

RELAZIONE DI CALCOLO
Concorso "Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile"

RT: arch. Toni Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
ing. arch. Marco Sari,
Cover Image
(elaborazioni multimediali
e rendering)

SETTEN
GENESIO
IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI



RELAZIONE DI CALCOLO

Progetto Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile

SOMMARIO

1	Introduzione	4
1.1	Premessa ed oggetto della relazione	4
1.2	Descrizione della struttura	4
1.2.1	Stato attuale	4
1.2.2	Vincoli progettuali	4
1.2.3	Progetto	5
2	Codici e riferimenti per la progettazione	7
2.1	Note generali	7
2.2	Normativa in materia di strutture	7
2.2.1	Normativa europea ed internazionale	7
3	Note generali sui metodi di calcolo ed analisi	7
3.1	Software informatici utilizzati	7
4	Materiali	8
4.1	Premessa	8
4.2	Acciaio	8
4.2.1	Acciaio per carpenteria metallica S355 (ex. Fe510)	8
4.2.1.1	Passerella	8
4.2.2	Acciaio per carpenteria metallica S275 (ex. Fe430)	8
4.2.2.1	Ponte esistente	8
4.2.2.2	Bullonatura	8
4.2.2.3	Saldature	9



5	Condizioni di carico imposto sulle struttura	10
5.1	Combinazioni di carico e coefficienti di sicurezza	10
6	Analisi dei carichi	11
6.1	Pesi propri strutturali (g_1)	11
6.2	Carichi permanenti portati (g_2)	11
6.3	Carichi variabili portati (q_1)	11
7	Modelli di calcolo	12
7.1	Stato di fatto	12
7.1.1.1	Reazione sulle Spalle (SLE)	14
7.1.1.2	Tensione sugli elementi (SLE)	16
7.1.1.3	Spostamento verticale (SLE)	16
7.2	Progetto	17
7.2.1	Prima ipotesi - Spalla fissa	18
7.2.1.1	Reazione sulle Spalle (SLE)	18
7.2.1.2	Tensione sugli elementi (SLU)	19
7.2.1.3	Spostamenti (SLE)	20
7.2.2	Seconda ipotesi	21
7.2.2.1	Tensione sugli elementi (SLU)	22
7.2.2.2	Spostamenti(SLE)	23
8	Nota	25



1 Introduzione

1.1 Premessa ed oggetto della relazione

Nella presente relazione sono illustrati i criteri utilizzati per le scelte progettuali e le soluzioni adottate per il Progetto Preliminare del Nuovo Ponte dell'Accademia.

Le soluzioni tecniche proposte all'interno della presente relazione si basano su ipotesi di lavoro che andranno confermate in sede di Progettazione Esecutiva. In particolare i parametri di resistenza dei materiali, i carichi agenti e i dimensionamenti delle strutture effettuati andranno confermati in base alle soluzioni tecniche di dettaglio sviluppate durante il processo di ottimizzazione delle strutture in fase di progetto esecutivo. Questa relazione è stata prodotta ad uso del Cliente ed il suo contenuto è redatto per tenere in conto delle particolari prescrizioni del Cliente stesso.

Non è intesa per essere divulgata a terzi o per altri scopi; in tal caso non viene assunta alcuna responsabilità per il suo eventuale uso.

1.2 Descrizione della struttura

1.2.1 Stato attuale

Il ponte dell'Accademia è caratterizzato da una struttura principale costituita da arconi metallici posti su spalle in muratura. Tali arconi sono costituiti da correnti inferiori e superiori con travi a cassone con tre anime metalliche, ed elementi a croce costituiti da profili a T e da piatti rettangolari. I due arconi sono collegati tra da loro profili a T con schema statico atto ad avere funzione controventante nel piano ortogonale all'asse del ponte, e da croci di controvento con medesima funzione lungo il piano del Ponte.

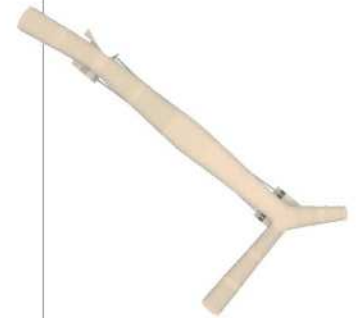
Agli arconi metallici portanti è sovrapposta una struttura di elementi in acciaio ad aste, che portano, a loro volta, le rampe delle scale e i pianerottoli realizzati in tavolato ligneo, recentemente oggetto di un intervento di manutenzione (2007).

Per quanto riguarda le spalle e le fondazioni, non si hanno dati certi sulla loro geometria e sul loro stato di salute e per questo non si riesce a stabilire e a calcolare la reale capacità portante.

1.2.2 Vincoli progettuali

Il restauro e la riqualificazione del Ponte dell'Accademia deve sottostare a vincoli di tipo strutturale e normativi emersi nel DPP e nella Relazione Strutturale del Prof. Ing. Jogna, nella quale si indica espressamente di :

- redarre il progetto in osservanza del D.M. Infrastrutture del 14-01-08
- mantenere la struttura portante esistente costituita dagli arconi metallici previa verifica della stessa sulla base dei nuovi carichi e del nuovo assetto statico della sovrastruttura progettata
- valutare mediante prova di carico il reale comportamento delle spalle esistenti
- effettuare controlli e verifiche sui materiali attualmente in opera, specie relativamente l'acciaio degli arconi posti in opera nel 1948 e le piastre di ancoraggio degli stessi sulle spalle.



1.2.3 Progetto

La soluzione tecnica adottata, in conformità con le richieste architettoniche e strutturali, consiste nella realizzazione di una sovrastruttura costituita da una lastra ortotropa in acciaio di dimensioni adeguate a sopportare i carichi prescritti dal sopra citato D.M. 2008.

Tale lastra sarà composta da più conci trasportabili e saldati in opera, sia per la parte da collocare sopra gli arconi, sia per le tre rampe d'accesso al Ponte.

L'utilizzo della lastra ortotropa ha il vantaggio di essere una struttura semplice, facile da posare in opera, e non richiede l'assemblaggio in cantiere di tutte le sue parti.

Il nuovo piano di calpestio scarica solo in alcuni dei punti di appoggio della attuale sovrastruttura; nello specifico, risulta essere intimamente connesso agli arconi metallici superiori nella zona centrale del ponte (si veda progetto architettonico), garantendo, grazie alla rigidità trasversale della lastra ortotropa progettata, un adeguato collegamento tra le due arcate laterali e pertanto la collaborazione statica delle stesse con un comportamento solidale dell'intera struttura portante.

Nelle zone laterali, invece, il nuovo piano di calpestio si presenta, perseguendo l'idea progettuale alla base del nuovo modello architettonico, libero sia dai collegamenti tra la struttura ad arco ed il cassone sia dalle strutture lignee attualmente in opera.

Come sopra accennato, i collegamenti tra la nuova struttura e l'esistente saranno realizzati mediante un sistema di profili in acciaio posizionati in modo tale da garantire la funzione di controventatura che attualmente svolgono gli esistenti.

Il sistema di appoggio, inoltre, permetterà lo scorrimento della lastra ortotropa lungo l'asse longitudinale del ponte; questo accorgimento è stato studiato nell'intento di rendere il più indipendente possibile il nuovo piano di calpestio dalla sottostante struttura storica al fine di andare a scaricare sulle nuove fondazioni la spinta generata dalla forma ad arco della sovrastruttura, evitando pertanto di sovraccaricare i plinti esistenti, sui quali viene a gravare il solo carico verticale.

Gli arconi esistenti e i loro collegamenti in acciaio sia nel piano verticale che in quello orizzontale non vengono in alcun modo modificati.

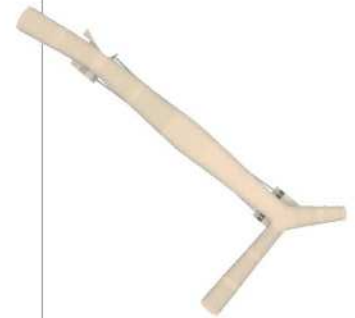
La struttura esistente così come realizzata garantisce di per sé un efficace collegamento sia dal punto di vista flessionale che trasversale; in tal senso, come accennato in precedenza, il contributo irrigidente della lastra ortotropa superiore migliora il comportamento globale della struttura.

