



# 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-01

Scala

Titolo Elaborato

Relazione tecnico illustrativa

Data di emissione

MAGGIO 2022



## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1	PONTE VIA CARLINE.....	6
2.2	PONTE VIA ZACCARELLI (SCOLO DOSOLO) .....	8
2.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	10
2.4	IDENTIFICAZIONE PARAMETRI GEOLOGICI E SISMICI.....	11
2.4.1	Ponte Via Carline .....	11
2.4.2	Ponte Via Zaccarelli.....	11
<b>3</b>	<b>ANALISI STORICO-CRITICA .....</b>	<b>12</b>
3.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	12
3.2	TIPOLOGIA STRUTTURALE .....	13
3.2.1	Ponte Via Carline .....	13
3.2.2	Ponte Via Zaccarelli.....	15
3.3	IDENTIFICAZIONE CATEGORIE PONTI E NORMA DI PROGETTAZIONE.....	17
3.3.1	Premessa .....	17
3.3.2	Ponte Via Carline .....	18
3.3.3	Ponte Via Zaccarelli.....	18
<b>4</b>	<b>INDAGINI ESEGUITE E LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO .....</b>	<b>19</b>
4.1	METODOLOGIA .....	19
4.2	INDAGINI (2013) .....	20
4.3	RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE E INDAGINI (2022).....	20
4.3.1	Ponte Via Carline (Palazzazzo).....	21
4.3.2	Via Zaccarelli sullo Scolo Dosolo .....	22
4.4	VERIFICA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO .....	23
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>24</b>
5.1	MATERIALI NUOVI .....	24
5.2	MATERIALI ESISTENTI .....	24
5.2.1	Ponte Via Carline .....	24
5.2.2	Ponte Via Zaccarelli.....	25
<b>6</b>	<b>CARICHI .....</b>	<b>27</b>
6.1	PONTE VIA CARLINE.....	27
6.1.1	Pesi propri .....	27



6.1.2	Spinta passiva del riempimento .....	27
6.1.3	Carichi da ponti stradali.....	29
6.2	PONTE VIA ZACCARELLI .....	31
6.2.1	Pesi propri .....	31
6.2.2	Spinta passiva del riempimento .....	31
6.2.3	Carichi da ponti stradali.....	33
6.3	AZIONE SISMICA .....	35
6.3.1	Ponte Via Carline .....	35
6.3.2	Ponte Via Zaccarelli .....	39
6.4	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	43
6.4.1	Ponte Via Carline .....	43
6.4.2	Ponte Via Zaccarelli .....	45
<b>7</b>	<b>STATO DI CONSERVAZIONE E DIFETTOSITA' .....</b>	<b>47</b>
7.1	PONTE VIA CARLINE.....	47
7.1.1	Stato di conservazione dell'opera.....	47
7.1.2	Difetti significativi .....	50
7.2	PONTE VIA ZACCARELLI .....	51
7.2.1	Stato di conservazione dell'opera.....	51
7.2.2	Difetti significativi .....	53
<b>8</b>	<b>MODELLAZIONE.....</b>	<b>54</b>
8.1	SOFTWARE UTILIZZATO .....	54
8.2	MODELLO DI CALCOLO .....	54
8.3	CRITERI DI VERIFICA .....	55
8.4	MODELLO PONTE VIA CARLINE .....	57
8.5	MODELLO PONTE VIA ZACCARELLI .....	58
<b>9</b>	<b>ANALISI STATO ATTUALE .....</b>	<b>59</b>
9.1	INTRODUZIONE .....	59
9.2	PONTE VIA CARLINE.....	61
9.2.1	Analisi Statica.....	61
9.2.2	Analisi sismica .....	62
9.2.3	Verifica a liquefazione.....	63
9.3	PONTE VIA ZACCARELLI .....	64
9.3.1	Analisi statica .....	64
9.3.2	Analisi sismica .....	65
9.3.3	Verifica a liquefazione.....	66
<b>10</b>	<b>INTERVENTI .....</b>	<b>67</b>
10.1	GENERALITÀ .....	67
10.2	CONSOLIDAMENTO CON CAPPA IN CALCESTRUZZO .....	67
•	PONTE VIA CARLINE.....	68



• PONTE VIA ZACCARELLI .....	68
<b>11 ANALISI STATO DI PROGETTO .....</b>	<b>69</b>
11.1 PONTE VIA CARLINE .....	69
11.1.1 Analisi statica .....	69
11.1.2 Analisi sismica .....	70
11.2 PONTE VIA ZACCARELLI .....	72
11.2.1 Analisi statica .....	72
11.2.2 Analisi sismica .....	73



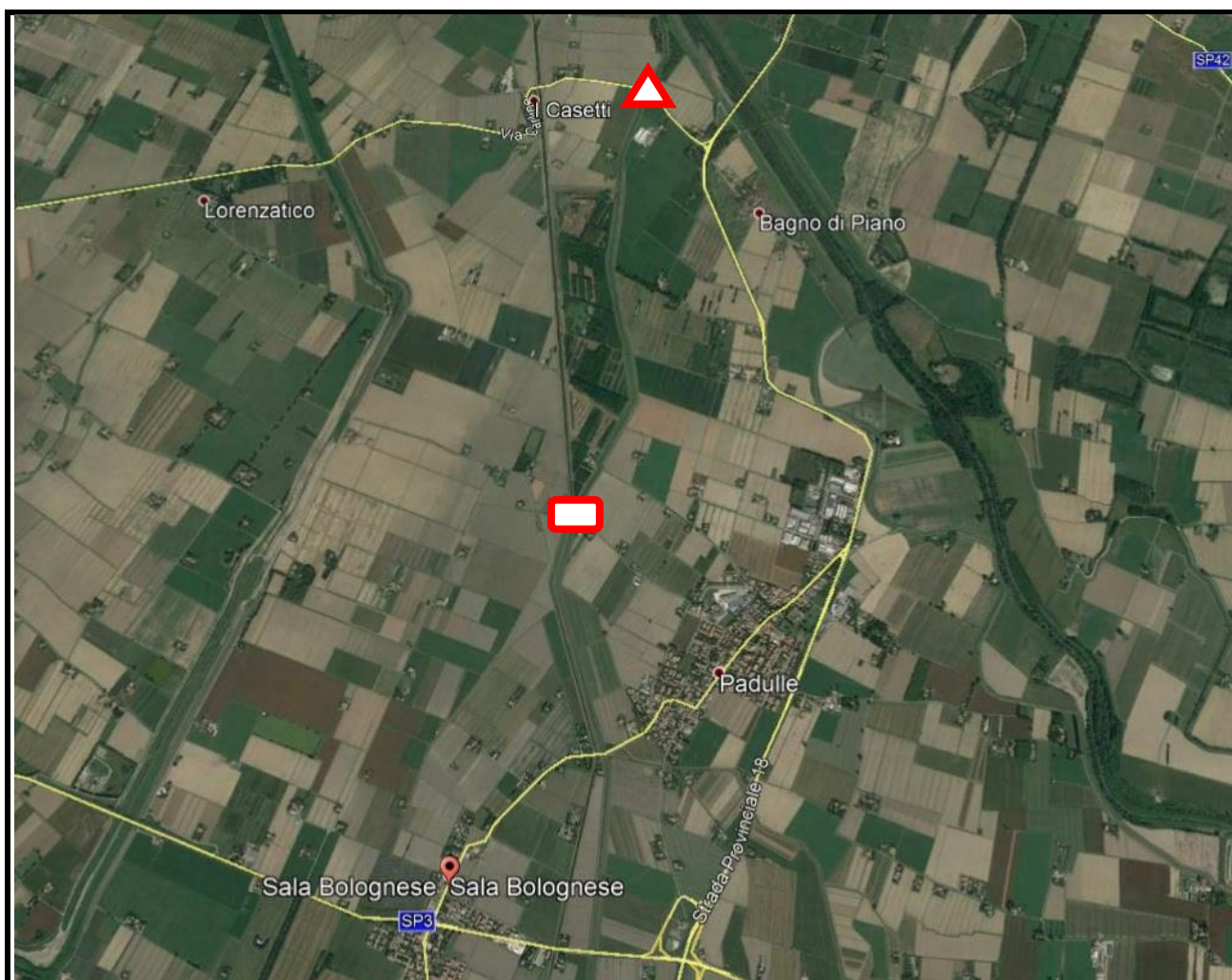




## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento descrive l'intervento di verifica statica e sismica e progettazione di interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza di n.2 ponti siti nel Comune di Sala Bolognese (BO).

Più precisamente, i ponti in oggetto sono i seguenti:

- ponte su Via Carline (Palazzazzo);
- ponte su Via Zaccarelli (sullo Scolo Dosolo).



	Via Carline (Palazzazzo)
	Via Zaccarelli sullo Scolo Dosolo



L'incarico affidato dal Comune di Sala Bolognese alla scrivente S.l. Studio Speri prevede le seguenti operazioni:

- rilievo geometrico;
- dettagli costruttivi;
- caratteristiche dei materiali;
- stato di conservazione e del degrado;
- indagini integrative;
- verifica di sicurezza secondo le nuove linee guida MIT;
- progetto interventi di risanamento ed eventuali miglioramenti/adeguamenti in funzione dell'esito della verifica.



## 2 INQUADRAMENTO

### 2.1 PONTE VIA CARLINE

Il ponte comunale su Via Carline (Palazzazzo), è situato a nord del Comune di Sala Bolognese. Le coordinate geografiche nel sistema di riferimento ED50 sono:

- Latitudine: 44° 39' 37"
- Longitudine: 11° 16' 16".

Il ponte scavalca il corso d'acqua Scolo Dosolo del Consorzio di Bonifica Renana.



*Ponte su Via Carline (Palazzazzo)*

Il ponte di via Palazzazzo sul canale Dosolo è caratterizzato da una campata ad arco a sesto pieno in muratura di laterizio.

All'estradosso grava la strada comunale protetta su entrambi i lati da guardrail metallico.







*Ponte su Via Carline (vista Nord)*



*Ponte su Via Carline (vista Sud)*





## **2.2 PONTE VIA ZACCARELLI (SCOLO DOSOLO)**

Il ponte comunale su Via Zaccarelli (sullo Scolo Dosolo) è situato a nord del Comune di Sala Bolognese. Le coordinate geografiche nel sistema di riferimento ED50 sono:

- Latitudine: 44° 38' 10"
- Longitudine: 11°15' 57".

Su Via Zaccarelli sono presenti due ponti; il ponte relativo all'affidamento è quello sullo Scolo Dosolo, ovvero quello ad est.

Il ponte scavalca il corso d'acqua Scolo Dosolo del Consorzio di Bonifica Renana.



*Ponte su Via Zaccarelli*

Il ponte di via Zaccarelli sul canale Dosolo è caratterizzato da una campata ad arco ribassato in muratura di laterizio.

