



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-ClS | 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.

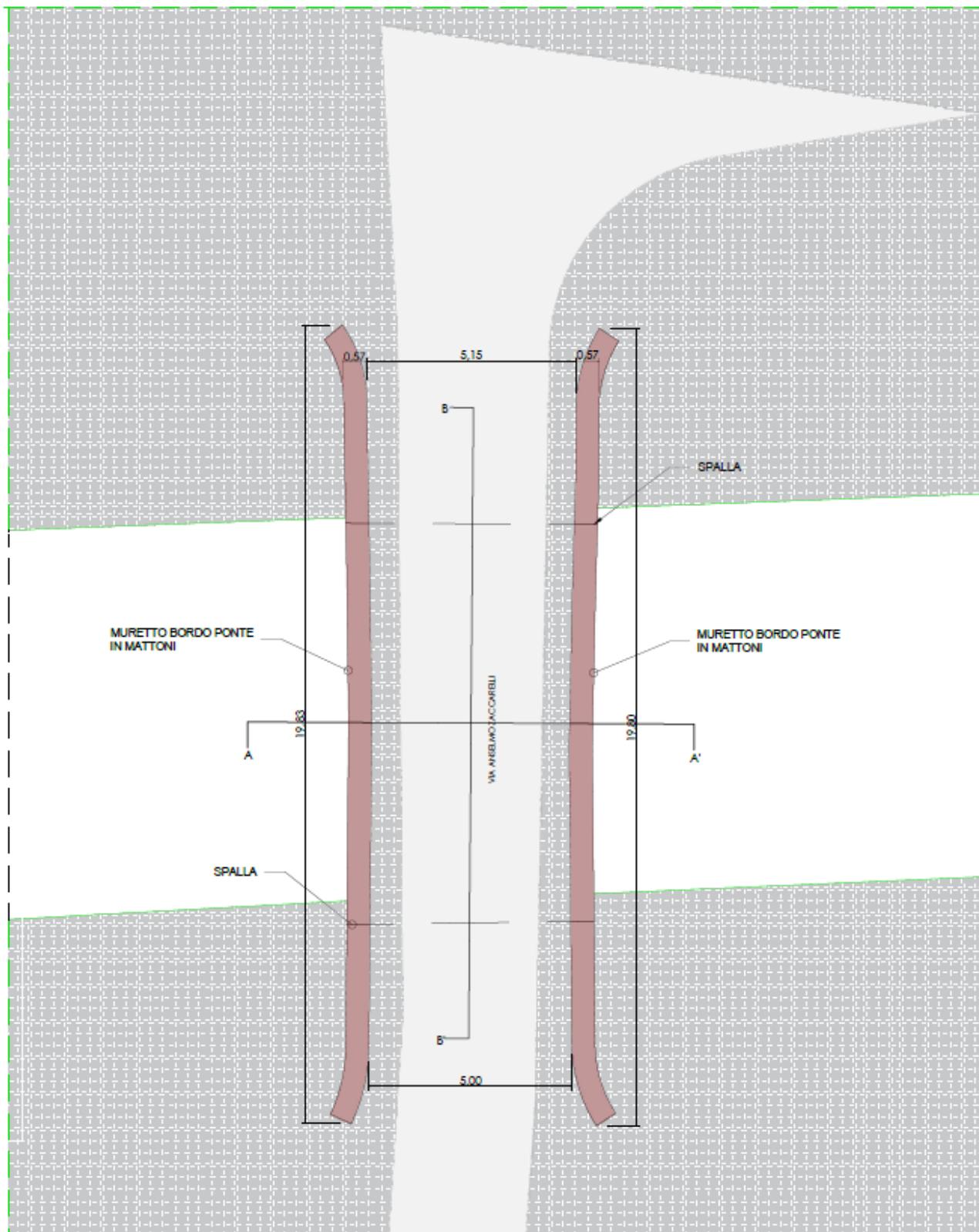




Figura 3-1 Pianta



Figura 3-2 Vista ponte arco



Figura 3-3 Vista frontale

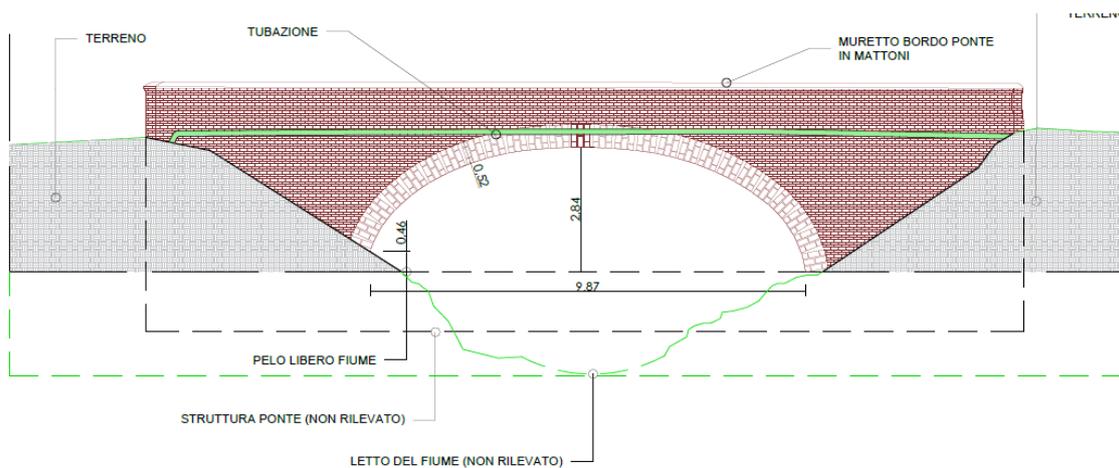


Figura 3-4 Prospetto NORD

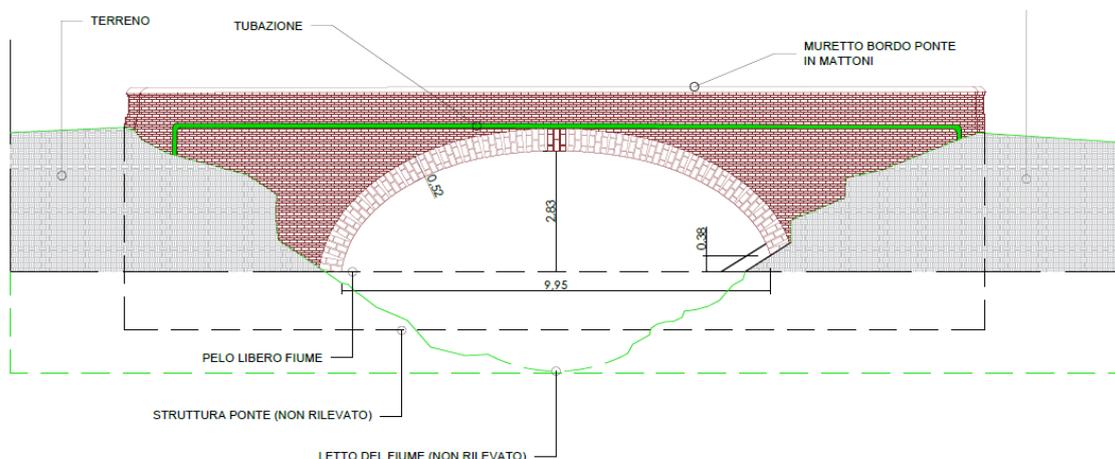


Figura 3-5 Prospetto SUD

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) | V _{seq(0-30)} | 194 m/s |
|-------------|------------|-------|----------|----------|------------------------|---------|
| | | | | | | |
| 1 | 0.00 | 3.30 | 3.30 | 130.00 | Suolo | C |
| 2 | 3.30 | 8.90 | 5.60 | 150.00 | | |
| 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 Pesì 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:

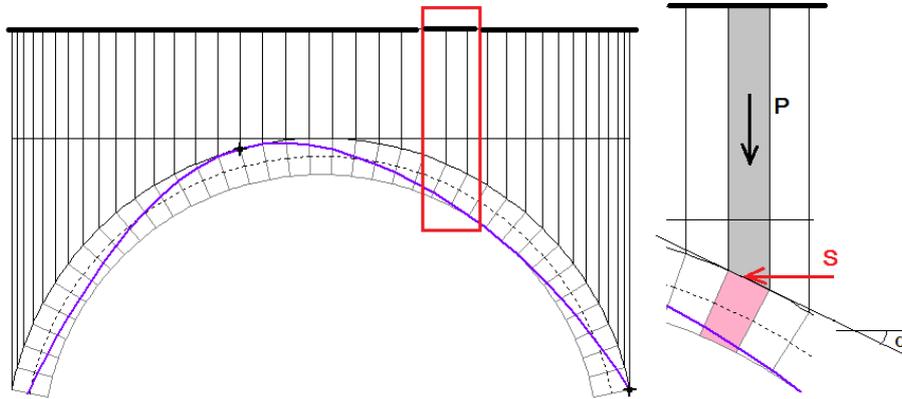
$$\sigma(z) = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

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.

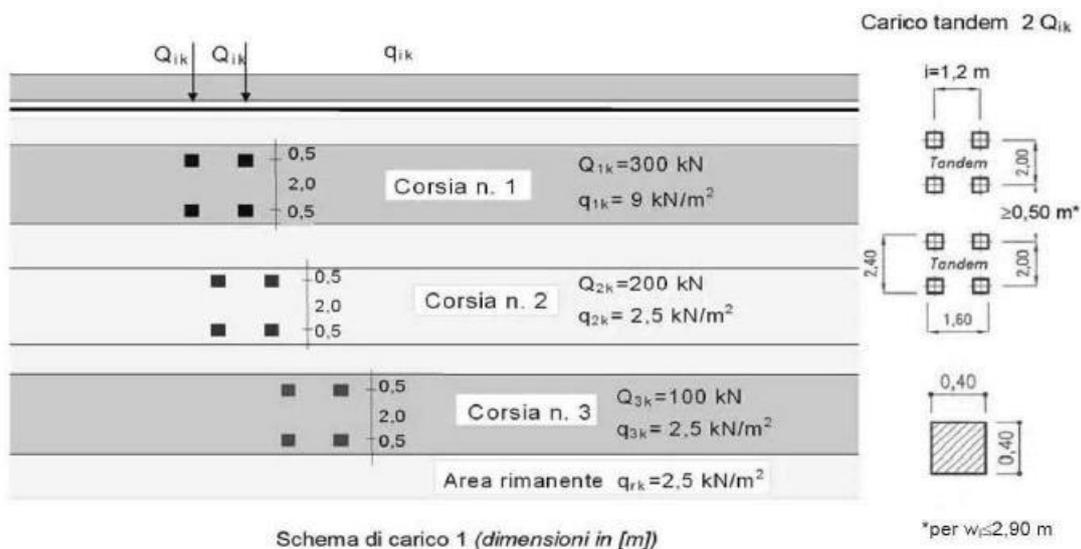


Figura 5-1 Schemi di carico su ponte stradale secondo D.M. 17.01.2018

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/m ²] |
|-----------------|---------------------------|-------------------------------|
| 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:

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

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:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

