criteri di progettazione, sicurezza e prestazioni attese	6
3.1 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento dell'azione sismica	6
3.2 Pericolosità sismica del sito	6
4. Azioni sulle costruzioni	6
4.1 Azioni nelle verifiche agli stati limite	6
4.2 Analisi dei carichi	7
5. Rilievo dello stato di fatto	8
6. Relazione sui Materiali e fattori di confidenza	8
6.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali presenti allo stato di fatto	8
6.2 Materiali previsti in progetto	10
7. Modellazione	11
8. Disposizione dei carichi	12
9. Risultati della modellazione	12
9.1 Ponte Bianco	12
9.2 Sollecitazioni massime ponte Bianco	15
9.3 Ponte Verde carreggiata a tre corsie	15
9.4 Sollecitazioni massime ponte Verde carreggiata a 3 corsie	19
9.5 Ponte Verde carreggiata a due corsie	19
9.6 Sollecitazioni massime ponte Verde carreggiata a 2 corsie	22
9.7 Sollecitazioni massime	23
9.7.1 Ponte Bianco	23
9.7.2 Ponte Verde	23
10. Verifiche	23
10.1 Verifiche flessionali	23
10.1.1 Travi longitudinali sezione all'appoggio	23
10.1.2 Travi longitudinali sezione in mezzzeria	24
10.2 Verifiche a taglio	25
10.3 Verifica delle travi trasversali	29
10.4 Verifica della soletta	30
10.4.1 Schema di Carico 2	30
10.4.2 Schema di Carico 4	31
11. Verifiche a fatica	32
11.1 Verifica per vita illimitata del cls	32
11.2 Verifica a fatica dell'acciaio da armatura per danneggiamento equivalente	32
12. Verifiche allo stato limite di fessurazione	33
13. Spostamenti massimi verticali	34
14. Verifica agli appoggi	34
14.1 Verifica degli appoggi	34
14.2 Verifica sismica della cerniera fissa	35
15. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	35

1. Premessa e relazione illustrativa

La presente relazione di calcolo riguarda l'intervento di manutenzione straordinaria consistente nella riparazione e consolidamento statico del Ponte Verde e del Ponte Bianco sul Canal Grande di Trieste colleganti la Riva Tre novembre al Corso Cavour.

I due ponti sono stati edificati nel 1951 in sostituzione di due ponti girevoli in ferro. In origine il Ponte Bianco era destinato al traffico ferroviario, il ponte Verde a quello automobilistico, tranviario e pedonale.

Sono stati realizzati 3 corpi indipendenti ed accostati. Ogni corpo risulta costituito da una struttura in c.a. a travi con intradosso sagomato ad arco ribassato, disposte su due vincoli (uno fisso ed uno mobile) con luce libera di circa 10m e 2 sbalzi/contrappeso pieni sempre in c.a. di luce 3m a realizzare un sistema staticamente determinato. Dalla Relazione Tecnica dell'Impresa appaltatrice Brussi risulta che la struttura con contrappesi è stata scelta *"in modo che i momenti negativi all'appoggio, per peso proprio, quasi annullino quelli positivi in mezzera della trave"*.

La struttura, di area complessiva pari a 16,10 m x 32,96 m, è indipendente dalla rimanente banchina con soprastante sede stradale perché giuntata di circa 2cm su tutta la superficie verticale individuata dall'altezza del contrappeso per la larghezza stradale di 32,96m.

Il ponte Bianco, disposto sul lato mare, ha una larghezza di 8,30m ed è realizzato con 5 travi in c.a. a sostegno di una soletta piena con 2 sbalzi di continuità. I binari ferroviari, vincolati dalla Soprintendenza ai B.A.A.S., sono ancora presenti nella posizione originaria, disposti simmetricamente rispetto alla trave centrale. Con l'ultimo intervento di riqualificazione delle Rive è stata realizzata su tale impalcato una sede stradale larga 5,50m con 2 marciapiedi d'estremità.

Il ponte Verde è costituito da 2 impalcati accostati con carreggiate larghe 12,00m e 12,50m. Ogni impalcato è realizzato da 8 travi in c.a. con soprastante soletta e 2 sbalzi d'estremità a sezione piena a realizzare contrappeso.

A cavallo del giunto tra impalcati era disposto originariamente il doppio binario tranviario con ai lati corsie destinate alle autovetture ed all'estremità marciapiedi pedonali.

A seguito della riqualificazione delle Rive sono stati eliminati i binari tranviari e realizzate isole pedonali con 2 sedi stradali rispettivamente a 2 e 3 corsie per ogni senso di marcia.

Questi ultimi interventi non hanno tenuto conto "purtroppo" della presenza del giunto sulla sede stradale che si è comunque riformato in modo irregolare come si può notare allo stato attuale.

Le travi dei due ponti presentano la stessa geometria: luce tra gli appoggi di circa 10m e sezione della nervatura con larghezza di 40cm ed altezza variabile da 130cm alle spalle fino a 51cm in chiave più lo spessore di 18 cm della soletta superiore. Tutti i 3 gli impalcati hanno le travi principali longitudinali (ad $i=140\text{cm}$) collegate da 3 travi trasversali secondarie disposte simmetricamente ad $i=2,50\text{m}$, a garanzia di un'ottima ripartizione trasversale dei carichi e rigidezza di ogni impalcato.

I sopralluoghi ed indagini svolti nei mesi di dicembre 2017 e gennaio 2018 hanno evidenziato un degrado abbastanza spinto nelle strutture d'intradosso dovuto all'avanzata ossidazione del ferro d'armatura principalmente per la presenza dell'ambiente aggressivo marino, ma probabilmente anche per alcuni interventi di manutenzione eseguiti negli anni '90 con l'uso di vernici a base di resine epossidiche che, impermeabilizzando le superfici d'intradosso, hanno impedito l'uscita dell'umidità dal corpo delle travi, come evidenziato nella documentazione fotografica riportata di seguito.

Il contenimento dei costi dell'intervento oggi proposto non consente assolutamente un adeguato controllo con eventuale ripristino dell'impermeabilizzazione all'estradosso della soletta che comporterebbe la demolizione e ricostruzione della sovrastruttura stradale nella quale tra l'altro sono presenti reti elettriche e dati di assoluta importanza. Nel sondaggio puntuale per l'estrazione del ferro d'armatura superiore (perfettamente integro) si è constatata comunque la presenza di un trattamento bituminoso sulla soletta, ma non ci sono certezze sulla garanzia di tale impermeabilizzazione.

La situazione di intradosso rende pertanto necessario un intervento di consolidamento che ripristini l'armatura resistente delle travi longitudinali principali, delle trasversali secondarie e della soletta ricostituendo il copriferro di legge. E' prevista inoltre la realizzazione del giunto stradale ad entrambe le estremità del manufatto.

In particolare l'intervento consiste nell'integrazione e/o nella sostituzione del ferro di armatura inferiore dove necessario con tondini ad aderenza incrementata calandrati e zincati, ricostituzione del copriferro in geomalta strutturale, e realizzazione di adeguata staffatura sia con il ripristino della staffatura esterna esistente in ferro tondino ad aderenza incrementata, sia con tessuto di fibre d'acciaio galvanizzato ad altissima resistenza in matrice minerale cementizia in modo da non alterare le masse sismiche e garantire comunque un ripristino / aumento della resistenza.

Considerando che la struttura dei 2 ponti è suddivisa in tre impalcati indipendenti corrispondenti alle 3 carreggiate di superficie, che l'asse di scorrimento è di grande importanza logistica, per cui non è possibile interrompere del tutto il flusso dei veicoli e d'altra parte non è possibile consolidare il singolo impalcato in presenza di traffico soprastante, si rende necessario intervenire temporalmente in fasi separate sui 3 impalcati (deviando opportunamente le corsie interessate, anche invertendone il senso di marcia, come evidenziato nella tav. S5) e procedendo di volta in volta a collaudi parziali prima di emettere quello finale.

Il progetto strutturale prevede per il ponte Bianco due corsie convenzionali utilizzando anche lo spazio non protetto del marciapiede lato mare; soluzione provvisoria che consente di alternare le corsie durante le lavorazioni, ma ad avvenuto ripristino strutturale si ripristina la corsia singola priva del traffico pesante affiancata da marciapiede allargato per contenere la pista ciclabile. Per il ponte Verde, suddiviso in due carreggiate indipendenti, sono state definite due corsie convenzionali per la carreggiata lato ponte Rosso e tre corsie per la carreggiata lato mare coerentemente con il numero delle attuali corsie per ogni senso di marcia. La disposizione e numerazione delle corsie è stata scelta in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni per individuare la massima sollecitazione sulle travi sottostanti, indipendentemente dal senso di marcia.

Per quanto riguarda l'aspetto normativo si segnala che entrambi i ponti Bianco e Verde sono di 1° categoria e rientrano tra le **opere strategiche**, con vita nominale di 100 anni.

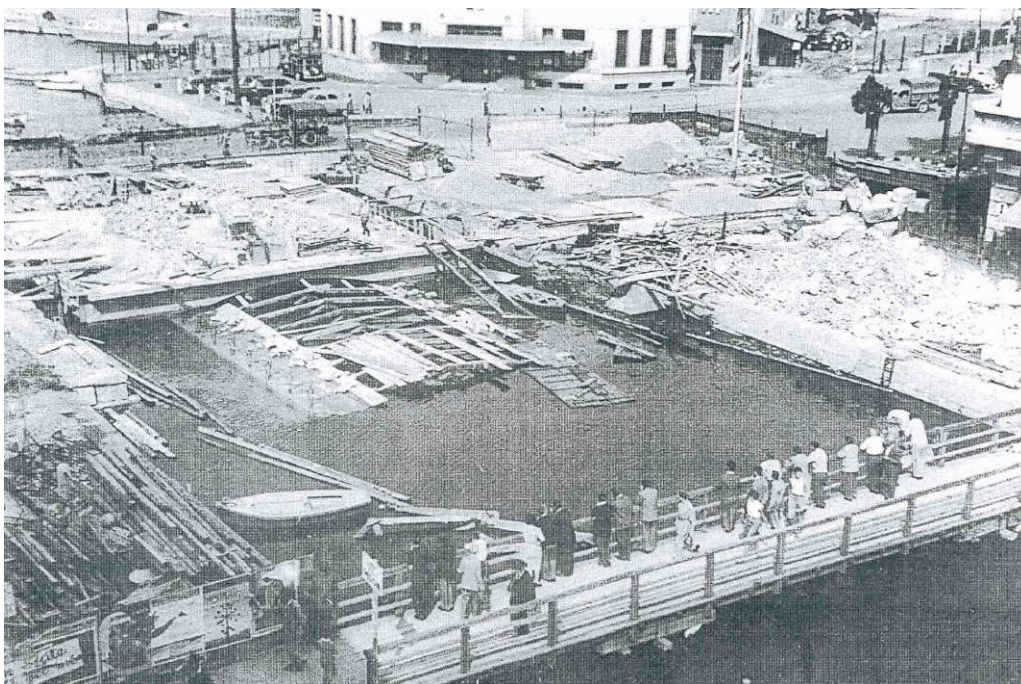
L'intervento di riparazione con consolidamento finalizzato ad accrescere la capacità resistente della struttura rientra negli **interventi di miglioramento**.

La normativa di riferimento è il D.M. 14.01.2008, in quanto l'incarico professionale per il progetto definitivo – esecutivo è datato 28.12.2017 come da D.G. 3867/2017 del Comune di Trieste.