All'estradosso grava la strada comunale protetta su entrambi i lati da parapetto in muratura di laterizio.





*Ponte su Via Zaccarelli (vista Nord)*



*Ponte su Via Zaccarelli (vista Sud)*



## **2.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I principali riferimenti normativi utilizzati sono:

- DM 17.01.2018, Norme tecniche delle costruzioni - NTC2018
- Circolare CSLLPP n. 7/2019, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).





## 2.4 IDENTIFICAZIONE PARAMETRI GEOLOGICI E SISMICI

### 2.4.1 PONTE VIA CARLINE

Le prove, condotte a febbraio 2022, hanno avuto l'obiettivo di determinare le caratteristiche litostratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione del sito in oggetto e sono state suddivise in indagini insito geognostiche e geofisiche:

- n. 1 prova penetrometrica dinamica DPSH/CPT;
- n. 1 indagini sismiche MASW.

Da ciò è emerso che la **categoria del suolo è C**, mentre la **categoria topografica è T1** a cui corrisponde un coefficiente topografico  $S_T=1$ .

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)	V <sub>seq(0-30)</sub>	201 m/s
1	0.00	3.52	3.52	140.00		
2	3.52	9.45	5.93	155.00	Suolo	C
3	9.45	16.00	6.55	218.00		
4	16.00	Inf.	Inf.	250.00		

Figura 2-1 Modello 1D Vsh, Vseq(0-30) e categoria di suolo di MASW

### 2.4.2 PONTE VIA ZACCARELLI

Le prove, condotte a febbraio 2022, hanno avuto l'obiettivo di determinare le caratteristiche litostratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione del sito in oggetto e sono state suddivise in indagini insito geognostiche e geofisiche:

- n. 1 prova penetrometrica dinamica DPSH/CPT;
- n. 1 indagini sismiche MASW.

Da ciò è emerso che la **categoria del suolo è C**, mentre la **categoria topografica è T1** a cui corrisponde un coefficiente topografico  $S_T=1$ .

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)	V <sub>seq(0-30)</sub>	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		

Figura 2-2 Modello 1D Vsh, Vseq(0-30) e categoria di suolo di MASW



### **3 ANALISI STORICO-CRITICA**

#### **3.1 DESCRIZIONE GENERALE**

Per i ponti in oggetto, la Committenza non ha potuto fornire alla scrivente S.I. nessuna documentazione storica relativa alla realizzazione degli stessi; non è stato possibile risalire con precisione all'epoca di realizzazione, ma la stessa è stata stimata tra il dopo guerra e fine anni '70.

Tutte le informazioni di cui la S.I. dispone e che sono state utilizzate per lo svolgimento dell'incarico, sono state ottenute dai rilievi e dalle indagini.



## 3.2 TIPOLOGIA STRUTTURALE

### 3.2.1 PONTE VIA CARLINE

Tale ponte, a campata unica, è ad arco a sesto pieno; è in muratura di blocchi laterizi pieni.

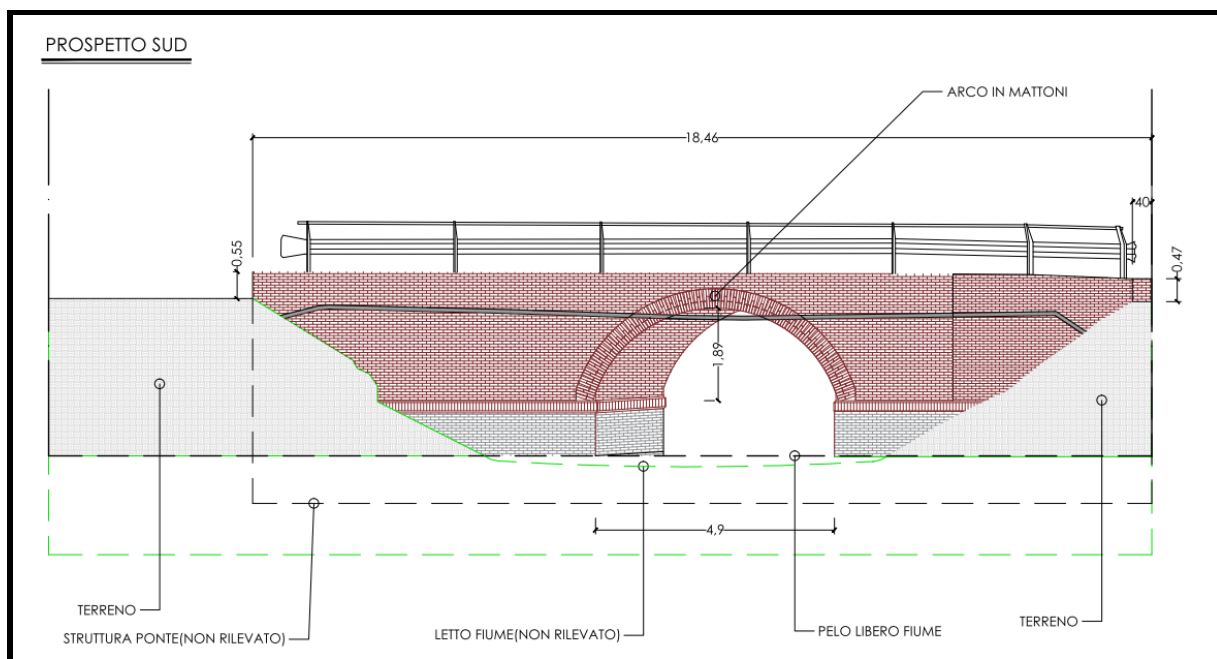
L'arco in mattoni ha una lunghezza di circa m 4.80 (spalla-spalla), mentre lo spessore dell'arco stesso è di 40 cm (in chiave) e 60 all'imposte; la larghezza del ponte è di circa m 6.75.

Anche le spalle, così come i muri laterali di contenimento, sono in mattoni pieni.

Il riempimento minimo (in chiave) ha spessore pari a circa 25 cm; lateralmente ai muri di contenimento, è presente del terreno di riporto vegetale.

I parapetti del ponte sono costituiti da barriere di sicurezza tipo guardrail.

Si riportano di seguito alcuni stralci del rilievo geometrico del ponte.

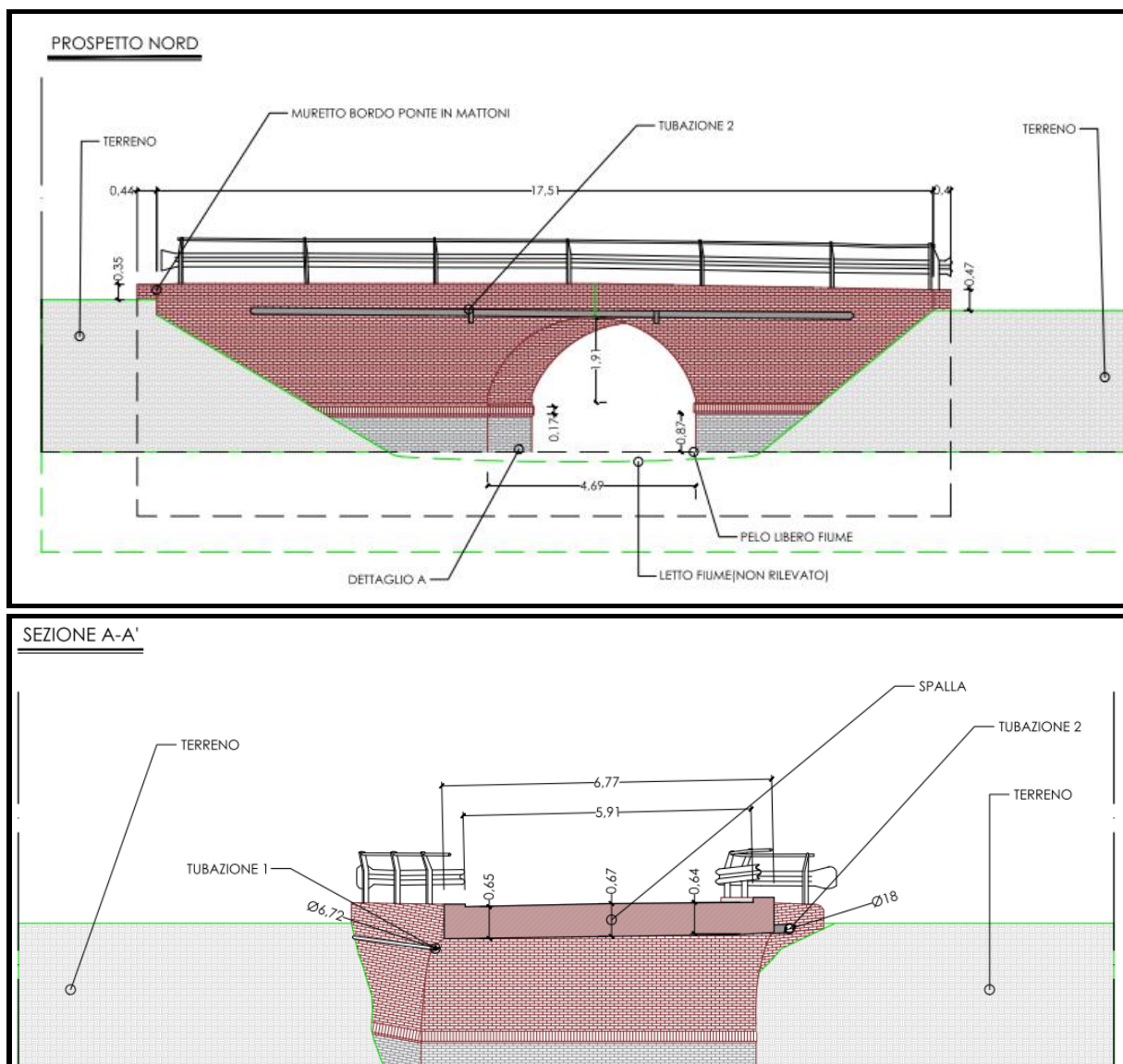






COMUNE DI SALA BOLOGNESE - CITTA' METROPOLITANA DI BOLOGNA  
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI MANUTENZIONE  
STRAORDINARIA PER LA MESSA IN SICUREZZA DI PONTI COMUNALI

**Relazione tecnica illustrativa**





### 3.2.2 PONTE VIA ZACCARELLI

Tale ponte, a campata unica, è ad arco ribassato; è in muratura di blocchi laterizi pieni.