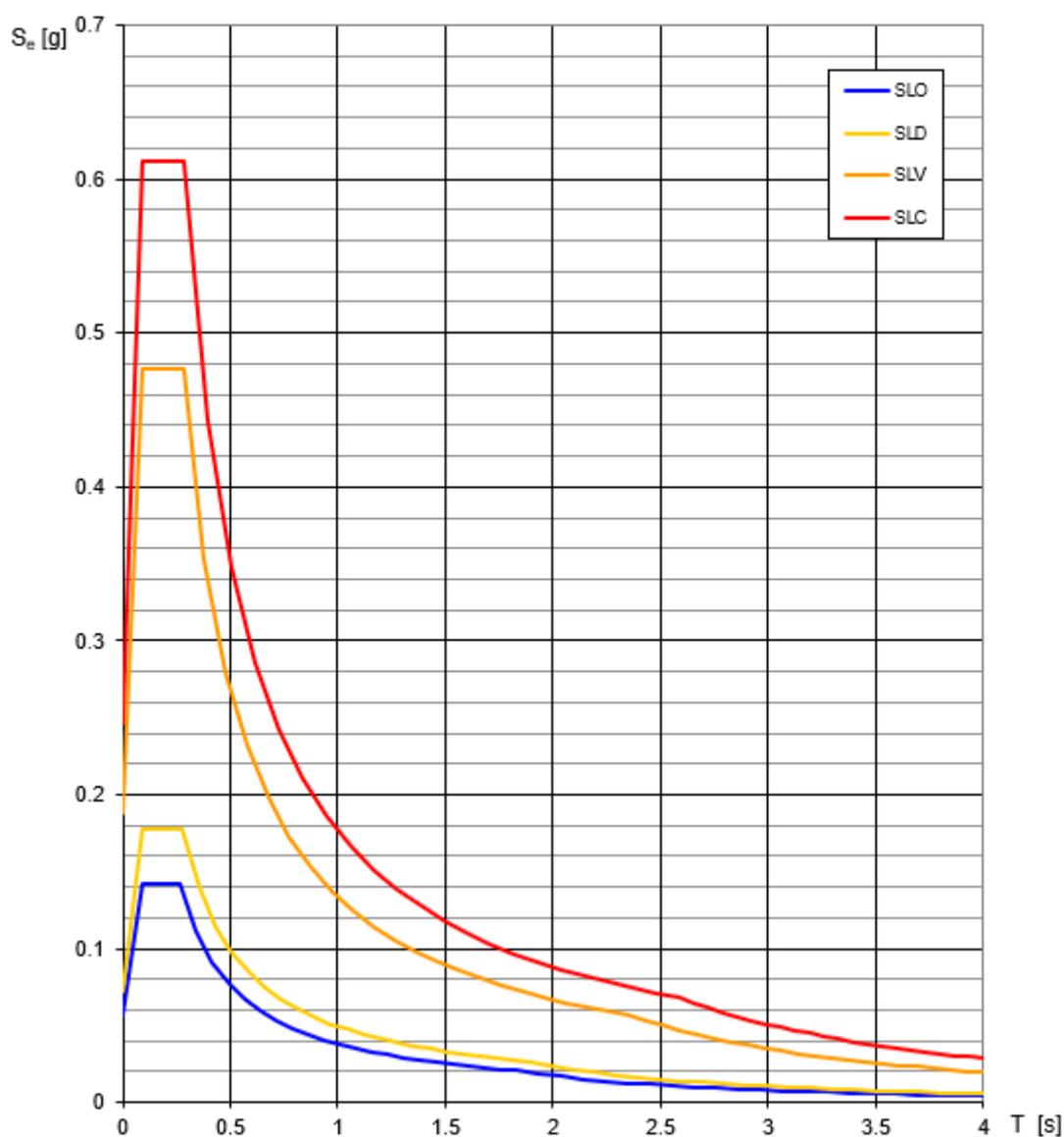


Figura 5-3 Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



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 rin fianchi 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 | Permanenti Carichi distribuiti q_{ik} Carichi concentrati Q_{ik} Spinta passiva destra | 1.00 | 1.35 | 1.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | Permanenti 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 | Permanenti 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.

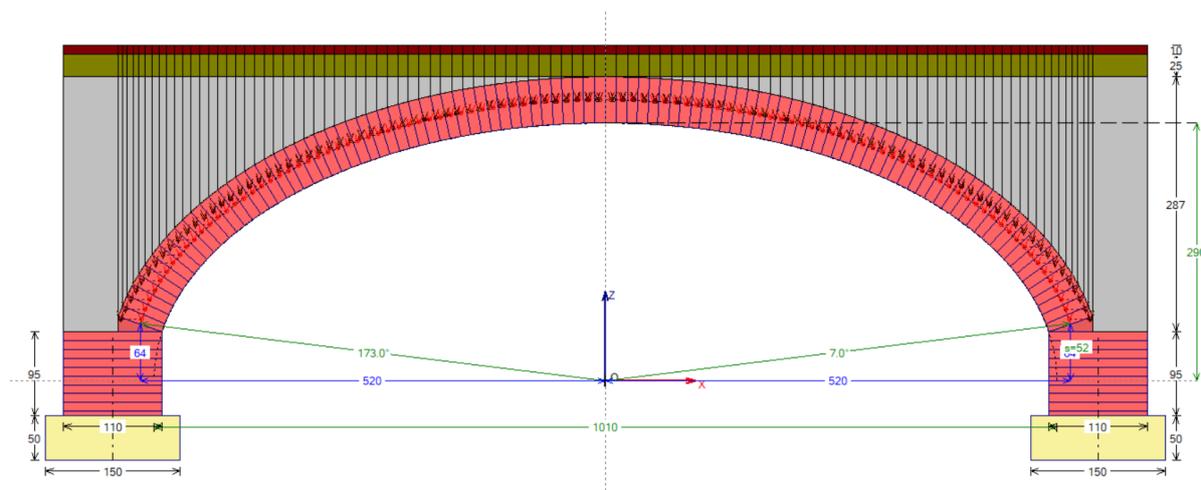


Figura 6-1 Prospetto del ponte

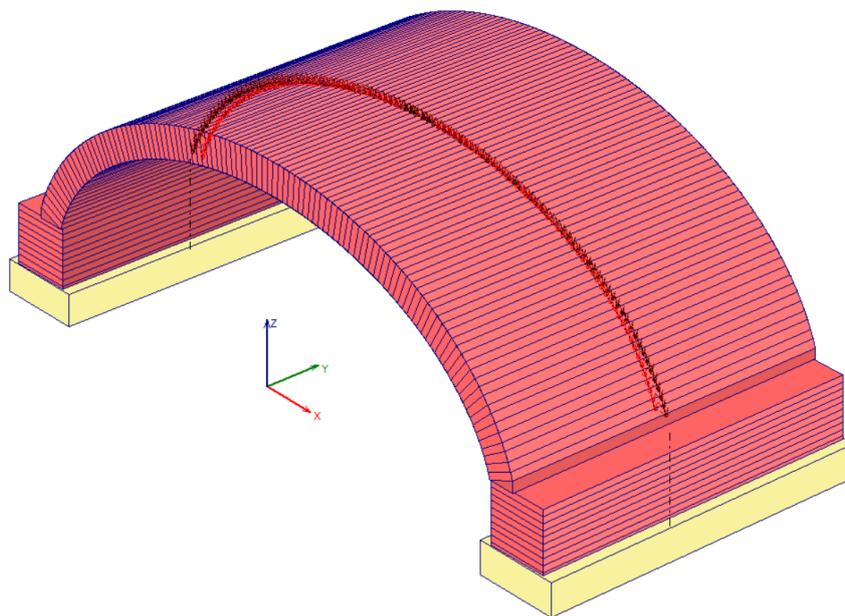


Figura 6-2 Vista assonometrica del modello di calcolo

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, [2.5.1] 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

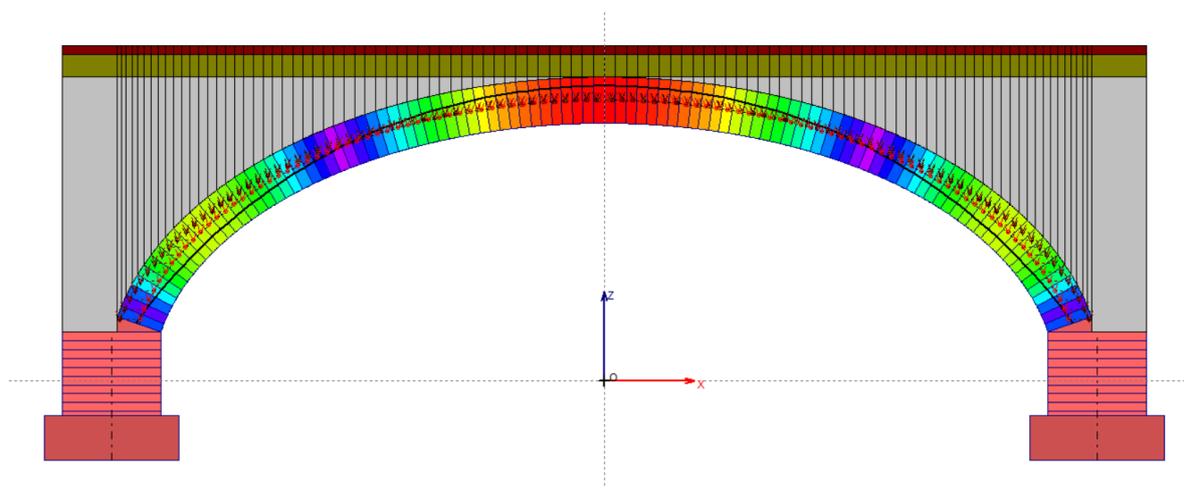


Figura 7-1 CCC 1: Curva delle pressioni

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

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

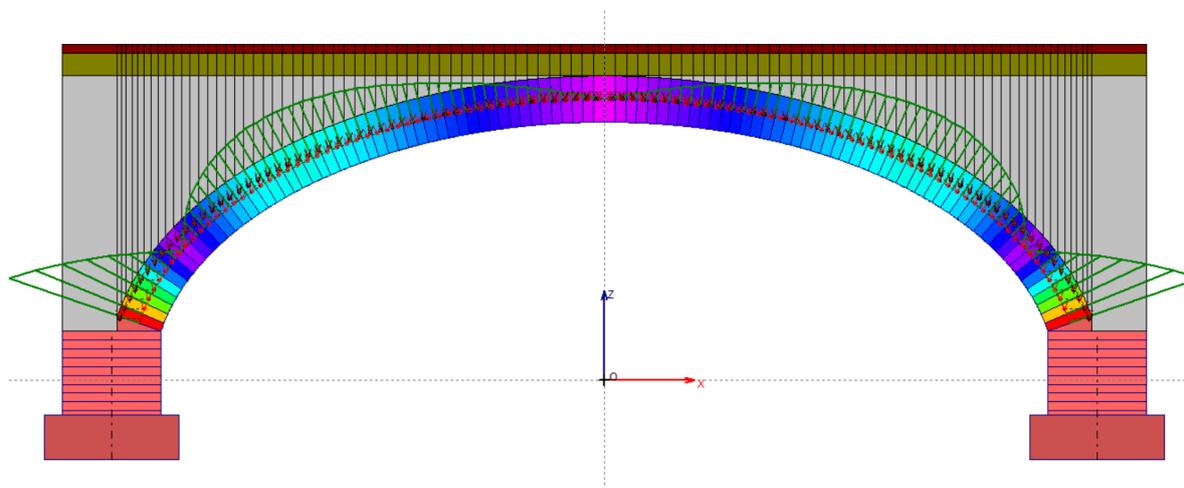


Figura 7-2 CCC 1: Angoli di scorrimento

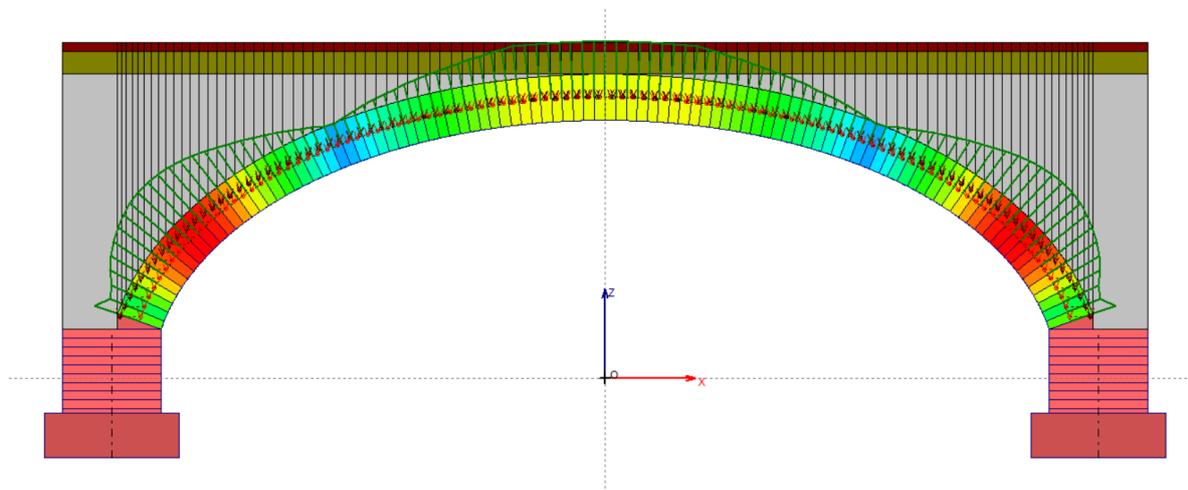


Figura 7-3 CCC 1: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | |
|---|------|---|----------|
| ANALISI STATICA | | | |
| CCC 1 (3) Verifica Soddisfatta | | 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) | 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