Con la soluzione progettuale qui proposta, infine, non vengono interessati i sottoservizi presenti attualmente nel Ponte.

Alle estremità della nuova passerella, in corrispondenza dei nuovi appoggi presso le spalle esistenti, verranno collocati 4 + 4 cavalletti in acciaio realizzati in fusione di precisione; si tratta di bielle che convergono in cima presso un nodo studiato in modo da permettere, in conformità a quanto detto in precedenza, lo scorrimento orizzontale della passerelle.

Svincolando le rotazioni al piede dei pilastri si ottiene di semplificare il nodo alla base di connessione degli stessi con i plinti esistenti in calcestruzzo.

Si osservi inoltre che, presso la spalla lato Accademia, dove il piano di cammina-



mento si biforca nelle rampe che confluiscono l'una in Rio Terà Foscarini e l'altra in Campo della Carità, sarà realizzata, in corrispondenza al cavalletto, una cerniera cilindrica con asse verticale in modo da meglio ripartire la componente di spinta sulle due ramificazioni della nuova sovrastruttura ed evitare sollecitazioni flessio-torsionali parassite sulla piastra ortotropa.

Obiettivo alla base dell'idea progettuale perseguita per la realizzazione della nuova struttura consiste nell'evitare di sovraccaricare le spalle e le fondazioni esistenti rispetto alla condizione attuale.

In tal senso, nel dimensionare la passerella e le nuove fondazioni si è fatta l'ipotesi che le spalle esistenti non portino più del 10% del carico attuale: allora anche in caso di cedimento delle spalle, i carichi orizzontali della nuova sovrastruttura saranno assorbiti dalle nuove fondazioni.

Poiché dai rilievi eseguiti nel 2008 sugli arconi e sulla distanza tra le spalle non si sono evidenziate differenze significative rispetto ai dati antecedenti, e in virtù di quanto detto sopra, non è stata effettuata in questa fase di progettazione alcuna prova di carico sul ponte esistente.

RELAZIONE ILLUSTRATIVA
Concorso "Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile"

RT: arch. Toni Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
ing. arch. Marco Sari,
Cover Image
[elaborazioni multimediali
e rendering]

SETTEN
GENESIO
IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI



2 Codici e riferimenti per la progettazione

2.1 Note generali

Le strutture ed i loro componenti sono progettati secondo i criteri indicati dalle norme vigenti sul territorio nazionale. Alcuni ambiti della progettazione sono svolti secondo i principi di altre normative, di valenza internazionale, sulle quali si ritiene l'approfondimento del tema individuato venga meglio affrontato nel rispetto comunque dei limiti minimi di sicurezza forniti dalla norma italiana dove esistente.

Un determinato ambito del calcolo o della esecuzione nel quale la norma italiana non viene espressamente richiamata si intende da svolgersi secondo la corrispondente norma internazionale indicata.

In ambito di progettazione sismica, le strutture vengono progettate in accordo con la vigente normativa sismica nazionale e in accordo alle più recenti valutazioni di pericolosità sismica locale.

2.2 Normativa in materia di strutture

- D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.
- CNR 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione della relazioni di calcolo".
- Istruzioni C.N.R. 10011/97 – Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

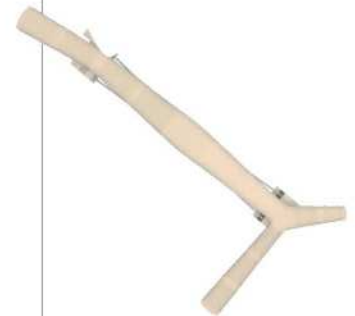
2.2.1 Normativa europea ed internazionale

- Eurocodice 3. Progettazione delle strutture in acciaio. 2005.

3 Note generali sui metodi di calcolo ed analisi

3.1 Software informatici utilizzati

- AutoCAD software per il disegno assistito al computer
- ALLPLAN software per il disegno assistito al computer
- Midas GEN software FEM di calcolo
- Microsoft Excel software per la realizzazione di fogli di calcolo automatizzati
- Microsoft Word software per la elaborazione di testi



4 Materiali

4.1 Premessa

Si riportano, di seguito, le indicazioni sui materiali e sulle loro caratteristiche utilizzati nell'ambito della progettazione strutturale. Ulteriori e più precise indicazioni verranno evidenziate nelle Specifiche Tecniche Strutturali.

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per carpenteria metallica S355 (ex. Fe510)

4.2.1.1 Passerella

Acciaio autopatinante tipo CORTEN con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D.Min Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008.

- Elementi saldati in acciaio con sp. \leq 20mm S355J0 (ex 510C)
- Elementi saldati in acciaio con 20mm \leq sp. \leq 40mm S355J2 (ex 510D)
- Elementi non saldati e piastre sciolte, S355J0 (ex 510C)

$$f_u = 510 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_u = 470 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t > 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t > 40 \text{ mm}$$

4.2.2 Acciaio per carpenteria metallica S275 (ex. Fe430)

4.2.2.1 Ponte esistente

Acciaio autopatinante tipo CORTEN con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D.Min Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008.

- Elementi saldati in acciaio con sp. $<$ 20mm S275J0 (ex 430C)
- Elementi saldati in acciaio con 20mm $<$ sp. $<$ 40mm S275J2 (ex 430D)
- Elementi non saldati e piastre sciolte, S275J0 (ex 430C)

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_u = 410 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t > 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 255 \text{ N/mm}^2 \text{ per } t > 40 \text{ mm}$$

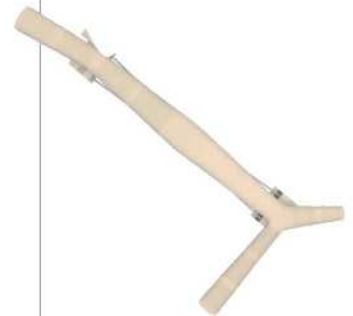
4.2.2.2 Bullonatura

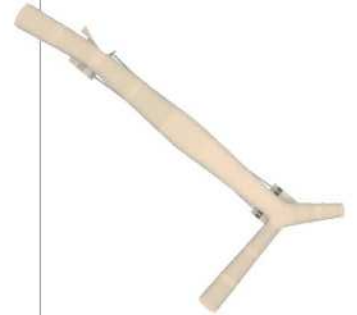
- Secondo UNI EN 20898

Giunzioni ad attrito $\mu = 0.45$

Viti classe 10.9 (UNI 5712); Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2 (HRC 32-40) (UNI 5714)





4.2.2.3 Saldature

Le saldature sono eseguite secondo quanto previsto dalla normativa vigente (cfr. NTC, §11.3.4.5)

Si assumono a base del calcolo:

- Resistenza di progetto per giunti testa a testa, a T od a completa penetrazione:

$$f_d = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ per verifiche di } \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp} \cdot \sigma_{\parallel} + 3 \cdot \tau^2}$$

- Resistenza di progetto per giunti a cordoni d'angolo:

$$0.70 \cdot f_d = 248 \text{ N/mm}^2 \text{ per verifiche di } \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2}$$

$$0.85 \cdot f_d = 302 \text{ N/mm}^2 \text{ per verifiche di } |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}|$$

Coefficiente parziale di sicurezza sulla saldatura $\gamma_{M2} = 1.25$ (saldature a parziale penetrazione o a cordoni d'angolo, per saldature a completa penetrazione si fa riferimento al coefficiente di sicurezza sulla sezione).

- Procedimenti di saldatura

Saldature realizzate con elettrodi del tipo E52 di classe di qualità 4B.

- Classi di saldatura

Per giunti testa a testa, a croce, a "T" o a completa penetrazione si adottano giunti di I Classe effettuati secondo UNI 5132.