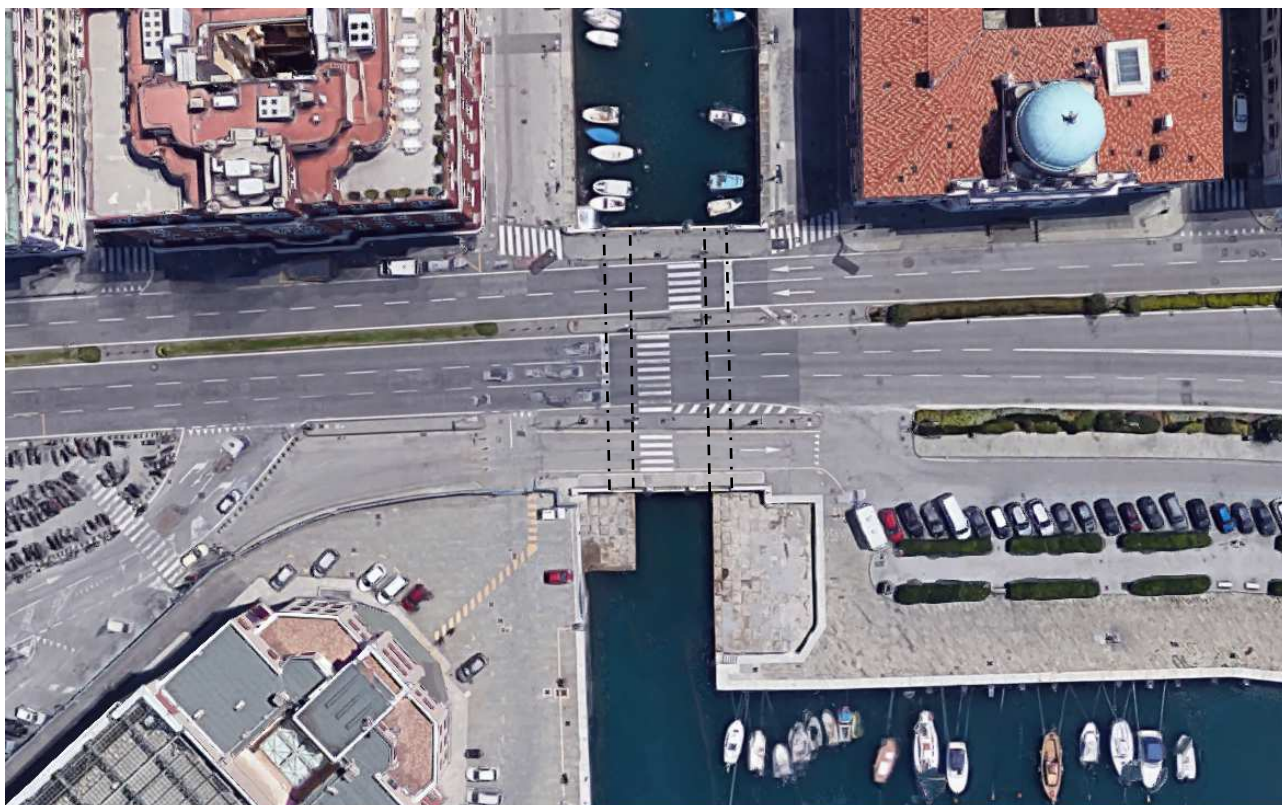
Nella valutazione dei carichi si sono seguite le indicazioni del cap. 5 del DM 2008 tenendo però presente che i 2 ponti si trovano in pieno centro storico cittadino dove la suddivisione tra sede stradale e marciapiedi non può essere risolta come per le strade extraurbane. Tale separazione protettiva è infatti realizzata con colonnine e catene metalliche, con ringhiere o con i pali in ghisa dell'impianto di illuminazione stradale e di quello semaforico e tiene conto sia della limitazione di velocità in pieno centro cittadino, sia del vincolo monumentale da parte della Soprintendenza ai B.A.A.S..

Entrambi i ponti vengono consolidati per carichi da traffico appar DM 2008 sostanzialmente paragonabili (con un aumento medio non superiore al 6%) a quelli del progetto d'epoca (treno di carico ferroviario costituito da locomotiva e tender, treni di carico stradale costituiti da coppie di traini militari americani pesanti - indicati dal GMA - affiancati ai treni indefiniti di vetture tranviarie); ma né le specifiche dell'intervento di consolidamento né l'adeguamento ai carichi mobili della nuova normativa concorrono ad un aumento dei carichi globali in fondazione (appoggi e spalle) maggiore del 10%. Poiché dall'esame visivo non si riscontrano lesioni o distorsioni significative imposte da deformazioni del terreno di fondazione, non risulta necessaria la verifica fondazionale delle spalle su cui grava il ponte, realizzate in cls, impostate su pali in c.a. e collegate alla rimanente banchina in cls, pietra e materiale di riempimento.

Fotografia storica datata 19.09.1951 durante i lavori di costruzione



Documentazione fotografica:





2. Normativa di riferimento

2.1 Normativa d'epoca

R.D.L. 16 novembre 1939 n°2229

2.2 Normativa attuale

D.M. 14 gennaio 2008 *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)* (in quanto l'incarico professionale con D.G. 3867/2017 è datato 28/12/2017)

Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009 n.617 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche

L.R. 16/2009, art.3, c. 2, lett. A Classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità

D.G.R. 845 del 6/5/2010 Classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità

CNR-DT 200 R1/2013 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 / 1992-2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo / ponti di calcestruzzo.

3. Criteri di progettazione, sicurezza e prestazioni attese

Il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli Stati Limite.

La sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici R_{ki} e F_{ki} , definiti rispettivamente come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (inferiore o superiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. I frattili in generale sono pari al 5%.

La struttura sarà verificata sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU), che degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

Le verifiche di sicurezza agli SLU di resistenza sono condotte con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza, confrontando i valori di progetto della resistenza R_d con i valori di progetto degli effetti delle azioni E_d .

3.1 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento dell'azione sismica

Vita nominale	V_N	100 anni	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica
Classe d'uso		IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche [...]
Coefficiente di Utilizzo	C_U	2	Corrispondente a classe d'uso IV
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	200 anni	$V_R = V_N \cdot C_U$

3.2 Pericolosità sismica del sito

Gli stati limite considerati sono lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato limite di Danno (SLD) e lo Stato limite di Operatività (SLO).

Località: Trieste, Riva Tre Novembre Lat. 45,653812°; Long. 13,770631° ED50

Zona sismica: 3

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	120	0.064	2.566	0.270
Danno (SLD)	201	0.081	2.517	0.288
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.178	2.594	0.350
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.194	2.600	0.356

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 200

4. Azioni sulle costruzioni

4.1 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Omettendo le azioni di precompressione/pretensione P , si indicano con:

- G_{k1} : azioni permanenti strutturali;
- G_{k2} : azioni permanenti strutturali;

- Q_{k1} : azioni variabili principali;
- Q_{k2}, Q_{k3} : altre azioni variabili.

Si adottano le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC):

SLU: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQ: $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE Q.PER: $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

I coefficienti di combinazione impiegati come da Tabella 5.1.VI (NTC 08) sono i seguenti:

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carichi tandem	0,75	0,75	0,0
Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0

Tabella 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	$\gamma_{Q1}^{(1)}$	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽²⁾	1,00 ⁽²⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

4.2 Analisi dei carichi

Carichi permanenti propri G_{k1}	
P.P. soletta c.a. = $2500 \times 0,18$	450 daN/m ²
P.P. travi longitudinali = $2500 \times 0,42 \times (1,30+0,5) / 2 / 1,42$	665 daN/m ²
P.P. travi trasversali = $2500 \times 0,4 \times 0,5 / 2,5$	200 daN/m ²
Carichi permanenti portati G_{k2}	
Ricoprimento = $2000 \times 0,22$	440 daN/m ²
Marciaipiedi = $2000 \times 0,12$	240 daN/m ²
Parapetto: 2 colonne di pietra collegate da ringhiera in ferro distribuito su una fascia di 40 cm	285 daN/m ²
Sovraccarichi Q_k	
Carichi variabili da traffico come da schema di carico sotto riportato (tabella 5.1.2 NTC 08)	
Le altre azioni quali <u>vento</u> , <u>neve</u> , <u>temperatura</u> ed <u>azione sismica</u> non sono significative per il caso in esame.	

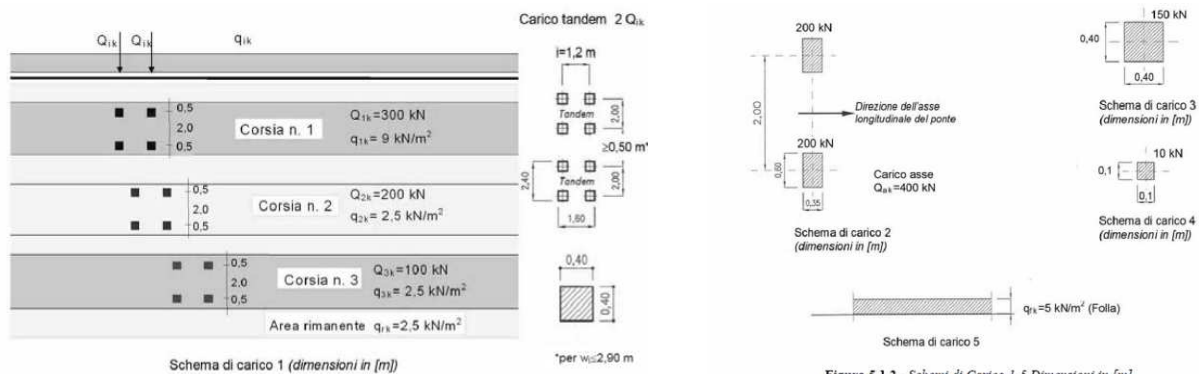
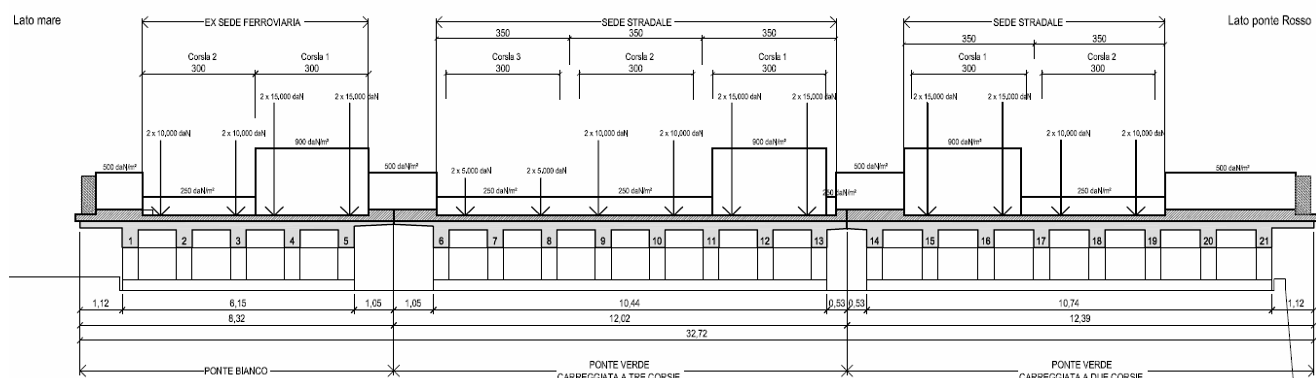


Figura 5.1.1 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

Schemi di carico su i tre impalcati:



5. Rilievo dello stato di fatto

Nell'Archivio Comunale e nell'Archivio di Stato è stato possibile reperire soltanto una documentazione parziale costituita dai capitolati speciali dell'appalto-concorso, dai disegni architettonici e carpenterie, compresi i dettagli costruttivi architettonici, i calcoli che riguardano le palificate a sostegno delle spalle, la tipologia dei treni di carico, le prove sul materiale calcestruzzo ed il carteggio tra Impresa, Comune e Genio Civile.

Mancano i disegni dell'armatura, il calcolo statico esecutivo dell'impalcato, la relazione di fine lavori ed il collaudo statico.

Pertanto per l'individuazione della struttura resistente e dei dettagli costruttivi si è dovuto procedere ad una serie di sondaggi demolitivi, pacometrici e sclerometrici sia all'intradosso della struttura che all'estradosso ricercando la quantità e disposizione delle armature longitudinali e trasversali delle travi principali e secondarie e delle solette mettendo inoltre in evidenza la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi. Si è effettuato un attento esame per l'individuazione del quadro fessurativo e dei meccanismi di danno. Prudenzialmente è stato realizzato nei mesi da dicembre 2017 a marzo 2018 un monitoraggio strumentale di precisione ad estradosso d'impalcato che non ha evidenziato alcun spostamento. E' stato quindi possibile elaborare i disegni strutturali dello stato di fatto contenenti la geometria del manufatto completa di carpenterie in modo da poter eseguire l'analisi strutturale.

6. Relazione sui Materiali e fattori di confidenza

6.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali presenti allo stato di fatto

Dalla documentazione trovata all'archivio di Stato, emerge l'utilizzo di materiali di buone prestazioni (cls con $R_{ck} = 400 \div 450 \text{ daN/cm}^2$ ed acciaio semiduro con caratteristiche compatibili con quelle della normativa d'epoca -R.D. 16 novembre 1939 n°2229). Nel novembre / dicembre 2017 si è effettuata una campagna di indagini in situ sugli elementi strutturali principali.

Essendo la struttura del ponte molto regolare e ripetitiva, con tutte le travi principali aventi la stessa dimensione e praticamente la stessa armatura, si è effettuato un numero di prove distruttive sull'acciaio e distruttive integrate da non

distruttive sul cls in modo da caratterizzare i materiali con verifiche esaustive, per ottenere un livello di conoscenza accurata LC3. Tuttavia per quel che riguarda il cls, vista la variabilità dei risultati delle prove, si è voluto prudenzialmente utilizzare nel calcolo un fattore di confidenza pari a 1,2 (come per il livello LC2 di conoscenza adeguata), quale ulteriore coefficiente di sicurezza.

Per la caratterizzazione dei materiali presenti si è provveduto pertanto ad effettuare delle prove distruttive in situ su due provini di cls e su tre provette in barre di armatura da c.a. effettuate dalla ditta ATS s.r.l. come da certificati n.15379 d.d. 21.12.17 e n.15506 d.d. 30.01.18 conservati presso lo studio in intestazione. Inoltre, ad integrazione sono state effettuate delle prove non distruttive con sclerometro sul cls in modo da poterne correlare la resistenza in più punti. Sono anche presenti nella documentazione d'epoca i risultati delle prove su prelievi di cls effettuati dall'impresa esecutrice A. Brussi s.r.l. come da certificati d'analisi n. 3112 / 3115 d.d. 24.07.1951 relativi però a provini con periodo di stagionatura di 4 giorni.

