



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
Missione 2 Componente C4 Investimento 2.2



**MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU PONTI E
VIADOTTI INTERVENTI MANUTENTIVI
SUI PONTI CITTADINI IN MURATURA**
CUP: H97H20001060001

PROGETTO ESECUTIVO

CODICE OPERA		DATA
LLPP OPI2020-045		NOVEMBRE 2022
DESCRIZIONE ELABORATO <u>PONTE DEL MAGLIO</u> RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE		NUMERO 2.2.1
I PROGETTISTI Ing. Fabio Muraro Arch. Francesco Casini	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Roberto Piccolo	IL CAPO SETTORE Ing. Matteo Banfi



INDICE

1	INTRODUZIONE	2
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO	2
1.2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
1.3	CRITERI DI VERIFICA	3
1.4	CAMPAGNA D'INDAGINE	4
2	DATI GENERALI DI PROGETTO	12
2.1	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	12
2.2	SITO DI COSTRUZIONE	13
3	COSTRUZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI	18
3.1	ANALISI STORICO-CRITICA	18
3.2	RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	19
3.3	AZIONI DI PROGETTO ORIGINARIE	21
3.4	LIVELLO DI CONOSCENZA	22
3.5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	22
3.6	RESISTENZE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DI SICUREZZA	25
4	AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO	28
4.1	CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI GRAVITAZIONALI	28
4.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	29
4.3	AZIONI VARIABILI DA FOLLA	30
4.4	VALUTAZIONE DELLE AZIONI AMBIENTALI	30
4.5	AZIONE SISMICA	31
4.6	COMBINAZIONI	32
5	VALUTAZIONE DI SICUREZZA	34
5.1	MODELLO DI CALCOLO DEL MANUFATTO	35
5.2	DISTRIBUZIONE DEI CARICHI	36
5.3	RISULTATI DELL'ANALISI PER LE AZIONI GRAVITAZIONALI	39
5.4	RISULTATI DELL'ANALISI PER LE AZIONI SISMICHE	43
6	RISULTATI DA STRUMENTI DI CALCOLO AUTOMATICO	44
6.1	CONTROLLI EFFETTUATI	44
6.2	INFORMAZIONI SUGLI STRUMENTI DI CALCOLO AUTOMATICO	44
6.3	DATI DEL SOFTWARE UTILIZZATO	44
7	CONCLUSIONI DELLA VALUTAZIONE DI SICUREZZA	45
7.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLE AZIONI STATICHE	45
7.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE	45
8	TABULATI DI CALCOLO	46



1 INTRODUZIONE

La relazione illustra i risultati della una valutazione di sicurezza del Ponte del Maglio, sul Canale Santa Chiara a Padova a seguito dell'intervento di manutenzione straordinaria delle parti strutturali.

Nel documento si descrivono le fasi di **indagine**, per pervenire alla definizione delle caratteristiche della struttura necessarie alla sua analisi, e **analisi**, per la quantificazione delle capacità della struttura.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO

Il ponte in oggetto, realizzato nel 1545 copre una luce di 15.4 m con unica campata ad arco ribassato (freccia di 2.8 m).

Le spalle sono addossate agli argini del canale che nella sezione di interesse ha una larghezza di circa 15 m.

Sull'estradosso, destinato al transito veicolare (con marciapiede laterale), è presente pavimentazione con lastre in pietra naturale.



Fig. 1 Vista da Valle.



1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

I riferimenti normativi applicati nella verifica sono:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018);
- Circ. 21 gennaio 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" (CIRC 2019);
- CNR-DT 213/2015: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura" (CNR 213).

1.3 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi esistenti sono state condotte con riferimento al Capitolo 8 del D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di analisi adottato è coerente con quanto previsto nella circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 al punto C8.7.

Le verifiche non hanno riguardato le fondazioni in quanto, con riferimento alle condizioni di esclusione elencate in NTC 8.3, si è verificato che:

- non sussistessero condizioni che potessero dare luogo a fenomeni di instabilità globale quali ribaltamento e/o scorrimento della costruzione (essenzialmente per la conformazione del terreno nell'area e per la geometria stessa della costruzione);
- nella costruzione non fossero presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura prodottisi nel passato;
- fossero esclusi fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto (si veda verifica nella Relazione Geologica e di Risposta Sismica di sito).

Non sono state eseguite verifiche di elementi non-strutturali non essendo presenti elementi (elementi decorativi o insegne, ad es.) posizionate in modo da poter arrecare particolare danno con il proprio crollo in situazione di danneggiamenti diffusi della costruzione.

A seguito della determinazione della risposta alle azioni di progetto sono stati individuati i valori limite dei moltiplicatori delle azioni tali condurre ad una verifica soddisfatta.

I valori dei rapporti sopra citati, uno per le azioni variabili di natura gravitazionale da uso del manufatto ed uno per l'azione sismica, sono stati assegnati rispettivamente ai parametri ζ_v e ζ_E .



1.4 CAMPAGNA D'INDAGINE

In accordo alle prescrizioni delle NTC 2018 il rilievo geometrico dell'opera è stato integrato con una campagna d'indagine sui materiali e gli elementi strutturali.

Il giorno 7 marzo 2022 la società specializzata EXPIN S.r.l. di Padova ha eseguito le indagini diagnostiche in oggetto (codice commessa 211202_CPD) e, in data 28 marzo 2022, ha emesso la Relazione Tecnica (RT-ID) per il ponte in oggetto in rev.1.

Il piano d'indagine ha previsto:

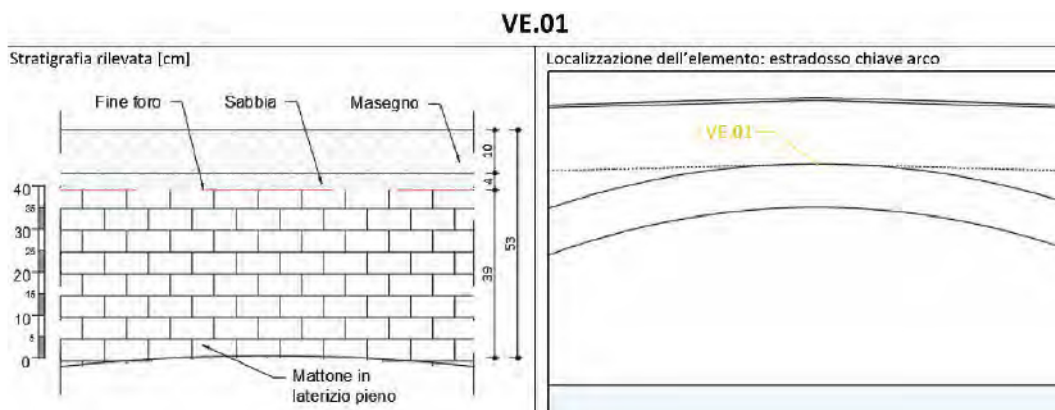
- n. 1 MS - Prova con martinetto piatto singolo;
- n. 1 MD - Prova con martinetto piatto doppio;
- n. 1 SV - Caratterizzazione meccanica delle malte per murature - shove test;
- n. 1 MA - Prelievo ed analisi di campioni di malta di allettamento (studio mineralogico -petrografico);
- n. 1 PM - Prelievo di mattone con schiacciamento;
- n. 6 VE - Indagine endoscopica.

1.4.1 INDAGINI ENDOSCOPICHE

Le indagini sono state eseguite: dall'intradosso e dall'estradosso della volta individuando il profilo spessimetrico della stessa; dall'esterno del timpano individuando lo spessore della muratura.

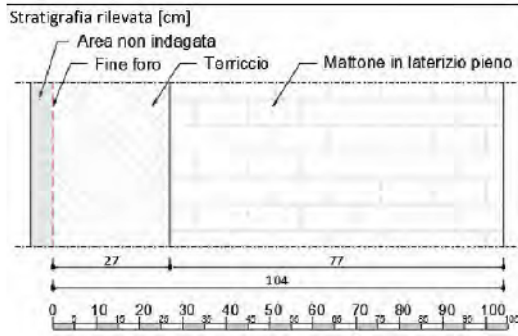
Dalle endoscopie sono state ricavate, inoltre, informazioni circa la Tipologia di riempimento soprastante l'arco.

Di seguito gli specchietti riepilogativi delle stratigrafie rilevate.

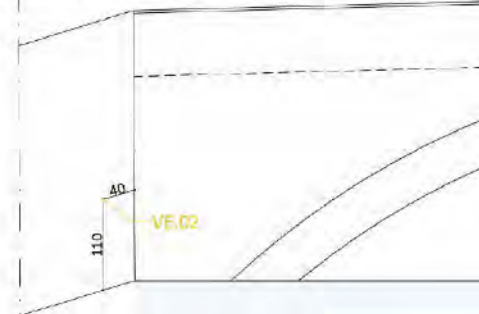




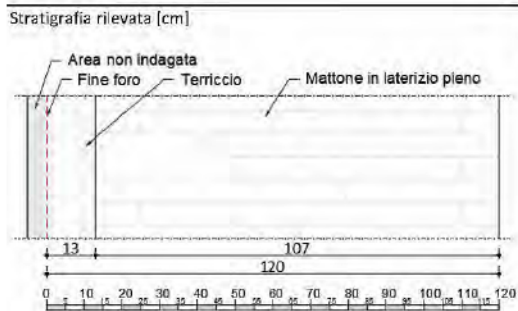
VE.02



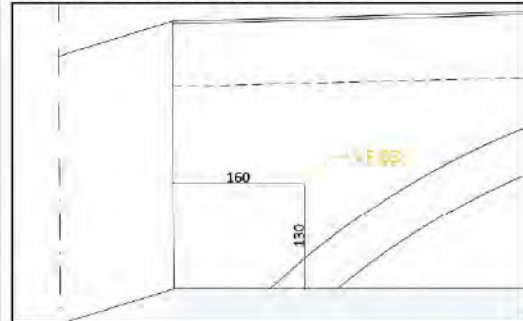
Localizzazione dell'elemento: prospetto a monte



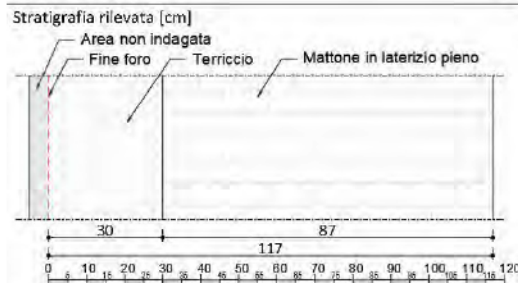
VE.03



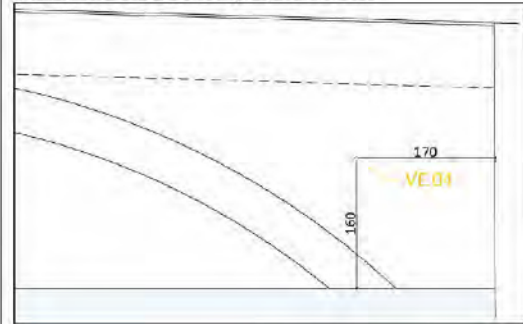
Localizzazione dell'elemento: prospetto a monte



VE.04



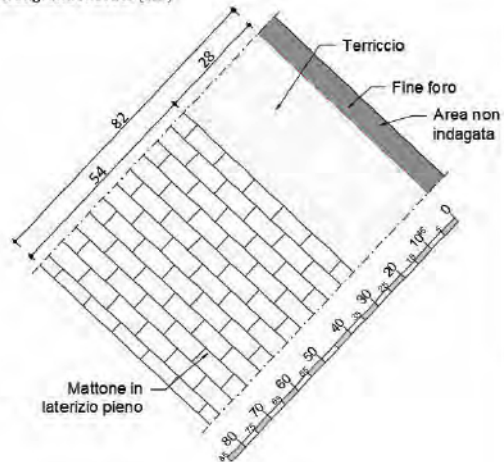
Localizzazione dell'elemento: prospetto a monte



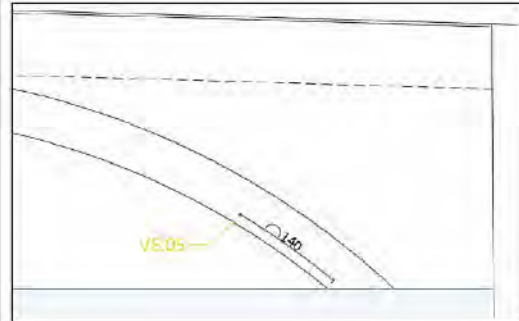


VE.05

Stratigrafia rilevata [cm]

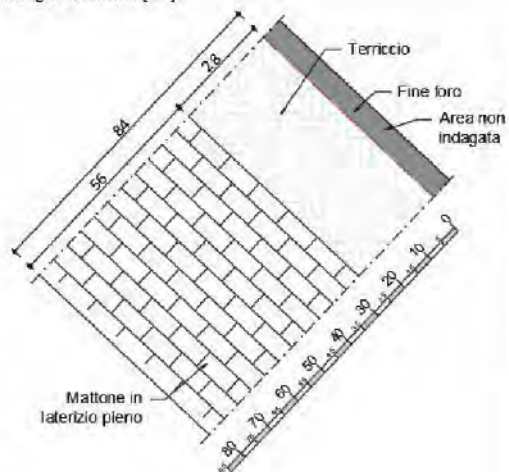


Localizzazione dell'elemento: intradosso arco

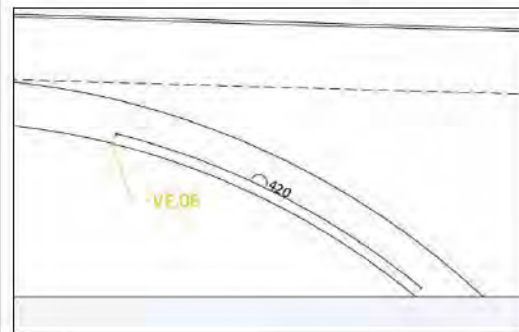


VE.06

Stratigrafia rilevata [cm]



Localizzazione dell'elemento: intradosso arco





1.4.2 PROVE PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA

Per la caratterizzazione meccanica della muratura sono state eseguite diverse prove su una specifica area della volta.

