



Comune di Padova

PONTE PONTECORVO



ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

R_C

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

RIFERIMENTO COMMESSA:
SM15003PDCODICE ELABORATO:
SM15003PD_RC

Rev.	Descrizione	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	NOME FILE: SM15003PD_RC.docx
00	Prima emissione	Novembre 2017	MM	CB	CM	
						SCALA: -

PROGETTISTA:

VISTO:

IMPRESA:

SM Ingegneria s.r.l.
Prof. Ing. Claudio Modena

SM Ingegneria s.r.l.
Prof. Ing. Claudio Modena
 Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
 presso l'Università degli Studi di Padova

Sede operativa di: **Padova**
 Via G.A. Longhin, 23
 35129 Padova (PD)
 Tel. 0498070445 / Fax 0497929724
 E-mail infopd@smingegneria.it

Gruppo di lavoro:
 Ing. Carlo Bettio
 Ing. Marco Mocellini
 Ing. Daniele Ali Santoro

IL COMMITTENTE



SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO	6
2.1	METODO DI CALCOLO	7
3	RICHIAMI STORICI E INQUADRAMENTO NORMATIVO DELLA SISMICITÀ DEL SITO	8
4	CONOSCENZA DEL MANUFATTO	13
4.1	ANALISI STORICO-CRITICA	14
4.2	RILIEVO GEOMETRICO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	16
4.3	INDAGINI DIAGNOSTICHE	23
4.3.1	<i>Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni</i>	25
4.4	ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO	28
4.5	VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	31
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	33
5.1	MURATURA ESISTENTE	33
5.2	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI	35
5.2.1	<i>Calcestruzzo</i>	35
5.2.2	<i>Acciaio da cemento armato</i>	37
6	AZIONI SULLE STRUTTURE	38
6.1	CARICHI PERMANENTI	38
6.2	CARICHI VARIABILI - VENTO	38
6.3	CARICHI VARIABILI - NEVE	39
6.4	AZIONE SISMICA	40
7	VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE	42
7.1	VERIFICA LOCALE STATICA ARCHI IN MURATURA	44
7.1.1	<i>Verifica SLU Arco C3 (principale)</i>	48
7.1.1.1	<i>Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico</i>	48
7.1.1.2	<i>Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico</i>	50
7.1.1.3	<i>Carico NTC08: folla - asimmetrico</i>	52
7.1.1.4	<i>Carico NTC08: folla - simmetrico</i>	54
7.1.1.5	<i>Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico</i>	56
7.1.1.6	<i>Carico BUS (130kN) – schema simmetrico</i>	58
7.1.1.7	<i>Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico</i>	60
7.1.1.8	<i>Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico</i>	62

7.1.2	Verifica stabilità Arco C3 (principale).....	64
7.1.2.1	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico	64
7.1.2.2	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico	65
7.1.2.3	Carico NTC08: folla - asimmetrico.....	66
7.1.2.4	Carico NTC08: folla - simmetrico.....	67
7.1.2.5	Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico	68
7.1.2.6	Carico BUS (130kN) – schema simmetrico	69
7.1.2.7	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico.....	70
7.1.2.8	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico.....	71
7.1.3	Verifica SLU Arco C2.....	72
7.1.3.1	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico	72
7.1.3.2	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico	74
7.1.3.3	Carico NTC08: folla - asimmetrico.....	76
7.1.3.4	Carico NTC08: folla - simmetrico.....	78
7.1.3.5	Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico	80
7.1.3.6	Carico BUS (130kN) – schema simmetrico	82
7.1.3.7	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico.....	84
7.1.3.8	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico.....	86
7.1.4	Verifica stabilità Arco C2.....	88
7.1.4.1	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico	88
7.1.4.2	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico	89
7.1.4.3	Carico NTC08: folla - asimmetrico.....	90
7.1.4.4	Carico NTC08: folla - simmetrico.....	91
7.1.4.5	Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico	92
7.1.4.6	Carico BUS (130kN) – schema simmetrico	93
7.1.4.7	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico.....	94
7.1.4.8	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico.....	95
7.1.5	Verifica SLU Arco C1.....	96
7.1.5.1	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico	96
7.1.5.2	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico	98
7.1.5.3	Carico NTC08: folla – asimmetrico.....	100
7.1.5.4	Carico NTC08: folla - simmetrico.....	102
7.1.5.5	Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico	104
7.1.5.6	Carico BUS (130kN) – schema simmetrico	106
7.1.5.7	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico.....	108
7.1.5.8	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico.....	110
7.1.6	Verifica stabilità Arco C1.....	112
7.1.6.1	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico	112

7.1.6.2	Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico	113
7.1.6.3	Carico NTC08: folla – asimmetrico	114
7.1.6.4	Carico NTC08: folla – simmetrico	115
7.1.6.5	Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico	116
7.1.6.6	Carico BUS (130kN) – schema simmetrico	117
7.1.6.7	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico	118
7.1.6.8	Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico	119
7.1.7	Conclusioni alla verifica statica locale degli archi in muratura	120
7.2	VERIFICA PASSARELLA PEDONALE IN CALCESTRUZZO ARMATO	123
7.2.1	Modello ad elementi finiti	126
7.2.2	Parametri della sollecitazione	128
7.2.3	Verifica trave longitudinale	129
7.2.4	Verifica travi trasversali	132
7.2.5	Verifica soletta	135
7.3	VERIFICA STATICA MEDIANTE MODELLO GLOBALE AD ELEMENTI FINITI	137
7.3.1	Combinazione 1 – Ordinanza (3.5 t) asimmetrica	139
7.3.2	Combinazione 2 – Ordinanza (3.5 t) simmetrica	143
7.3.3	Combinazione 3 – Folla asimmetrica	147
7.3.4	Combinazione 4 – Folla simmetrica	151
7.3.5	Combinazione 5 – BUS (13 ton) asimmetrico	155
7.3.6	Combinazione 6 – BUS (13 t) simmetrica	159
7.3.7	Combinazione 7 – NTC asimmetrico	162
7.3.8	Combinazione 8 – NTC simmetrica	167
7.3.9	Conclusioni alla verifica statica mediante modello globale	171
8	VERIFICA SISMICA DELLA STRUTTURA	172
8.1	VALUTAZIONE COMPLESSIVA DELLA RISPOSTA SISMICA MEDIANTE MODELLO GLOBALE AD ELEMENTI FINITI	173
8.1.1	Analisi dei principali di modi di vibrare della struttura	174
8.1.2	Risultati analisi sismica mediante spettro di risposta	175
8.1.2.1	Combinazione sisma +X	176
8.1.2.2	Combinazione sisma -X	179
8.1.2.3	Combinazione sisma +X+0.3Y	182
8.1.2.4	Combinazione sisma +X-0.3Y	185
8.1.2.5	Combinazione sisma -X+0.3Y	188
8.1.2.6	Combinazione sisma -X-0.3Y	191
8.1.2.7	Combinazione sisma +Y	194
8.1.2.8	Combinazione sisma -Y	197

8.1.2.9	Combinazione sisma +Y+0.3X	200
8.1.2.10	Combinazione sisma +Y-0.3X	203
8.1.2.11	Combinazione sisma -Y+0.3X.....	206
8.1.2.12	Combinazione sisma -Y-0.3X	209
8.1.3	<i>Conclusioni all'analisi sismica globale mediante modello ad elementi finiti.....</i>	<i>212</i>
8.2	VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO MEDIANTE MECCANISMI LOCALI	213
8.2.1	<i>Arco C3 (principale)</i>	<i>220</i>
8.2.2	<i>ARCO C2.....</i>	<i>223</i>
8.2.3	<i>Arco C1.....</i>	<i>226</i>
8.2.4	<i>Conclusioni all'analisi sismica mediante meccanismi locali.....</i>	<i>229</i>
9	CONCLUSIONI.....	230
10	PROPOSTA DI INTERVENTO	231
10.1	STRUTTURE IN MURATURA	232
10.2	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	234
11	STIMA SOMMARIA DEI COSTI.....	236



1 PREMESSA

Il ponte Pontecorvo è un'antica opera muraria di epoca romana costituita originariamente da una serie di cinque arcate. Allo stato attuale sono rimaste solo tre arcate, composte da robusti conci in pietra, allargate all'inizio del XX secolo mediante solette a sbalzo in c.a., che insieme sostengono il traffico veicolare (limitato a 3.5 t) e pedonale di via San Francesco.

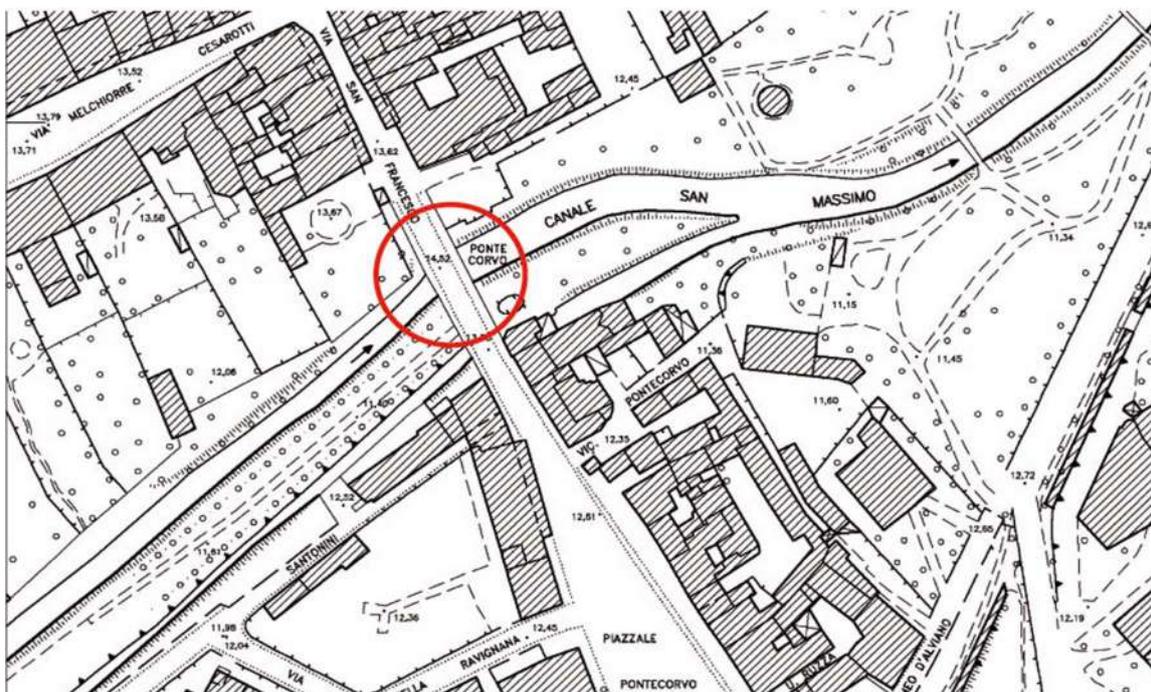


Figura 1: Inquadramento cartografico

Il ponte si trova attualmente in uno stato di forte degrado, dovuto sia alle infiltrazioni di acque meteoriche tra gli elementi murari con il dilavamento del materiale legante, sia al deterioramento degli elementi in cemento armato, con ossidazione delle barre d'armatura ed espulsione del copriferro.

A rinforzo dell'arcata principale, è stata realizzata, nel 1985, una centina di puntellazione in acciaio e legno, che tuttavia risulta attualmente fortemente degradata e sembra non svolgere più alcuna funzione di sostegno.

Considerate tali premesse, l'amministrazione comunale ha incaricato lo scrivente di svolgere un'attività propedeutica alla progettazione degli interventi di restauro che comprende: la programmazione e l'assistenza alle indagini; l'effettuazione di analisi strutturali sia in condizioni statiche che sismiche e la successiva individuazione degli interventi di consolidamento e miglioramento sismico con la stima massima dei costi.

La presente relazione riassume le analisi e le verifiche, sia statiche che sismiche, condotte sulla base dei rilievi a disposizione forniti dall'amministrazione comunale, integrati da una approfondita campagna di rilievo ed indagine svolta dalla ditta Expin s.r.l..

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 6 di 237</i>

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E METODO DI CALCOLO

Si è fatto riferimento in generale e per quanto possibile alla normativa italiana ed alle norme ed istruzioni elencate nel seguito:

- D.M. 14/01/2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- Decreto P.C.M. 9 Febbraio 2011 (G.U. n.47, 26/2/11 suppl. ord. n.54) – Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche sulle costruzioni D.M. 14/01/08.
- UNI EN 206-1:2006 "Calcestruzzo - Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- Eurocodice UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale"
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-1:2004 "Azioni sulle strutture". Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- Eurocodice n. 2 UNI EN 1992-1-1:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo". Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 6 UNI EN 1996-1-1:2006 "Progettazione delle strutture in muratura". Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-1:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-3:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- CNR-DT 212/2013 "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti".
- ICOMOS_ISCARSAH – International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structural of Architectural heritage: Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage.
- ISO 13822 Bases for design of structures-Assessment of existing structures.

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	Pagina 7 di 237

2.1 METODO DI CALCOLO

Le analisi e le verifiche strutturali sono state eseguite seguendo le istruzioni previste nelle NTC 2008 e nella relativa circolare applicativa (Circ. 617/2009). La valutazione del rischio sismico ha seguito inoltre le indicazioni riportate nelle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita considerando le disposizioni di carico più gravose ed avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

La verifica degli archi in muratura è stata condotta mediante analisi limite di tipo cinematico, applicando le ipotesi del Teorema di Heyman.

Tutti 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. Si riportano in seguito i software impiegati.

Midas FEA

Software per analisi lineari e non lineari avanzate di modelli tridimensionali agli elementi finiti. Permette di valutare il comportamento di strutture complesse soggette ad azioni sismiche e dinamiche considerando la non linearità del materiale muratura.

Titolo Midas FEA – Advanced Nonlinear and Detail Analysis System
 Versione 2016 v1.1.
 Produttore Midas
 Utente SM INGEGNERIA S.R.L.
 Licenza U001-04119

PRO SAP: PROfessional Structural Analysis Program

Programma di calcolo agli elementi finiti della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi.

I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensio-deformativo indotto da carichi statici.

Titolo ProSap
 Versione 17.1.0 (build 2017-04-177)
 Produttore 2Si
 Utente SM INGEGNERIA S.R.L.
 Licenza: dsi3189

VCASLU

Software di libera distribuzione per le verifiche delle sezioni in c.a., sviluppato dal prof. Ing. P. Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Brescia. Consente di eseguire verifiche, sia con il metodo delle tensioni ammissibili che degli stati limite, per sollecitazioni di presso-tensoflessione retta o deviata.



3 RICHIAMI STORICI E INQUADRAMENTO NORMATIVO DELLA SISMICITÀ DEL SITO

La sismicità storica della zona è caratterizzata da eventi di medio-bassa intensità, come risulta dal seguente elenco tratto dal sito ufficiale dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è stato possibile costruire la tabella riportata di seguito (Tabella 1)¹.

Tabella 1: Eventi sismici significativi per la zona di Padova

Anno	Località	I [MCS]	I ₀	M _w
1117	Veronese	8	9	6,52
1222	Bresciano-Veronese	6	7-8	5,68
1285	Ferrara	NC	7	5,1
1348	Alpi Giulie	7	9	6,63
1365	Pianura Veneta	5	5	4,63
1485	Pianura padano-veneta	5-6	5	4,16
1491	Padova	D	6-7	4,86
1504	Bolognese	5	6	5,02
1511	Friuli-Slovenia	6-7	9	6,32
1511	Friuli-Slovenia	HD		
1511	Friuli-Slovenia	D		
1570	Ferrarese	F	7-8	5,44
1606	Padova	5	5	4,16
1624	Argenta	F	7-8	5,43
1646	Padova	5	5	4,16
1662	Padova	5	5	4,16
1688	Romagna	F	8-9	5,84
1693	Mantovano	4	7	5,23
1695	Asolano	6-7	10	6,4
1719	Italia nord-orientale	F	5-6	4,94
1741	Fabrianese	6-7	9	6,17
1743	Ionio settentrionale	F	9	6,68
1768	Appennino forlivese	F	9	5,99
1774	Bresciano	F	5-6	4,4
1776	Prealpi Friulane	3-4	8-9	5,82
1779	Bolognese	F		
1779	Bolognese	3	7	5,22
1779	Bolognese	3		
1779	Bolognese	F		
1779	Bolognese	3	5	4,7
1780	Bolognese	4	6-7	5,06

¹ M. Locati, R. Camassi et al. (a cura di), 2016. DBMI15, la versione 2015 del Database Macrosismico Italiano. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://emidius.mi.ingv.it/CPT115-DBMI15>. DOI: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>



1780	Romagna	4-5	5-6	4,4
1781	Faentino	4	9-10	6,12
1781	Faentino	F	8	5,61
1781	Pianura lombarda	4	6-7	4,93
1785	Val Lagarina	F	4	3,7
1786	Pianura lombarda	3-4	6-7	5,22
1786	Riminese	4	8	5,66
1787	Ferrara	3	5-6	4,4
1788	Carnia	3-4	7-8	5,19
1789	Prealpi Friulane	4-5	4-5	3,93
1794	Prealpi Friulane	5	8-9	5,96
1794	Prealpi Friulane	F	7-8	5,4
1796	Emilia orientale	5	7	5,45
1799	Bresciano	3	6-7	5,04
1801	Bolognese	3	6	4,9
1802	Valle dell'Oglio	4	8	5,6
1806	Reggiano	4-5	7	5,21
1810	Pianura emiliana	4	6	5,06
1811	Modenese-Reggiano	4-5	6-7	5,13
1812	Pordenonese	F	7-8	5,62
1813	Romagna	3	7	5,28
1818	Parmense	3	7	5,24
1832	Carpi	3	5	4,51
1832	Parmense	3		
1832	Reggiano	F	7-8	5,51
1834	Val di Taro-Lunigiana	3	6-7	5,08
1834	Bolognese	3	6	4,71
1836	Asolano	4-5	8	5,53
1857	Parmense-Reggiano	F	6-7	5,11
1857	Stiria	4-5	6-7	5,21
1859	Prealpi Trevigiane	F	6	4,8
1861	Romagna	3	6-7	5,13
1869	Sassuolo	3	5	4,57
1870	Forlivese	3	8	5,61
1873	Appennino marchigiano	3	8	5,85
1873	Alpago Cansiglio	5	9-10	6,29
1873	Appennino tosco-ligure	4	6-7	5,26
1875	Costa romagnola	4-5	8	5,74
1878	Bolognese	3	6	4,84
1879	Friuli	2-3	5-6	4,74
1881	Bolognese	F	7	5,22
1881	Bolognese	2	5	4,59
1885	Pianura Padana	5	6	5,01



1885	Alpago Cansiglio	5-6	6	4,96
1887	Liguria occidentale	2	9	6,27
1891	Valle d'Illasi	4	8-9	5,87
1892	Garda occidentale	3	6-7	4,96
1892	Valle d'Alpone	2	6-7	4,91
1893	Bellunese	3	5	4,42
1894	Valle d'Illasi	NF	6	4,74
1894	Bresciano	3	6	4,89
1895	Comacchio	3	6	4,65
1895	Fiorentino	NF	8	5,5
1895	Villanova Marchesana	F	4-5	3,98
1895	Prealpi Trevigiane	3	6	4,85
1895	Appennino tosco-emiliano	4	5	4,67
1895	Adriatico centrale	NF	6	5,11
1897	Asolano	3-4	5-6	4,44
1898	Romagna settentrionale	F	6	4,59
1898	Parmense	3-4	7-8	5,37
1899	Pianura Veneta	4	5	4,25
1900	Asolano	F	6-7	5,05
1901	Garda occidentale	5	7-8	5,44
1904	Slovenia nord-occidentale	4		
1907	Veronese	4	6	4,79
1908	Valle d'Illasi	2-3	5-6	4,91
1908	Carnia	2-3	7-8	5,31
1909	Emilia Romagna orientale	5	6-7	5,36
1909	Crete Senesi	2	7-8	5,34
1911	Forlivese	4	7	5,26
1914	Torinese	F	7	5,24
1914	Lucchesia	5	7	5,63
1915	Marsica	3	11	7,08
1915	Reggiano	2-3	6	4,87
1916	Riminese	F	8	5,82
1916	Riminese	F	8	5,82
1920	Garfagnana	4-5	10	6,53
1920	Mantovano	NF	4-5	4,14
1924	Carnia	4	7	5,42
1926	Carniola interna	5	7-8	5,72
1928	Carnia	4	9	6,02
1928	Carpi	NF	6	4,67
1929	Bolognese	4	6	5,05
1929	Bolognese	3	6-7	5,13
1929	Bolognese	4-5	7	5,36
1929	Bolognese	3-4	6-7	5,1

1929	Bolognese	3	6	4,73
1929	Bolognese	4	6	5,2
1929	Bolognese	3-4	6-7	5,29
1930	Senigallia	3	8	5,83
1931	Friuli	3-4	7	5,25
1932	Garda orientale	3	7-8	5,16
1934	Adriatico settentrionale	4	5	5,3
1935	Faentino	4	6	5,23
1936	Alpago Cansiglio	5	9	6,06
1945	Oltrepò Pavese	NF	6	4,72
1951	Lodigiano	3	6-7	5,17
1956	Padovano	F	5-6	4,49
1967	Adriatico centrale	NF		4,36
1967	Emilia Romagna orientale	5	6	5,05
1971	Parmense	4-5	8	5,51
1972	Appennino settentrionale	4	5	4,87
1976	Friuli	5-6	9-10	6,45
1976	Friuli	5	7-8	5,6
1976	Friuli	6	8-9	5,95
1977	Friuli	5	6-7	5,26
1983	Parmense	3	6-7	5,04
1986	Ferrarese	2-3	6	4,43
1987	Reggiano	4	6	4,71
1989	Prealpi Vicentine	5	6-7	4,85
1996	Pianura emiliana	3-4	7	5,38
2003	Appennino bolognese	4	6	5,24
2004	Garda occidentale	4-5	7-8	4,99
2008	Parmense	4	6-7	5,36
2011	Pianura lombardo-veneta	3	5	4,79

In Figura 2 è riportato il grafico della storia dell'intensità sismica che ha coinvolto la zona di Padova (dati INGV).

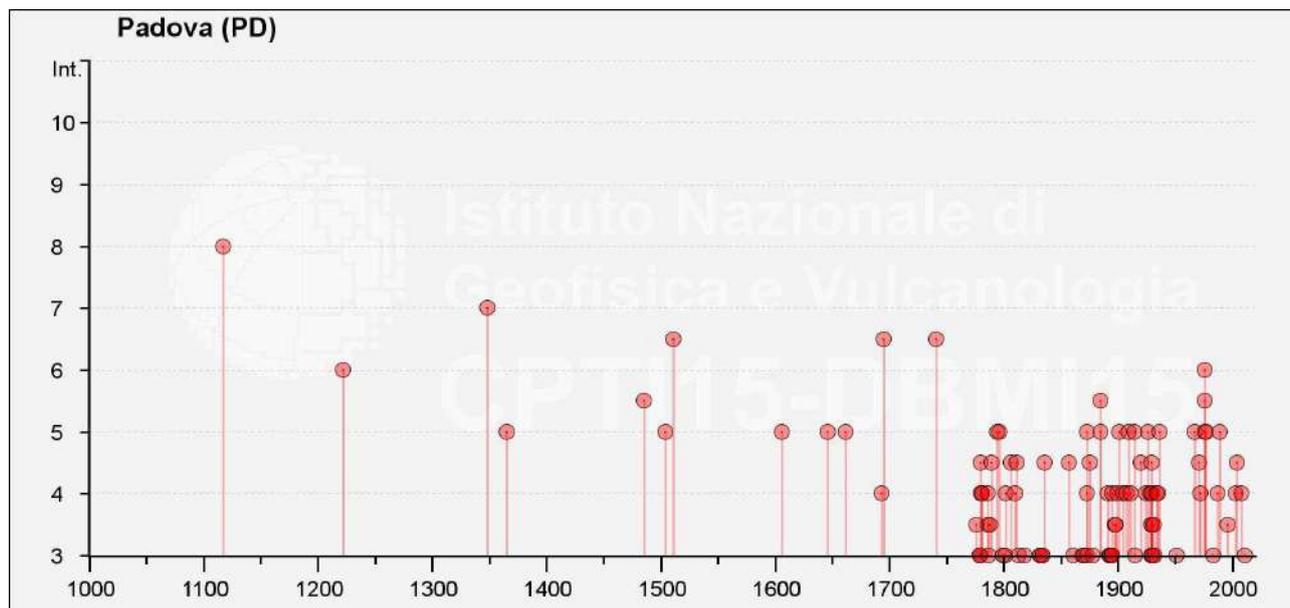
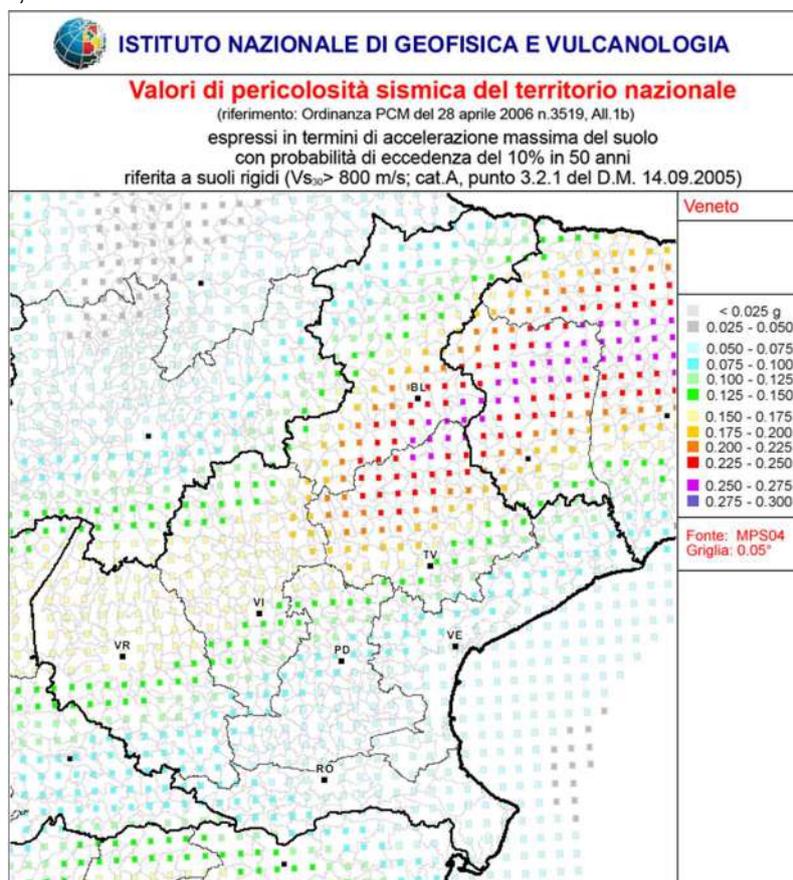


Figura 2: Storia dell'intensità sismica (Is) che ha coinvolto l'area di Padova

Di ciò si trova naturalmente riscontro nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, come risulta dalla Figura 3, in cui è riportata la mappa della pericolosità sismica della regione Veneto con i valori di accelerazione di picco su griglia con passo 0,05°.

Figura 3: Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)

4 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

È disponibile (fornita dall'Amministrazione) una consistente documentazione che riporta interessanti ed importanti informazioni sulla storia, l'architettura e la composizione strutturale del Ponte Corvo.

Si citano, ad esempio:

- Galiazzo V., *I ponti di Padova Romana*, 1971, Cedam, Padova;
- Gasparotto C., *Padova romana*, 1951, Tipografia Antoniana, Padova;
- de Zuccato D, Marin D., *Pons Pontis Corbi in un'ipotesi di restauro*, Istituto universitario di architettura di Venezia, corso di laurea in architettura, a.a. 1989-90;
- Romaro F., *Progetto di recupero strutturale e architettonico di Ponte Corvo a Padova, impiego di tecniche innovative*, tesi di laurea, Istituto universitario di architettura di Venezia, corso di laurea in architettura, a.a. 2004-05;

Sono state inoltre condotte ricerche di archivio presso l'Archivio Generale del Comune di Padova che hanno permesso di rintracciare documentazione storica relativa ad interventi eseguiti nel passato sul ponte. In particolare sono state recuperate tavole di rilievo e gli elaborati (tavole e relazioni) di progetto relative ai più significativi interventi a carattere strutturale che hanno interessato il ponte nel secolo scorso:

- gli elaborati grafici redatti dall'ing. Porcheddu – Studio Tecnico Hennebique, per l'allargamento della carreggiata del ponte, con la realizzazione delle passerelle a sbalzo in calcestruzzo armato, eseguite nel 1905;
- il progetto dei lavori urgenti per la centinatura dell'arcata centrale, redatto dall'ing. Zambon, eseguiti nel 1987.

Tale conoscenza bibliografica è stata integrata da una approfondita campagna di indagini strutturali progettata e supervisionata dallo scrivente, condotta, su incarico dell'Amministrazione comunale, da parte della ditta Expin s.r.l., con l'assistenza archeologica della ditta SAP – Società Archeologica s.r.l.; per i risultati delle rispettive attività si rimanda ai report specifici:

- Expin s.r.l., *Ponte Pontecorvo, Indagini sulle strutture: Relazione tecnica*, 2016, Padova;
- SAP – Società Archeologica s.r.l., *Assistenza archeologica agli scavi connessi alle indagini strutturali di ponte Corvo, Relazione tecnica*, 2016, Padova.