Calcestruzzi LC2 (F.C.=1,20)

Dalle due prove distruttive effettuate si ottiene: $f_{cmk}=(46,7+33,7)/2 = 40,20 \text{ N/mm}^2$

Anche se il primo valore è il più attendibile in quanto dalla documentazione d'epoca risulta un cls di caratteristiche $R'_{ck} \geq 400 \text{ daN/cm}^2$ va considerato il fatto che il secondo valore si riferisce ad un provino estratto bagnato.

Per il controllo delle caratteristiche di resistenza e complessive del cls è stata eseguita una serie di prove sclerometriche utilizzando uno sclerometro "Tecnix" mod. N- Measuring Instruments for Construction & Engineering.

Le misure sono state eseguite annotando il rimbalzo della massa metallica battente che, azionata da apposita molla, urtava contro la superficie del cls in esame. Di seguito si riportano i valori degli indici di rimbalzo rilevati dallo strumento, escludendo il valore più alto e più basso, le relative medie eseguite ed i corrispondenti valori della resistenza.

Trave principale di bordo lato mare (spalla Capitaneria), valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 39, 41, 42, 38, 38; valore medio = 39,6; $R'_{ck} 397 \pm 69$.

Trave principale di bordo lato mare (spalla Carciotti), valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 38, 42, 43, 39, 39; valore medio = 40,2; $R'_{ck} 405 \pm 70$.

Trave principale intermedia (spalla Capitaneria), valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 38, 41, 39, 38, 41; valore medio = 39,4; $R'_{ck} 396 \pm 69$.

Trave principale intermedia (spalla Carciotti), valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 40, 38, 39, 39, 39; valore medio = 39,0; $R'_{ck} 382 \pm 69$.

Trave secondaria lato mare, valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 37, 39, 39, 37, 39; valore medio = 38,2; $R'_{ck} 370 \pm 67$.

Trave secondaria lato S. Antonio, valore di rimbalzo con sclerometro orizzontale: 38, 42, 43, 44, 40; valore medio = 41,4; $R'_{ck} 441 \pm 73$.

Con un valore medio della resistenza sclerometria pari 398 daN/cm^2

Si assumono pertanto cautelativamente i seguenti valori riconducibili ad una classe C28/35

resistenza caratteristica a compressione	R_{ck}	350 daN/cm ²
resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	280 daN/cm ²
modulo elastico	E	314.471 daN/cm ²
peso specifico	γ	25 kN/m ³

Acciaio per armatura LC3 (F.C.=1,00)

Dalle tre prove effettuate si ottiene: $f_{yk}=(299+282+321)/3 = 300 \text{ N/mm}^2$; $f_{tk}=(468+451+507)/3 = 475 \text{ N/mm}^2$.

Va annotato anche che i primi due valori di f_{yk} ed f_{tk} si riferiscono a barre \varnothing 26 con la superficie arrugginita estratte dall'intradosso delle travi mentre il valore più alto di f_{yk} f_{tk} si riferisce alla barra \varnothing 26 perfettamente integra estratta dall'estradosso della struttura. Nel complesso i valori sono riconducibili ad un acciaio semidolce in barre lisce (R.D. 1939).

Si assumono i seguenti valori:

tensione di snervamento	f_y	290 N/mm ²
tensione di rottura	f_u	475 N/mm ²
modulo elastico	E	2.060.000 daN/cm ²
peso specifico	γ	78,50 kN/m ³

6.2 Materiali previsti in progetto

Acciaio per armatura

B450C (ex FeB44k) in barre ad aderenza migliorata

tensione di snervamento	f_y	450 N/mm ²
tensione di rottura	f_u	540 N/mm ²
modulo elastico	E	2.060.000 daN/cm ²
peso specifico	γ	78,50 kN/m ³

Tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad alta resistenza tipo GeoSteel G600 (Kerakoll)

tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}	> 2900 MPa
area trefolo (5 fili avvolti)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
n. trefoli / cm		1,57 n/cm
carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}	> 2800 MPa
modulo elastico normale del nastro	E_{nastro}	> 190 GPa
massa nastro		0,67 daN/m ²

Tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad alta resistenza tipo GeoSteel G2000 (Kerakoll)

tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}	> 2900 MPa
area trefolo (5 fili avvolti)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
n. trefoli / cm		4,72 n/cm
carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}	> 2800 MPa
modulo elastico normale del nastro	E_{nastro}	> 190 GPa
massa nastro		2,00 daN/m ²

Rete in fibra bidirezionale in basalto ed acciaio inox AISI 304 tipo Geosteel GRID 400 (Kerakoll)

in microfilati di acciaio su microrete in fibra di vetro

FILO BASALTO	FILO ACCIAIO	SPESSORE EQUIVALENTE RETE	CARICO A ROTTURA PER TRAZIONE RETE	MODULO ELASTICO RETE	RESISTENZA A TRAZIONE RETE
$\sigma_{\text{filo}} > 3000$ MPa $E_{\text{filo}} > 87$ GPa	$\sigma_{\text{filo}} > 750$ MPa $E_{\text{filo}} > 200$ GPa	$t_f = 0,064$ mm	$F \geq 110$ kN/m	$E > 70$ GPa	$\sigma_{\text{filo}}^R \geq 1700$ MPa

Geomalta minerale certificata tixotropica tipo GeoLite (Kerakoll)

resistenza a compressione (28gg)	R_{ck}	> 55 MPa
resistenza a trazione per flessione (28gg)	f_{ck}	> 10 MPa
modulo elastico a compressione (28gg)	E	25 GPa
peso specifico	γ	2050 daN/m ³

La GeoLite, materiale preposto in capitolato, è certificata per qualsiasi condizione di utilizzo quale malta strutturale:

- R4 PCCEN 1504-3 (maturate in ambiente asciutto)
- R4 CC EN 1504-3 (maturate in acqua)

e possiede requisiti superiori a quelli richiesti dalla EN 1504-2, EN 1504-7. Ritiro: nella scheda < 0,3% EN 12617-1, quindi praticamente nullo.

Protezioni per cls ed acciaio

CLS: - copriferro non inferiore a 50mm;

- protezione monolitica del calcestruzzo nuovo o ripristinato contro la carbonatazione, resistente agli agenti atmosferici, alle alghe e muffe con geopittura minerale certificata, tipo GeoLite MicroSilicato.

ACCIAIO TONDINO: zincatura a caldo

Trieste, lì 2 agosto 2018

il progettista strutturale

il D.L. strutturale

.....

.....

7. Modellazione

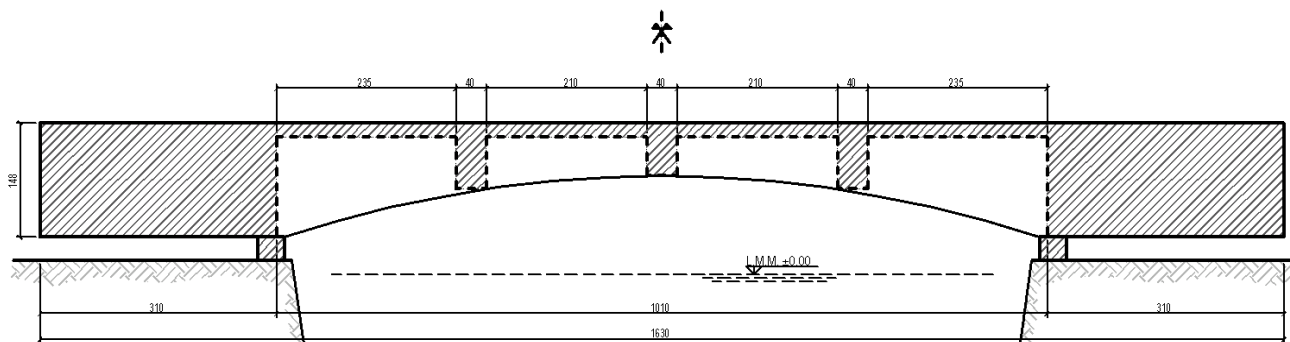
Si sono modellati separatamente il ponte Bianco ed il ponte Verde suddividendo quest'ultimo in porzione a tre corsie ed in quella a due corsie nel rispetto dei tre corpi indipendenti in cui è realmente suddiviso l'impalcato completo.

In tutti e tre i ponti si è effettuata una modellazione tridimensionale della struttura portante, attraverso il programma di calcolo e modellazione SismiCad 12.10 della Concrete S.r.l con licenza presso lo studio di intestazione.

La struttura viene modellata attraverso elementi beam per le travi (che essendo leggermente arcuate sono state schematizzate a conci) ed elementi shell per la soletta in c.a..

La tipologia di analisi svolta è quella **lineare statica** considerando un sistema strutturale non dissipativo ($q=1$). Come mostrato nel seguito si nota che l'azione sismica non risulta essere quella dimensionante.

Sezione longitudinale



8. Disposizione dei carichi

Per tutti e tre i ponti si sono considerati gli Schemi di Carico 1,2,4, 5.

La disposizione dei carichi lungo le corsie che determina le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura è stata definita nel modo seguente:

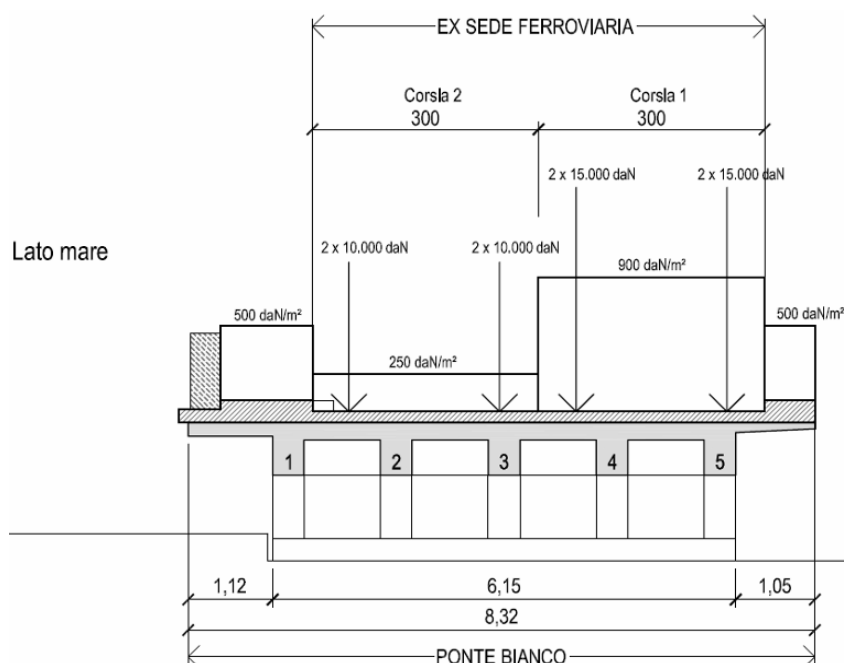
- Condizione di carico 1: per la determinazione del momento massimo negativo all'appoggio;
- Condizione di carico 2: per la determinazione del momento massimo positivo in campata;
- Condizione di carico 3: per la determinazione del taglio massimo;

Altre condizioni di carico hanno considerato un carico eccezionale sulla sola corsia 2 della carreggiata a due corsie del ponte Verde e una posizione diversa dei carichi tandem nella campata del ponte Verde per la determinazione del taglio su una sezione diversa dall'appoggio.