Attraverso la **prova con martinetto piatto singolo** è stata misurata, nella configurazione con soli carichi permanenti, una tensione di compressione nella muratura in corrispondenza del punto di prova pari a 0.43 N/mm^2 .

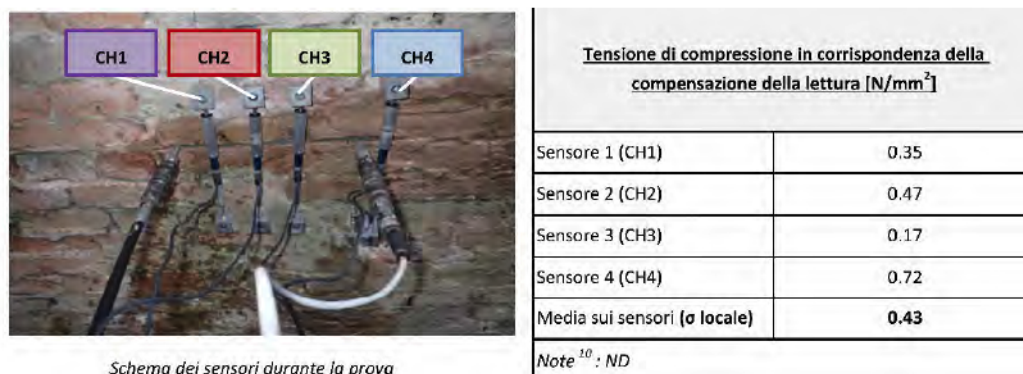


Fig. 2 Riepilogo risultati prova con martinetto singolo.

Attraverso la **prova di taglio** è stata determinata una resistenza a taglio della muratura pari a 1.59 N/mm^2 in corrispondenza del carico di compressione sopra definito.



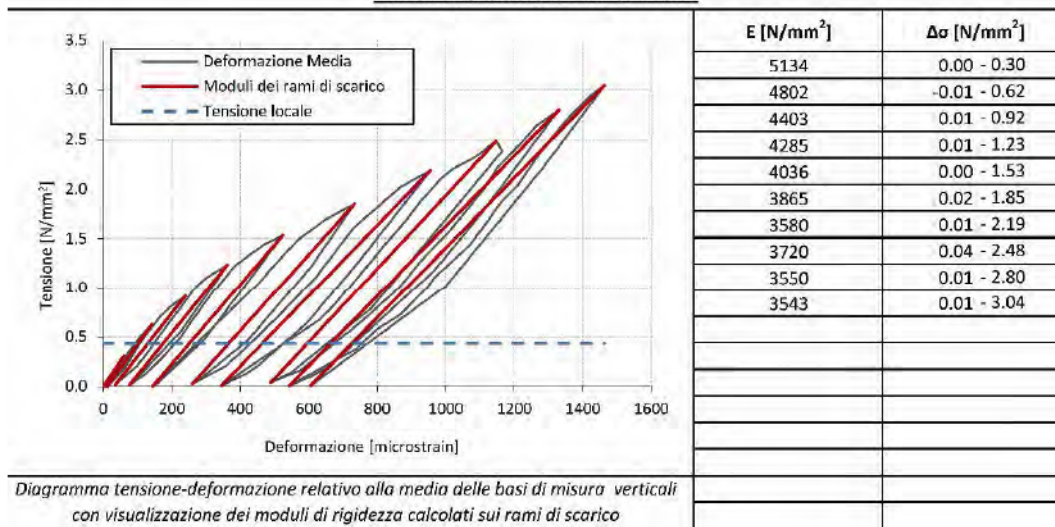
Documentazione fotografica

Risultati				
A^4	68750 mm ²		τ^7	> 1.59 N/mm
F_{max}^3	109.22 kN		$\sigma_{0,min}^8$	> 0.90 N/mm ²
σ_0^6	0.43 N/mm ²		$\sigma_{0,max}^9$	> 1.46 N/mm ²

Fig. 3 Riepilogo risultati prova di taglio.



Modulo di elasticità nei rami di scarico E



I risultati ottenuti hanno evidenziato i seguenti valori di caratterizzazione meccanica della muratura indagata:

- carico di rottura (f_c)¹ > 3.0 N/mm²;
- modulo di elasticità ($1/3 f_c$)² circa 4100 N/mm².

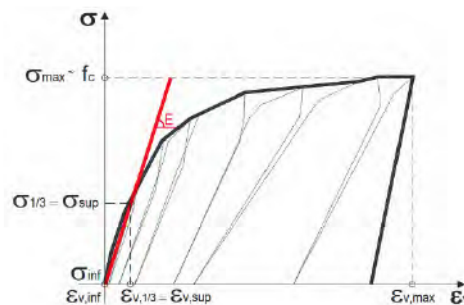


Fig. 4 Diagramma tipo per l'interpretazione dei risultati di prove con martinetto doppio.

La **prova di compressione sul mattone** ha evidenziato un carico limite certamente superiore a 6 N/mm², ampiamente superiore rispetto a quello determinato per il pannello murario confermandone i limiti di carico individuati con le altre prove.

¹ Il carico di rottura è assunto superiore al massimo carico applicato in quanto anche se la prova è stata sospesa prima dell'effettiva rottura il modulo di deformazione in corrispondenza di questo valore era ancora dell'ordine di 1/2 del modulo iniziale.

² Il modulo elastico corrispondente ad 1/3 del carico di rottura è calcolato sulla base del valore cumulato delle deformazioni corrispondenti ai diversi passi di carico sino a 2 N/mm², per i quali sono disponibili i moduli di deformazione puntuali.



MIF 1922 – N° 1 CAMPIONE DI MATTONE PIENO

Ponte del Maglio di Padova (PD)

Sigla Laboratorio	Sigla Cliente	DATA DEL PRELIEVO	DATA DELLA PROVA	DIMENSIONI (mm)			RESISTENZA TOTALE (KN)	RESISTENZA UNITARIA (N/mm ²)
				Lunghezza	Larghezza	Altezza		
MIF 1922 - 1	PM.01	n.d.	22/03/21	269,7	138,3	60,8	951,0	25,49

Fig. 5 Riepilogo risultati prova di compressione in laboratorio.

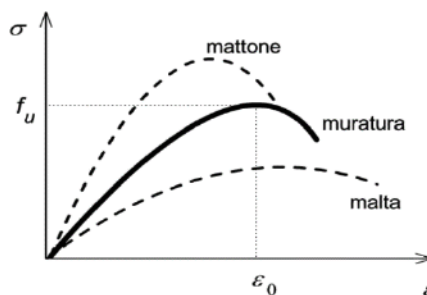
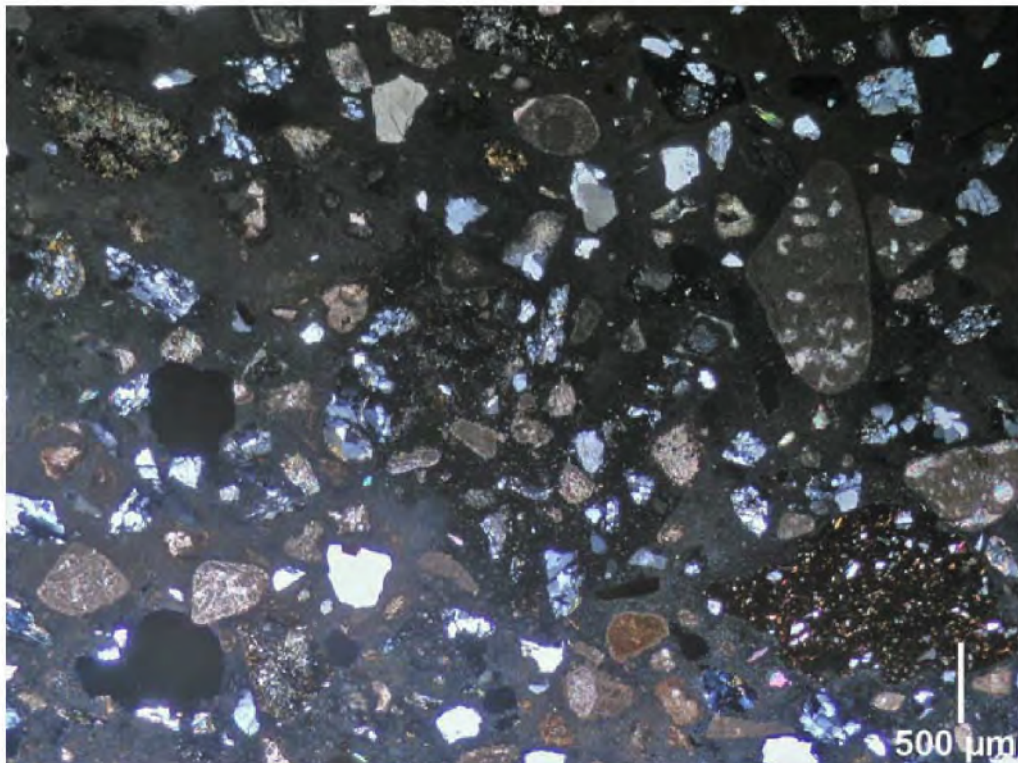


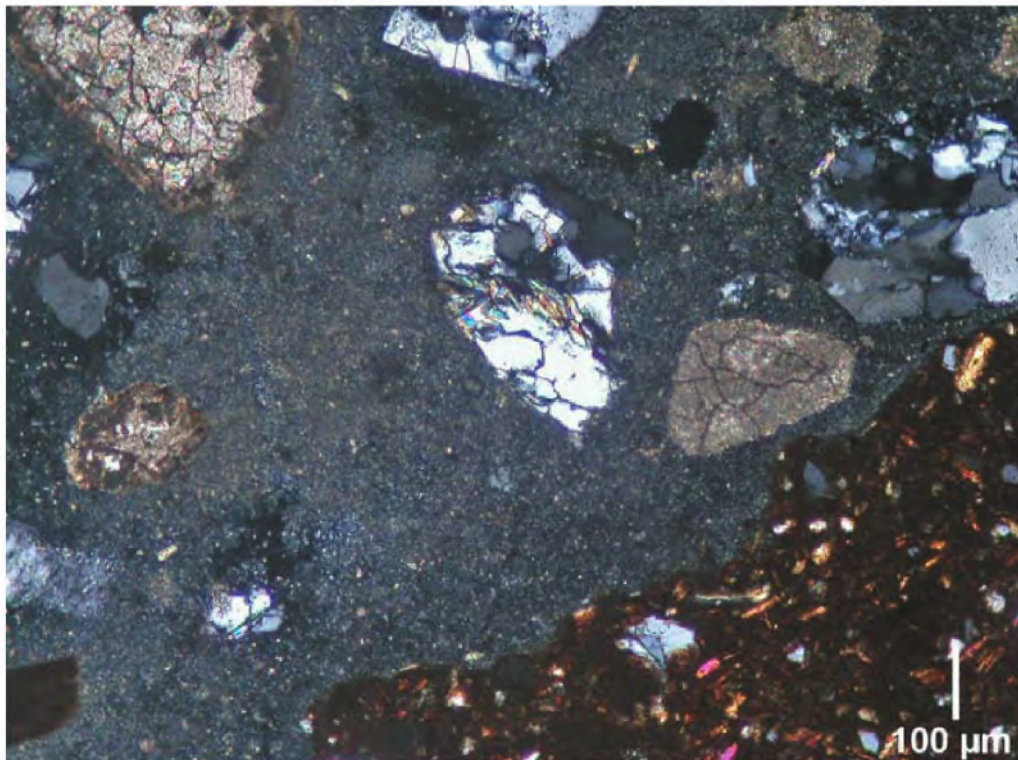
Fig. 6 Diagramma sforzo-deformazione caratteristico delle murature

Lo **Studio mineralogico-petrografico** sulla malta d'allettamento ha evidenziato una composizione della malta di buona qualità strutturale, meglio descritta nella tabella che segue.

sigla	Legante (L)	Aggregato (A)	Granulometria dell'aggregato (mm)	L:A (in volume)
MA.01	calce aerea (magnesiaca ?)	sabbia di fiume	0.04-1.15 prev. 0.3-0.4	1:2



Camp. MA.01: microfotografia della sezione sottile (luce trasmessa, N+).