Giunti con cordoni d'angolo effettuati secondo UNI 5132.

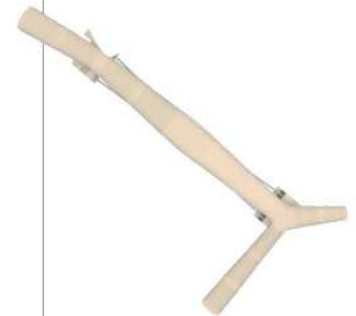
- Requisiti aggiuntivi per acciai da carpenteria in zona sismica

Per l'uso in zona sismica, si integrano i requisiti dell'acciaio da carpenteria con i seguenti requisiti aggiuntivi per le zone dissipative (cfr. NTC, § 11.3.4.9):

Rapporto di resistenza $f_{tk} / f_{yk} > 1.20$

Allungamento a rottura $A_5 \geq 20\%$

Tensione di snervamento massima $f_{y,max} < 1.20 \cdot f_{yk}$



5 Condizioni di carico imposto sulle struttura

5.1 Combinazioni di carico e coefficienti di sicurezza

(Rif. NTC, § 2.5 e § 2.6)

Come metodo di verifica degli elementi strutturali si utilizzerà il Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite (cfr. NTC, § 2.1).

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. Infrastrutture dell'8 Gennaio 2008, le azioni vengono combinate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi

Si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot q_{lk} + \sum \gamma_q \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

Dove i segni + e \sum indicano l'applicazione dei rispettivi addendi ed il coefficiente γ_q (pari a 1,5 oppure 0) va applicato a ciascun carico Q_{ik} con il valore appropriato.

Si assumono i seguenti coefficienti γ_f :

$\gamma_r = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi permanenti strutturali;

$\gamma_g = 1,5$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi permanenti non strutturali;

$\gamma_p = 1,0$ per l'azione di precompressione;

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ed essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{rk} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

ψ_{0i} coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo;

per i valori da assegnare ai coefficienti ψ_{0i} si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.1

Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

combinazione caratteristica (rara): $F_d = G_k + P_k + Q_{rk} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

combinazione frequente: $F_d = G_k + P_k + \psi_{1i} \cdot q_{lk} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

combinazione quasi - permanente: $F_d = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

essendo:

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Per i valori da assegnare ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} e si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.1

6 Analisi dei carichi

Al fine di determinare lo stato di sollecitazione e deformabilità dell'impalcato, sono state considerate le seguenti azioni:

g_1 : peso proprio degli elementi strutturali;

g_2 : carichi permanenti portati;

q_1 : carichi variabili portati;

6.1 Pesì propri strutturali (g_1)

Il peso proprio degli elementi metallici (travi e traversi) e della soletta in c.a. è stato calcolato considerando un peso specifico per l'acciaio di $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ e per il c.a. di $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

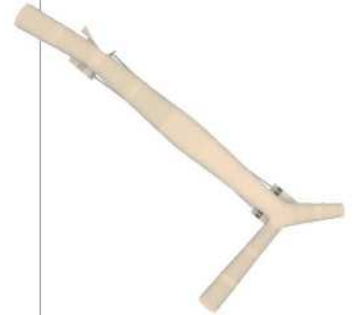
6.2 Carichi permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati sono i pesi propri di:

Pavimentazione: = 3.00 kN/m

6.3 Carichi variabili portati (q_1)

I carichi variabili portati sono: = 6.00 kN/m



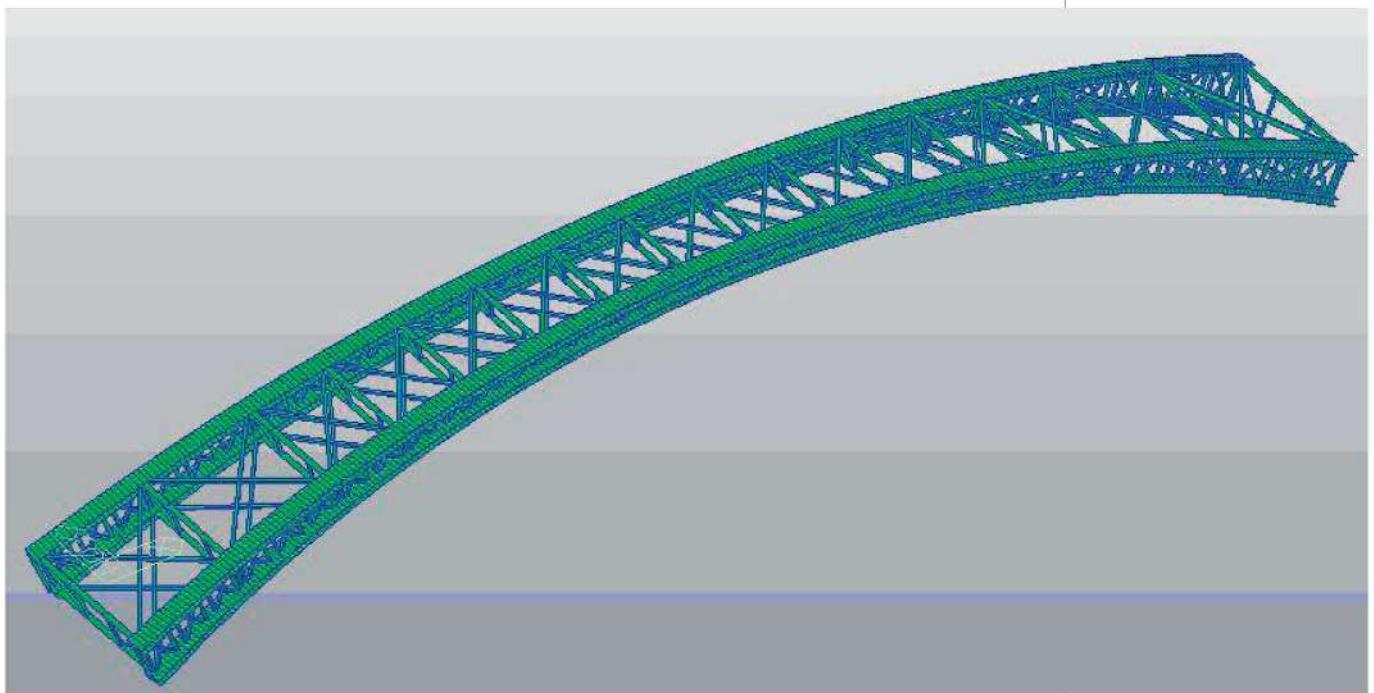
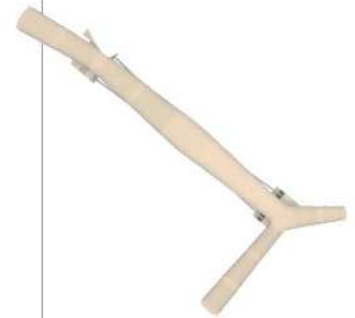
7 Modelli di calcolo

7.1 Stato di fatto

Tramite il codice di calcolo Midas Gen si è riprodotto il ponte nella sua configurazione attuale, depurato della sovrastruttura in legno, e caricando gli arconi metallici del peso permanente sottratto.

In questo modo si è voluto valutare il comportamento del ponte, sia per quanto riguarda la carpenteria metallica, sia per quanto riguarda il comportamento, per quanto possibile delle spalle, inteso come carico di spinta che esse attualmente riescono ad assorbire.

Non essendo a conoscenza dello stato dell'acciaio in opera, si ipotizza che abbia caratteristiche analogo ad un acciaio di tipo S275 (ex Fe430).



Tutte le dimensioni e le sezioni sono state assunte come da allegati presenti negli Allegati al Documento Preliminare alla Progettazione.