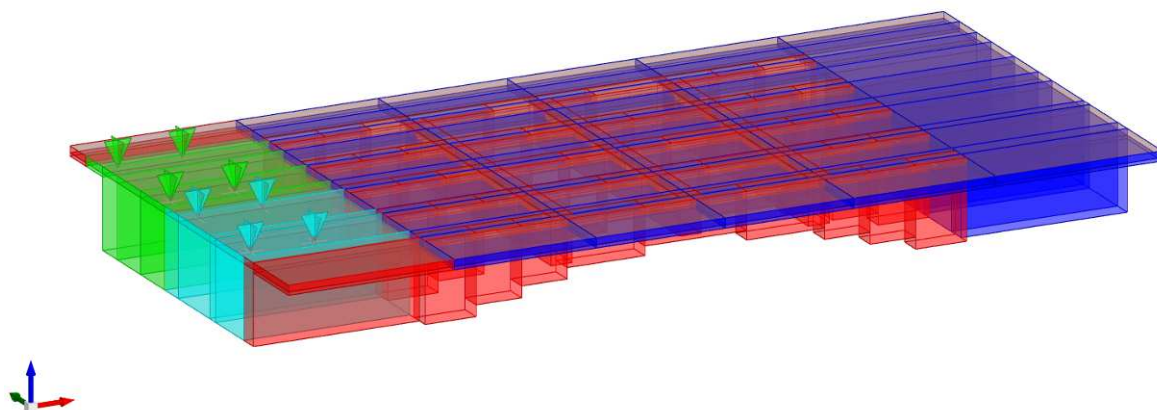
9. Risultati della modellazione

9.1 Ponte Bianco

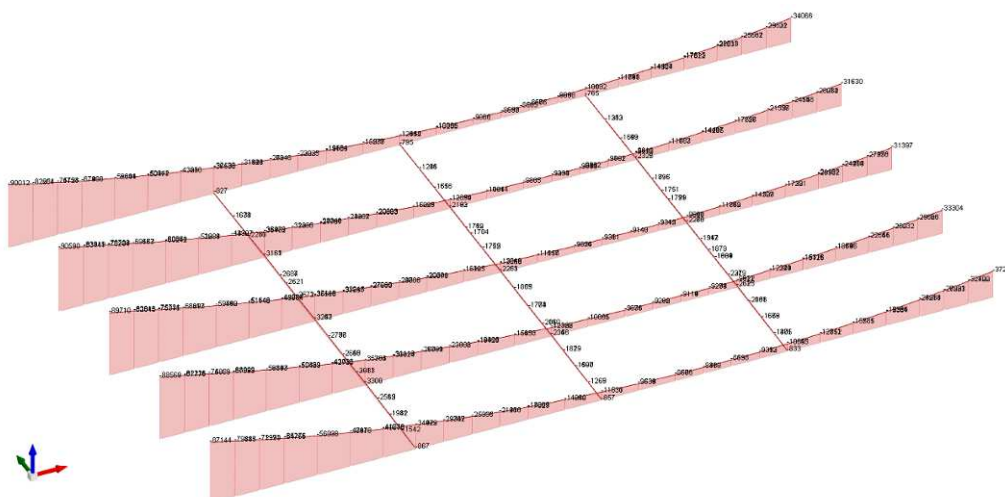
Il ponte bianco è composto da cinque travi longitudinali e tre travi trasversali caricato come da norma:



Condizione di carico 1

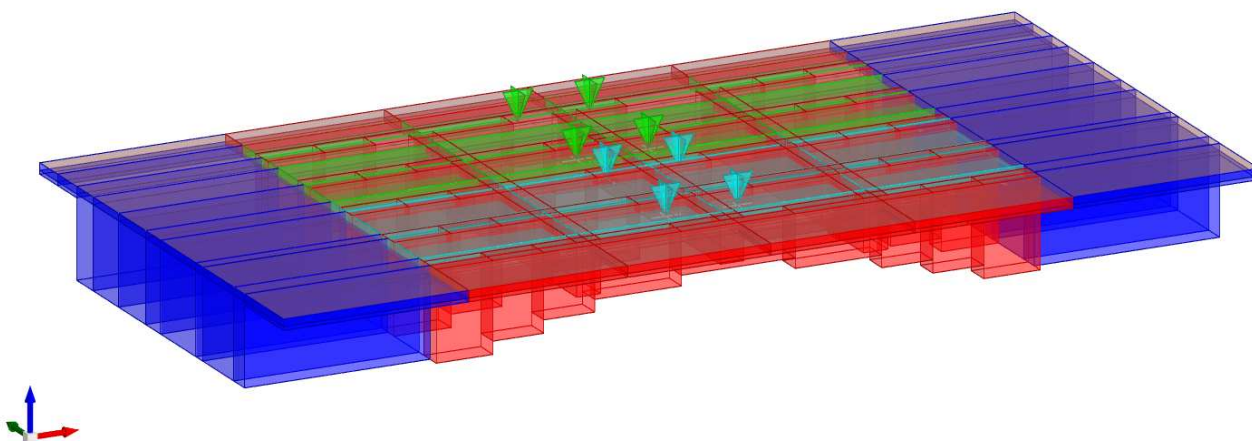


Momento flettente massimo negativo

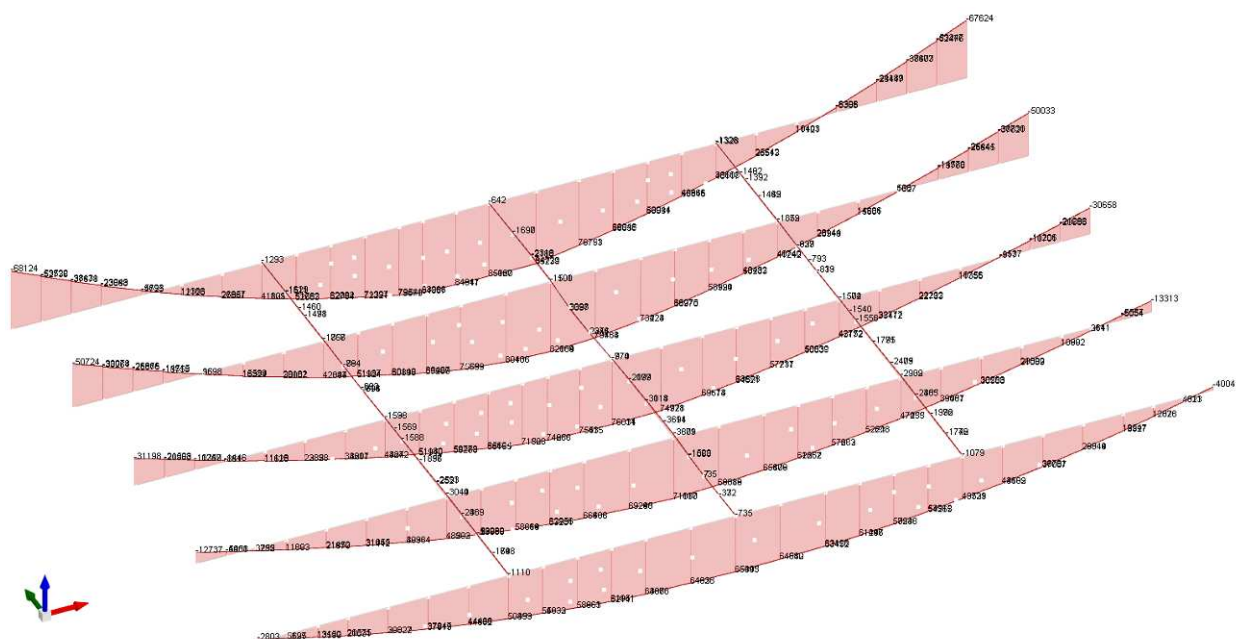


Il momento massimo negativo $M_{Ed} = -90.509$ daNm si trova sulla trave n.4

Condizione di carico 2

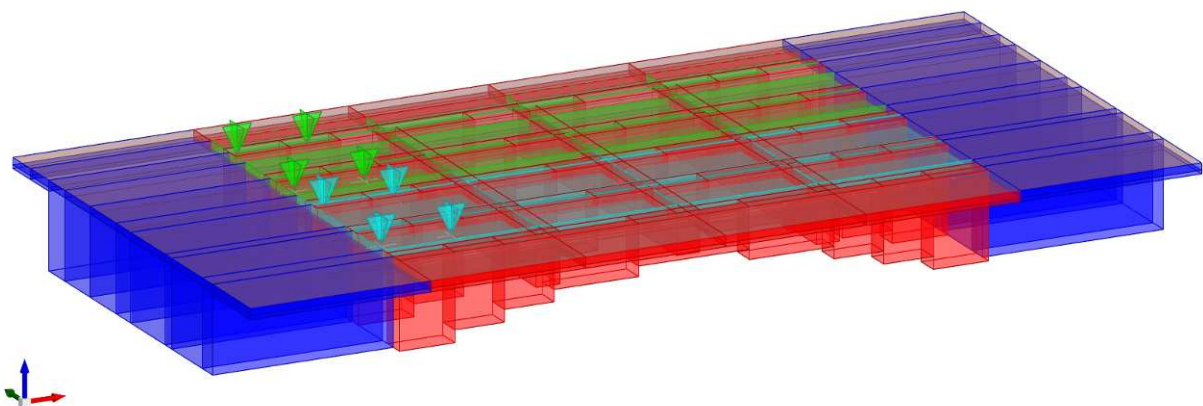


Momento flettente massimo positivo

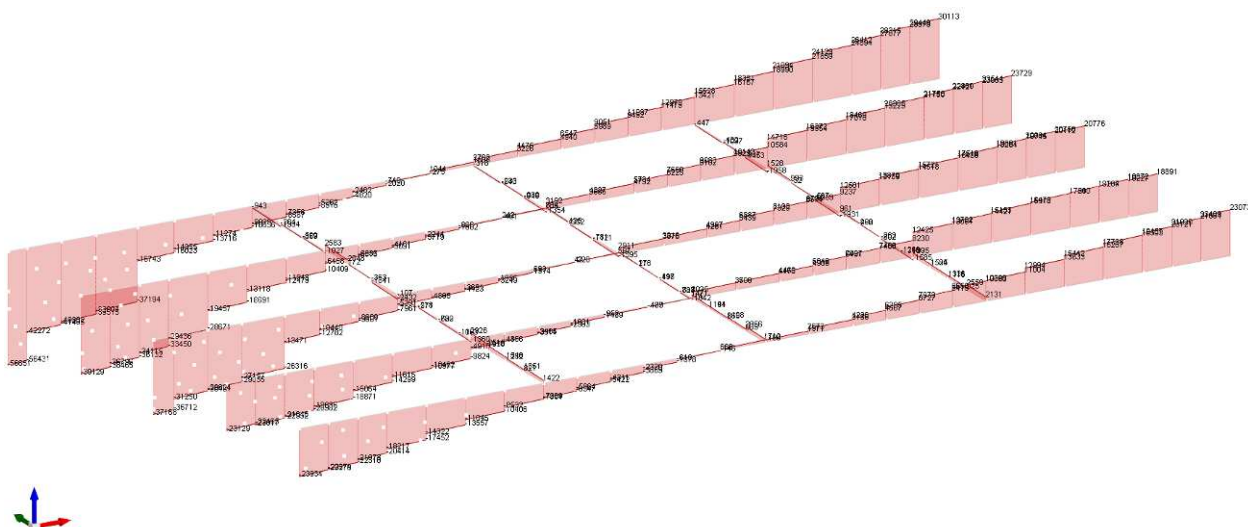


Il momento massimo positivo $M_{Ed}^* = 85.120 \text{ daNm}$ si trova sulla trave di bordo n. 5

Condizione di carico 3

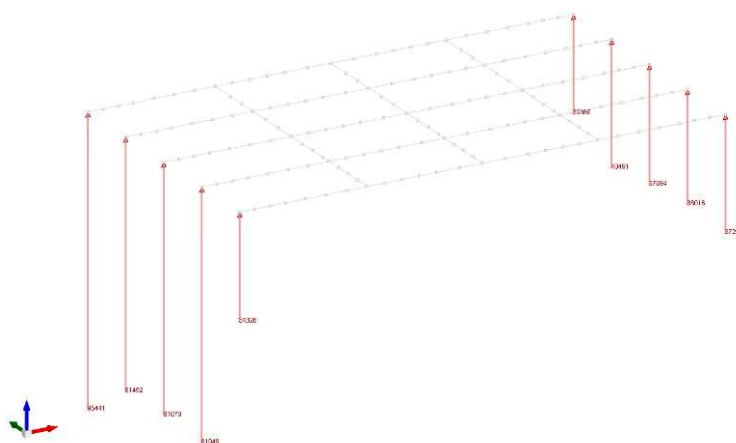


Taglio massimo



Il taglio massimo $V_{Ed}=56.851$ daN si trova sulla trave di bordo n. 5

Reazioni massime



9.2 Sollecitazioni massime ponte Bianco

	Travi longitudinali		Travi trasversali
M_{Ed}^- max	Appoggio	-90.509 daNm	-3.800 daNm
	Campata	-12.662 daNm	
M_{Ed}^+ max campata	85.120 daNm		9.397 daNm
V_{Ed}	56.851 daN		9.334 daN

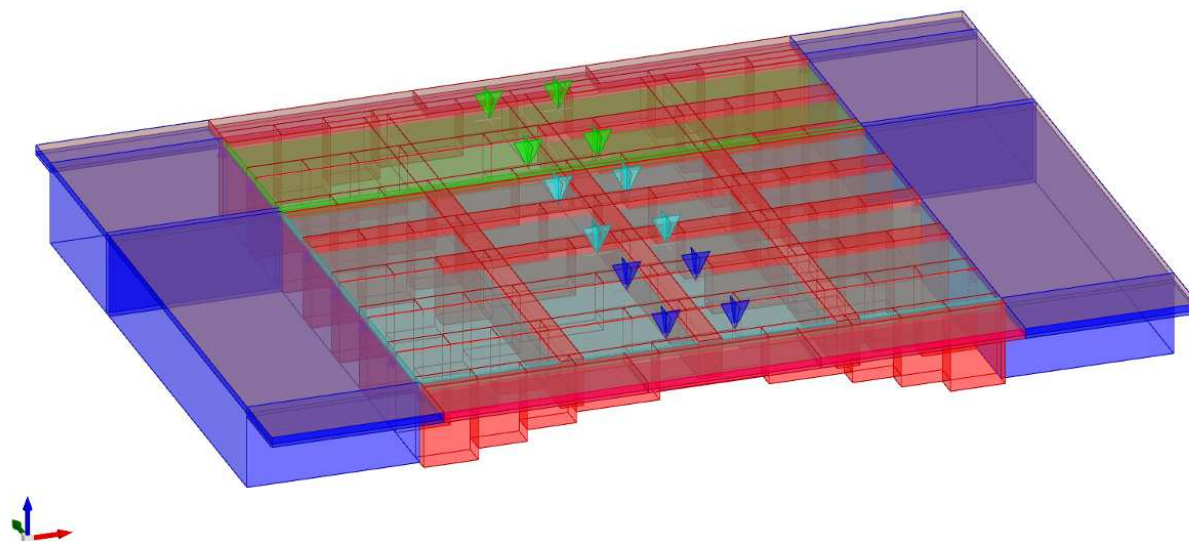
9.3 Ponte Verde carreggiata a tre corsie