Camp. MA.01: dettaglio (luce trasmessa, N+).



2 DATI GENERALI DI PROGETTO

2.1 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

2.1.1 PONTE PER TRANSITO VEICOLARE

Il ponte è destinato al transito di veicoli e persone in ambito urbano.

2.1.2 VITA NOMINALE RESIDUA ($V_{N,R}$) E VITA NOMINALE AI FINI SISMICI

Il ponte ha già maturato una vita utile prossima a 100 anni, pertanto, se ne individua la vita residua in accordo alla CNR 213.

Si definisce una *vita utile residua pari a 30 anni*, tipica di ponti di maggior rilievo, nel caso di progetto di intervento.

In analogia con quanto definito nella Relazione sulla Risposta Sismica di Sito si fissa una vita nominale pari a **35 anni**.

2.1.3 CLASSE D'USO AI FINI SISMICI

L'opera è considerata come Ponte non ricadente nelle classi d'uso III e IV in quanto un suo eventuale danneggiamento non genererebbe o amplificherebbe situazioni di emergenza.

Per quanto sopra, in accordo a NTC 2018 2.4.2, si attribuisce la classe d'uso **II**.

2.1.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Sulla base della vita nominale di progetto e della classe d'uso dell'opera si ha:

- Coefficiente d'uso in accordo a NTC 2018 tab. 2.4.II $C_u = 1.0$;
- Periodo di riferimento dell'azione sismica **$V_R = 35$ anni** = 35 anni \times 1.0.



2.2 SITO DI COSTRUZIONE

Il manufatto ricade nel territorio del Comune di Padova che, come i Comuni limitrofi, ricade in un'area a bassa sismicità.

La classificazione del Comune di Padova dall'epoca di costruzione al 2003 era di zona non-sismica; successivamente, in base al D.P.C.M. 3274/2003 e alla collegata D.C.R. n. 67/2003 è stata di Zona 4 e dal 2021, in base alla D.G.R. n.244/2021, è:

Zona 3 - Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.

2.2.1 COORDINATE GEOGRAFICHE

La posizione geografica è individuata, ai fini della caratterizzazione delle azioni di progetto, dalle seguenti coordinate: (WGS84): **45.40° N; 11.88° E**.

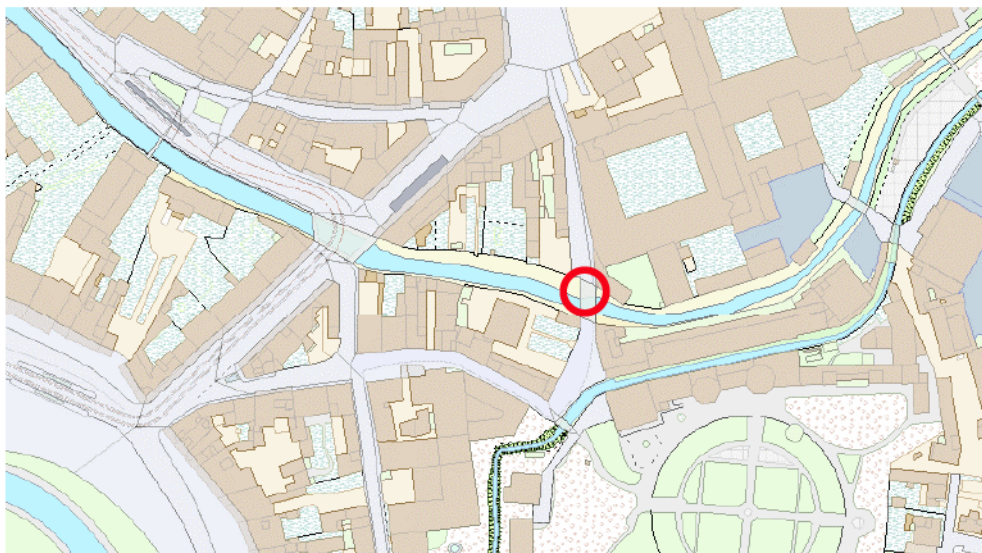


Fig. 7 Localizzazione dell'opera.

2.2.2 CONDIZIONE TOPOGRAFICA

La costruzione si trova in zona pianeggiante, pertanto, caratterizzata da **Categoria topografica T1**.



2.2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Coerentemente con i criteri di verifica adottati, si riporta una descrizione del suolo orientata a descrivere le caratteristiche necessarie alla determinazione delle azioni sulla struttura.

La caratterizzazione geotecnica della zona di interesse è stata eseguita attraverso una campagna d'indagine, descritta in dettaglio nella relazione Geologica e di Risposta Sismica di sito e consistita nell'esecuzione di:

- n. 1 CPT - Prova penetrometrica per la ricostruzione della stratigrafia;
- n. 1 MASW - Prova dinamica per la determinazione della V_{seq} in situ;
- n. 1 HVSR - Indagine tromografica per la determinazione frequenza di risonanza del sito.

La prova penetrometrica ha consentito di ricostruire la stratigrafia del sito, riportata di seguito insieme alla tabella delle proprietà del terreno da essa derivate.

Strato n.	Profondità da m	Profondità a m	Spessore (m)	Rp medio (Kg/ cm ²)	Comportamento prevalente
PRESCAVO	p.c.	2.0	2.0	-	-
1	2.0	4.8	2.8	43.8	granulare
2	4.8	8.6	3.8	14.1	coesivo
3	8.6	14.8	6.2	45.6	alternanze
4	14.8	18.0	3.8	87.2	granulare
5	18.0	19.8	1.8	19.7	coesivo
6	19.8	23.0	3.2	144.6	granulare

Fig. 8 Stratigrafia da CPT

Nr.	Prof. base	Tipo	Cu	Mo	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
PRESCAVO	2.00	--	--	--	--	--	--	--	--
1	4.80	I	--	--	1.8	2.1	55.2	30.8	114.5
2	8.60	C	0.8	48.4	1.9	2.0	--	--	--
3	14.80	C+I	0.6	45.2	2.1	2.2	36.3	29.0	180.3
4	18.00	I	--	--	1.9	2.2	51.8	30.0	224.0
5	19.80	C	1.1	44.8	2.0	2.1	--	--	--
6	23.00	I	--	--	1.9	2.2	63.5	31.0	369.0

Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità base strato (m)
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
 Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)
 Puv: Peso unità di volume (t/m³)
 PuvS: Peso unità di volume saturo (t/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)
 Ey: Modulo di Young (Kg/cm²)

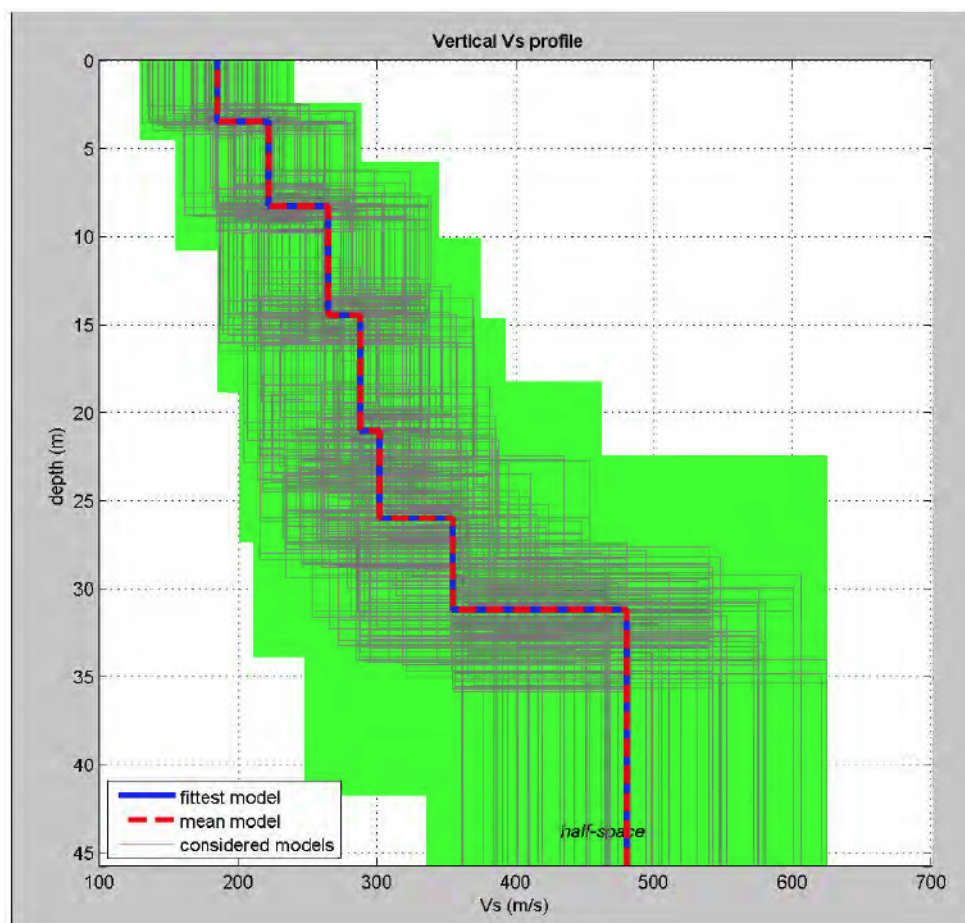
Fig. 9 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo



Sulla base della caratterizzazione stratigrafica su esposta è stata eseguita una valutazione della suscettibilità alla liquefazione ottenendo un indice del potenziale di liquefazione $IPL = 2.15$, corrispondente ad un Livello di rischio Basso.

Con l'indagine dinamica MASW è stata caratterizzata la risposta del sottosuolo alle sollecitazioni dinamiche.

In base ai risultati della prova è stato definito un valore $V_{s\ eq} = 262\text{ m/s}$, che, se rapportato alla tab. 3.2.11 delle NTC 2018, caratterizza il terreno come appartenente alla **Classe di suolo C**.