Si riporta a seguire una breve sintesi delle informazioni acquisite sul manufatto in esame, per un quadro completo si rimanda alle specifiche relazioni tecniche ed agli articoli o tesi di laurea citati in precedenza.



4.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Il ponte Pontecorvo è un'antica opera muraria di epoca romana costituita originariamente da una serie di cinque arcate. Allo stato attuale sono rimaste solo tre arcate, composte da robusti conci in pietra.

E' inoltre presente sul lato sud una volta in muratura di mattoni pieni di luce più ridotta attraverso il quale scorre una biforcazione minore del canale.

Le due arcate in pietra minori in conci di trachite (C1 e C2, Figura 4) sono state tamponate con setti in muratura di mattoni pieni ed il ramo principale del canale S. Massimo attraversa l'arcata principale (campata C3) che conserva quindi la sua originaria funzione. La larghezza delle arcate in muratura è di circa 5.6 metri mentre la luce netta dell'arcata principale è di circa 11 metri.

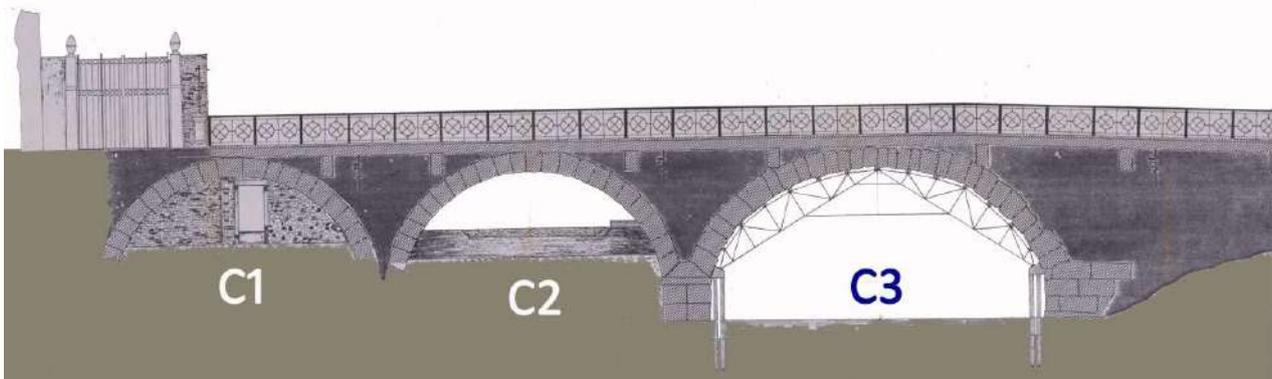


Figura 4: Sezione longitudinale con numerazione delle campate (vista da Ovest)

L'arcata principale è stata probabilmente ricostruita attorno al XII secolo in seguito al crollo dell'arcata originale romana, e appare realizzata con conci di diverso materiale; oltre ai blocchi di trachite sono infatti presenti conci realizzati con pietra calcarea (Figura 5).

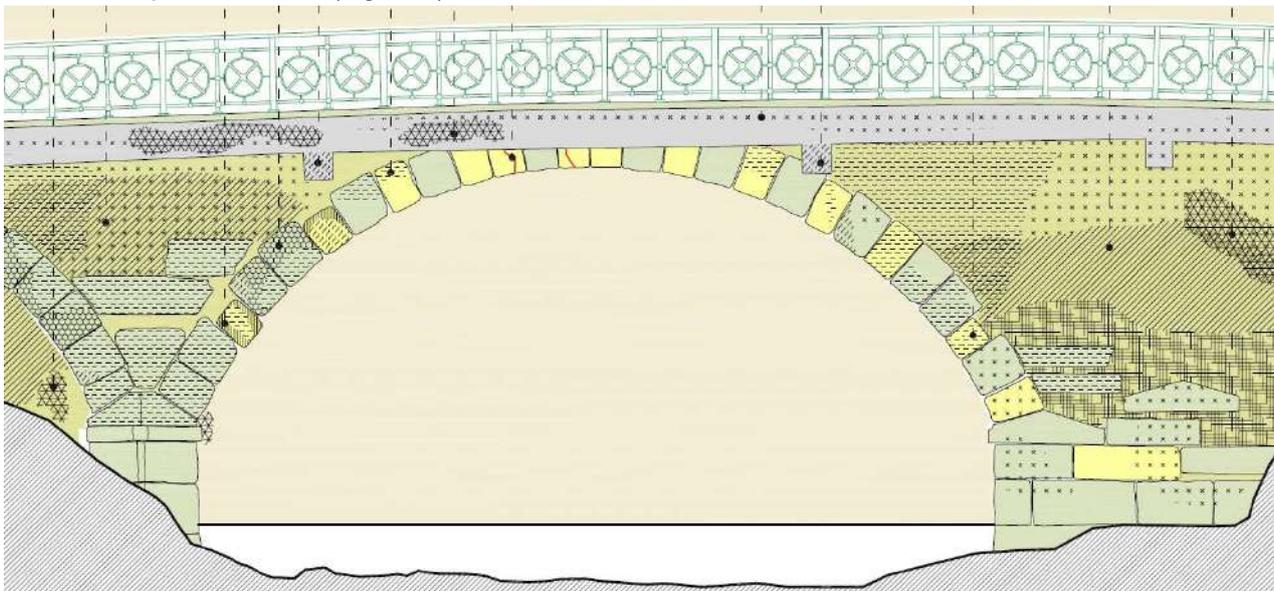


Figura 5: rilievo dei materiali costituenti l'arcata principale (in giallo pietra calcarea, in verde trachite euganea)²

² da Romaro F., Progetto di recupero strutturale e architettonico di Ponte Corvo a Padova, impiego di tecniche innovative, tesi di laurea, Istituto universitario di architettura di Venezia, corso di laurea in architettura, a.a. 2004-05



Nel 1906 la larghezza della sede stradale è stata successivamente incrementata attraverso la realizzazione di una struttura in c.a. dotata di robusti traversi che sostengono le fasce laterali a sbalzo. L'attuale larghezza, comprensiva dei due sbalzi di luce 190-195 cm, risulta quindi di circa 9.5 metri.

Si riportano a seguire alcuni schemi del progetto del 1905 redatti dall'ing. G. A. Porcheddu dello Studio Tecnico Hennebique.

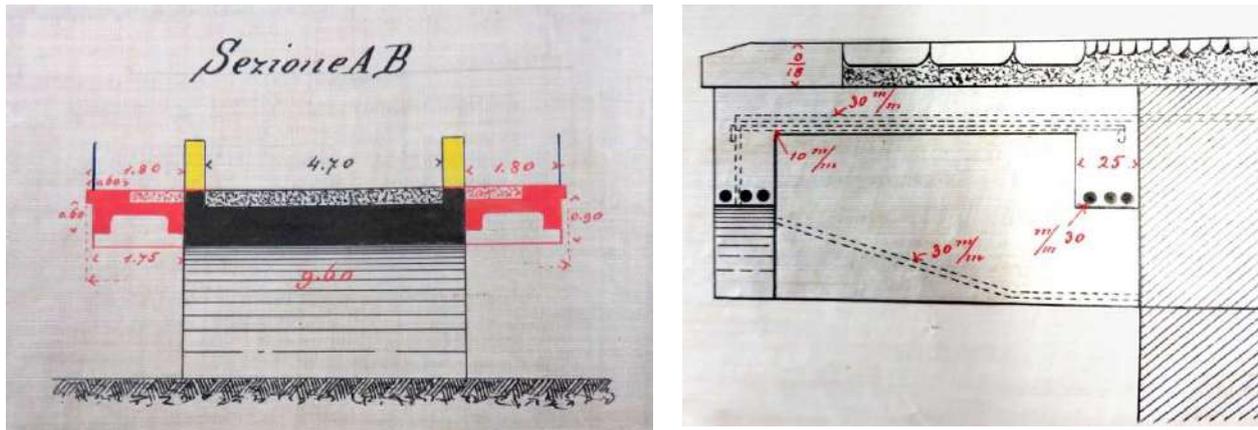


Figura 6: Particolari schemi del progetto del 1905 redatti dall'ing. G.A.Porcheddu

E' inoltre presente un struttura provvisoria di puntellazione posta in opera a partire dal 1985 e costituita da centine composte da elementi reticolari in acciaio poggianti su pali lignei.



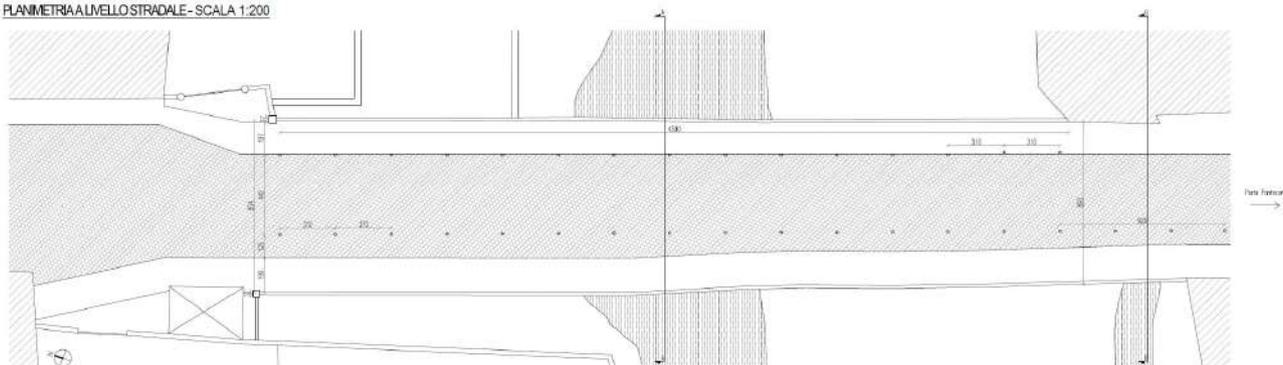
4.2 RILIEVO GEOMETRICO E DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Il rilievo geometrico, fondamentale per la descrizione e comprensione del manufatto dal punto di vista dimensionale, è stato fornito dall'amministrazione comunale, sulla base di quanto prodotto dalla ditta Expin in seguito alla campagna di indagine.

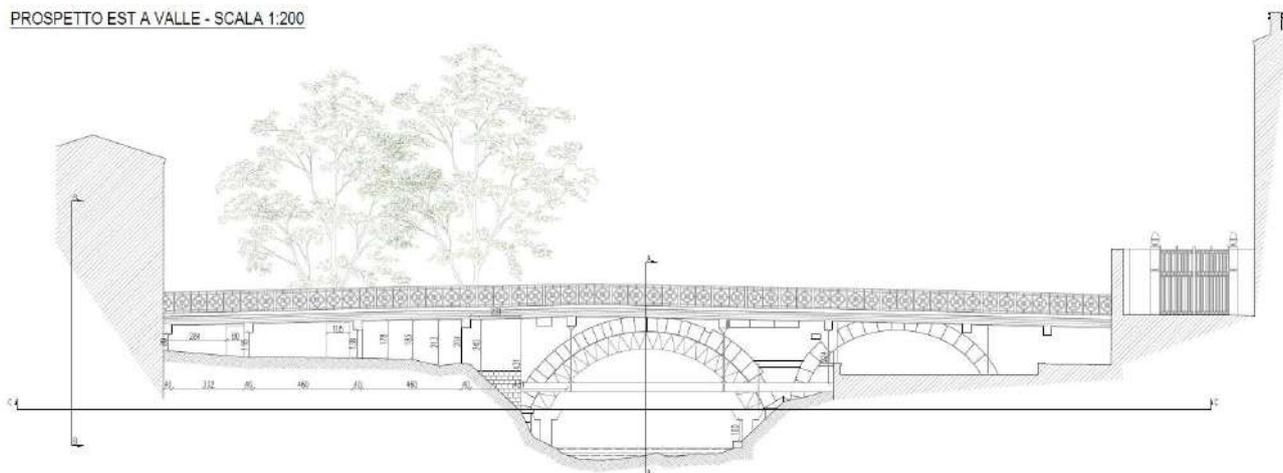
Si riporta a seguire un estratto del rilievo geometrico e del degrado, per le tavole in scala si rimanda a quanto allegato alla relazione di indagine della ditta Expin s.r.l.

Rilievo Geometrico

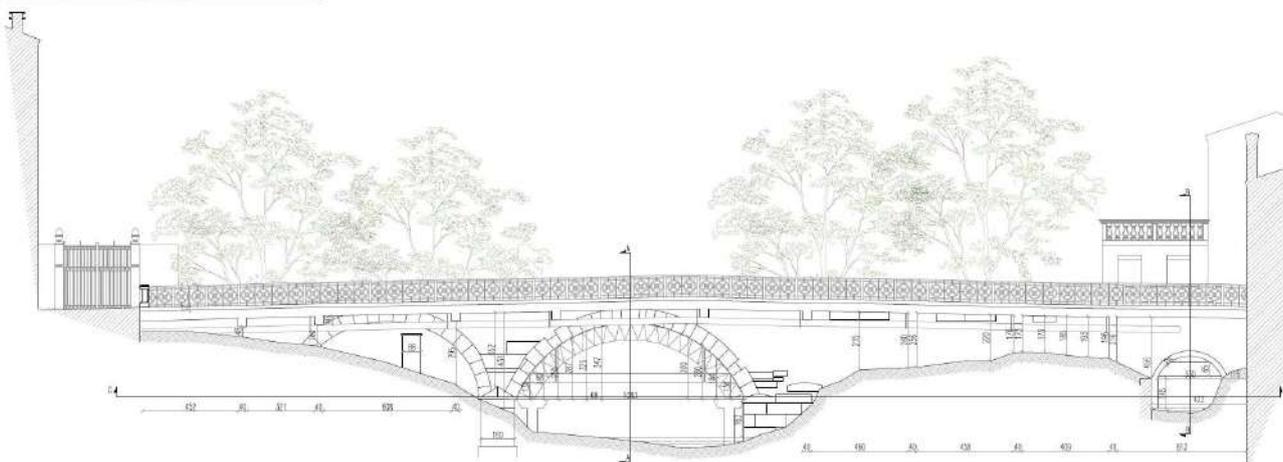
PLANIMETRIA AL LIVELLO STRADALE - SCALA 1:200



PROSPETTO EST A VALLE - SCALA 1:200

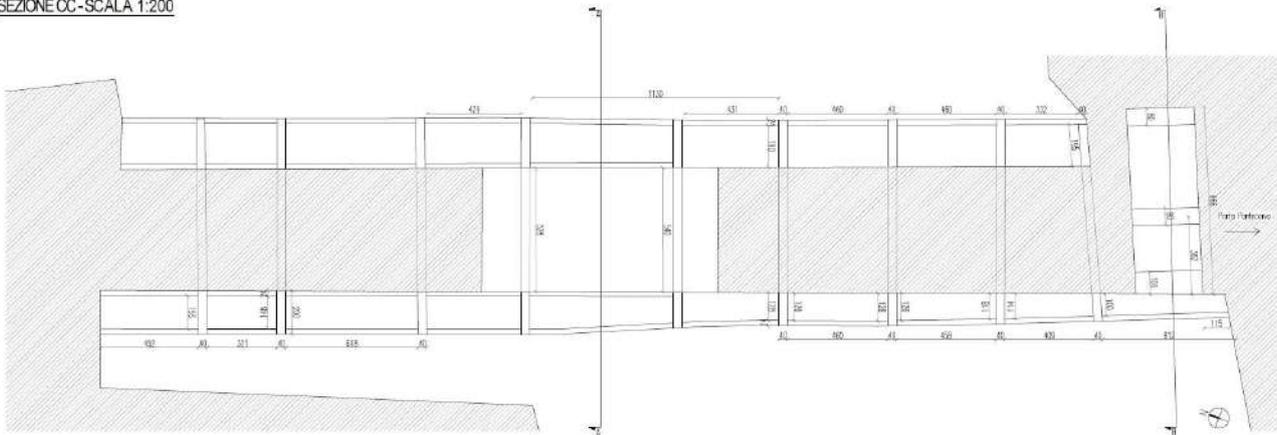


PROSPETTO OVEST A MONTE - SCALA 1:200





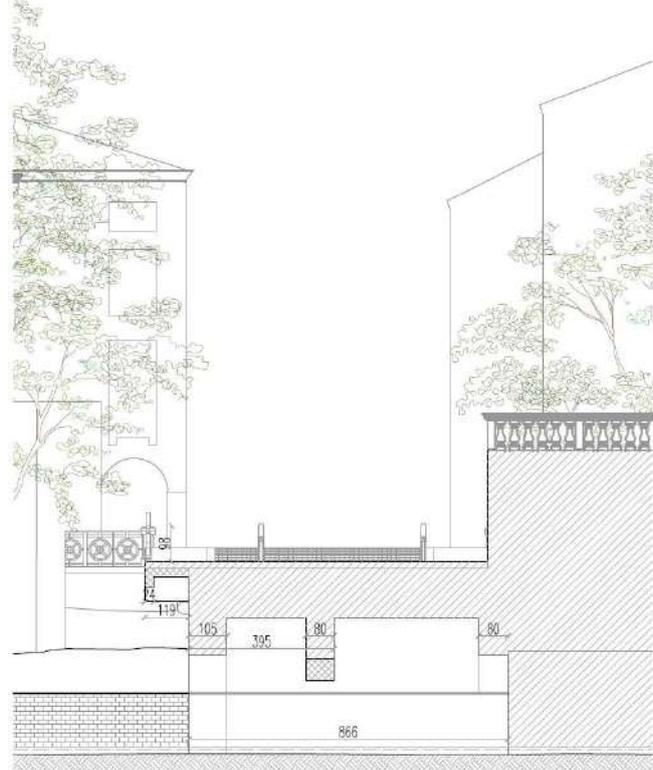
SEZIONE CC - SCALA 1:200



SEZIONE AA - SCALA 1:200



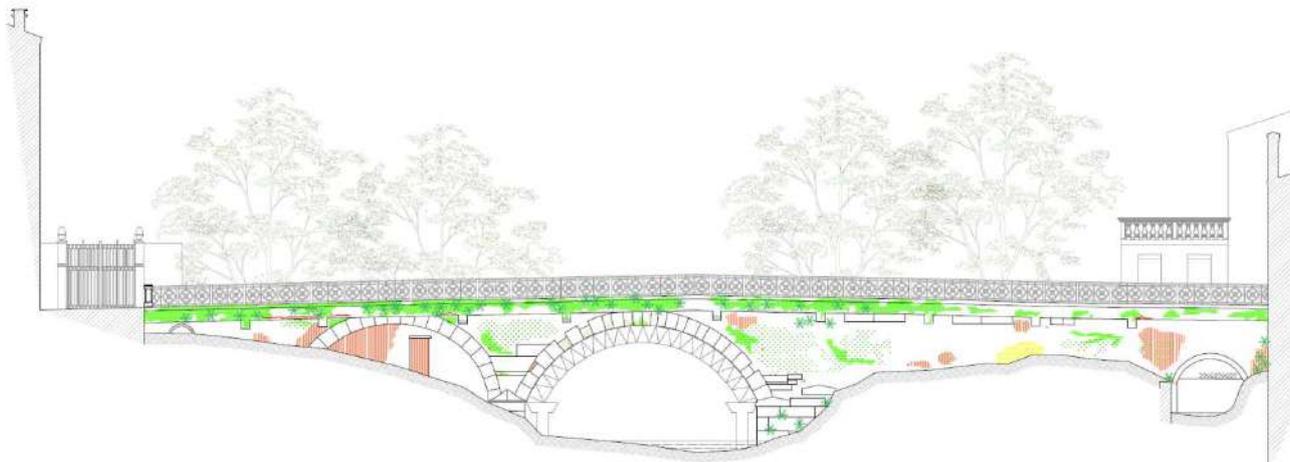
SEZIONE BB - SCALA 1:200



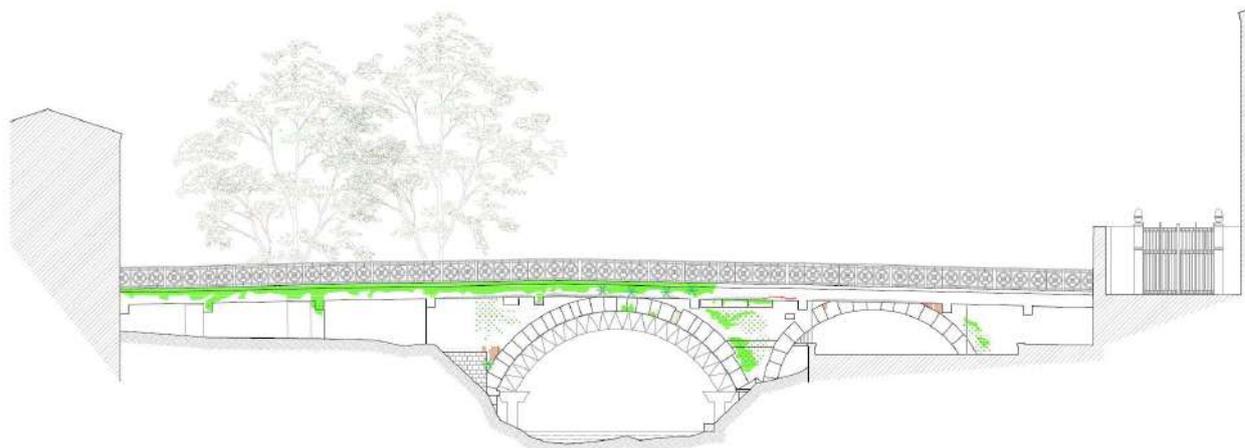


Rilievo del Degrado

PROSPETTO OVEST A MONTE - SCALA 1:200



PROSPETTO EST A VALLE - SCALA 1:200



-  INSTABILITÀ ELEMENTI LAPIDEI
-  CORROSIONE DEI FERRI D' ARMATURA
-  DIFETTI DI GETTO
-  DISTACCO COPRIFERRO/PORZIONI CLS
-  EFFLORESCENZA
-  EROSIONE
-  FRATTURAZIONE/FESSURAZIONE
-  MANCANZA
-  PATINA BIOLOGICA
-  PRESENZA DI VEGETAZIONE
-  RIPRESA MURARIA
-  SCAGLIATURA



Figura 7: Prospetto Ovest



Figura 8: Prospetto Est



Figura 9: Seconda campata (C2) – vista da Est

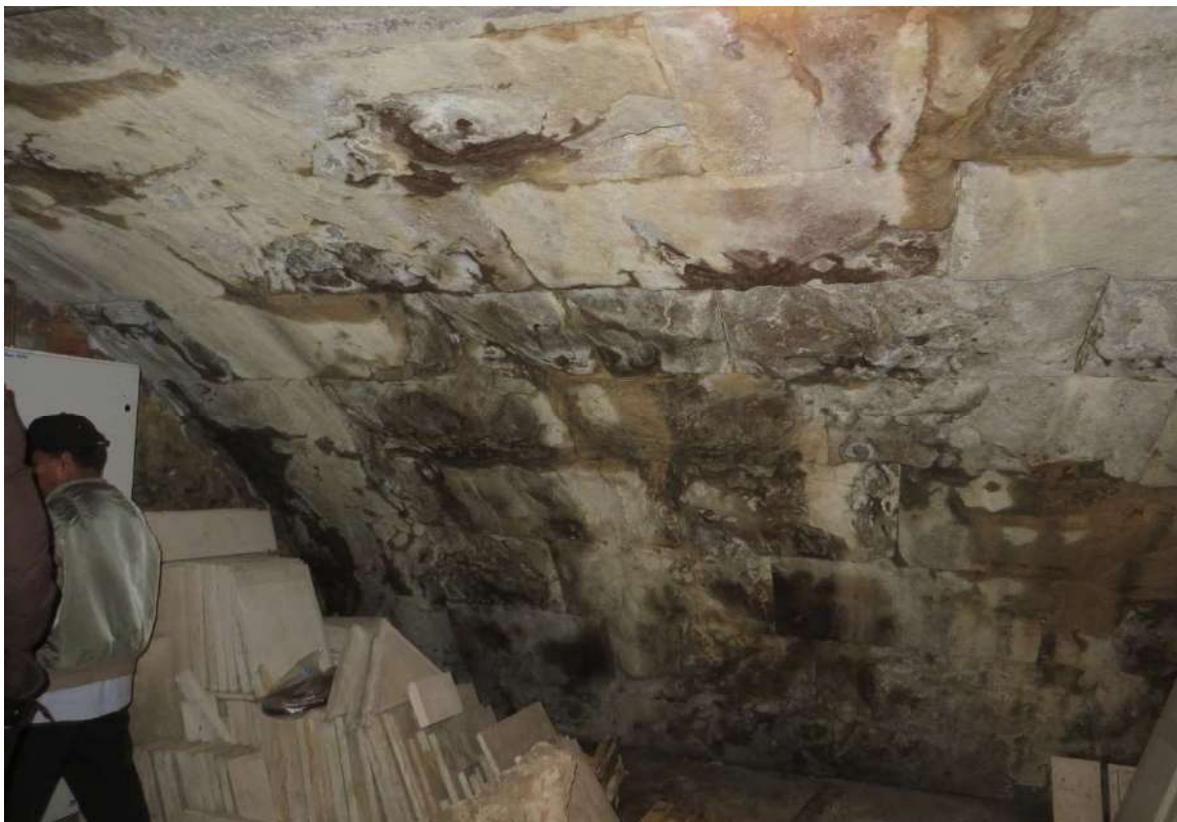


Figura 10: Particolare intradosso campata settentrionale (C1)



Figura 11: Particolari degrado elementi in c.a.

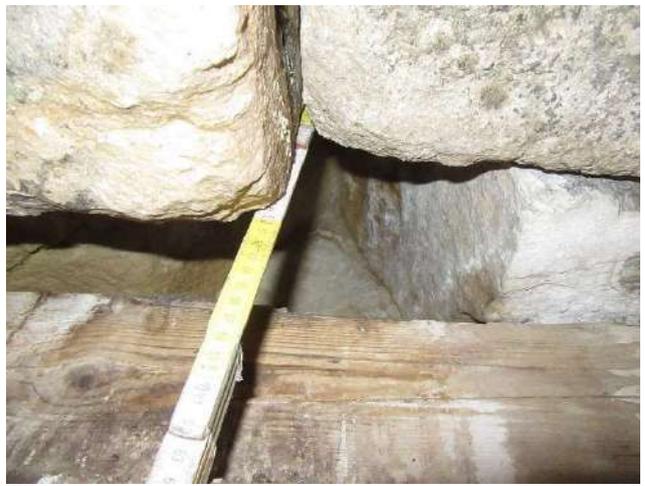


Figura 12: Particolare degrado elementi lapidei

4.3 INDAGINI DIAGNOSTICHE

È stata eseguita un'approfondita campagna di indagini che ha permesso di approfondire la conoscenza delle caratteristiche fisiche e meccaniche degli elementi strutturali che costituiscono il manufatto.

Il piano di indagini ha previsto l'esecuzione di prove a carattere debolmente distruttivo (prove con martinetti piatti, carotaggi con prelievo di campioni di materiale da testare in laboratorio ed ispezioni videoendoscopiche), integrate da altre a carattere completamente non distruttivo (indagini soniche, termografie ed indagini con georadar e pacometro, oltre all'identificazione dinamica del manufatto).

Sono state eseguite le seguenti prove:

- **Carotaggi su elementi murari** per la verifica della stratigrafia interna della muratura mediante estrazione di carote e successiva ispezione del foro con sonda video-endoscopica;
- **Indagini soniche dirette e tomografiche** al fine di indagare le caratteristiche interne delle murature mediante la misura delle velocità di propagazione delle onde soniche;
- **Indagini termografiche** con l'obiettivo di identificare vuoti, discontinuità o ammaloramenti non visibili esternamente;
- **Prove con martinetto piatto singolo e doppio** al fine di ottenere informazioni riguardo le caratteristiche meccaniche e lo stato di sollecitazione della muratura;
- **Prelievo di elementi lapidei e prove di rottura in laboratorio** per la determinazione della resistenza a compressione del materiale;
- **Prelievo di campioni di malta e di pietra** per l'esecuzione di prove petrografiche in laboratorio;
- **Identificazioni dinamica** del manufatto al fine di caratterizzare la risposta modale della struttura per la corretta calibrazione dei modelli di calcolo per l'analisi di vulnerabilità sismica;
- **Indagini georadar** per l'individuazione di anomalie e discontinuità interne; in particolare si sono svolte indagini georadar per valutare la presenza delle due arcate tamponate, tuttavia le indagini non hanno evidenziato tali elementi;

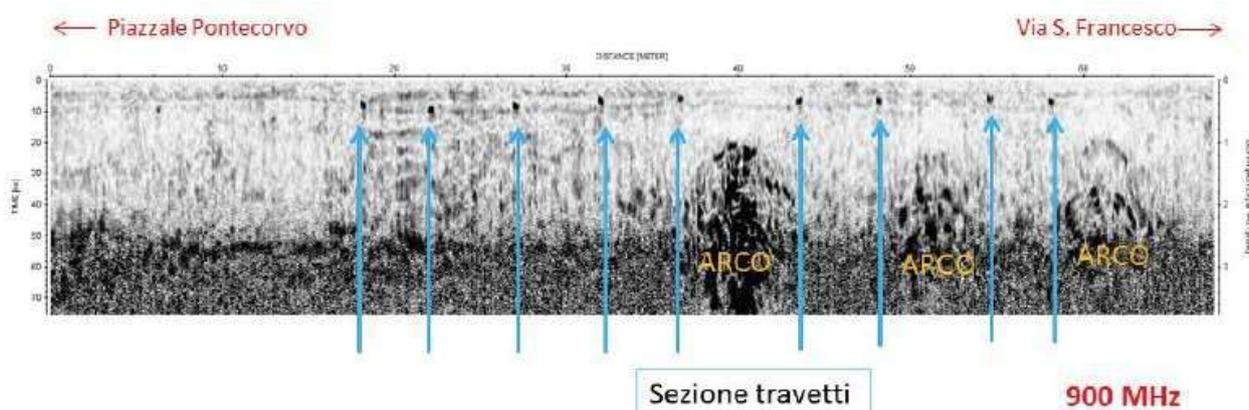


Figura 13: Sezione georadar acquisita sull'attuale piano di calpestio del ponte Pontecorvo, acquisita con l'antenna da 900 MHz. Si possono vedere le tre arcate ed, in azzurro, le posizioni delle travi in c.a. della passarella pedonale

- **Indagini magnetometriche con pacometro** per la determinazione della posizione e stima del copriferro delle armature;



- **Carotaggi su elementi in calcestruzzo** con prelievo di campioni per la determinazione della resistenza a compressione e del modulo elastico del materiale, con misura della profondità di carbonatazione e del contenuto di cloruri;
- **Prelievo di campioni di barre di armatura** per l'esecuzione di prove in laboratorio finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio;
- **Indagini geofisiche** per la caratterizzazione ai fini sismici del terreno di fondazione.
- **Indagini geognostiche** per la caratterizzazione della stratigrafica del terreno di fondazione
- **Carotaggi sub-verticali e saggi di scavo** in corrispondenza delle fondazioni delle pile dell'arcata centrale

I risultati completi della campagna di indagine sono descritti nella relazione "Ponte Pontecorvo – indagini sulle strutture: relazione tecnica" redatta da Expin s.r.l.