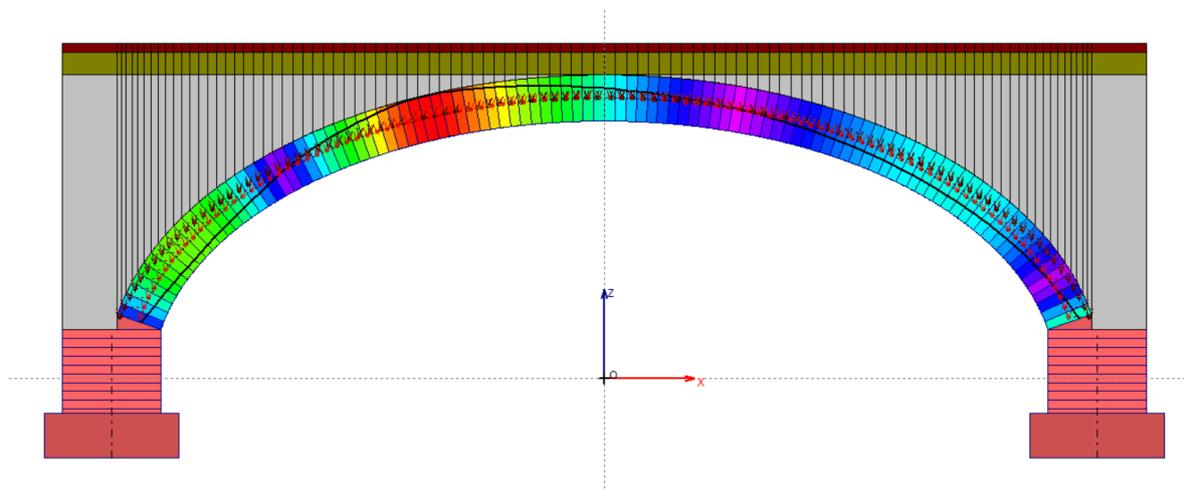


Figura 7-5 CCC 2: Curva delle pressioni

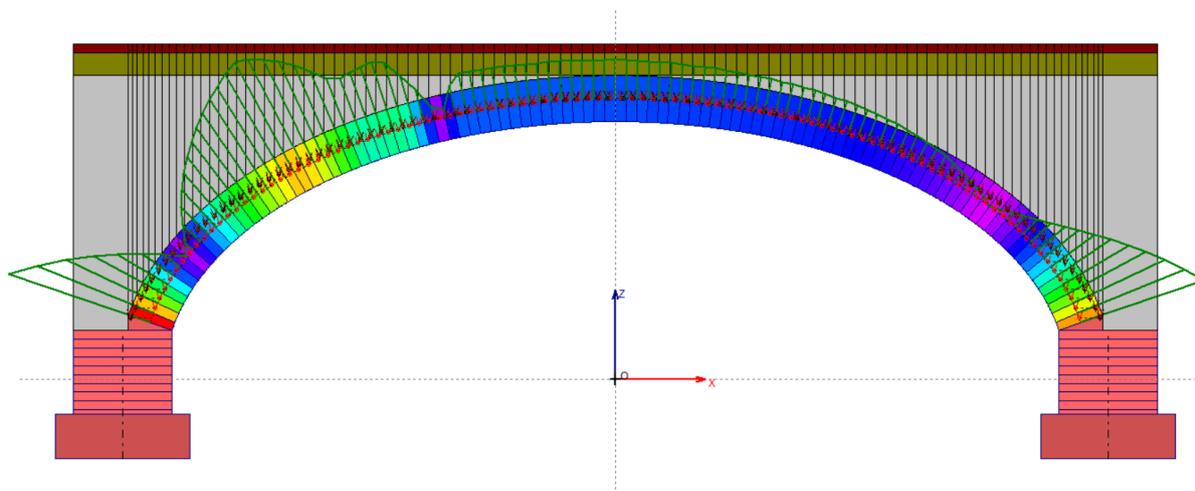


Figura 7-6 CCC 2: Andamento degli angoli scorrimento

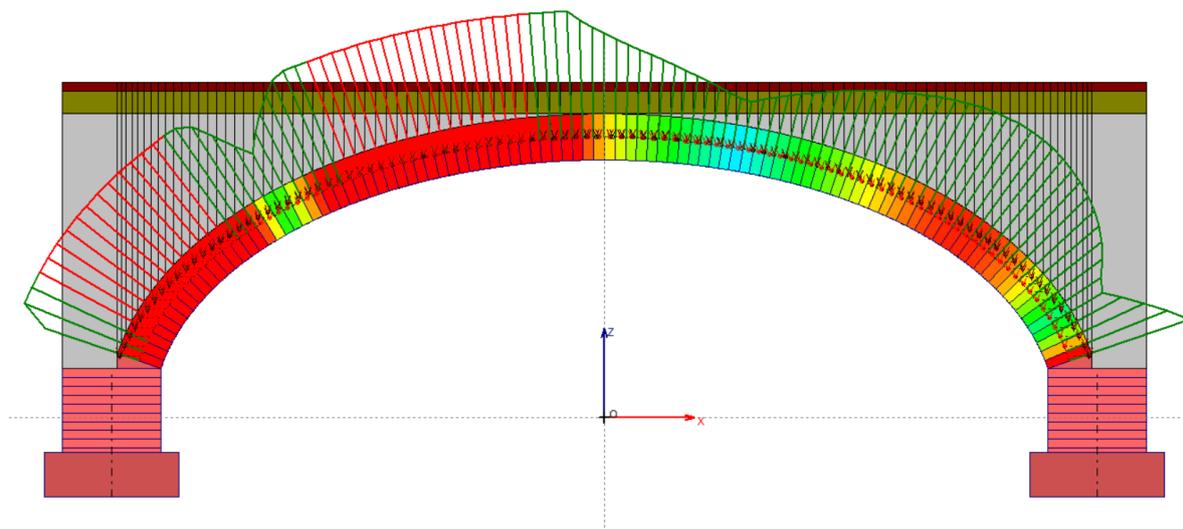


Figura 7-7 CCC 2: Andamento delle tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | | |
|--|--|--|--------------|---|
| ANALISI STATICA | | Info Moltiplicatore verticale di collasso | | |
| CCC 2 (3) | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 0.463 | |
| Verifica NON Soddisfatta | 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

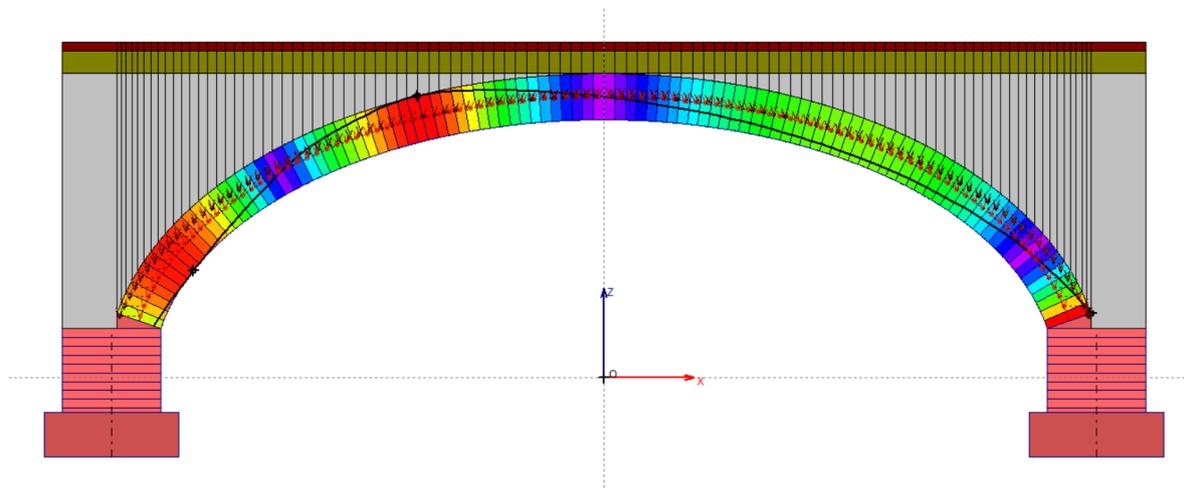


Figura 7-9 CCC 3: Curva delle pressioni

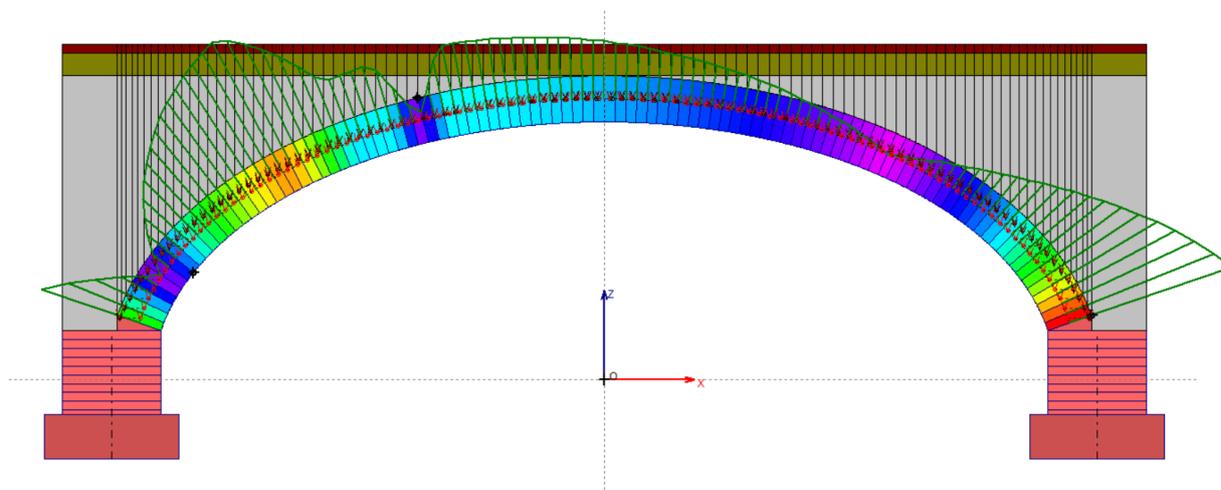


Figura 7-10 CCC 3: Angoli di scorrimento

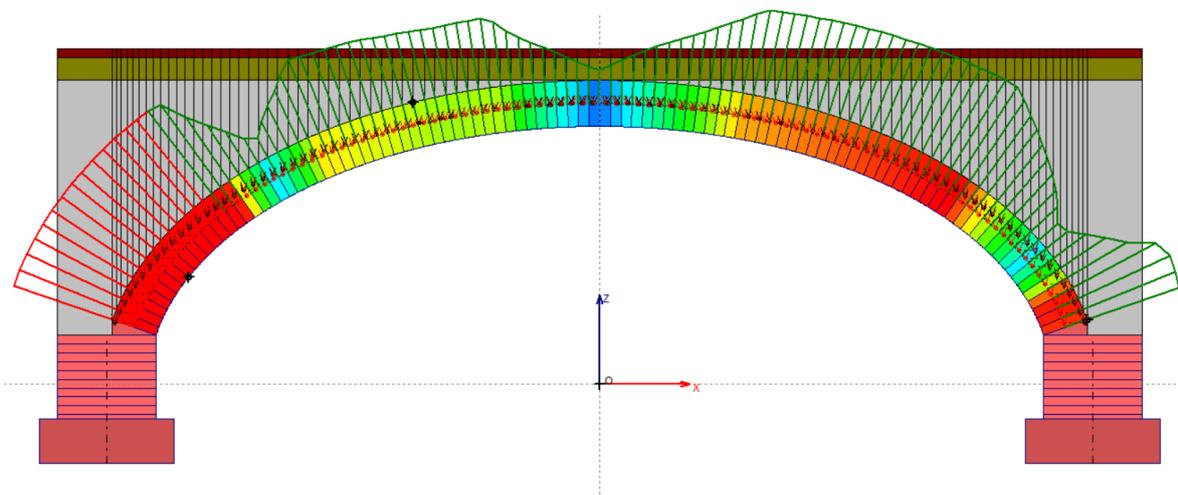


Figura 7-11 CCC 3: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | | |
|--|-------|--|----------|----------------------|
| ANALISI STATICA | | Info Moltiplicatore verticale di collasso | | |
| CCC 3 (3) | | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 0.463 |
| Verifica NON Soddisfatta | | 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}