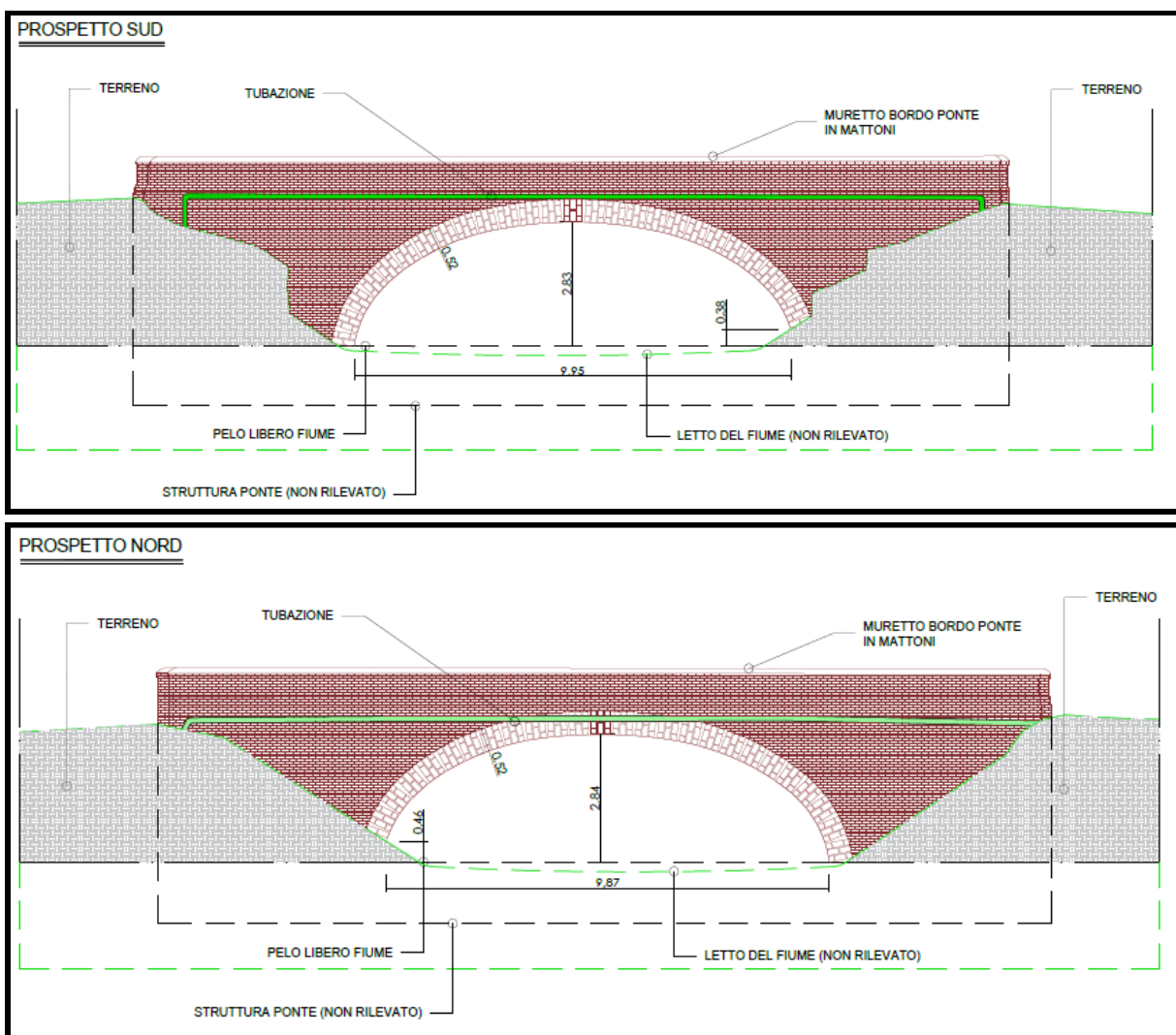
L'arco in mattoni ha una lunghezza di circa m 10.00, mentre lo spessore dell'arco stesso è di 50 cm (in chiave); la larghezza del ponte è di circa m 6.00.

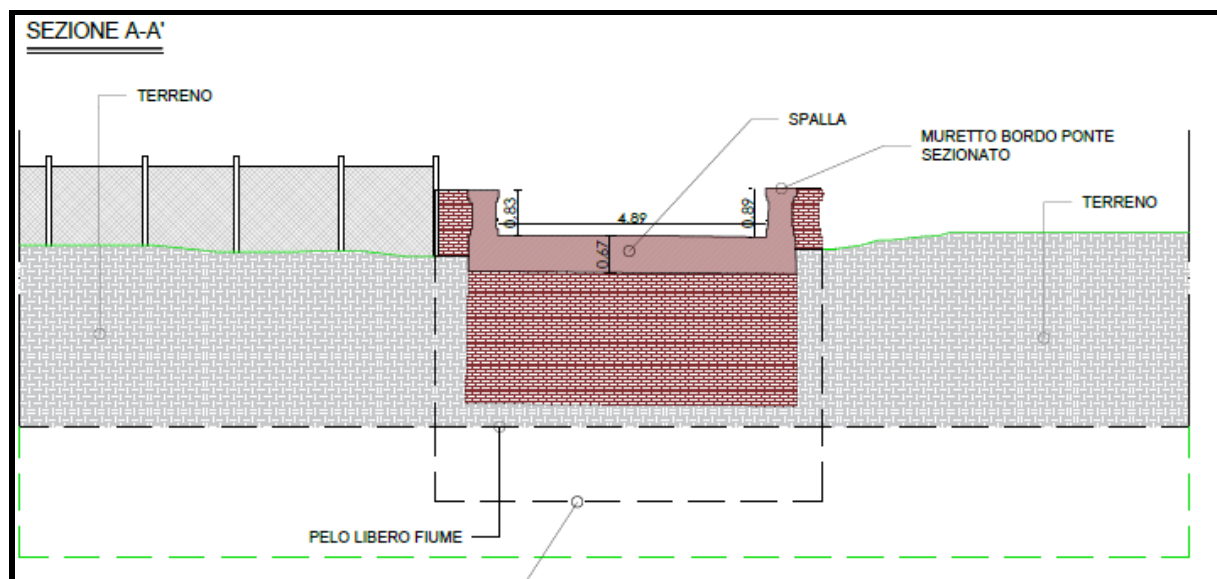
Anche le spalle, così come i muri laterali di contenimento, sono in mattoni pieni.

Il riempimento minimo (in chiave) ha spessore pari a circa 10 cm; lateralmente ai muri di contenimento, è presente del terreno di riporto vegetale.

I parapetti del ponte sono costituiti da muretti in blocchi laterizi pieni di spessore circa 50 cm.

Si riportano di seguito alcuni stralci del rilievo geometrico del ponte.









### 3.3 IDENTIFICAZIONE CATEGORIE PONTI E NORMA DI PROGETTAZIONE

#### 3.3.1 PREMESSA

L'identificazione della classe d'uso è un dato di input determinante per la progettazione degli interventi strutturali che ha influenza sia sulle azioni da considerare sia sulle calcolazioni/verifiche da eseguire.

Ai sensi delle N.T.C. 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) paragrafo 5.1.3.3.4, le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- Schema di Carico 1:* è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2:* è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3:* è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di Carico 4:* è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5:* costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6.a, b, c:* In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

Le stesse N.T.C. 2018 al paragrafo 5.1.3.3.4, definiscono le categorie stradali sulla base dei carichi mobili ammessi al traffico:

- ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).



### **3.3.2 PONTE VIA CARLINE**

Il ponte di Via Carline appartiene alla seguente categoria (N.T.C. 2018 paragrafo 5.1.3.3.4).

- ponti per il transito dei carichi mobili (indicati con il loro intero valore al paragrafo 3.3.1 della presente relazione).

Ai sensi delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici), tale ponte è classificato in Classe B II categoria, ovvero destinato al transito dei soli carichi civili, in quanto non è possibile risalire alla documentazione attestante la categoria di progettazione originaria.

### **3.3.3 PONTE VIA ZACCARELLI**

Il ponte di Via Zaccarelli appartiene alla seguente categoria (N.T.C. 2018 paragrafo 5.1.3.3.4).

- ponti per il transito dei carichi mobili (indicati con il loro intero valore al paragrafo 3.3.1 della presente relazione).

Ai sensi delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici), tale ponte è classificato in Classe B II categoria, ovvero destinato al transito dei soli carichi civili, in quanto non è possibile risalire alla documentazione attestante la categoria di progettazione originaria.



## 4 INDAGINI ESEGUITE E LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

### 4.1 METODOLOGIA

Gli interventi strutturali sulle strutture esistenti richiedono la caratterizzazione della struttura esistente stessa.

La normativa disciplina le informazioni da acquisire sulla base di tre livelli conoscenza (limitato, adeguato, accurato) e sulla tipologia di struttura (cemento armato, muratura, acciaio, ...).

Le informazioni sono classificate in via esemplificativa in tre categorie in aggiunta alle informazioni minime richieste per la caratterizzazione dei terreni:

1. informazioni sulla geometria;
2. informazioni sui dettagli costruttivi;
3. informazioni sulla resistenza dei materiali;
4. informazioni sul terreno.

Il livello di conoscenza raggiunto è **LC2 ovvero livello di conoscenza adeguato**, a cui corrisponde un fattore di confidenza **FC = 1.20** sulle caratteristiche dei materiali.

Le fonti di informazioni principali sono:

1. indagini con rilievi geometrici, saggi visivi e indagini strumentali a integrazione della conoscenza maturata con l'analisi della documentazione disponibile;
2. campagna di indagine eseguita nel 2013.



## **4.2 INDAGINI (2013)**

Nell'anno 2013 il Comune di Sala Bolognese ha incaricato la Ditta "4 Emme Service Spa" ad eseguire una serie di indagini diagnostiche sui ponti oggetto della presente relazione.

Più precisamente, sono state eseguite le seguenti indagini:

- indagini georadar, finalizzate ad individuare possibili anomalie;
- carotaggi orizzontali, finalizzate a rilevare la stratigrafia, tessitura e disposizione dei laterizi dei muri laterali (d'ala);
- indagini endoscopiche, finalizzate a caratterizzare la consistenza e la natura dei materiali presenti lungo i muri laterali;
- carotaggi verticali, finalizzati a determinare la stratigrafia del riempimento e dei terreni sottostanti.

Dalle indagini georadar è emerso che non sono state riscontrate anomalie.

I risultati dei carotaggi orizzontali e delle endoscopie sono in linea con quelli ottenuti dalla campagna indagine del 2022.

## **4.3 RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE E INDAGINI (2022)**

Studio Speri, mediante strumentazione laser scanner è stato eseguito il rilievo geometrico dei due ponti.

Entrambi i ponti sono in muratura ad arco ad unica campata e non avendo rivestimenti esterni, durante i sopralluoghi è stato possibile caratterizzare anche visivamente il tipo di muratura ed alcuni dettagli costruttivi.