Sono state eseguite inoltre misurazioni delle vibrazioni indotte da carichi dinamici quale il traffico veicolare. Dall'analisi dei dati emerge che i valori massimi registrati superano i limiti tabellari in termini di velocità vibrazionale ed energia trasmessa, imposti dalla norma UNI 9916:2014.

In particolare tali limiti vengono superati al passaggio di mezzi particolarmente grandi e presumibilmente pesanti.

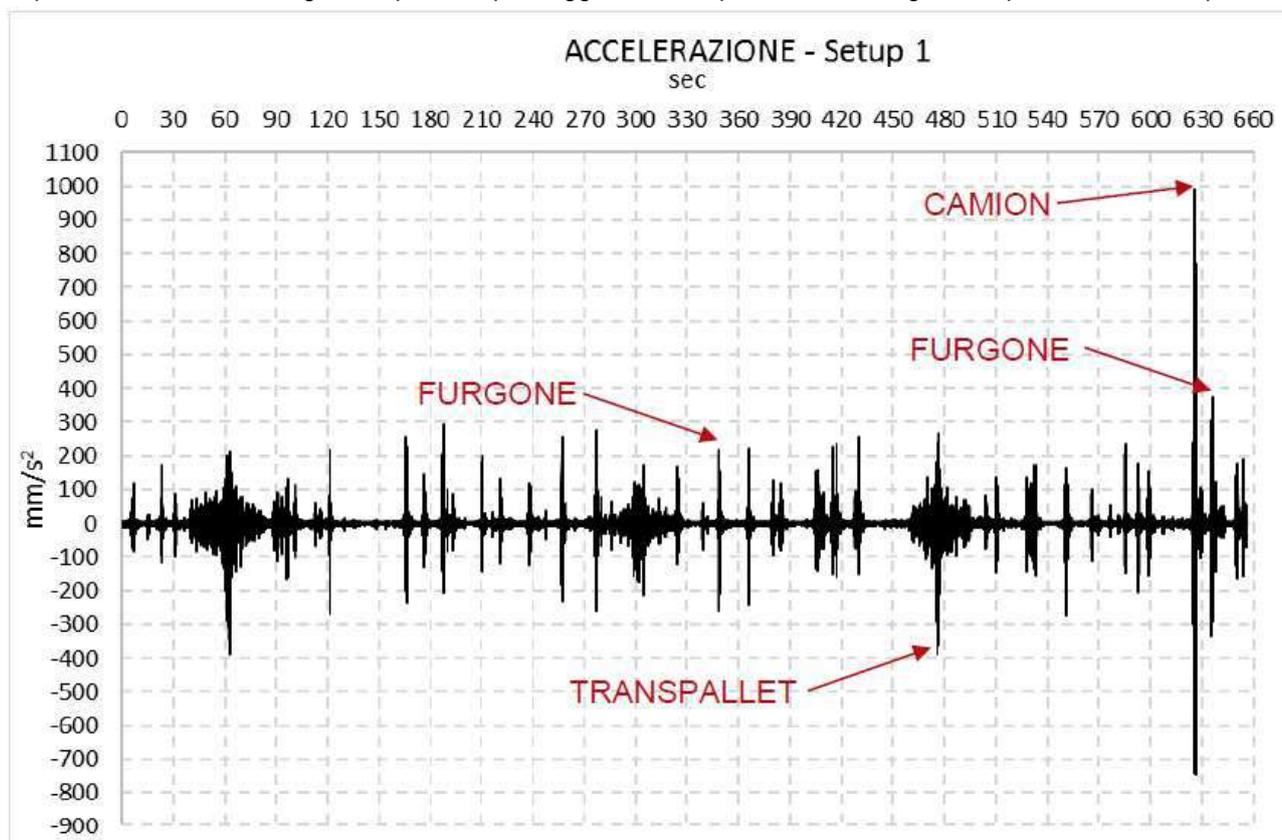


Figura 14: valori di accelerazione registrati al passaggio di diversi mezzi

4.3.1 Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni

Lo caratterizzazione del terreno di fondazione è stata eseguita mediante indagini geofisiche, per la determinazione della classificazione sismica, e mediante prove penetrometriche per la determinazione della stratigrafia e delle relative caratteristiche, svolte durante la campagna di indagine svolta da Expin, da parte del dott. geologo Andrea Baldracchi.

Sono stati eseguiti due stendimenti sismici mediante metodo FTAN, integrati da acquisizioni del rumore sismico ambientale a stazione singola HVSR.



Figura 15: prove geofisiche eseguite in corrispondenza del Ponte Corvo

Tali indagini, i cui risultati sono riportati in allegato alla relazione di indagine Expin s.r.l., hanno permesso di classificare sismicamente il terreno, al fine di procedere con le verifiche strutturali di vulnerabilità sismica:

“In conclusione, considerati i risultati delle misure sperimentali effettuate e la modellazione del sottosuolo elaborata dal trattamento dei dati, si indica, per quanto concerne la classificazione sismica del suolo secondo DM 14-01-08, di adottare per il sito in esame un suolo tipo D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)”.

L'indagine geognostica è stata invece eseguita mediante carotaggio profondo 30 metri dal piano stradale del ponte, con descrizione lito-stratigrafica e determinazioni con penetrometro e scissometro.

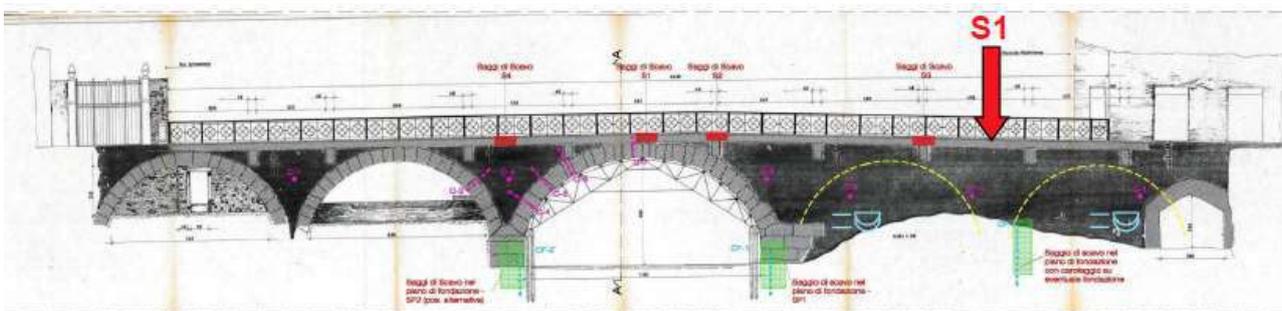
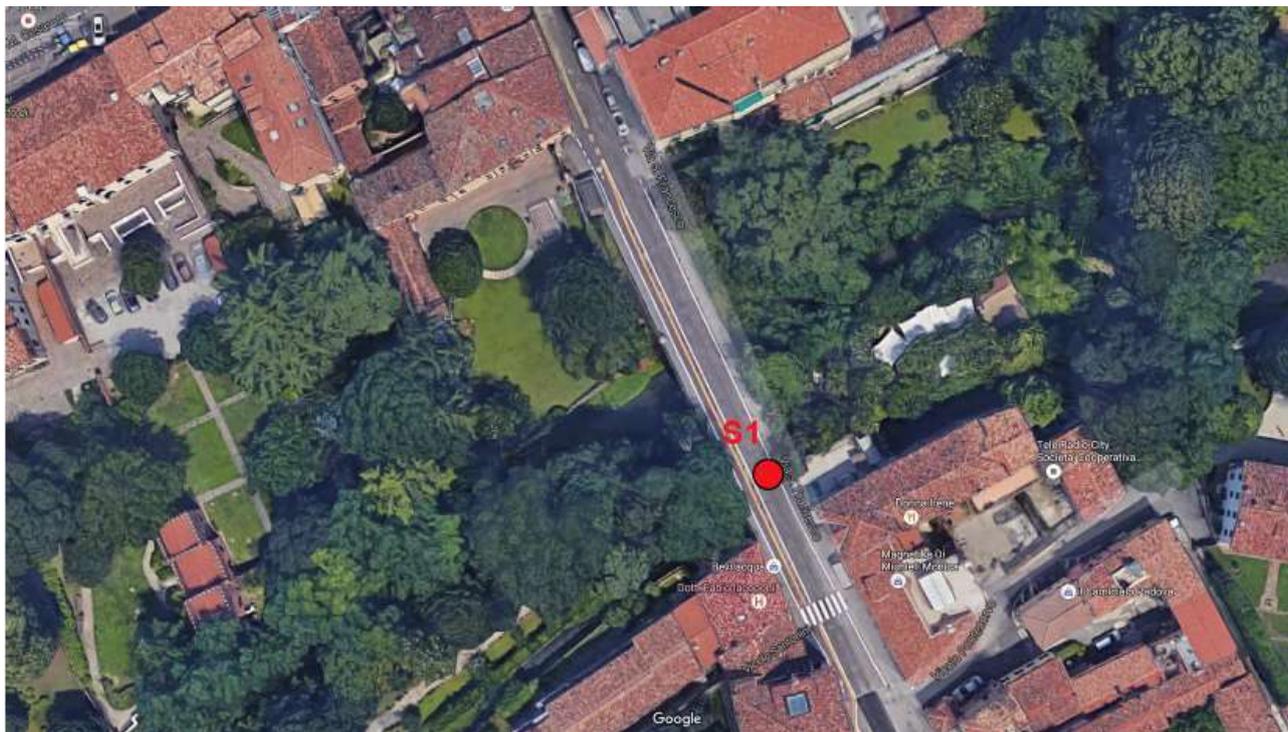


Figura 16: ubicazione del sondaggio geognostico

Sulla base dei dati acquisiti con l'indagine geognostica eseguita (fino alla profondità raggiunta di 30 m dal piano viario del ponte) si sono distinte, oltre alla struttura del ponte, diverse litologie che si alternano procedendo in profondità, suddivise fondamentalmente in 4 gruppi A, B, C e D di seguito descritti, procedendo dall'alto al basso.

PONTE: la struttura del ponte è stata indagata solo ai fini di individuare genericamente la natura del materiale che lo costituisce, con una descrizione puramente visiva.

Il ponte appare costituito, nel punto indagato, da:

- Dal piano viario a -2.7 m: terreno sabbioso-limoso con pochi ciottoli e laterizio che diviene progressivamente argilloso-limoso anche con resti lignei.
- Da -2.7 a -4.8: laterizi cementati alternati a livellotti di materiale di riempimento;
- Da -4.8 a -5.3: blocco di trachite;
- Da -5.3 a -6.2: laterizi cementati alternati a livellotti di materiale di riempimento;
- Da -6.2 a -7.4: blocchi di trachite cementati;
- Da -7.4 a -8.0: terreno di riempimento con frammenti di laterizio;

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 27 di 237</i>

- Da -8.0 a -9.5: blocchi di trachite con livelletti di terreno di riempimento e di laterizio;
- Da -9.5 a -10.4: basamento in legname poco ossidato.

GRUPPO A: in questo gruppo, che si estende da -10.4 m (appoggio del basamento in legname) a -14.5 m, sono presenti litologie prevalentemente coesive, di colore da grigio chiaro al bruno pallido, costituite da terreni argillosi e limosi. Si intercala un modesto livello sabbioso-limoso tra 11.4-11.7 m di profondità. Si rileva anche una modesta concentrazione torbosa nel livello argilloso tra 11.7 e 12.0 m di profondità.

I livelli limosi-argillosi a diretto contatto con la base del ponte appaiono decisamente consistenti, con valori di penetrometro tascabile (da qui in poi indicato con PT) variabili da 160 a 300 kPa e di scissometro tascabile (da qui in poi indicato con ST) variabili da 70 a 80 kPa, sicuramente consolidati dal carico esercitato nei secoli dalla struttura del ponte.

I terreni più profondi (fino a -14.5 m) risultano sempre consistenti, ma in misura inferiore rispetto a quelli soprastanti e appena descritti; i valori di PT variano tra 80-140 kPa e di ST tra 35-55 kPa.

Lo spessore totale di questo gruppo litologico è di 4.1 m, di cui 3.8 m costituiti da terreni coesivi argillosi e limosi, generalmente consistenti e solamente 0.3 m da un livello sabbioso-limoso.

GRUPPO B: questo gruppo, che si estende da -14.5 a -17.2 m, è composto da terreni limosi-sabbiosi e sabbiosi-limosi di colore grigio chiaro, con la sola intercalazione di un livello argilloso tra -15.4 e -15.7 m, anch'esso grigio chiaro, allo stato plastico con PT intorno a 50-100 kPa e ST mediamente di 35 kPa.

Lo spessore totale di questo gruppo litologico è di 2.7 m, di cui 2.5 m costituiti da terreni non coesivi limosi-sabbiosi e solamente 0.3 m da un livello argilloso-limoso plastico.

GRUPPO C: questo gruppo, che assomiglia al gruppo A e si estende da -17.2 a -22.2 m, è composto prevalentemente da litologie coesive argillose-limose di colore grigio chiaro, con l'intercalazione di un livello limoso-sabbioso anch'esso grigio chiaro, da -20.0 a -21.0 m.

I terreni coesivi appaiono consistenti, con valori di PT variabili da 110 a 200 kPa e di ST variabili da 45 a 60 kPa. Lo spessore totale di questo gruppo litologico è di 5.0 m, di cui 4.0 m costituiti da terreni coesivi argillosi e limosi, consistenti e solamente 1.0 m da un livello limoso-sabbioso.

GRUPPO D: quest'ultimo gruppo litologico, che si estende da -22.2 ad almeno -30.0 m (massima profondità indagata), è costituito solamente da terreni non coesivi sabbiosi-limosi, di colore grigio chiaro, con uno spessore accertato di almeno 7.8 m.

LIVELLI IDRICI NEI SONDAGGI: all'interno dei tubi di rivestimento, posizionati a -14.7 m dal piano viario all'interno di un livello limoso-sabbioso, dopo una notte di riposo il livello idrico è stato misurato a -4.74 m dal piano viario (03/08/16). Nel proseguo delle operazioni di sondaggio non si è più riusciti ad avere un'adeguata stabilizzazione della falda che consentisse di misurare valori attendibili della quota falda.

Si rimanda alle relazioni ed agli allegati specifici per i risultati del sondaggio eseguito.



4.4 ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO

Allo stato attuale il manufatto presenta importanti fenomeni di degrado che riguardano sia le strutture murarie originarie che le più recenti strutture in c.a. (con funzione di ampliamento) ed in acciaio (le centinature per la messa in sicurezza).

In particolare appare particolarmente pronunciata l'erosione dei giunti di malta probabilmente innescata e favorita dall'infiltrazione attraverso la pavimentazione stradale di acque meteoriche oltre che dall'azione di agenti biodeteriogeni (es. vegetazione infestante).

In corrispondenza dell'arcata principale (C3) il profondo dilavamento dei giunti ha probabilmente favorito lo scorrimento di un corso di conci lapidei osservabile in corrispondenza della zona di imposta sul lato nord dell'arcata principale, verosimilmente da imputare alle importanti trasformazioni avvenute nel corso dei secoli. Si pensi ad esempio che le arcate poste a sud sono state rimosse e che la stessa arcata principale, da fonti storiche, è stata probabilmente ricostruita dopo un crollo riutilizzando i conci lapidei originari.

Il paramento verticale a monte, alla sinistra del voltino in mattoni, presenta invece il crollo locale di una porzione del paramento in muratura di mattoni pieni che evidenzia la composizione del retrostante nucleo.



Figura 17: Arcata centrale.

Particolare scorrimento di un corso di conci lapidei.



Figura 18: Particolare crollo locale di porzione di paramento

murario (prospetto a monte, arcata verso piazzale Pontecorvo)

Oltre allo scorrimento dei conci si osserva la rottura di alcuni elementi lapidei (vedi figure 20 e 25). Le cause di tali rotture possono essere ricercate nel progressivo degrado dovuto a cicli di gelo e disgelo ma anche negli effetti delle vibrazioni e sollecitazioni dovute al traffico. È da notare che attualmente sul ponte, per effetto dell'ordinanza n° 415 del 25 luglio 2002, è consentito il traffico ciclo-pedonale e di veicoli con masse non superiore a 3,5 tonnellate, ma nel passato il manufatto è stato soggetto a traffico pesante (es. passaggio di autobus di pellegrini/turisti diretti al vicino piazzale del Santo).

Un'altra possibile causa di degrado può essere ricondotta alla eventuale presenza di perni di collegamento metallici ed ai fenomeni espansivi collegati alla loro ossidazione.



Anche la presenza dell'ampliamento in c.a., a causa della sua conformazione che prevede massicci e "rigidi" traversi, potrebbe avere causato l'insorgere di concentrazioni locali di sforzo (in corrispondenza proprio dei punti di appoggio della soletta a sbalzo) sulla sottostante struttura muraria.



Figura 19: Particolare centinatura metallica. Si notano le precarie condizioni di stabilità degli elementi lignei di spessoramento e la rottura degli spigoli dei conci lapidei in aderenza alla nervatura in c.a.



Figura 20: Particolari arcata principale. Nel cerchio viene evidenziata una porzione di conco lapideo espulsa e caduta sulle tavole sottostanti.

Le sovrastrutture in c.a. manifestano gravi segni di degrado. Si osserva infatti un avanzato stato di ossidazione delle barre di armatura con sensibile riduzione della sezione resistente ed espulsione del copriferro. Per quanto osservabile le travi sono prive di staffe e sulla testata di molti dei traversi si osserva la caduta di un'intera porzione di calcestruzzo al di sotto delle barre inclinate.



Figura 21: Particolari degrado delle armature metalliche

Anche l'efficacia e l'affidabilità della centinatura appaiono seriamente compromessi. Si osserva infatti il degrado degli elementi lignei di spessoramento (spesso ruotati e/o smossi, vedi Figura 19), l'ossidazione delle parti metalliche ed il degrado dei pali lignei di appoggio. In alcuni punti l'avanzato stato di ossidazione delle aste metalliche ha portato alla completa rottura delle stesse (Figura 22).



Figura 22: Particolare dissesti della centinatura metallica.

Si nota la rottura dell'asta superiore della reticolare (sono inoltre visibili fratture dei conci lapidei).



Figura 23: Particolare dissesti dell'impalcato in c.a.

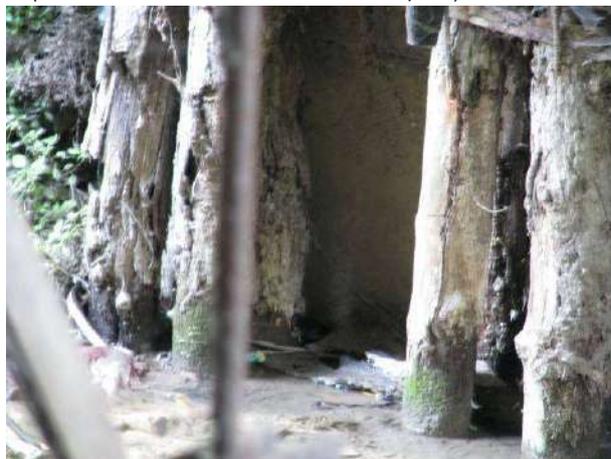


Figura 24: Particolare degrado della palificata in legno a sostegno della centinatura dell'arcata centrale



Figura 25: Particolari intradosso arcata C1.

Si osserva la presenza di infiltrazioni di acque meteoriche ed il distacco e la tendenza al distacco di scaglie di materiale lapideo.



4.5 VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Sono presenti reti tecnologiche che corrono al di sotto del manto stradale, all'interno del riempimento stradale o, in alcuni casi, lateralmente al ponte.



Figura 26: Particolari sottoservizi



Figura 27: Particolare tubazione interrata che corre sul lato ovest del ponte

Durante i lavori di sistemazione della pavimentazione del ponte, è stata rilevata la presenza di un tubo che è stato posato tagliando una porzione dell'estradosso delle travi trasversali in calcestruzzo armato che costituiscono la passerella.

Tale tubo non sembra interferire con l'armatura presente, tuttavia, durante le fasi di esecuzione dei lavori sarà necessario procedere con il controllo dell'integrità dell'armatura, la rimozione e spostamento del tubo ed al ripristino del calcestruzzo danneggiato.



Figura 28: porzione di trave trasversale danneggiata per il passaggio di un tubo

Sono state fornite dall'amministrazione comunale planimetrie prodotte dagli enti gestori con indicate le reti tecnologiche presenti, più precisamente:

- Rete ENEL ed Illuminazione Pubblica
- Rete ACQUA
- Rete GAS
- Rete TELECOM
- Rete TERNA

Si rimanda alle planimetrie fornite con l'indicazione della posizione di massima delle reti. Durante le fasi di cantiere dovrà essere svolto un accurato rilievo preliminare delle reti effettivamente presenti, e dovrà essere prestata la massima attenzione alla presenza di ulteriori elementi tecnologici non segnalati.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite dalla ditta Expin s.r.l., si sono assunte le caratteristiche dei materiali riportate nei paragrafi successivi.

5.1 MURATURA ESISTENTE

Nel calcolo delle caratteristiche meccaniche della muratura entra in funzione il parametro detto fattore di confidenza (FC), calcolato in base al livello di conoscenza raggiunto durante l'esecuzione delle indagini in sito. Grazie alla campagna di indagini eseguita in sito si considera un fattore di confidenza FC pari a 1.20, riconoscendo il raggiungimento di un livello Adeguato (LC2).

Si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura adottate nei modelli di calcolo per le verifiche statiche.

- Muratura a blocchi lapidei squadrati

Resistenza a compressione:	$f_m =$	6.000	[N/mm ²]	
Resistenza a taglio:	$\tau_0 =$	0.090	[N/mm ²]	
Modulo elastico:	$E =$	2400.000	[N/mm ²]	
Modulo di Poisson:	$\nu =$	0.300	[-]	
Modulo a taglio:	$G =$	923.077	[N/mm ²]	
Peso specifico:	$w =$	23.000	[kN/m ³]	
Gamma del materiale:	$\gamma_m =$	3	[-]	
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} =$	1.6667	[N/mm ²]	16.6667 [kg/cm ²]

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione:	$f_m =$	2.400	[N/mm ²]	
Resistenza a taglio:	$\tau_0 =$	0.060	[N/mm ²]	
Modulo elastico:	$E =$	500.000	[N/mm ²]	
Modulo di Poisson:	$\nu =$	0.300	[-]	
Modulo a taglio:	$G =$	192.308	[N/mm ²]	
Peso specifico:	$w =$	18.000	[kN/m ³]	
Gamma del materiale:	$\gamma_m =$	3	[-]	
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} =$	0.6667	[N/mm ²]	6.666667 [kg/cm ²]

Si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura adottate nei modelli di calcolo per le verifiche sismiche.

- Muratura a blocchi lapidei squadrati

Resistenza a compressione:	$f_m =$	6.00	[N/mm ²]		
Resistenza a taglio:	$\tau_0 =$	0.09	[N/mm ²]		
Modulo elastico:	$E =$	2400	[N/mm ²]		
Modulo di Poisson:	$\nu =$	0.30	[-]		
Modulo a taglio:	$G =$	923.07	[N/mm ²]		
Peso specifico:	$w =$	23.00	[kN/m ³]		
Gamma del materiale:	$\gamma_m =$	2	[-]		
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} =$	2.50	[N/mm ²]	25.00	[kg/cm ²]

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione:	$f_m =$	2.40	[N/mm ²]		
Resistenza a taglio:	$\tau_0 =$	0.06	[N/mm ²]		
Modulo elastico:	$E =$	500	[N/mm ²]		
Modulo di Poisson:	$\nu =$	0.30	[-]		
Modulo a taglio:	$G =$	192.31	[N/mm ²]		
Peso specifico:	$w =$	18.00	[kN/m ³]		
Gamma del materiale:	$\gamma_m =$	2	[-]		
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} =$	1.00	[N/mm ²]	10	[kg/cm ²]



5.2 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI

5.2.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo esistente sono state ricavate dalle prove a compressione di tipo distruttivo dei provini cilindrici, eseguite durante la campagna di indagine svolta dalla ditta Expin s.r.l.

Provino n.	Data prova	ϕ [mm]	h [mm]	$\lambda=h/\phi$	Sez [mm ²]	γ [kg/dm ³]	$f_c\lambda$	f_c [N/mm ²]	
1	MC1	29/06/2016	59	117	1.98	2734	2.34	46.3	45
2	MC2	29/06/2016	59	121	2.05	2734	2.33	39.5	38.64
3	MC3	29/06/2016	59	120	2.03	2734	2.44	43.4	42.43
4	Ccls3	29/06/2016	74	140	1.89	4301	2.33	32.4	30.62
5	Ccls4	29/06/2016	74	144	1.95	4301	2.26	37	35.45
6	Ccls5	29/06/2016	74	146	1.97	4301	2.31	31.7	30.37
7	Ccls7A	29/06/2016	74	81	1.09	4301	2.27	42.3	34.57
8	Ccls8A	29/06/2016	74	85	1.15	4301	2.3	33	27.01
9	Ccls9A	29/06/2016	74	84	1.14	4301	2.27	36.4	29.9

Operando attraverso il valore medio delle prove in laboratorio e considerando che tale valore non debba essere minore dell'85% della resistenza media del calcestruzzo considerato (vedi Circolare 02 febbraio 2009 n°617 al §C11.2.6), si riportano i passaggi per il calcolo della resistenza caratteristica.

$$f_{opera,m} = 0.85 \cdot f_{cm} \text{ dove } f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{opera,m} = 0.85 \cdot (f_{ck} + 8) \rightarrow f_{ck} = \left(\frac{f_{opera,m}}{0.85} - 8 \right)$$

$f_{opera,m} =$	34.89	[N/mm ²]		
$f_{ck} =$	27.54	[N/mm ²]		
$R_{ck} =$	33.18	[N/mm ²]	FC	1.2

Considerando che il numero di campioni è maggiore di 3 ma minore di 15, si può applicare la procedura riportata nelle "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" al §10.3 e richiamata nella Circolare 02 febbraio 2009 n°617 al §C11.2.6:

$$f_{ck} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{opera,m} - k \\ f_{c,min} + 4 \end{array} \right.$$

Con $k=5$ per un numero di campioni compreso tra 7 e 9, si ha:

FC=	1.2	
DEV.ST.	6.1	[N/mm ²]
$f_{opera,m} =$	34.89	[N/mm ²]
$f_{ck} =$	24.91	[N/mm ²]

Considerato il fattore di confidenza pari a 1.20 già applicato, corrispondente al livello di conoscenza LC2 acquisito, è possibile assumere, a favore di sicurezza, un calcestruzzo di caratteristiche pari a C25/30.

CALCESTRUZZO - Rif. DM 14/01/2008		
classe di resistenza		C25/30
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	30.00 MPa
peso specifico	ρ	25.00 kN/mc
coeff. espansione termica lineare	α	$1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	ν_{fess}	0.00
	$\nu_{non\ fess}$	0.20
modulo elastico secante	E_{cm}	31447 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	24.90 MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	32.90 MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c	1.50
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56 MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.07 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1.79 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3.33 MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.11 MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	$f_{cd,sp<5}$	11.29 MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.19 MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	$f_{ctd,sp<5}$	0.96 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{c,rara}$	14.94 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	$\sigma_{c,rara,sp<5}$	11.95 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.21 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	$\sigma_{c,q.p.,sp<5}$	8.96 MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bk}	4.03 MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	f_{bd}	2.69 MPa

5.2.2 Acciaio da cemento armato

Le prove di laboratorio hanno individuato le caratteristiche meccaniche delle barre di armatura, riassunte nelle tabelle seguenti.

Provino n.	Data prova	ϕ_n [mm]	ϕ_{eq} [mm]	Toll [%]	$A_{gt\%}$	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
A1	17/06/2016	10	9.6	-8	14.3	277	360
A2	17/06/2016	10	9.6	-7	15.6	317	380
A3	17/06/2016	10	9.6	-9	12	287	360
A4	17/06/2016	26	25.1	-7	9.6	NR	294
A5	17/06/2016	26	26.2	2	13.8	258	340

$f_{ym} =$	284.75	[N/mm ²]	f_{yk}	215	[N/mm ²]
$f_{tm} =$	360.00	[N/mm ²]	f_{tk}	335	[N/mm ²]

Considerando un fattore di confidenza pari a 1.20, corrispondente al livello di conoscenza LC2 acquisito, è possibile assumere, a favore di sicurezza, un acciaio di caratteristiche pari a FeB22k.