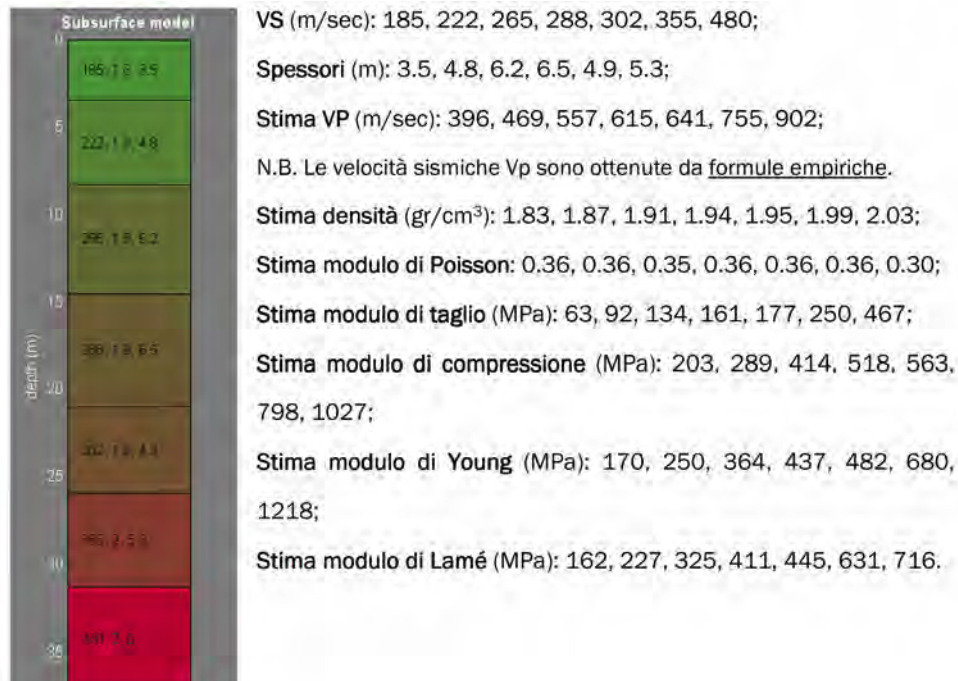


Fig. 10 Estratto della Classificazione del territorio provinciale ai sensi delle NTC 2008.

L'indagine tomografica ha evidenziato una frequenza di risonanza del sito corrispondente a:

$$H/V = 0.94 \pm 0.01 \text{ Hz.}$$



2.2.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO – RISPOSTA SISMICA LOCALE

Si riportano di seguito le risultanze dell'analisi per la determinazione della Risposta sismica Locale eseguita nell'ambito delle attività propedeutiche alla progettazione e descritta nella Relazione Geologica e di Risposta Sismica di sito. Come evidenziato nella citata relazione, lo spettro di risposta sismica locale normalizzato, definito con riferimento ai parametri dell'opera e di sito sopra citati, risulta essere più gravoso del corrispondente spettro di riferimento definito dalle NTC 2018.

Si riporta di seguito lo spettro che descrive la risposta sismica locale per lo SLV caratterizzato dai seguenti parametri:

- $\mathbf{ag/g = 0.110} = 1.524 \times ag/g_{TAB\ INGV} = 1.524 \times 0.072$;
- $\mathbf{F_0 = 2.805} = 1.067 \times F_{0\ TAB\ INGV} = 1.067 \times 2.629$;
- $\mathbf{T_c^* = 0.437} = 1.332 \times T_{c^*} = 1.332 \times 0.328$;
- $\mathbf{S_s = 1.0}$ (amplificazione del suolo inglobata nei parametri di base);
- $\mathbf{S_t = 1.0}$;
- $\mathbf{\eta = 1.0}$.

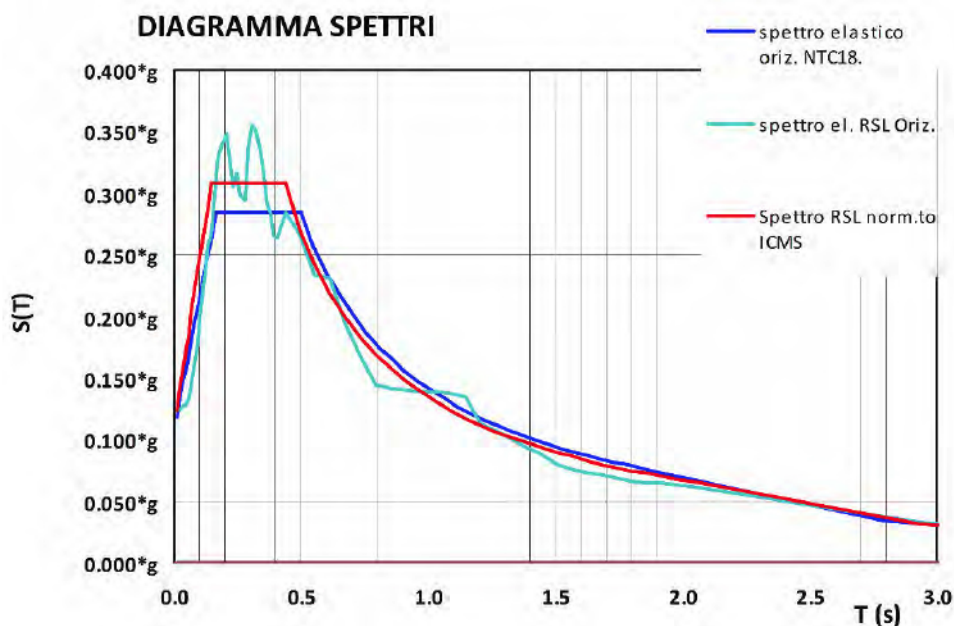


Fig. 11 Spettro da Tabella INGV (NTC2018) vs Spettro di RSL

2.2.5 PSEUDO-ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO PER LA VALUTAZIONE DEL RAPPORTO ζ_e

Il sisma di progetto di riferimento allo SLV è definito da un valore $\mathbf{a_g S = 0.11\ g}$.



3 COSTRUZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

3.1 ANALISI STORICO-CRITICA

3.1.1 EPOCA DI REALIZZAZIONE

Il manufatto è stato edificato nel 1547 e non si ha evidenza che abbia subito modifiche nel corso della sua vita, fatta eccezione per la realizzazione dell'infrastruttura carrabile superiore.

3.1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI DELL'EPOCA DI REALIZZAZIONE

L'epoca di costruzione è di gran lunga antecedente le prime norme e i primi manuali.

3.1.3 DOCUMENTAZIONE DESCRITTIVA

Non è stato possibile recuperare documentazione sull'opera utile alla caratterizzazione geometrico-strutturale.

3.1.4 EVENTI SISMICI PREGRESSI

Il manufatto è stato sollecitato dalle azioni sismiche che hanno interessato il sito di costruzione con i livelli di intensità sismica riportati nella relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica.

Come si evince dai dati riportati l'intensità dei sismi che hanno interessato l'opera e di cui si hanno informazioni certe, perché avvenuti in epoca recente, è modesta. Di conseguenza l'assenza di conseguenze registrate o visibili sulla costruzione non costituisce indicazione utile per le analisi.



3.2.2.2 Timpano e rinfianco

La geometria del timpano e del rinfianco discende dal rilievo eseguito ed è caratterizzata da un andamento variabile in altezza da un minimo in mezzeria ad un massimo alle estremità, coerentemente con l'andamento orizzontale del piano carrabile.

Rinfianco e timpani sono caratterizzati come segue:

- materiale del rinfianco terriccio (18 kN/m³);
- altezza minima del rinfianco all'imposta 0 cm;
- spessore dei timpani minimo 87 cm;
- spessore timpani massimo 107 cm;

3.2.2.3 Muri di coronamento

La geometria dei muri che fungono da balaustre discende dal rilievo eseguito ed è caratterizzata da:

- altezza media 75 cm;
- spessore 40 cm.

3.2.3 CARATTERIZZAZIONE DELLE FINITURE RILEVANTI

Gli strati che compongono la finitura superficiale sono caratterizzati come segue:

- materiale di finitura masegni (25 kN/m³);
- spessore strato di finitura 10 cm;
- materiale del sottofondo sabbia (18 kN/m³);
- spessore del sottofondo 4 cm.



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

3.3 AZIONI DI PROGETTO ORIGINARIE

3.3.1 CARICHI PERMANENTI

Il manufatto non risulta aver subito modifiche dalla costruzione, pertanto, i carichi permanenti presenti si ritengono coincidenti con quelli di progetto.

Qualche modifica dei carichi può essersi avuta con la sostituzione del sottofondo della pavimentazione, ma l'impatto complessivo si ritiene trascurabile.

3.3.2 SOVRACCARICHI VARIABILI

Il manufatto è stato realizzato in un'epoca in cui non esistevano carichi simili agli odierni sovraccarichi da traffico.

Un riferimento, molto successivo, potrebbe essere il sovraccarico di 350 kg/m² in uso fra XIX e XX secolo.

3.3.3 AZIONI AMBIENTALI

Il sovraccarico da neve risulta essere trascurabile, essendo non contemporaneo e inferiore al carico da folla.

3.3.4 SISMA

L'azione sismica non dovrebbe essere stata considerata in accordo alla prassi dei tempi anche successivi.



3.4 LIVELLO DI CONOSCENZA

Per la definizione del Livello di Conoscenza (LC) raggiunto si fa riferimento alle indicazioni della CIRC 2019.

La semplicità dell'opera e la quasi totale mancanza di intonaco sui paramenti murari hanno consentito una lettura estesa delle murature.

Le indagini endoscopiche hanno consentito di indagare le parti non accessibili fornendo indicazioni sulle geometrie non rilevabili dall'eterno.

Per quanto sopra risulta possibile definire un livello di sicurezza **LC2** integrando le valutazioni di carattere ispettivo con i risultati delle indagini, seppur limitate, sulle resistenze del materiale.

3.5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Dai rilievi condotti è emerso che il materiale comune a tutti gli elementi strutturali è la *muratura di mattoni pieni e malta di calce*.

3.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA PROVE IN SITU

Le dimensioni dell'opera ed il suo carattere storico-architettonico hanno suggerito di non eseguire indagini ripetute in più punti sul manufatto e, in accordo a Circ. NTC 2018 punto C.8.5.3, far riferimento ai valori riportati in tabella C.8.5.I, eventualmente integrati con i fattori in tabella C.8.5.II.

Per garantire il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 e supportare la scelta di eventuali fattori di miglioramento, sono state condotte limitate prove in situ volte ad individuare i seguenti paramenti caratterizzanti la qualità della muratura in oggetto.

Da indagini e prove in situ si ha:

- Resistenza a compressione $f_{test} > 3.0 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a taglio in assenza di compressione $f_{v0 \text{ test}} = 0.90 \div 1.46 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo elastico normale $E_{test} = 4000 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficiente d'attrito interno³ $\mu = 0.7 = \tan (35^\circ)$.

³ Considerando la composizione della malta (calce e sabbia) il coefficiente di attrito è valutato, in accordo ai dati di letteratura, pari a $\varphi = 35^\circ$.



3.5.2 CARATTERISTICHE DELLE MURATURE DA NORMA

In accordo alle indicazioni di normativa dalla tabella C.8.5.I si sono estratti i valori medi di resistenza e medi di deformabilità per la tipologia di muratura individuata.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	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

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

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 sbazzati, 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 squadriati	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 sismiche 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/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,25}$ (f_m in N/mm²).

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

Fig. 13 Tabelle estratte da NTC 2018.



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

Sulla base dei risultati delle indagini su esposte, i valori di riferimento da tab C.8.5.I sono stati incrementati applicando coefficienti di tabella C.8.5.II.

Per quanto sopra le caratteristiche medie attribuite al materiale muratura del manufatto sono:

- Resistenza media a compressione $f_m = 4.5 \text{ N/mm}^2 = 3.45 \text{ N/mm}^2 \times 1.3$;
- Resistenza media a taglio in assenza di compressione (tessiture irregolari)
 $\tau_{0m} = 0.12 \text{ N/mm}^2 = 0.09 \text{ N/mm}^2 \times 1.3$;
- Resistenza media a taglio in assenza di compressione (tessiture regolari)
 $f_{v0m} = 0.26 \text{ N/mm}^2 = 0.20 \text{ N/mm}^2 \times 1.3$;
- Modulo elastico normale $E_m = 1500 \text{ N/mm}^2 = 1500 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo elastico tangenziale $G_m = 500 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di attrito interno $\mu = 0.7$



3.6 RESISTENZE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DI SICUREZZA

Nella determinazione delle resistenze di calcolo a partire dalle resistenze medie dei materiali intervengono diversi fattori di riduzione quali:

- Fattore di confidenza (FC), definito dalle NTC 2028 in funzione del livello di conoscenza raggiunto;
- Fattore di difformità (γ_C), definito dalle CNR 213 in funzione dello scostamento della geometria dalle regole di riferimento;
- Coefficiente di degrado (γ_D) definito dalle CNR 213 in funzione dello stato delle murature in oggetto.

3.6.1 FATTORE DI CONFIDENZA

Il livello di conoscenza LC2 raggiunto attraverso rilievi e indagini comporta, in accordo a CIRC 2019 tab. C.8.5.3.1, l'applicazione di un fattore di confidenza:

$$FC = 1.20.$$

3.6.2 VALUTAZIONE RISPETTO REGOLA D'ARTE NELLE GEOMETRIE E FATTORE DI DIFFORMITÀ

Si riporta di seguito la valutazione di conformità, eseguita in accordo al punto 4.3 delle CNR 213, e la conseguente determinazione del fattore di difformità γ_C .