Inoltre, sono state programmate una serie di indagini che, in aggiunta alle operazioni di rilievo e di ispezioni, hanno permesso di individuare chiaramente le caratteristiche geometriche del complesso, e si è raggiunta una conoscenza del complesso avanzata che riguarda:

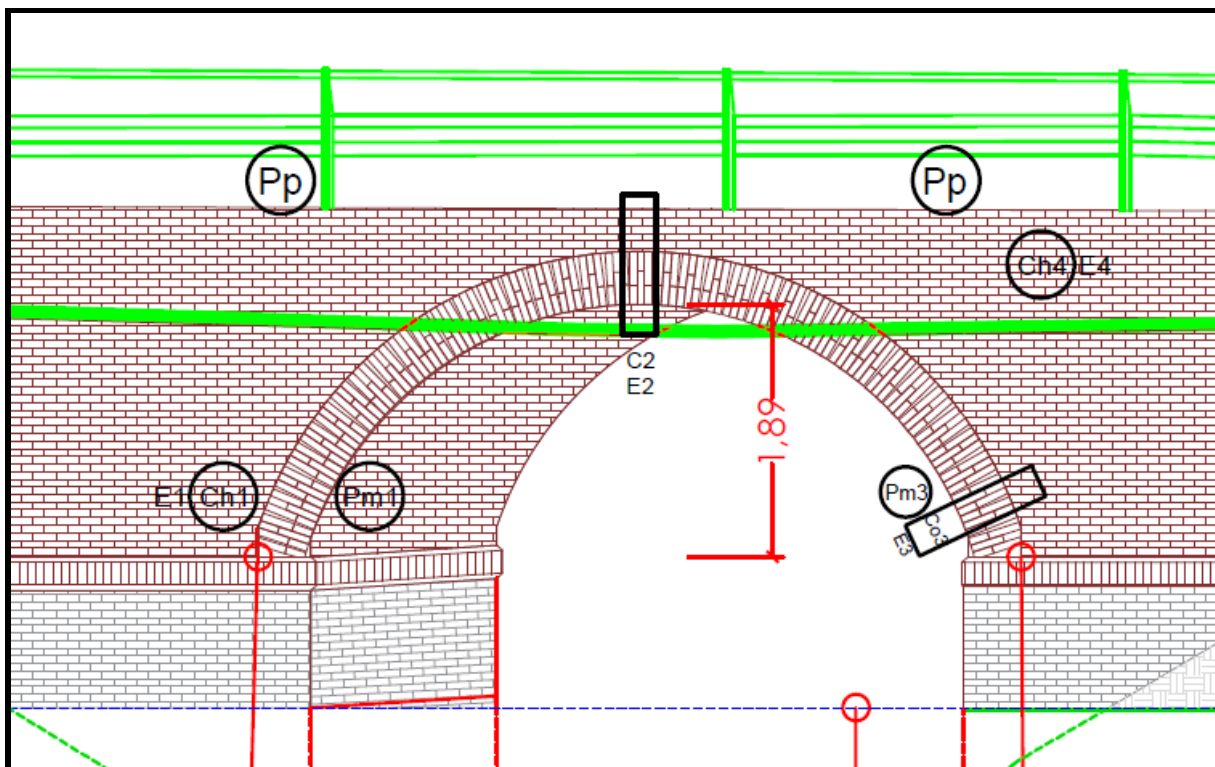
- Dettagli costruttivi;
- Tipologia delle murature esistenti;
- Caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Definizione dei carichi permanenti;
- Definizione dell'azione sismica.

Si riportano di seguito il numero ed il tipo di indagini eseguite su ponti in oggetto.





#### 4.3.1 PONTE VIA CARLINE (PALAZZAZZO)



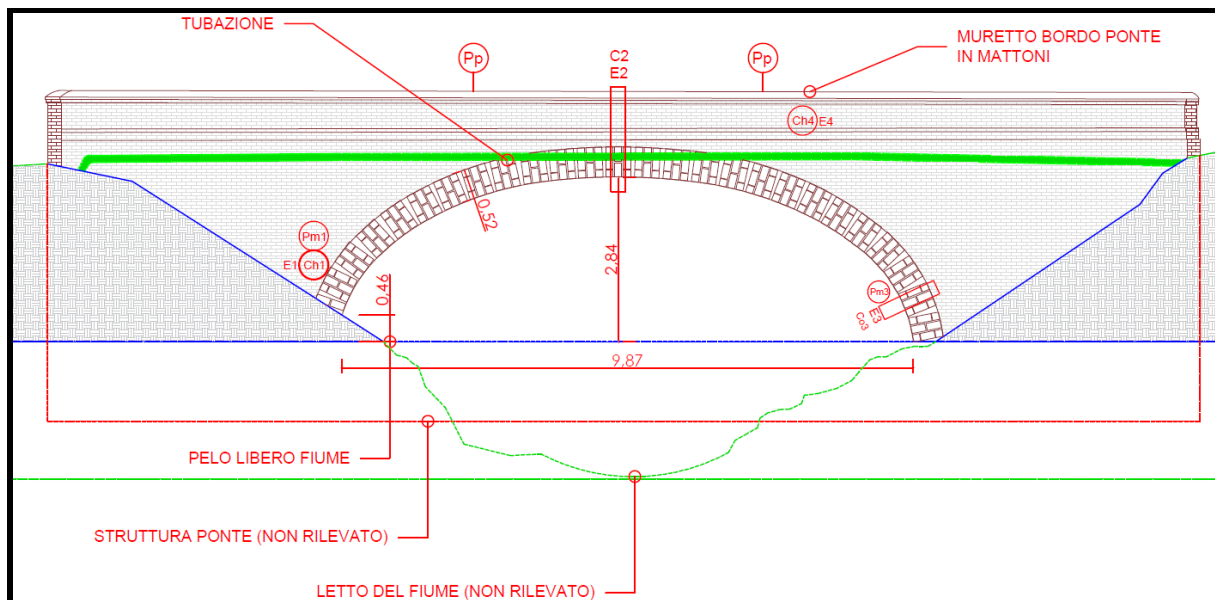
#### LEGENDA

Elemento	Prove	
1 - Spalla	E	Indagini endoscopiche
2 - Arco in chiave	C	Carotaggio per determinare lo spessore dell'arco in chiave
3 - Arco vicino l'imposta	Co	Carotaggio obliquo per stabilire lo spessore dell'arco vicino all'imposta
4 - Timpano	Ch	Sondaggio orizzontale per identificare: a) Tipologia riempimento b) spessore
	Pm	Prova penetrometrica sulla malta
	Pp	Prelievo pavimentazione

PROVA	ELEMENTO					Tot ·
	Spall a	Arco chiave	Arco imposta	Timpan o	Solett a	
Prelievo pavimentazione					2	2
Prove endoscopiche	1	1	1	1		4
Prove penetrometrica su malta	2		1			3
Prova con martinetto singolo						0
Prova con martinetto doppio						0
Misurazioni soniche/ultrasoniche						0
Prova a compressione provini di muratura	2		1			3
Prova sismica MASW						1
Prova penetrometrica DPSH/CPT						2



#### 4.3.2 VIA ZACCARELLI SULLO SCOLO DOSOLO



#### LEGENDA

Elemento	Prove
1 - Spalla	E Indagini endoscopiche
2 - Arco in chiave	C Carotaggio per determinare lo spessore dell'arco in chiave
3 - Arco vicino l'imposta	Co Carotaggio obliquo per stabilire lo spessore dell'arco vicino all'imposta
4 - Timpano	Ch Sondaggio orizzontale per identificare: c) Tipologia riempimento d) spessore
	Pm Prova penetrometrica sulla malta
	Pp Prelievo pavimentazione

PROVA	ELEMENTO					Tot ·
	Spall a	Arco chiave	Arco imposta	Timpan o	Solett a	
Prelievo pavimentazione					2	2
Carotaggi	1	1	1	1		4
Prove endoscopiche	1	1	1	1		4
Prove penetrometrica su malta	2		1			3
Prova con martinetto singolo						0
Prova con martinetto doppio						0
Misurazioni soniche/ultrasoniche						0
Prova a compressione provini di muratura	2		1			3
Prova sismica MASW						1
Prova penetrometrica DPSH/CPT						2



#### 4.4 VERIFICA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

Le informazioni reperite dalla documentazione raccolta, dai sopralluoghi e dalle campagne d'indagine possono essere così riassunte:

- **Geometria:** Rilievi geometrici già disponibili e integrati per le parti significative;
- **Dettagli costruttivi:** Estese verifiche in situ;
- **Proprietà dei materiali:** Estese prove in situ.

Le NTC18 distinguono tre Livelli di Conoscenza **LC**:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Per quanto detto si ritiene di aver raggiunto un **Livello di Conoscenza Adeguato LC2**, a cui corrisponde un **Fattore di confidenza FC=1.20**, in funzione della tipologia strutturale ed in accordo a quanto indicato nella Circolare.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 4-1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e fattori di confidenza



## 5 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

### 5.1 MATERIALI NUOVI

Per la realizzazione della cappa in calcestruzzo in estradosso saranno impiegati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo di tipo C20/25
- Acciaio di tipo B450C

Si veda la Relazione sui Materiali in allegato.

### 5.2 MATERIALI ESISTENTI

#### 5.2.1 PONTE VIA CARLINE

Si tratta di una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

La classificazione delle caratteristiche meccaniche è avvenuta in accordo con quanto riportato nella Tab C8.5.I della Circolare n. 7/2019.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Tabella 5-1 Tabella C8.5.I - Circolare 7/2019

La resistenza a compressione viene assunta pari a 3.45 N/mm<sup>2</sup>.





### 5.2.2 PONTE VIA ZACCARELLI

Si tratta di una muratura in mattoni pieni e malta di calce di buone caratteristiche.

- La classificazione delle caratteristiche meccaniche è avvenuta in accordo con quanto riportato nella Tab C8.5.I della Circolare n. 7/2019.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Tabella 5-2 Tabella C8.5.I - Circolare 7/2019

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I della Circolare 7/2019, sono state ottenute applicando i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II della Circolare 7/2019.

Il coefficiente migliorativo è funzione del seguente fattore:

- **malta di buone caratteristiche:** il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II si può applicare sia ai parametri di resistenza (**f**,  **$\tau_0$**  e  **$f_{v0}$** ), sia ai moduli elastici (**E** e **G**).



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 tecnica illustrativa

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadri	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,25}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 5-3 Tabella C8.5.II – Circolare 7/2019

La resistenza a compressione viene assunta pari a 5.30 N/mm<sup>2</sup>, 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.