ACCIAIO DA C.A. - Rif. DM 14/01/2008		
tipo	FeB 22k	
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1.15
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	215.00 MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	335.00 MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$	$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$	
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$	
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k \geq 7,50 \%$	
resistenza di calcolo	f_{yd}	186.96 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{s,rara}$	172.00 MPa

6 AZIONI SULLE STRUTTURE

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- Azioni permanenti;
- Azioni variabili da traffico;
- Azioni variabili di vento e neve;
- Azioni sismiche.

6.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti si compongono in:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g_1);
- Carichi permanenti portati, (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti, ecc... g_2);

PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

- Muratura a blocchi lapidei squadrati:	$g_1 =$	23.00	[kN/m ³]
- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:	$g_1 =$	18.00	[kN/m ³]
- Calcestruzzo C25/30:	$g_1 =$	25.00	[kN/m ³]

CARICHI PERMANENTI PORTATI:

- Soletta del marciapiede	$g_2 =$	5.00	[kN/m ²]
- Riempimento del marciapiede	$g_2 =$	3.57	[kN/m ²]
- Parapetto	$g_2 =$	0.50	[kN/m]

6.2 CARICHI VARIABILI - VENTO

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 NTC08;
- C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 NTC08;
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8 NTC08.

I dati relativi alla zona di Padova per la determinazione del carico vento sono:

- Zona di riferimento I
- Classe di rugosità: A
- Categoria di esposizione del sito: IV
- Altitudine (m) s.l.m.: 12 m

I parametri derivanti dai dati precedenti sono:

V_b [m/sec]	z_{max} [m]	k_r [-]	z₀ [m]	z_{min} [m]
25	6.00	0.22	0.3	8

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.64 \text{ kN/mq}$$

6.3 CARICHI VARIABILI - NEVE

Il carico provocato dalla neve sulla pavimentazione stradale è dato dalla seguente relazione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

Dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- Q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Zona	Q_{sk} [kN/m ²]	μ_i	C_E	C_t
II	1.00	0.8	1	1

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.8 \text{ kN/mq}$$

Il carico da neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per i ponti coperti.

6.4 AZIONE SISMICA

I dati sismici utilizzati nelle verifiche sono stati elaborati con il software “Excel – Spettri NTC v. 1.03” messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Partendo dalle coordinate geografiche di latitudine e longitudine si ottengono i parametri indipendenti dell'azione sismica e di conseguenza lo spettro di risposta elastica per la zona di Padova. Si considera una vita nominale V_N di 50 anni con un coefficiente d'uso C_U pari a III (al quale corrisponde un valore di 1.50).

Ponte Corvo è stato considerato, su indicazioni della committenza, facente parte della categoria II essendo quest'ultimo un ponte “*la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza*”. Si ottiene un periodo di riferimento dell'azione sismica V_R pari a 50 anni.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Da questo valore viene calcolato il periodo di ritorno T_R per ogni stato limite considerato al quale corrisponde una diversa probabilità di superamento, rispettivamente 81% per lo Stato Limite di Operatività (SLO), 63% per lo Stato Limite di Danno (SLD), 10% per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), e 5% per lo Stato limite di Collasso (SLC).

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln 1 - P_{VR}} = \frac{-C_U \cdot V_N}{\ln 1 - P_{VR}}$$

Di seguito vengono riportati i parametri spettrali dell'azione sismica per ogni stato limite e tempo di ritorno:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^*
SLO	45	0.059	2.545	0.263
SLD	75	0.072	2.528	0.271
SLV	712	0.164	2.459	0.285
SLC	1462	0.205	2.451	0.289

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo, le indagini geotecniche integrative eseguite nel corso della campagna di indagini hanno permesso la caratterizzazione sismica del terreno. La relazione del dott. geologo Andrea Baldracchi riporta la seguente classificazione: suolo di categoria D: “*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)*”; considerata la pendenza del pendio inferiore a 15° è stata considerata una categoria topografica corrispondente a T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$), cui corrisponde un coefficiente $S_T=1,00$.

Si riportano di seguito i parametri sismici dipendenti ed indipendenti e lo spettro di risposta di progetto.



Stato Limite di Riferimento	SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita)		
Zona sismica		4	
Probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%	
Periodo di ritorno azione sismica	T_R	712	anni

PARAMETRI INDIPENDENTI			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	a_g	0.099	g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione	F_o	2.597	
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione	T^*_c	0.342	s
Categoria sottosuolo		D	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.800	
	C_c	2.137	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.000	
Fattore di struttura per analisi dinamica lineare	q	1.200	
PARAMETRI DIPENDENTI			
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle cond. topografiche	S	1.800	
Periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0.244	s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0.731	s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	1.995	s

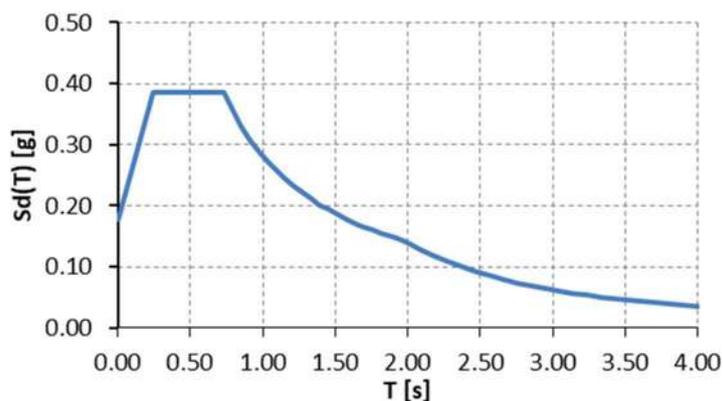


Figura 29: Spettro di risposta di progetto



7 VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE

Si riportano a seguire le analisi ed i risultati delle verifiche condotte in accordo con le N.T.C. di cui al D.M. 14/01/2008 secondo il metodo degli stati limite.

Per lo stato limite ultimo è stata adottata la combinazione fondamentale dei carichi:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

essendo:

G_{k1}	il valore del peso proprio degli elementi strutturali;
G_{k2}	il valore del peso proprio degli elementi non strutturali;
Q_{k1}	il valore caratteristico dell'azione variabile da traffico;
Q_{ki}	il valore caratteristico dell'azione variabile non attribuibile al traffico;
γ_{G1}	il coefficiente parziale per i pesi propri degli elementi strutturali;
γ_{G2}	il coefficiente parziale per le azioni permanenti non compiutamente definite (elementi non strutturali);
γ_{Q1}	il coefficiente parziale relativo all'azione variabile da traffico.
γ_{Qi}	il coefficiente parziale relativo all'azione variabile.
ψ_{0i}	il coefficiente di combinazione relativo all'azione variabile considerata.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento q_5</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_5</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5



7.1 VERIFICA LOCALE STATICA ARCHI IN MURATURA

L'arco principale C3 è posizionato in corrispondenza del passaggio del canale ed è centrale rispetto alla struttura del ponte; i due archi laterali C1 e C2 sono invece situati alla sinistra dell'arcata principale.

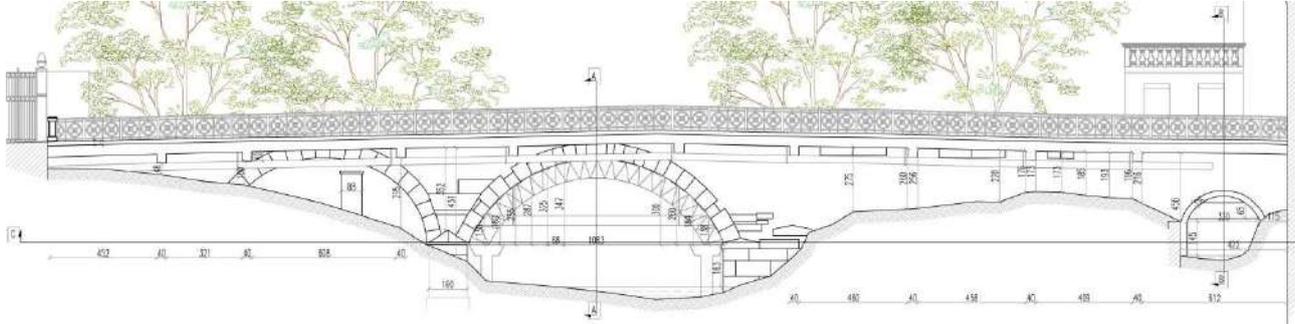


Figura 7.1: Prospetto ovest del ponte (a monte)

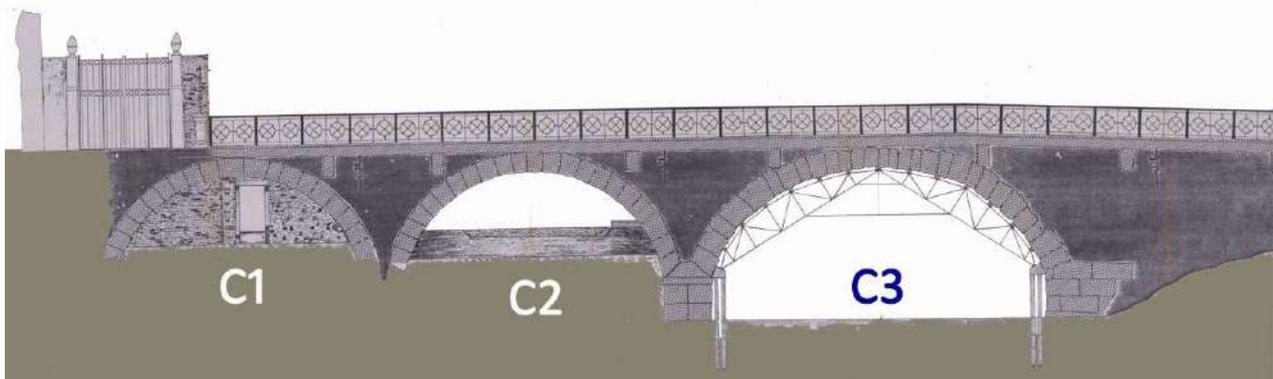


Figura 7.2: Sezione longitudinale con numerazione delle campate (vista da Ovest)

Le arcate sono in pietra con uno spessore medio di 50cm a meno delle zone limitrofe ai timpani, a monte e a valle, che hanno uno spessore leggermente superiore; si riportano di seguito i carichi permanenti non strutturali considerati.

	spessore [cm]	peso specifico [daN/mc]	carico a mq [daN/mq]
Pavimentazione/Riempimento	17	2100	357
Soletta vecchia pavim.	20	2500	500

Il ponte è classificato di 2° Categoria, ma attraverso una ordinanza del comune del 25/07/2002 protocollo n.7315, i carichi accidentali sono stati ridotti sensibilmente rispetto a quanto stabilito dalle norme tecniche delle costruzioni NTC08; si cita quanto esposto: "Ordina il divieto di transito sul ponte Corvo ai veicoli di massa a pieno carico superiore a 3,5t e larghezza superiore a 2,30m".

Per tale motivo si è scelto di eseguire le verifiche considerando tre casi di carico veicolare, ovvero:

- Carico da ordinanza, mezzi con carico massimo 3.5 t (35 kN, pari a 7.5 kN per asse);
- Carico da autobus di larghezza non superiore a 2.30 m (modello Bredamenarinibus VIVACITY 8): peso massimo a pieno carico pari a 130 kN, pari a 65 kN per asse.
- Carico da NTC08 per ponte di 2° categoria

In tale modo sarà possibile ottenere il livello di sicurezza del ponte nei tre casi di carico veicolare e valutare l'entità dell'intervento.

Di seguito si riassumono i carichi utilizzati:

CARICO CARAT.	Schema	zona	Tipologia	Carico	Unità
CARICO DA ORDINANZA	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse auto	17.5	[kN]
FOLLA	5	Marciapiede	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
AUTOBUS	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse autobus	65	[kN]
NTC08	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	7.20	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse	240	[kN]

I carichi del marciapiede a sbalzo (o ballatoio), valutati dalla normativa come carichi distribuiti, sono in realtà stati inseriti nel programma di verifica degli archi come carichi concentrati, dato che i marciapiedi scaricano sulle travi trasversali che appoggiano localmente sull'arco.

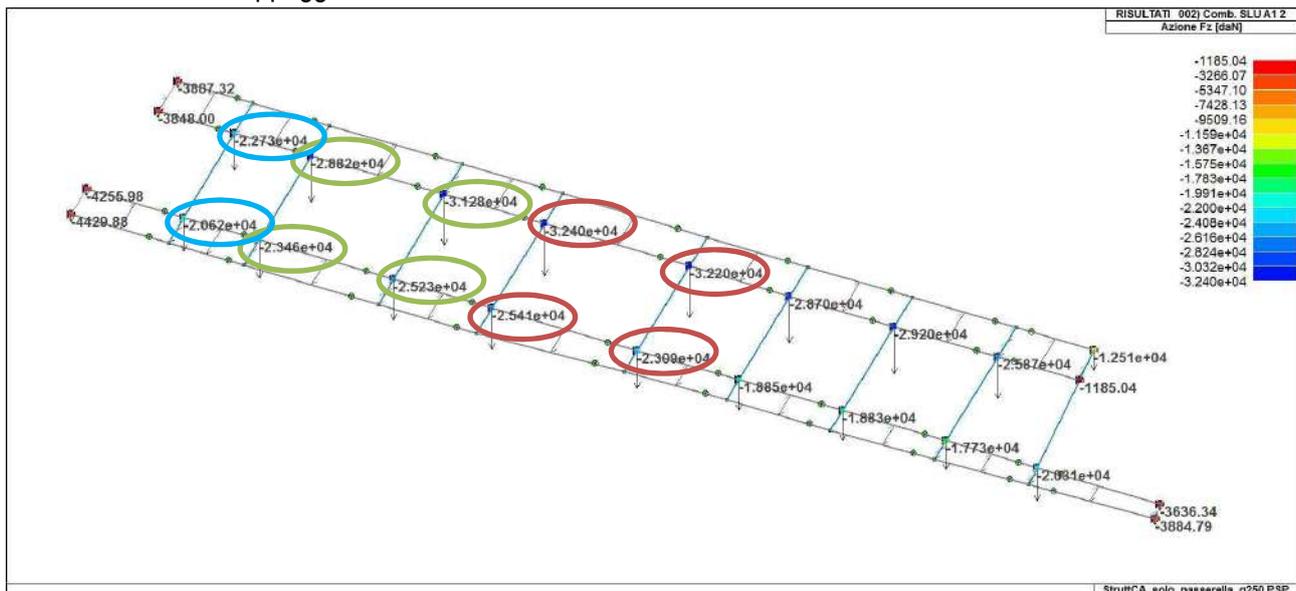


Figura 7.3 Reazioni vincolari con combinazione SLU 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf con Qtraf=2.50kN/mq in rosso i valori per l'arco C3, in verde i valori per l'arco C2, in azzurro i valori per l'arco C1

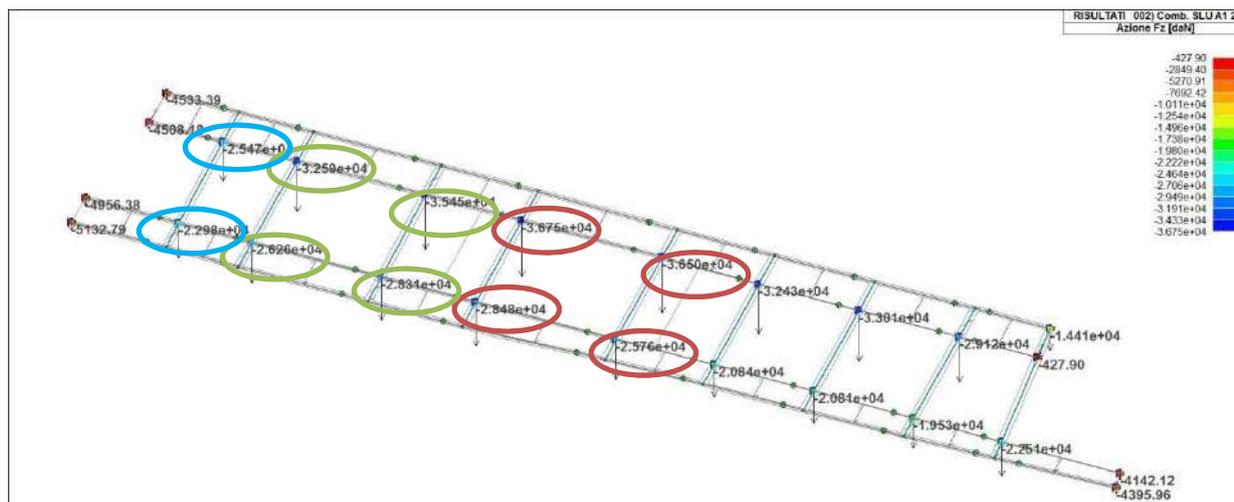


Figura 7.4 Reazioni vincolari con combinazione SLU 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf con Qtraf=5.00kN/mq
in rosso i valori per l'arco C3, in verde i valori per l'arco C2, in azzurro i valori per l'arco C1

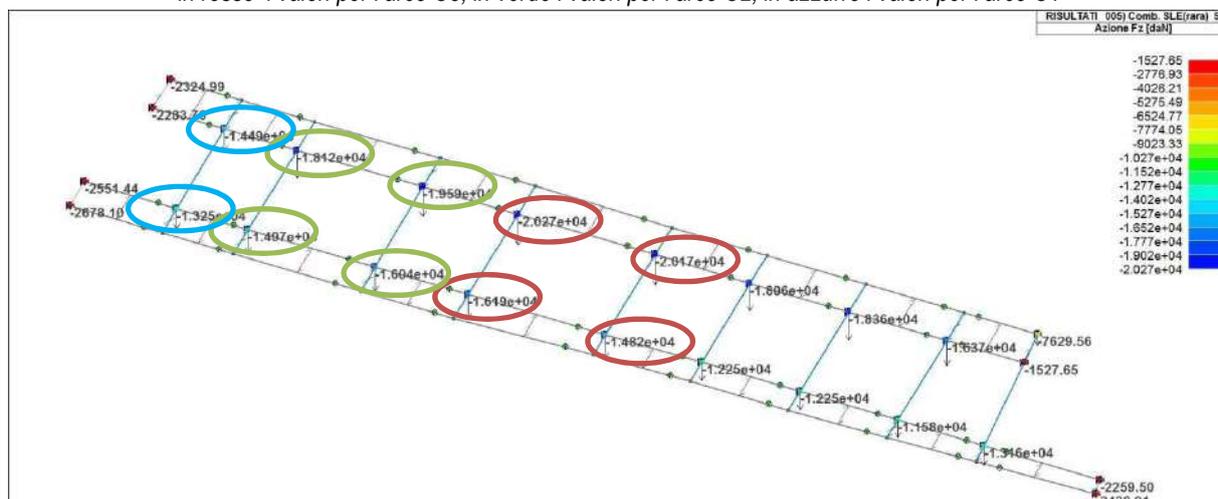


Figura 7.5 Reazioni vincolari con combinazione SLE 1.00 G1 + 1.00G2 + 0.00 Qtraf
in rosso i valori per l'arco C3, in verde i valori per l'arco C2, in azzurro i valori per l'arco C1

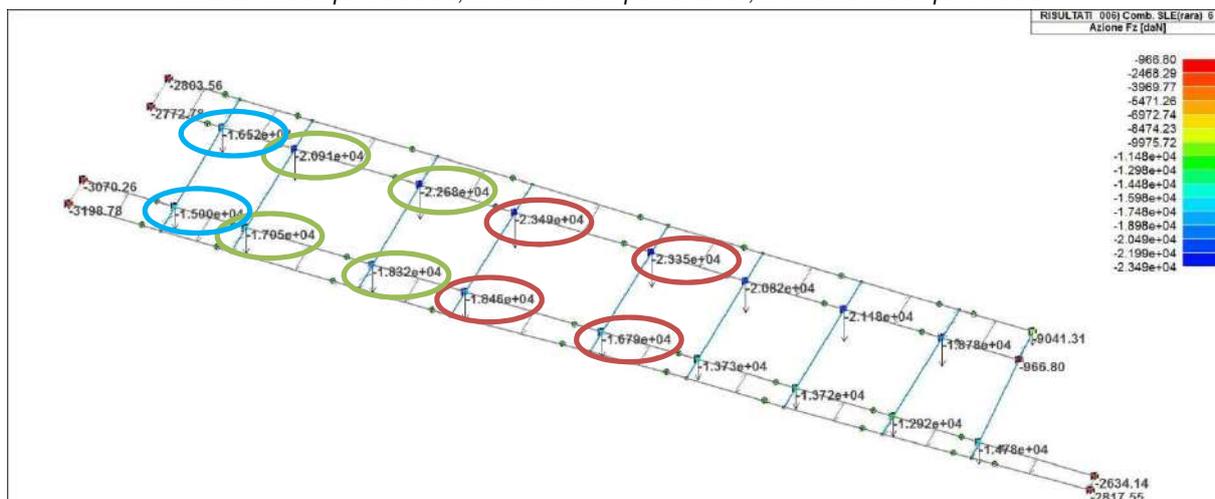


Figura 7.6 Reazioni vincolari con combinazione SLE 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf con Qtraf=2.50kN/mq
in rosso i valori per l'arco C3, in verde i valori per l'arco C2, in azzurro i valori per l'arco C1

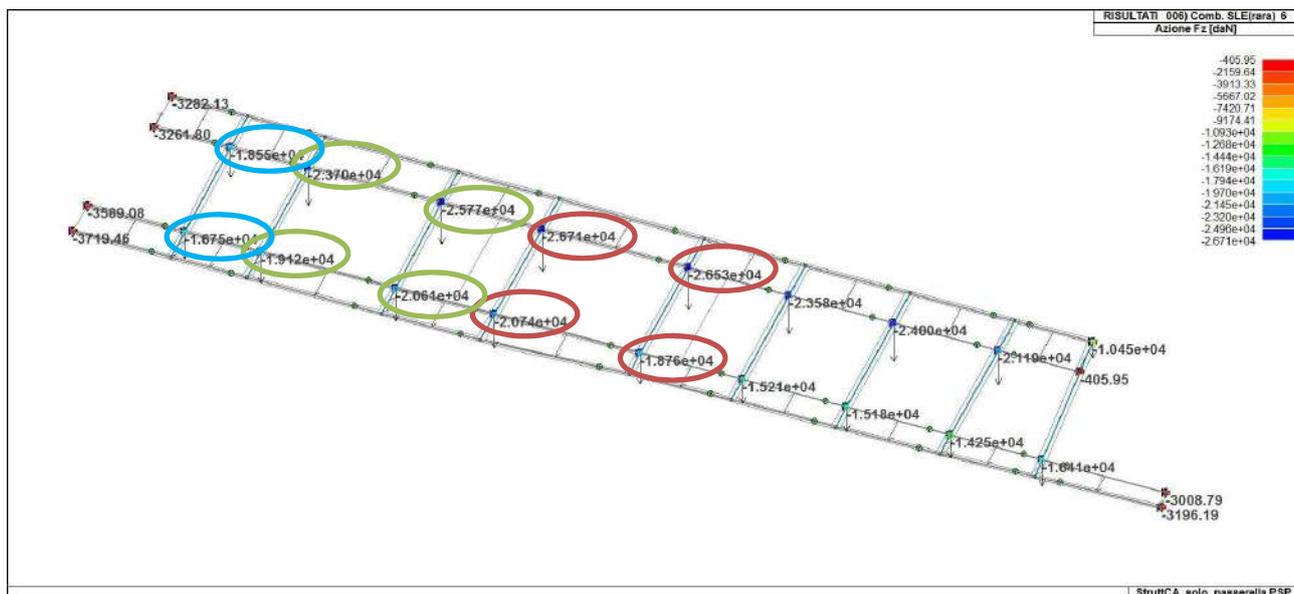


Figura 7.7 Reazioni vincolari con combinazione SLE 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf con Qtraf=5.00kN/mq
in rosso i valori per l'arco C3, in verde i valori per l'arco C2, in azzurro i valori per l'arco C1

L'analisi statica degli archi è stata effettuata applicando il teorema della plasticità nelle ipotesi di:

- assenza di scorrimenti tra i conci che costituiscono la volta;
- muratura non resistente a trazione;
- rottura per perdita di equilibrio tra le parti e non per schiacciamento del materiale.

Determinata la funicolare dei carichi, è stato calcolato il coefficiente geometrico di sicurezza α dato dal rapporto tra la metà dello spessore della volta e l'eccentricità massima dello sforzo normale.

Si è proceduto verificando una porzione di volta di larghezza unitaria, pari ad un metro, secondo le configurazioni di carico indicate in seguito.

Per ogni configurazione di carico sono state valutate 2 combinazioni di carico:

- 1- Combinazione fondamentale, per gli Stati Limite Ultimi (STR): valutazione dello sforzo normale massimo per verificare la resistenza a schiacciamento dei conci dell'arco in muratura ($\sigma_{max} > f_d$);
- 2- Combinazione rara: utilizzata per la Verifica della Stabilità della volta secondo l'impostazione tradizionale del metodo plastico in accordo con l'impostazione di J. Heyman (assumendo un fattore geometrico di sicurezza $\alpha > 3$, valore usualmente considerato in letteratura e corrispondente alla condizione di funicolare dei carichi contenuta nel terzo medio della sezione).