Il ponte verde è composto da otto travi longitudinali (numerate dalla 6 alla 13) e tre travi trasversali caricato come da norma:

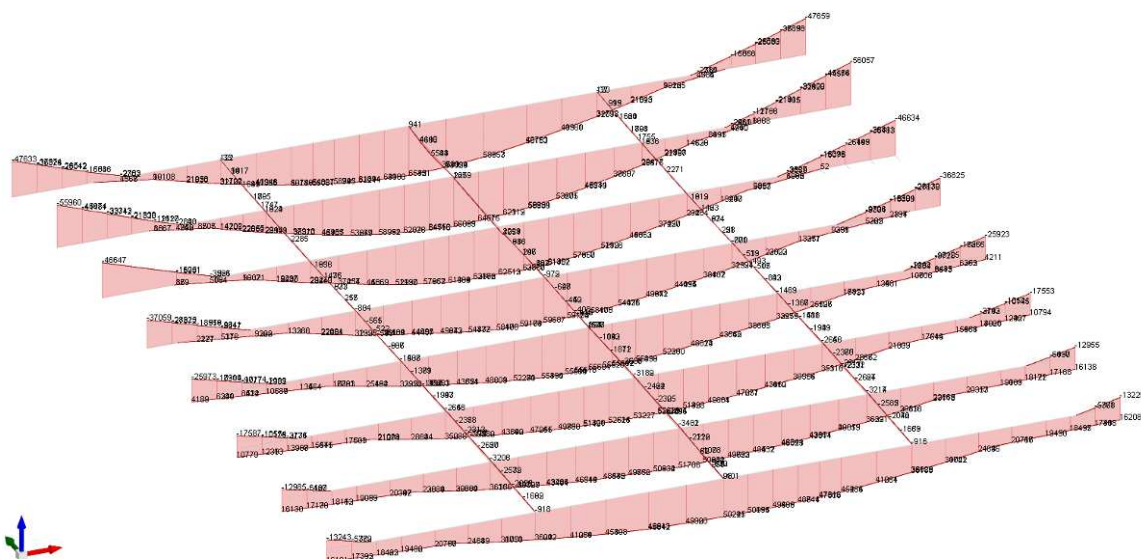
A 3D visualization of a multi-layered structure, possibly a building or a complex system. The structure is composed of several layers, with a prominent grid of red and blue lines on the top surface. Green and blue arrows are shown pointing downwards from the top layers, indicating a flow or direction. A red staircase-like structure is visible at the bottom, suggesting a transition or a series of steps. The overall color scheme includes green, blue, red, and cyan.

Pagina 16 di 35

Condizione di carico 2

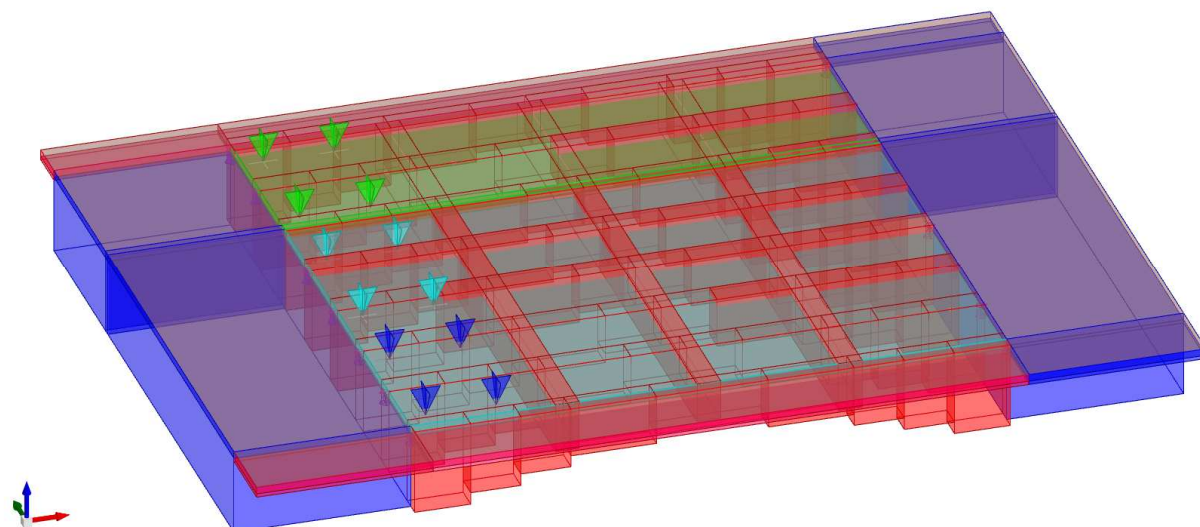


Momento flettente massimo positivo

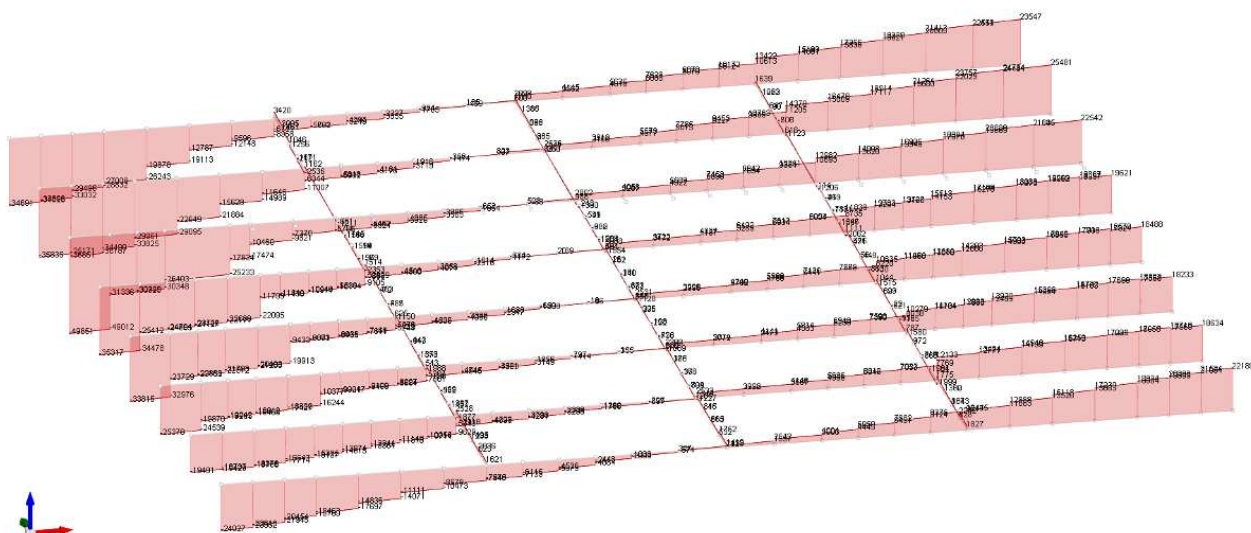


Il momento massimo positivo $M_{Ed}^+ = 66.095$ daNm si trova sulla trave n.12

Condizione di carico 3

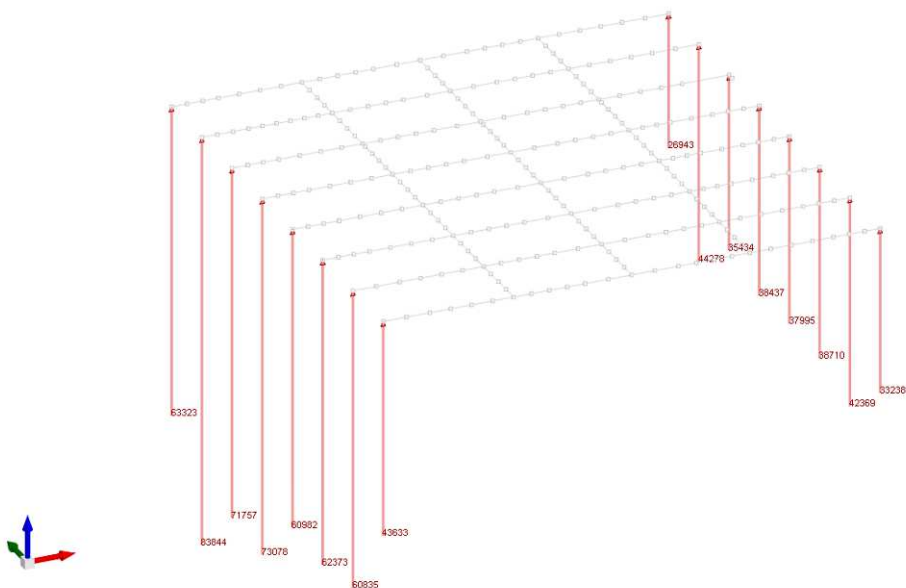


Taglio massimo



Il taglio massimo $V_{Ed}=49.851$ daN si trova sulla trave n. 11

Reazioni massime

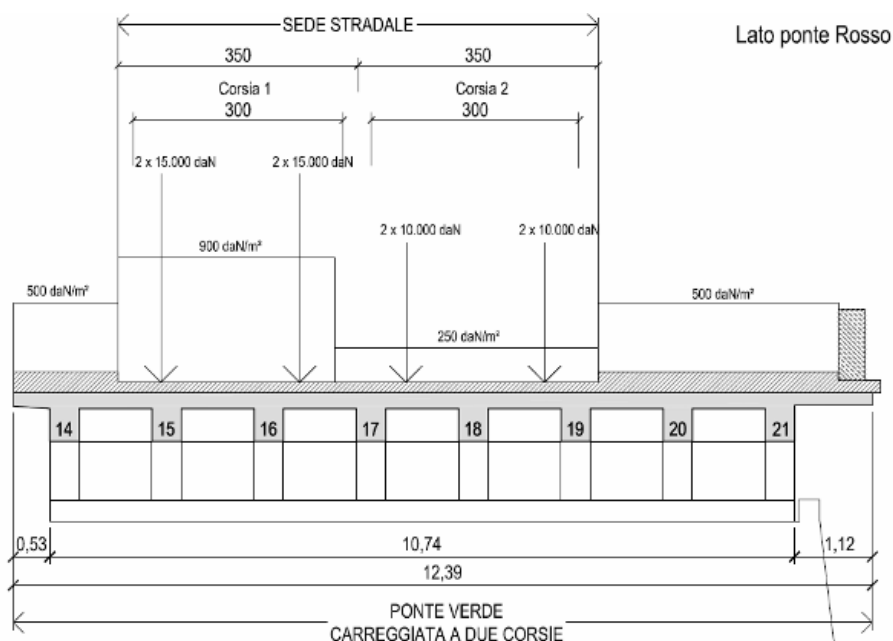


9.4 Sollecitazioni massime ponte Verde carreggiata a 3 corsie

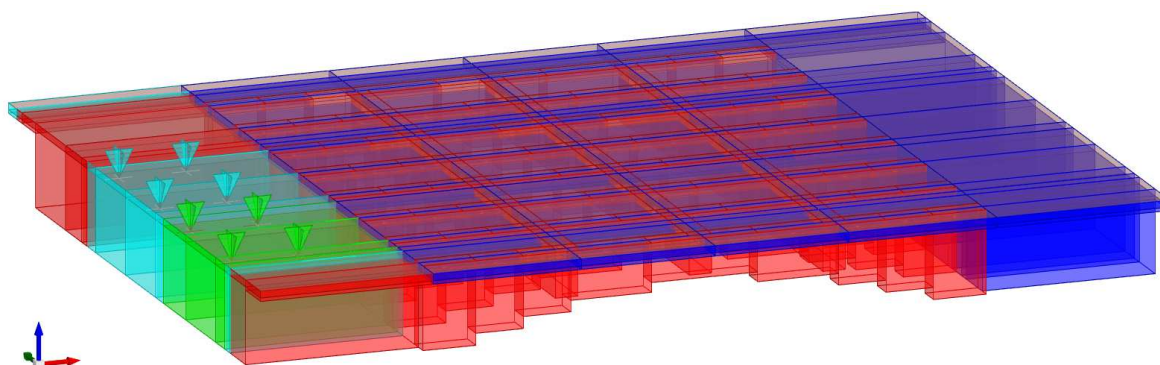
	Travi longitudinali		Travi trasversali
M_{Ed}^- max	Appoggio	-78.904 daNm	-3.189 daNm
	Campata	-14.722 daNm	
M_{Ed}^+ max campata	66.095 daNm		9.726 daNm
V_{Ed}	49.851 daN		9.784 daN

9.5 Ponte Verde carreggiata a due corsie

Il ponte verde a due corsie di marcia è composto da otto travi longitudinali (numerate dalla 14 alla 21) e tre travi trasversali sono presenti due marciapiedi protetti:



Condizione di carico 1

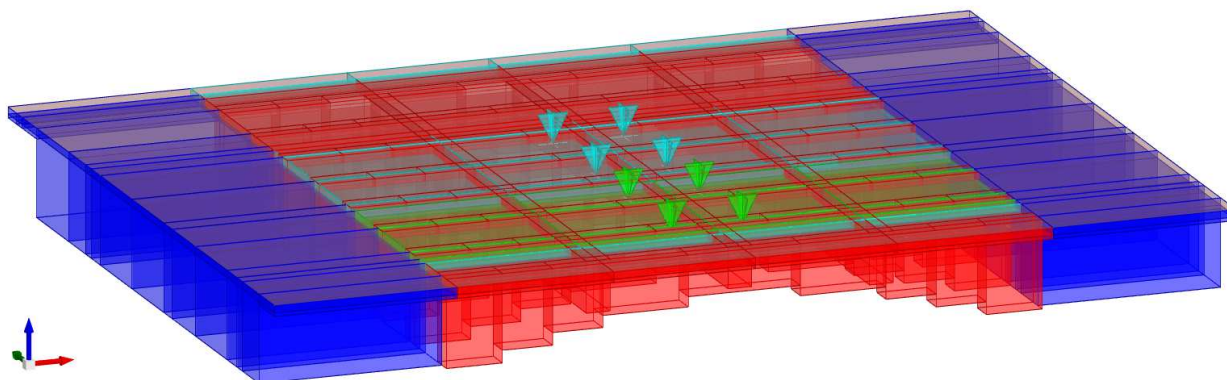


Momento flettente massimo negativo

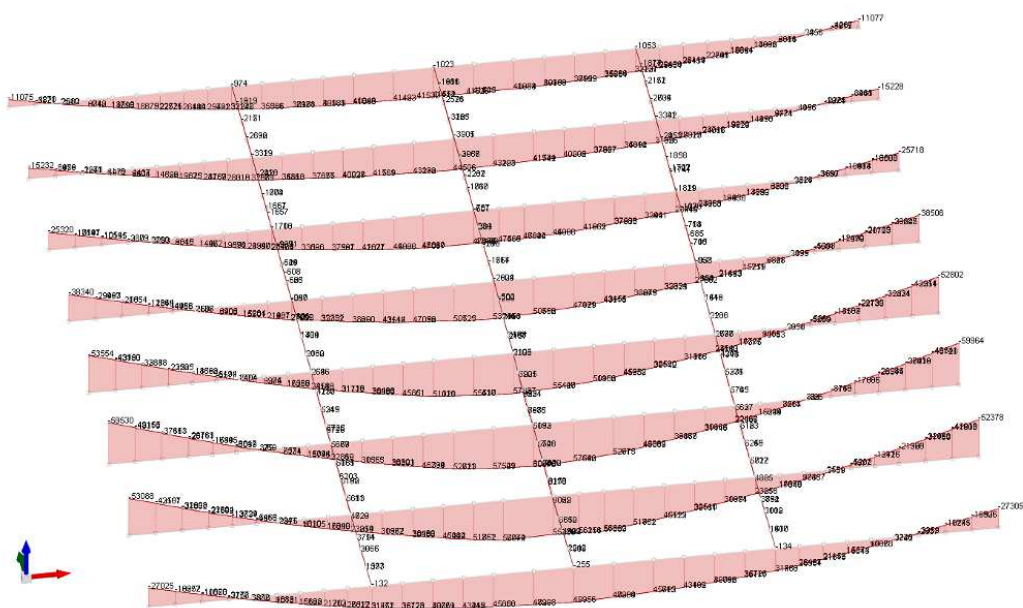


Il momento massimo negativo $M_{Ed} = -77.190$ daNm si trova sulla trave n. 15

Condizione di carico 2

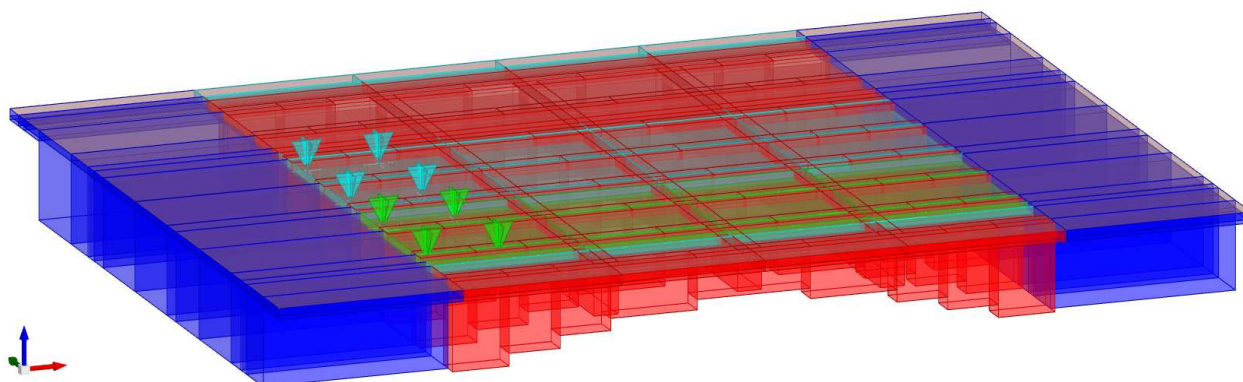


Momento flettente massimo positivo



Il momento massimo positivo $M_{Ed} = 60.070 \text{ daNm}$ si trova sulla trave di n.16

Schema di carico 3

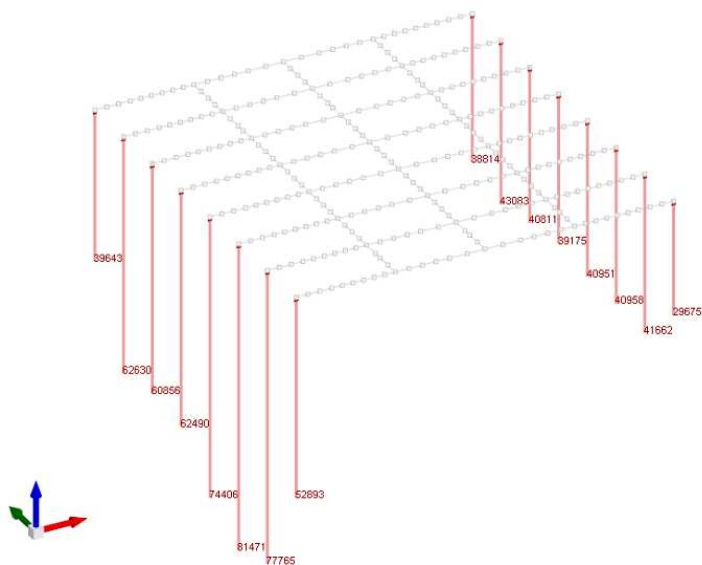


Taglio massimo



Il taglio massimo $V_{Ed}=50.165$ daN si trova sulla trave n. 15

Reazioni massime



9.6 Sollecitazioni massime ponte Verde carreggiata a 2 corsie

	Travi longitudinali		Travi trasversali
M_{Ed}^- max	Appoggio	-77.190 daNm	-2.905 daNm
	Campata	-7.021 daNm	
M_{Ed}^+ max campata	60.070 daNm		5.824 daNm
V_{Ed}	50.165 daN		9.392 daN

9.7 Sollecitazioni massime

9.7.1 Ponte Bianco

	Travi longitudinali		Travi trasversali
M_{Ed}⁻ max	Appoggio	-90.509 daNm	-3.800 daNm
	Campata	-12.662 daNm	
M_{Ed}⁺ max campata	85.120 daNm		9.397 daNm
V_{Ed}	56.851 daN		9.334 daN

9.7.2 Ponte Verde

	Travi longitudinali		Travi trasversali
M_{Ed}⁻ max	Appoggio	-78.904 daNm	-3.189 daNm
	Campata	-14.722 daNm	
M_{Ed}⁺ max campata	66.095 daNm		9.726 daNm
V_{Ed}	50.165 daN		9.784 daN

10. Verifiche

Si verificano le sezioni maggiormente sollecitate delle travi principali dei ponti, armate con l'armatura d'epoca (in barre lisce $f_{yk}=290$ daN/cm²) ed armatura nuova (in barre ad aderenza migliorata B450C $f_{yk}=450$ daN/cm²). Quando risulta necessaria l'aggiunta di barre d'armatura nuova, questa viene calcolata con l'area equivalente dell'armatura d'epoca rispetto alla nuova, con il rapporto $290 / 450=0,644$.

10.1 Verifiche flessionali

10.1.1 Travi longitudinali sezione all'appoggio

Si verifica la trave maggiormente sollecitata di tutti e tre i ponti essendo queste uguali, armate con 6 ø 26 sup.(d'epoca) e 3 ø 26 inf. (d'epoca) attraverso il programma di calcolo VcaSlu di Gelfi con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{ed} = -90.509 \text{ daNm} = 905 \text{ kN m}$$

The screenshot shows the VcaSlu software interface. On the left, under 'Materiali', the properties for FERRO L1 (steel) and C25/30 (concrete) are listed. The steel properties include $E_s = 200.000$ N/mm², $f_{yk} = 290.000$ N/mm², and $f_{td} = 13.2$ N/mm². The concrete properties include $E_c = 25.22$ N/mm², $f_{cd} = 13.2$ N/mm², and $f_{ctd} = 0.8$ N/mm². In the center, the design moment M_{Rd} is calculated as $M_{Rd} = -1.127$ kN m. On the right, a diagram of the beam cross-section is shown with the design moment M_{Rd} indicated. The software also shows the design moment M_{Ed} as $M_{Ed} = -90.509$ kN m.

$$M_{Rd} = 1.127 \text{ kN m} > 905 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

10.1.2 Travi longitudinali sezione in mezzzeria

Si verifica la trave maggiormente sollecitata del ponte Bianco (N.5) armata con 3 ø 26 sup.(d'epoca) e 7 ø 24 inf. (nuovi)+ 2 ø 26 inf. (d'epoca) in seconda fila, con le seguenti sollecitazioni:

$$M^+_{ed} = 85.120 \text{ daNm} = 851,2 \text{ kN m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PONTE VERDE 03

Titolo: PONTE bianco campata

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	143	18	1	15,93	3,5
2	42	51	2	10,62	61
			3	42,13	64
			4	7,01	64

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 V_{Ed} 0 kN

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 909,2 kN m

Materiali: FERRO L25 C25/30

Esu 67,5 % Ec2 2 %
 fyd 252,2 N/mm² Ecu 3,5 %
 Es 200.000 N/mm² fcd 13,2 %
 Es/Es 15 % fcc/fcd 0,8 %
 Esyd 1,261 % Cc,adm 9,75 %
 Cs,adm 160 N/mm² Tco 0,6 %
 Tc1 1,829 %

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M^+_{Rd} = 909 \text{ kN m} > 851 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

Con tale armatura andrà consolidata anche l'adiacente trave (N4) che ha un $M^+_{ed} = 82.182 \text{ daNm} = 822 \text{ kN m}$.

Si verifica la trave maggiormente sollecitata del ponte Verde (N12) armata con 3 ø 26 sup.(d'epoca) e 6 ø 24 inf.(nuovi) + 2 ø 26 inf.(d'epoca) in seconda fila, con le seguenti sollecitazioni:

$$M^+_{ed} = 66.095 \text{ daNm} = 660 \text{ kN m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: longitud

Titolo: PONTE CAMPATA

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	143	18	1	15,93	3,5
2	42	51	2	10,62	61
			3	42,13	64

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 V_{Ed} 0 kN

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 805,8 kN m

Materiali: FERRO L25 C25/30

Esu 67,5 % Ec2 2 %
 fyd 252,2 N/mm² Ecu 3,5 %
 Es 200.000 N/mm² fcd 13,2 %
 Es/Es 15 % fcc/fcd 0,8 %
 Esyd 1,261 % Cc,adm 9,75 %
 Cs,adm 160 N/mm² Tco 0,6 %
 Tc1 1,829 %

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M^+_{Rd} = 805 \text{ kN m} > 660 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

Tutte le travi del ponte Verde e ponte Bianco, escluse la N4 e la N5, avranno l'armatura di riferimento della trave N12.

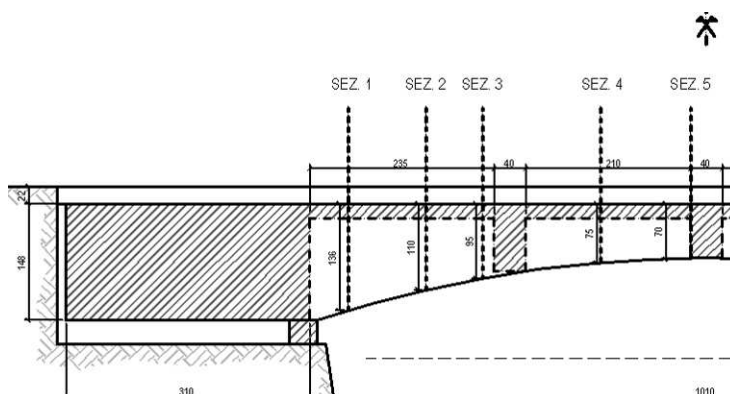
10.2 Verifiche a taglio

Le travi longitudinali dei due ponti hanno tutte la stessa geometria. Pertanto, a favore di sicurezza e per semplificare la posa in opera, si realizza una staffatura esterna uguale per ogni trave, calcolata in funzione delle massime sollecitazioni taglianti corrispondenti ad ognuno dei conci in cui è stata divisa mezza trave.