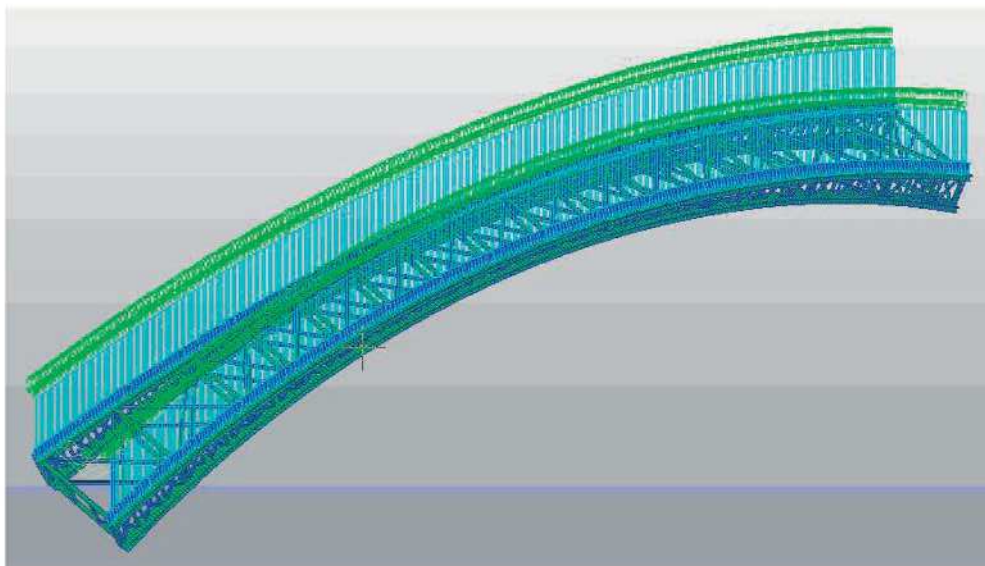
In questa fase sono stati considerati i seguenti carichi:

- peso proprio delle strutture in acciaio (da modello Fem)
- carico permanente: 2.5 kN/m²

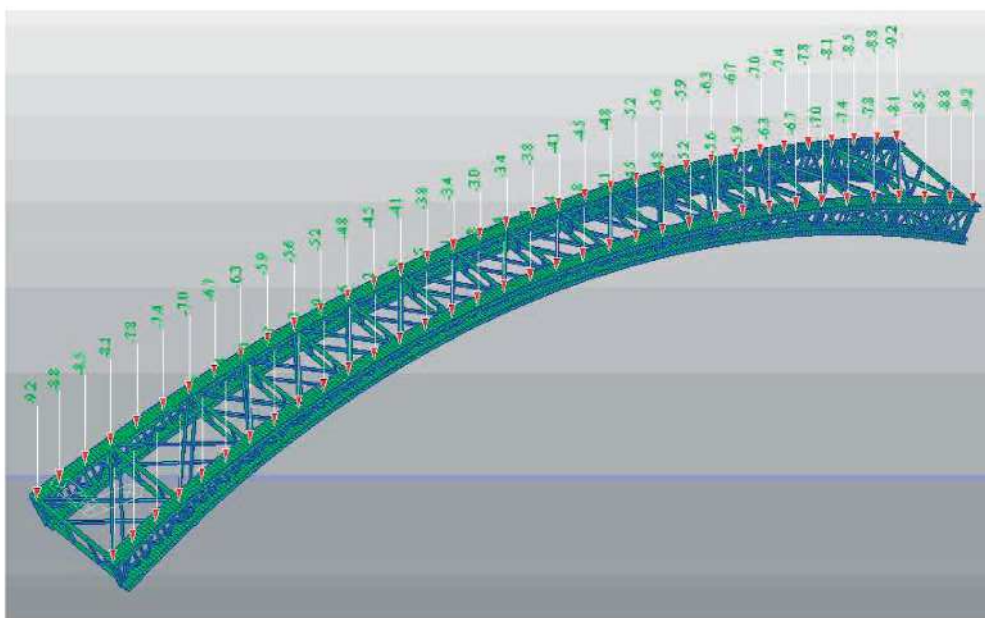
RT: arch. Toni Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
ing. arch. Marco Sari,
Cover Image
[elaborazioni multimediali
e rendering]

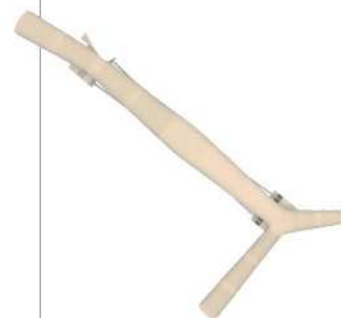
SETTEN
GENESIO
IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI



- carico permanente puntuale della sovrastruttura di collegamento tra la passerella in legno e gli arconi.

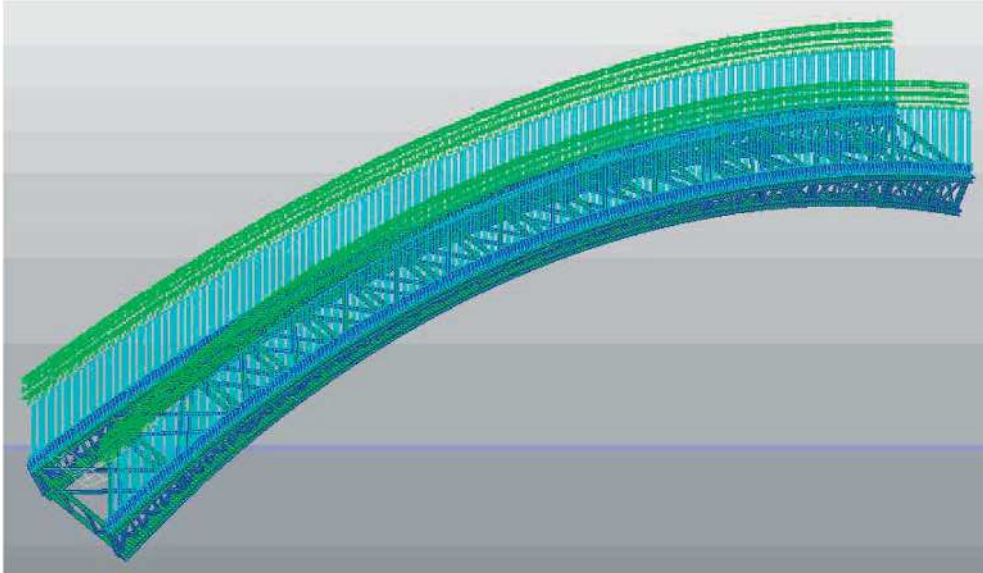
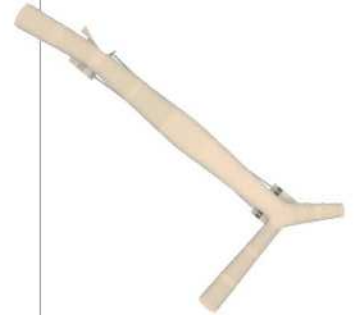


- sovraccarico accidentale: 6 kN/m²



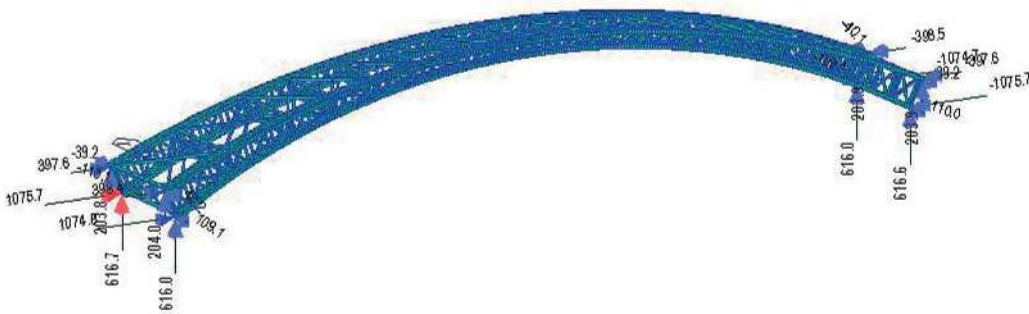
RT: arch. Toni Follina,
 prof. Ing. Renato Vitaliani,
 Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
 ing. arch. Marco Sari,
 Cover Image
 [elaborazioni multimediali
 e rendering]



Di seguito si riportano i risultati utilizzando i carichi caratteristici, e non agli SLU, di tensione sull'impalcato metallico, di abbassamento, e di reazione sulle spalle.