Per ciascuna combinazione, i casi di carico considerati sono i seguenti:

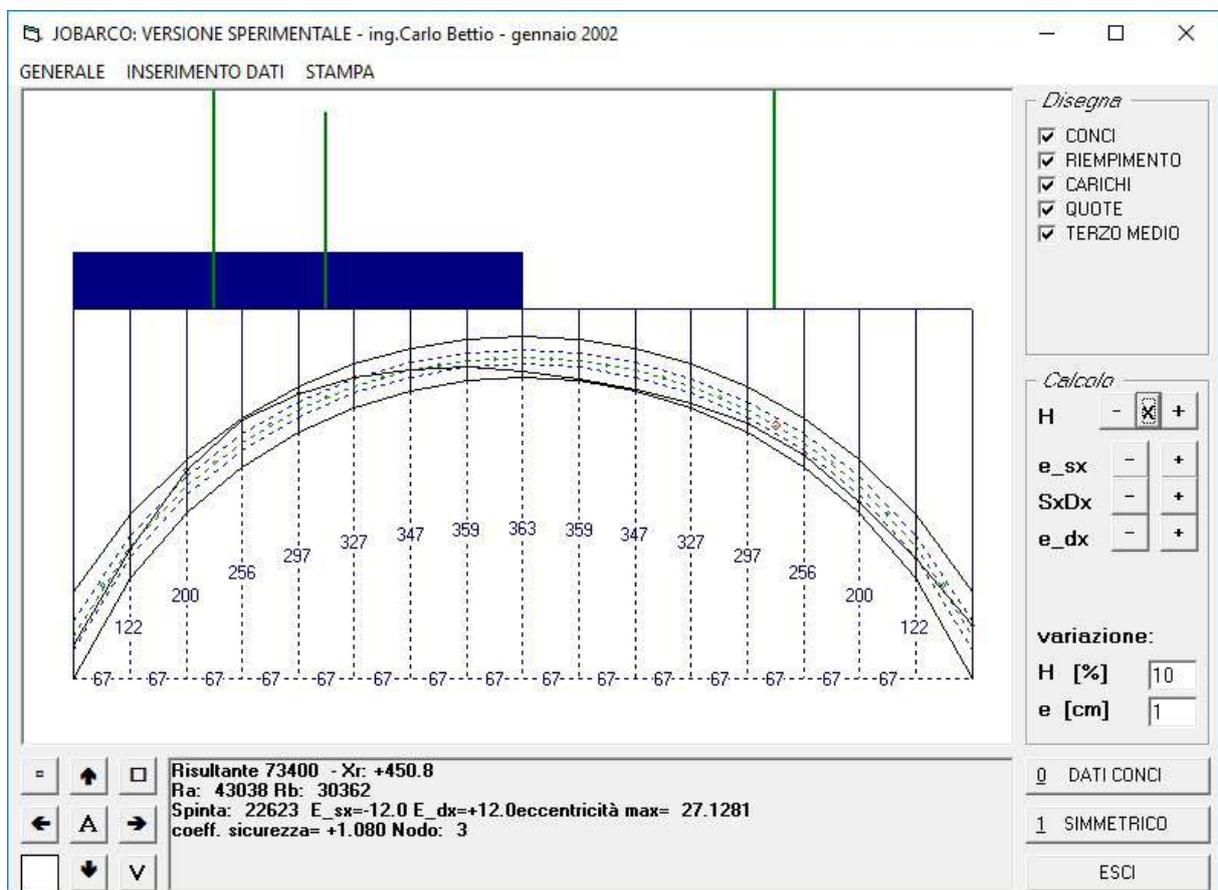
- CASO 1: carichi permanenti + accidentale uniformemente distribuito in disposizione asimmetrica (lato sinistro)+accidentale concentrato (disposto a sinistra);
- CASO 2: carichi permanenti + accidentale uniformemente distribuito in disposizione simmetrica + accidentale concentrato (disposto nel centro)



7.1.1 Verifica SLU Arco C3 (principale)

7.1.1.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4=107.06kN a circa 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a circa 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

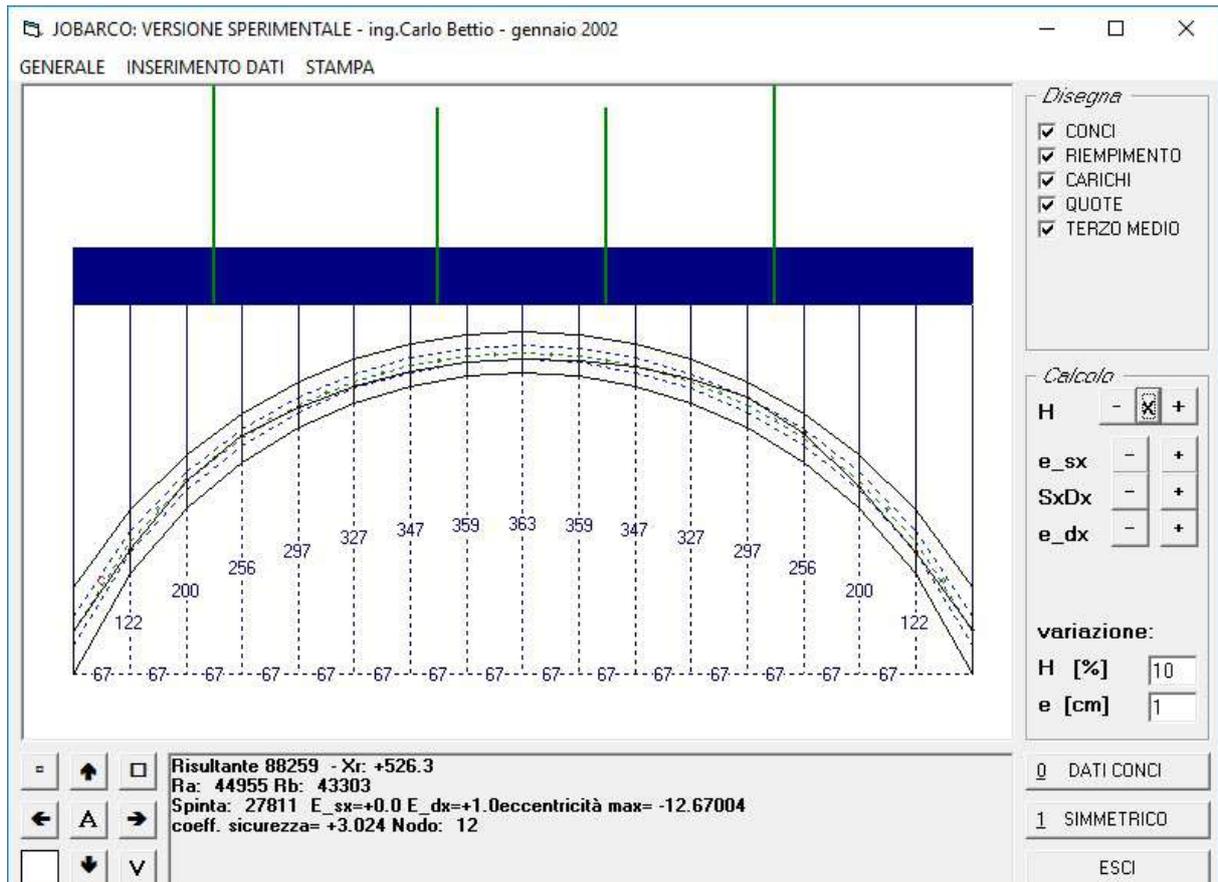
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	fm	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	48613.67	12	61.23	5.78	16.46	16.67	OK
1	100	50	5000	41739.2	4.7	55.28	2.68	11.03	16.67	OK
2	100	50	5000	36555.2	18.2	44.61	6	18.68	16.67	NO
3	100	50	5000	25690.5	27.1	35.68	1	18.71	16.67	NO
4	100	50	5000	24107.6	19.6	27.79	4	14.85	16.67	OK
5	100	50	5000	22782.4	10.6	20.37	9.94	9.99	16.67	OK
6	100	50	5000	22453.8	0.9	13.39	0.88	4.96	16.67	OK
7	100	50	5000	22421.1	8.5	6.79	8.44	9.03	16.67	OK
8	100	50	5000	22623	16.7	0	0	13.59	16.67	OK
9	100	50	5000	22908.2	22	6.79	5	16.59	16.67	OK
10	100	50	5000	23193.1	23.5	13.39	6	17.36	16.67	NO
11	100	50	5000	23542.7	21.7	20.37	4	16.20	16.67	OK
12	100	50	5000	24047.2	15.7	27.79	9	12.83	16.67	OK
13	100	50	5000	28630.4	15.5	35.68	9	14.38	16.67	OK
14	100	50	5000	30657.4	19.5	44.61	8	16.35	16.67	OK
15	100	50	5000	33285.8	14.7	55.28	8.37	13.35	16.67	OK
16 - APP	100	50	5000	37502.9	12	61.23	5.78	12.70	16.67	OK



7.1.1.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4)=107.06kN a circa 2m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: ([322kN+230.9kN] / 5.4)=102.39kN a circa 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA

$$\sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

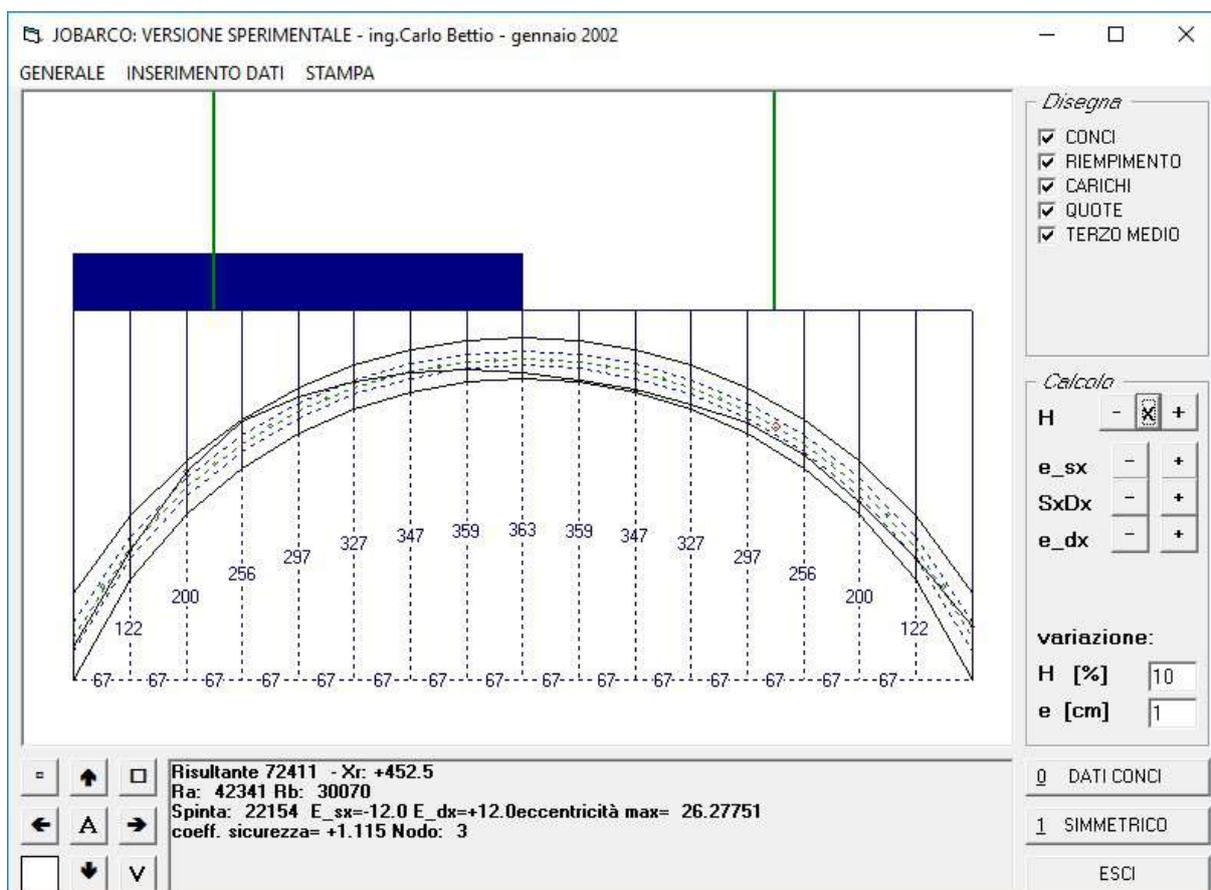
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	52790.99	0	61.23	0.00	10.56	16.67	OK
1	100	50	5000	46270.7	9.7	55.28	5.52	15.39	16.67	OK
2	100	50	5000	41595.8	0.1	44.61	0.07	8.39	16.67	OK
3	100	50	5000	31712.8	3.6	35.68	2.92	8.57	16.67	OK
4	100	50	5000	30142.7	2.4	35.68	1.95	7.44	16.67	OK
5	100	50	5000	29136.5	6.2	20.37	5.81	9.89	16.67	OK
6	100	50	5000	28492.6	7.4	13.39	7.20	10.62	16.67	OK
7	100	50	5000	27939.9	8.3	6.79	8.24	11.11	16.67	OK
8	100	50	5000	27812	8.3	0	8.30	11.10	16.67	OK
9	100	50	5000	27799.8	5.4	0	5.40	9.16	16.67	OK
10	100	50	5000	28218.1	1.7	0	1.70	6.79	16.67	OK
11	100	50	5000	28723.7	2.4	6.79	2.38	7.39	16.67	OK
12	100	50	5000	29589.8	9.1	27.29	8.09	11.66	16.67	OK
13	100	50	5000	36992.7	5.5	35.68	4.47	11.36	16.67	OK
14	100	50	5000	40435	6.9	44.61	4.91	12.85	16.67	OK
15	100	50	5000	44912.1	12.7	55.28	7.23	16.78	16.67	NO
16 - APP	100	50	5000	51343.8	1	61.23	0.48	10.86	16.67	OK



7.1.1.3 Carico NTC08: folla - asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da folla: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([367.5kN+284.8kN] / 5.4=120.79kN a circa 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a circa 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	fm	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	47776.98	12	61.23	5.78	16.18	16.67	OK
1	100	50	5000	40899	4.4	55.28	2.51	10.64	16.67	OK
2	100	50	5000	35731.7	18.4	44.61	0	18.38	16.67	NO
3	100	50	5000	24791	26.3	35.68	6	17.67	16.67	NO
4	100	50	5000	23278.2	16.7	27.79	7	12.91	16.67	OK
5	100	50	5000	22444.4	7.3	20.37	6.84	8.18	16.67	OK
6	100	50	5000	22065.3	1.4	13.39	1.36	5.13	16.67	OK
7	100	50	5000	21990.1	9.8	6.79	9.73	9.53	16.67	OK
8	100	50	5000	22154.2	17.3	0	0	13.63	16.67	OK
9	100	50	5000	22408.2	21.9	6.79	5	16.18	16.67	OK
10	100	50	5000	22669.5	22.8	13.39	8	16.60	16.67	OK
11	100	50	5000	23001.7	20.5	20.37	2	15.21	16.67	OK
12	100	50	5000	23496.4	14.1	27.79	7	11.73	16.67	OK
13	100	50	5000	28079.5	13.8	35.68	1	13.17	16.67	OK
14	100	50	5000	30118.8	18.1	44.61	9	15.34	16.67	OK
15	100	50	5000	32779.1	13.9	55.28	7.92	12.78	16.67	OK
16 - APP	100	50	5000	37021.6	12	61.23	5.78	12.54	16.67	OK



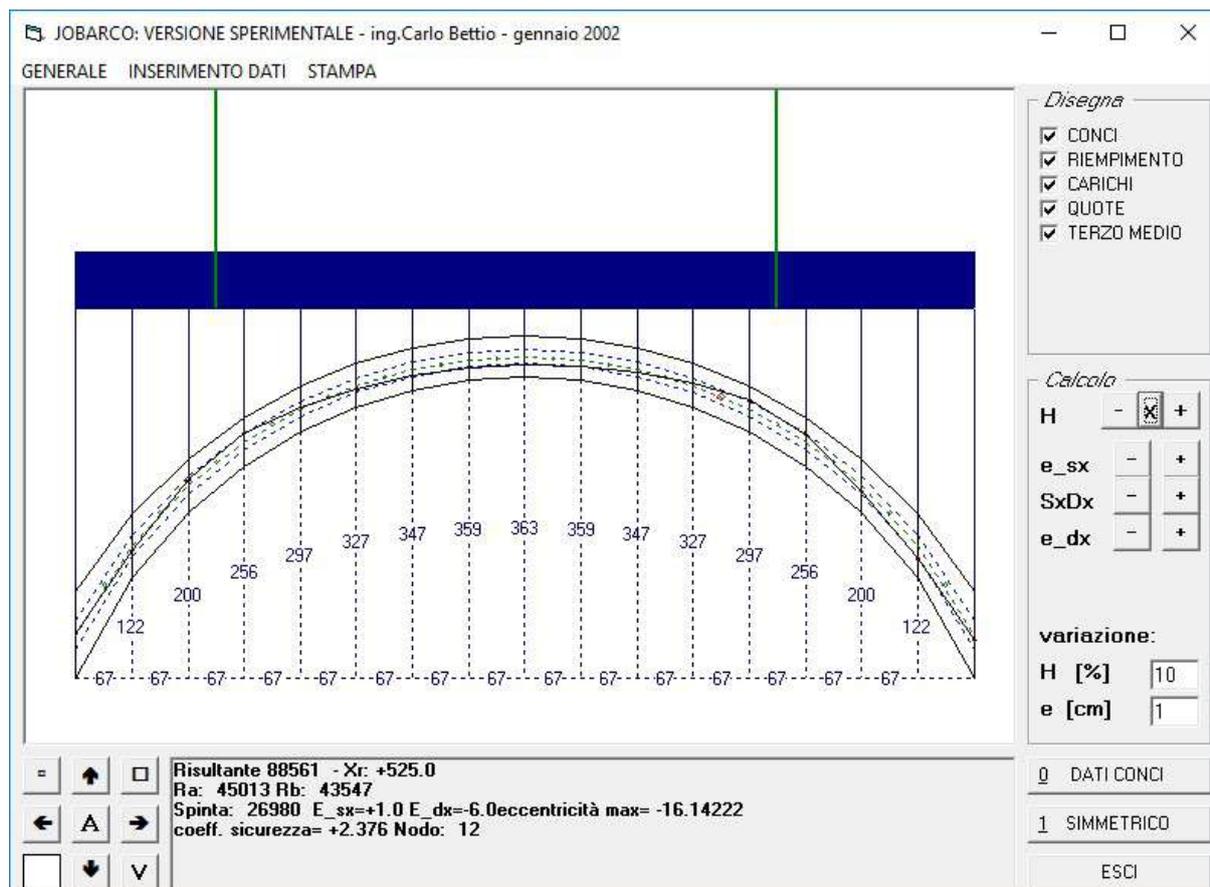
7.1.1.4 Carico NTC08: folla - simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf

Carico variabile da folla: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m

Carico concentrato max ballatoio sx: ([367.5kN+284.8kN] / 5.4)=120.79kN a 2m dalla spalla sx

Carico concentrato max ballatoio dx: ([365kN+257.6kN] / 5.4)=115.3kN a 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

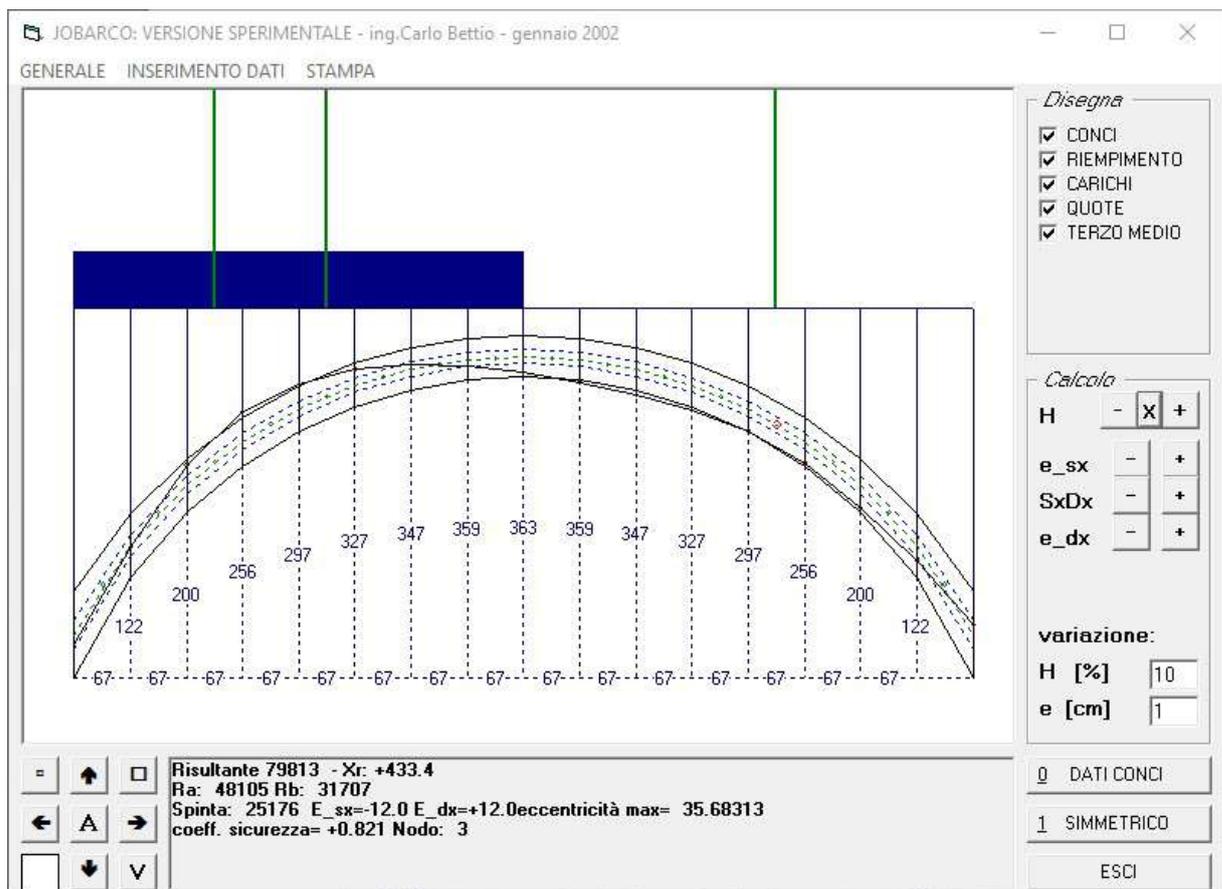
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	52441.87	6	61.23	2.89	14.12	16.67	OK
1	100	50	5000	46099.1	2.2	55.28	1.25	10.61	16.67	OK
2	100	50	5000	41363.4	8.8	44.61	6.26	14.49	16.67	OK
3	100	50	5000	30634.9	11.6	35.68	9.42	13.05	16.67	OK
4	100	50	5000	29191.9	2.9	27.79	2.57	7.64	16.67	OK
5	100	50	5000	28321	3.8	20.37	3.56	8.09	16.67	OK
6	100	50	5000	27817.3	8	13.39	7.78	10.76	16.67	OK
7	100	50	5000	27545.8	10.5	6.79	3	12.40	16.67	OK
8	100	50	5000	27431.5	10.8	0	0	12.60	16.67	OK
9	100	50	5000	27438.2	8.3	6.79	8.24	10.91	16.67	OK
10	100	50	5000	27606.3	3.5	13.39	3.40	7.78	16.67	OK
11	100	50	5000	28003.7	2.9	20.37	2.72	7.43	16.67	OK
12	100	50	5000	28766.5	11.8	27.79	4	12.96	16.67	OK
13	100	50	5000	36827.8	8.6	35.68	6.99	13.54	16.67	OK
14	100	50	5000	40337.7	5.3	44.61	3.77	11.72	16.67	OK
15	100	50	5000	44898.6	12.8	55.28	7.29	16.84	16.67	NO
16	100	50	5000	51337.3	1	61.23	0.48	10.86	16.67	OK



7.1.1.5 Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] x 1.35=43.875kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4=107.06kN a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA

$$\sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

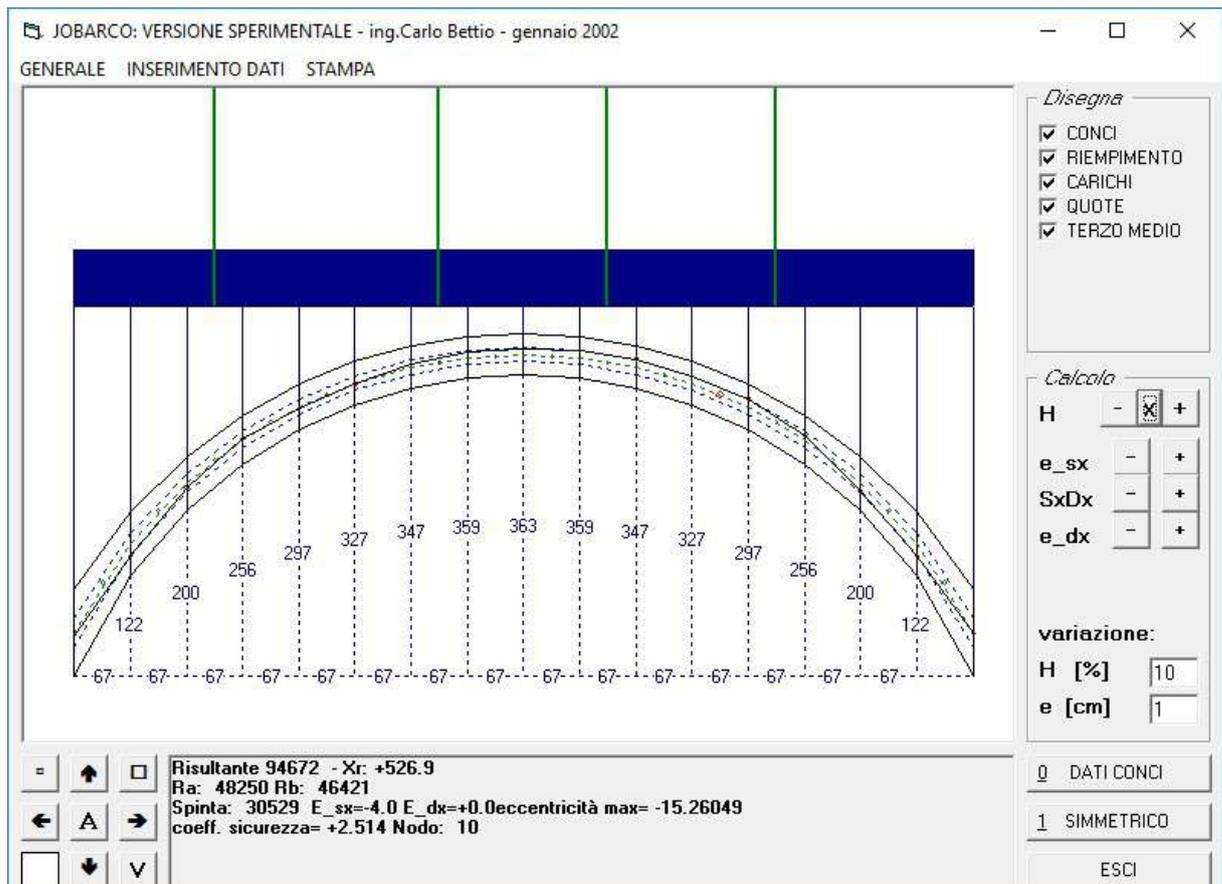
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	fm	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	54283.94	12	61.23	5.78	18.38	16.67	NO
1	100	50	5000	47358.5	3	55.28	1.71	11.41	16.67	OK
2	100	50	5000	41931.6	23.8	44.61	4	25.44	16.67	NO
3	100	50	5000	28849.8	35.7	35.68	0	25.85	16.67	NO
4	100	50	5000	27233.9	29.9	27.79	5	22.74	16.67	NO
5	100	50	5000	24707.5	19.6	20.37	7	15.84	16.67	OK
6	100	50	5000	24626.1	5.3	13.39	5.16	7.97	16.67	OK
7	100	50	5000	24797.5	7.9	6.79	7.84	9.63	16.67	OK
8	100	50	5000	25176.2	19.3	0	0	16.70	16.67	NO
9	100	50	5000	25602.5	27.2	6.79	1	21.72	16.67	NO
10	100	50	5000	25988.5	30.9	13.39	6	23.95	16.67	NO
11	100	50	5000	26404.7	30.9	20.37	7	23.64	16.67	NO
12	100	50	5000	26933.3	26.2	27.79	8	20.37	16.67	NO
13	100	50	5000	31489.3	25.6	35.68	9	22.01	16.67	NO
14	100	50	5000	33420	27.5	44.61	8	22.39	16.67	NO
15	100	50	5000	35846.1	19.4	55.28	5	16.68	16.67	NO
16	100	50	5000	35846.1	12	61.23	5.78	12.14	16.67	OK



7.1.1.6 Carico BUS (130kN) – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] x 1.35=43.875kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4)=107.06kN a 2m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: ([322kN+230.9kN] / 5.4)=102.39kN a 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA

$$\sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

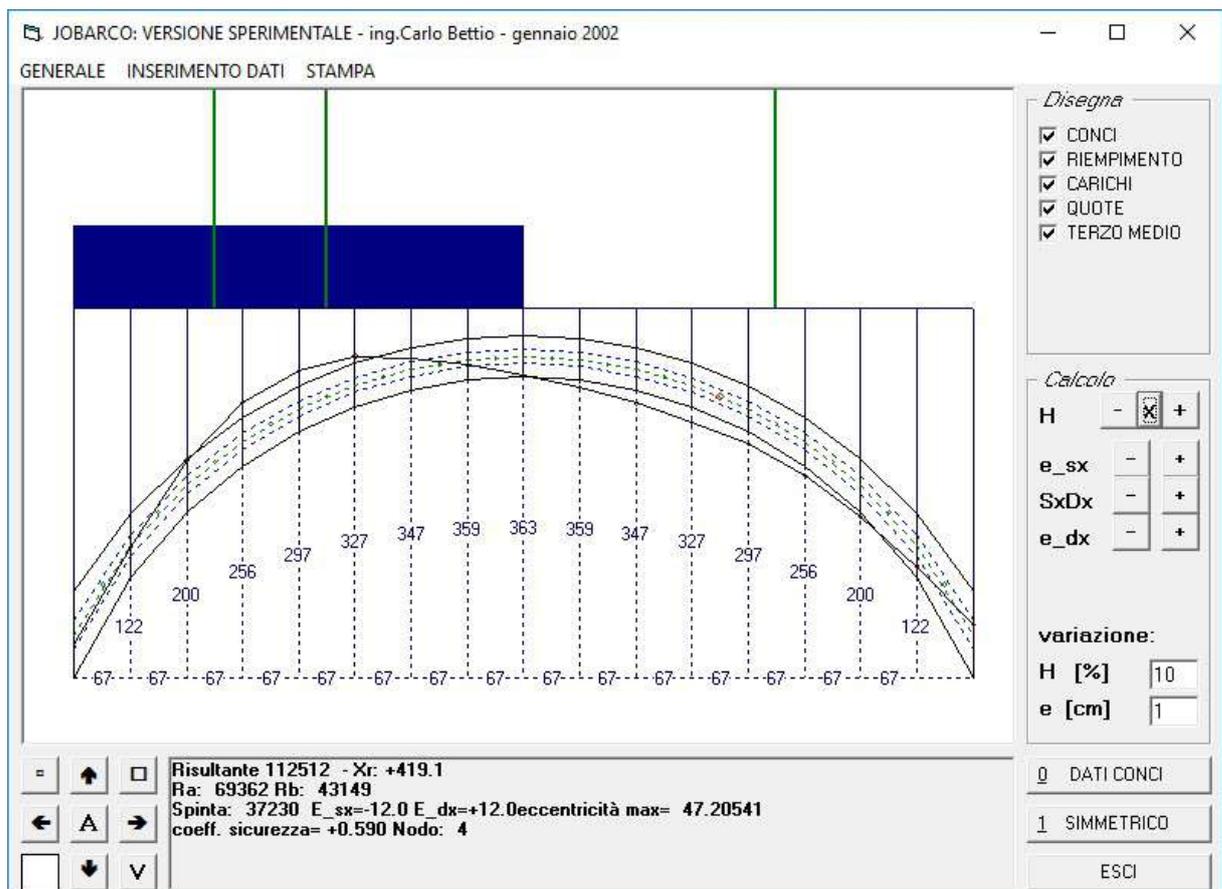


VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	56987.41	4	61.23	1.93	14.03	16.67	OK
1	100	50	5000	50526.2	15.2	55.28	8.66	20.60	16.67	NO
2	100	50	5000	45843.9	5.6	44.61	3.99	13.56	16.67	OK
3	100	50	5000	35841.4	0.2	35.68	0.16	7.31	16.67	OK
4	100	50	5000	34082.7	1.5	27.79	1.33	7.90	16.67	OK
5	100	50	5000	32830.7	0.3	20.37	0.28	6.79	16.67	OK
6	100	50	5000	31898.9	4.1	13.39	3.99	9.43	16.67	OK
7	100	50	5000	30648.5	6	6.79	5.96	10.51	16.67	OK
8	100	50	5000	30529.3	5.8	0	5.80	10.36	16.67	OK
9	100	50	5000	30487.6	9	6.79	8.94	12.64	16.67	OK
10	100	50	5000	31583.6	10.1	13.39	9.83	13.76	16.67	OK
11	100	50	5000	32356.6	8.7	20.37	8.16	12.80	16.67	OK
12	100	50	5000	33447.7	10.5	27.79	9.29	14.15	16.67	OK
13	100	50	5000	41018.8	3.9	35.68	3.17	11.32	16.67	OK
14	100	50	5000	44559.5	9.6	44.61	6.83	16.22	16.67	OK
15	100	50	5000	49023.1	15.3	55.28	8.71	20.06	16.67	NO
16	100	50	5000	46421.7	0	61.23	0.00	9.28	16.67	OK