## 6 CARICHI

### 6.1 PONTE VIA CARLINE

#### 6.1.1 PESI PROPRI

Si assumono i seguenti pesi specifici:

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

#### 6.1.2 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:

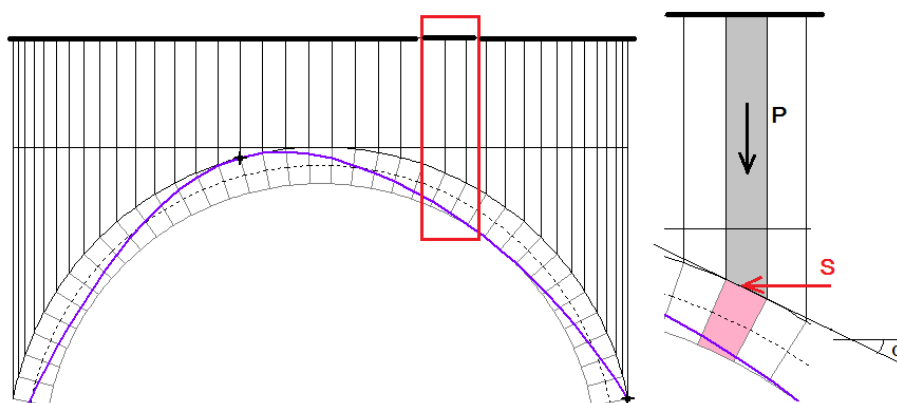
$$\sigma(z) = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

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 1.00.

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.





### 6.1.3 CARICHI DA PONTI STRADALI

La Figura 6-1 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.

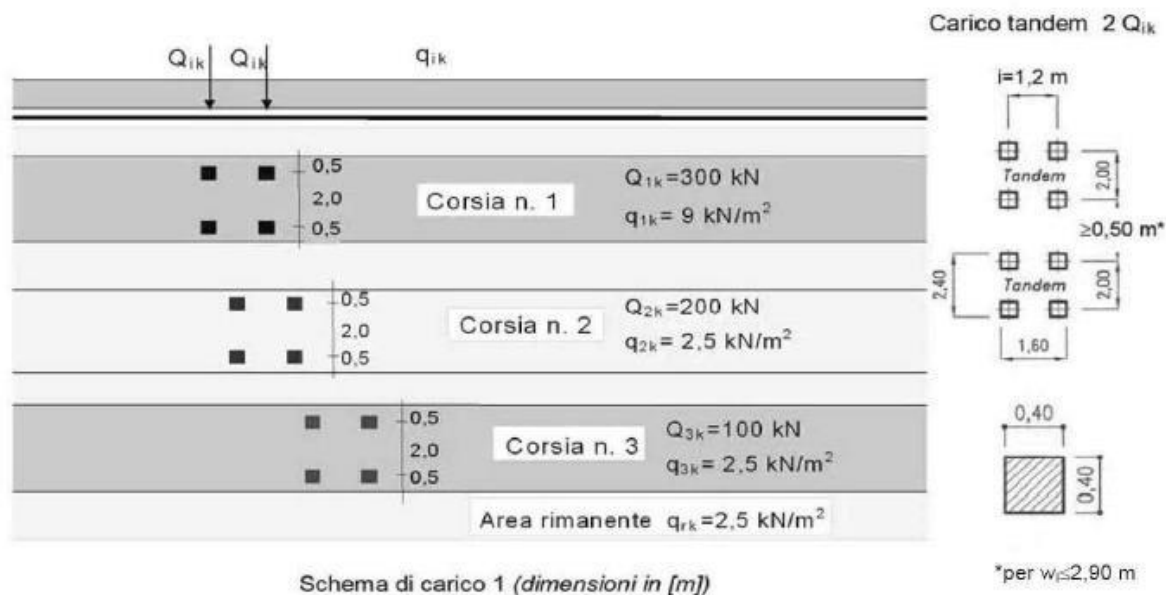


Figura 6-1 Schemi di carico su ponte stradale secondo D.M. 17.01.2018

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 <sup>2</sup> ]
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 6-2 Tab. 5.1.II del D.M. 17.1.2018 (ponti stradali)

Il ponte oggetto di studio ha una larghezza della superficie carrabile  $w$  compresa tra 5,4 m e 6,0 m (Tab. 5.1.I D.M. 17.1.2018) e quindi viene interessato dal carico di due corsie avente larghezza 2.85 m.



Seguendo lo schema normativo riportato in Figura 6-2 le coppie di carichi concentrati vengono applicati in numero pari a 2 in corrispondenza delle corsie in cui la volta viene suddivisa, con valori decrescenti: 300 kN nella prima corsia, 200 kN nella seconda. La coppia di carichi concentrati viene predisposta in posizione eccentrica a 1/4 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 25.65 kN/m per la prima corsia e di 7.125 kN/m per la seconda corsia.

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  $q_3 = 66$  kN/m



## 6.2 PONTE VIA ZACCARELLI

### 6.2.1 PESI PROPRI

Si assumono i seguenti pesi specifici:

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

### 6.2.2 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:

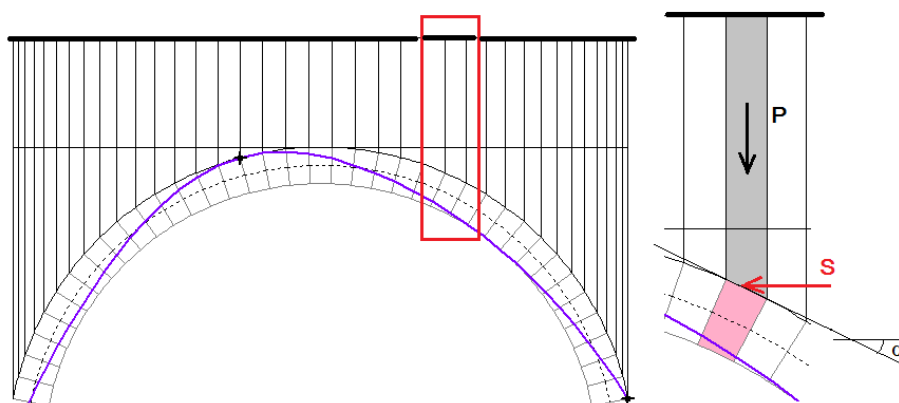
$$\sigma(z) = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

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 1.00.

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.





### 6.2.3 CARICHI DA PONTI STRADALI

La Figura 6-3 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.

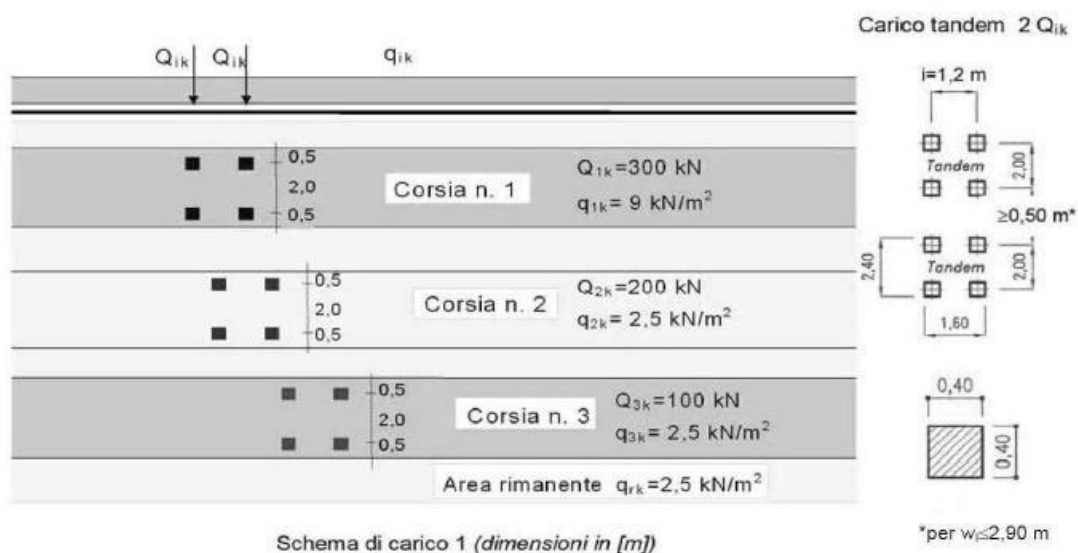


Figura 6-3 Schemi di carico su ponte stradale secondo D.M. 17.01.2018

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 6-4 Tab. 5.1.II del D.M. 17.1.2018 (ponti stradali)

Il ponte oggetto di studio ha una larghezza della superficie carrabile  $w$  compresa tra 5,4 m e 6,0 m (Tab. 5.1.I D.M. 17.1.2018) e quindi viene interessato dal carico di due corsie avente larghezza 2.85 m.



Seguendo lo schema normativo riportato in Figura 6-4 le coppie di carichi concentrati vengono applicati in numero pari a 2 in corrispondenza delle corsie in cui la volta viene suddivisa, con valori decrescenti: 300 kN nella prima corsia, 200 kN nella seconda. La coppia di carichi concentrati viene predisposta in posizione eccentrica a 1/4 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 25.65 kN/m per la prima corsia e di 7.125 kN/m per la seconda corsia.

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  $q_3 = 66$  kN/m



## 6.3 AZIONE SISMICA

### 6.3.1 PONTE VIA CARLINE

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;
- $F_0$  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)



- $F_0$  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:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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:





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.	11.271	44.660
16285	11.244	44.614
16063	11.242	44.664
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	0.0560	2.510	0.268	1.500	0.145	0.435	1.824	0.802
SLD	75	0.0718	2.462	0.279	1.500	0.149	0.446	1.887	0.891
SLV	712	0.1874	2.541	0.278	1.414	0.148	0.445	2.350	1.485
SLC	1462	0.2459	2.484	0.286	1.334	0.151	0.454	2.584	1.663

Nella Figura 6-6 si riportano gli spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite.



### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

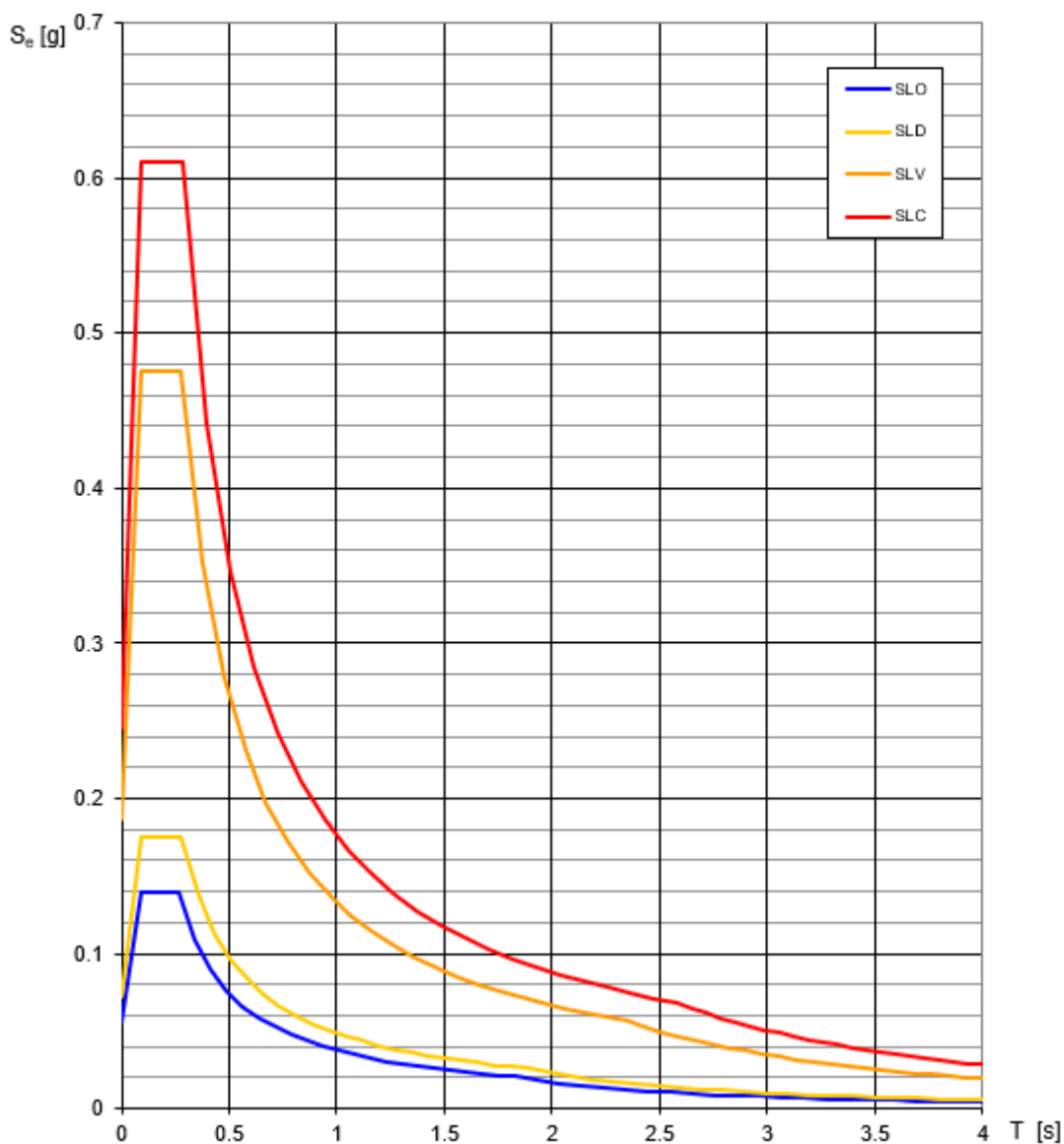


Figura 6-5 Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



### 6.3.2 PONTE VIA ZACCARELLI

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 ag 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:

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 6-6 si riportano gli spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite.

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

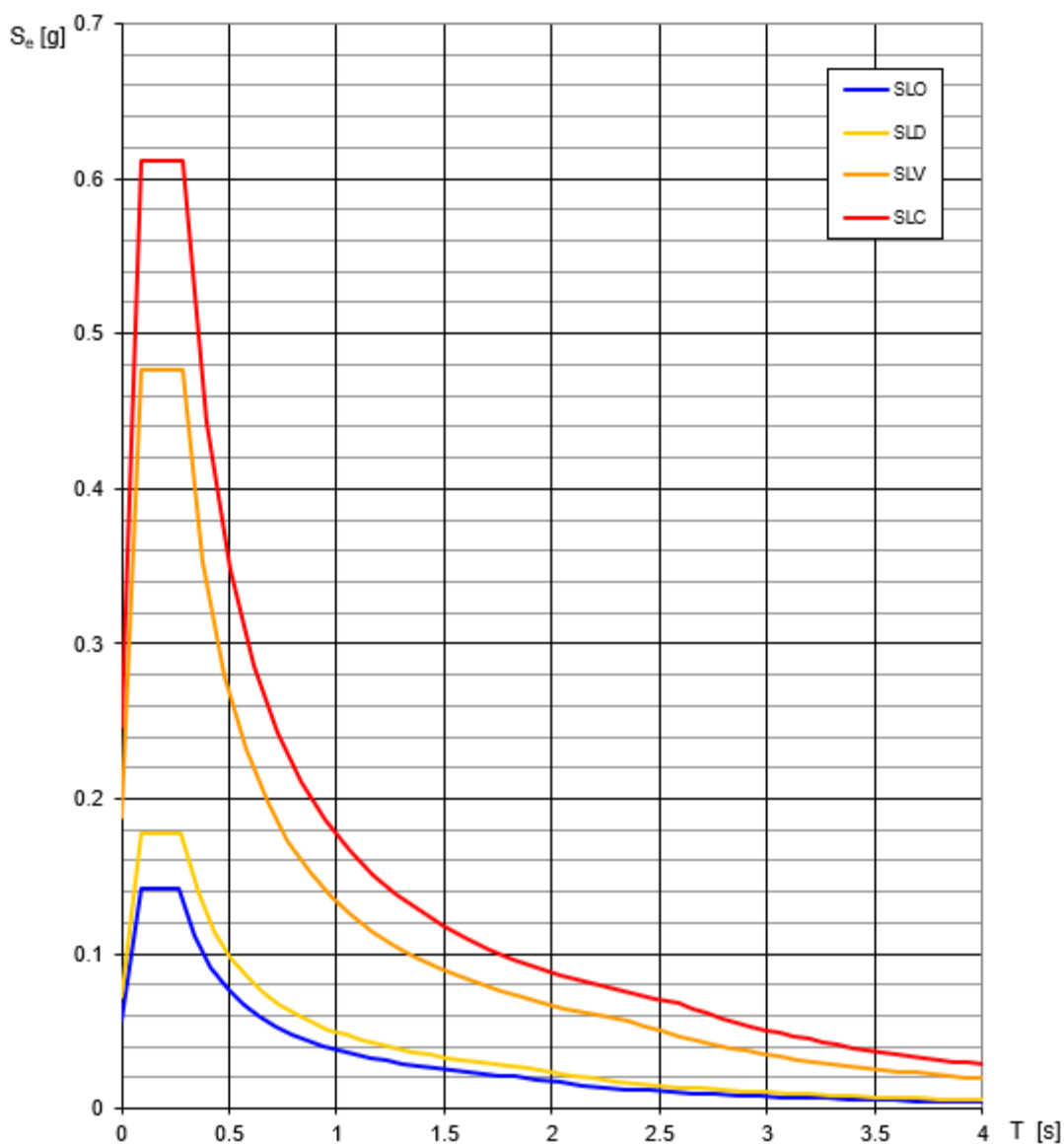


Figura 6-6 Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



## 6.4 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

### 6.4.1 PONTE VIA CARLINE

#### 6.4.1.1 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  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ .

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).

#### **6.4.1.2 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  $\psi_2=0$ .



#### 6.4.2 PONTE VIA ZACCARELLI

##### 6.4.2.1 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  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ .

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).

#### **6.4.2.2 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  $\psi_2=0$ .





## **7 STATO DI CONSERVAZIONE E DIFETTOSITA'**

### **7.1 PONTE VIA CARLINE**

#### **7.1.1 STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA**

Al fine di definire un quadro generale sullo stato di conservazione dell'opera sono stati effettuati appositi sopralluoghi, con un'analisi puntuale dei difetti significativi.

Complessivamente l'opera evidenzia:

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

La spalla del ponte lato Nord presenta un foro irregolare di sezione all'incirca romboidale di larghezza circa 90 cm ed altezza circa 100 cm, e profondità circa 75 cm; tale foro è dovuto al distacco di elementi murari a seguito di erosione della malta.



*Figura 7-1 Foro muratura spalla nord*



Anche in prossimità dei muri d'ala, sono presenti dei fori nella muratura ma sono molto più contenuti.



*Figura 7-2 Foro presente sul muro d'ala*

Sul muro d'ala lato nord-est, la muratura in un tratto risulta essere spanciata verso l'esterno



*Figura 7-3 Lesioni e patina biologica*



*Figura 7-4 Stato di conservazione Prospetto Ovest*

Come si evince dalla Figura 7-4, sulla muratura non sono presenti strati di rifinitura; i fenomeni atmosferici e il corso d'acqua hanno provocato il distacco di mattoni integri; inoltre, tali difetti sono dovuti principalmente ad una mancanza di manutenzione dell'opera.



### **7.1.2 DIFETTI SIGNIFICATIVI**

Come riportato in precedenza, il difetto più significativo è la presenza di un foro irregolare di sezione all'incirca romboidale di larghezza circa 90 cm ed altezza circa 100 cm, e profondità circa 75 cm nella spalla lato Nord; tale foro è dovuto al distacco di elementi murari a seguito di erosione della malta.





## **7.2 PONTE VIA ZACCARELLI**

### **7.2.1 STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA**

Al fine di definire un quadro generale sullo stato di conservazione dell'opera sono stati effettuati appositi sopralluoghi, con un'analisi puntuale dei difetti significativi.

Complessivamente l'opera evidenzia:

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



*Figura 7-5 Stilatura dei giunti*





*Figura 7-6 Lesioni del parapetto*

Come si evince dalla Figura 7-5, 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.

Le lesioni presenti su entrambi i parapetti (Figura 7-6), sono presenti sia al centro del ponte che verso gli appoggi.



### **7.2.2 DIFETTI SIGNIFICATIVI**

Il ponte in oggetto non presenti difetti significativi che possono destare maggiore attenzione,



## **8 MODELLAZIONE**

### **8.1 SOFTWARE UTILIZZATO**

L'analisi strutturale è stata eseguita utilizzando Aedes SAV.

### **8.2 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.

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  $3n$ .



### **8.3 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.



## 8.4 MODELLO PONTE VIA CARLINE

Nelle figure seguenti si riportano un prospetto e una vista assonometrica del modello di calcolo del ponte di via Carline.