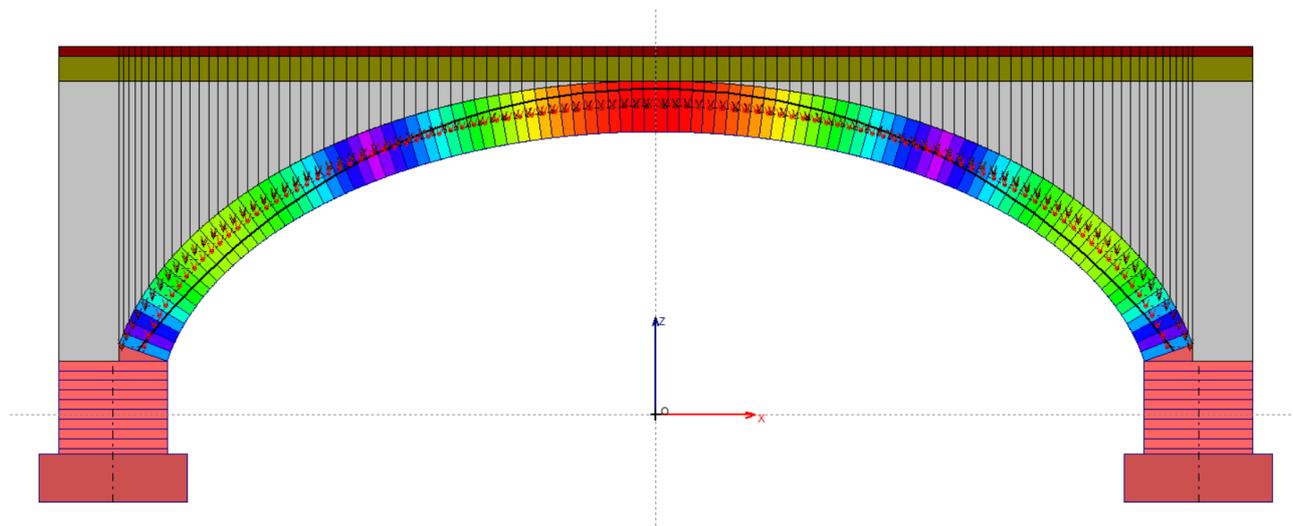


Figura 7-13 CCC 4: Curva delle pressioni

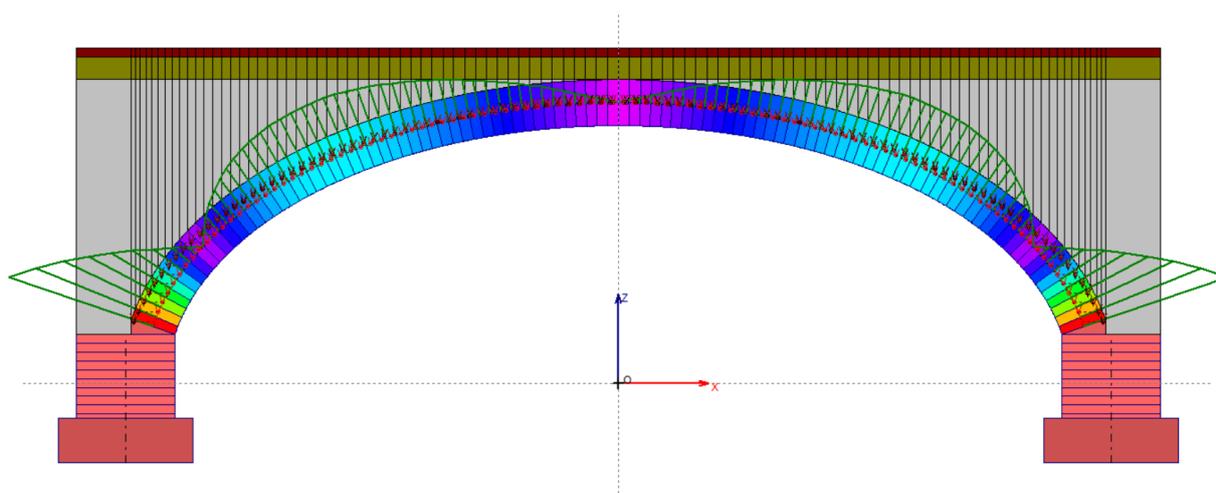


Figura 7-14 CCC 4: Angoli di scorrimento

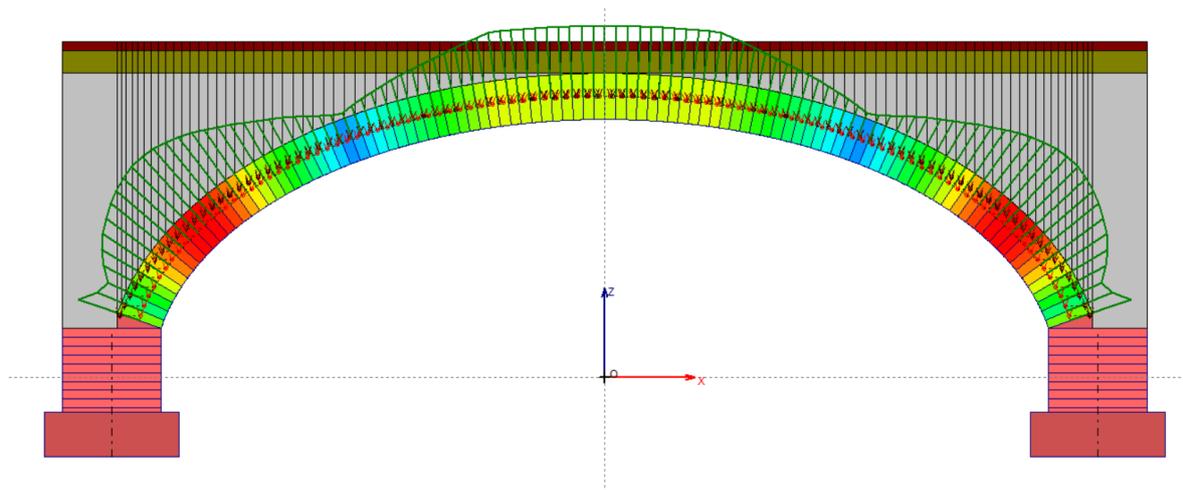


Figura 7-15 CCC 4: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | | | |
|--|-------|--|----------|--------------|---|
| ANALISI STATICA | | | | | |
| CCC 4 (4) | | Info 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) | >> 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.

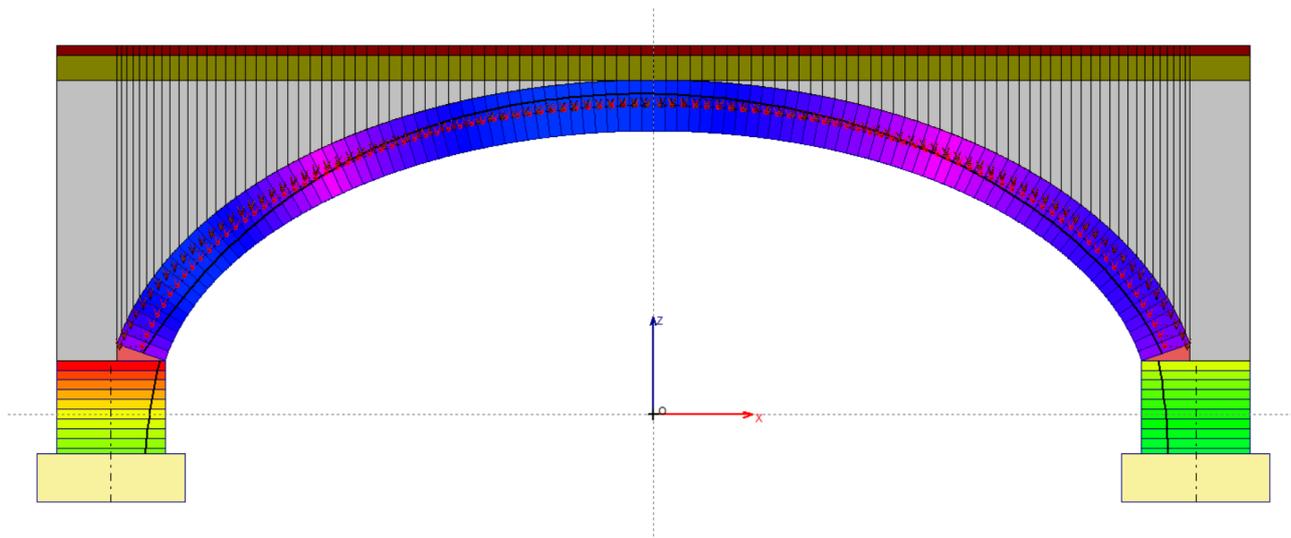


Figura 7-17 Analisi sismica +X: Curva delle pressioni

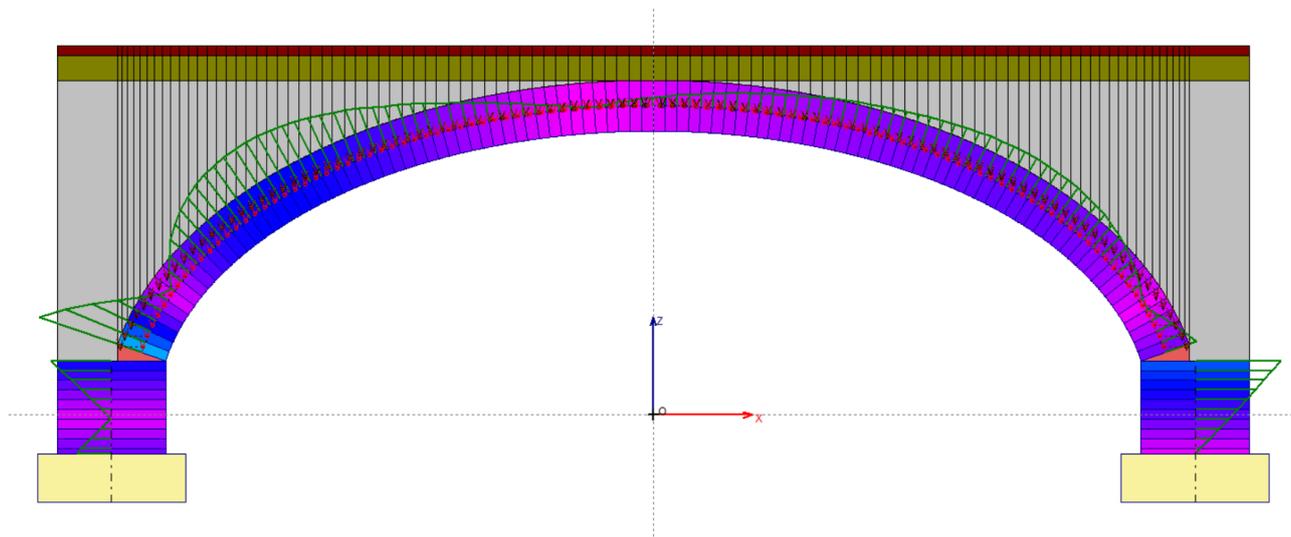


Figura 7-18 Analisi sismica +X: Andamento degli angoli di scorrimento

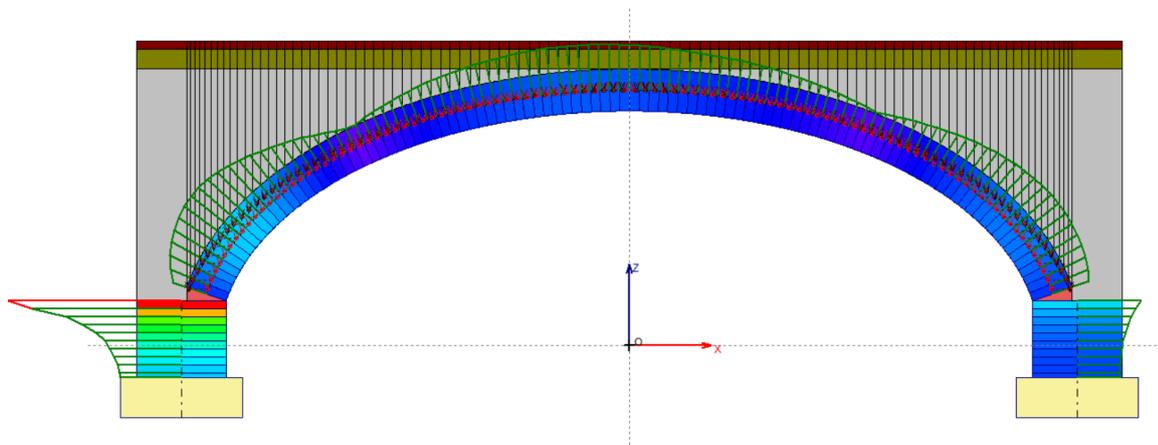


Figura 7-19 Analisi sismica +X: Andamento delle tensioni di compressione



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.