7.1.1.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [7.2kN/mq] x 1.35=9.72 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [240kN /2] x 1.35=162kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4=107.06kN a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA

$$\sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

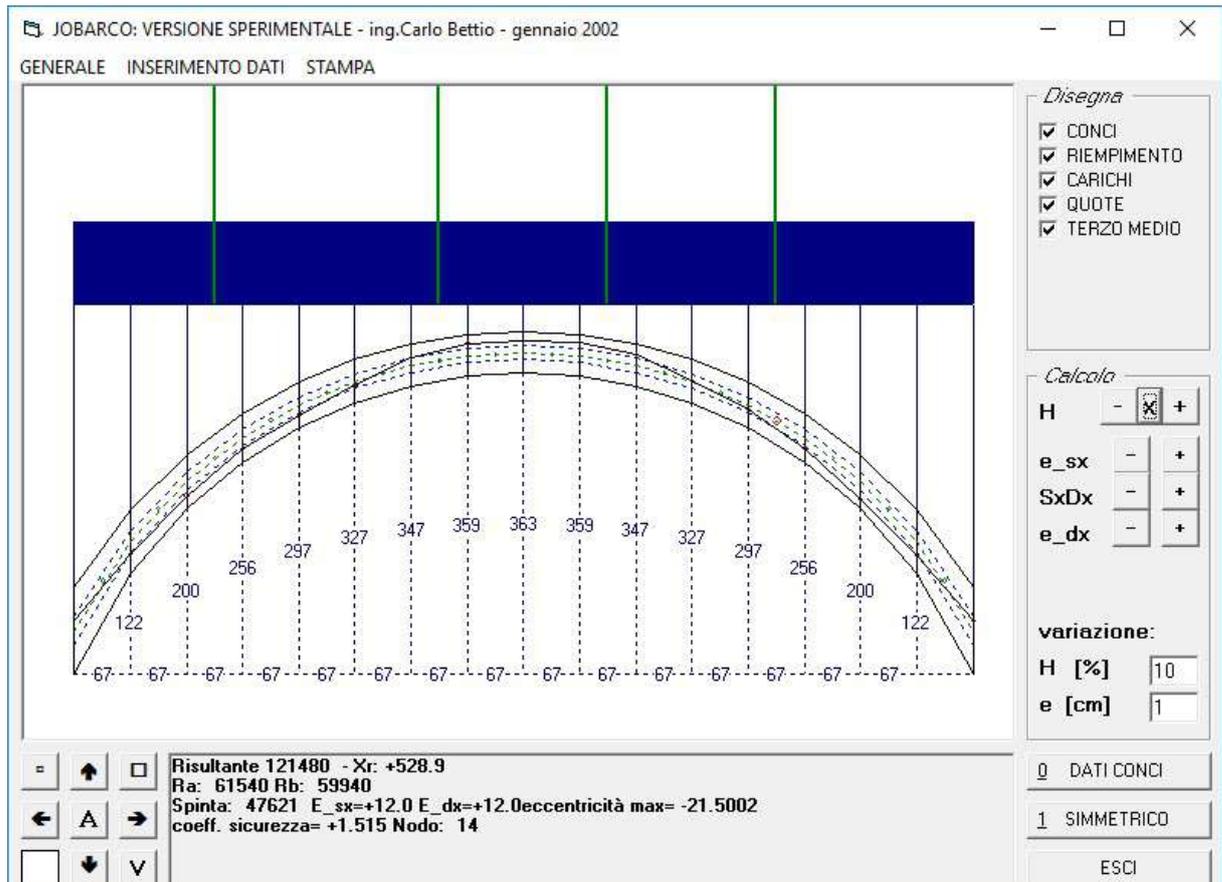
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	fm	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	78718.48	12	61.23	5.78	26.66	16.67	NO
1	100	50	5000	71532.2	2.9	55.28	1.65	17.14	16.67	NO
2	100	50	5000	65161.8	29.5	44.61	0	45.88	16.67	NO
3	100	50	5000	43801.2	47.2	35.68	4	49.06	16.67	NO
4	100	50	5000	41929.7	46.4	27.79	5	49.69	16.67	NO
5	100	50	5000	34836.7	34.9	20.37	2	34.32	16.67	NO
6	100	50	5000	35527.6	12.7	13.39	5	17.64	16.67	NO
7	100	50	5000	36322.6	6.5	6.79	6.45	12.89	16.67	OK
8	100	50	5000	37230.2	22.5	0	0	27.55	16.67	NO
9	100	50	5000	38091.6	34.1	6.79	6	38.57	16.67	NO
10	100	50	5000	38843.5	41.2	13.39	8	45.13	16.67	NO
11	100	50	5000	39595.2	44.2	20.37	4	47.29	16.67	NO
12	100	50	5000	40446.3	42.1	27.79	4	44.24	16.67	NO
13	100	50	5000	45345.1	40.8	35.68	4	45.14	16.67	NO
14	100	50	5000	47666.9	38.5	44.61	1	40.89	16.67	NO
15	100	50	5000	50521.9	25.5	55.28	2	27.72	16.67	NO
16	100	50	5000	55743	12	61.23	5.78	18.88	16.67	NO



7.1.1.8 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [7.20kN/mq] x 1.35=9.72 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2] x 1.35=162.00 kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([324kN+254.1kN] / 5.4)=107.06kN a 2m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: ([322kN+230.9kN] / 5.4)=102.39kN a 2.5m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA

$$\sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

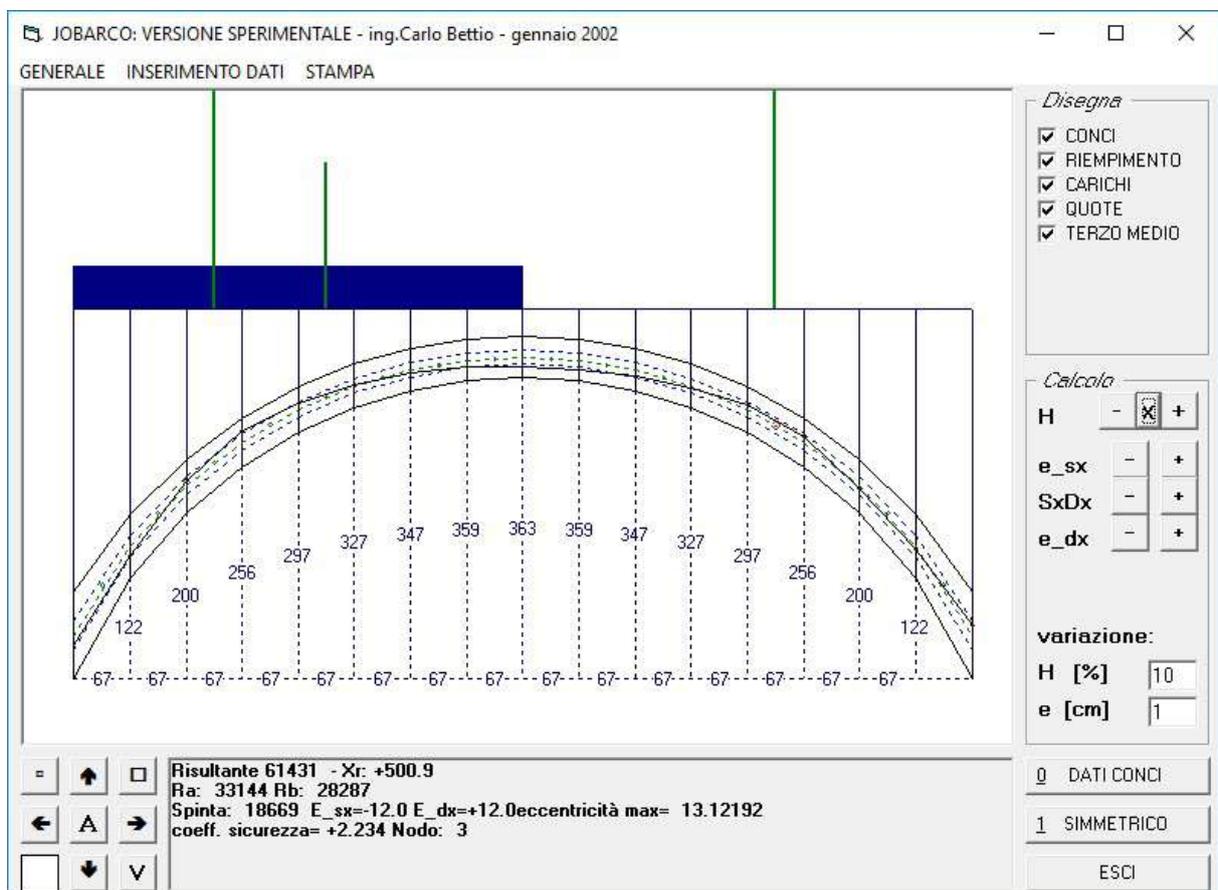
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	76863.17	12	61.23	5.78	26.03	16.67	NO
1	100	50	5000	71021.9	15.6	55.28	8.89	29.35	16.67	NO
2	100	50	5000	67066.1	17	44.61	0	32.89	16.67	NO
3	100	50	5000	57129.1	14.3	35.68	2	27.35	16.67	NO
4	100	50	5000	55029.4	11.6	27.79	6	24.56	16.67	NO
5	100	50	5000	53134.3	3.7	20.37	3.47	15.05	16.67	OK
6	100	50	5000	51327.8	9.3	13.39	9.05	21.41	16.67	NO
7	100	50	5000	47631.4	14.9	6.79	0	26.44	16.67	NO
8	100	50	5000	47621.9	13.4	0	0	24.84	16.67	NO
9	100	50	5000	47497.5	16.5	6.79	8	28.18	16.67	NO
10	100	50	5000	51065.3	12.5	13.39	6	25.12	16.67	NO
11	100	50	5000	52739.6	1.1	20.37	1.03	11.85	16.67	OK
12	100	50	5000	54500.7	5.2	27.79	4.60	16.92	16.67	NO
13	100	50	5000	62439.3	13.9	35.68	9	29.41	16.67	NO
14	100	50	5000	65941.7	21.5	44.61	1	37.41	16.67	NO
15	100	50	5000	69706	17.8	55.28	4	30.90	16.67	NO
16	100	50	5000	75462.2	12	61.23	5.78	25.55	16.67	NO

7.1.2 Verifica stabilità Arco C3 (principale)

7.1.2.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [35kN /4] 8.75kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([234.9kN+184.6kN] / 5.4=77.685 kN a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a circa 2.5m dalla spalla dx



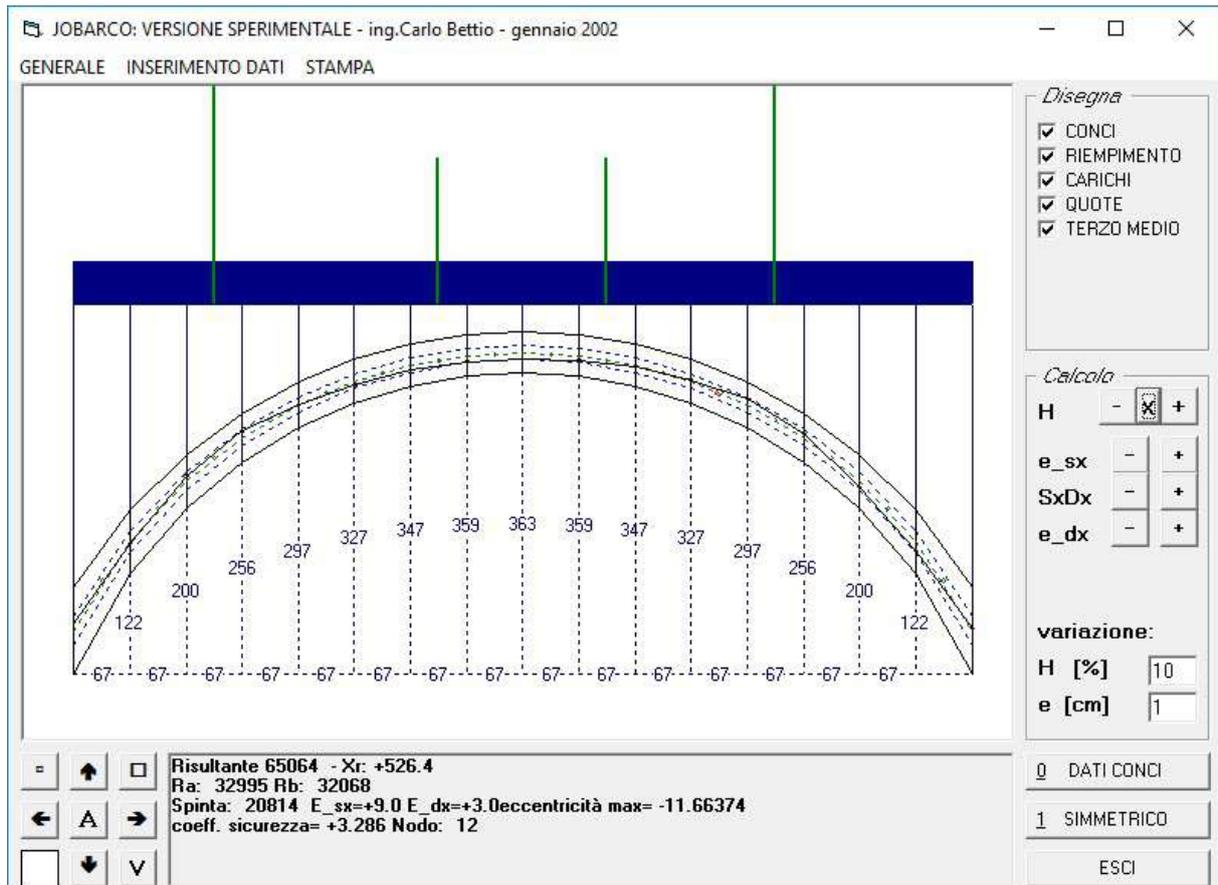
Coefficiente di sicurezza: $\alpha=2.234$ $2 < \alpha < 3$

La verifica di stabilità dell'arco di progetto fornisce un valore del coefficiente geometrico di sicurezza inferiore a 3 ma comunque superiore a 2 (eccentricità massima compresa tra $h/4$ ed $h/6$).

La funicolare dei carichi è quindi contenuta con discreti margini entro la sezione anche se il fatto che l'eccentricità massima sia superiore ad $h/6$ (risultante non contenuta nel terzo medio) indica che vi sono delle zone parzializzate dove la sezione non è uniformemente compressa.

7.1.2.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

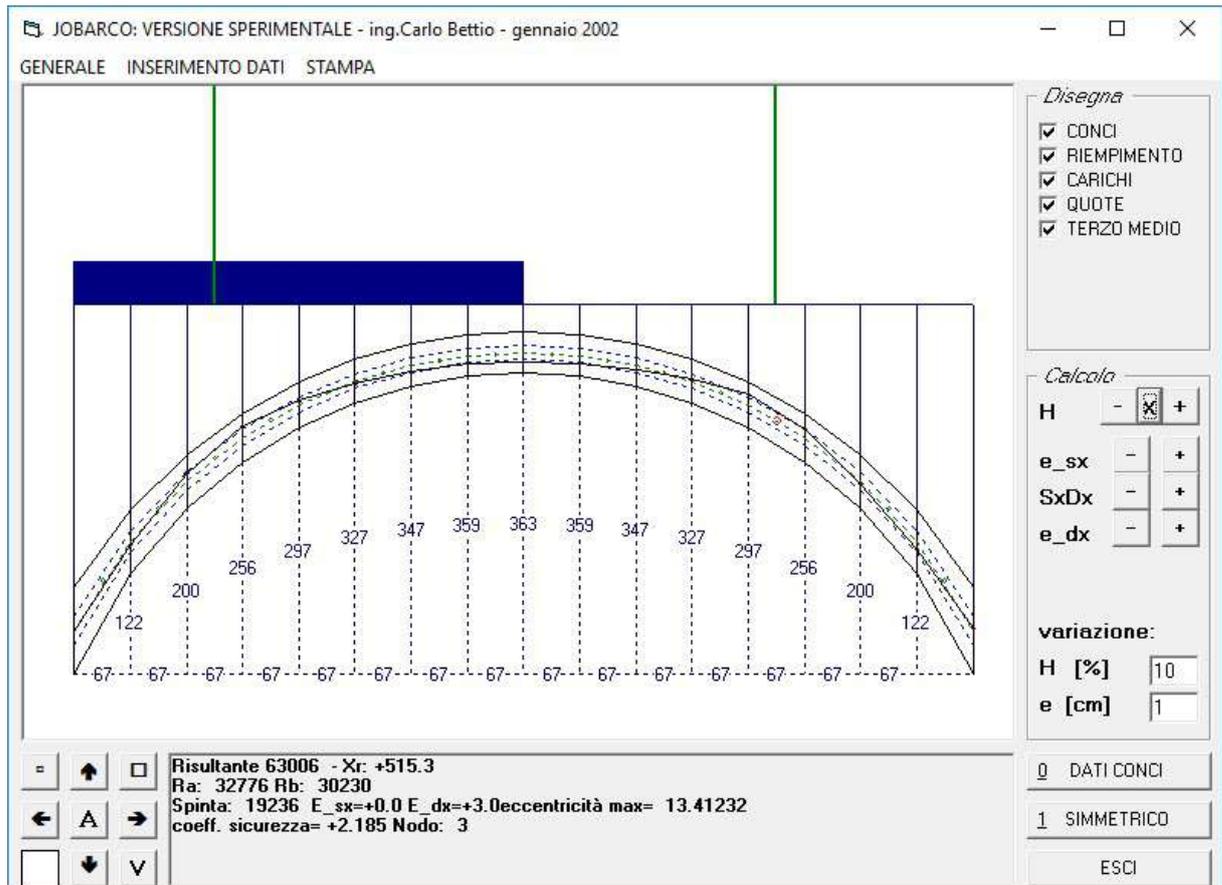
- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: 5kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [35kN /4] =8.75kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([234.9kN+184.6kN] / 5.4=77.685 kN a 2m dalla spalla sx
 Carico concentrato max ballatoio dx: ([233.5kN+167.9kN] / 5.4)= 74.33kN a 2.5m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=3.286 > 3 \rightarrow$ Verificato

7.1.2.3 Carico NTC08: folla - asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
 Carico concentrato max ballatoio sx: $([267.1\text{kN}+207.4\text{kN}] / 5.4=87.87 \text{ kN}$ a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: $([201.7+148.2]/5.4)=64.80\text{kN}$ a 2.5m dalla spalla dx



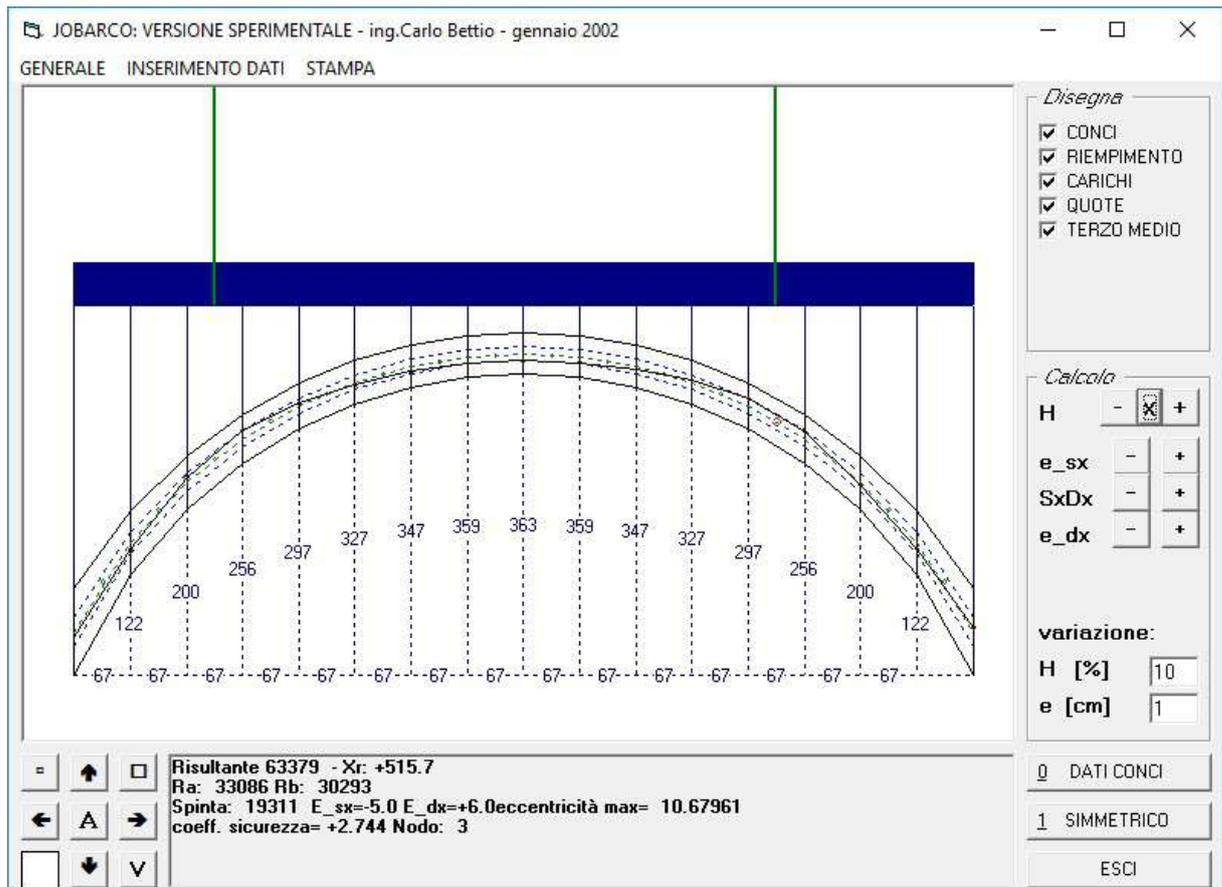
Coefficiente di sicurezza: $\alpha=2.185 \ 2 < \alpha < 3$

La verifica di stabilità dell'arco di progetto fornisce un valore del coefficiente geometrico di sicurezza inferiore a 3 ma comunque superiore a 2 (eccentricità massima compresa tra $h/4$ ed $h/6$).

La funicolare dei carichi è quindi contenuta con discreti margini entro la sezione anche se il fatto che l'eccentricità massima sia superiore ad $h/6$ (risultante non contenuta nel terzo medio) indica che vi sono delle zone parzializzate dove la sezione non è uniformemente compressa.

7.1.2.4 Carico NTC08: folla - simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: 5kN/m/m
 Carico concentrato max ballatoio sx: $([267.1\text{kN}+207.4\text{kN}] / 5.4) = 87.87 \text{ kN}$ a 2m dalla spalla sx
 Carico concentrato max ballatoio dx: $([265.3\text{kN}+187.6\text{kN}] / 5.4) = 83.87\text{kN}$ a 2.5m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=2.744$ $2 < \alpha < 3$

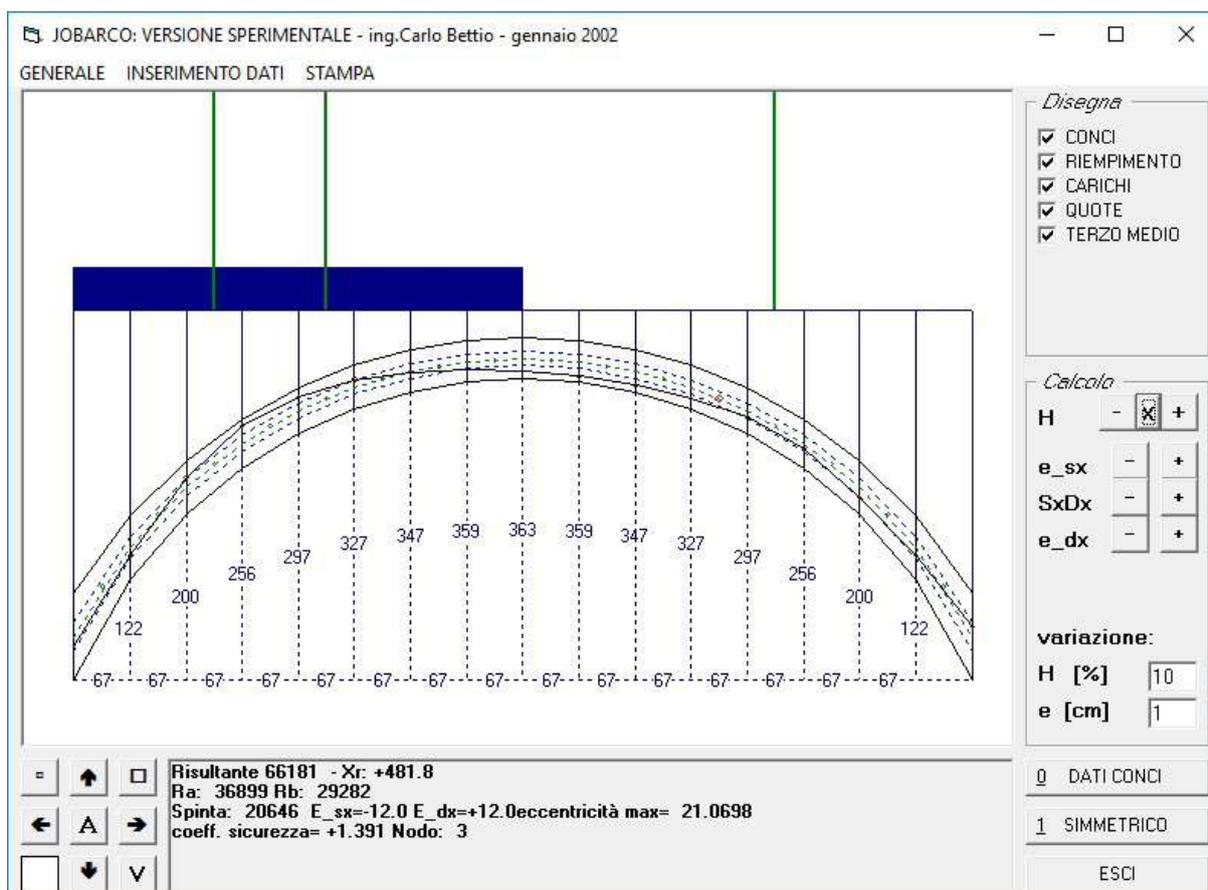
La verifica di stabilità dell'arco di progetto fornisce un valore del coefficiente geometrico di sicurezza inferiore a 3 ma comunque superiore a 2 (eccentricità massima compresa tra $h/4$ ed $h/6$).

La funicolare dei carichi è quindi contenuta con discreti margini entro la sezione anche se il fatto che l'eccentricità massima sia superiore ad $h/6$ (risultante non contenuta nel terzo medio) indica che vi sono delle zone parzializzate dove la sezione non è uniformemente compressa.