Si realizza la nuova staffatura attuando il ripristino mediante saldatura delle staffe inferiori in tondo d'acciaio 108 /20 a due braccia (dove queste risultassero compromesse), integrate da fasce di rinforzo ad U in tessuto di fibra in acciaio galvanizzato ad alta resistenza tipo GeoSteel G2000 di larghezza 150mm poste ad interasse di circa 350mm, vincolate a sfocco ad ogni estremità in modo da poter considerare il contributo del rinforzo come nel caso di avvolgimento completo.

I valori massimi agli SLU per la trave N5 (del ponte Bianco) sono i seguenti:

Sez. 1	42 x 136 cm	Ved = 56.851 daN
Sez. 2	42 x 110 cm	Ved = 40.631daN
Sez. 3	42 x 95 cm	Ved = 30.175daN
Sez. 4	42 x 75 cm	Ved = 22.721daN
Sez. 5	42 x 70 cm	Ved = 16.323daN



Si riportano le verifiche delle 5 sezioni rinforzate come indicato nelle CNR-DT 200 R1/2013 attraverso un foglio Excel, rispettando le limitazioni dimensionali imposte dalla norma: $50\text{mm} < b_f < 250\text{mm}$ e $b_f < p_f < \min(0,5 \times d ; 3 \times b_f ; b_f + 200\text{mm})$.

Rinforzo a taglio con frp		SEZIONE 1	
dati trave da rinforzare			
base	b	420	mm
altezza utile	d	1310	mm
dati materiale FRP			
nome commerciale	Geosteel G2000		
modulo elastico	E _f	190.000	N/mm ²
tensione caratteristica a trazione	f _y	3.000	N/mm ²
spessore strato di tessuto secco		0,254	mm
numero di strati	n	1	
spessore	t _f	0,254	mm
larghezza striscia	b _f	150	mm
passo striscia	p _f	350	mm
altezza striscia	h _w	700	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ _{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto roizzontale	β	90	°
dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f _{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° <θ <45°	θ	22	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f _{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _s	1,15	
area acciaio	A _{sw}	100	mm ²

passo	s	200	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1	
fattore geometrico	k_b	1,00	
energia specifica di rottura legame aderanza cls-frp	Γ_{fk}	0,26	
resistenza di progetto alla delaminazione	f_{idd}	467	N/mm ²
lunghezza efficace dell'ancoraggio	l_e	93	mm
resistenza efficace di calcolo	f_{fed}	456	N/mm ²
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP	$V_{Rd,f}$	241.492	N
Contributo staffe	$V_{Rd,s}$	367.938	N
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse	$V_{Rd,c}$	1.137.048	N
Resistenza a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{Rd,c})$	V_{Rd}	609.430	N
Taglio sollecitante	V_{Sd}	568.510	N

< VRd VERIFICATO

Rinforzo a taglio con frp		SEZIONE 2	
dati trave da rinforzare			
base	b	420	mm
altezza utile	d	1050	mm
dati materiale FRP			
nome commerciale	Geosteel G2000		
modulo elastico	E _f	190.000	N/mm ²
tensione caratteristica a trazione	f _y	3.000	N/mm ²
spessore strato di tessuto secco		0,254	mm
numero di strati	n	1	
spessore	t _f	0,254	mm
larghezza striscia	w _f	150	mm
passo striscia	p _f	350	mm
altezza striscia	h _w	700	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ _{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto roizzontale	β	90	°
dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f _{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° <θ <45°	θ	23	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f _{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _s	1,15	
area acciaio	A _{sw}	100	mm ²
passo	s	200	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1	
fattore geometrico	k _b	1,00	
energia specifica di rottura legame aderanza cls-frp	Γ _{fk}	0,26	
resistenza di progetto alla delaminazione	f _{idd}	467	N/mm ²
lunghezza efficace dell'ancoraggio	l _e	93	mm
resistenza efficace di calcolo	f _{fed}	456	N/mm ²
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP	V _{Rd,f}	184.238	N
Contributo staffe	V _{Rd,s}	280.705	N
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse	V _{Rd,c}	943.756	N
Resistenza a taglio V _{Rd} = min (V _{Rd,s} +V _{Rd,f} ; V _{Rd,c})	V _{Rd}	464.943	N
Taglio sollecitante	V _{Sd}	406.310	N

< VRd

VERIFICATO

< VRd VERIFICATO

Rinforzo a taglio con frp		SEZIONE 3	
dati trave da rinforzare			
base	b	420	mm
altezza utile	d	900	mm
dati materiale FRP			
nome commerciale	Geosteel G2000		
modulo elastico	E _f	190.000	N/mm ²
tensione caratteristica a trazione	f _y	3.000	N/mm ²
spessore strato di tessuto secco		0,254	mm
numero di strati	n	1	
spessore	t _f	0,254	mm
larghezza striscia	w _f	150	mm
passo striscia	p _f	350	mm
altezza striscia	h _w	700	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ _{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto roizzontale	β	90	°
dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f _{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° <θ <45°	θ	23	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f _{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _s	1,15	
area acciaio	A _{sw}	100	mm ²
passo	s	200	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1	
fattore geometrico	k _b	1,00	
energia specifica di rottura legame aderanza cls-frp	Γ _{fk}	0,26	
resistenza di progetto alla delaminazione	f _{fdd}	467	N/mm ²
lunghezza efficace dell'ancoraggio	l _e	93	mm
resistenza efficace di calcolo	f _{fied}	456	N/mm ²
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP	V _{Rd,f}	157.918	N
Contributo staffe	V _{Rd,s}	240.604	N
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse	V _{Rd,c}	808.934	N
Resistenza a taglio V _{Rd} = min (V _{Rd,s} +V _{Rd,f} , V _{Rd,c})	V _{Rd}	398.522	N
Taglio sollecitante	V _{Sd}	301.750	N
		< V _{Rd}	VERIFICATO

Rinforzo a taglio con frp bloccato		SEZIONE 4	
dati trave da rinforzare			
base	b	420	mm
altezza utile	d	700	mm
dati materiale FRP			
nome commerciale	Geosteel G2000		
modulo elastico	E _f	190.000	N/mm ²
tensione caratteristica a trazione	f _y	3.000	N/mm ²
spessore strato di tessuto secco		0,254	mm
numero di strati	n	1	
spessore	t _f	0,254	mm
larghezza striscia	w _f	150	mm
passo striscia	p _f	350	mm
altezza striscia	h _w	500	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ _{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto roizzontale	β	90	°

dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° < θ < 45°	θ	28	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f_{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ_s	1,15	
area acciaio	A_{sw}	100	mm ²
passo	s	200	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1	
fattore geometrico			
fattore geometrico	k_b	1,00	
energia specifica di rottura legame aderanza cls-frp	Γ_{fk}	0,26	
resistenza di progetto alla delaminazione	f_{idd}	467	N/mm ²
lunghezza efficace dell'ancoraggio	l_e	93	mm
resistenza efficace di calcolo	f_{fed}	452	N/mm ²
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP			
	$V_{Rd,f}$	97.162	N
Contributo staffe			
	$V_{Rd,s}$	149.395	N
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse			
	$V_{Rd,c}$	725.118	N
Resistenza a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{Rd,c})$			
	V_{Rd}	246.557	N
Taglio sollecitante			
	V_{Sd}	227.210	N
			< V_{Rd} VERIFICATO

Rinforzo a taglio con frp		SEZIONE 5	
dati trave da rinforzare			
base	b	420	mm
altezza utile	d	650	mm
dati materiale FRP			
nome commerciale	Geosteel G2000		
modulo elastico	E _f	190.000	N/mm ²
tensione caratteristica a trazione	f _y	3.000	N/mm ²
spessore strato di tessuto secco		0,254	mm
numero di strati	n	1	
spessore	t _f	0,254	mm
larghezza striscia	w _f	150	mm
passo striscia	p _f	350	mm
altezza striscia	h _w	500	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ _{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto orizzontale	β	90	°
dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f _{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f _{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° <θ <45°	θ	35	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f _{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ _s	1,15	
area acciaio	A _{sw}	100	mm ²
passo	s	200	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1	
fattore geometrico	k _b	1,00	
energia specifica di rottura legame aderanza cls-frp	Γ _{fk}	0,26	
resistenza di progetto alla delaminazione	f _{idd}	467	N/mm ²

lunghezza efficace dell'ancoraggio	l_e	93 mm	
resistenza efficace di calcolo	f_{fed}	452 N/mm ²	
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP			
Contributo staffe	$V_{Rd,s}$	105.341 N	
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse	$V_{Rd,c}$	763.195 N	
Resistenza a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c})$			
Taglio sollecitante	V_{Sd}	163.230 N	< V_{Rd} VERIFICATO

10.3 Verifica delle travi trasversali

Le travi trasversali dei due ponti hanno tutte la stessa geometria; quella centrale con sez. 40x59 e le due laterali con sez. 40 x 86cm. Entrambe sono armate con 3Ø26sup e 4Ø26inf.

A favore di sicurezza si verifica la trave trasversale centrale soggetta alle massime sollecitazioni con 3Ø26sup ed armatura inferiore costituita da 2 Ø 16 (nuovi) nell'ipotesi peggiore di completa deterioramento dei 4Ø26 inferiori (d'epoca).

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

$M_{Ed} \max$	9.726 daNm
V_{Ed}	9.784 daN

Verifica a flessione

$$M_{Rd} = 99,81 \text{ kN m} > 97 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

Si verifica a taglio la trave in c.a. ipotizzando in buono stato le staffature esistenti (Ø8 / 30 a due braccia), integrate da fasce di rinforzo ad U in tessuto di fibra in acciaio galvanizzato ad alta resistenza tipo GeoSteel G600 di larghezza 150mm poste ad interasse di circa 300mm. Si riporta di seguito la verifica della sezione rinforzata utilizzando un foglio Excel.

Rinforzo a taglio con frp disposto ad U		SEZIONE 5		trasversale	
dati trave da rinforzare					
base	b	410	mm		
altezza utile	d	650	mm		
dati materiale FRP					
nome commerciale	Geosteel G600				
modulo elastico	E_f	190.000	N/mm ²		
tensione caratteristica a trazione	f_y	3.000	N/mm ²		
spessore strato di tessuto secco		0,084	mm		
numero di strati	n	1			

spessore	t_f	0,084	mm
larghezza striscia	w_f	150	mm
passo striscia	p_f	300	mm
altezza striscia	h_w	500	mm
coefficiente di sicurezza delaminazione	γ_{fd}	1,1	
inclinazione frp rispetto orizzontale	β	90	°
dati calcestruzzo			
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	28	N/mm ²
resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,77	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	
inclinazione bielle cls 21,8° < θ < 45°	θ	30	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
dati staffe			
resistenza a snervamento acciaio	f_{yk}	290	N/mm ²
coefficiente di sicurezza	γ_s	1,15	
area acciaio	A_{sw}	100	mm ²
passo	s	300	mm
inclinazione staffe rispetto orizzontale	α	90	°
fattore di confidenza	FC	1,2	
fattore geometrico	k_b	1,04	
energia specifica di rottura legame aderenza cls-frp	Γ_{fk}	0,28	
resistenza di progetto alla delaminazione	f_{idd}	829	N/mm ²
lunghezza efficace dell'ancoraggio	l_e	54	mm
resistenza efficace di calcolo	f_{fed}	799	N/mm ²
coefficiente di sicurezza rottura taglio	γ	1,20	
Incremento resistenza dovuto FRP	$V_{Rd,f}$	56.697	N
Contributo staffe	$V_{Rd,s}$	70.976	N
Resistenza bielle di calcestruzzo compresse	$V_{Rd,c}$	686.617	N
Resistenza a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{Rd,c})$	V_{Rd}	127.674	N
Taglio sollecitante	V_{Sd}	97.840	N

< V_{Rd} **VERIFICATO**

10.4 Verifica della soletta

Si effettua la verifica della soletta con:

- Schema di Carico 2: costituito da un singolo asse applicato su specifica impronta di pneumatico di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, con il peso di una singola ruota di 200 kN;
- Schema di Carico 4: costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10. Utilizzato per verifiche locali su marciapiedi protetti e sulle passerelle pedonali;

10.4.1 Schema di Carico 2

Il carico del peso della ruota $q_{ruota} = 20.000 \times 1,35 / (0,97 \times 1,22) = 22.815 \text{ daN/m}^2$

Il carico del peso della soletta $q_s = 450 \times 1,35 = 608 \text{ daN/m}^2$

Il carico del ricoprimento $q_{ric} = 440 \times 1,5 = 660 \text{ daN/m}^2$

Il carico di progetto agli SLU $q_{ed} = (22.815 + 608 + 660) \times 1 = 24.083 \text{ daN/m}$

Il momento sollecitante risulta $M_{ed} \leq 24.083 \times 1,05^2 / 12 = 2.212 \text{ daNm} = 22 \text{ kNm}$