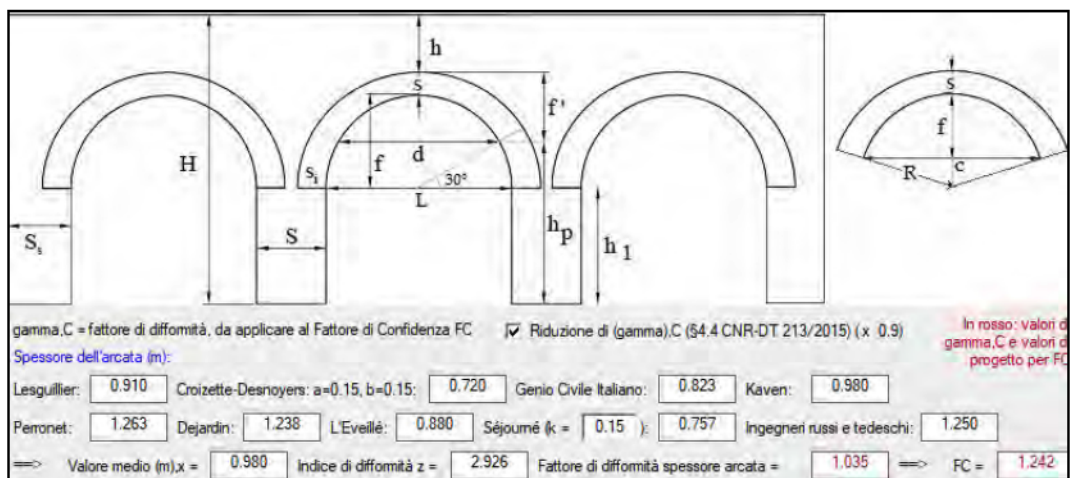


Fig. 14 Estratto della schermata di output del software SAV.

Al fattore di difformità calcolato in funzione della geometria è stata applicata la riduzione del 10% in accordo al punto 4.4 delle CNR 213 in quanto il ponte non ha cambiato tipologia di utilizzo.

Il valore del Fattore di difformità risulta pari a:

$$\gamma_C = 1.035$$



3.6.3 LIVELLO DI DEGRADO E COEFFICIENTE DI DEGRADO

Si riporta di seguito la valutazione del livello di degrado, eseguita in accordo al punto 6.5.4 delle CNR 213, e la determinazione del conseguente coefficiente di degrado γ_D .

Il livello di degrado considerato è il massimo residuo atteso a seguito dell'intervento di manutenzione in oggetto.

Di seguito la tabella dei **tipi di degrado** con evidenziati quelli ammessi come residui.

T1	Assenza di degrado, presenza di alterazione cromatica, concrezione, crosta, deposito superficiale, incrostazione, patina e/o pellicola
T2	Alveolizzazione, efflorescenza, lacuna, macchia e/o patina biologica
T3	Deformazione, degradazione differenziale, erosione e/o pitting
T4	Disgregazione, esfoliazione, polverizzazione e/o scagliatura
T5	Distacco, fessurazione, mancanza, presenza di vegetazione e/o rigonfiamento

Fig. 15 Estratto da CNR 213

Di seguito la tabella dell'**estensione del degrado** e, riquadrata in rosso, l'estensione massima ammessa per il tipo T3.

Q1	5%	singoli elementi senza continuità
Q2	20%	in piccola parte
Q3	40%	molta
Q4	60%	prevalente
Q5	80%	la maggior parte

Fig. 16 Estratto da CNR 213

Di seguito la tabella dei **livelli di degrado** in funzione dell'estensione e del tipo.

	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5			
T1	D1	D1	D1	D1	D1	Livello di Degrado	Classe	Coefficiente di Degrado γ_D
T2	D2	D2	D2	D2	D2	Nulla	D1	1.00
T3	D2	D3	D3	D4	D5	Lieve	D2	1.00
T4	D3	D3	D4	D4	D5	Significativo	D3	1.05
T5	D4	D4	D4	D5	D5	Medio	D4	1.10
						Grave	D5	1.20

Fig. 17 Estratto da CNR 213

Il livello risultante è D2, medio, da cui un coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.0$.



3.6.4 CALCOLO DELLE RESISTENZE PER IL CALCOLO

In accordo ai fattori definiti nei paragrafi precedenti la resistenza di calcolo per la muratura è:

- Resistenza a compressione

$$f_d = f_m / (F_C \times \gamma_C) / (\gamma_m \times \gamma_D)$$

$$f_{d \text{ stat}} = 1.21 \text{ N/mm}^2 = 4.5 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (3 \times 1.0);$$

$$f_{d \text{ sis}} = 1.80 \text{ N/mm}^2 = 4.5 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (2 \times 1.0);$$

- Resistenza a taglio in assenza di compressione

$$f_{v,d} = f_{v,0m} / (F_C \times \gamma_C) / (\gamma_m \times \gamma_D)$$

$$f_{v,d \text{ stat}} = 0.07 \text{ N/mm}^2 = 0.26 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (3 \times 1.0);$$

$$\tau_{o,d \text{ sis}} = 0.11 \text{ N/mm}^2 = 0.26 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (2 \times 1.0);$$

- Coefficiente di attrito fra conci

$$\mu_d = \mu_m / (F_C \times \gamma_C) / (\gamma_m \times \gamma_D)$$

$$\mu_{d \text{ stat}} = 0.19 \text{ N/mm}^2 = 0.7 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (3 \times 1.0);$$

$$\mu_{d \text{ sis}} = 0.29 \text{ N/mm}^2 = 0.7 \text{ N/mm}^2 / (1.2 \times 1.035) / (2 \times 1.0).$$



4 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

4.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI GRAVITAZIONALI

Si riportano di seguito le azioni di progetto definite in accordo all'uso e a quanto rilevato o ricostruito mediante indagini.

4.1.1 ANALISI DEI CARICHI PER LE AZIONI PERMANENTI

4.1.1.1 PESO PROPRIO DELLA MURATURA

Per tutti gli elementi in muratura si considera un peso specifico di $G_{k1} = 18 \text{ kN/m}^3$.

4.1.1.2 PESO PROPRIO DEL RINFIANCO

Il rifianco, come da caratterizzazione eseguita, ha un peso specifico di:

$$G_{k2} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

4.1.1.3 PESO PROPRIO DEL SOTTOFONDO

Il sottofondo, come da caratterizzazione eseguita, ha un peso specifico di:

$$G_{k2} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

4.1.1.4 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE

La pavimentazione, come da caratterizzazione eseguita, ha un peso specifico di:

$$G_{k2} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

4.1.1.5 PESO PROPRIO DEI MURI DI CORONAMENTO

I muri di coronamento sono realizzati in muratura di spessore di 40 cm ed altezza media di 90 cm.

Dati:

- peso specifico della muratura 18 kN/m³;
- volume di muro 0.4 m X 0.75 m X 1 m / 1 m = 0.30 m³/m;

Il peso per metro lineare di muro è:

$$0.30 \text{ m}^3/\text{m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = G_{k1} = 5.4 \text{ kN/m}.$$



4.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Il ponte è destinato al transito veicolare e di pedoni, pertanto, i sovraccarichi di riferimento per un manufatto di nuova costruzione, privo di limitazione al transito, sarebbero quelli in NTC 2018 5.1.3.3.

Il ponte in oggetto ricade in ambito urbano (limitazioni della velocità a 50 km/h) ed in particolare si trova in un centro storico (limitazioni fisiche alla circolazione di mezzi di grandi dimensioni).

Da quanto sopra discende l'applicazione di azioni commisurate al reale utilizzo del manufatto, per il quale si definisce una **massa limite dei mezzi in transito di 20 t**.

In accordo al Codice della Strada la massa di 20 t è adeguata a consentire il transito di mezzi a motore a due assi per il trasporto di cose (massa limite 18 t) o persone (massa limite 19 t).

Il carico di 20 t consente, inoltre, il **transito dei mezzi dei VV.F.** per cui il mezzo di riferimento per le vie di accesso è caratterizzato da una massa di 20 t distribuita (60% / 40%) su due assi distanti 4 m.

La carreggiata ha una larghezza totale di 5.85 m, oltre al marciapiedi di 1.5 m, ed è destinata in parte, 2 m, alla sosta ed in parte al transito veicolare.

I valori di sovraccarico utilizzati come riferimento sono i sovraccarichi previsti dalle NTC 2018 per le aree destinate al transito e alla sosta di veicoli leggeri (Cat. F Tab. 3.1.II) e medi (Cat. G Tab. 3.1.II).

Le NTC escludono l'applicazione di tali sovraccarichi ai ponti. Nel caso specifico tale limitazione viene superata, oltre che per la funzione locale del collegamento, per la limitata velocità dei mezzi e per la geometria "tozza" del manufatto. Queste ultime caratteristiche, in particolare, riducendo le potenziali amplificazioni dinamiche rendono l'opera più simile ad una costruzione civile che ad un'opera d'arte stradale.

4.2.1 CARICO DOVUTO AI VEICOLI IN SOSTA

Il sovraccarico di Cat. F è applicato alla corsia di sosta dove, a causa della larghezza di carreggiata disponibile, non è possibile la sosta di mezzi di maggiori dimensioni.

Il sovraccarico distribuito applicato, rappresentativo dell'utilizzo dell'area per la sosta di mezzi leggeri (fino a 3 t), vale:

$$Q_{k3t} = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$



4.2.2 CARICO DOVUTO AI VEICOLI IN TRANSITO (MASSA LIMITE 20 t)

Il sovraccarico di Cat. G prevede mezzi a pieno carico fino a 16 t da cui discendono i seguenti sovraccarichi minimi: distribuito di 5 kN/m²; concentrato 2X50 kN.

4.2.2.1 Sovraccarico distribuito

Il sovraccarico distribuito di 5 kN/m² della Cat. G è incrementato per adeguarsi alla massa di riferimento di 20 t pur essendo già rappresentativo di una condizione media di carico cautelativa (la maggior parte del traffico cittadino è rappresentata da mezzi di massa inferiore a 3 t).

Il sovraccarico distribuito da traffico è assunto pari a: $Q_{k20t} = 6.5 \text{ kN/m}^2$.

4.2.2.2 Sovraccarico concentrato

Il sovraccarico concentrato 2X50 kN della Cat. G (corrispondenti ad un singolo asse da 10 t) è applicato, opportunamente maggiorato, in uno schema di carico rappresentativo del mezzo più gravoso.

Si applicano due coppie di carichi concentrati, rappresentative dei due assi del mezzo da 20 t, poste ad **interasse di 4 m** e con i seguenti valori di carico:

$$P_{k20t,1} = 2X60 \text{ kN} \quad P_{k20t,2} = 2X40 \text{ kN}$$

Il posizionamento dei carichi lungo il manufatto è stato determinato attraverso una analisi preliminare, che ne ha individuato la posizione in grado di massimizzarne le sollecitazioni.

4.2.2.3 Azione longitudinale da frenamento

L'azione longitudinale da frenamento, definita come il 60% della massa in transito, in accordo a 5.1.4 NTC 2018, e particolarizzata per i carichi in oggetto, vale:

$$F_{k20t} = 120 \text{ kN}.$$

4.3 AZIONI VARIABILI DA FOLLA

Il sovraccarico di riferimento per i marciapiedi è quello da folla compatta (NTC 2018 5.1.3.3.3) pari a:

$$Q_{k2} = 5.0 \text{ kN/m}^2.$$

4.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI AMBIENTALI

Le azioni dovute ad eventi come neve, vento e variazioni termiche sono da ritenersi non dimensionanti in virtù della tipologia di manufatto.



4.5 AZIONE SISMICA

4.5.1 INTENSITÀ

L'azione sismica di riferimento è applicata attraverso lo spettro di pseudo-accelerazione riportato nel paragrafo relativo al sisma di progetto ed è caratterizzata da $a_g S = 0.13g$.

L'azione sismica è applicata con il metodo dell'analisi lineare e facendo riferimento ad uno spettro per terreno tipo D che costituisce un adeguato inviluppo della risposta sismica locale.

4.5.2 DIREZIONI DI APPLICAZIONE

Le direzioni di riferimento adottate sono:

- x (0°) direzione parallela allo sviluppo longitudinale del ponte;
- y (90°) direzione trasversale rispetto allo sviluppo longitudinale del ponte.