7.1.1.1 Reazione sulle Spalle (SLE)



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 REACTION FORCE
 FORCE-XYZ

MAX. REACTION

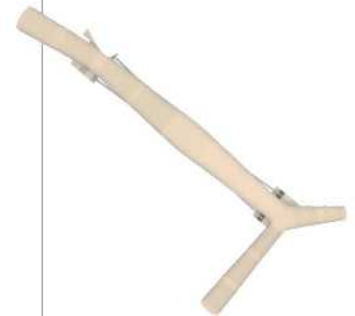
NODE= 1595
 FX: 1075.73
 FY: -110.06
 FZ: 616.73
 FXYZ: 1244.86

CB: SLE

MAX : 1595
 MIN : 2144
 FILE: MODELLO PO-
 UNIT: kN
 DATE: 09/24/2009

VIEW-DIRECTION

X: -0.483
 Y: -0.837
 Z: 0.259



STATO DI FATTO

	valori parziali			valori cumulativi		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Peso Proprio	-228.0	-24.4	129.9	-228.0	-24.4	129.9
Peso Proprio	-84.9	-7.4	41.3	-84.9	-7.4	41.3
Peso Proprio	-85.0	7.2	41.6	-85.0	7.2	41.6
Peso Proprio	-227.8	24.6	129.8	-227.8	24.6	129.8
	-625.7	0.0	342.7	-625.7	0.0	342.7

Permanente1	-208.8	-20.9	117.7	-436.8	-45.3	247.6
Permanente1	-87.3	-9.0	41.2	-172.2	-16.4	82.6
Permanente1	-87.1	8.8	41.2	-172.1	16.1	82.7
Permanente1	-209.1	21.1	117.8	-436.9	45.7	247.7
	-592.3	0.0	317.9	-1218.0	0.0	660.6

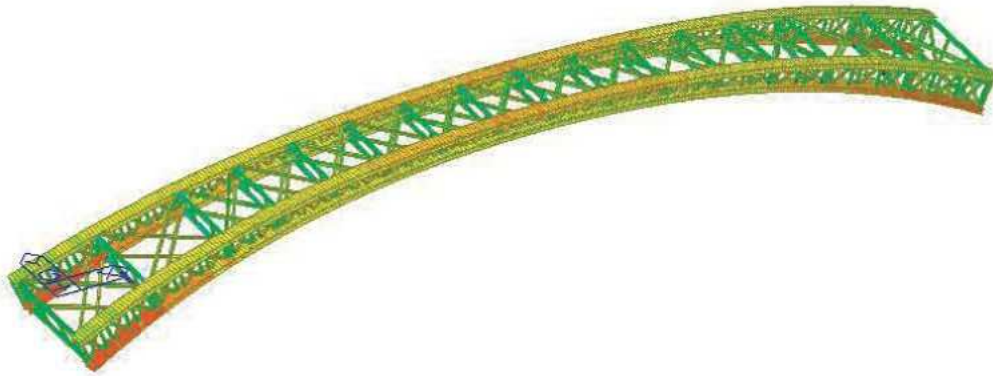
Permanente2	-136.8	-13.5	86.0	-573.6	-58.9	333.6
Permanente2	-16.6	-2.1	22.4	-188.9	-18.6	105.0
Permanente2	-16.4	2.0	22.4	-188.5	18.1	105.1
Permanente2	-137.1	13.7	86.2	-574.0	59.4	333.8
	-306.9	0.0	217.0	-1525.0	0.0	877.5

Accidentale	-501.1	-50.3	282.4	-1074.7	-109.1	616.0
Accidentale	-209.6	-21.6	98.9	-398.5	-40.1	203.9
Accidentale	-209.1	21.2	98.8	-397.6	39.2	203.9
Accidentale	-501.7	50.6	282.8	-1075.7	110.0	616.6
	-1421.6	0.0	762.9	-2946.5	0.0	1640.4

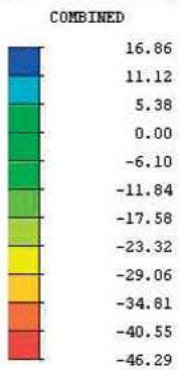
I valori di spinta sulle spalle nello stato di fatto sono:

	kN
Fx	2946.5
Fy	0.0
Fz	1640.4

7.1.1.2 Tensione sugli elementi (SLE)



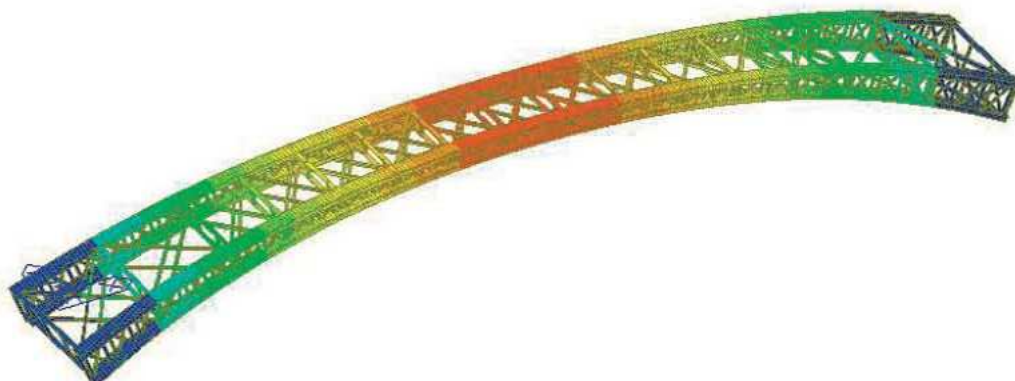
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 BEAM STRESS



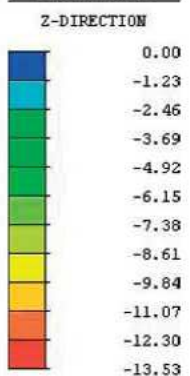
SCALE FACTOR=
 5.4829E+001

CB: SLE
 MAX : 1166
 MIN : 352
 FILE: MODELLO PO-
 UNIT: N/mm²
 DATE: 09/24/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.413
 Y: -0.746
 Z: 0.523