Si calcola il momento resistente della soletta armata con $\phi 12 / 15\text{cm}$ attraverso il programma di calcolo VcaSlu di Gelfi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: SOLETTA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	18	1	7,53	3,5
			2	7,53	14,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
FERRO L15 C25/30
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 252,2 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,261 % σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione
 Retta Deviata
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello

Calcola MRd **Dominio M-N**

Calcolo risultati:
 M_{xRd} 28,39 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 252,2 N/mm²
 E_c 3,5 %
 E_s 14,62 %
 d 14,5 cm
 x 2,801 x/d 0,1932
 δ 0,7

☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 28 \text{ kN m} > 22 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

10.4.2 Schema di Carico 4

Il carico concentrato $q_{conc.} = 1.000 \times 1,35 / (0,545 \times 0,99) = 2.502 \text{ daN/m}^2$

Il carico del peso della soletta in c.a. sp.15cm $q_s = 375 \times 1,35 = 506 \text{ daN/m}^2$

Il carico del ricoprimento $q_{ric.} = 440 \times 1,5 = 660 \text{ daN/m}^2$

Il carico del marciapiede $q_{marc.} = 240 \times 1,5 = 360 \text{ daN/m}^2$

Il carico di progetto agli SLU $q_{ed} = (2.502 + 506 + 660 + 360) \times 1 = 4.028 \text{ daN/m}$

Il momento sollecitante risulta $M_{ed} \leq 4.028 \times 1,04^2 / 2 = 2.178 \text{ daNm} = 21,78 \text{ kNm}$

Si calcola il momento resistente della soletta armata con 1 Ø 12 / 15cm:

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: SOLETTA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	7,53	3,5
			2	7,53	12

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
FERRO L15 C25/30
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 252,2 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,261 % σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 160 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione
 Retta Deviata
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello

Calcola MRd **Dominio M-N**

Calcolo risultati:
 M_{xRd} 23,64 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 252,2 N/mm²
 E_c 3,5 %
 E_s 11,49 %
 d 12 cm
 x 2,801 x/d 0,2334
 δ 0,7318

☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 23,6 \text{ kN m} > 21,78 \text{ kN m}$$

→ La sezione risulta verificata.

11. Verifiche a fatica

La verifica a fatica viene condotta sulle sezioni più sollecitate sotto la combinazione di azioni frequente del solo ponte Verde. Per il ponte Bianco infatti è prevista, al termine dei lavori di durata 3 mesi, la riconfigurazione dell'attuale carreggiata ad una sola corsia (con traffico veicolare limitatissimo ed esclusione di quello pesante), con ampliamento del marciapiede lato S. Antonio in modo da consentire la realizzazione della pista ciclabile.

Le verifiche sono condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle NTC).

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N **non** presentino limite di fatica ad ampiezza costante, per es. barre d'armatura per c.a. (punto C4.2.4.1.4.6.1 della C.M. 617/2009).

11.1 Verifica per vita illimitata del cls

Ai fini del calcolo si impiega il “modello di carico a fatica n. 1” con carichi disposti sulla carreggiata a 3 corsie del ponte Verde, nelle due configurazioni che determinano rispettivamente la tensione massima e minima nel dettaglio considerato: calcestruzzo compresso nella sez. S1 in mezzzeria alla campata della trave più sollecitata.

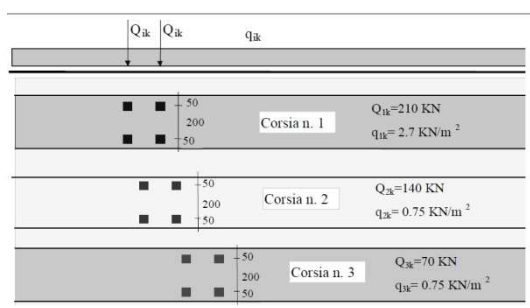
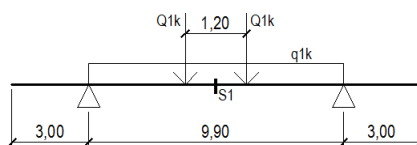


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

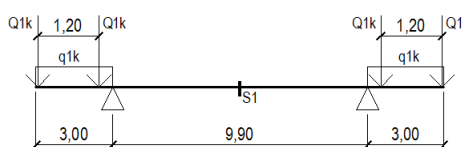
1a configurazione di carico



$$M_{\max}^* = 227,03 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{C,\max} = 2,447 \text{ N/mm}^2$$

2a configurazione di carico



$$M_{\max}^* = 44,34 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{C,\min} = 0,477 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a fatica per il calcestruzzo soggetto a compressione è adeguata se è soddisfatta la seguente espressione:

$$\sigma_{C,\max} / f_{cd} \leq 0,50 + 0,45 \sigma_{C,\min} / f_{cd} \leq 0,90 \quad [\text{Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1, (6.77)}]$$

Pertanto:

$$2,447 / 13,2 \leq 0,50 + 0,45 (0,477 / 13,2) \leq 0,90$$

$$0,185 \leq 0,516 \leq 0,90 \quad \text{VERIFICATO}$$

11.2 Verifica a fatica dell'acciaio da armatura per danneggiamento equivalente

Ai fini del calcolo si impiega il “modello di carico a fatica n. 3” con carichi disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano rispettivamente la tensione massima e minima nel dettaglio considerato: armatura tesa nella sez. S1 in mezzzeria alla campata della trave più sollecitata.

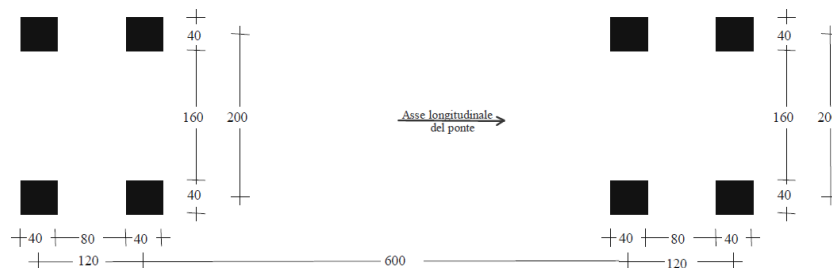
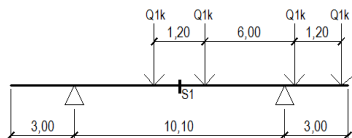


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

1a configurazione di carico

$$M_{\max}^+ = 191,27 \text{ kNm}$$

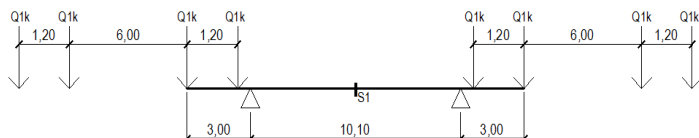
$$\sigma_{S,\max} = 110,24 \text{ N/mm}^2$$



2a configurazione di carico

$$M_{\max}^+ = 55,68 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{S,\min} = 32,03 \text{ N/mm}^2$$



La verifica a fatica dell'acciaio da armatura per danneggiamento equivalente è adeguata se è soddisfatta la seguente espressione:

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \Delta\sigma_{S,\text{equ}} \leq (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,\text{fat}}) \quad [\text{Eurocodice 2 – UNI EN 1992-2, (NN.101)}]$$

dove:

$$\gamma_F = 1$$

$$\gamma_{Sd} = 1$$

$$\Delta\sigma_{S,\text{equ}} = \Delta\sigma_{S,\text{EC}} \cdot \lambda_s = 78,21 \times 0,759 = 59,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \varphi_{\text{fat}} = 1,15 \times 0,603 \times 1 \times 1 \times 1,2 = 0,759$$

$$\Delta\sigma_{Rsk} = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{S,\text{fat}} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_{S,\text{EC}} = \Delta\sigma_{S,\max} - \Delta\sigma_{S,\min} = 110,24 - 32,03 = 78,21 \text{ N/mm}^2$$

pertanto:

$$59,36 < 156,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

12. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La verifica della fessurazione viene condotta senza calcolo diretto limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura, come da tab. seguenti:

$$w_1 = 0,2\text{mm}$$

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

13. Spostamenti massimi verticali

Essendo lo schema statico del ponte a trave appoggiata con due sbalzi laterali, si prevedono adeguati giunti alle estremità dei contrappesi.

Spostamenti verticali massimi sugli sbalzi:

	Spostamento verticale (Condizione di carico 1)	Spostamento verticale (Condizione di carico 2)	Spostamento totale
Ponte Bianco	-5,98 mm	11,35 mm	17,33 mm
Ponte Verde	-3,81 mm	8,21 mm	12,02 mm

Si prevede l'utilizzo di giunti stradali e pedonali in grado di assorbire uno spostamento verticale di almeno 20mm.

Spostamenti verticali massimi in campata:

	Spostamento verticale max (Condizione di carico 2)	
Ponte Bianco	-16,7 mm	I / 631
Ponte Verde	-12,1mm	I / 834

14. Verifica agli appoggi

14.1 Verifica degli appoggi

La somma delle reazioni massime su un appoggio, ottenute dal modello di calcolo per le combinazioni agli SLU sono:

Ponte Bianco $R_v = 374.280$ daN

Ponte Verde due corsie $R_v = 512.174$ daN

Ponte Verde tre corsie $R_v = 519.824$ daN

$N_{Ed} = 1.406.278$ daN

Avendo il cordolo d'appoggio una base di 35cm per uno sviluppo di 27,26 m si calcola la resistenza massima del cordolo:

$$f_{cd} = 0,85 \times 280 / (1,5 \times 1,2) = 132 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Rd} = 132 \times 35 \times 2726 = 12.594.120 \text{ daN} > N_{Ed} = 1.406.278 \text{ daN}$$

VERIFICATO

14.2 Verifica sismica della cerniera fissa

Si verifica la cerniera del ponte assoggettata alla forza sismica di progetto.

La massa sismica totale del ponte risulta:

$$\text{P.p. soletta: } 450 \times 3(2,96 \times 16,10) = 238.795 \text{ daN}$$

$$\text{P.p. travi longitudinali: } 665 \times ((6,15 \times 10,10) + (10,44 \times 10,10) + (10,74 \times 10,10)) = 183.293 \text{ daN}$$

$$\text{P.p. travi trasversali: } 200 \times ((6,15 \times 10,10) + (10,44 \times 10,10) + (10,74 \times 10,10)) = 55.207 \text{ daN}$$

$$\text{P.p. contrappesi: } 2500 \times 1,3 \times ((6,15 \times 3,00) + (10,44 \times 3,00) + (10,74 \times 3,00)) = 266.468 \text{ daN}$$

$$\text{Ricoprimento: } 440 \times (32,96 \times 16,10) = \underline{233.489 \text{ daN}}$$

$$m_{TOT} = 977.252 \text{ daN}$$

La forza sismica orizzontale massima allo SLV, considerando una categoria di sottosuolo tipo D ed una categoria topografica T1 ($S_S=2,4$ - $1,5 \times 0,178 \times 2,594 = 1,71$; $S_T=1,0$; $S= S_S \times S_T = 1,71$):

$$F_{Sisma,d} = ag/g \times F_o \times S \times m_{TOT} = 0,178 \times 2,594 \times 1,71 \times 977.252 = 771.601 \text{ daN}$$

Considerando che la forza sismica viene ripartita per tutta la lunghezza del solo cordolo d'appoggio costituente la cerniera fissa, si verifica l'armatura presente:

$$V_{sd} = 771.601 / 27,26 = 28.305 \text{ daN / ml}$$

Considerando 6 \varnothing 20 / 140 ($A=18,84 \text{ cm}^2/140 = 13,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

$$V_{Rd} = 13,45 \times 2.900 / 1,15 = 33.917 > V_{sd} = 28.305 \text{ daN / ml}$$

VERIFICATO

15. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Gli esiti delle analisi svolte sono stati confrontati con semplici calcoli, eseguiti dal Progettista Strutturale con metodi tradizionali, seguendo il metodo delle tensioni ammissibili nell'ipotesi di comportamento elastico dei materiali ed in condizioni non sismiche, che hanno prodotto risultati paragonabili sia intermini di calcolo delle sollecitazioni, sia in termini di verifiche.

Trieste, lì 2 agosto 2018

il progettista strutturale

il D.L. strutturale

Elenco firmatari

ATTO SOTTOSCRITTO DIGITALMENTE AI SENSI DEL D.P.R. 445/2000 E DEL D.LGS. 82/2005 E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI

Questo documento è stato firmato da:

NOME: CORTESE ENRICO

CODICE FISCALE: CRTNRC58S30L424X

DATA FIRMA: 24/08/2018 13:37:02

IMPRONTA: 10C29C65A1156989794E8E8235A4DAAF6FE7DF0058F46365399FFA161374D46E
6FE7DF0058F46365399FFA161374D46E8FF659D94A233FA1D1AE5E0FB8F54028
8FF659D94A233FA1D1AE5E0FB8F54028FFAFFD3D4F52FB8DC1A6D56F9F3AD6A8
FFAFFD3D4F52FB8DC1A6D56F9F3AD6A81D1A7BB5C23D8335DE9B875488E9FCA5