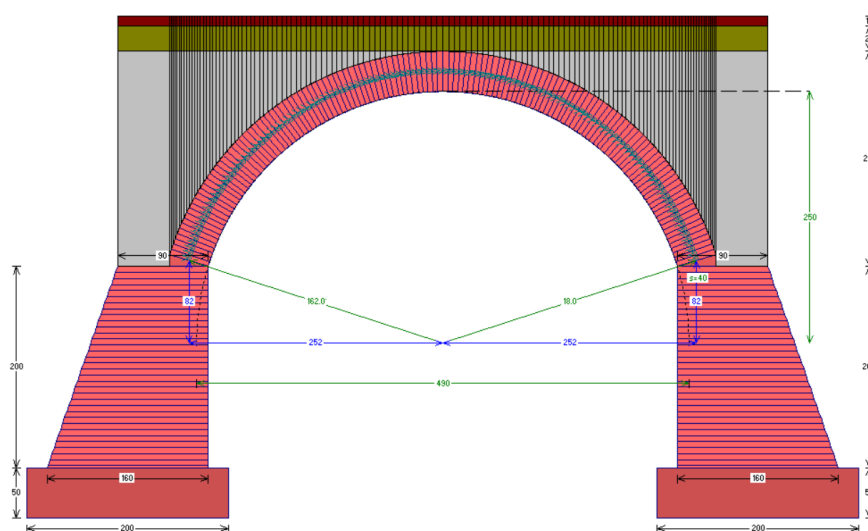


Figura 8-1 Prospetto del ponte

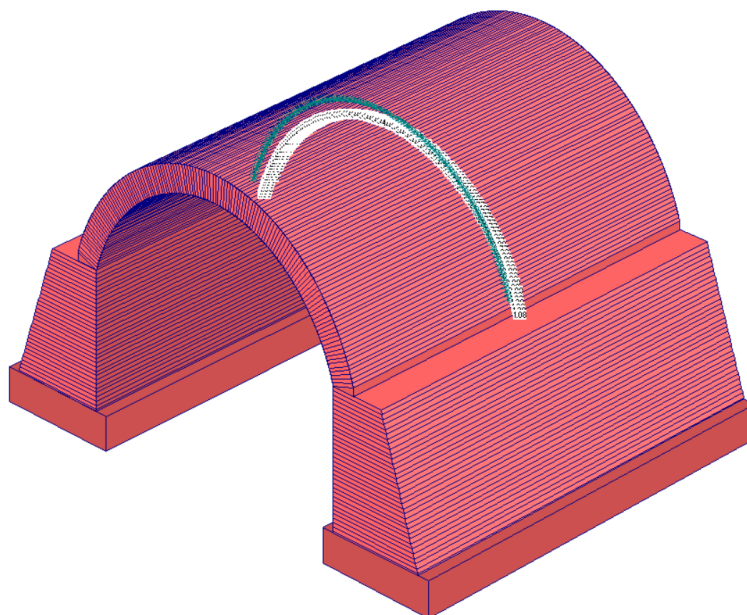


Figura 8-2 Vista assonometrica del modello di calcolo





## 8.5 MODELLO PONTE VIA ZACCARELLI

Nelle figure seguenti si riportano un prospetto e una vista assonometrica del modello di calcolo del ponte di via Zaccarelli.

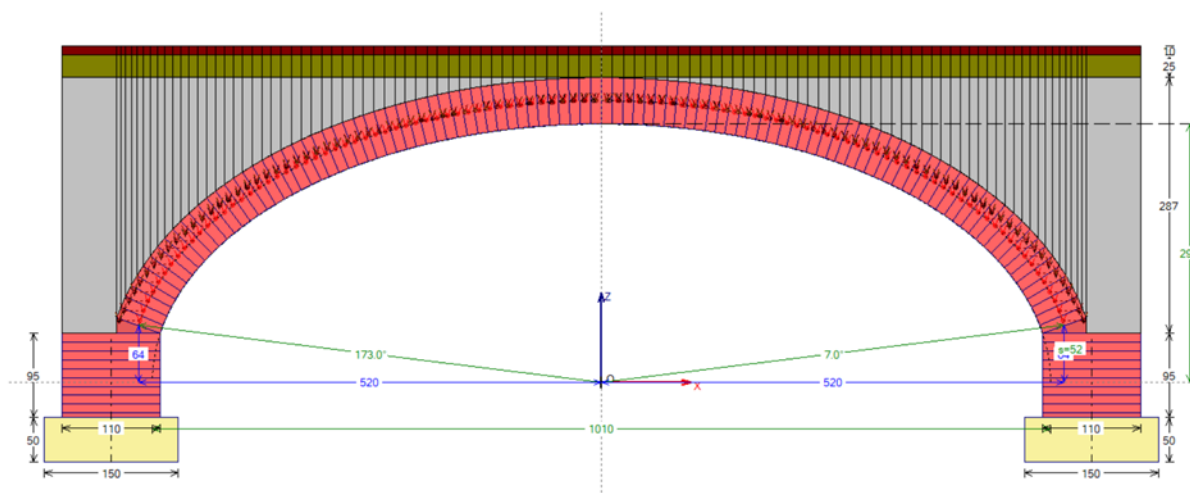


Figura 8-3 Prospetto del ponte

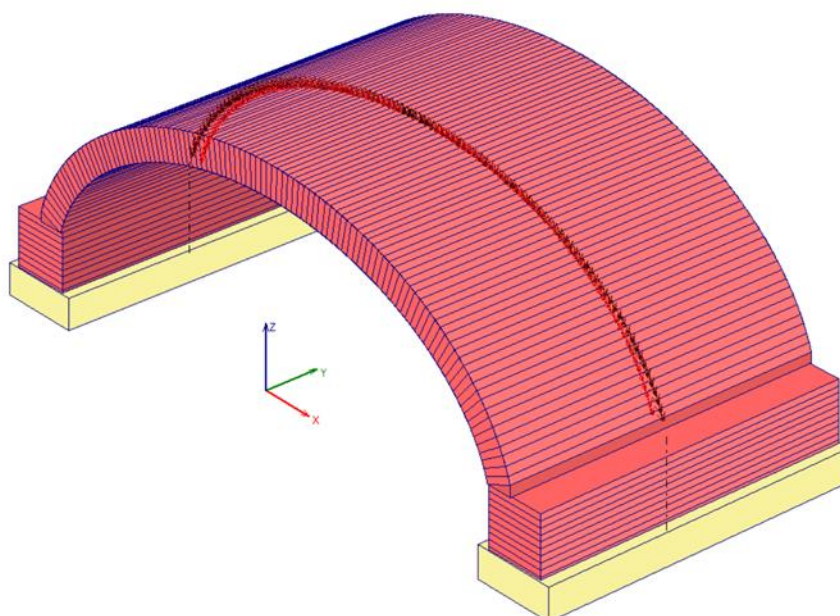


Figura 8-4 Vista assonometrica del modello di calcolo



## **9 ANALISI STATO ATTUALE**

### **9.1 INTRODUZIONE**

Le analisi sono state svolte con il software Aedes SAV.

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  $\zeta_E$ , 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.



## 9.2 PONTE VIA CARLINE

### 9.2.1 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 0.783 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, non è stato possibile determinare il moltiplicatore di collasso verticale considerando le tensioni di trazione agenti su un concio dell'arco.

ARCO			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	n.d.	n.d.	n.d.
2	1.672	1.672	0.783
3	N.V.	N.V.	N.V.
4	>> 1	>> 1	>> 1

Tabella 9-1 Analisi statica Ante-Operam: moltiplicatori di collasso verticale arco

SPALLA sx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	1.672	1.672	1.011
3	N.V.	N.V.	N.V.
4	>> 1	>> 1	>> 1

Tabella 9-2 Analisi statica Ante-Operam: moltiplicatori di collasso verticale spalle sinistra


SPALLA dx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	1.672	1.672	1.672
3	N.V.	N.V.	N.V.
4	>> 1	>> 1	>> 1

Tabella 9-3 Analisi statica Ante-Operam: moltiplicatori di collasso verticale spalle destra



## 9.2.2 ANALISI SISMICA

Come riportato nella Figura 9-1 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.


**ANALISI SISMICA**

Multiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :					<b>0.269</b>
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)	0.594	0.594	0.321	0.593	0.593	0.321	0.511
Attrito (Taglio nei giunti)	0.594	0.594	0.297	0.593	0.593	0.297	
Compressione della muratura	0.594	0.594	<b>0.269</b>	0.593	0.593	<b>0.269</b>	
Trazione dei rinforzi							

**Verifica per SLV**  
domanda:  
PGA,DLV = 0.263 g  
TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta		$\zeta_E$	Indicatori di Rischio Sismico	
PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)		PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
			target = 0.800	
Arco	0.377	>=2475	1.431	3.476
Piedritti	0.377	>=2475	1.431	3.476
Timpano	0.377	>=2475	1.431	3.476
Minimo	0.377	>=2475	<b>1.431</b>	3.476

Figura 9-1 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
+X	0.594	0.594	0.594
-X	0.594	0.594	0.594

Spalla Sx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.321	0.297	<b>0.269</b>
-X	0.593	0.593	0.593
Spalla Dx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.593	0.593	0.593
-X	0.321	0.297	<b>0.269</b>



Nella seguente tabella si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	$\zeta_E$
Arco	1.431
Spalle	1.431
Timpano	1.431
<b>Minimo</b>	<b>1.431</b>

Tabella 9-4 Indicatori di rischio sismico in termini di PGA

### 9.2.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Alla luce delle verifiche di liquefazione effettuate e riportate nella relazione geologica, il potenziale di liquefazione IL per la CPTU1, per una profondità dai 0 ai 4.80 m, risulta essere **alto** ma il cedimento registrato *non è compatibile* con la struttura.





### 9.3 PONTE VIA ZACCARELLI

#### 9.3.1 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 9-5 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 9-6 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 9-7 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla dx



### 9.3.2 ANALISI SISMICA

Come riportato nella Figura 9-2 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.


**ANALISI SISMICA**

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :					<b>0.185</b>
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	<b>0.185</b>	0.537	0.537	<b>0.185</b>	
Trazione dei rinforzi							

**Verifica per SLV**  
domanda:  
PGA,DLV = 0.266 g  
TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta		$\zeta_E$	Indicatori di Rischio Sismico	
PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)		PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
			target = 0.800	
Arco	0.378	$\geq 2475$	1.422	3.476
Piedritti	0.299	1033	1.125	1.450
Timpano	0.313	1212	1.177	1.702
Minimo	<b>0.299</b>	1033	<b>1.125</b>	1.450

Figura 9-2 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	<b>0.185</b>
-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	<b>0.185</b>

TIMPANO	
Stabilità	
0.187	

Nella seguente tabella si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	$\zeta_E$
Arco	1.422
Spalle	1.125
Timpano	1.177
<b>Minimo</b>	<b>1.125</b>

Tabella 9-8 Indicatori di rischio sismico in termini di PGA

### 9.3.3 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**.



## 10 INTERVENTI

### 10.1 GENERALITÀ

Per il ponte su via Carline e su via Zaccarelli si prevedono attività di risanamento e di consolidamento strutturale.

L'attività di risanamento prevede la ristilatura dei giunti e l'intervento del cuci e scuci 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 con rete elettrosaldata e ancorata ad archi di irrigidimento vincolati alla muratura di perimetro.

### 10.2 CONSOLIDAMENTO CON CAPPA IN CALCESTRUZZO

Il consolidamento viene eseguito con l'esecuzione di una cappa superiore in conglomerato cementizio armato, ancorata ad archi di irrigidimento vincolati alle murature di perimetro.