7.1.1.3 Spostamento verticale (SLE)



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 DISPLACEMENT

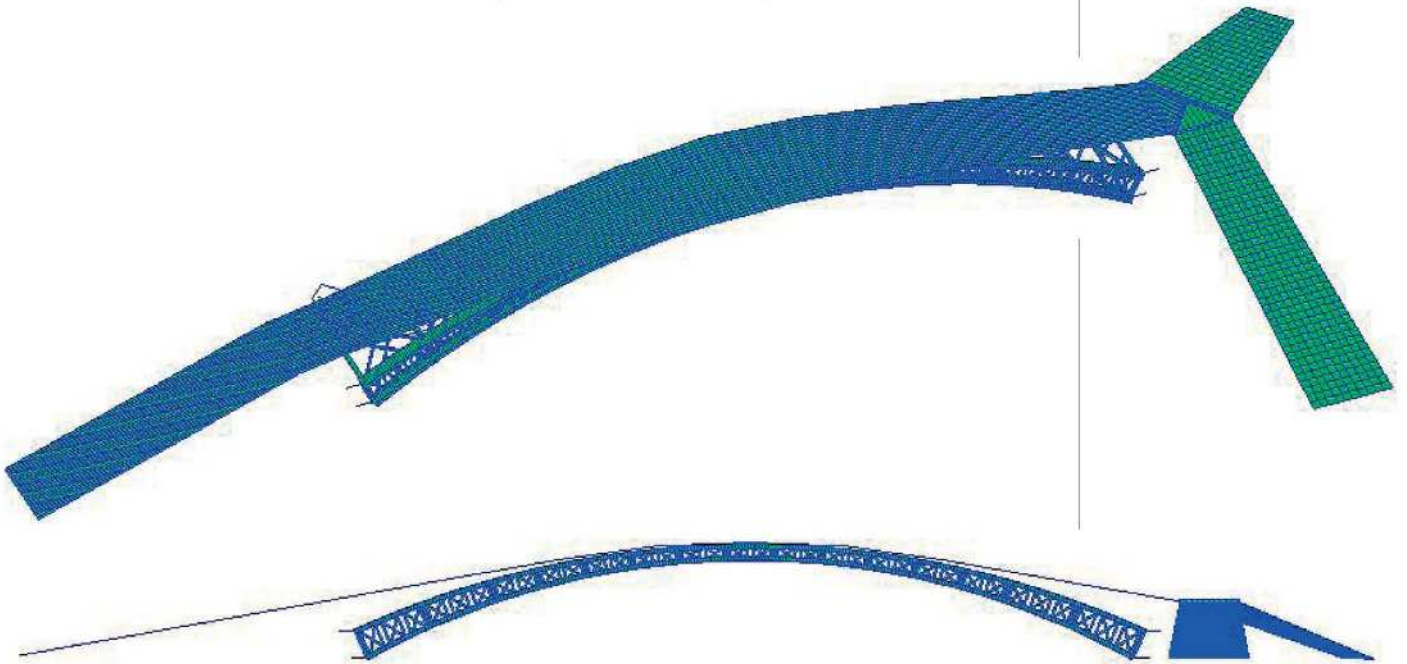


SCALE FACTOR=
 5.4829E+001

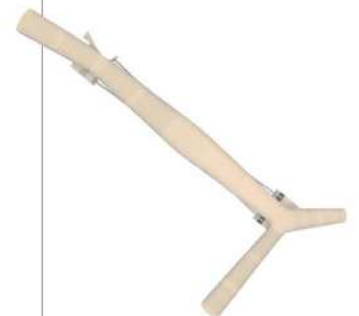
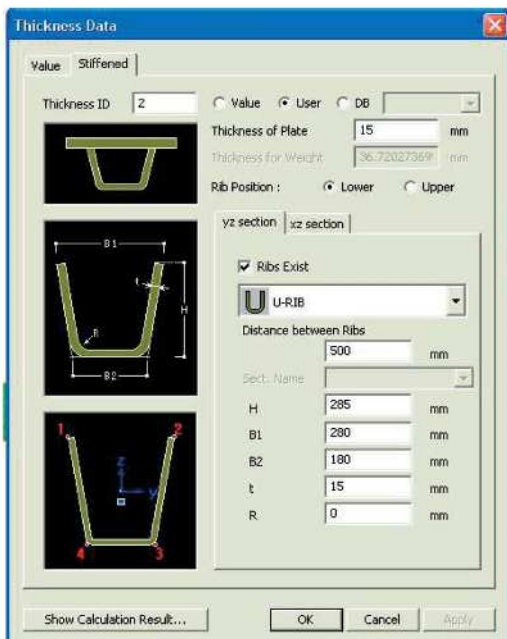
CB: SLE
 MAX : 1325
 MIN : 1309
 FILE: MODELLO PO-
 UNIT: mm
 DATE: 09/24/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.413
 Y: -0.746
 Z: 0.523

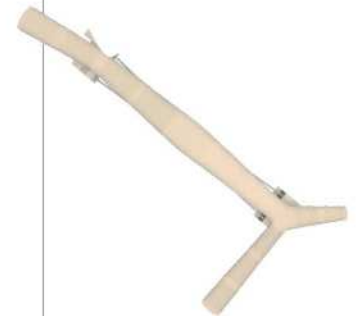
7.2 Progetto

Seguendo il progetto architettonico, il modello Fem del Nuovo Ponte dell'Accademia rispecchia la geometria della nuova soluzione. È stata allora modellata la sovrastruttura ed i collegamenti tra questa e gli arconi inferiori. La passerella è stata modellata a plate come una lastra ortotropa con irrigidimenti nel piano longitudinale del Ponte.



Geometria della lastra:





7.2.1 Prima ipotesi – Spalla fissa

In prima ipotesi si effettua il calcolo del Nuovo Ponte lasciando il vincolo di cerniera fissa alle spalle, e osservando quanto scarica la nuova struttura sulle fondazioni esistenti. Ovviamente deve essere verificato sia il Ponte esistente che tutta la nuova sovrastruttura.

7.2.1.1 Reazione sulle Spalle (SLE)

I valori di spinta sulle spalle sono:

Totale sul plinto - Lato franchetti			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	3791.53	-9.53	2387.84

Fine rampa Franchetti			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	1552.915	44.33302	452.4457
Intermedio rampa Franchetti			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	702.224

Totale sul plinto - Lato Accademia			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	-3791.53	9.529868	2257.249

Fine rampa Foscarini			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	-1611.57	-1578.34	704.0424
Intermedio rampa Foscarini			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	379.381

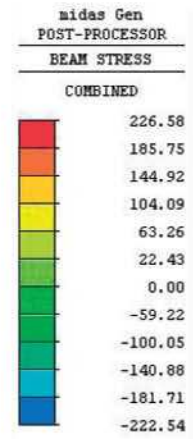
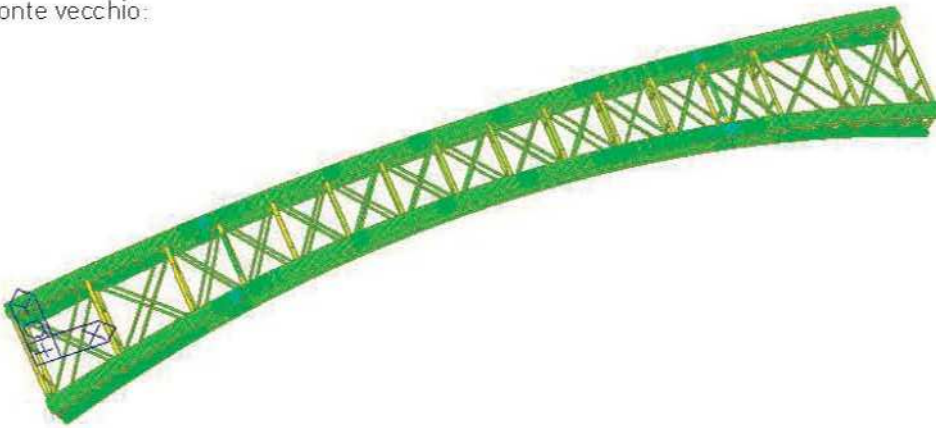
Fine rampa Carità			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	58.65521	1534.007	249.7673
Intermedio rampa Carità			
Reazioni	F_x	F_y	F_z
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	854.1973

RT: arch. Toni Follina,
 prof. Ing. Renato Vitaliani,
 Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
 ing. arch. Marco Sari,
 Cover Image
 (elaborazioni multimediali
 e rendering)

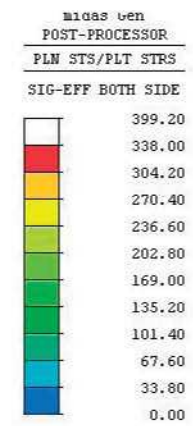
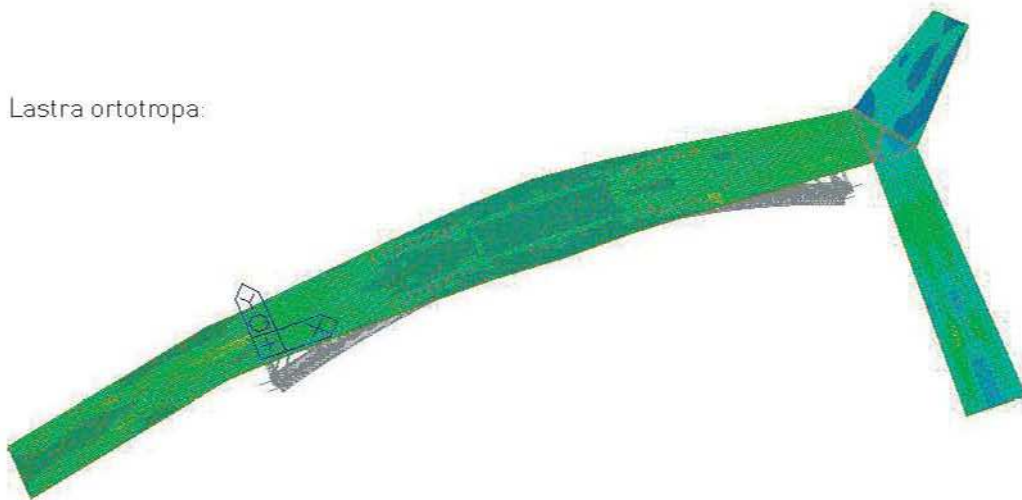
7.2.1.2 Tensione sugli elementi (SLU)