Le verifiche sono condotte con riferimento alla direzione longitudinale che rappresenta la più gravosa per il manufatto.

4.5.3 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento, definito in accordo a NTC e CIRC 213, è:

- direzione orizzontale $q_H = 2.0$;
- direzione verticale $q_V = 1.5$.



4.6 COMBINAZIONI

Considerando le tipologie di carico applicate e gli obiettivi della valutazione di sicurezza, distinti per azioni gravitazionali e sismiche, si considerano i seguenti gruppi di combinazioni:

- del tipo SLU carichi gravitazionali e orizzontali previsti;
- sismiche SLV.

Le diverse azioni di progetto sono combinate, sulla base di quanto indicato in NTC 2018 5.1.3.14, applicando le tabelle riportate di seguito come minimi dei fattori di amplificazione.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2 ^o	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Fig. 18 Estratto da NTC 2018



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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_d	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{r2} , γ_{r3} , γ_{r4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi per carichi o per la parte di essi) si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,20 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Fig. 19 Estratto da NTC 2018

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (tolla)	—	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Fig. 20 Estratto da NTC 2018



5 VALUTAZIONE DI SICUREZZA

Per indagare la stabilità della volta ed eseguire le verifiche nei confronti delle azioni gravitazionali e sismiche è stato utilizzato un software specifico per ponti in muratura (Aedes SAV – Stabilità archi e volte).

Si riportano di seguito le informazioni relative alla schematizzazione, alle analisi condotte e ai risultati ottenuti.

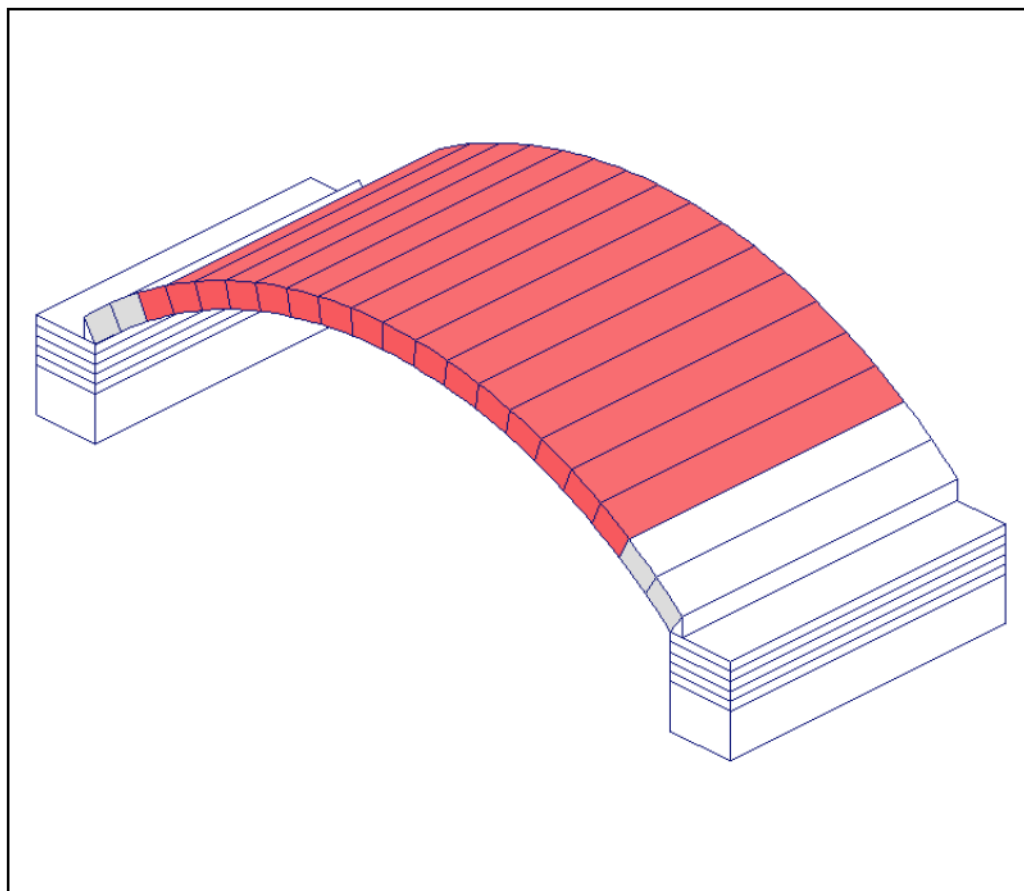


Fig. 21 Rappresentazione 3D del modello a conci.

Nel modello sono stati inseriti i piedritti per completezza del modello funzionale al calcolo ma i risultati ad essi relativi non vengono considerati ai fini delle verifiche.



5.1 MODELLO DI CALCOLO DEL MANUFATTO

Il manufatto è stato schematizzato nelle sue parti rilevanti: volta, spalle e timpani.

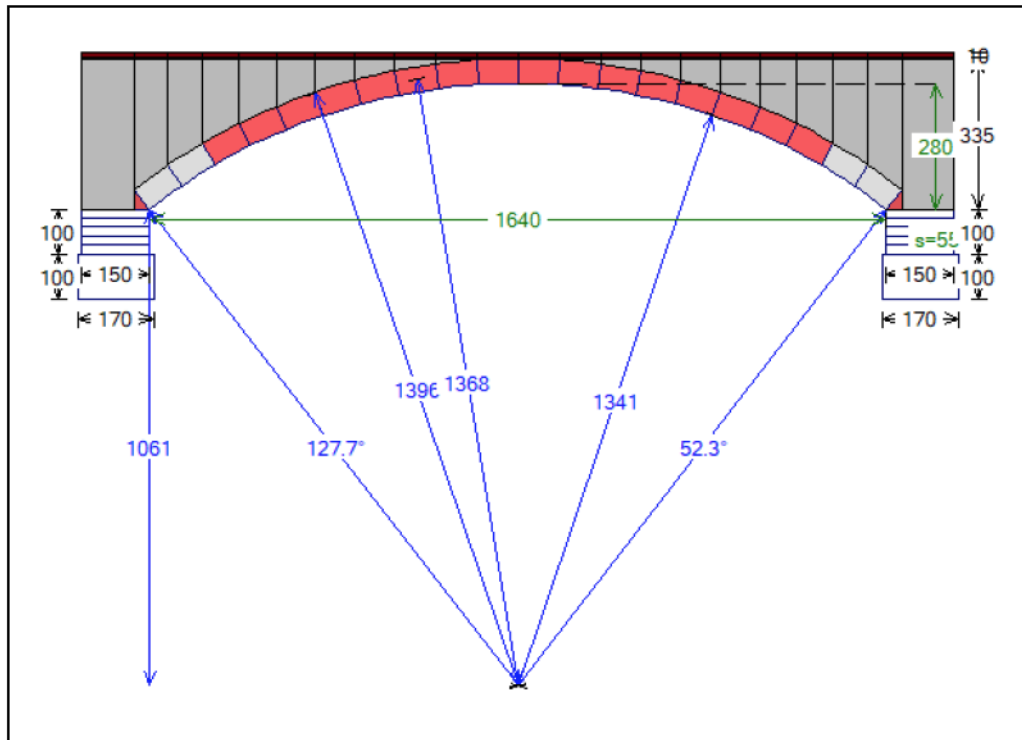


Fig. 22 Geometria degli elementi portanti in muratura (cm) con rinfianchi e rappresentazione schematica del sottofondo e della pavimentazione.



Fig. 23 Vista del modello dall'alto del manufatto (cm).



5.2 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI

Oltre ai carichi determinati automaticamente dal software, sono stati inseriti i carichi dovuti ai muri di coronamento.

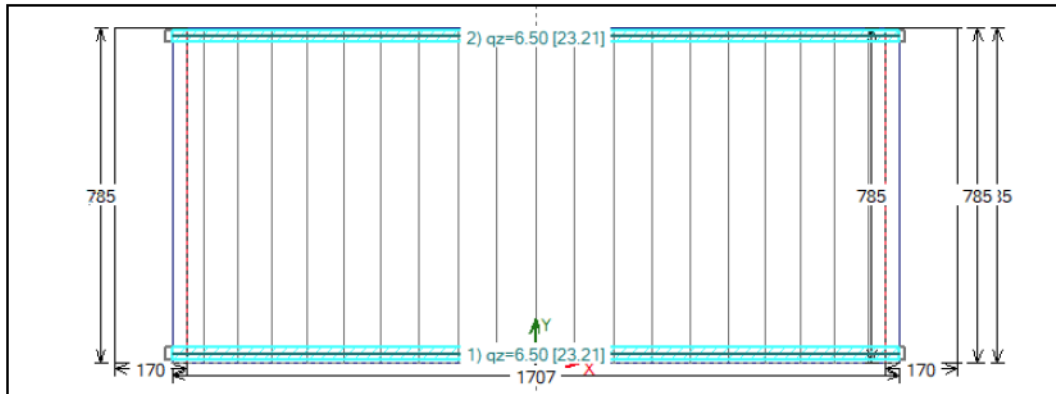


Fig. 25 Vista in pianta con carichi lineari dovuti ai muri di coronamento (kN/m).

Si riportano di seguito gli schemi di carico relativi ai sovraccarichi variabili considerati.

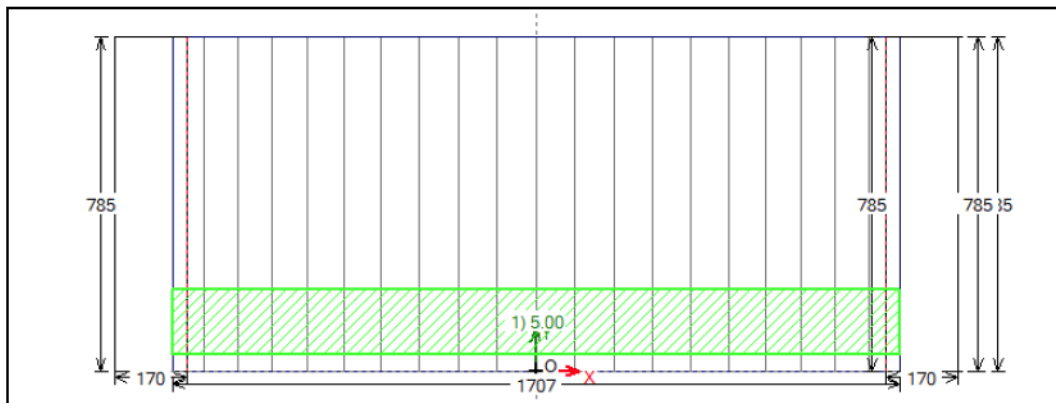


Fig. 26 Vista in pianta con carico da folla compatta (kN/m²).