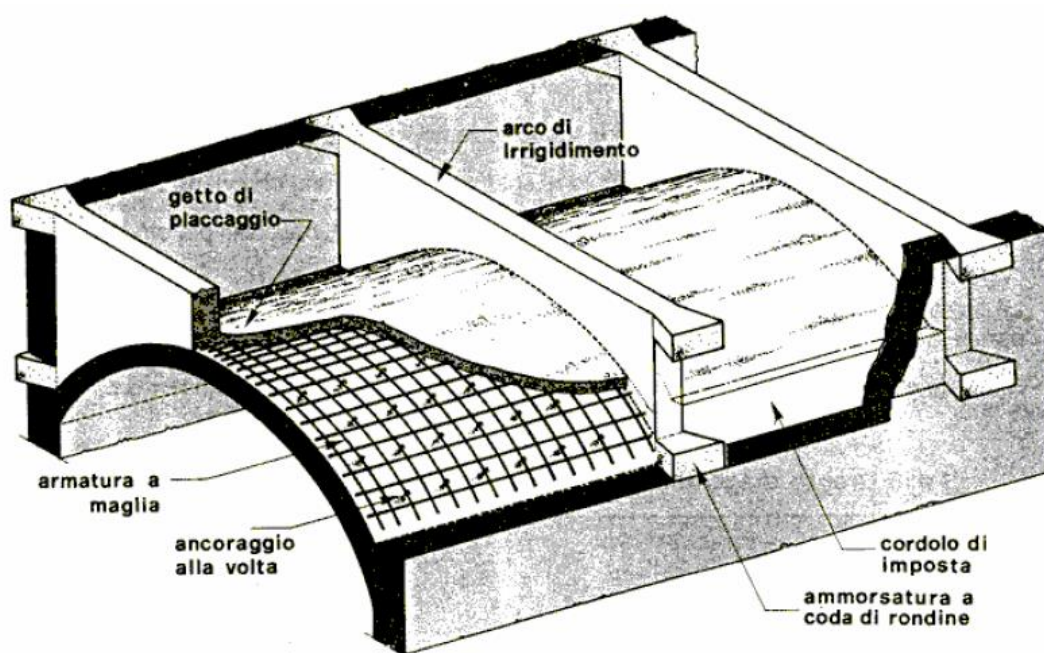


Figura 10-1 Consolidamento con cappa superiore armata



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.

- **PONTE VIA CARLINE**

Lo stato di progetto prevede la realizzazione di una caldana di calcestruzzo in estradosso di spessore 10 cm, armata con rete elettrosaldata  $\Phi 8/20$ .

- **PONTE VIA ZACCARELLI**

Lo stato di progetto prevede la realizzazione di una caldana di calcestruzzo in estradosso di spessore 20 cm, armata con rete elettrosaldata  $\Phi 8/20$ .



## 11 ANALISI STATO DI PROGETTO

### 11.1 PONTE VIA CARLINE

#### 11.1.1 ANALISI STATICA

Come riportato nelle tabelle seguenti, 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 1.271 per la verifica a compressione della muratura della spalla sinistra.

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	1.271	5.967
3	>> 1	>> 1	>> 1	>> 1
4	>> 1	>> 1	>> 1	>> 1

SPALLA sx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	>> 1	>> 1	1.132
3	>> 1	>> 1	>> 1
4	>> 1	>> 1	>> 1

SPALLA dx			
CCC	Stabilità (Equilibrio della struttura)	Attrito (Taglio nei giunti)	Compressione della muratura
1	>> 1	>> 1	>> 1
2	1.600	>> 1	1.444
3	>> 1	>> 1	>> 1
4	>> 1	>> 1	>> 1





### 11.1.2 ANALISI SISMICA

Come riportato nella Figura 11-1 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.

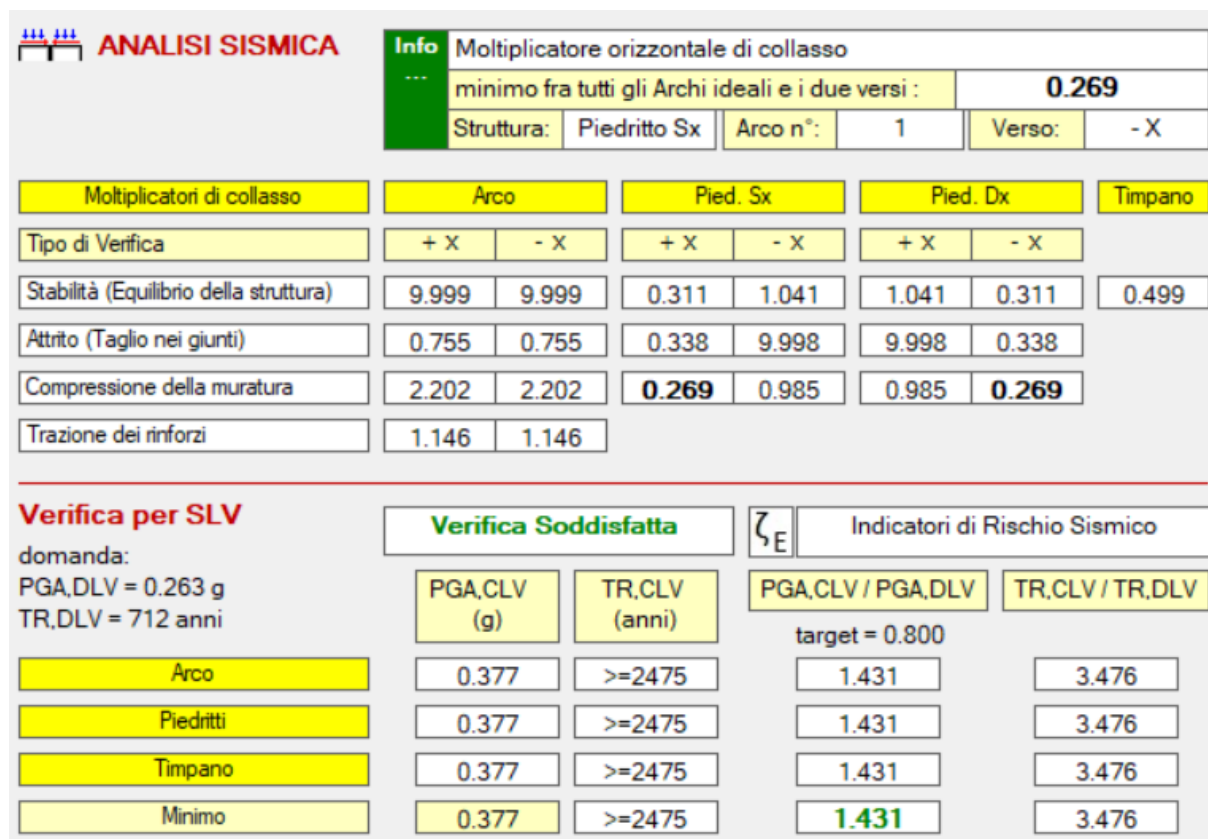


Figura 11-1 Analisi sismica: rapporto di elaborazione

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	0.755	2.202	1.146
-X	9.999	0.755	2.202	1.146



Spalla Sx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	0.311	0.338	0.269
-X	1.041	9.998	0.985
Spalla Dx			
Direzione	Stabilità	Attrito	Compressione
+X	1.041	9.998	0.985
-X	0.311	0.338	0.269

Nella Tabella 11-1 si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	$\zeta_E$
Arco	1.431
Spalle	1.431
Timpano	1.431
<b>Minimo</b>	<b>1.431</b>

Tabella 11-1 Indicatori di rischio sismico in termini di PGA



## 11.2 PONTE VIA ZACCARELLI

### 11.2.1 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 11-2 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 11-3 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 11-4 Analisi Statica: riepilogo risultati spalla destra



### 11.2.2 ANALISI SISMICA

Come riportato nella Figura 11-2 le verifiche risultano soddisfatte per la combinazione sismica.

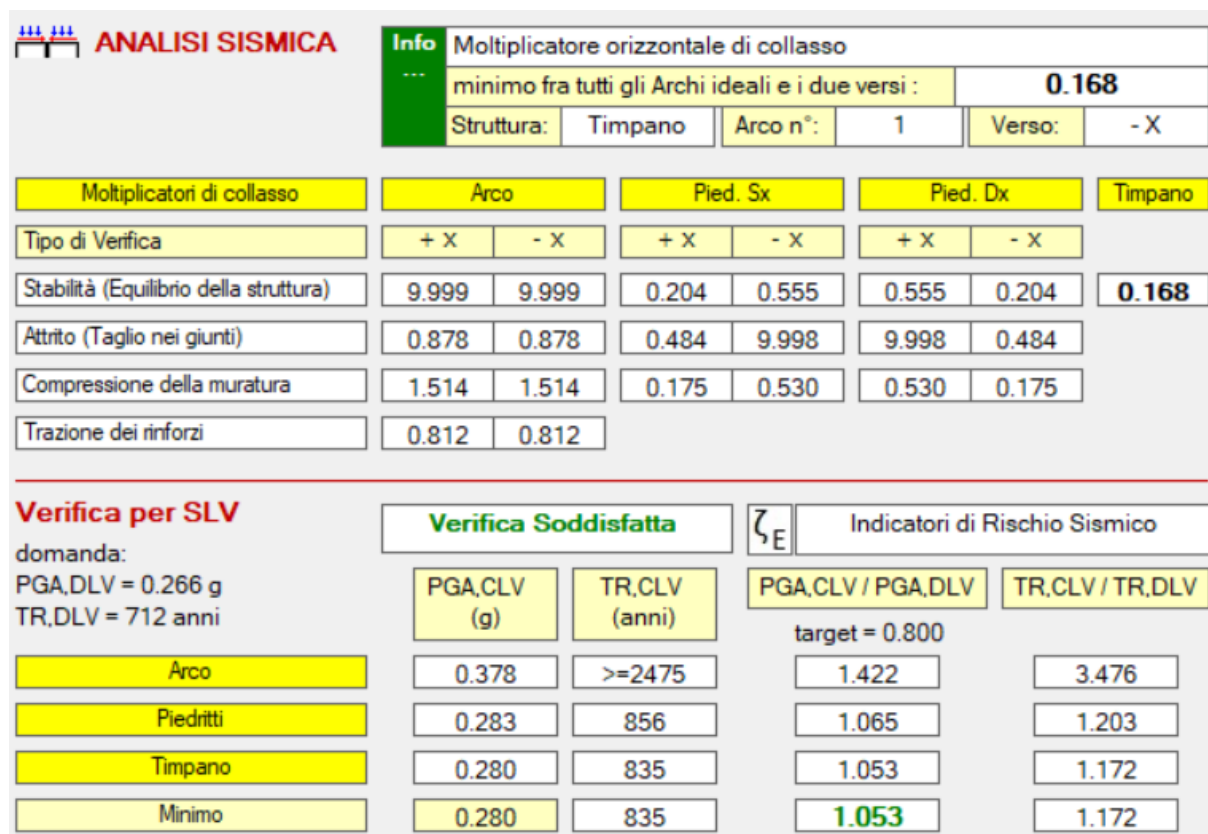


Figura 11-2 Analisi sismica: rapporto di elaborazione

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 11-5 si riportano gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA.

Parte d'opera	$\zeta_E$
Arco	1.422
Spalle	1.065
Timpano	1.580
<b>Minimo</b>	<b>1.065</b>

*Tabella 11-5 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; nella valutazione dell'indice di vulnerabilità del timpano si è tenuto conto dell'intonaco armato non implementato nel modello di calcolo.