Ponte vecchio:



ST: SLU-User
 MAX : 1908
 MIN : 1286
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: N/mm²
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.176
 Y: -0.460
 Z: 0.870

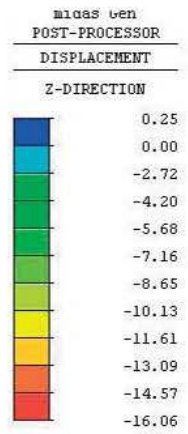
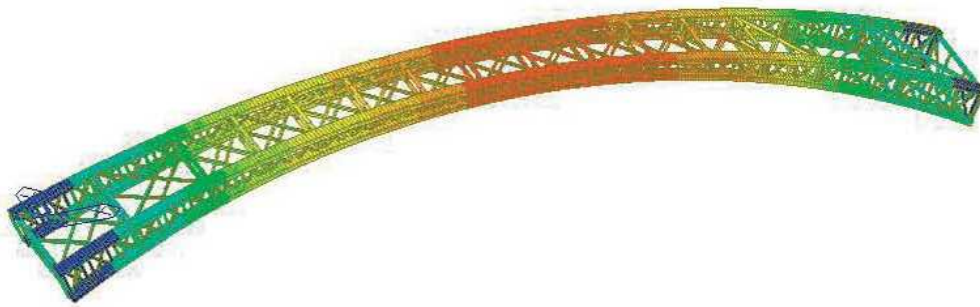
Lastra ortotropa:



ST: SLU-User
 MAX : 3888
 MIN : 4336
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: N/mm²
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.176
 Y: -0.460
 Z: 0.870

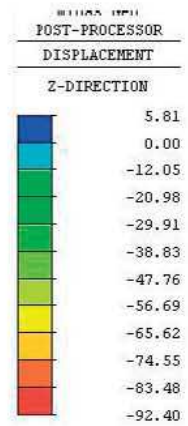
7.2.1.3 Spostamenti (SLE)

Ponte vecchio:



ST: SLE-User
 MAX : 254
 MIN : 1557
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: mm
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.317
 Y: -0.606
 Z: 0.500

Lastra ortotropa:



ST: SLE-User
 MAX : 3793
 MIN : 9696
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: mm
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.208
 Y: -0.622
 Z: 0.755

7.2.2 Seconda ipotesi

In questa ipotesi si effettua il calcolo del Nuovo Ponte ipotizzando che le spalle portino al massimo il 10% di quanto portino adesso. Allora anche in caso di cedimento delle spalle, i carichi orizzontali della nuova sovrastruttura saranno assorbiti dalle nuove fondazioni

I valori di spinta sulle spalle sono:

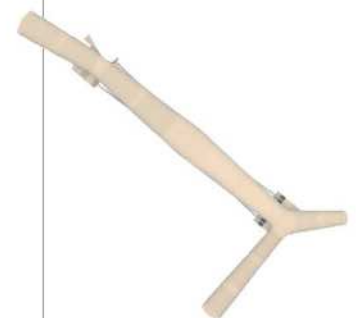
Totale sul plinto - Lato Franchetti			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	296.00	-15.12	1462.57

Fine rampa Franchetti			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	6932.416	133.4043	1407.989
Intermedio rampa Franchetti			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	691.1922

Totale sul plinto - Lato Accademia			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	-296	15.11596	-65.5765

Fine rampa Foscarini			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	-6598.84	-5517.2	2444.3
Intermedio rampa Foscarini			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	368.1157

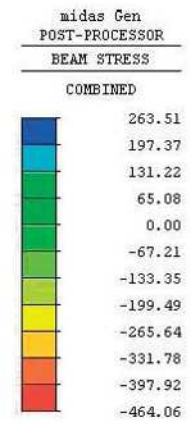
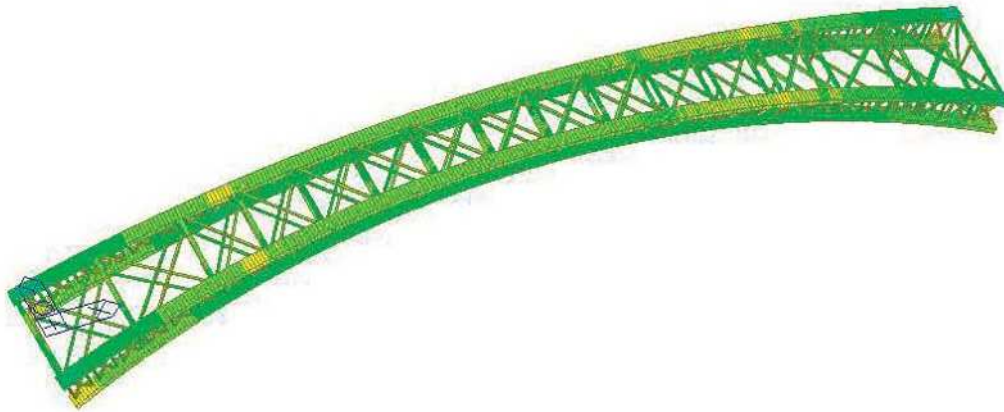
Fine rampa Carità			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	-333.584	5383.797	870.1529
Intermedio rampa Carità			
Reazioni	Fx	Fy	Fz
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
	0	0	808.4005



RT: arch. Toni Follina,
 prof. Ing. Renato Vitaliani,
 Veniceplan Ingegneria
 ing. Gianni Breda,
 ing. arch. Marco Sari,
 Cover Image
 (elaborazioni multimediali
 e rendering)

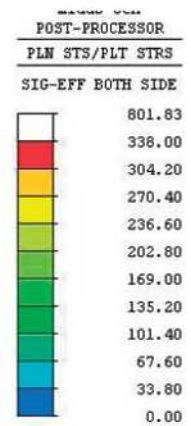
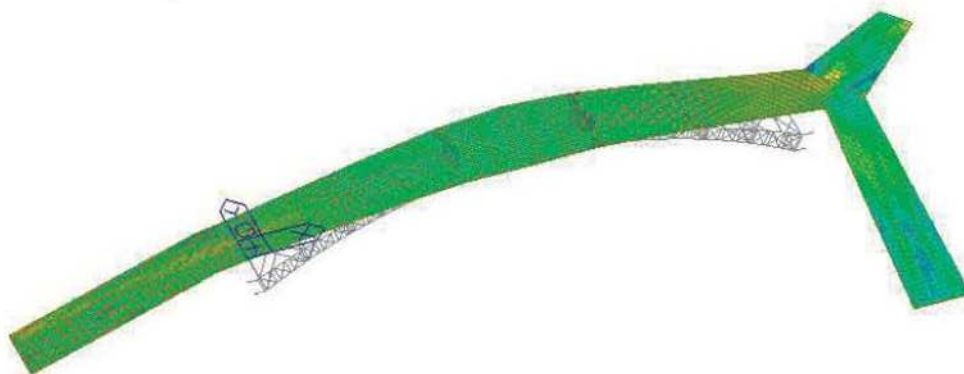
7.2.2.1 Tensione sugli elementi (SLU)