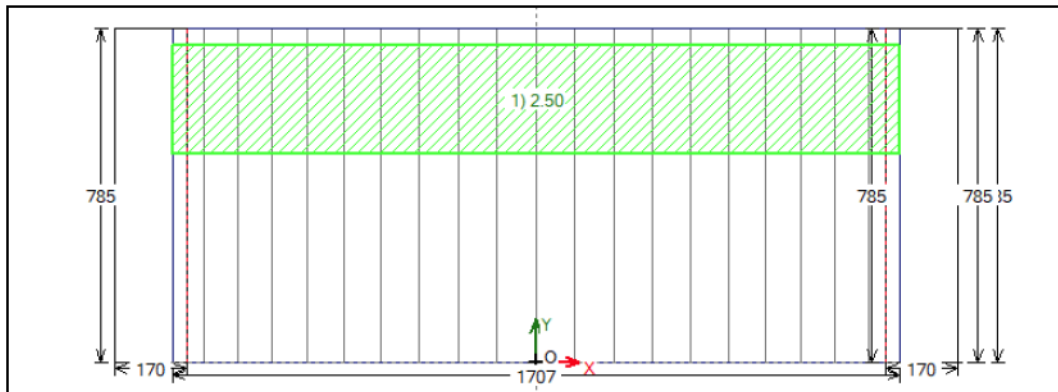
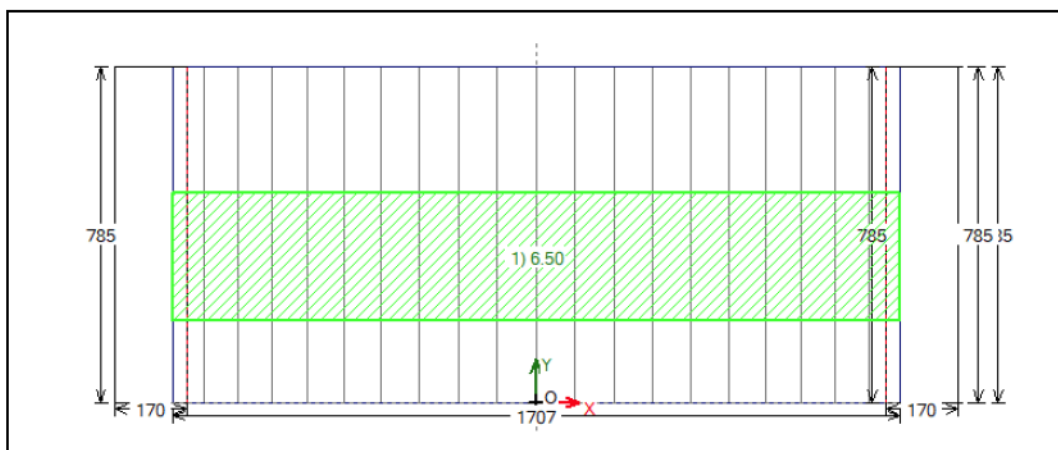
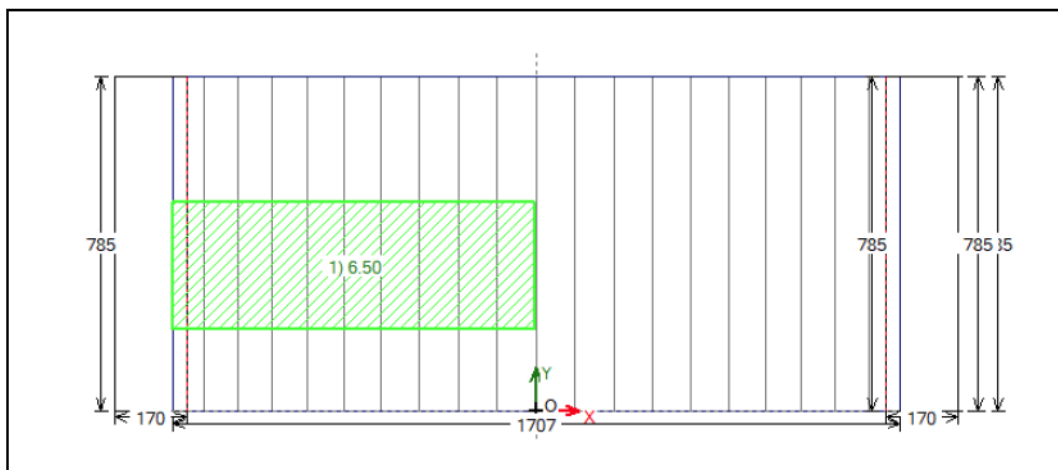


Fig. 27 Vista in pianta con carico da veicoli in sosta (kN e kN/m).



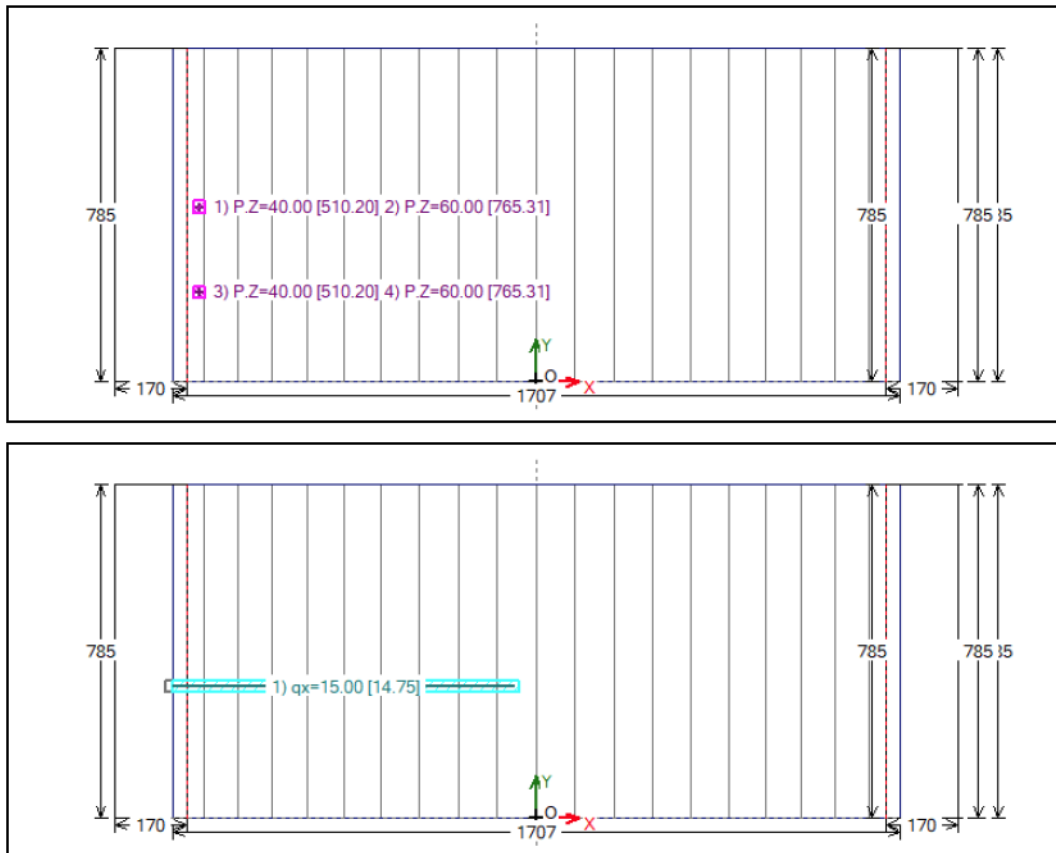


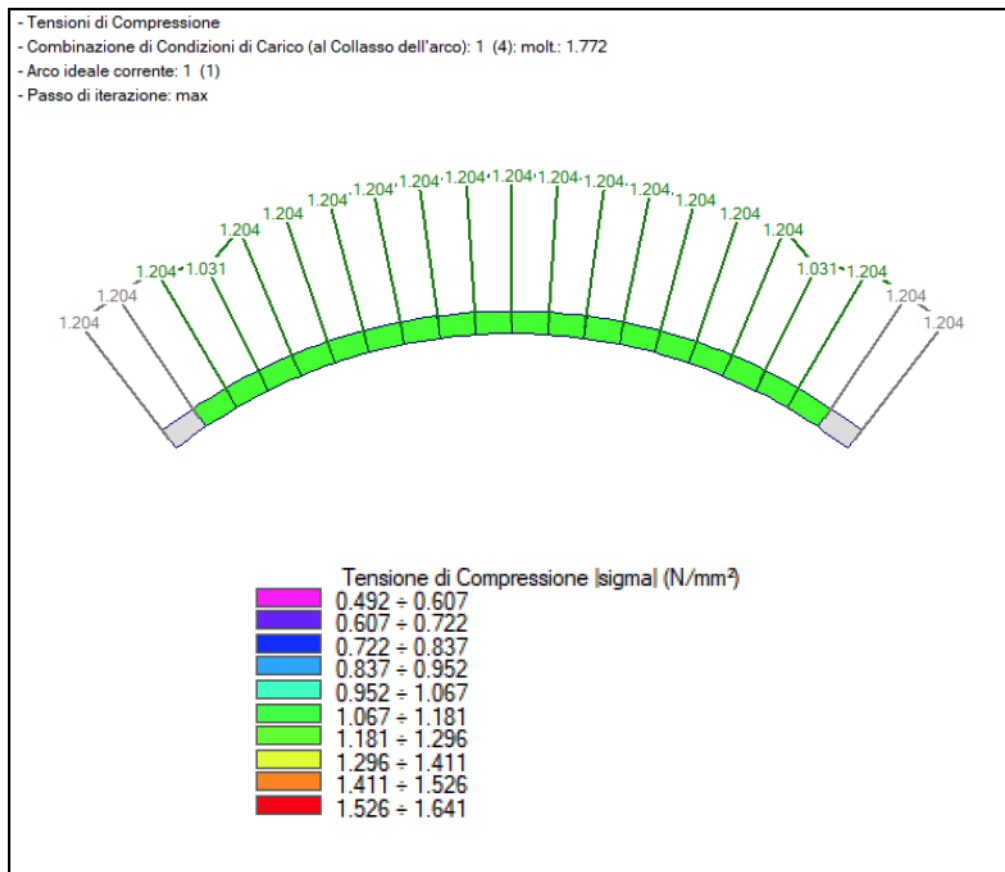
Fig. 28 Vista in pianta con carichi da veicoli in transito 20t – diffusi con estensione parziale/totale e concentrati verticali e da frenamento da mezzo di progetto (kN/m).



5.3 RISULTATI DELL'ANALISI PER LE AZIONI GRAVITAZIONALI

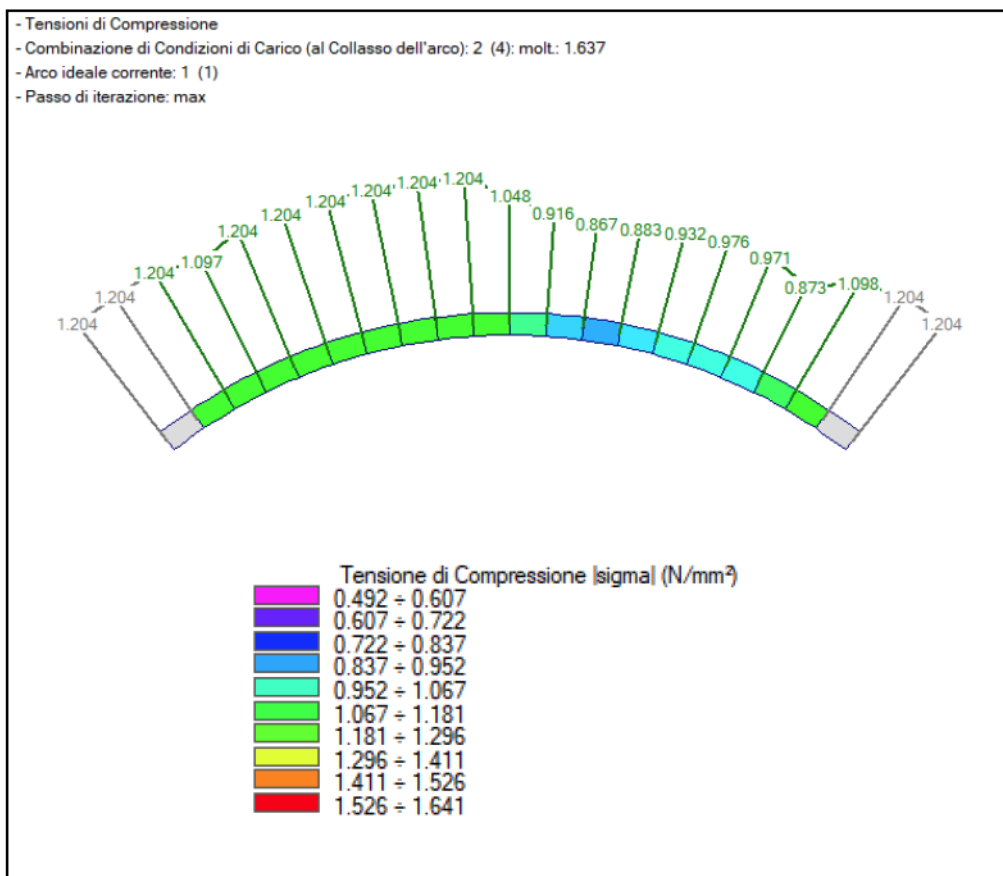
Di seguito i risultati più significativi riportati in forma tabellare e grafica.