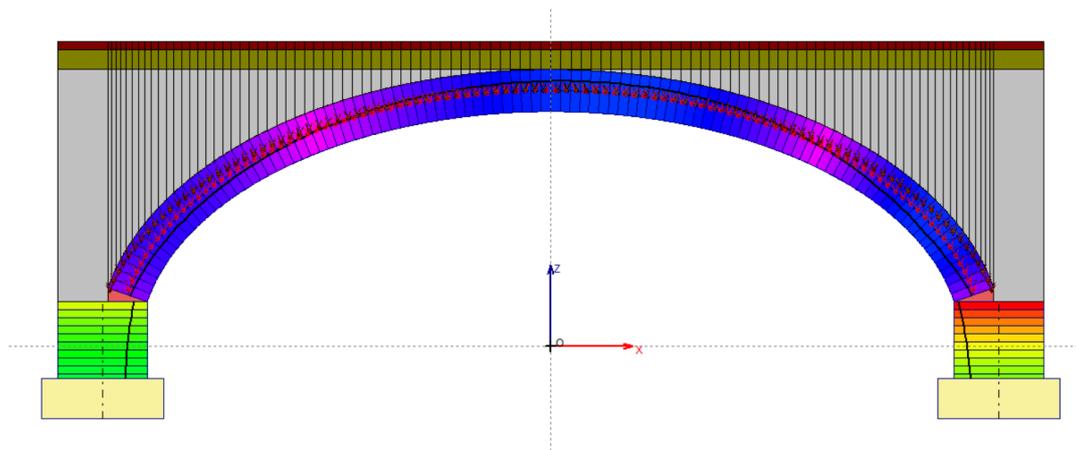


Figura 7-20 Analisi sismica -X: Curva delle pressioni

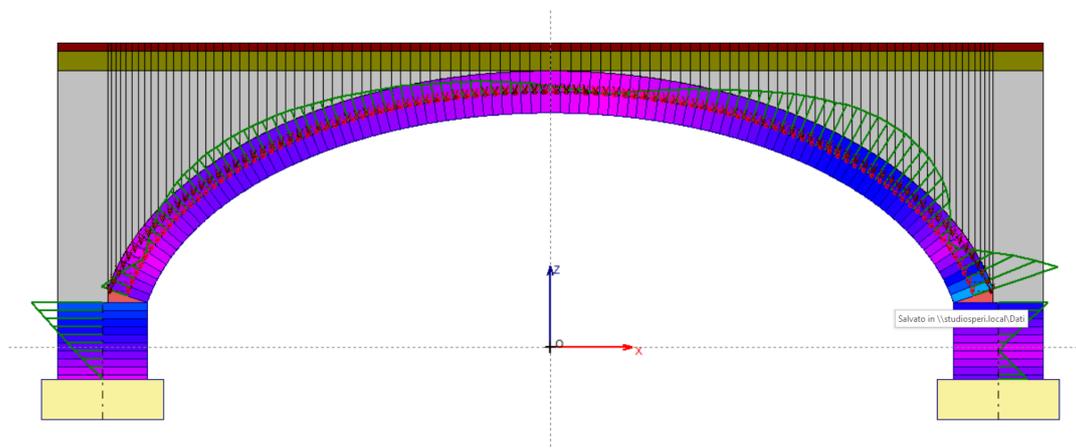


Figura 7-21 Analisi sismica -X: Andamento degli angoli di scorrimento

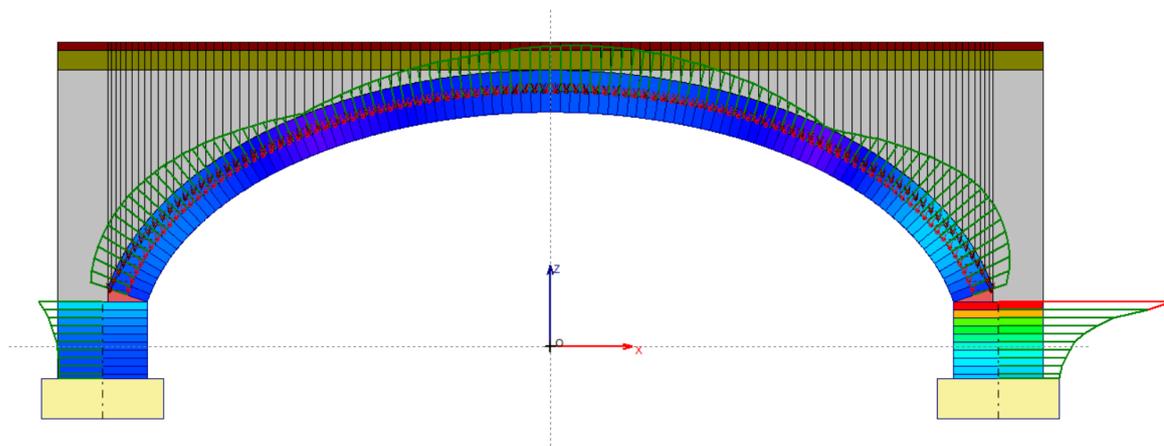


Figura 7-22 Analisi sismica -X: Andamento delle tensioni di compressione



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 | | Timpano |
| 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 | |
| | | | | target = 0.800 | | | |
| 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

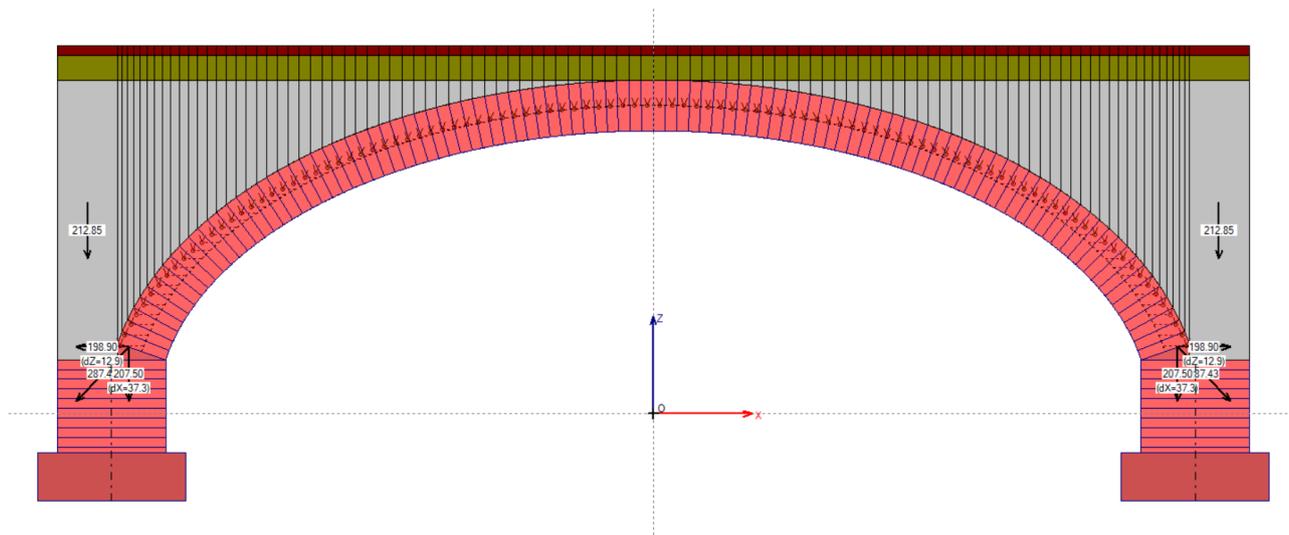


Figura 8-1 Azioni alle imposte: sottofondo e pavimentazione

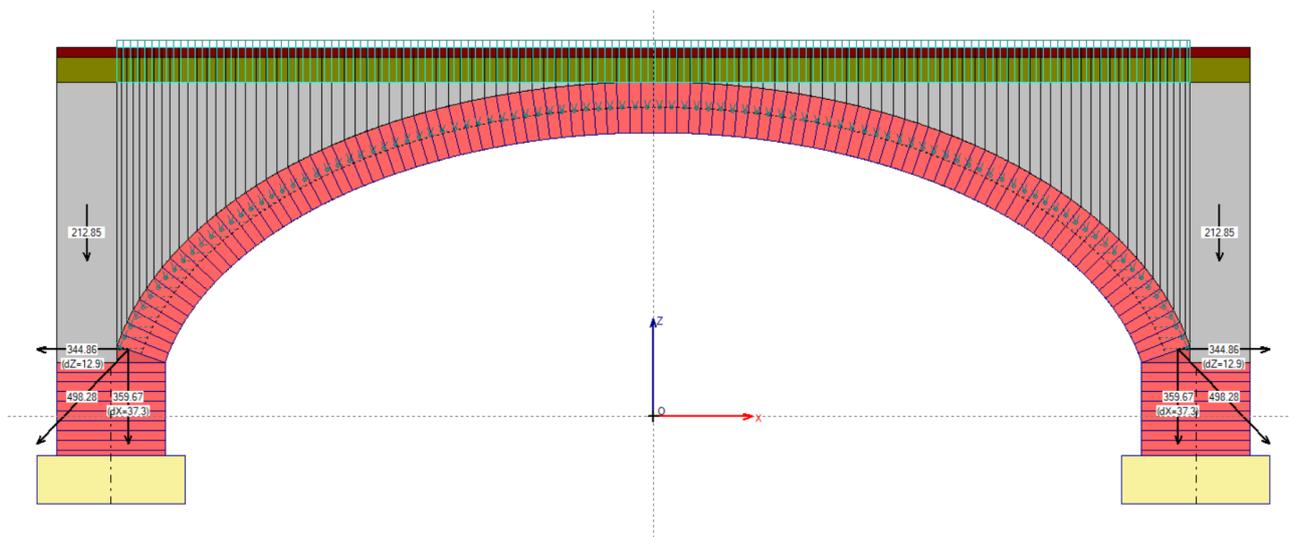


Figura 8-2 Azioni alle imposte: sottofondo, pavimentazione e carico distribuito q_{1k}



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 Stipatura 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 cucii e scucii 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

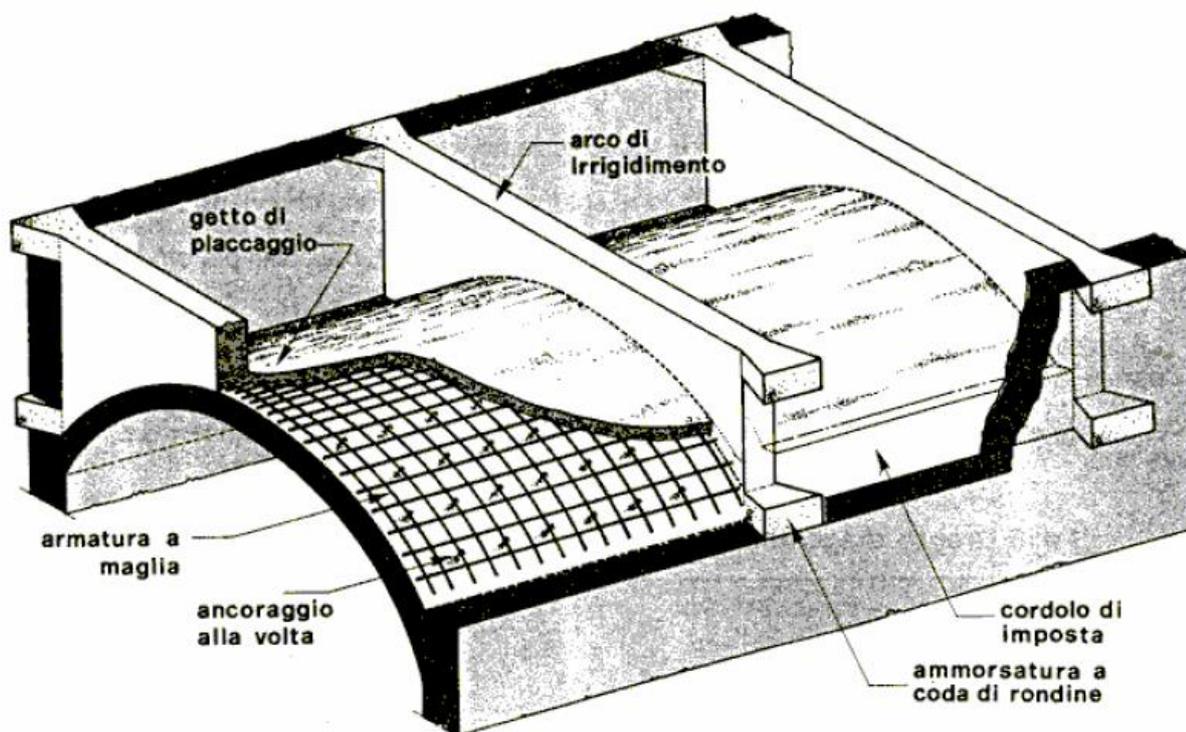


Figura 9-3 Consolidamento con cappa superiore armata

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.