Ponte vecchio:



ST: SLU-User
 MAX : 1908
 MIN : 111
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: N/mm²
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.263
 Y: -0.636
 Z: 0.725

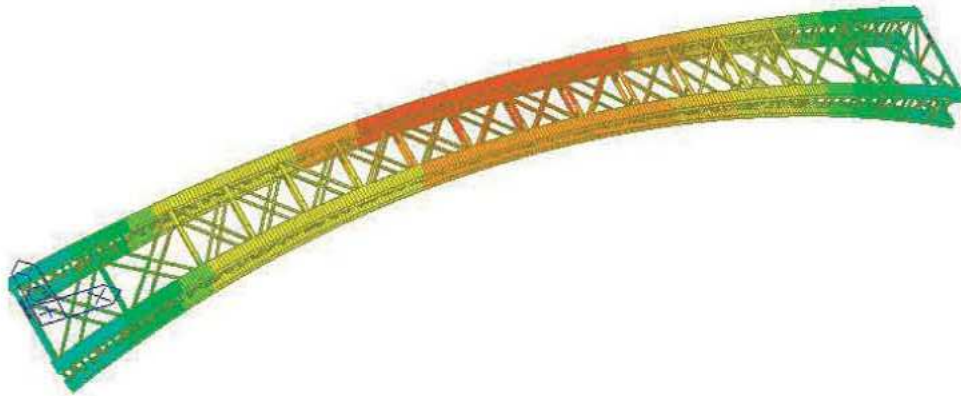
Lastra ortotropa:



ST: SLU-User
 MAX : 756
 MIN : 5086
 FILE: 2251_2509_~
 UNIT: N/mm²
 DATE: 09/25/2009
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.270
 Y: -0.686
 Z: 0.676

7.2.2.2 Spostamenti(SLE)

Ponte vecchio:

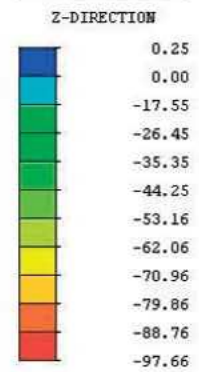


RELAZIONE ILLUSTRATIVA
Concorso "Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile"

RT: arch. Tori Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

Ing. Gianni Breda,
Ing. arch. Marco Sari,
Cover Image
(elaborazioni multimediali
e rendering)

midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT


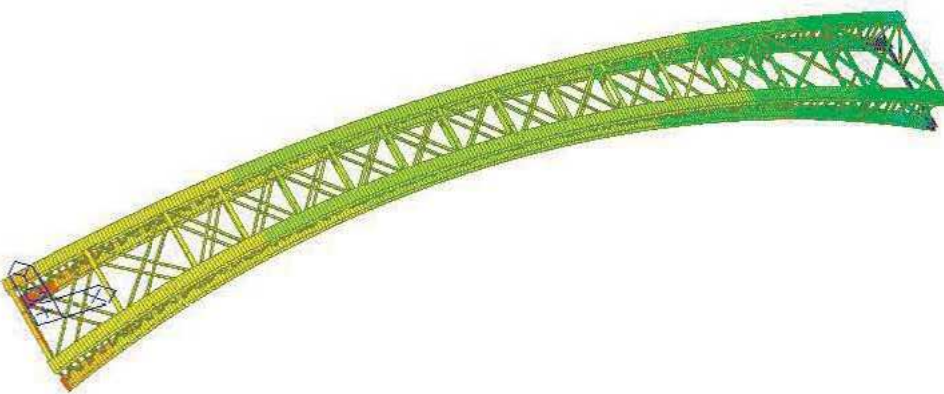


ST: SLE-User

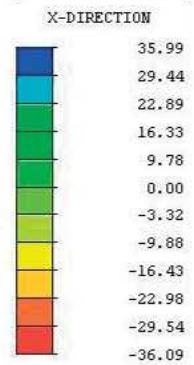
MAX : 166
MIN : 1469

FILE: 2251_2509_~
UNIT: mm
DATE: 09/25/2009

VIEW-DIRECTION
X: -0.263
Y: -0.636
Z: 0.725

midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT




ST: SLE-User

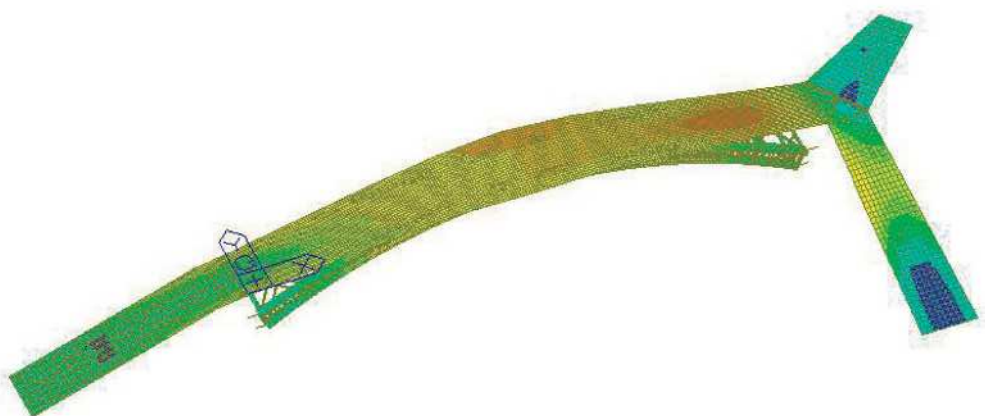
MAX : 28
MIN : 27

FILE: 2251_2509_~
UNIT: mm
DATE: 09/25/2009

VIEW-DIRECTION
X: -0.263
Y: -0.636
Z: 0.725



Lastra ortotropa:



RELAZIONE ILLUSTRATIVA
Concorso "Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile"

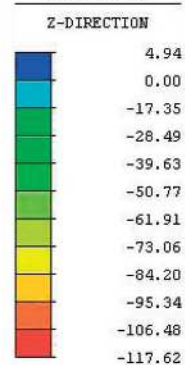
RT: arch. Toni Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
ing. arch. Marco Sari,
Cover Image

[elaborazioni multimediali
e rendering]



midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT



ST: SLE-User

MAX : 3793

MIN : 4610

FILE: 2251_2509_~

UNIT: mm

DATE: 09/25/2009

VIEW-DIRECTION

X: -0.263

Y: -0.636

Z: 0.725



8 Nota

I risultati e le ipotesi alla base dei calcoli sopra riportati andranno confermati in sede di **progettazione definitiva**.

In particolare merita attenzione l'argomento spalle e geotecnica. Risulta necessario in sede di futura progettazione conoscere nel dettaglio la geologia, l'idrogeologia e la geotecnica dello spazio attorno alle spalle esistenti ed in prossimità delle zone in cui verranno effettuate le nuove fondazioni per le rampe d'accesso al Ponte. In questo modo è possibile una più precisa valutazione del comportamento globale della struttura. Sarà poi necessario effettuare una prova di carico sul Ponte esistente per **capire il reale comportamento delle spalle, la cui portanza influisce sul comportamento della struttura in elevazione, esistente e nuova**. Ad ogni modo, in favore di sicurezza, il dimensionamento delle nuove fondazioni sarà effettuato ipotizzando un cedimento "sostanzioso" delle attuali spalle, cosicché i carichi orizzontali della nuova sovrastruttura siano assorbiti dalle nuove fondazioni.

Treviso, 02.10.2009 - 13.07.2015

Prof. Ing. Renato Vitaliani

Ing. Gianni Breda

RELAZIONE ILLUSTRATIVA
Concorso "Ponte dell'Accademia:
nuovo disegno per un ponte accessibile"

RT: arch. Toni Follina,
prof. Ing. Renato Vitaliani,
Veniceplan Ingegneria

ing. Gianni Breda,
ing. arch. Marco Sari,
Cover Image
[elaborazioni multimediali
e rendering]

SETTEN
GENESIO
IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI

