



COMUNE DI SALA BOLOGNESE

Città Metropolitana di Bologna

VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI CUP G27H190002300004 - CIG 8677030FA9



PONTE VIA CARLINE

(Ponte di Via Carline sullo Scolo Dosolo)



PONTE VIA ZACCARELLI

(Ponte di Via Gramsci sullo Scolo Dosolo)

PROGETTO ESECUTIVO

FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - NextGenerationEU 



Lungotevere delle Navi, 19 - 00196 - ROMA
Tel. 0636010314 - e-mail main@studiosperi.it

Ing. Giorgio Lupoi

Categoria documento

Elaborati Strutturali

Codice Elaborato

ST-RL-03

Scala

Titolo Elaborato

Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli
Stato di Fatto e di Progetto

Data di emissione

MAGGIO 2022



INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. LIVELLO DI CONOSCENZA.....	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E DEL TERRENO	8
4.1 Caratteristiche dei materiali	8
4.2 Caratteristiche del terreno	8
4.3 Caratteristiche geofisiche.....	10
5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	11
5.1 Pesi propri.....	11
5.2 Spinta passiva del riempimento	11
5.3 Carichi da ponti stradali	13
5.4 Azione sismica.....	15
5.5 Condizioni di carico	19
5.6 Combinazione delle azioni	20
6. MODELLO DI CALCOLO E MODALITÀ DI VERIFICA.....	22
6.1 Modello di calcolo	22
6.2 Criteri di verifica.....	24
7. ANALISI STATO ATTUALE	26
7.1 Introduzione	26
7.2 Analisi statica	28
7.3 Riepilogo analisi statica	36
7.4 Analisi sismica +X	37



7.5	Analisi sismica -X	39
7.6	Riepilogo analisi sismica	41
7.7	Verifica a liquefazione	42
8.	CONFRONTO CON CALCOLI MANUALI	43
9.	DEFINIZIONE DELL'INTERVENTO	45
9.1	Premessa	45
9.2	Consolidamento con cappa in calcestruzzo	47
10.	ANALISI STATO DI PROGETTO	48
10.1	Introduzione	48
10.2	Analisi statica	50
10.3	Riepilogo analisi statica	59
10.4	Analisi sismica +X	60
10.5	Analisi sismica -X	62
10.6	Riepilogo analisi sismica	64
10.7	Verifica unione Ancorata Post-Installata Acciaio-Clis	66



1. PREMESSA

La relazione riporta la valutazione della sicurezza di un ponte monocampata in muratura; il ponte è ubicato a Sala Bolognese (BO) e scavalca il corso d'acqua Scolo Dosolo del Consorzio di Bonifica Renana.



Figura 1-1 Ponte su via Zaccarelli

L'analisi viene condotta applicando la metodologia di calcolo sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, fondata sugli studi di Heyman.

La capacità resistente viene identificata con il moltiplicatore di collasso dei carichi verticali λ ($\equiv \alpha_0$) applicati sul piano di transito. Un valore di λ non inferiore a 1.000 può essere identificato con un sufficiente grado di sicurezza per il transito del ponte.

Successivamente all'analisi dello stato attuale saranno valutati eventuali interventi di miglioramento o adeguamento.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni ", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018
- **Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- **Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"
- **Ponti in muratura: CNR-DT 213/2015:** "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura"
- **Normativa RFI, Rete Ferroviaria Italiana:**
 - RFI DTC INC PO SP IFS 001A. Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori ferroviarie sotto binario
 - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
 - RFI DIN ICI LG IFS 001 A, Linea Guida per la verifica strutturale dei ponti ad arco in muratura



3. LIVELLO DI CONOSCENZA

E' stata svolta una campagna di indagini e di rilievo volta a determinare i parametri relativi al terreno circostante e le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture murarie.

Per dettagli si rimanda agli elaborati di riferimento.

Si tratta di un arco ellittico, a spessore costante.

I dati geometrici sono i seguenti:

- Freccia = 290 cm
- Corda = 1010 cm
- Spessore all'imposta = 52 cm
- Spessore in chiave = 52 cm

In chiave, il riempimento sopra l'estradosso si considera pari a 25 cm.

La profondità dell'arco nella direzione ortogonale al piano di sezione è pari a 605 cm.

Non è stato riscontrato un degrado diffuso sugli elementi strutturali legato a presenza di umidità, efflorescenze e disgregazione di alcuni conci costituenti la muratura. Seguendo §6.5.4 della CNR-DT 213, si ritiene che il tipo di degrado sia lieve e rappresentabile con T1 – Q1, da cui si ricava un livello di degrado significativo D1 cui corrisponde $\gamma_D=1.00$, coefficiente di degrado da applicare, come fattore di riduzione, alle resistenze del materiale murario sia della volta.

Sulla base delle informazioni acquisite sulla geometria e sui dettagli costruttivi nonché sulle proprietà dei materiali, è stato acquisito il **livello di conoscenza LC2**, con corrispondente fattore di confidenza di riferimento $FC=1.20$. Il valore di progetto del fattore di confidenza per ognuno degli elementi strutturali costitutivi del ponte verrà determinato, come nel seguito evidenziato, considerando la conformità delle dimensioni alla regola dell'arte secondo quanto indicato nella CNR-DT 213.



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

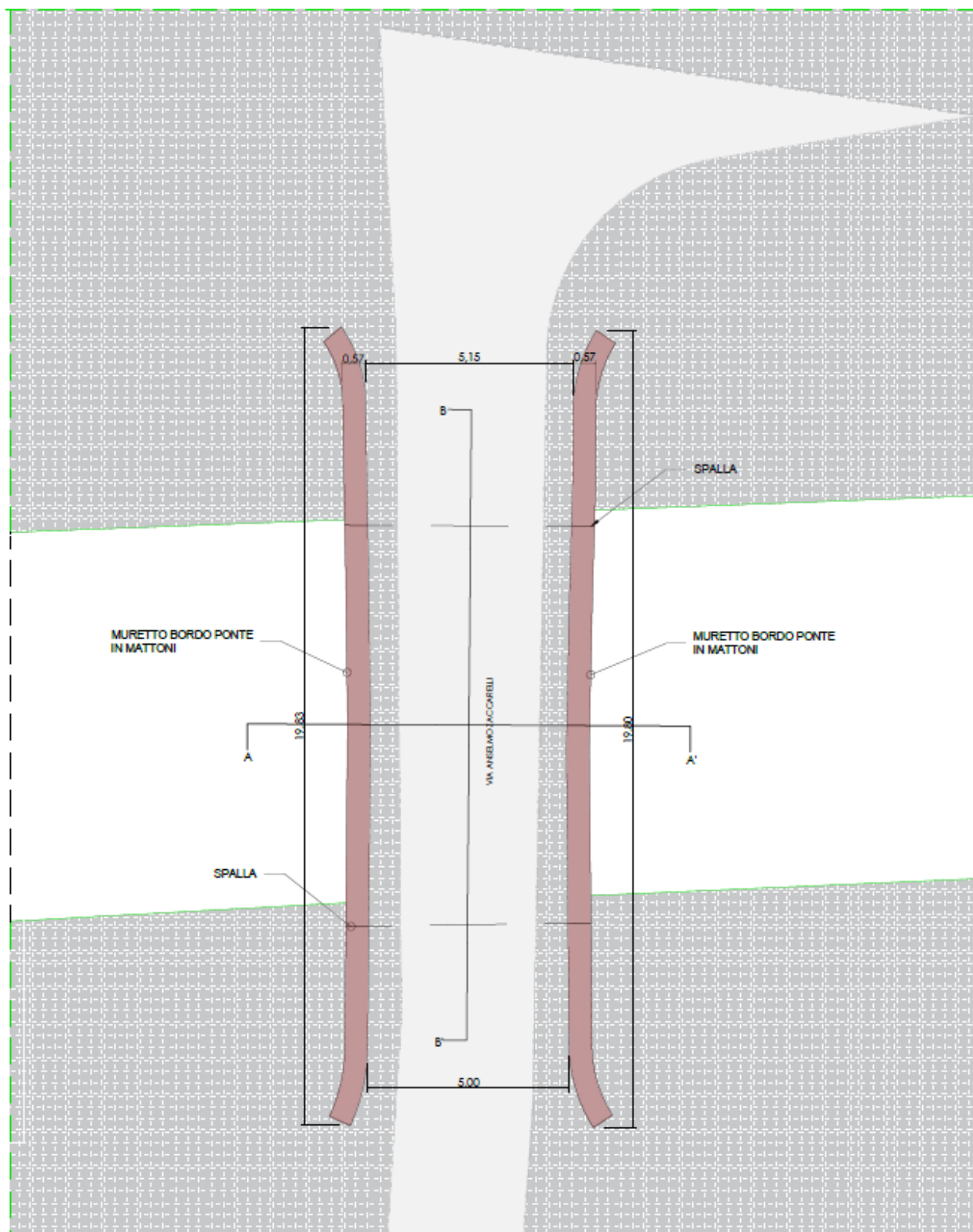




Figura 3-1 Pianta



Figura 3-2 Vista ponte arco

Figura 3-3 Vista frontale

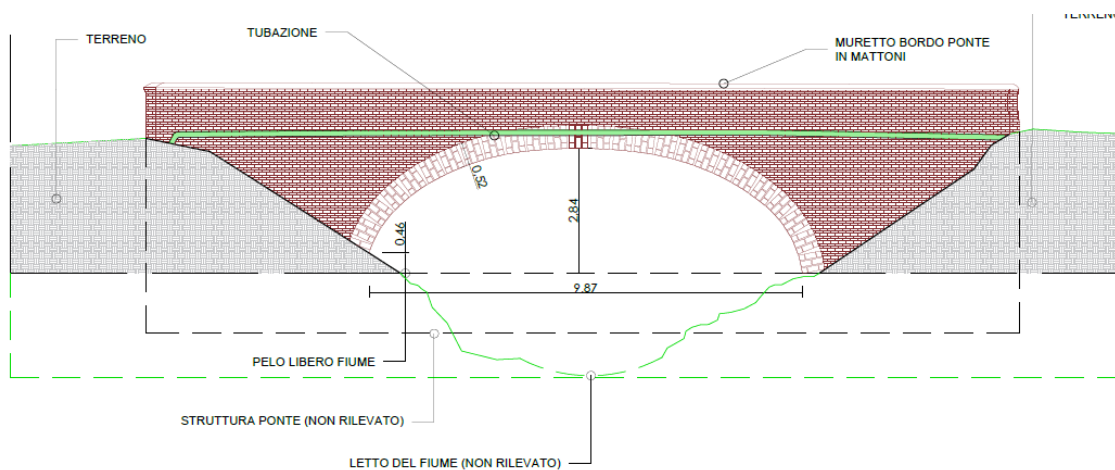


Figura 3-4 Prospetto NORD

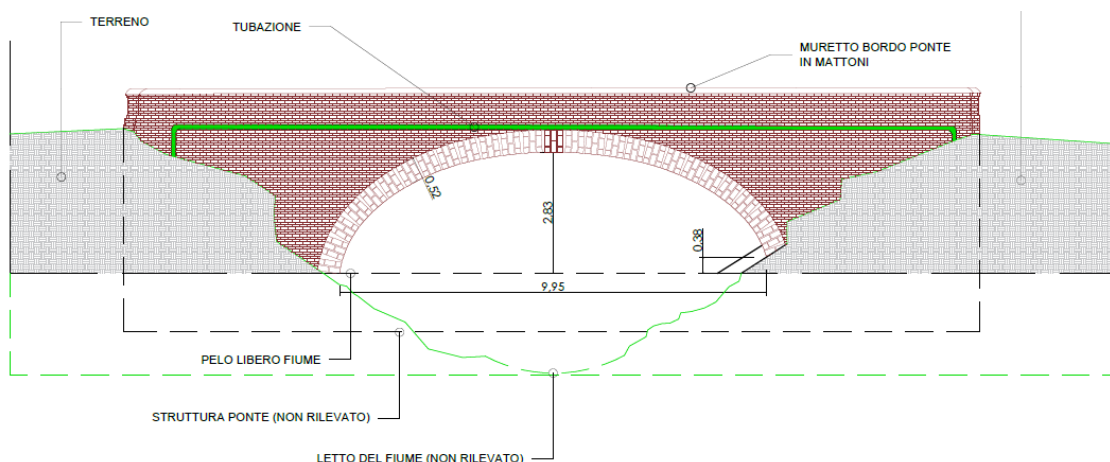


Figura 3-5 Prospetto SUD

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E DEL TERRENO

4.1 Caratteristiche dei materiali

In base ai risultati ottenuti dalle prove eseguite, è stata individuata la seguente tipologie muraria tenendo conto della **Tabella C8.5.I** della Circolare 7/2019:

- muratura in mattoni pieni e malta di calce di buone caratteristiche; la resistenza a compressione viene assunta pari a 5.30 N/mm^2 , ottenuto applicando al valore medio secondo la Tab.C.8.5.I della Circolare 2019 citato il coefficiente amplificativo pari a $[(2.6+4.3)/2]^{0.35} = 1.54$ secondo la Tab.C.8.5.II, rappresentativo della malta con buone caratteristiche.

4.2 Caratteristiche del terreno

Per le proprietà meccaniche del terreno sono stati assunti i seguenti valori:

- | | |
|---|-------------------------|
| – Peso specifico | 18.00 kN/m ³ |
| – Angolo di attrito interno φ' | 28.00° |
| – Angolo d'attrito terra-paramento δ | 25.33° |



La superficie è pianeggiante, si adotta la categoria topografica T1.



4.3 Caratteristiche geofisiche

L'indagine MASW ha riscontrato la presenza di terreni che si collocano nella categoria di suolo **C**, secondo la normativa NTC2018 e mostra un graduale aumento delle velocità sismiche con la profondità. In particolare, l'unico netto aumento delle Vs lo si riscontra a circa 15 m dal p.c. suggerendo il passaggio ad un materiale con maggiore grado di compattazione, con Vs che aumentano da circa 190 m/s a 251 m/s.

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)	Vs _{eq(0-30)}	194 m/s
1	0.00	3.30	3.30	130.00		
2	3.30	8.90	5.60	150.00	Suolo	C
3	8.90	15.00	6.10	190.00		
4	15.00	Inf.	Inf.	251.00		



5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI

5.1 Pesi propri

Si assumono i seguenti pesi specifici:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	18.0 kN/m ³
Riempimento	19.0 kN/m ³
Sottofondo	19.0 kN/m ³
Pavimentazione	22.0 kN/m ³

5.2 Spinta passiva del riempimento

Per modellare la spinta passiva, si ipotizza che la pressione orizzontale dovuta al riempimento sia proporzionale alla pressione verticale del peso proprio esercitata dal materiale di riempimento.

La pressione orizzontale alla profondità z , rispetto al piano di viabilità, è quindi pari a:

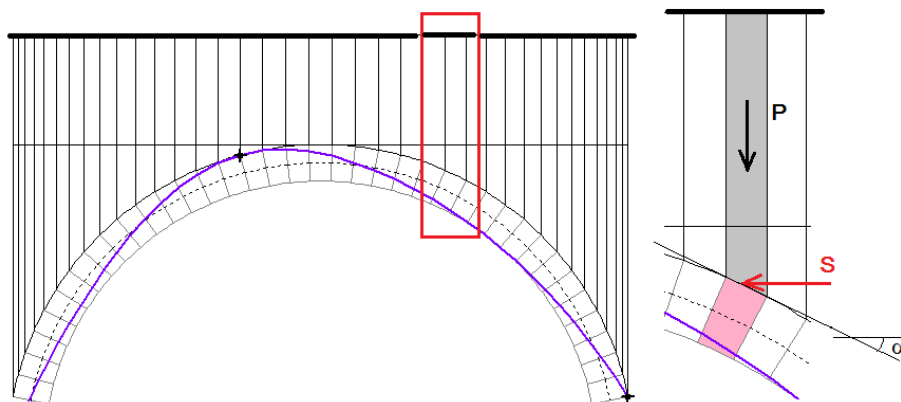
$$\sigma(z) = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

dove il coefficiente di pressione passiva del terreno k_p è funzione dello spostamento dell'arco che spinge sul riempimento. Il valore di k_p è stato assunto pari a 0.75.

Per studiare l'equilibrio dell'arco, le pressioni orizzontali passive vengono tradotte in forze orizzontali (spinte passive S) applicate sui conci che tendono a muoversi verso il riempimento. La forza orizzontale agente su di uno di tali conci è espressa dalla relazione:

$$S = k_p \cdot P \cdot \tan \alpha$$

dove P è il peso della colonna di riempimento che sovrasta il concio stesso:



L'azione della spinta passiva determina una curva delle pressioni più centrata, favorendo in tal modo l'equilibrio e la riduzione delle massime tensioni di compressione agenti nelle sezioni dell'arco.

Dal punto di vista sismico, il comportamento dell'arco sotto forze orizzontali inerziali, corrispondenti alle masse movimentate è il seguente: la spinta passiva esercitata dal riempimento nel verso opposto a quello dell'azione sismica ostacola la formazione del cinematismo.



5.3 Carichi da ponti stradali

La Figura 5-1 è un estratto da §5.1.3.3.5 del D.M. 17.1.2018. L'immagine indica i tipi di carico per ponte stradale.