7.1.2.5 Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] =32.5kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([234.9kN+184.6kN] / 5.4=77.685 kN a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a 2.5m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.391 < 2 \rightarrow$ Non verificato



7.1.2.6 Carico BUS (130kN) – schema simmetrico

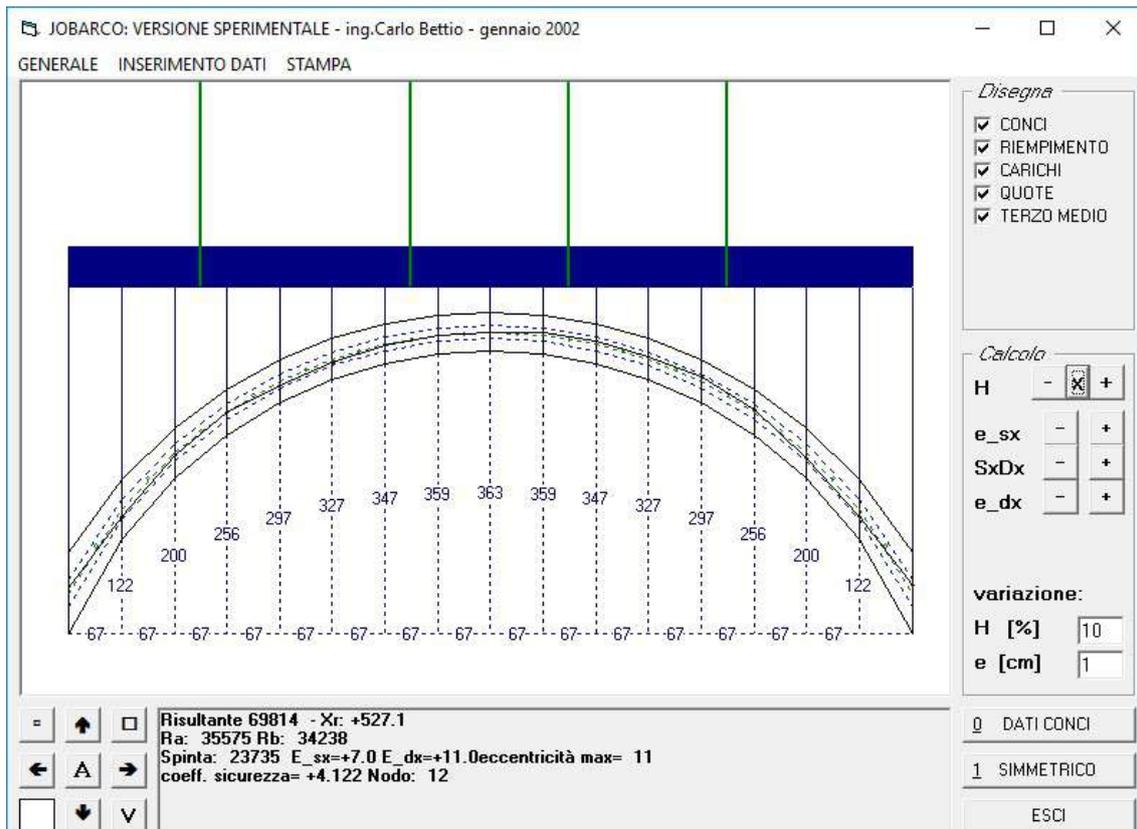
- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf

Carico variabile da traffico: 5kN/m/m

Carico variabile concentrato: $[130\text{kN} / 4] = 32.5\text{kN}$ a interesse 1.2m

Carico concentrato max ballatoio sx: $([234.9\text{kN} + 184.6\text{kN}] / 5.4) = 77.685\text{ kN}$ a 2m dalla spalla sx

Carico concentrato min. ballatoio dx: $([233.5\text{kN} + 167.9\text{kN}] / 5.4) = 74.33\text{kN}$ a 2.5m dalla spalla dx

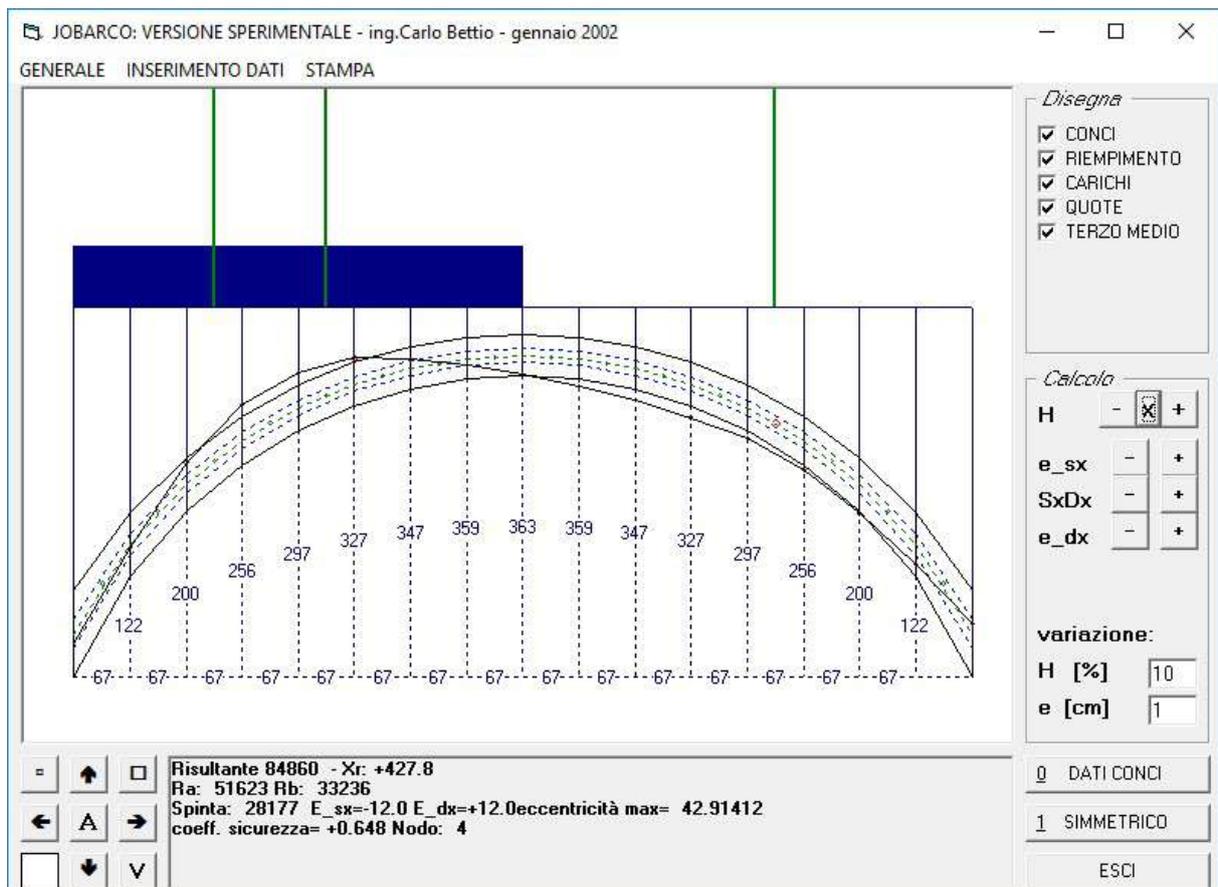


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=4.122 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.2.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

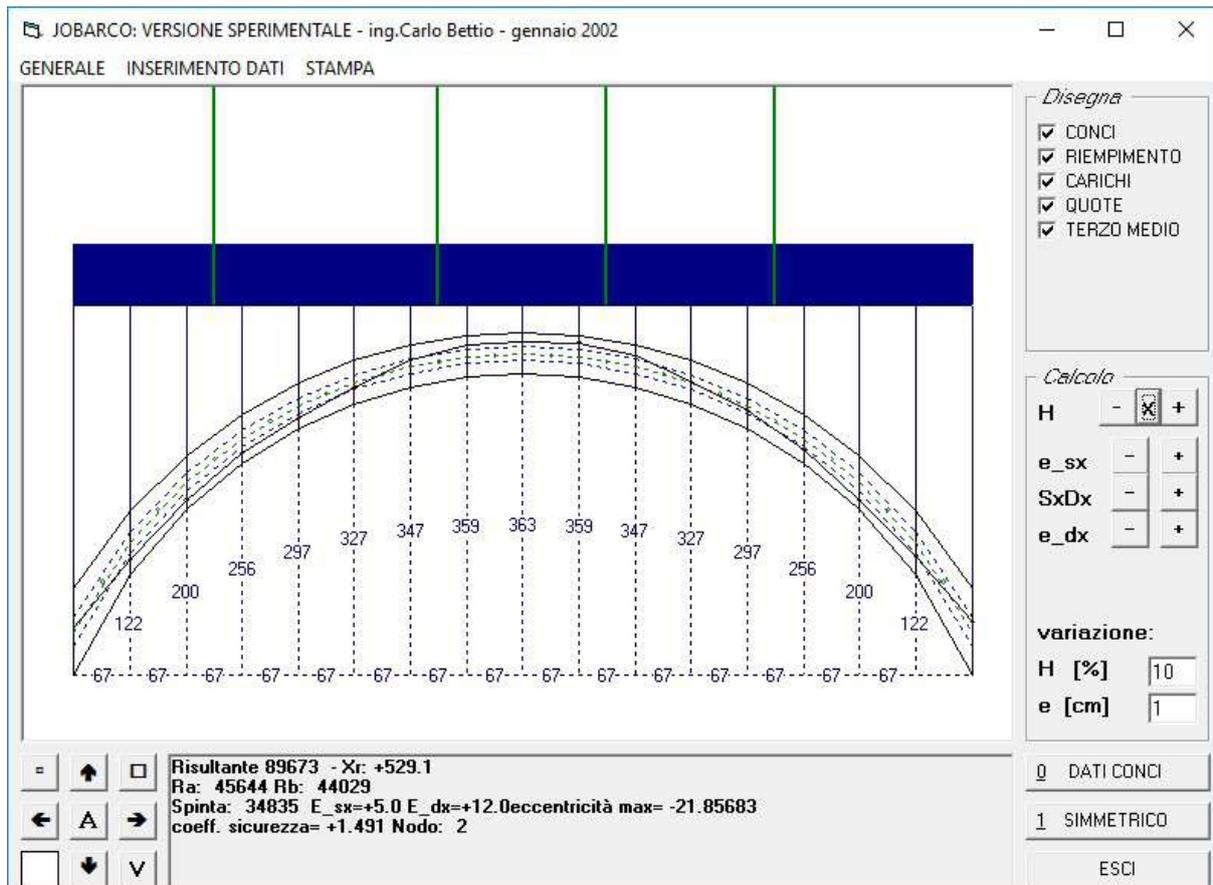
- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [7.20kN/mq] =7.20 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2]= 120kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([234.9kN+184.6kN] / 5.4=77.685 kN a 2m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([201.7+148.2]/5.4)=64.80kN a 2.5m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=0.648 < 2 \rightarrow$ Non verificato

7.1.2.8 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: 7.20kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [240kN / 2] = 120kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: [(234.9kN+184.6kN) / 5.4]=77.685 kN a 2m dalla spalla sx
 Carico concentrato min. ballatoio dx: [(233.5kN+167.9kN) / 5.4]= 74.33kN a 2.5m dalla spalla dx

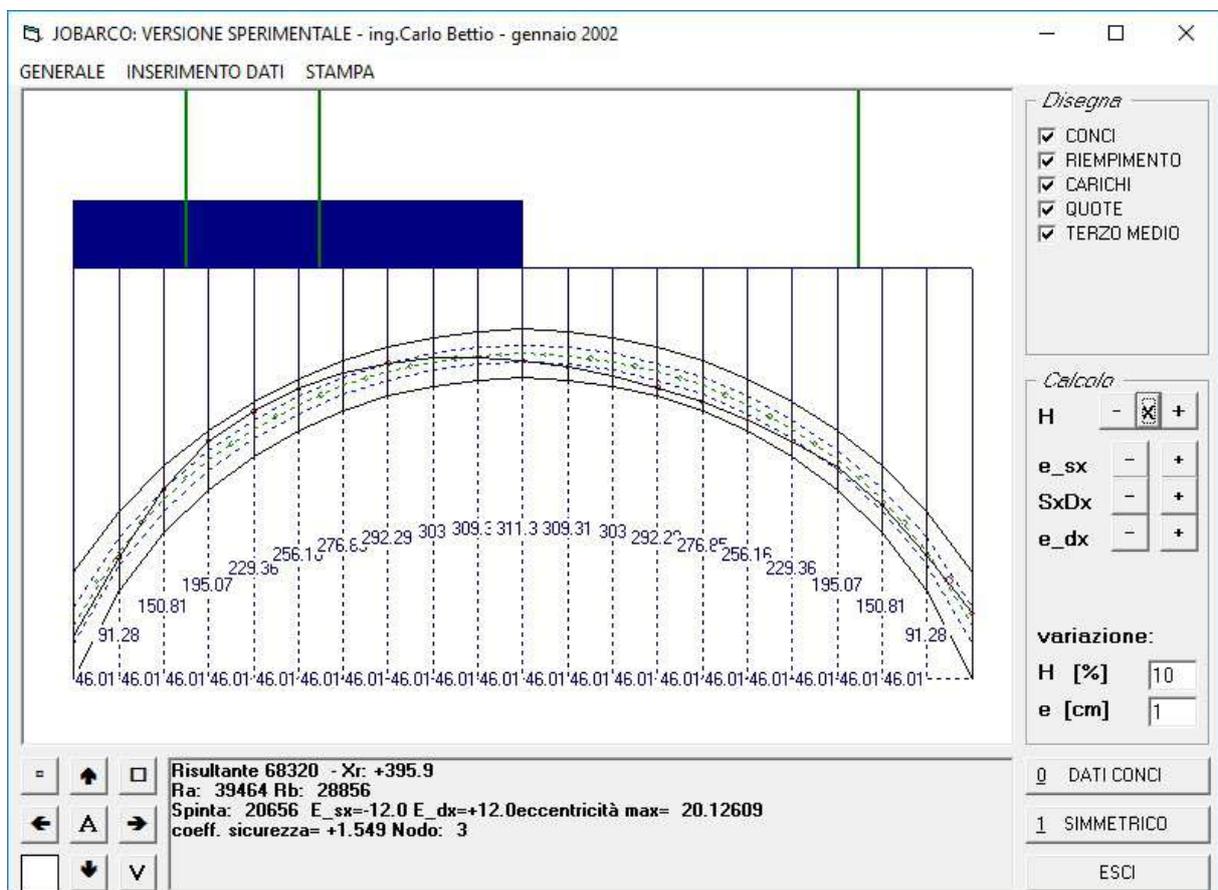


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.491 < 2 \rightarrow$ Non verificato

7.1.3 Verifica SLU Arco C2

7.1.3.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([288.2kN+234.6kN] / 5.4=96.81kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

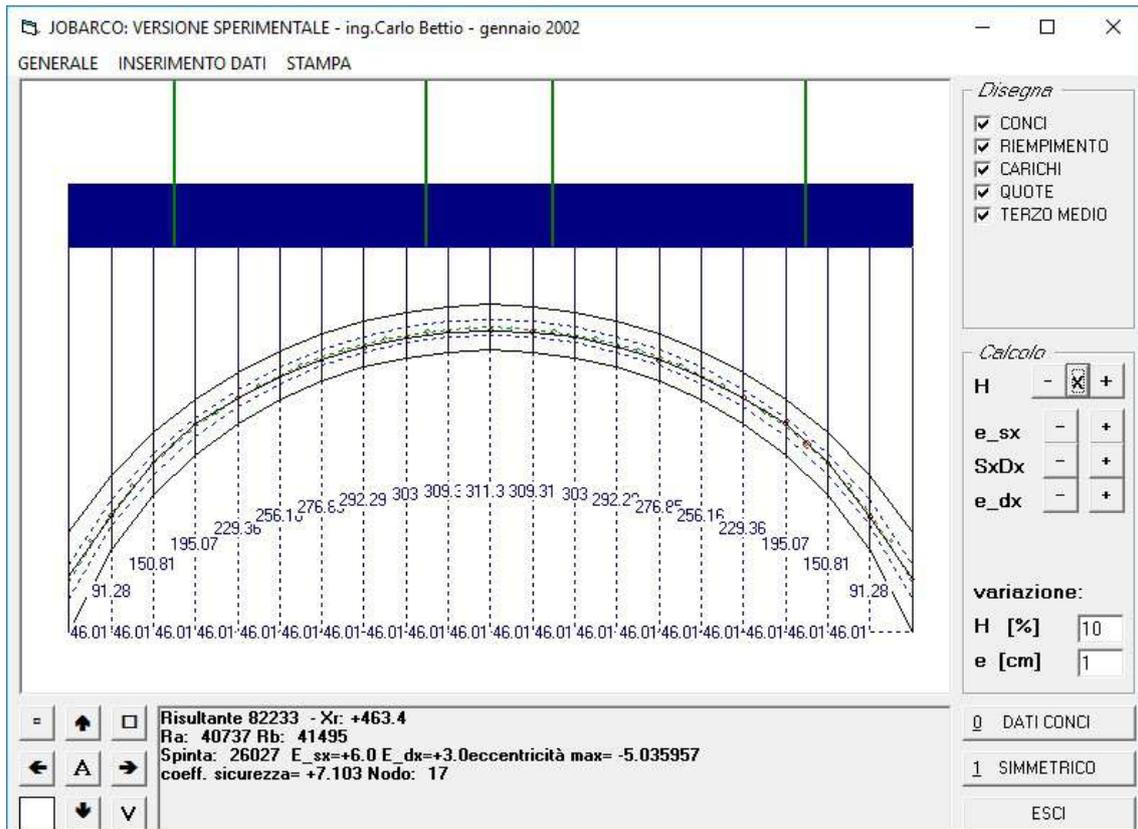
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	44534.14	12	63.25	5.40	14.68	16.67	OK
1	100	50	5000	39834.9	6.7	57.77	3.57	11.38	16.67	OK
2	100	50	5000	35893.9	10.9	48.09	7.28	13.45	16.67	OK
3	100	50	5000	25551.4	20.1	40.29	15.3	14.51	16.67	OK
4	100	50	5000	23840.5	18.3	33.46	3	13.50	16.67	OK
5	100	50	5000	22588.3	16.6	27.22	15.2	12.52	16.67	OK
6	100	50	5000	21275.5	13.5	21.38	7	10.67	16.67	OK
7	100	50	5000	20797.9	8.8	15.83	14.7	8.39	16.67	OK
8	100	50	5000	20559.3	3.8	10.46	6	5.96	16.67	OK
9	100	50	5000	20520.1	1.5	5.2	12.5	4.84	16.67	OK
10	100	50	5000	20656.7	6.9	0	7	7.55	16.67	OK
11	100	50	5000	20897.2	11.5	5.2	11.4	9.92	16.67	OK
12	100	50	5000	21182.4	14.8	10.46	5	11.64	16.67	OK
13	100	50	5000	21527.6	16.6	15.83	14.5	12.56	16.67	OK
14	100	50	5000	21958.3	16.9	21.38	15.9	12.69	16.67	OK
15	100	50	5000	22509.5	15.6	27.22	7	12.00	16.67	OK
16	100	50	5000	23224.2	12.6	33.46	10.5	10.50	16.67	OK
17	100	50	5000	24149.3	7.1	40.29	1	7.97	16.67	OK
18	100	50	5000	30226.9	5.4	48.09	5.42	8.66	16.67	OK
19	100	50	5000	32238.9	4.5	57.77	3.61	8.30	16.67	OK
20 - APP	100	50	5000	35065.4	12	63.23	2.40	11.56	16.67	OK



7.1.3.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([288.2kN+234.6kN] / 5.4=96.81kN a 1.25m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: ([312.8kN+252.3kN] / 5.4)=104.65kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

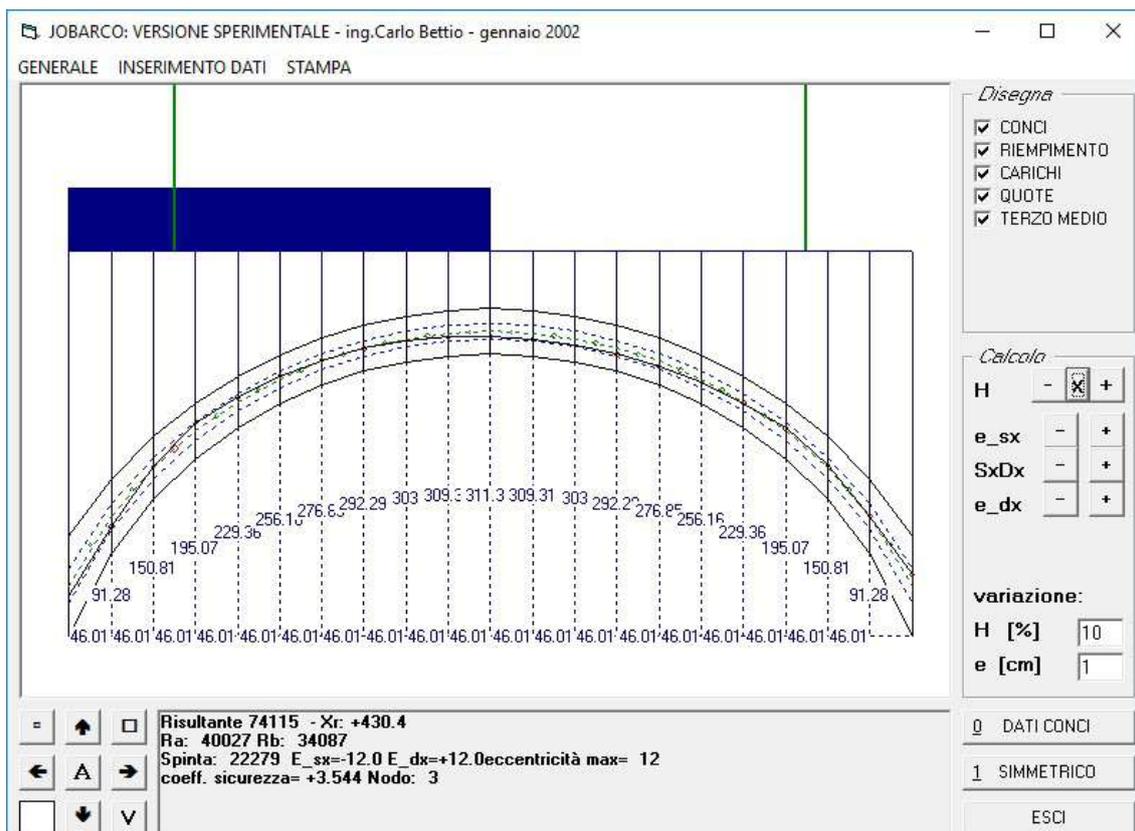
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angol o	e	σ _{max}	f _m	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	48235.04	6	63.25	2.70	12.77	16.67	OK
1	100	50	5000	43776.1	3.4	57.77	1.81	10.66	16.67	OK
2	100	50	5000	40428.8	1.9	48.09	1.27	9.32	16.67	OK
3	100	50	5000	31233.3	4.1	40.29	3.13	8.59	16.67	OK
4	100	50	5000	29672.8	0.3	33.46	0.25	6.11	16.67	OK
5	100	50	5000	28485.7	1.9	27.22	1.69	6.85	16.67	OK
6	100	50	5000	27600.9	3	21.38	2.79	7.37	16.67	OK
7	100	50	5000	26955.8	3.4	15.83	3.27	7.51	16.67	OK
8	100	50	5000	26500.2	3.1	10.46	3.05	7.24	16.67	OK
9	100	50	5000	26091	3.1	5.2	3.09	7.15	16.67	OK
10	100	50	5000	26027.6	3.5	0	3.50	7.39	16.67	OK
11	100	50	5000	26088.6	3.1	5.2	3.09	7.15	16.67	OK
12	100	50	5000	26495.4	3	10.46	2.95	7.18	16.67	OK
13	100	50	5000	26948.7	3.3	15.83	3.17	7.44	16.67	OK
14	100	50	5000	27591.4	2.9	21.38	2.70	7.31	16.67	OK
15	100	50	5000	28473.6	1.6	27.22	1.42	6.67	16.67	OK
16	100	50	5000	29658.3	0.6	33.46	0.50	6.29	16.67	OK
17	100	50	5000	31216.3	4.4	40.29	3.36	8.76	16.67	OK
18	100	50	5000	40992.7	1.6	48.09	1.07	9.25	16.67	OK
19	100	50	5000	44417	5	57.77	2.67	11.73	16.67	OK
20 - APP	100	50	5000	48769.6	3	63.23	1.35	11.34	16.67	OK



7.1.3.3 Carico NTC08: folla - asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da folla: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([325.9kN+262.6kN] / 5.4=108.98kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

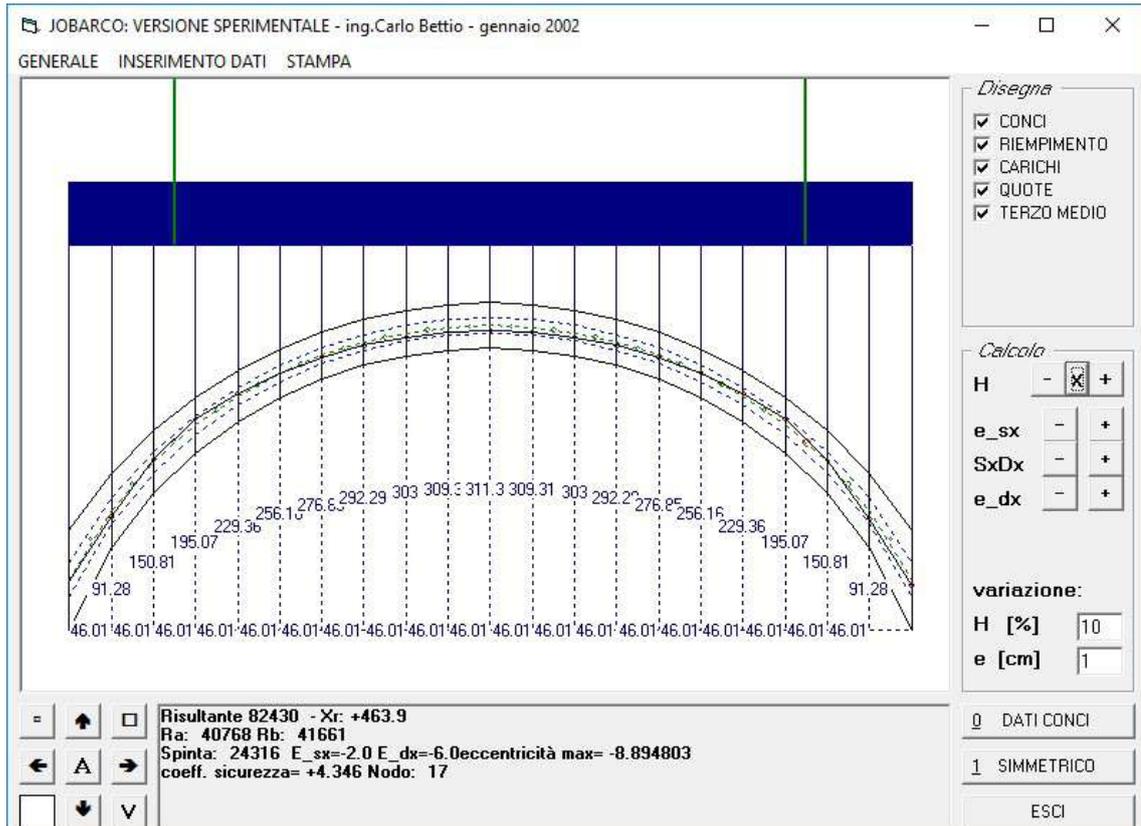
$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cmq}}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cmq}$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angol o	e	σ _{max}	f _m	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	45808.79	12	63.25	5.40	15.10	16.67	OK
1	100	50	5000	41177	11.5	57.77	6.13	14.30	16.67	OK
2	100	50	5000	37397.3	2.1	48.09	1.40	8.74	16.67	OK
3	100	50	5000	27128.6	8.8	40.29	6.71	9.80	16.67	OK
4	100	50	5000	25483.8	5.9	33.46	4.92	8.11	16.67	OK
5	100	50	5000	24271.7	3.6	27.22	3.20	6.72	16.67	OK
6	100	50	5000	23408.7	1.5	21.38	1.40	5.47	16.67	OK
7	100	50	5000	22824.7	0.4	15.83	0.38	4.78	16.67	OK
8	100	50	5000	22465.1	2.3	10.46	2.26	5.71	16.67	OK
9	100	50	5000	22291.2	4.1	5.2	4.08	6.64	16.67	OK
10	100	50	5000	22280	5.7	0	5.70	7.50	16.67	OK
11	100	50	5000	22395.9	6.8	5.2	6.77	8.12	16.67	OK
12	100	50	5000	22618.4	7.1	10.46	6.98	8.31	16.67	OK
13	100	50	5000	22970.4	6.6	15.83	6.35	8.09	16.67	OK
14	100	50	5000	23490.2	5.5	21.38	5.12	7.59	16.67	OK
15	100	50	5000	24231.8	3.6	27.22	3.20	6.71	16.67	OK
16	100	50	5000	25264.6	0.8	33.46	0.67	5.46	16.67	OK
17	100	50	5000	26670.6	3.3	40.29	2.52	6.95	16.67	OK
18	100	50	5000	33438.8	2.9	48.09	1.94	8.24	16.67	OK
19	100	50	5000	36414.8	0.5	57.77	0.27	7.52	16.67	OK
20 - APP	100	50	5000	40467.8	12	63.23	5.40	13.34	16.67	OK

7.1.3.4 Carico NTC08: folla - simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([325.9kN+262.6kN] / 5.4=108.98kN a 1.25m dalla spalla sx
 Carico concentrato max ballatoio dx: ([354.5kN+283.1kN] / 5.4)=118.07kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