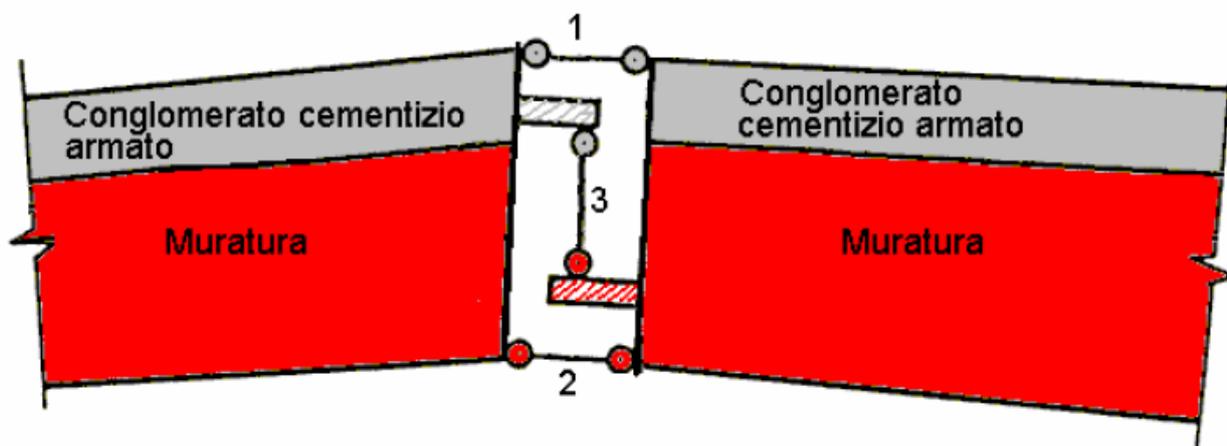
La cappa ha la funzione di aumentare la sezione resistente della struttura e di dare alla struttura finale (arco in muratura + arco in calcestruzzo sovrastante collaborante) la capacità di resistenza a trazione in corrispondenza dell'estradosso.



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

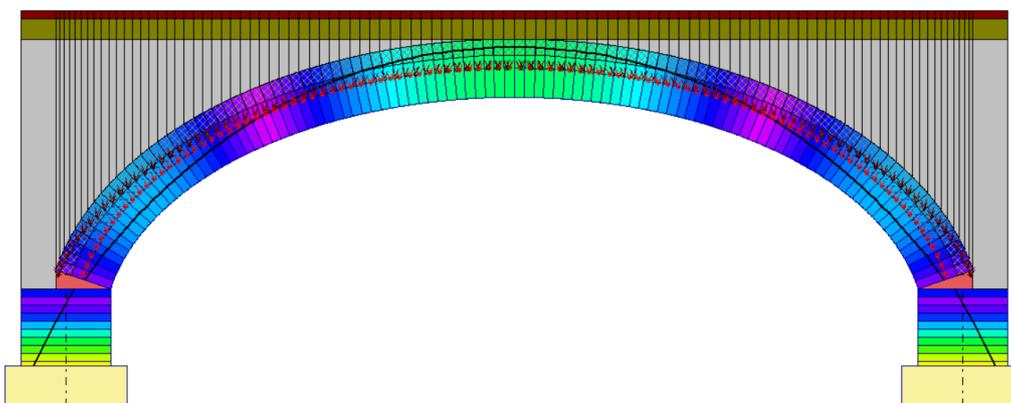


Figura 10-1 CCC 1: Curva delle pressioni



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 kN
T = -749 kN
M = -576 kNm
ecc. = -37.7 cm [Lx / 4.0]
zona reagente = 112 cm

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

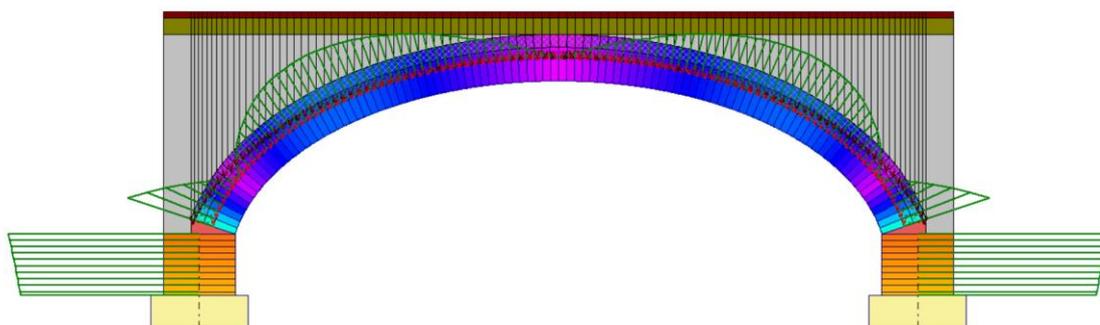


Figura 10-2 CCC 1: Angoli di scorrimento

- 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

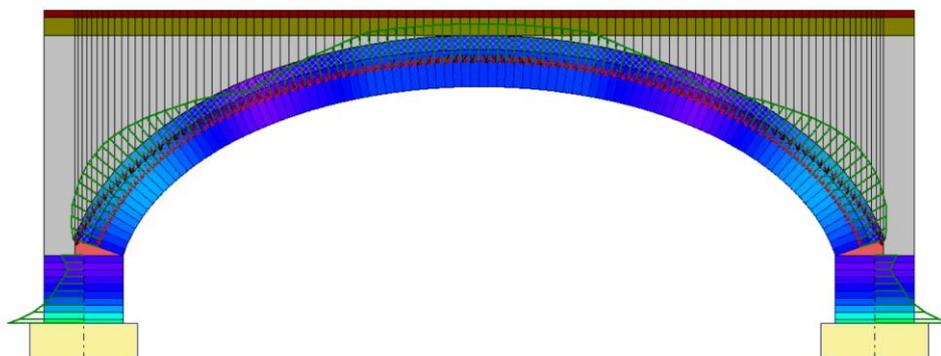


Figura 10-3 CCC 1: Tensioni di compressione



| Arco Ideale: 1 (1) | | | | |
|--|------|--|----------|--------------|
| III ANALISI STATICA | | Moltiplicatore verticale di collasso | | |
| CCC 1 (3) | | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 1.011 |
| Verifica Soddisfatta | | 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

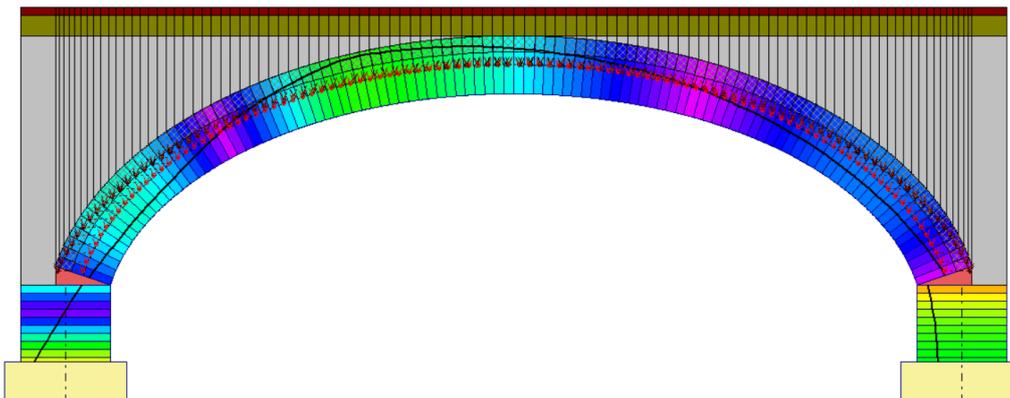


Figura 10-5 CCC 2: Curva delle pressioni

- 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

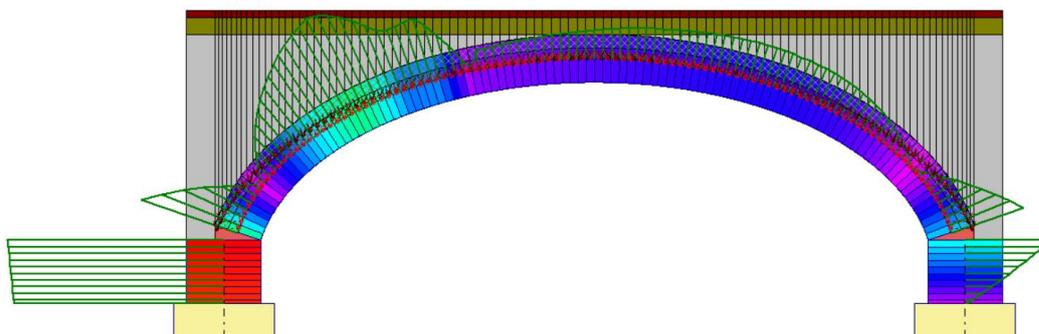


Figura 10-6 CCC 2: Angoli di scorrimento



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

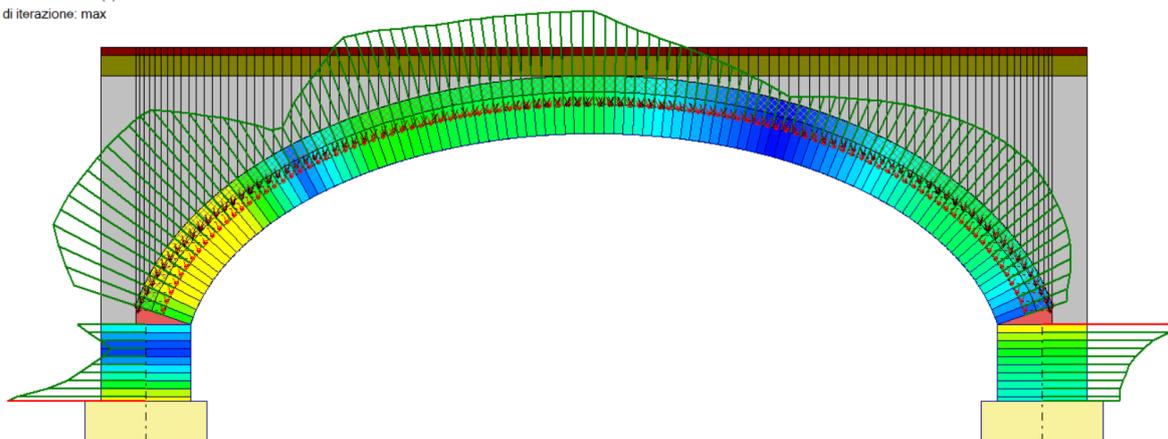


Figura 10-7 CCC 2: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | |
|--|--|--|----------------------|
| ANALISI STATICA | | Info Moltiplicatore verticale di collasso | |
| CCC 2 (3) | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 1.011 |
| Verifica Soddisfatta | Struttura: | Arco | Arco n°: 1 CCC n°: 2 |
| 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