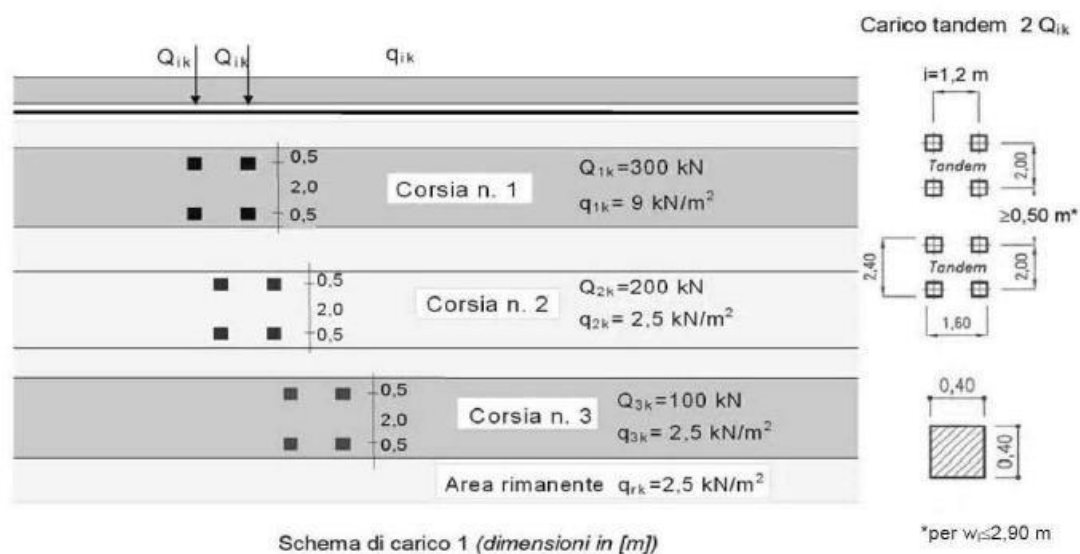


Figura 5-1 Schemi di carico su ponte stradale secondo D.M. 17.01.2018

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 5-2 Tab. 5.1.II del D.M. 17.1.2018 (ponti stradali)

Il ponte oggetto di studio ha una larghezza della superficie carrabile pari a 4,90 m (Tab. 5.1.I D.M. 17.1.2018) e quindi viene interessato dal carico di una sola corsia di larghezza convenzionale pari a 3,00 metri e da una parte di area rimanente pari a 1,90 m.

Seguendo lo schema normativo riportato in Figura 5-2 le coppie di carichi concentrati vengono applicati in numero pari a 1 in corrispondenza della prima corsia (300 kN). La



coppia di carichi concentrati viene predisposta in posizione eccentrica a circa 1/2 della luce dell'arco, posizione che si ritiene possa generare i massimi effetti.

Il carico distribuito, definito come carico di superficie, viene ricondotto a carico lineare moltiplicando per la larghezza della corsia. Anche per il carico distribuito viene considerata la suddivisione in corsie, in base alla profondità della volta, ed il valore del carico lineare è di 27.00 kN/m per la prima corsia e di 4.90 kN/m per la zona rimanente.

Per quanto riguarda l'azione di frenamento dei carichi stradali, essa viene definita in §5.1.3.5 del D.M. 17.1.2018.

La forza di frenamento q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza della zona caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione viene assunta uniformemente distribuita e pari a $q_3 = 36$ kN/m.



5.4 Azione sismica

L'azione sismica è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_R e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

- a_g è accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella tabella seguente si riportano i parametri della struttura:

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_R [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	75	1.5	75	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S * S_T$ (3.2.3)
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale



- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente tabella:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella:



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente tabella:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Id nodo	Longitudine	Latitudine
Loc.	11.265	44.636
16285	11.244	44.61
16063	11.242	44.665
16064	11.312	44.665
16286	11.314	44.615

SL	T_R [anni]	a_g [g]	F_o	T^*_C [sec]	S	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	F_v
SLO	45	0.057	2.510	0.268	1.500	0.145	0.435	1.826	0.805
SLD	75	0.072	2.465	0.279	1.500	0.149	0.446	1.888	0.883
SLV	712	0.188	2.537	0.279	1.414	0.149	0.446	2.353	1.486
SLC	1462	0.246	2.246	0.286	1.333	0.151	0.454	2.585	1.664



Nella Figura 5-3 si riportano gli spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

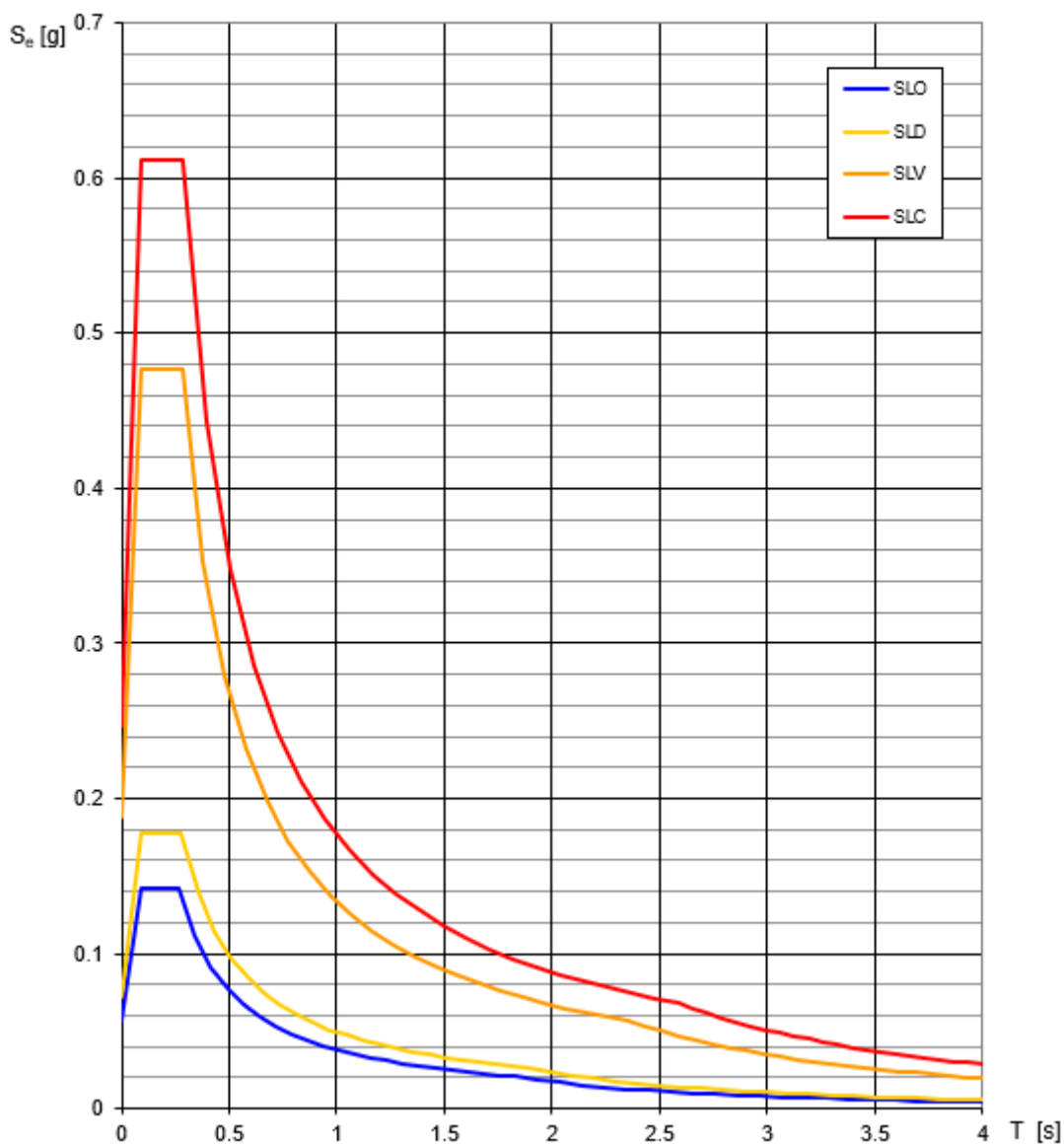


Figura 5-3 Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



5.5 Condizioni di carico

Le condizioni di carico elementari agenti sull'arco sono:

CCE	Carichi	
1	Permanenti strutturali e non strutturali	Pesi propri volta Peso proprio rinfianchi sx e dx Peso proprio sottofondo Peso proprio pavimentazione
2	Carico distribuito q_{1k} corsia 1	$q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$
3	Carico distribuito q_{rk} area rimanente	$q_{2k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$
4	Carichi concentrati tandem Q_{1k}	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
5	Azione di frenamento	$q_3 = 36 \text{ kN/m}$
6	Spinta passiva riempimento verso dx	
7	Spinta passiva riempimento verso sx	



5.6 Combinazione delle azioni

Analisi Statica

L'Analisi Statica viene eseguita per le seguenti combinazioni delle condizioni di carico elementari:

CCC	Azioni	CCE					
		1	2	3	4	5	6
1	Permanente incluso pesi propri	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Permanent Carichi distribuiti q_{ik} Carichi concentrati Q_{ik} Spinta passiva destra	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
3	Permanent Carichi distribuiti q_{1k} Carichi concentrati Q_{1k} Azione di frenamento verso dx Spinta passiva verso sx	1.00	$0.40 \cdot 1.35$	$0.75 \cdot 1.35$	1.35	0.90	0.00
4	Permanent Carichi distribuiti q_{ik}	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Per ogni CCC è stato calcolato il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da moltiplicatore verticale contenuti nella CCE che costituiscono la CCC.

In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC coincidono con i coefficienti parziali per le azioni γ_G e γ_Q .

Si fa riferimento ai seguenti contenuti normativi:

- Tab. 5.1.V §5 NTC18;
- §C5 Circ. 2019.



Con riferimento allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), nel quale viene inquadrata l'analisi limite, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti:

- per i carichi permanenti: 0.9 se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e 1.1 se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale);
- per le azioni variabili da traffico stradale: 1.35 se sfavorevoli (carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e 0.00 se favorevoli (carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità).

Analisi Sismica

Combinazione sismica:

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

- Per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12 delle NTC 2018) si assume $\psi_2=0$.



6. MODELLO DI CALCOLO E MODALITÀ DI VERIFICA

6.1 Modello di calcolo

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario.

Si considera un arco, costituito da n conci e da $m = n+1$ interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco è stato discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.

I conci costituiscono gli elementi finiti del modello; l'interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si è fatto riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta.

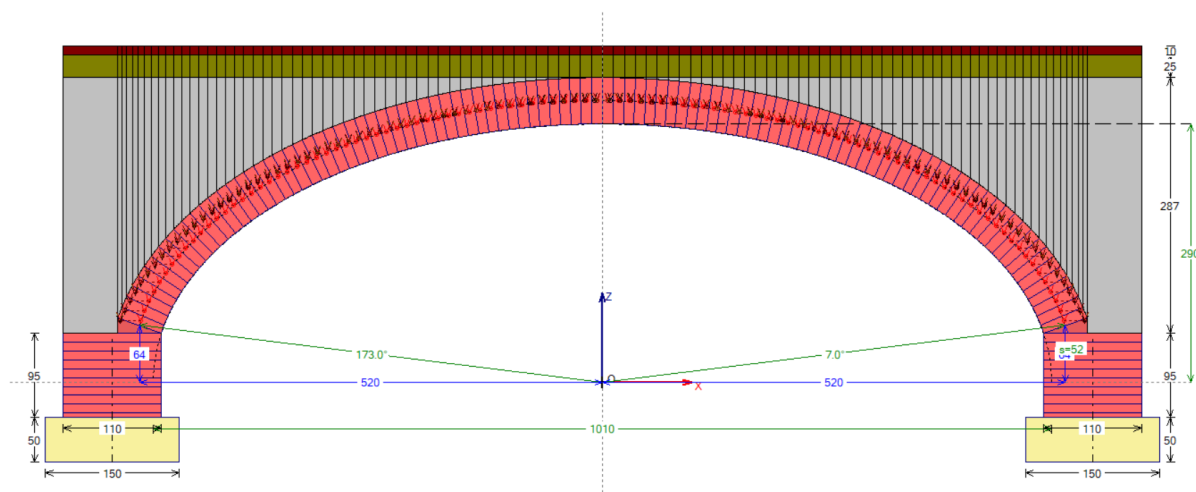


Figura 6-1 Prospetto del ponte

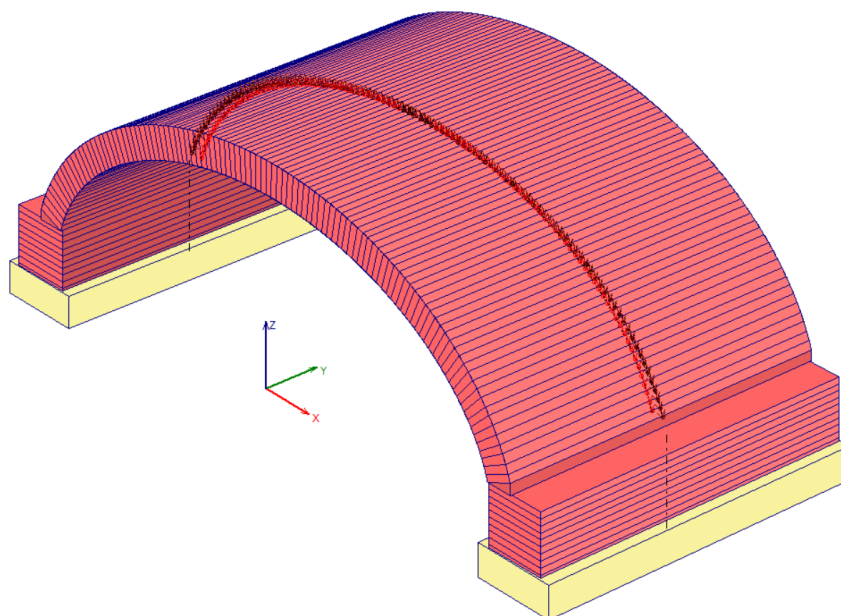


Figura 6-2 Vista assonometrica del modello di calcolo

Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:

$$AN + BM + CT = F$$

Dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati sotto le condizioni:

- $N_i \leq 0$
- $N_i h_i - M_i \geq 0$
- $N_i h_i + M_i \geq 0$

Dove $2h_i$ è l'altezza del concio i-esimo.

Le incognite sono le $3m = 3(n+1) = 3n+3$ caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre l'equazione $AN + BM + CT = F$ sono pari al numero dei conci $3n$.



6.2 Criteri di verifica

Si esegue l'analisi delle seguenti verifiche:

- Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);
- Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
- Verifica a Compressione della muratura;
- Verifica a Trazione dei rinforzi.

La verifica è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, e si fonda sugli studi di Heyman.

La verifica ad attrito viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti dall'analisi precedente, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.

Per la verifica a compressione della muratura, la tensione viene calcolata nell'ipotesi di diagramma trapezoidale se lo sforzo normale è interno al nocciolo d'inerzia, triangolare con sola resistenza a compressione (quindi con zona reagente minore della sezione), se lo sforzo normale è esterno al nocciolo d'inerzia. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione di muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia "puntuale" ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a $s/2$, secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.

La verifica a trazione dei rinforzi viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato.

Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità attrito, compressione della muratura, trazione nei rinforzi), per



ogni Combinazione delle Condizioni di Carico: il valore minimo costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

In alcuni casi è possibile che il moltiplicatore di collasso statico non sia calcolabile, e viene indicato come "n.d." (non disponibile).

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X , viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità attrito, compressione della muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi (+ X e - X): il valore minimo costituisce il moltiplicatore di collasso della volta. A partire da tale valore, viene svolta la verifica in Analisi Sismica Cinematica.



7. ANALISI STATO ATTUALE

7.1 Introduzione

Le analisi sono state svolte con il software Aedes.SAV fondato sui principi dell'analisi limite.

Le elaborazioni sono conformi alla Normativa tecnica vigente (D.M. 17.1.2018 e relativa Circolare 2019, Direttiva P.C.M. 9.2.2011 su valutazione e rischio sismico del patrimonio culturale, CNR-DT 213/2015: Istruzioni per la valutazione della sicurezza strutturale di ponti stradali in muratura).

Le verifiche previste riguardano l'arcata e le spalle e sono le seguenti:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte (verifica di stabilità);
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura (verifiche di resistenza a compressione e ad attrito).

In analisi sismica viene inoltre esaminato il meccanismo di collasso del timpano, completando in tal modo l'analisi per componenti suggerita dalla CNR-DT 213 (§9).

Lo stato limite EQU, in analisi limite, incorpora anche la verifica allo stato limite STR (stato limite di resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione) (§3.5.1 CNR DT-213).

Nella verifica statica, le combinazioni di condizioni di carico (combinazioni fondamentali: D.M. 17.1.2018, [2.5.I] in §2.5.3) sono definite in base alla massimizzazione degli effetti riguardanti sia la verifica di stabilità, per la quale i carichi permanenti sono favorevoli mentre i variabili sono posti in posizione sfavorevole, sia la verifica di resistenza (per la compressione tutti i carichi sono sfavorevoli); ne consegue l'adozione di opportuni coefficienti secondo la Tab. 5.1.V, colonna EQU, del D.M. 17.1.2018. Poiché la verifica del ponte, come richiesto dalla CNR-DT 213, deve essere articolata in due fasi: sotto il carico permanente, e sotto il permanente + i carichi variabili, viene considerata anche la combinazione con i soli carichi permanenti.



La verifica sismica è condotta con la combinazione di carico prevista dal D.M. 17.1.2018: [2.5.5] in §2.5.3, secondo +X e -X, essendo X la direzione orizzontale corrispondente al piano della struttura (arco + spalle). La verifica sismica include anche la verifica del timpano, sotto l'ipotesi di azione sismica in direzione trasversale al piano della struttura.

Data la limitata luce del ponte, nel presente progetto non sono stati considerati effetti sismici verticali.

L'esito della verifica di sicurezza sismica consiste nell'indicatore di rischio sismico ζ_E , definito in termini di PGA e calcolato come rapporto fra capacità e domanda: per i ponti esistenti in muratura il livello di adeguamento sismico è dato da $\zeta_E \geq 0.800$ (§C.8.8.7).

Nelle immagini seguenti: curva delle pressioni, tensioni di compressione e risultati per le diverse combinazioni statiche e sismiche.



7.2 Analisi statica

Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle analisi eseguite.

- CCC 1: permanente incluso pesi propri

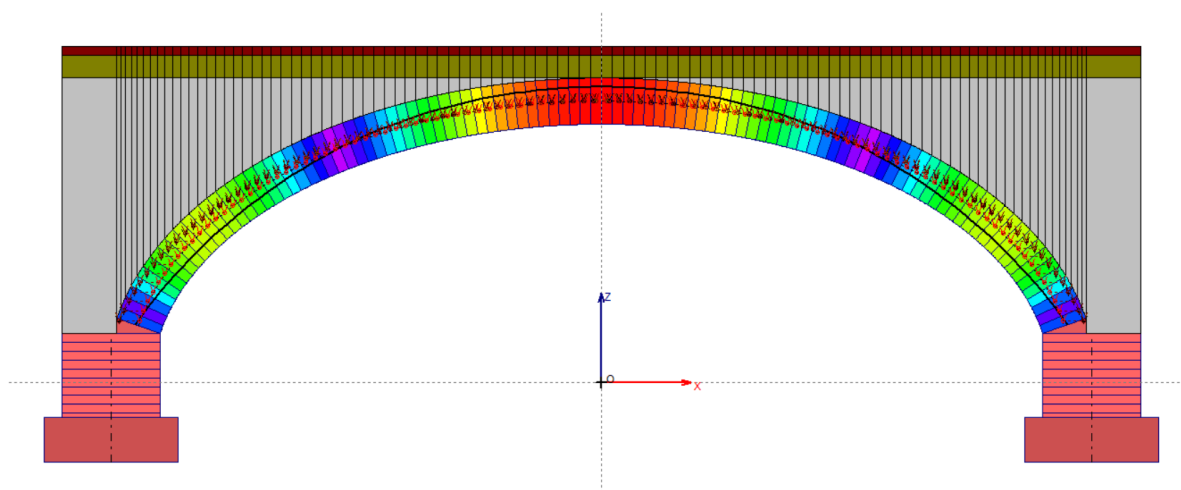


Figura 7-1 CCC 1: Curva delle pressioni

$s_{max} = 0.451 \text{ N/mm}^2$ [parzializzata]
 $N = 1526 \text{ kN}$
 $T = -749 \text{ kN}$
 $M = -576 \text{ kNm}$
 $ecc. = -37.7 \text{ cm}$ [$L_x / 4.0$]
zona reagente = 112 cm

$s_{max} = 0.451 \text{ N/mm}^2$ [parzializzata]
 $N = 1526 \text{ kN}$
 $T = -749 \text{ kN}$
 $M = -576 \text{ kNm}$
 $ecc. = -37.7 \text{ cm}$ [$L_x / 4.0$]
zona reagente = 112 cm

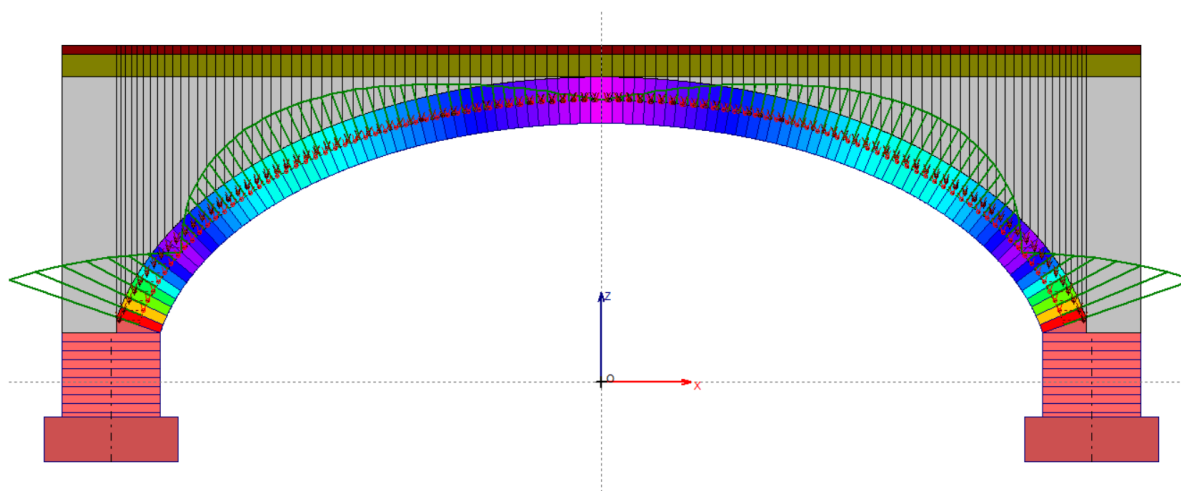


Figura 7-2 CCC 1: Angoli di scorrimento

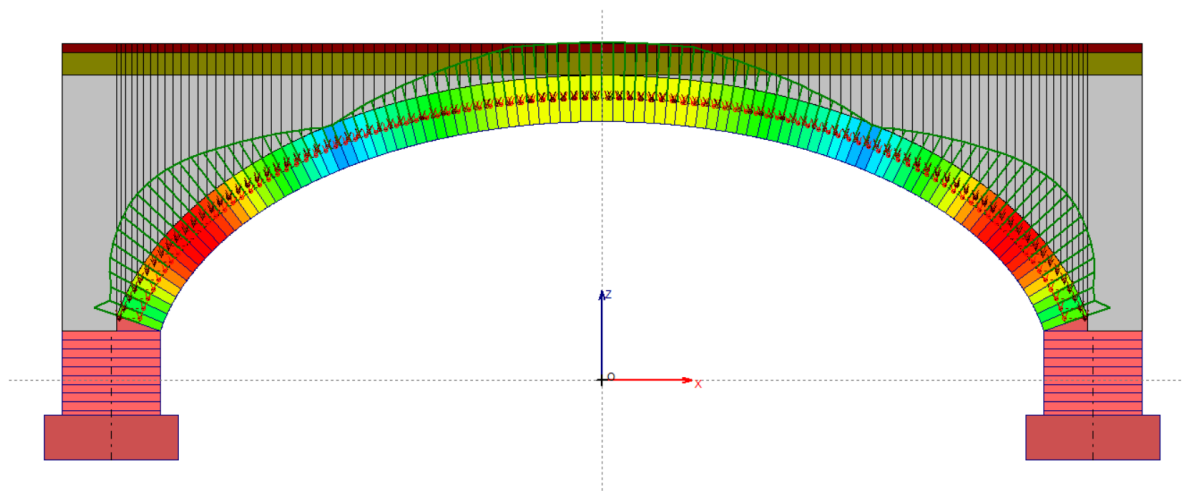


Figura 7-3 CCC 1: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)				
ANALISI STATICA				
CCC 1 (3)		Moltiplicatore verticale di collasso		
Verifica Soddisfatta		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :		0.463
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°: 2
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	n.d.	>> 1	>> 1	
Attrito (Taglio nei giunti)	n.d.	>> 1	>> 1	
Compressione della muratura	n.d.	>> 1	>> 1	
Trazione dei rinforzi				

Figura 7-4 Statica CCC 1: Rapporto di elaborazione



- **CCC 2: permanenti + carichi stradali distribuiti e concentrati**

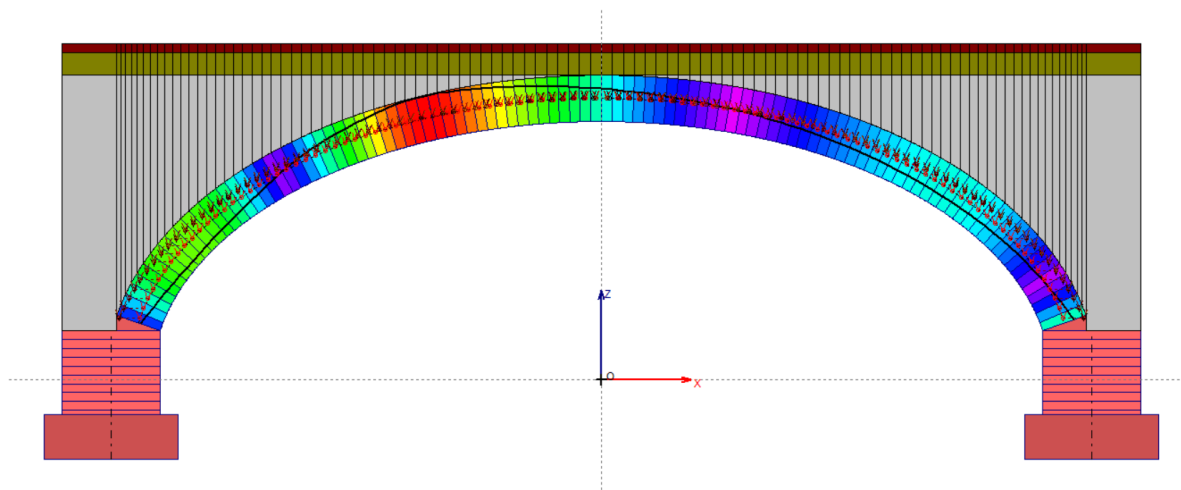


Figura 7-5 CCC 2: Curva delle pressioni

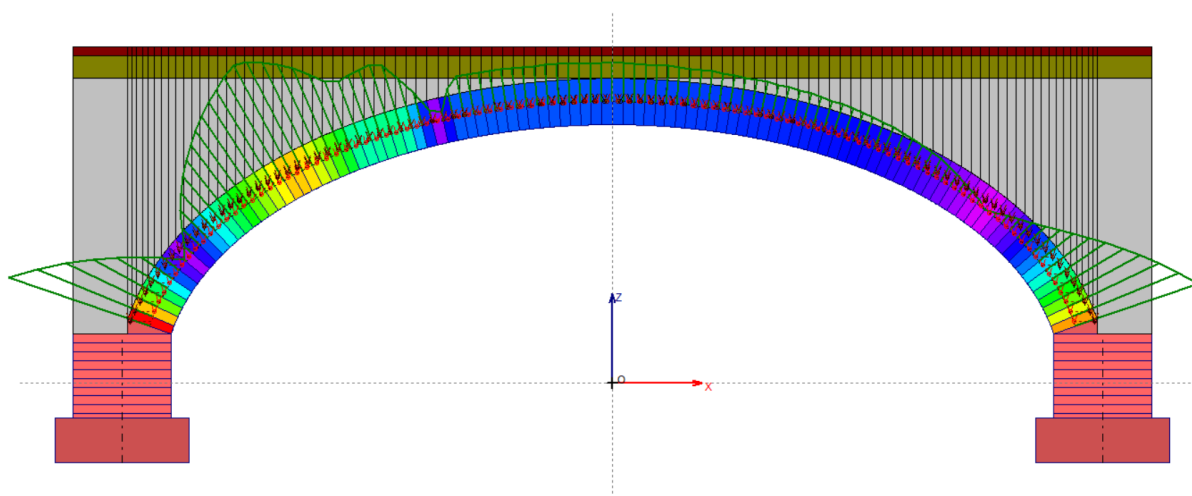


Figura 7-6 CCC 2: Andamento degli angoli scorrimento

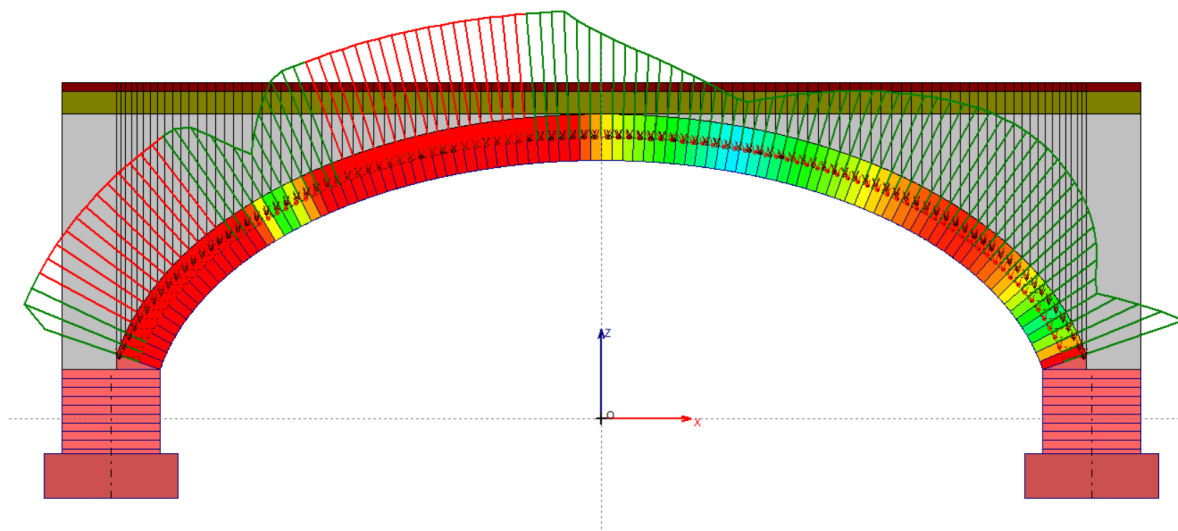


Figura 7-7 CCC 2: Andamento delle tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)				
ANALISI STATICA				
CCC 2 (3)				
Verifica NON Soddisfatta				
Info				
Moltiplicatore verticale di collasso				
minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				
0.463				
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:
				2
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	2.656	2.655	2.655	
Attrito (Taglio nei giunti)	2.656	2.655	2.655	
Compressione della muratura	0.463	2.303	2.439	
Trazione dei rinforzi				

Figura 7-8 Statica CCC 2: Rapporto di elaborazione



- **CCC 3: permanenti + carichi stradali q_{1k} e Q_{1k} + azione di frenamento**