ANALISI STATICA			
CCC 1 (4)		Info Multiplicatore verticale di collasso	
Verifica Soddisfatta		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC: 1.003	
Struttura:	Arco	Arco n°:	1
		CCC n°:	3
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1	>> 1
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1
Compressione della muratura	1.772	3.931	3.933
Trazione dei rinforzi	>> 1		



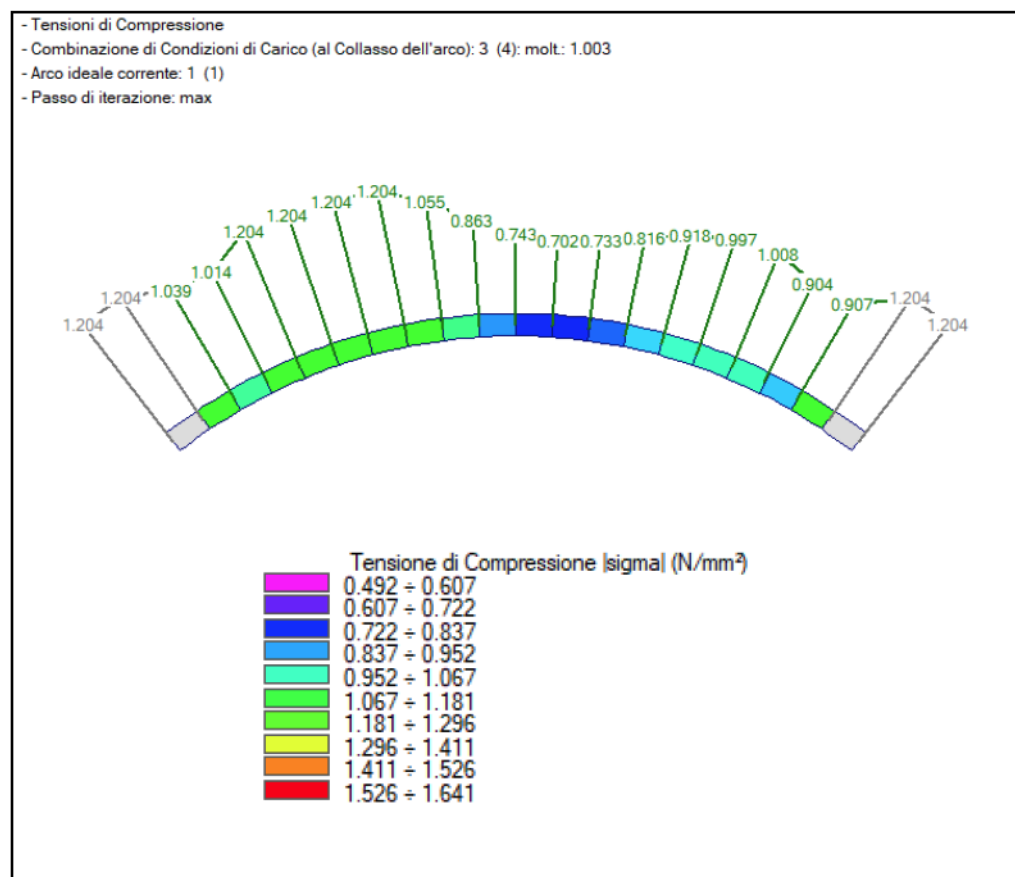


ANALISI STATICA			
CCC 2 (4)	Info Multiplicatore verticale di collasso		
Verifica Soddisfatta	minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :		1.003
	Struttura:	Arco	Arco n°: 1 CCC n°: 3
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1	>> 1
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1
Compressione della muratura	1.637	2.372	4.337
Trazione dei rinforzi	>> 1		



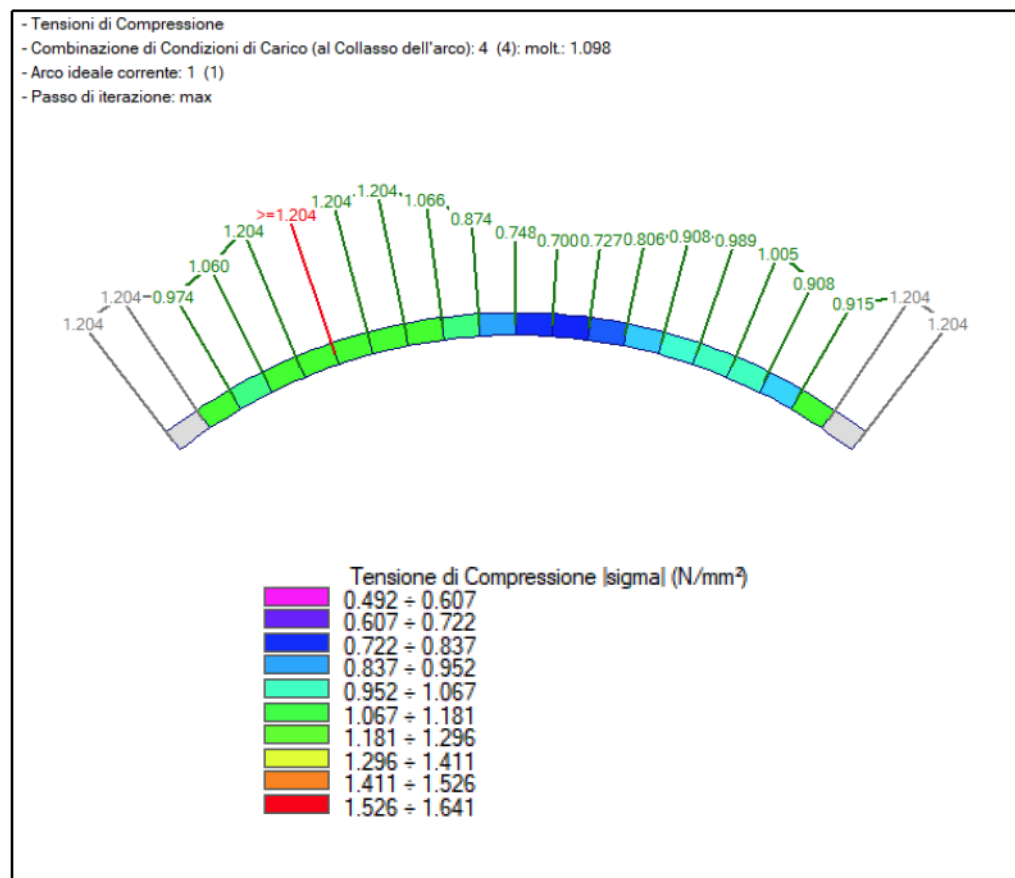


III ANALISI STATICA							
CCC 3 (4)		Info Moltiplicatore verticale di collasso					
Verifica Soddisfatta		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				1.003	
		Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:	3
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx				
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1	9.068				
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1				
Compressione della muratura	1.003	1.753	4.400				
Trazione dei rinforzi	>> 1						





ANALISI STATICA							
CCC 4 (4)		Info Moltiplicatore verticale di collasso					
Verifica Soddisfatta		minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				1.003	
		Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:	3
Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx				
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1	>> 1				
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1				
Compressione della muratura	1.098	1.728	5.494				
Trazione dei rinforzi	>> 1						



Come si evince dai diagrammi e dalla tabella riepilogativa sopra riportati, le combinazioni gravitazionali risultano verificate sia in termini di verifiche globali che locali.

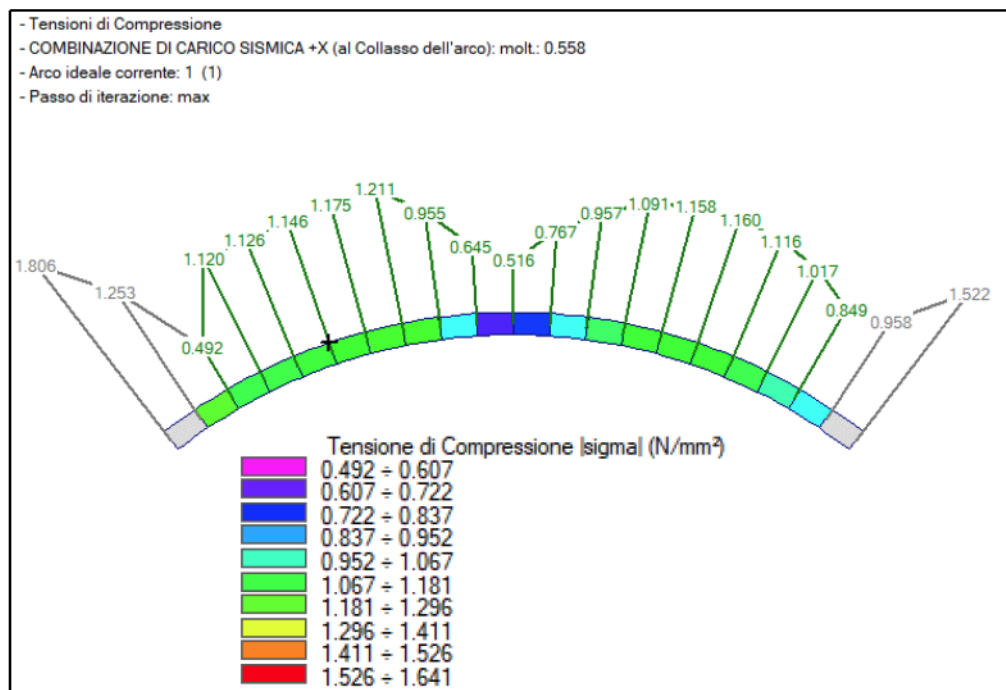
Dal confronto delle azioni variabili di progetto con le diverse azioni limite individuate (esclusa quella limite per i piedritti), è stato definito un rapporto minimo fra azioni limite per ciascuna verifica e azioni di riferimento pari a 1.00.



5.4 RISULTATI DELL'ANALISI PER LE AZIONI SISMICHE

Di seguito i risultati più significativi riportati in forma tabellare e grafica.

ANALISI SISMICA		Info		
		Moltiplicatore orizzontale di collasso		
		minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi : 0.106		
		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)	1.175 1.175	0.158 0.354	0.354 0.158	0.345
Attrito (Taglio nei giunti)	0.558 0.558	0.427 1.174	1.174 0.427	
Compressione della muratura	0.845 0.845	0.106 0.289	0.289 0.106	
Trazione dei rinforzi	1.175 1.175			
Verifica per SLV		Verifica Soddisfatta		
domanda: PGA,DLV = 0.171 g TR,DLV = 332 anni		Indicatore di Rischio Sismico		
		PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	
		PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	
		target = 1.000		
Arco		0.322	>=2475	
		1.883	7.455	



Come si evince dai diagrammi e dalla tabella riepilogativa sopra riportati, le combinazioni sismiche risultano verificate sia in termini di verifiche globali che locali.

Dal confronto dell'accelerazione di progetto con le diverse accelerazioni limite individuate (esclusa quella limite per i piedritti), è stato definito un rapporto minimo fra sisma limite per ciascuna verifica e sisma di riferimento pari a 1.88.



6 RISULTATI DA STRUMENTI DI CALCOLO AUTOMATICO

6.1 CONTROLLI EFFETTUATI

Il software utilizzato esegue operazioni elementari intellegibili sia attraverso le finestre di dialogo che attraverso la lettura dei tabulati di calcolo.

Sono stati effettuati controlli elementari sui singoli passi non essendo necessario diversificare il modello.

6.2 INFORMAZIONI SUGLI STRUMENTI DI CALCOLO AUTOMATICO

6.2.1 ANALISI SOFTWARE AEDES.SAV

Le analisi sul sistema strutturale del manufatto sono state condotte con l'ausilio di un software specifico che analizza gli elementi ad arco e verticali eseguendone una modellazione a conci.

Le sollecitazioni massime di progetto sono calcolate avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale validati mediante confronto con soluzioni analitiche manuali.

Le verifiche di resistenza degli elementi sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite in accordo a norme e istruzioni di riferimento indicate.

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

6.3 DATI DEL SOFTWARE UTILIZZATO

6.3.1 AEDES.SAV STABILITÀ DI ARCHI E VOLTE IN MURATURA

Di seguito i riferimenti del software di calcolo utilizzato:

- denominazione e release: Aedes.SAV 2022.2.2;
- produttore e distributore: Aedes Software s.n.c.
- licenza: chiave hardware UVKJQSPV.

L'affabilità del codice di calcolo è dimostrata dal produttore che rende disponibili i test e le verifiche di affidabilità condotti.



7 CONCLUSIONI DELLA VALUTAZIONE DI SICUREZZA

7.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLE AZIONI STATICHE

La sicurezza nei confronti delle azioni gravitazionali risulta essere garantita per il sovraccarico variabile di progetto.

Per quanto risultato dalle valutazioni condotte si ha: $\zeta_v = 1.00$

7.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE

Le analisi condotte hanno evidenziato l'adeguatezza della costruzione se sottoposta ad azioni sismiche di riferimento.

Per quanto risultato dalle valutazioni condotte si ha: $\zeta_E = 1.88$



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

8 TABULATI DI CALCOLO

In allegato al documento si fornisco i tabulati di calcolo.