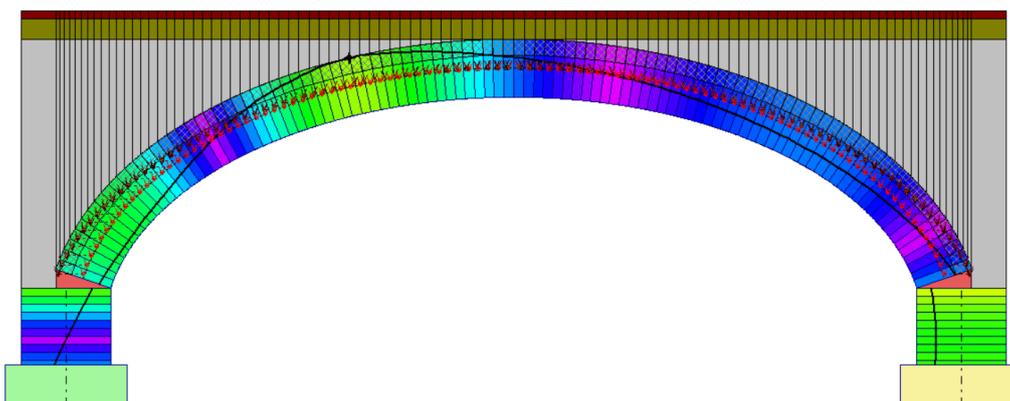


Figura 10-9 CCC 3: Curva delle pressioni

- 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

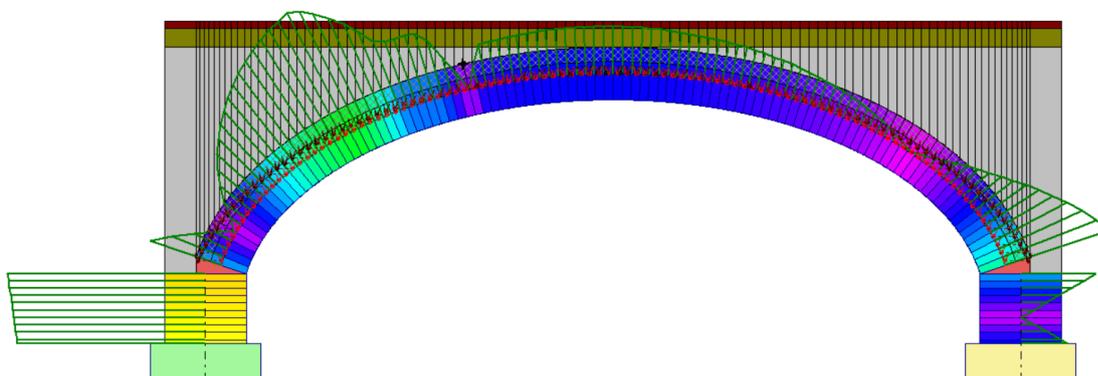


Figura 10-10 CCC 3: Angoli di scorrimento



- 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

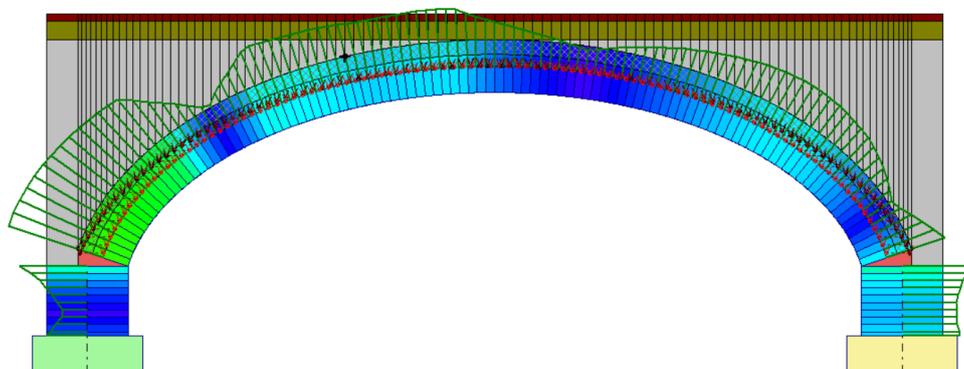


Figura 10-11 CCC 3: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | | |
|--|--|--|--------------|-----------|
| ANALISI STATICA | | Info Moltiplicatore verticale di collasso | | |
| CCC 3 (3) | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 1.011 | |
| Verifica Soddisfatta | 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}

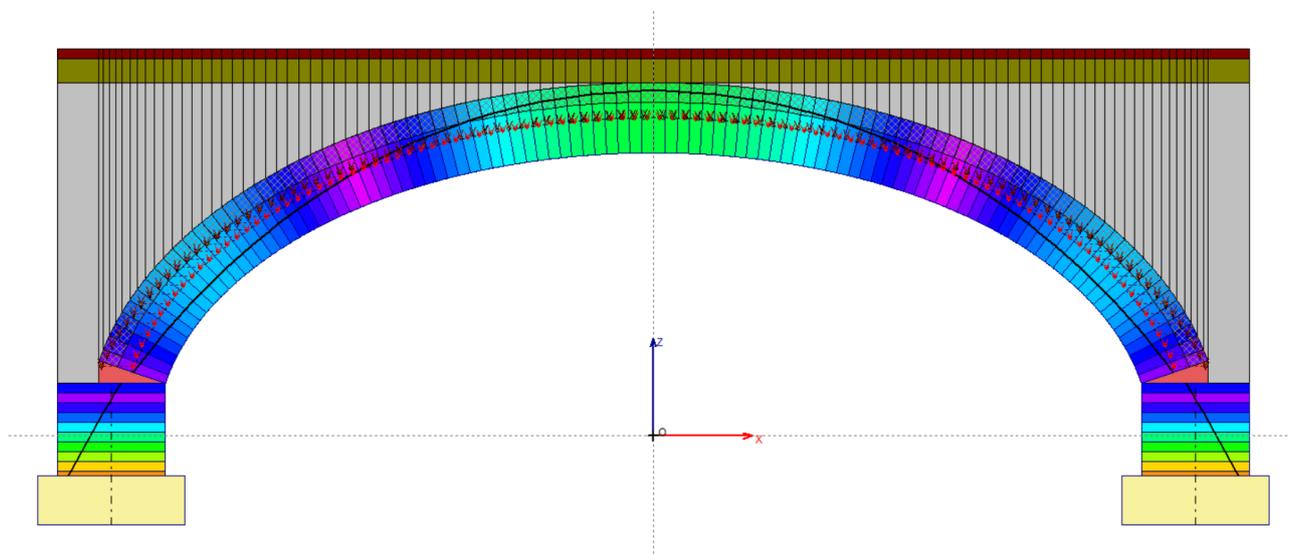


Figura 10-13 CCC 4: Curva delle pressioni

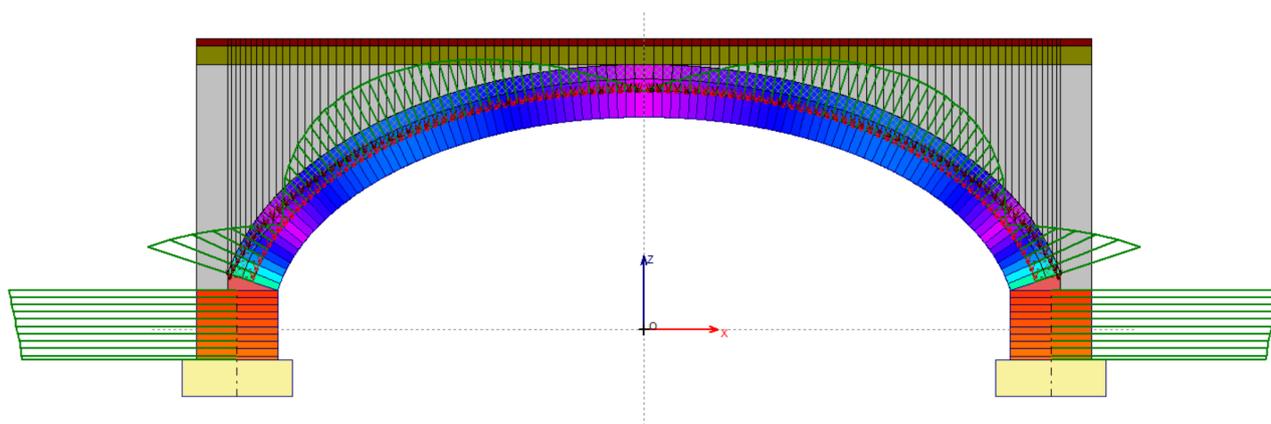


Figura 10-14 CCC 4: Angoli di scorrimento

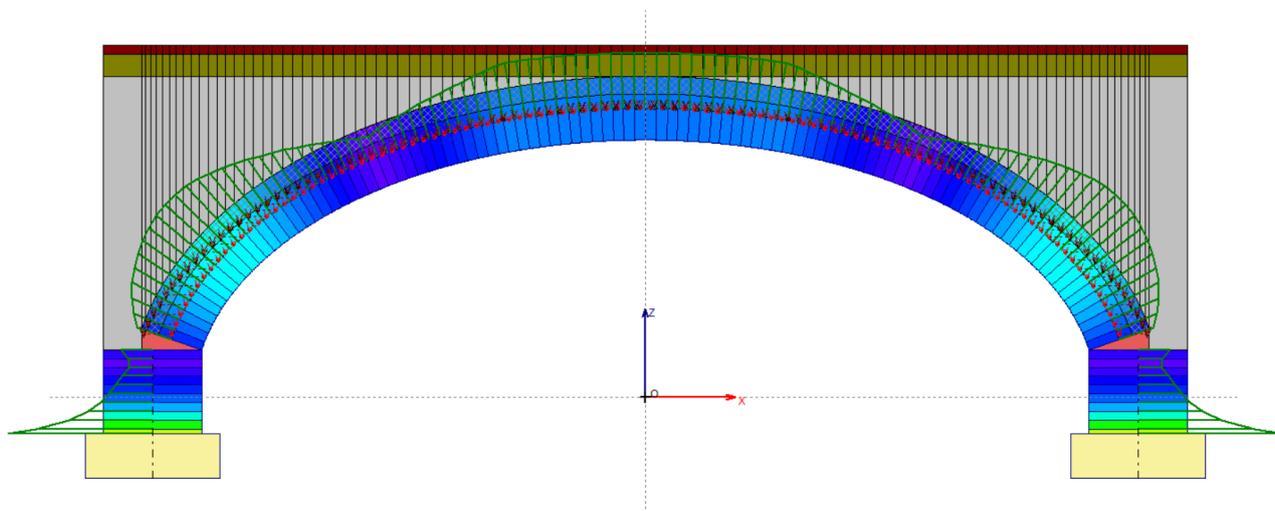


Figura 10-15 CCC 4: Tensioni di compressione

| Arco Ideale: 1 (1) | | | | |
|--|-------|--|----------|--------------|
| ANALISI STATICA | | Info Moltiplicatore verticale di collasso | | |
| CCC 4 (4) | | minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : | | 1.011 |
| Verifica Soddisfatta | | 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