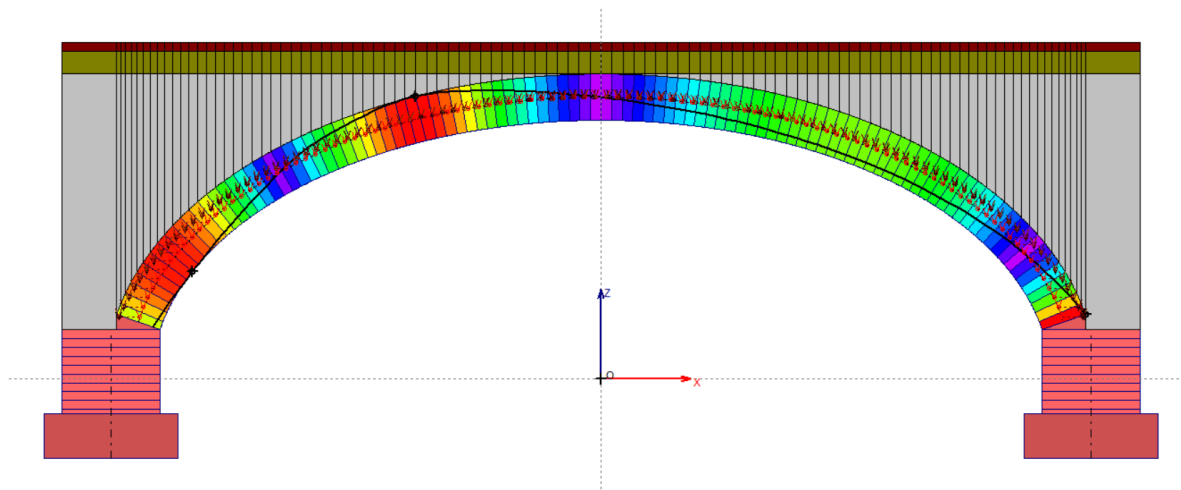


Figura 7-9 CCC 3: Curva delle pressioni

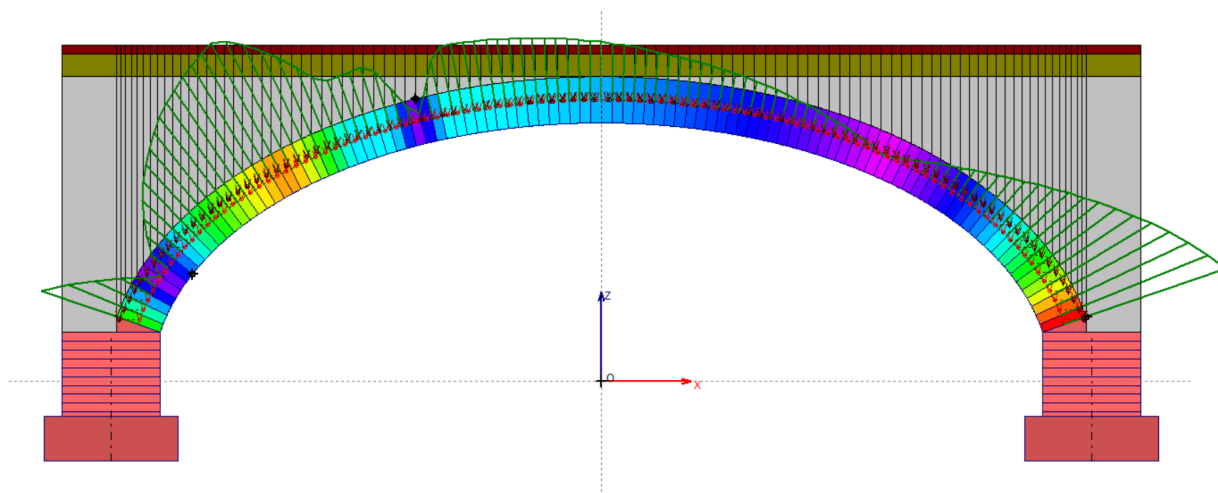


Figura 7-10 CCC 3: Angoli di scorrimento

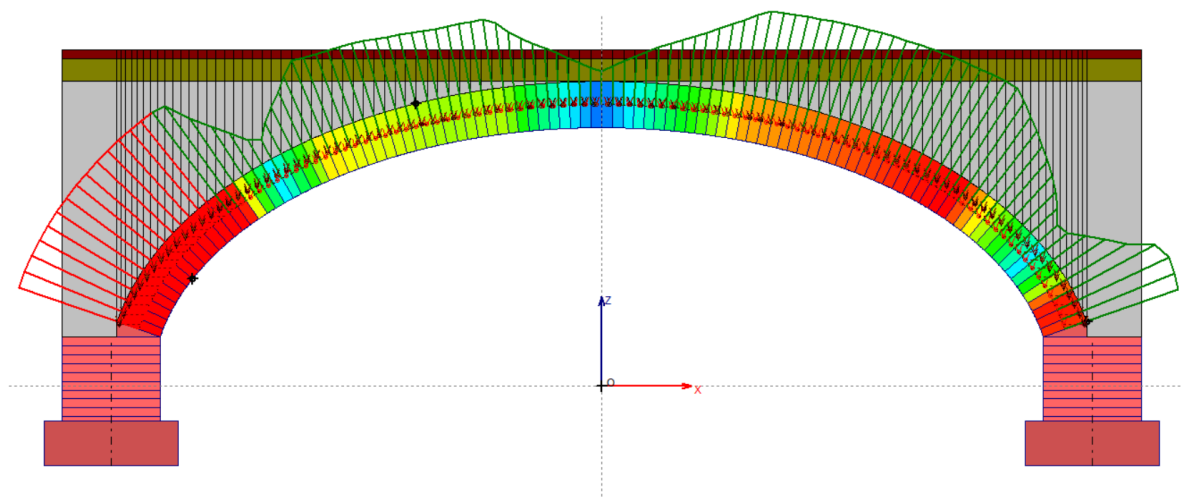


Figura 7-11 CCC 3: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)						
<div><div>III</div><div>ANALISI STATICA</div></div>						
CCC 3 (3)		Info	Moltiplicatore verticale di collasso			
Verifica NON Soddisfatta			minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :		0.463	
		Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°: 2
Tipo di Verifica		Arco		Pied. Sx		Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)		0.985		0.985		0.985
Attrito (Taglio nei giunti)		0.985		0.985		0.985
Compressione della muratura		0.659		0.985		0.985
Trazione dei rinforzi						

Figura 7-12 Statica CCC 3: Rapporto di elaborazione



- CCC 4: permanenti + carichi stradali distribuiti q_{ik}

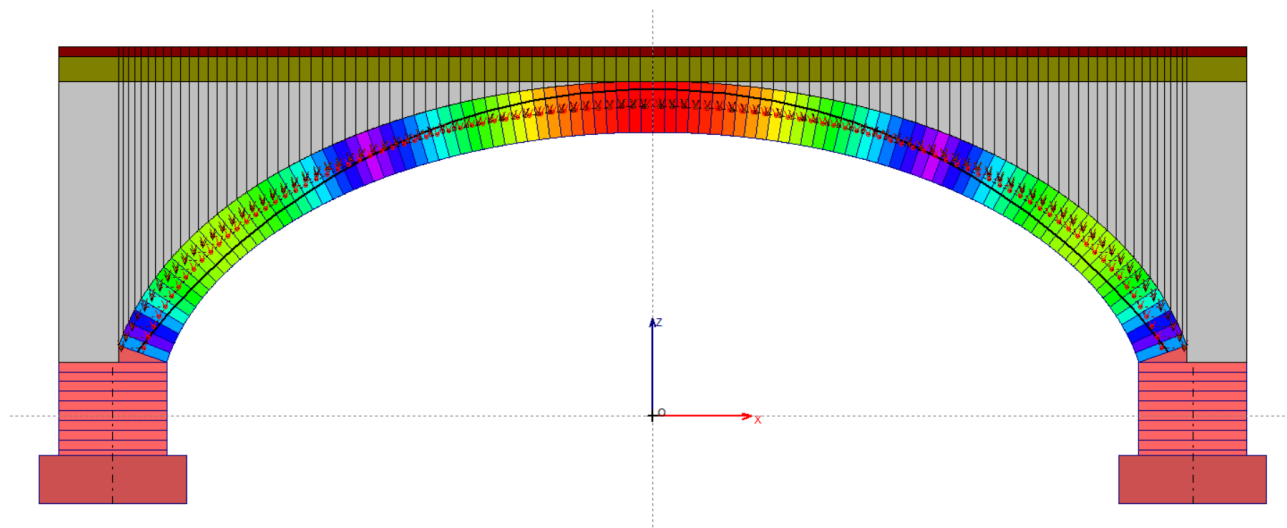


Figura 7-13 CCC 4: Curva delle pressioni

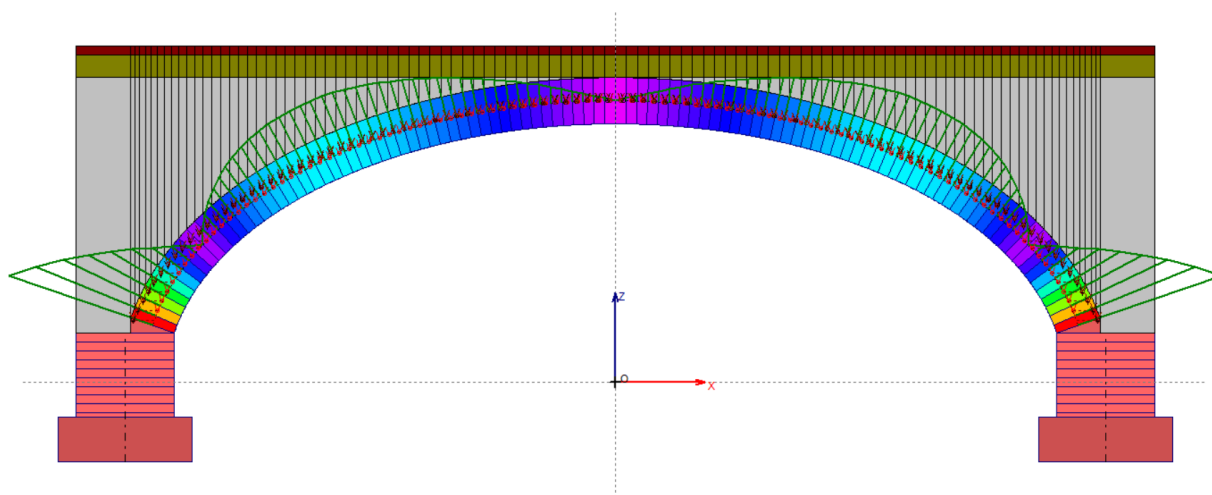


Figura 7-14 CCC 4: Angoli di scorrimento

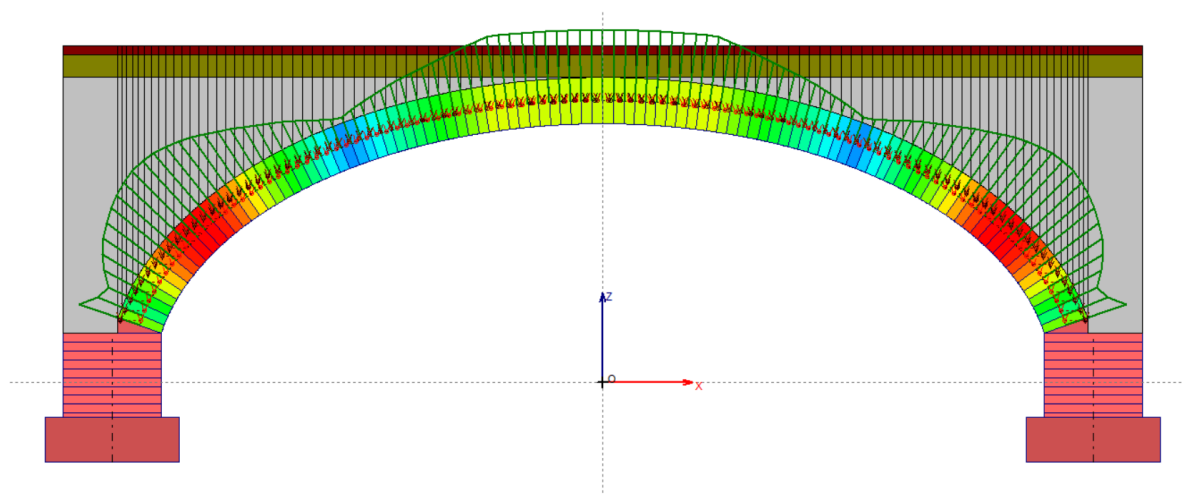


Figura 7-15 CCC 4: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)				
ANALISI STATICA				
CCC 4 (4)				
Verifica Soddisfatta				
Info				
Moltiplicatore verticale di collasso				
minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				
0.463				
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:
				2
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	4.140	4.140	
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1	
Compressione della muratura	4.185	1.450	1.450	
Trazione dei rinforzi				

Figura 7-16 Statica CCC 4: Rapporto di elaborazione



7.3 Riepilogo analisi statica

Come si evince dalle tabelle riportate di seguito, le verifiche risultano soddisfatte per le combinazioni 1 e 4 in cui sono presenti solo carichi uniformemente distribuiti mentre per le combinazioni 2 e 3 le verifiche non sono soddisfatte; il moltiplicatore verticale di collasso minimo fra tutte le combinazioni delle condizioni di carico risulta pari a 0.463 per la verifica a compressione della muratura dell'arco dovuta principalmente al carico tandem che rappresenta un carico convenzionale. Per la combinazione 3, in cui l'azione di frenamento rappresenta l'azione principale, il moltiplicatore di collasso verticale è pari circa a 1.

ARCO			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	n.d.	n.d.	n.d.
2	2.656	2.656	0.463
3	0.985	0.985	0.985
4	>> 1	>> 1	4.185

Tabella 7-1 Analisi Statica: riepilogo risultati arco

SPALLA sx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	2.655	2.655	2.303
3	0.985	0.985	0.985
4	4.140	>> 1	1.450

Tabella 7-2 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla sx

SPALLA dx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	2.655	2.655	2.439
3	0.985	0.985	0.985
4	4.140	>> 1	1.450

Tabella 7-3 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla dx



7.4 Analisi sismica +X

Nelle figure seguenti si riportano la curva delle pressioni, l'andamento degli angoli di scorrimento e delle tensioni di compressione per l'analisi sismica in direzione +X.

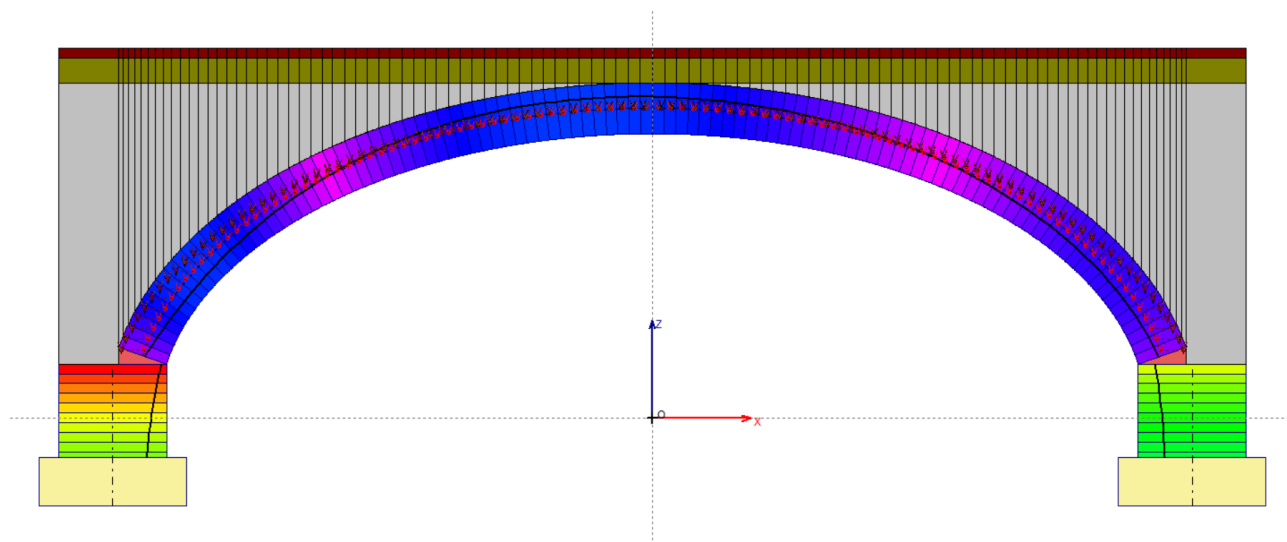


Figura 7-17 Analisi sismica +X: Curva delle pressioni

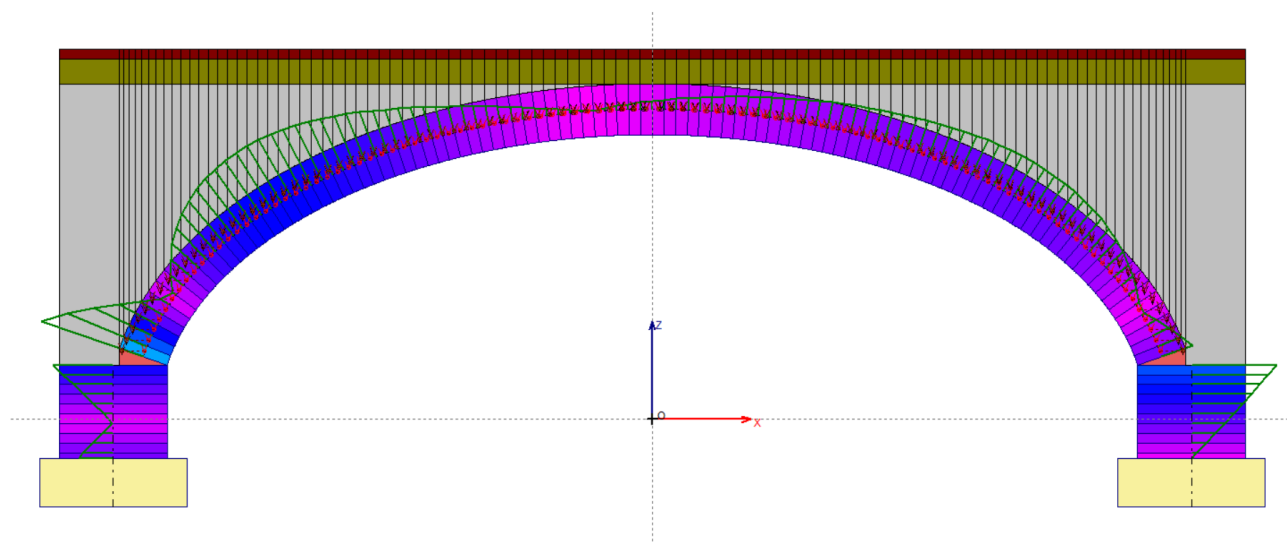


Figura 7-18 Analisi sismica +X: Andamento degli angoli di scorrimento

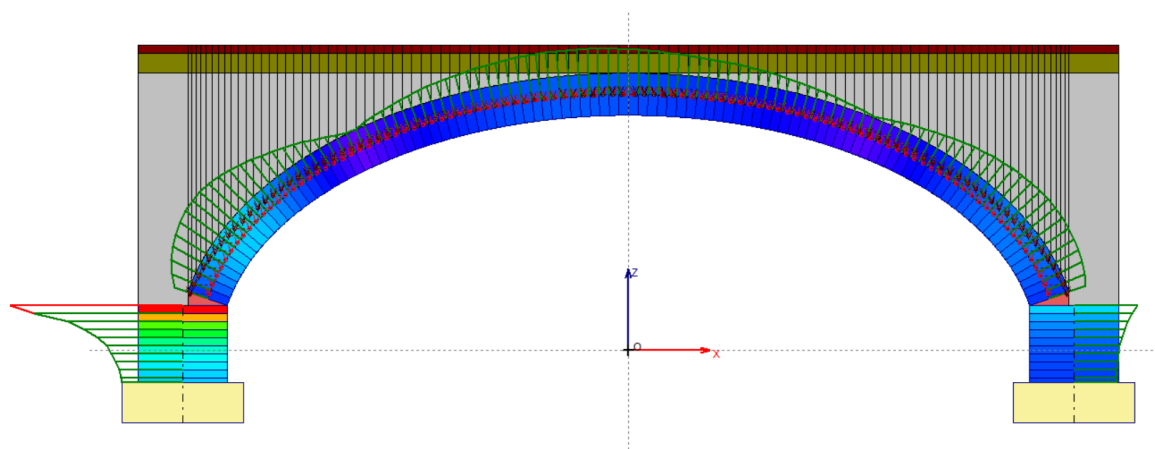


Figura 7-19 Analisi sismica +X: Andamento delle tensioni di compressione



7.5 Analisi sismica -X

Nelle figure seguenti si riportano la curva delle pressioni, l'andamento delle tensioni di compressione e degli angoli di scorrimento per l'analisi sismica in direzione -X.

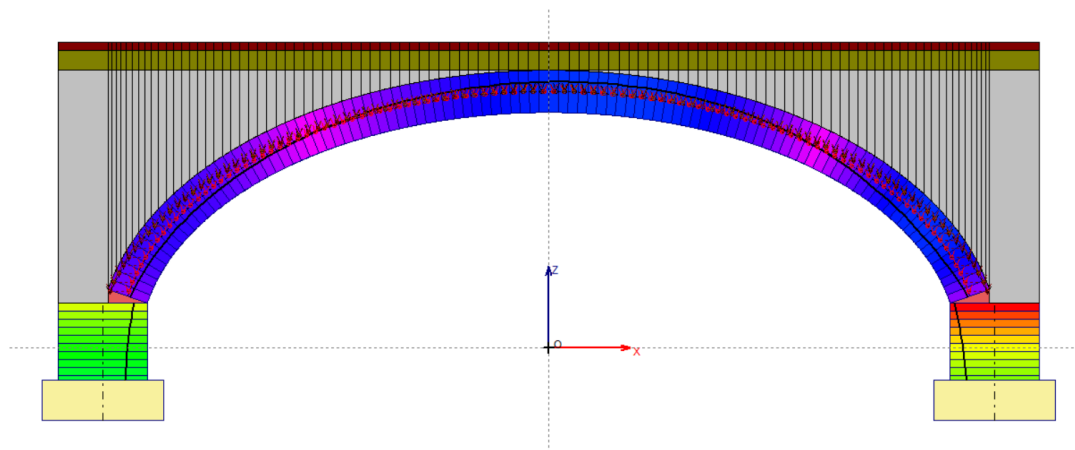


Figura 7-20 Analisi sismica -X: Curva delle pressioni

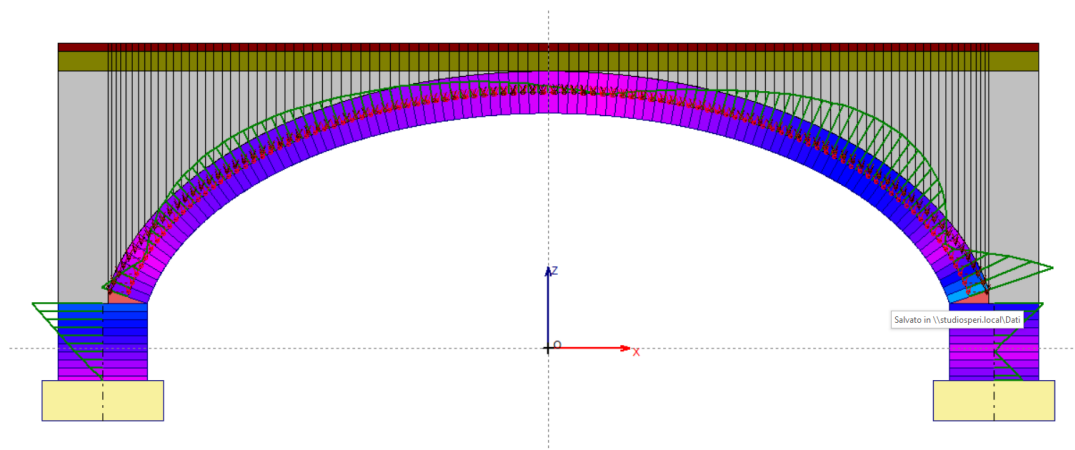


Figura 7-21 Analisi sismica -X: Andamento degli angoli di scorrimento

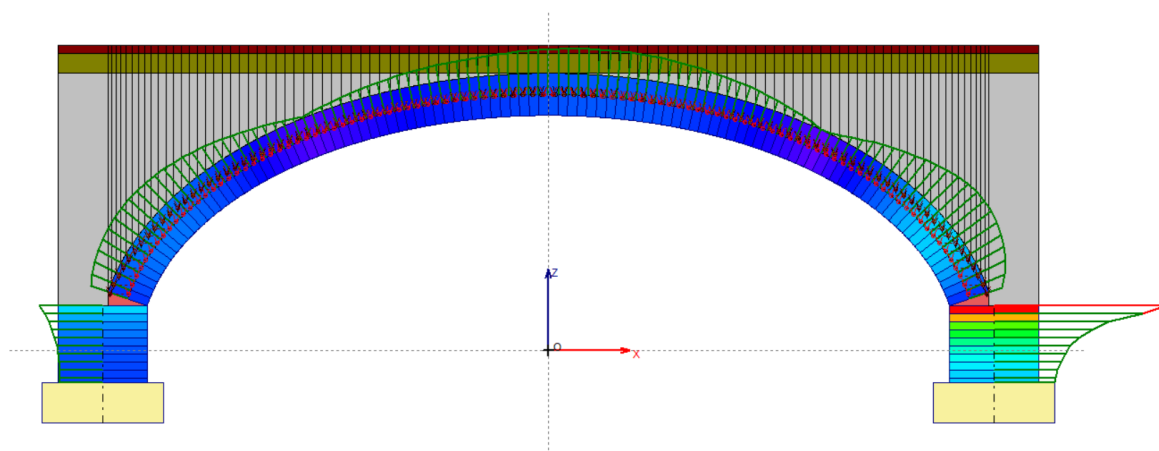


Figura 7-22 Analisi sismica -X: Andamento delle tensioni di compressione



7.6 Riepilogo analisi sismica

Come riportato nella Figura 7-23 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.


 ANALISI SISMICA		Moltiplicatore orizzontale di collasso			
		minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :			0.185
Struttura:	Piedritto Sx	Arco n°:	1	Verso:	- X
Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X - X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.618	0.618	0.212	0.552	0.552 0.212 0.187
Attrito (Taglio nei giunti)	0.618	0.618	0.483	0.617	0.617 0.483
Compressione della muratura	0.618	0.618	0.185	0.537	0.537 0.185
Trazione dei rinforzi					
Verifica per SLV		Verifica Soddisfatta		ζ_E Indicatori di Rischio Sismico	
domanda: PGA,DLV = 0.266 g TR,DLV = 712 anni		PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
Arco		0.378	≥ 2475	1.422	3.476
Piedritti		0.299	1033	1.125	1.450
Timpano		0.313	1212	1.177	1.702
Minimo		0.299	1033	1.125	1.450

Figura 7-23 Analisi sismica: rapporto di elaborazione



Nelle seguenti tabelle si riportano i moltiplicatori di collasso per i tipi di verifica eseguiti sia per l'arco che per le spalle.

Considerando che per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12) si assume $\psi_2=0$ e non entrano quindi in gioco le azioni variabili da traffico, la struttura risulta verificata sotto l'effetto del sisma.

ARCO				
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione	Trazione dei rinforzi
+X	0.618	0.618	0.618	-
-X	0.618	0.618	0.618	-

SPALLA sx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.212	0.483	0.185
-X	0.552	0.617	0.537
SPALLA dx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.552	0.617	0.537
-X	0.212	0.483	0.185

TIMPANO	
Stabilità	
0.187	

Nella Tabella 10-4 si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	ζ_E
Arco	1.422
Spalle	1.125
Timpano	1.177
Minimo	1.125

Tabella 7-4 Indicatori di rischio sismico in termini di PGA

7.7 Verifica a liquefazione

Alla luce delle verifiche di liquefazione effettuate e riportate nella relazione geologica, il potenziale di liquefazione IL lungo le verticali di indagine risulta essere **basso**.



8. CONFRONTO CON CALCOLI MANUALI

Al fine di valutare l'affidabilità dei risultati si esegue un controllo sulle reazioni alle imposte svolgendo semplici verifiche di equilibrio e prendendo in considerazione i carichi uniformemente distribuiti.

$$V = \frac{pl}{2}$$
$$H = \frac{pl^2}{8}$$

Dove:

- p è il carico uniformemente distribuito;
- l è la luce di calcolo.

Calcolo	Carico uniformemente distribuito	H [kN]	V [kN]
Manuale	Peso sottofondo e pavimentazione	192	200
SAV		199	208
Manuale	Peso sottofondo e pavimentazione Carico stradale distribuito q _{1k}	344	329
SAV		345	360

Tabella 8-1 Confronto manuale e modello di calcolo

Dalla Tabella 8-1 emerge come i valori siano sostanzialmente identici, pertanto il modello di calcolo eseguito con il software Aedes SAV risulta validato.

Inoltre, è stato eseguito un confronto per la tensione media di compressione sui conci di imposta considerando come carico uniformemente distribuito solo i carichi stradali; come emerge dalla tabella, i valori sono sostanzialmente identici.

Calcolo	Carico uniformemente distribuito	σ_{compr} [N/mm ²]
Manuale	Carichi stradali distribuiti q _{1k} e q _{rk}	0.209
SAV		0.207

Tabella 8-2 Tensione media di compressione: confronto manuale e modello di calcolo



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

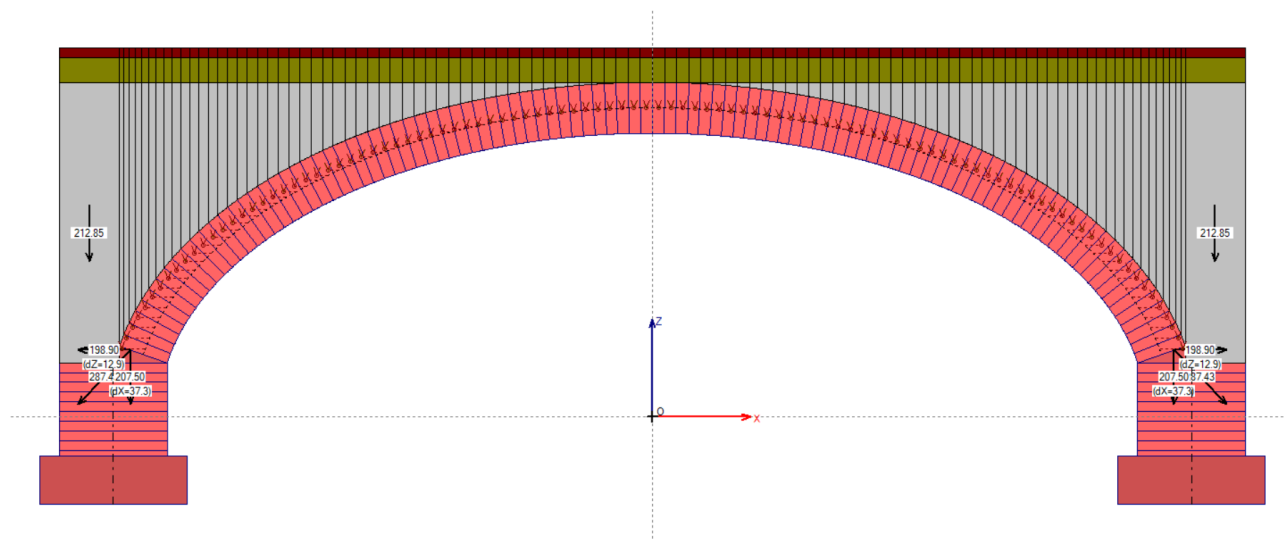


Figura 8-1 Azioni alle imposte: sottotondo e pavimentazione

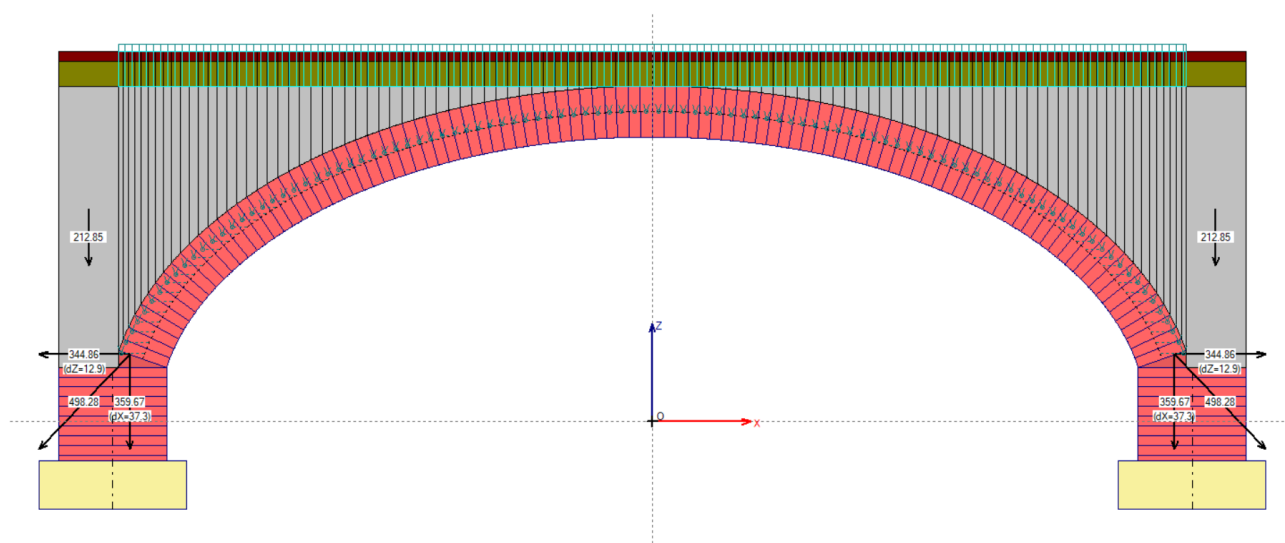


Figura 8-2 Azioni alle imposte: sottotondo, pavimentazione e carico distribuito q_{1k}



9. DEFINIZIONE DELL'INTERVENTO

9.1 Premessa

L'opera si trova in buono stato di conservazione.

Dalle ispezioni e dalle indagini effettuate sono stati evidenziati i seguenti difetti:

- fessurazione della muratura;
- distacco di elementi murari;
- lesioni murarie;
- presenza di patina biologica;
- distacco della malta.

Come si evince dalla Figura 9-1, sulla muratura non sono presenti strati di rifinitura; i fenomeni atmosferici hanno degradato superficialmente la muratura; tali difetti sono dovuti principalmente ad una mancanza di manutenzione dell'opera.



Figura 9-1 Stilatura dei giunti



Figura 9-2 Lesioni del parapetto



Le verifiche eseguite risultano soddisfatte per i carichi da Codice della Strada; l'analisi eseguita ha evidenziato i seguenti moltiplicatori di collasso verticale:

- 0.43 per la combinazione con il carico tandem (carico convenzionale);
- 0.95 per la combinazione con l'azione di frenamento come principale.

L'attività di risanamento prevede la ristilatura dei giunti e l'intervento dei cucì e scucì che avviene attraverso il ripristino della continuità muraria con la rimozione di elementi di laterizio lesionati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con nuovi elementi, senza però spezzare la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione stessa.

Il consolidamento dell'opera, al fine di raggiungere la stabilità dell'opera per i carichi previsti dalle NTC 2018, viene invece eseguito con l'esecuzione di una cappa superiore in conglomerato cementizio armato in estradosso di spessore 20 cm, armata con rete elettrosaldata e ancorata ad archi di irrigidimento vincolati alle murature di perimetro.