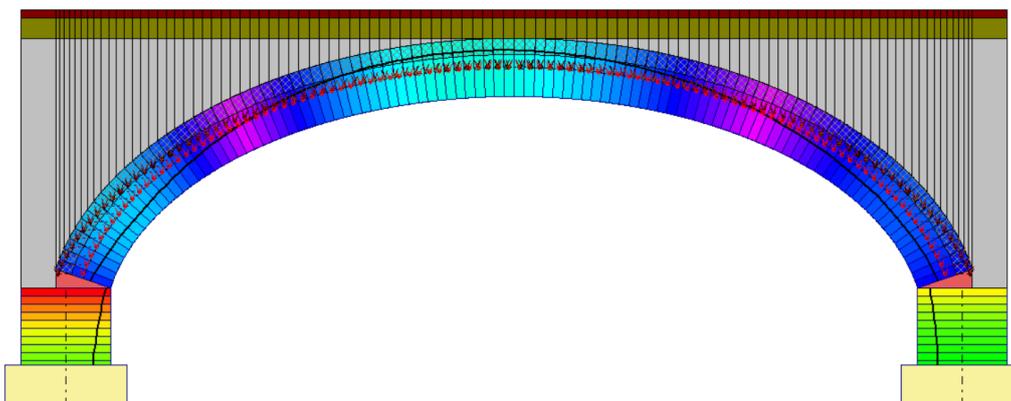


Figura 10-17 Analisi sismica +X: Curva delle pressioni

- 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

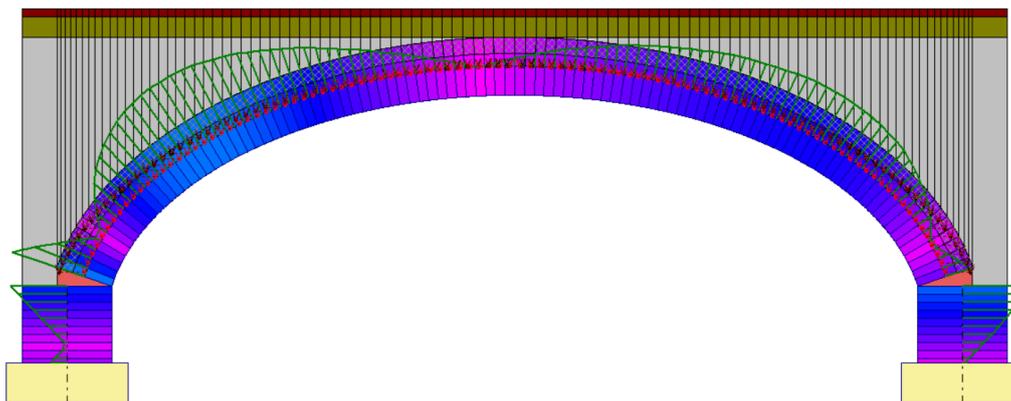


Figura 10-18 Analisi sismica +X: Angoli di scorrimento



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

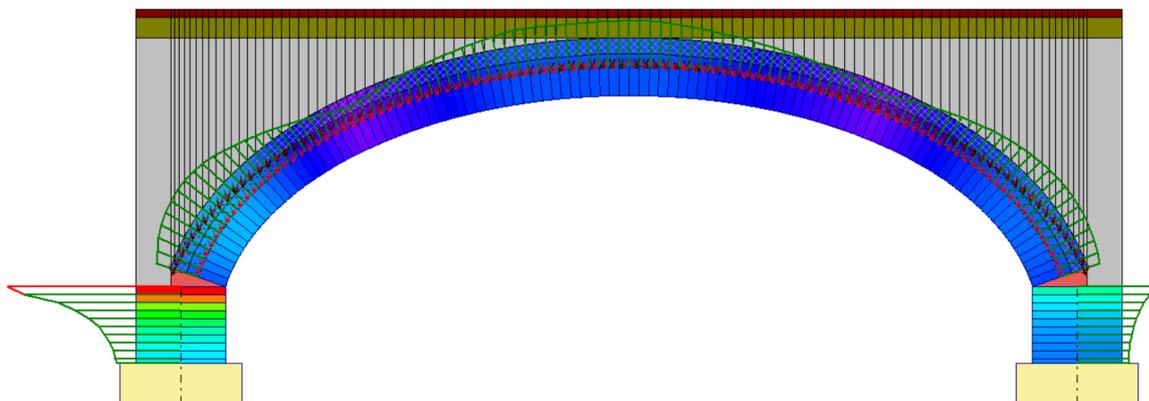


Figura 10-19 Analisi sismica +X: Tensioni di compressione



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

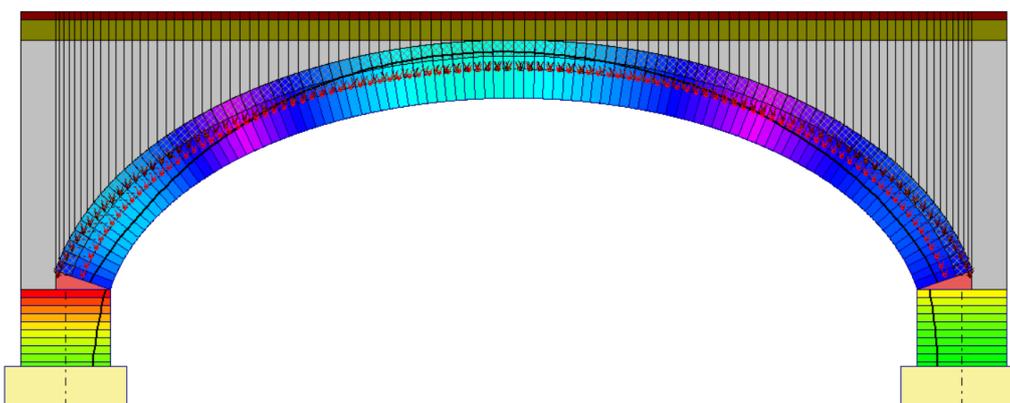


Figura 10-20 Analisi sismica -X: Curva delle pressioni

- 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

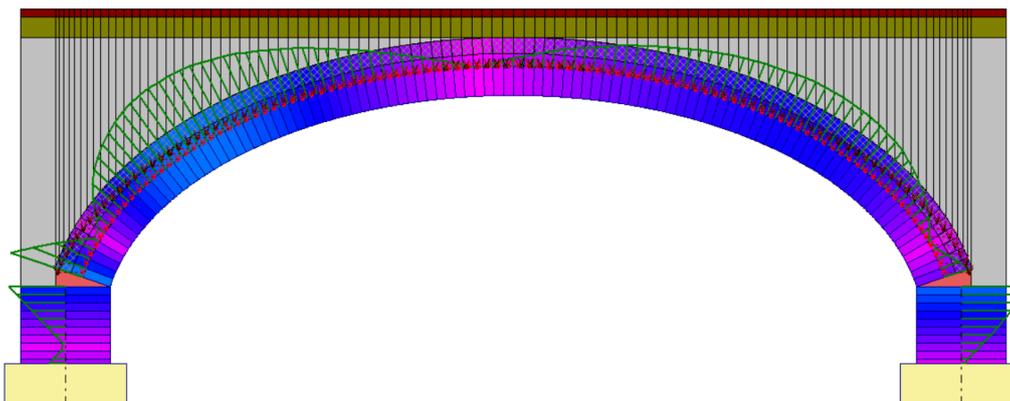


Figura 10-21 Analisi sismica -X: Angoli di scorrimento



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

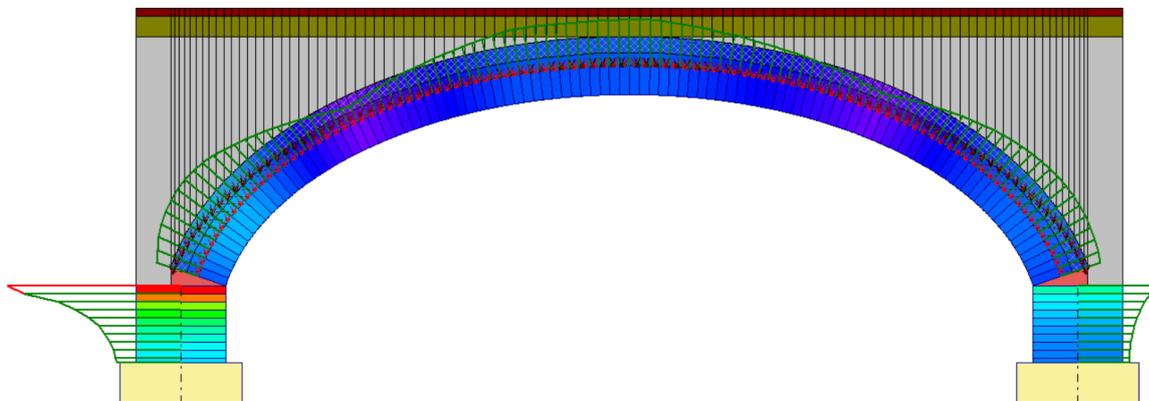


Figura 10-22 Analisi sismica -X: Tensioni di compressione



10.6 Riepilogo analisi sismica

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

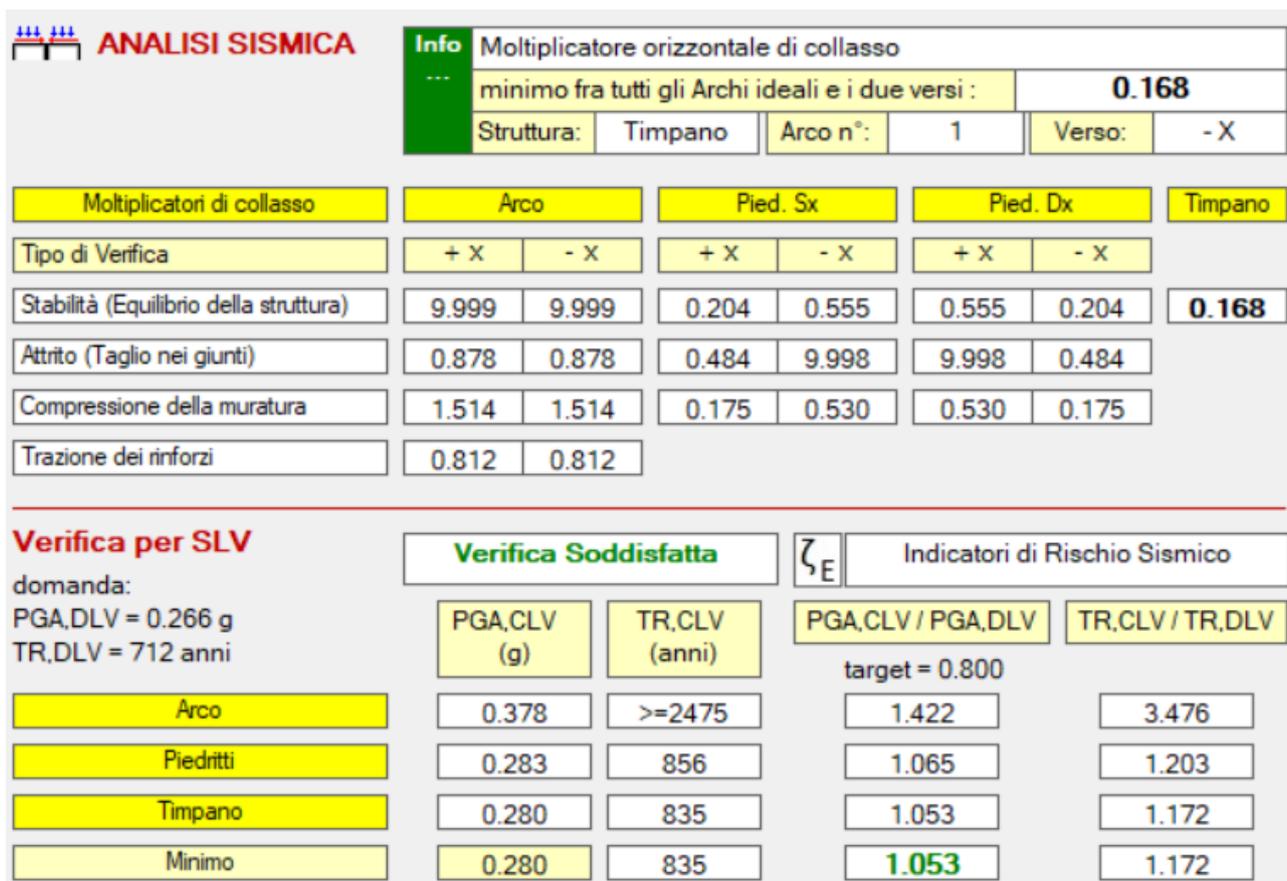


Figura 10-23 Analisi sismica: rapporto di elaborazione

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-clc 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 |
| $l_{barriera}$ | 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 | compresi | 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] |



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 ($0,75h_{ef}$) | 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 $\phi 16$) | 12 | [mm] |
| A_{re} | area barre di rinforzo nuove pos. A (max $\phi 16$) | 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 ($0,75h_{ef}$) | 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 $\phi 16$) | 12 | [mm] |
| ϕ_{re} | diametro barre di rinforzo nuove pos. A (max $\phi 16$) | 12 | [mm] |
| tipologia ancoraggio | tipologia ancoraggio barre | non uncinati | [-] |
| l_{eff_min} | lunghezza di ancoraggio minima | 0 | [mm] |



| | | | |
|---------------|--|-------------|------|
| 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 $\phi 16$) | 12 | [mm] |
| A_{re} | area barre di rinforzo nuove pos. A (max $\phi 16$) | 113 | [mm ²] |
| k_{10} | 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 | [-] |



| | | | |
|--------------------------|---|------------|------|
| 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] |
| l_{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_{Rd1} | resistenza di progetto a trazione minima degli altri meccanismi | 305 | [kN] |
| N_{Ed} | Trazione massima dell'ancorante | 141 | [kN] |
| V_{Rd1} | 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 | [-] |