9.2 Consolidamento con cappa in calcestruzzo

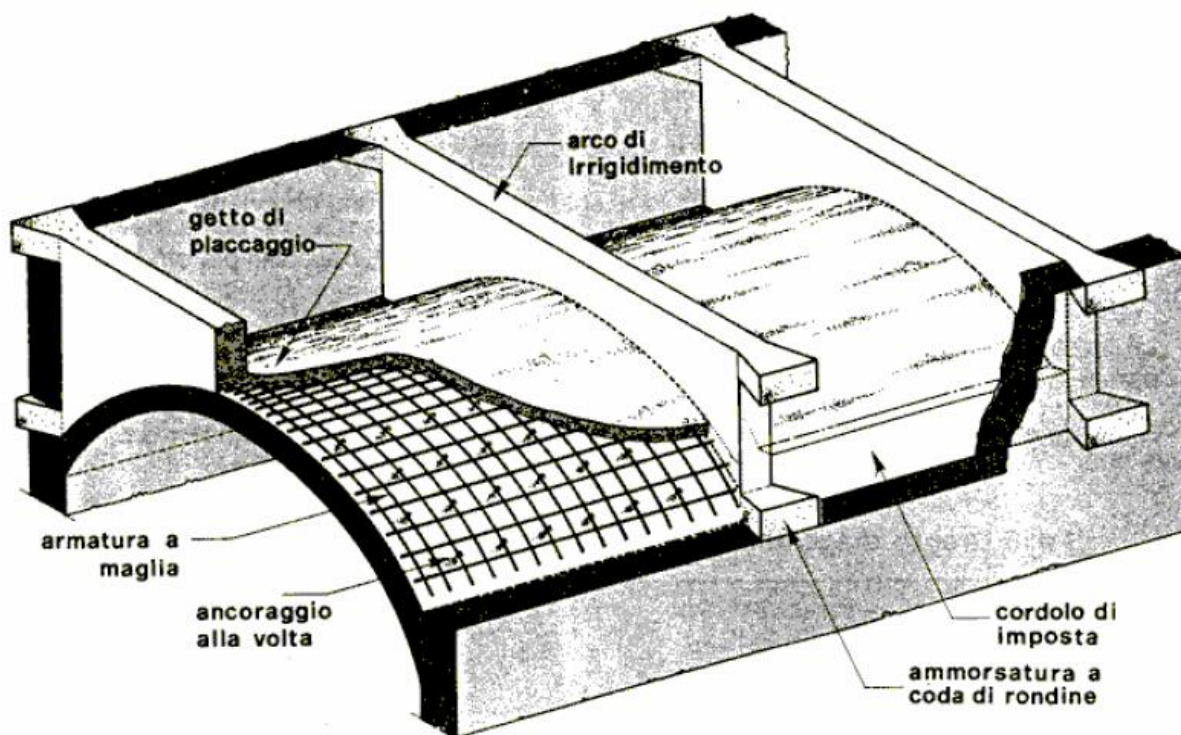


Figura 9-3 Consolidamento con cappa superiore armata

Dal punto di vista operativo, effettuata la preparazione dell'estradosso della volta, anzitutto si pone in opera l'armatura adagiando la rete metallica in modo che segua perfettamente la forma dell'estradosso della volta. Per ottenere ciò, la rete potrà essere tagliata, piegata, sovrapponendo debitamente le eventuali giunzioni. Si procederà quindi al collegamento della rete con la muratura, attraverso l'infissione di chiodi metallici nella stessa. Quindi si effettuerà il getto di calcestruzzo.

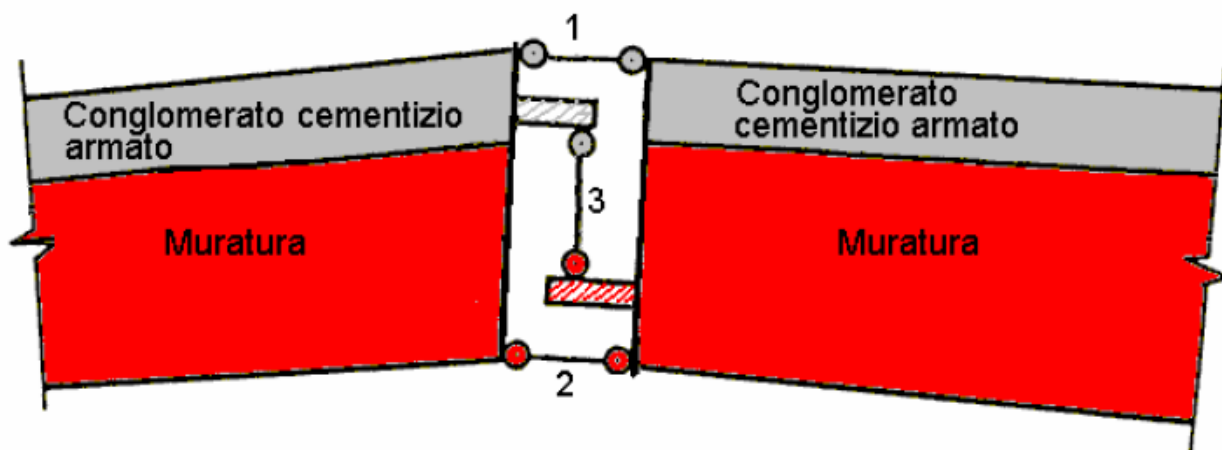
La cappa ha la funzione di aumentare la sezione resistente della struttura e di dare alla struttura finale (arco in muratura + arco in calcestruzzo sovrastante collaborante) la capacità di resistenza a trazione in corrispondenza dell'estradosso.



10. ANALISI STATO DI PROGETTO

10.1 Introduzione

Relativamente alla verifica di stabilità dell'arco, è stata inserita la modifica illustrata nella figura seguente.



I blocchi sono costituiti da due parti, una in muratura all'intradosso e una in calcestruzzo armato all'estradosso. Si vuole schematizzare il comportamento strutturale dei conci e della loro interfaccia, mantenendo, per quanto possibile, l'impostazione della metodologia di calcolo applicabile all'arco in sola muratura. Si può ipotizzare che la biella "2", ortogonale all'interfaccia e competente alla muratura, sia sempre unilatera, cioè capace di trasmettere solo sforzi di compressione, mentre la biella "1", ortogonale all'interfaccia e competente al calcestruzzo, sia bilatera, cioè capace di trasmettere sforzi ed di trazione e di compressione.

Per la schematizzazione della biella "3" parallela all'interfaccia non vi sono variazioni: possono essere trasmessi sforzi di taglio positivi e negativi.



Le operazioni di compensazione riguarderanno esclusivamente le bielle di tipo 2 della parte di arco in muratura; ma è possibile affermare già a priori che l'arco risulterà sicuramente stabile in quanto è impossibile la formazione di cerniere all'estradosso (è noto che un meccanismo di collasso può formarsi solo con cerniere alternate all'intradosso e all'estradosso). Il procedimento iterativo proseguirà fino all'individuazione di una configurazione equilibrata che rispetta le condizioni sugli sforzi nelle bielle 2.

In corrispondenza di tale configurazione occorrerà rilevare gli sforzi di trazione nelle bielle 1 della parte di arco in calcestruzzo, ed accertarsi della loro compatibilità con l'acciaio e la maglia (sezione e passo) della rete elettrosaldata scelta: lo sforzo dovrà essere inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio stesso. Ciò affinché sia effettivamente impossibile la formazione di cerniere all'estradosso.

Nell'impostazione del calcolo, le equazioni di equilibrio dovranno riferirsi al baricentro della sezione composta. A causa del diverso peso specifico di calcestruzzo e muratura, la posizione effettiva del baricentro non sarà a metà spessore ma dovrà essere determinata con un'operazione di media pesata.



10.2 Analisi statica

Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle analisi eseguite.

- **CCC 1: permanente incluso pesi propri**

- Curva delle Pressioni
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

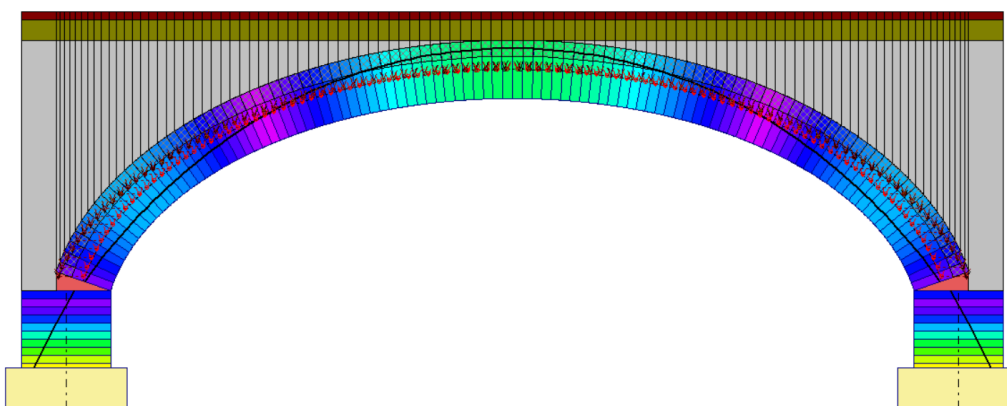


Figura 10-1 CCC 1: Curva delle pressioni



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

$s_{max} = 0.451 \text{ N/mm}^2$ [parzializzata]
 $N = 1526 \text{ kN}$
 $T = -749 \text{ kN}$
 $M = -576 \text{ kNm}$
 $ecc. = -37.7 \text{ cm}$ [$L_x / 4.0$]
zona reagente = 112 cm

$s_{max} = 0.451 \text{ N/mm}^2$ [parzializzata]
 $N = 1526 \text{ kN}$
 $T = -749 \text{ kN}$
 $M = -576 \text{ kNm}$
 $ecc. = -37.7 \text{ cm}$ [$L_x / 4.0$]
zona reagente = 112 cm

- Angoli di Scorrimento
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

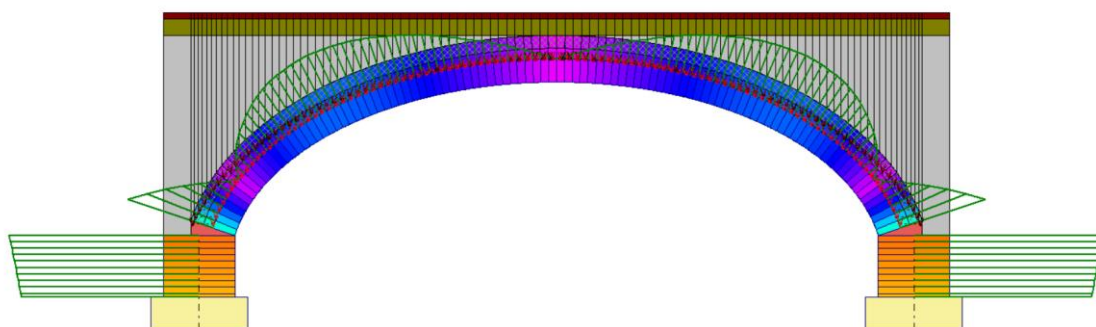


Figura 10-2 CCC 1: Angoli di scorrimento

- Tensioni di Compressione
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

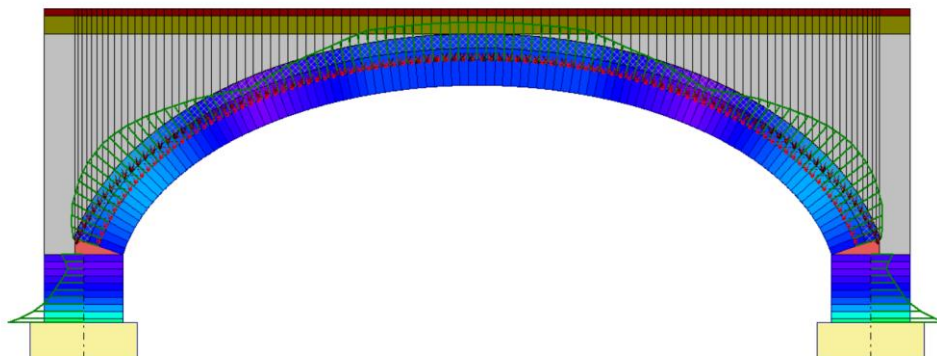


Figura 10-3 CCC 1: Tensioni di compressione



Arco Ideale: 1 (1)				
III ANALISI STATICA				
CCC 1 (3)		Moltiplicatore verticale di collasso		
Verifica Soddisfatta		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :		1.011
		Struttura:	Arco	Arco n°: 1
				CCC n°: 2
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	n.d.	>> 1	>> 1	
Attrito (Taglio nei giunti)	n.d.	>> 1	>> 1	
Compressione della muratura	n.d.	>> 1	>> 1	
Trazione dei rinforzi	n.d.			

Figura 10-4 Statica CCC 1: Rapporto di elaborazione



• **CCC 2: permanenti + carichi stradali distribuiti q_{1k}**

- Curva delle Pressioni
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

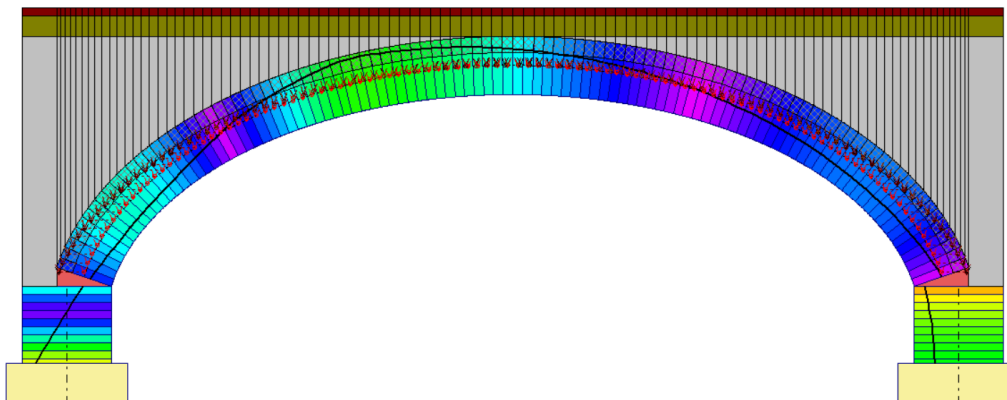


Figura 10-5 CCC 2: Curva delle pressioni

- Angoli di Scorrimento
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

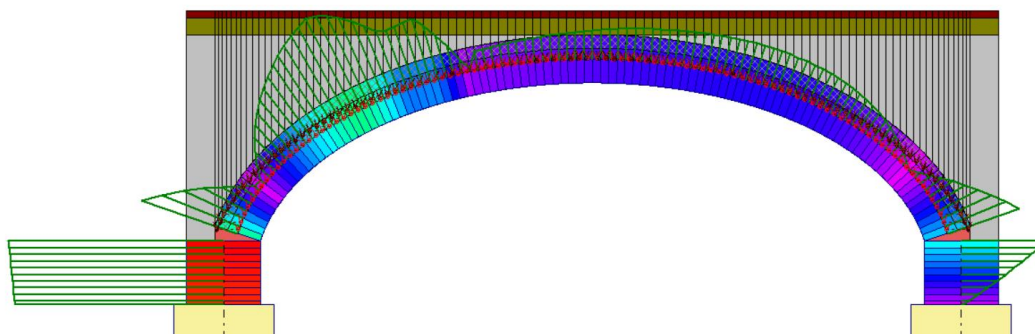


Figura 10-6 CCC 2: Angoli di scorrimento



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

- Tensioni di Compressione
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

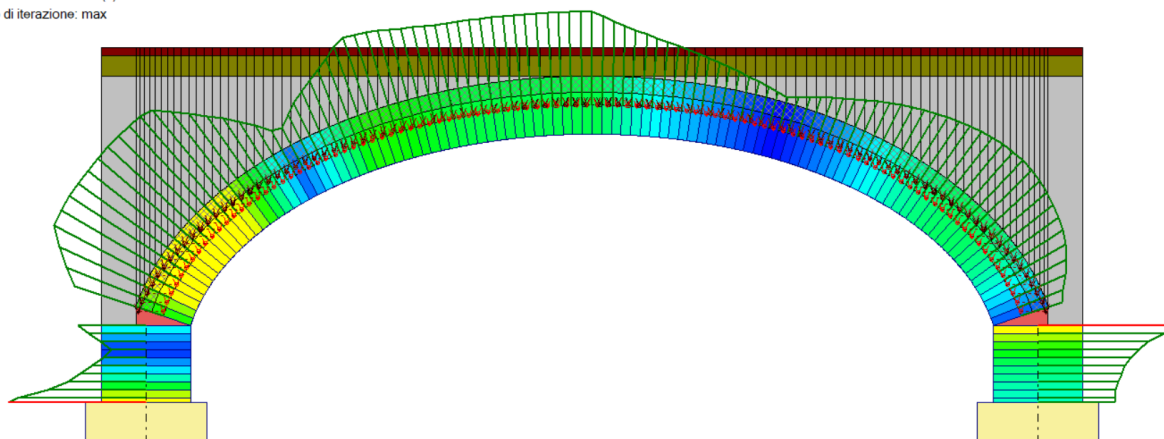


Figura 10-7 CCC 2: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)							
<div>III</div> <div>ANALISI STATICA</div>							
CCC 2 (3)		Info	Moltiplicatore verticale di collasso				
Verifica Soddisfatta			minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :			1.011	
			Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:
Tipo di Verifica		Arco		Pied. Sx		Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)		>> 1		>> 1		3.145	
Attrito (Taglio nei giunti)		>> 1		>> 1		>> 1	
Compressione della muratura		1.011		2.579		2.701	
Trazione dei rinforzi		>> 1					

Figura 10-8 Statica CCC 2: Rapporto di elaborazione



• **CCC 3: permanenti + carichi stradali q_{1k} + azione di frenamento**

- Curva delle Pressioni
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

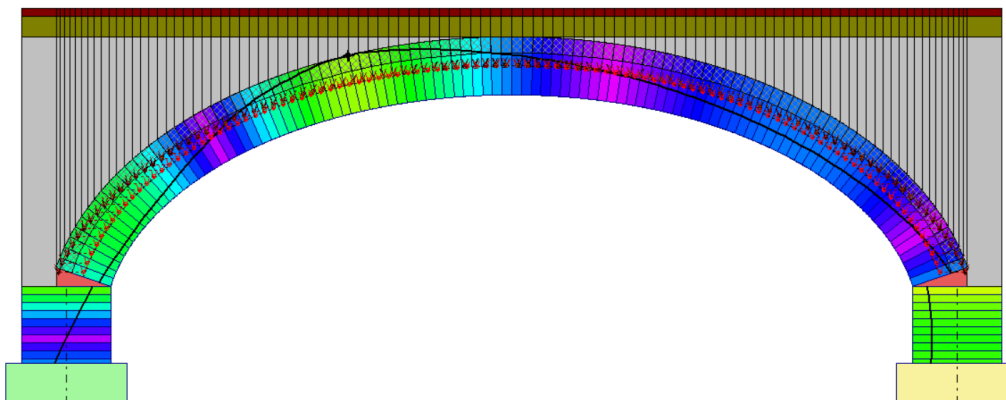


Figura 10-9 CCC 3: Curva delle pressioni

- Angoli di Scorrimento
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

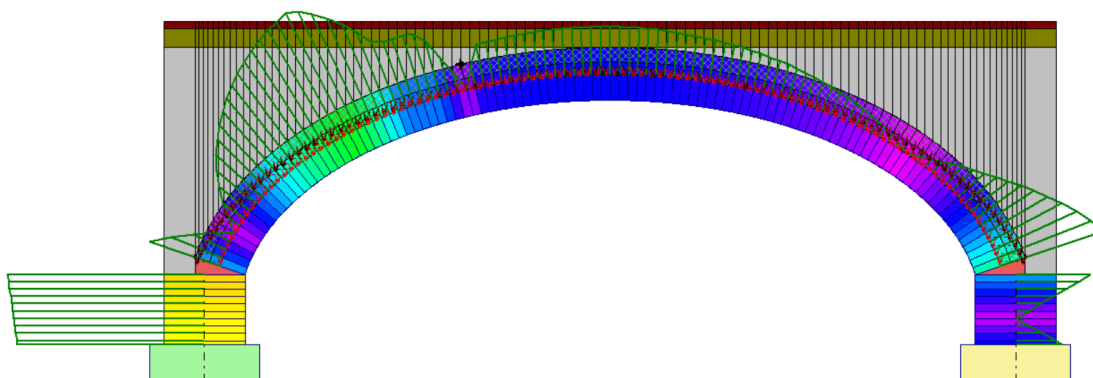


Figura 10-10 CCC 3: Angoli di scorrimento



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

- Tensioni di Compressione
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

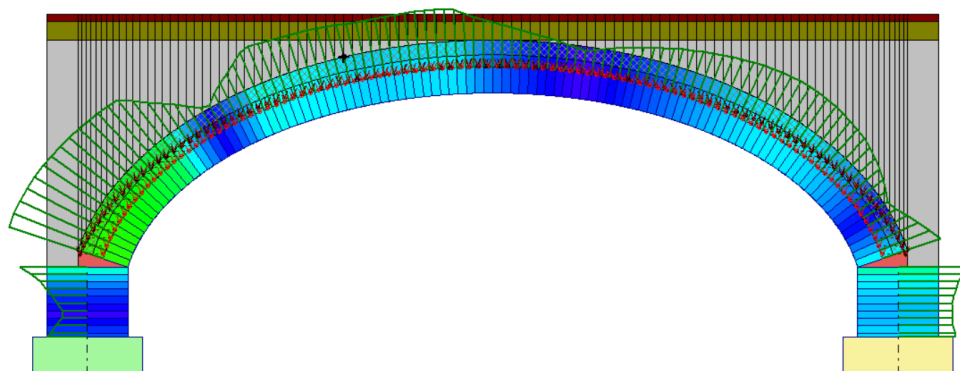


Figura 10-11 CCC 3: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)				
ANALISI STATICA				
CCC 3 (3)		Info		
Verifica Soddisfatta		Moltiplicatore verticale di collasso		
		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :		
		1.011		
		Struttura:	Arco	Arco n°: 1
				CCC n°: 2
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	9.954	3.600	
Attrito (Taglio nei giunti)	7.635	>> 1	>> 1	
Compressione della muratura	1.722	2.955	3.068	
Trazione dei rinforzi	6.533			

Figura 10-12 Statica CCC 3: Rapporto di elaborazione



- CCC 4: permanenti + carichi stradali distribuiti q_{ik}

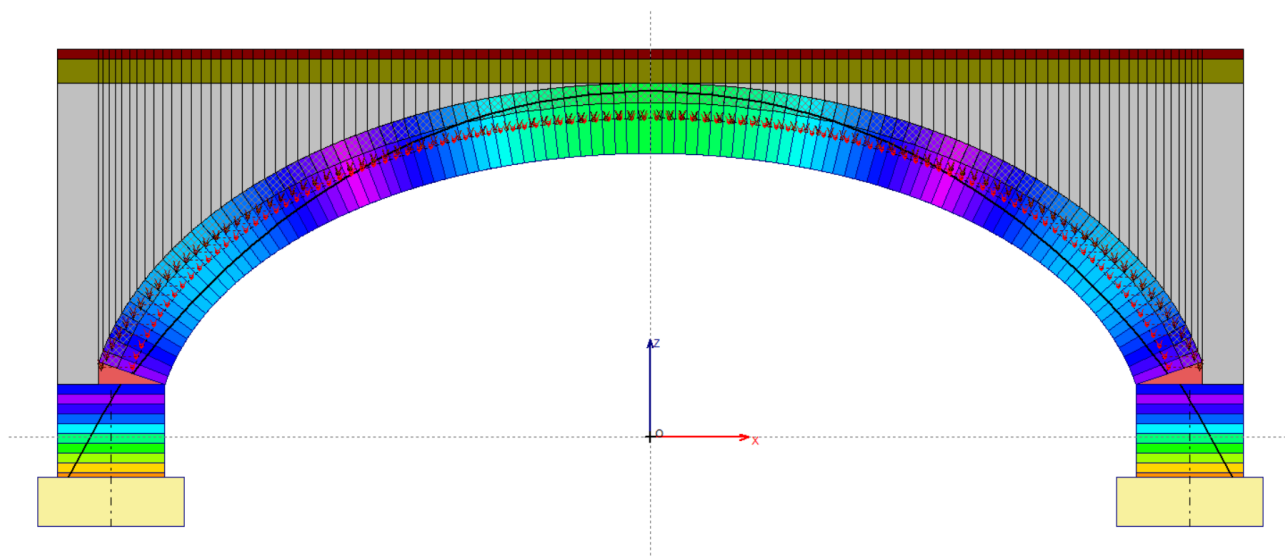


Figura 10-13 CCC 4: Curva delle pressioni

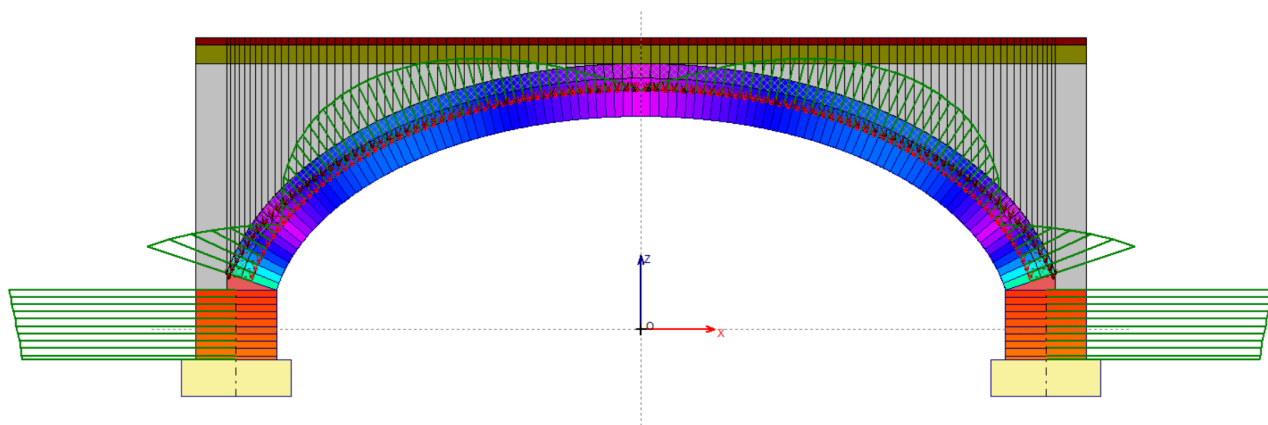


Figura 10-14 CCC 4: Angoli di scorrimento

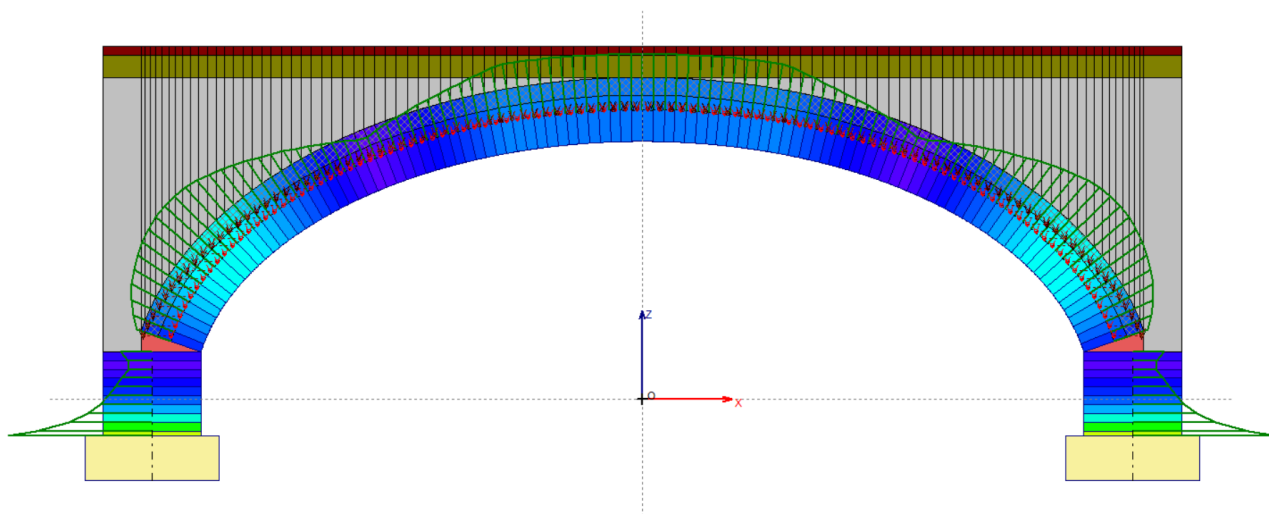


Figura 10-15 CCC 4: Tensioni di compressione

Arco Ideale: 1 (1)

ANALISI STATICA

CCC 4 (4)

Verifica Soddisfatta

Info

Moltiplicatore verticale di collasso

minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :

1.011

Struttura: Arco

Arco n°: 1

CCC n°: 2

Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	5.786	5.786
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1
Compressione della muratura	9.509	1.952	1.952
Trazione dei rinforzi	>> 1		

Figura 10-16 Statica CCC 4: Rapporto di elaborazione



10.3 Riepilogo analisi statica

Come si evince dalle tabelle riportate di seguito, le verifiche risultano soddisfatte per tutte le combinazioni delle azioni considerate e il moltiplicatore verticale di collasso minimo fra tutte le combinazioni delle condizioni di carico risulta pari a 1.011 per la verifica a compressione della muratura dell'arco.

ARCO				
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura	Trazione dei rinforzi
1	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
2	>> 1	>> 1	1.011	>> 1
3	>> 1	7.635	1.722	6.533
4	>> 1	>> 1	9.509	>> 1

Tabella 10-1 Analisi Statica: riepilogo risultati arco

SPALLA sx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	>> 1	>> 1	2.579
3	3.145	>> 1	2.701
4	5.786	>> 1	1.952

Tabella 10-2 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla sinistra

SPALLA dx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	3.145	>> 1	2.701
3	3.600	>> 1	3.068
4	5.786	>> 1	1.952

Tabella 10-3 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla destra



10.4 Analisi sismica +X

Nelle figure seguenti si riportano la curva delle pressioni, l'andamento degli angoli di scorrimento e delle tensioni di compressione per l'analisi sismica in direzione +X.

- Curva delle Pressioni
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

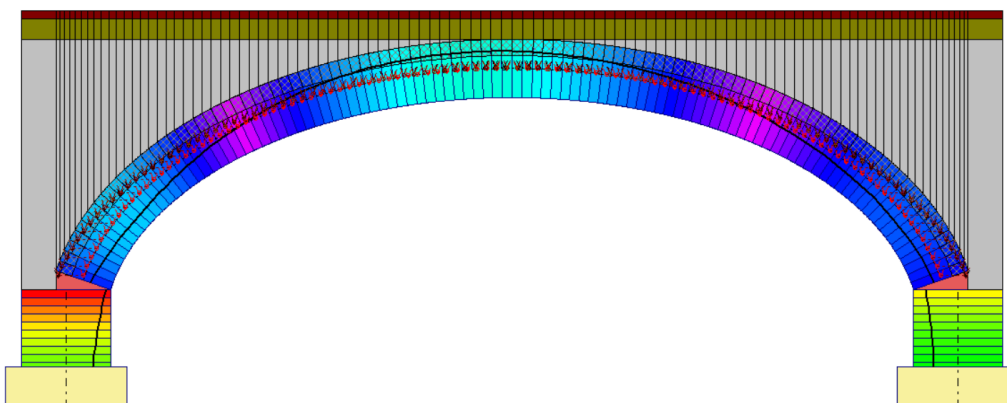


Figura 10-17 Analisi sismica +X: Curva delle pressioni

- Angoli di Scorrimento
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

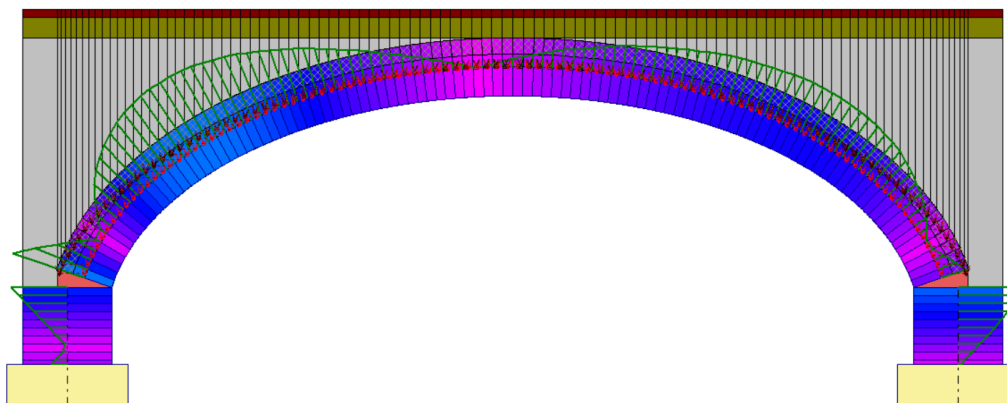


Figura 10-18 Analisi sismica +X: Angoli di scorrimento



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

- Tensioni di Compressione
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

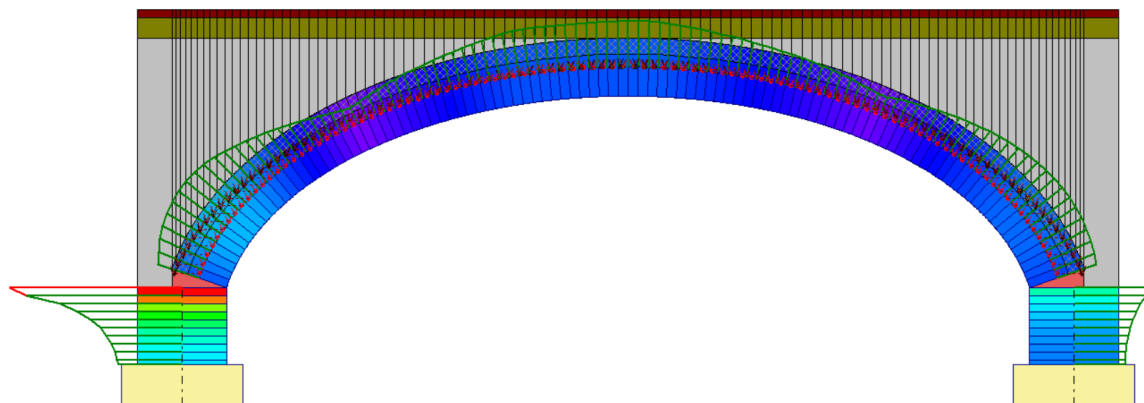


Figura 10-19 Analisi sismica +X: Tensioni di compressione



10.5 Analisi sismica -X

Nelle figure seguenti si riportano la curva delle pressioni, l'andamento delle tensioni di compressione e degli angoli di scorrimento per l'analisi sismica in direzione -X.

- Curva delle Pressioni
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

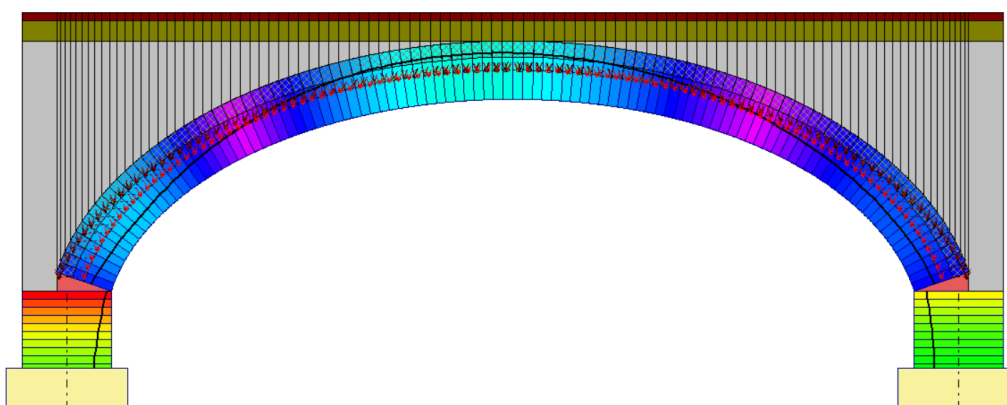


Figura 10-20 Analisi sismica -X: Curva delle pressioni

- Angoli di Scorrimento
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

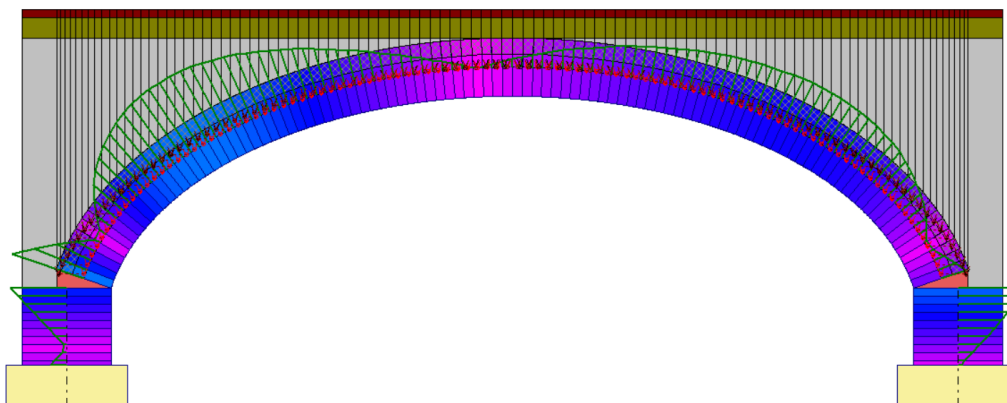


Figura 10-21 Analisi sismica -X: Angoli di scorrimento



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

- Tensioni di Compressione
- Condizione di Carico Elementare: 1 (7)
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.: 0.175 [molt.coll. dell'arco: 0.812]
- Arco ideale corrente: 1 (1)
- Passo di iterazione: max

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta
Volta STABILE - Verifica Soddisfatta

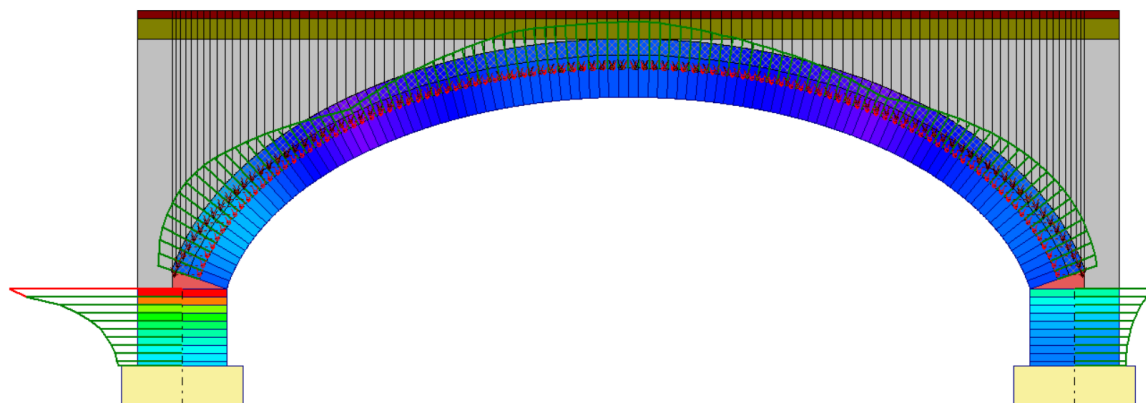


Figura 10-22 Analisi sismica -X: Tensioni di compressione



10.6 Riepilogo analisi sismica

Come riportato nella Figura 10-23 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.


 ANALISI SISMICA		Info Moltiplicatore orizzontale di collasso					
		minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				0.168	
		Struttura:	Timpano	Arco n°:	1	Verso:	- X
Moltiplicatori di collasso		Arco		Pied. Sx		Pied. Dx	
Tipo di Verifica		+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)		9.999	9.999	0.204	0.555	0.555	0.204
Attrito (Taglio nei giunti)		0.878	0.878	0.484	9.998	9.998	0.484
Compressione della muratura		1.514	1.514	0.175	0.530	0.530	0.175
Trazione dei rinforzi		0.812	0.812				
Verifica per SLV		Verifica Soddisfatta		ζ_E Indicatori di Rischio Sismico			
domanda: PGA,DLV = 0.266 g TR,DLV = 712 anni		PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV		TR,CLV / TR,DLV	
Arco		0.378	>=2475	1.422		3.476	
Piedritti		0.283	856	1.065		1.203	
Timpano		0.280	835	1.053		1.172	
Minimo		0.280	835	1.053		1.172	

Figura 10-23 Analisi sismica: rapporto di elaborazione

Nelle seguenti tabelle si riportano i moltiplicatori di collasso per i tipi di verifica eseguiti sia per l'arco che per le spalle.

Arco				
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione	Trazione dei rinforzi
+X	9.999	0.878	1.514	0.812
-X	9.999	0.878	1.514	0.812



Spalla Sx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.204	0.484	0.175
-X	0.555	9.998	0.530
Spalla Dx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.555	9.998	0.530
-X	0.204	0.484	0.175

Nella Tabella 10-4 si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	ζ_E
Arco	1.422
Spalle	1.065
Timpano	1.580
Minimo	1.065

Tabella 10-4 Indicatori di rischio sismico in termini di PGA

La leggera riduzione dell'indice di vulnerabilità delle spalle è dovuta all'incremento delle azioni conseguente all'aumento delle masse in gioco; per la valutazione dell'indice di vulnerabilità del timpano si è tenuto conto dell'incremento dovuto all'intonaco armato non implementato nel modello di calcolo.



10.7 Verifica unione Ancorata Post-Installata Acciaio-Cls

L'unione acciaio-cla viene realizzata impiegando 4 ancoranti chimici M16 e una piastra 250x250x15 mm.

Nella seguente tabella si riportano le proprietà della barriera:

$h_{barriera}$	altezza barriera	1.5	m
$i_{barriera}$	Interasse barriera integrata	2.25	m
$G_{barriera}$	peso barriera al metro lineare	0.50	kN/m

Nella seguente tabella si riporta l'analisi dei carichi.

Classe	classe acciaio da carpenteria	S235	-
f_{yk}	tensione di snervamento caratteristica	235	MPa
W_{pl}	modulo plastico del montante in acciaio	61.1	cm ³
M_{pl}	momento plastico del montante in acciaio calcolato con la resistenza caratteristica	14.36	kNm
h_{rinf}	altezza del piatto di rinforzo a base montante	15	cm
$s_{piastra}$	spessore della piastra di base del montante	1.5	cm
$h_{cordolo}$	altezza del cordolo (esclusa la soletta)	30	cm
h_{pav}	altezza pavimentazione stradale	20	cm
h_{cp}	altezza cerniera plastica dal piano stradale	26.5	cm
h_{urto}	altezza urto dal piano stradale	100	cm
F_{urto}	forza d'urto che produce lo snervamento del montante in acciaio	19.5	kN
M_{urto}	momento d'urto trasferito all'estradosso del cordolo dal montante in acciaio	17.6	kNm
V_{urto}	taglio orizzontale d'urto trasferito all'estradosso del cordolo dal montante in acciaio	19.5	kN
γ_{sr}	fattore di amplificazione delle azioni da urto per valutazione degli effetti sul supporto	1.50	-
$M_{urto,d}$	momento d'urto agente all'estradosso del cordolo per il progetto del supporto del montante in acciaio	26.4	kNm
$V_{urto,d}$	taglio orizzontale d'urto agente all'estradosso del cordolo per il progetto del supporto del montante in acciaio	29.3	kN
f_{urto}	azione d'urto al metro lineare	13.0	kN/m



Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni negli ancoranti.

Sollecitazioni nei tirafondi (fattorizzate e comprensive di non linearità)				
Condizione	Combinazione	Sforzo normale		Taglio
		kN		kN
		1, 2	3, 4	1, 2, 3, 4
Urto da strada verso ricettore	Eccezionale	compressi	70.33	7.33

Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

Proprietà degli ancoranti			
classe	classe degli ancoranti	8.8	[-]
f_{yk}	resistenza a snervamento caratteristica	640	[MPa]
f_{uk}	resistenza a rottura caratteristica	800	[MPa]
φ	diametro degli ancoranti	16	[mm]
Proprietà calcestruzzo del supporto			
R_{ck}	resistenza cubica caratteristica	35.00	[MPa]
f_{ck}	resistenza cilindrica caratteristica	28.00	[MPa]
f_{ctm}	resistenza media a trazione	2.77	[MPa]
f_{ctk}	resistenza caratteristica a trazione	1.94	[MPa]
aderenza	condizione di aderenza delle barre nel supporto	buona	[-]
f_{bk}	resistenza di aderenza caratteristica	4.36	[MPa]
γ_M	coefficiente parziale di sicurezza	1.00	[-]
f_{bd}	resistenza di aderenza di progetto	4.36	[MPa]
Proprietà Acciaio staffe nuove			
tipologia	tipologia dell'acciaio di rinforzo	B450C	[-]
f_{yk}	resistenza a snervamento caratteristica	450.00	[MPa]



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

Si riportano di seguito le verifiche associate alla singola tipologia di collasso.

Verifica a trazione: Failure of supplementary reinforcement			
Riferimenti: §7.2.1.9 UNI EN 1992-4:2018			
Steel failure			
d_{max}	distanza massima di efficacia delle barre di rinforzo dagli ancoranti esterni (0,75hef)	188	[mm]
i_{anc}	interasse dei tirafondi tesi	188	[mm]
L_{tot}	Lunghezza totale di supporto attraversata da rinforzi efficaci	563	[mm]
Passo staffe	passo delle staffe nuove (pos. A)	100	[mm]
n bracci	numero dei bracci di staffa nella zona efficace (pos. A)	1	[-]
n_{re}	numero di barre di rinforzo totali nella zona efficace (pos. A)	6	[-]
φ_{re}	diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	12	[mm]
A_{re}	area barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	113	A_{re}
N_{rk_re_anc}	resistenza a trazione caratteristica delle barre di rinforzo	305	N_{rk_re_anc}
γ_{Ms_re}	coefficiente parziale di sicurezza	1.00	γ_{Ms_re}
N_{rd_re_anc}	resistenza a trazione di progetto delle barre di rinforzo	305	N_{rd_re_anc}
N_{Ed_re}	azione di trazione del gruppo delle barre di rinforzo	141	N_{Ed_re}
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	2.17	C/D

Verifica a trazione: Failure of supplementary reinforcement			
Riferimenti: §7.2.1.9 UNI EN 1992-4:2018			
Anchorage failure			
d_{max}	distanza massima di efficacia delle barre di rinforzo dagli ancoranti esterni (0,75hef)	188	[mm]
i_{anc}	interasse dei tirafondi tesi	188	[mm]
L_{tot}	Lunghezza totale di supporto attraversata da rinforzi efficaci	563	[mm]
Passo staffe	passo delle staffe nuove (pos. A)	100	[mm]
n bracci	numero dei bracci di staffa nella zona efficace (pos. A)	1	[-]
n_{re}	numero di barre di rinforzo totali nella zona efficace (pos. A)	6	[-]
φ_{re}	diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	12	[mm]
φ_{re}	diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	12	[mm]
tipologia ancoraggio	tipologia ancoraggio barre	non uncinati	[-]
l_{eff_min}	lunghezza di ancoraggio minima	0	[mm]



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

l_1	lunghezza di ancoraggio	220	[mm]
α_1	fattore che tiene conto della forma delle barre	0.7	[-]
α_2	fattore che tiene conto del ricoprimento	0.7	[-]
$N_{rd_a}^0$	resistenza a trazione di progetto della singola barra ancorata (pos.A)	74	[kN]
N_{rd_a}	resistenza a trazione di progetto delle barre di rinforzo	442	[kN]
N_{Ed_re}	azione di trazione del gruppo delle barre di rinforzo	141	[kN]
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	3.15	[-]

Verifica a taglio: concrete pry-out failure

Riferimenti: §7.2.2.4 UNI EN 1992-4:2018

k_8	coefficiente che tiene conto della profondità dell'ancorante	2.0	[-]
N_{Rkc}	resistenza a trazione del gruppo di ancoranti caratteristica	305	[kN]
V_{Rkcp}	resistenza caratteristica a pry-out	458	[kN]
γ_{Mcp}	coefficiente parziale di sicurezza	1.20	[-]
V_{Rdcp}	resistenza di progetto a pry-out	382	[kN]
V_{Ed}	azione di taglio del gruppo delle barre di rinforzo	29	[kN]
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	13.03	[-]

Verifica a taglio: Failure of supplementary reinforcement

Riferimenti: §7.2.2.6 UNI EN 1992-4:2018

Steel failure

c	distanza del tassello dal bordo del supporto	31	[mm]
d_{max}	distanza massima di efficacia delle barre di rinforzo dagli ancoranti esterni (0,75c1)	23	[mm]
i_{anc}	interasse dei tirafondi tesi	188	[mm]
L_{tot}	Lunghezza totale di supporto attraversata da rinforzi efficaci	234	[mm]
Passo staffe	passo delle staffe nuove (pos. A)	100	[mm]
n bracci	numero dei bracci di staffa nella zona efficace (pos. A)	1	[-]
n_{re}	numero di barre di rinforzo totali nella zona efficace (pos. A)	2	[-]
φ_{re}	diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	12	[mm]
A_{re}	area barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	113	[mm ²]
k₁₀	coefficiente che tiene conto dell'efficienza del tipo di rinforzo	0.5	[-]
N_{rk_re_anc}	resistenza a trazione caratteristica delle barre di rinforzo ancorate completamente	72	[kN]
γ_{Ms_re}	coefficiente parziale di sicurezza	1.00	[-]



COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI
Relazione di verifica Ponte Via Zaccarelli - Stato di Fatto e di Progetto

N_{rd,re}	resistenza a trazione di progetto delle barre di rinforzo	72	[kN]
V_{Ed,re}	azione di taglio del gruppo delle barre di rinforzo	15	[kN]
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	4.9	[-]

Verifica a taglio: Failure of supplementary reinforcement			
Riferimenti: §7.2.2.6 UNI EN 1992-4:2018			
Anchorage failure			
c	distanza del tassello dal bordo del supporto	31	[mm]
d_{max}	distanza massima di efficacia delle barre di rinforzo dagli ancoranti esterni (0,75c1)	23	[mm]
i_{anc}	interasse dei tirafondi tesi	188	[mm]
L_{tot}	Lunghezza totale di supporto attraversata da rinforzi efficaci	234	[mm]
Passo staffe	passo delle staffe nuove (pos. A)	100	[mm]
n bracci	numero dei bracci di staffa nella zona efficace (pos. A)	1	[-]
n_{re}	numero di barre di rinforzo totali nella zona efficace (pos. A)	2	[-]
Φ_{re}	diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max φ16)	12	[mm]
l_{eff,min}	lunghezza di ancoraggio minima	48	[mm]
l₁	lunghezza di ancoraggio	44	[mm]
α₁	fattore che tiene conto della forma delle barre	0.7	[-]
α₂	fattore che tiene conto del ricoprimento	0.7	[-]
N⁰_{rd,a}	resistenza a trazione di progetto della singola barra ancorata (esistente)	0	[kN]
N⁰_{rd,a}	resistenza a trazione di progetto della singola barra ancorata (pos. A)	15	[kN]
N_{rd,a}	resistenza a trazione di progetto totale delle barre di rinforzo	29	[kN]
V_{Ed,re}	azione di taglio del gruppo delle barre di rinforzo	15	[kN]
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	2.00	[-]



Verifica combinata taglio-trazione: Steel Failure of fastener

Riferimenti: §7.2.3.1 UNI EN 1992-4:2018

N_{Rds}	resistenza di progetto a rottura dell'ancorante	96	[kN]
N_{Ed}	Trazione massima dell'ancorante	70	[kN]
V_{Rds}	resistenza di progetto a rottura dell'ancorante	38	[kN]
V_{Ed}	Trazione massima dell'ancorante	7	[kN]
C/D	Rapporto capacità domanda	1.74	[-]

Verifica combinata taglio-trazione: Failure modes other than steel failure

Riferimenti: §7.2.3.1 UNI EN 1992-4:2018

N_{Rdl}	resistenza di progetto a trazione minima degli altri meccanismi	305	[kN]
N_{Ed}	Trazione massima dell'ancorante	141	[kN]
V_{Rdl}	resistenza di progetto a taglio minima degli altri meccanismi	29	[kN]
V_{Ed}	Trazione massima dell'ancorante	15	[kN]
C/D	Rapporto Capacità/Domanda	1.50	[-]