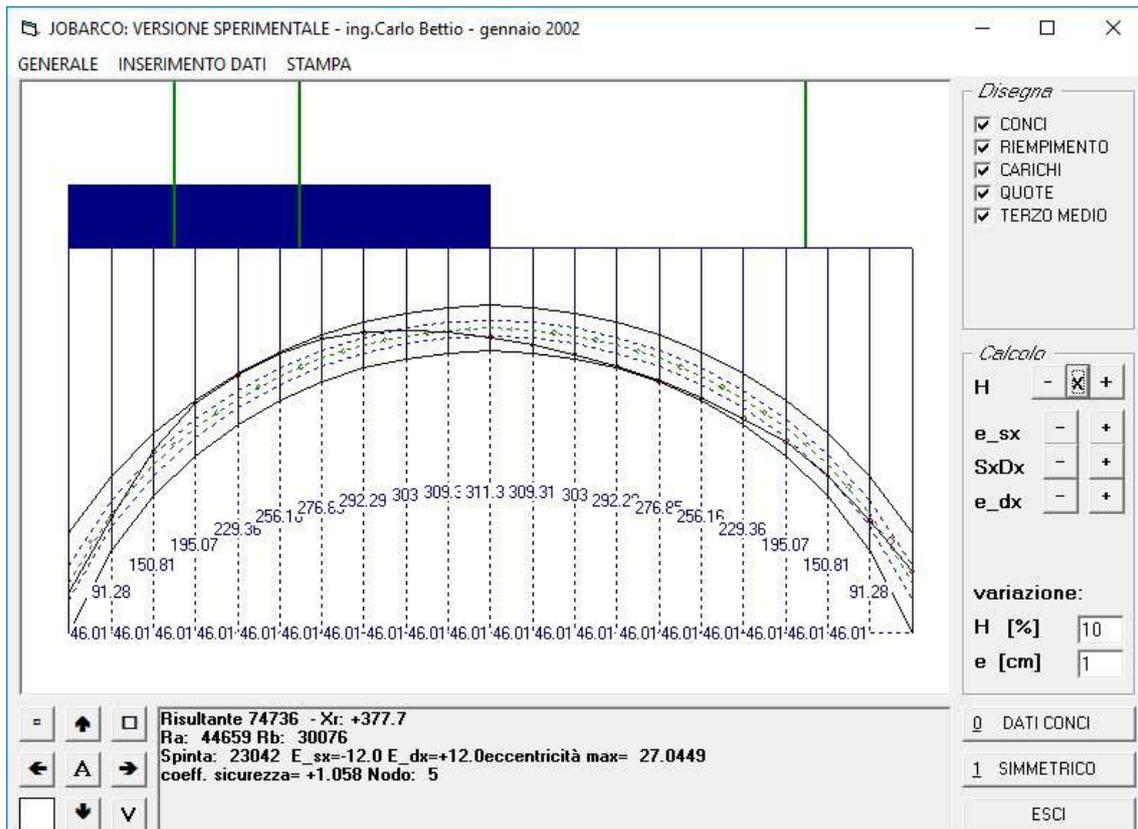
$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	47438.71	2	63.25	0.90	10.51	16.67	OK
1	100	50	5000	42889.5	6.6	57.77	3.52	12.20	16.67	OK
2	100	50	5000	39308.7	2.9	48.09	1.94	9.69	16.67	OK
3	100	50	5000	29160.9	7	40.29	5.34	9.57	16.67	OK
4	100	50	5000	27591.1	3	33.46	2.50	7.18	16.67	OK
5	100	50	5000	26421.3	0.2	27.22	0.18	5.40	16.67	OK
6	100	50	5000	25575	2	21.38	1.86	6.26	16.67	OK
7	100	50	5000	24985.9	3.6	15.83	3.46	7.07	16.67	OK
8	100	50	5000	24602.1	4.7	10.46	4.62	7.65	16.67	OK
9	100	50	5000	24386.3	5.5	5.2	5.48	8.08	16.67	OK
10	100	50	5000	24316.3	5.8	0	5.80	8.25	16.67	OK
11	100	50	5000	24384.8	5.4	5.2	5.38	8.02	16.67	OK
12	100	50	5000	24599.2	4.7	10.46	4.62	7.65	16.67	OK
13	100	50	5000	24981.6	3.5	15.83	3.37	7.02	16.67	OK
14	100	50	5000	25569.2	1.8	21.38	1.68	6.14	16.67	OK
15	100	50	5000	26414.1	0.3	27.22	0.27	5.45	16.67	OK
16	100	50	5000	27582.4	3.2	33.46	2.67	7.28	16.67	OK
17	100	50	5000	29150.6	7.2	40.29	5.49	9.67	16.67	OK
18	100	50	5000	39973.4	2.2	48.09	1.47	9.40	16.67	OK
19	100	50	5000	43645.1	8.9	57.77	4.75	13.70	16.67	OK
20 - APP	100	50	5000	48147.7	6	63.23	2.70	12.75	16.67	OK

7.1.3.5 Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [130kN /4] x 1.35=43.875kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([288.2kN+234.6kN] / 5.4=96.81kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

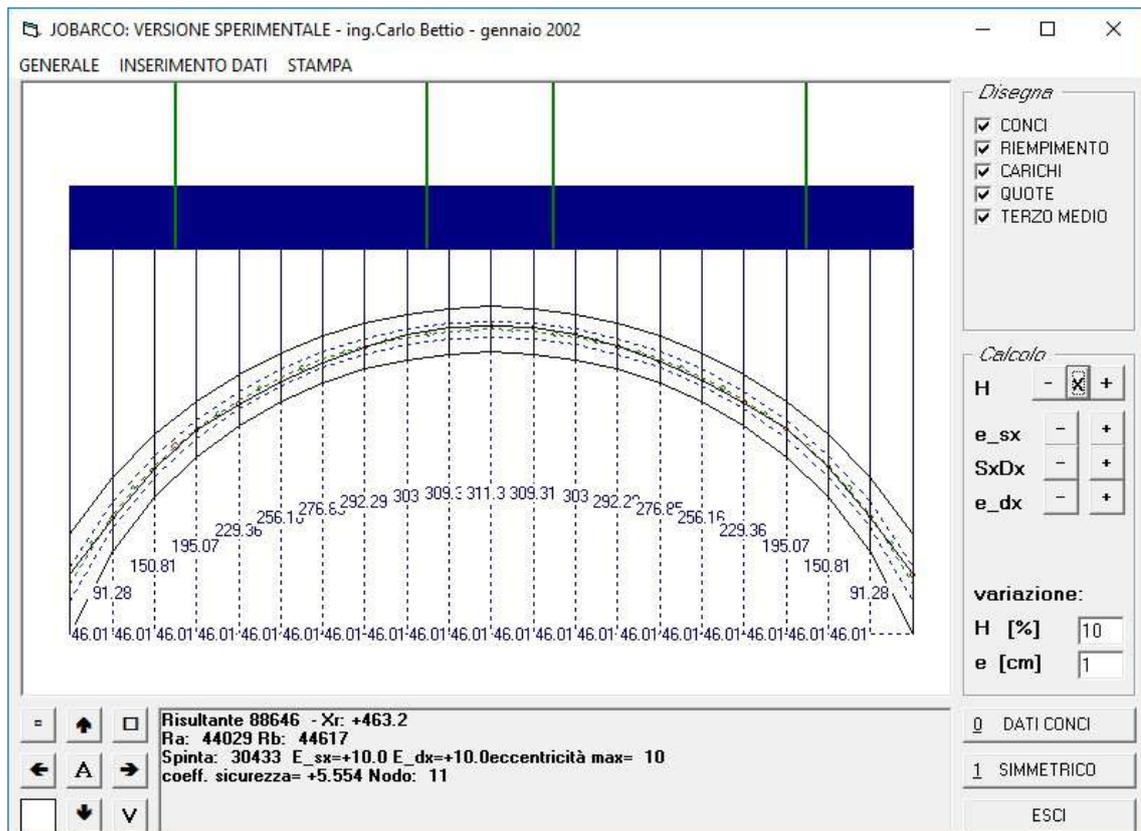
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0	100	50	5000	50236.23	12	63.25	5.40	16.56	16.67	OK
1	100	50	5000	45501.9	4.8	57.77	2.56	11.90	16.67	OK
2	100	50	5000	41353.7	15.9	48.09	10.6	18.81	16.67	NO
3	100	50	5000	28655.1	27	40.29	20.6	19.89	16.67	NO
4	100	50	5000	26925.4	26.1	33.46	21.7	19.46	16.67	NO
5	100	50	5000	25617.8	25.9	27.22	23.0	19.28	16.67	NO
6	100	50	5000	23051.6	21.8	21.38	20.3	15.84	16.67	OK
7	100	50	5000	22759.9	13.6	15.83	13.0	11.70	16.67	OK
8	100	50	5000	22683.6	5.6	10.46	8	7.53	16.67	OK
9	100	50	5000	22785.1	2.1	5.2	2.09	5.70	16.67	OK
10	100	50	5000	23042.1	9.6	0	9.60	9.92	16.67	OK
11	100	50	5000	23383.4	16	5.2	15.9	13.62	16.67	OK
12	100	50	5000	23749.7	20.7	10.46	20.3	16.35	16.67	OK
13	100	50	5000	24155.5	23.7	15.83	22.8	18.05	16.67	NO
14	100	50	5000	24624.6	24.9	21.38	23.1	18.63	16.67	NO
15	100	50	5000	25189.1	24.2	27.22	21.5	18.05	16.67	NO
16	100	50	5000	25887.4	21.2	33.46	17.6	16.17	16.67	OK
17	100	50	5000	26758.3	15.4	40.29	11.7	12.90	16.67	OK
18	100	50	5000	32728.7	12.1	48.09	5	12.89	16.67	OK
19	100	50	5000	34543.6	8.3	57.77	8.08	10.58	16.67	OK
20	100	50	5000	37229.2	12	63.23	4.43	12.28	16.67	OK



7.1.3.6 Carico BUS (130kN) – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] x 1.35=43.875kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: [288.2kN+234.6kN] / 5.4=96.81kN a 1.25m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: ([312.8kN+252.3kN] / 5.4)=104.65kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

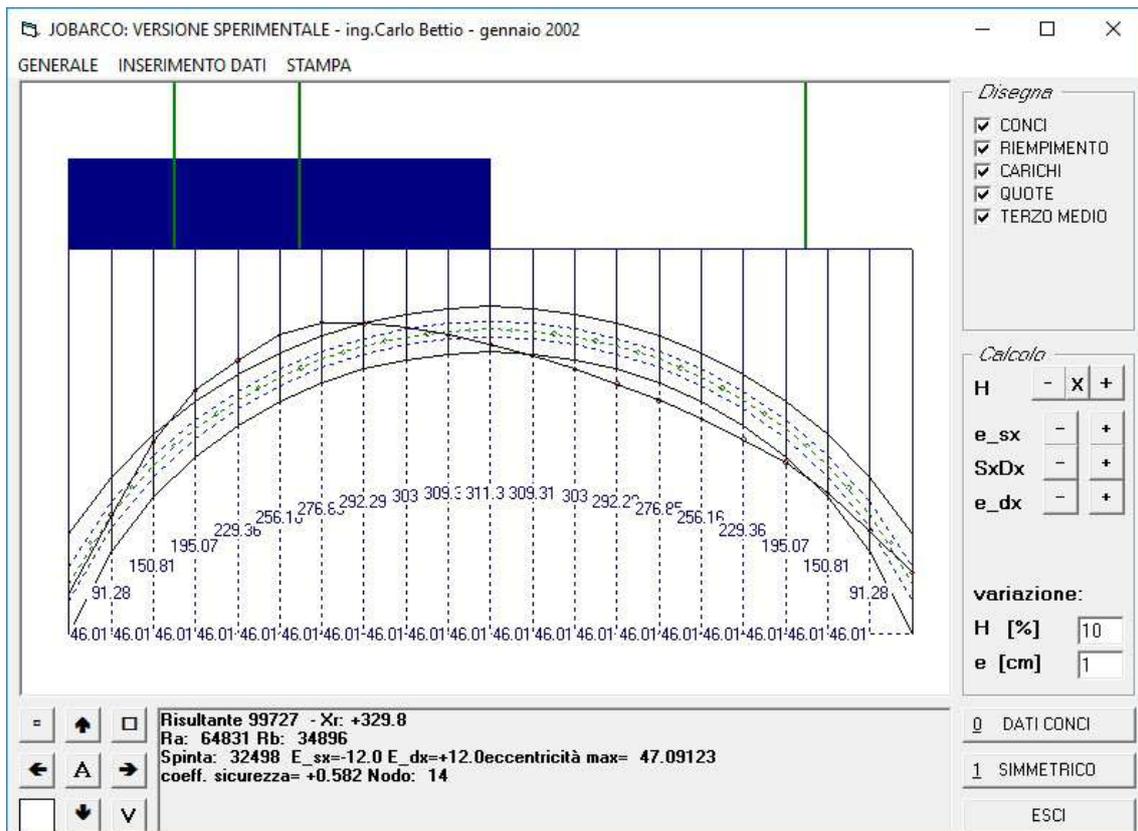
$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	53241.25	10	63.25	4.50	16.40	16.67	OK
1	100	50	5000	48909.8	4.1	57.77	2.19	12.35	16.67	OK
2	100	50	5000	45821	2.4	48.09	1.60	10.93	16.67	OK
3	100	50	5000	36722.3	1.4	40.29	1.07	8.29	16.67	OK
4	100	50	5000	35163.1	4.3	33.46	3.59	10.06	16.67	OK
5	100	50	5000	33909	4.9	27.22	4.36	10.33	16.67	OK
6	100	50	5000	32903.4	3.7	21.38	3.45	9.30	16.67	OK
7	100	50	5000	32092.3	1.2	15.83	1.15	7.31	16.67	OK
8	100	50	5000	31430.2	2.6	10.46	2.56	8.21	16.67	OK
9	100	50	5000	30486.3	4.2	5.2	4.18	9.16	16.67	OK
10	100	50	5000	30433.4	3.7	0	3.70	8.79	16.67	OK
11	100	50	5000	30468.6	4.5	5.2	4.48	9.37	16.67	OK
12	100	50	5000	31394.6	3.2	10.46	3.15	8.65	16.67	OK
13	100	50	5000	32038.8	0.3	15.83	0.29	6.63	16.67	OK
14	100	50	5000	32832	2.5	21.38	2.33	8.40	16.67	OK
15	100	50	5000	33819.3	3.4	27.22	3.02	9.22	16.67	OK
16	100	50	5000	35055.1	2.5	33.46	2.09	8.77	16.67	OK
17	100	50	5000	36595.5	0.6	40.29	0.46	7.72	16.67	OK
18	100	50	5000	46258.6	0.6	48.09	0.40	9.70	16.67	OK
19	100	50	5000	49407.2	3.2	57.77	1.71	11.91	16.67	OK
20 - APP	100	50	5000	53540.2	10	63.23	4.50	16.50	16.67	OK

7.1.3.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [7.2kN/mq] x 1.35=9.72 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [240kN /2] x 1.35=162kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([288.2kN+234.6kN] / 5.4=96.81kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1 G1 + 1 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	72469.3	12	63.25	5.40	23.89	16.67	NO
1	100	50	5000	67493.2	0.8	57.77	0.43	14.19	16.67	OK
2	100	50	5000	62479	26	48.09	7	38.54	16.67	NO
3	100	50	5000	41008.6	42.5	40.29	2	40.11	16.67	NO
4	100	50	5000	39122.1	43.6	33.46	7	41.98	16.67	NO
5	100	50	5000	37537.9	47.1	27.22	8	45.24	16.67	NO
6	100	50	5000	30299.3	40.9	21.38	9	33.75	16.67	NO
7	100	50	5000	30655.1	24.6	15.83	7	23.54	16.67	NO
8	100	50	5000	31157.8	9.6	10.46	9.44	13.29	16.67	OK
9	100	50	5000	31778.3	4.2	5.2	4.18	9.55	16.67	OK
10	100	50	5000	32498.6	16.8	0	0	19.60	16.67	NO
11	100	50	5000	33237.7	27.6	5.2	9	28.57	16.67	NO
12	100	50	5000	33923.9	36	10.46	0	35.61	16.67	NO
13	100	50	5000	34568	41.9	15.83	1	40.36	16.67	NO
14	100	50	5000	35187.5	45.3	21.38	8	42.66	16.67	NO
15	100	50	5000	35803.1	45.9	27.22	2	42.23	16.67	NO
16	100	50	5000	36434.2	43.3	33.46	2	38.87	16.67	NO
17	100	50	5000	37088.3	36.7	40.29	9	32.34	16.67	NO
18	100	50	5000	42632	29.3	48.09	7	28.55	16.67	NO
19	100	50	5000	43663.8	17.9	57.77	9.55	18.74	16.67	NO
20 - APP	100	50	5000	45789.8	12	63.23	5.40	15.10	16.67	OK

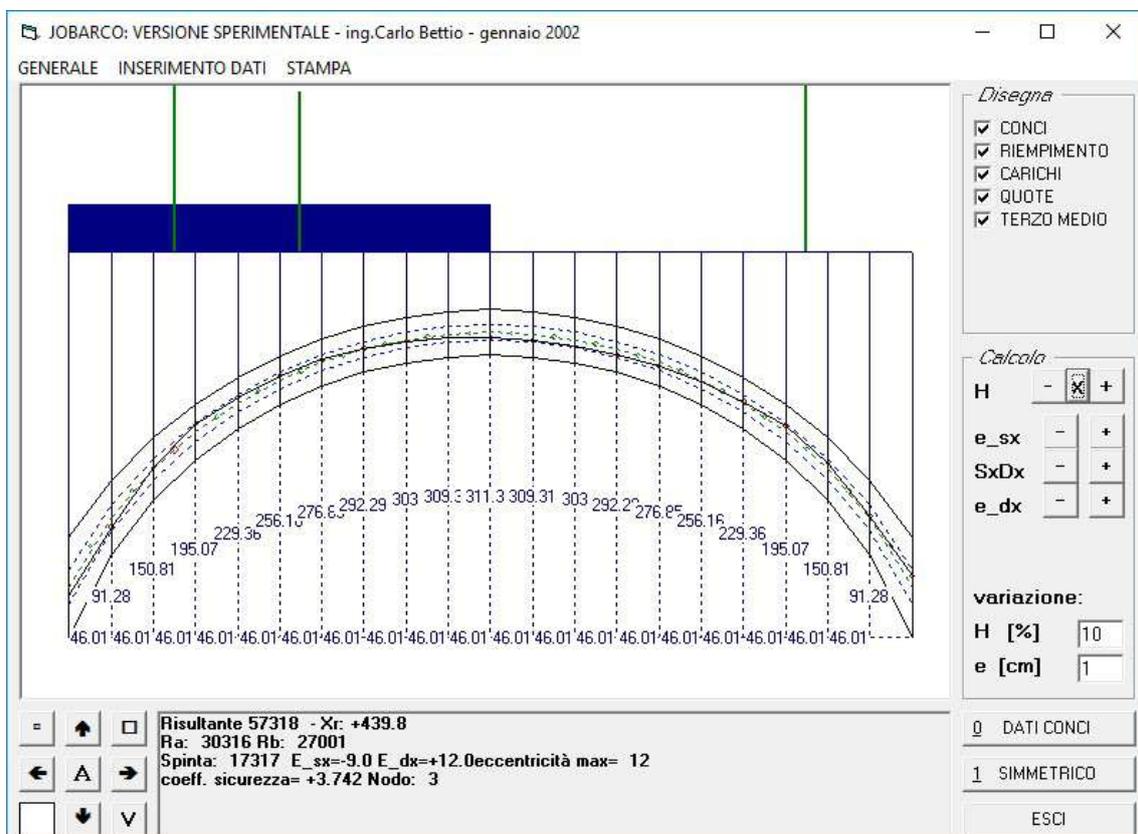
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	72566.92	12	63.25	5.40	23.92	16.67	NO
1	100	50	5000	68568.7	11.2	57.77	5.97	23.54	16.67	NO
2	100	50	5000	66261.8	16	48.09	9	30.25	16.67	NO
3	100	50	5000	57375.2	17.1	40.29	4	29.44	16.67	NO
4	100	50	5000	55701.3	17.7	33.46	7	30.88	16.67	NO
5	100	50	5000	54105.6	14.7	27.22	7	27.80	16.67	NO
6	100	50	5000	52584.7	8.7	21.38	8.10	20.74	16.67	NO
7	100	50	5000	51115.6	0.2	15.83	0.19	10.46	16.67	OK
8	100	50	5000	49670.7	10.5	10.46	3	22.24	16.67	NO
9	100	50	5000	46759.2	15.4	5.2	4	26.56	16.67	NO
10	100	50	5000	46770.2	14.3	0	0	25.41	16.67	NO
11	100	50	5000	46759.8	15.4	5.2	4	26.56	16.67	NO
12	100	50	5000	49672	10.5	10.46	3	22.24	16.67	NO
13	100	50	5000	51117.5	0.2	15.83	0.19	10.46	16.67	OK
14	100	50	5000	52587.4	8.7	21.38	8.10	20.74	16.67	NO
15	100	50	5000	54108.9	14.7	27.22	7	27.80	16.67	NO
16	100	50	5000	55705.4	17.8	33.46	5	30.99	16.67	NO
17	100	50	5000	57379.9	17.1	40.29	4	29.44	16.67	NO
18	100	50	5000	66850.7	16.4	48.09	5	30.95	16.67	NO
19	100	50	5000	69238.1	12.4	57.77	6.61	24.84	16.67	NO
20 - APP	100	50	5000	72752.8	10	63.23	4.50	22.42	16.67	NO

7.1.4 Verifica stabilità Arco C2

7.1.4.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [35kN /4] = 8.75kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio sx: ([209.1kN+170.5kN] / 5.4=70.30 kN a 1.25m dalla spalla sx)
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
 Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx

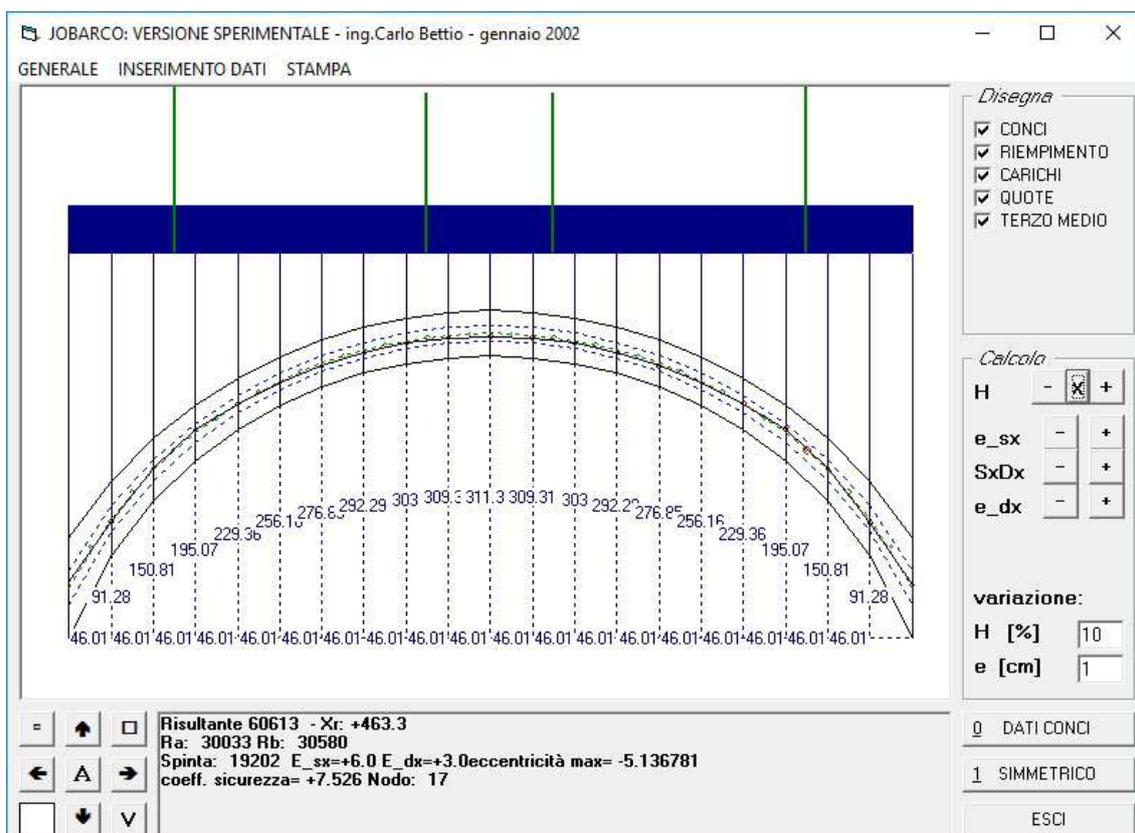


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=3.742 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.4.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: 5kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] =8.75kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: $([209.1\text{kN}+170.5\text{kN}] / 5.4)=70.30\text{ kN}$ a 1.25m dalla spalla sx
Carico concentrato max ballatoio dx: $([226.8\text{kN}+183.2\text{kN}] / 5.4)= 75.93\text{kN}$ a 1.25m dalla spalla dx

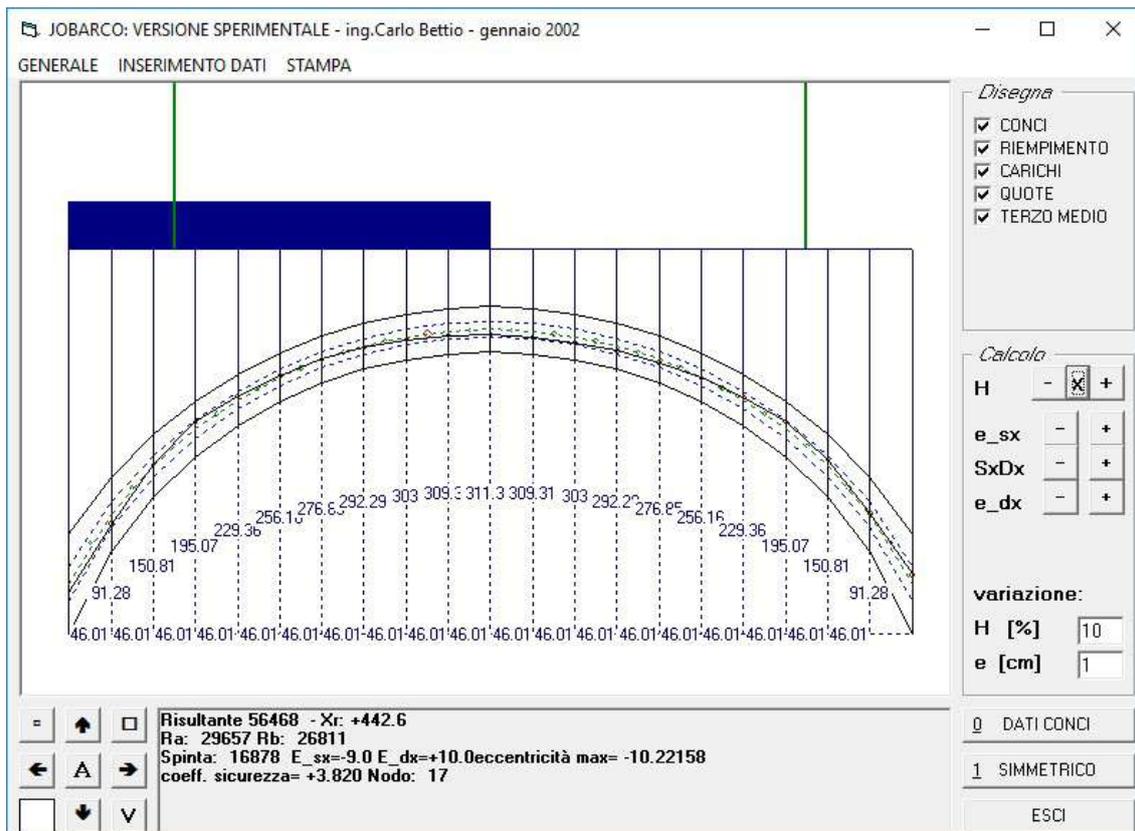


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=7.526 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.4.3 Carico NTC08: folla - asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
Carico concentrato max ballatoio sx: $([237\text{kN}+191.2\text{kN}] / 5.4)=79.30$ kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: $([195.9+160.4]/5.4)=65.98\text{kN}$ a 1.25m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=3.820 > 3 \rightarrow$ Verificato

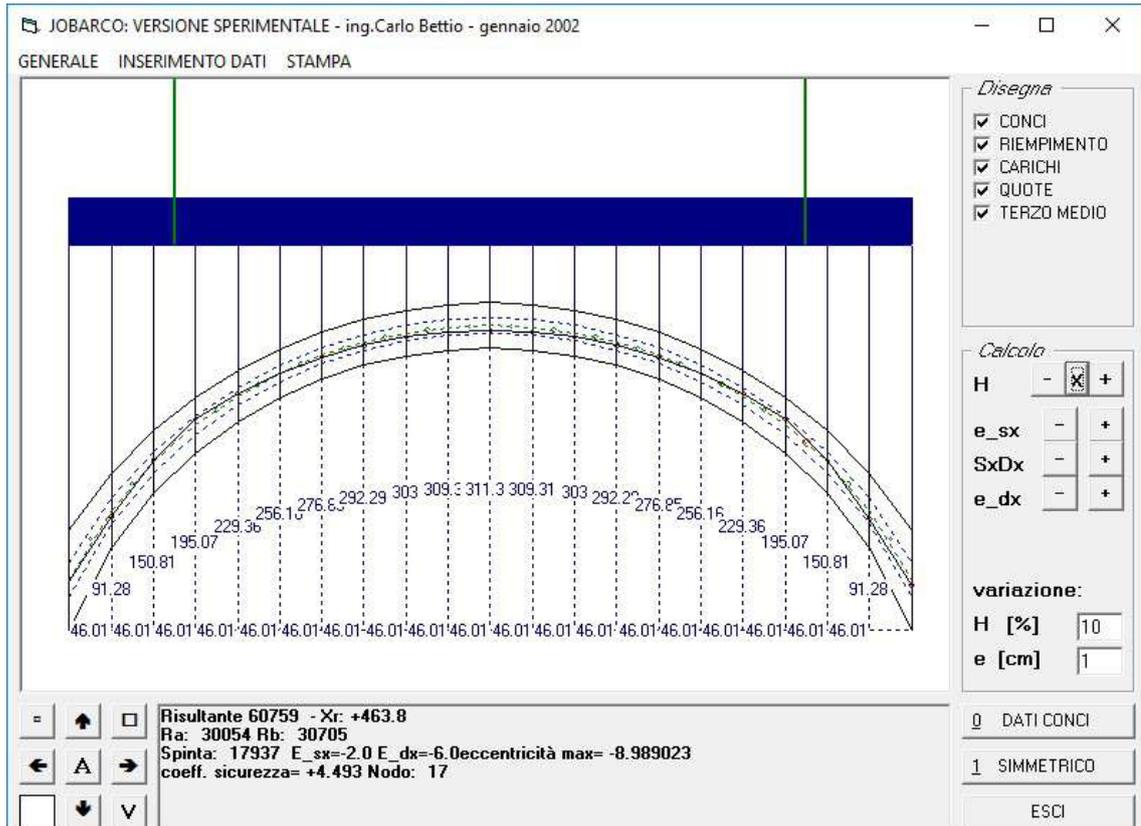
7.1.4.4 Carico NTC08: folla - simmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf

Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m

Carico concentrato max ballatoio sx: $([237\text{kN}+191.2\text{kN}] / 5.4)=79.30$ kN a 1.25m dalla spalla sx

Carico concentrato max ballatoio dx: $([257.7\text{kN}+206.12\text{kN}] / 5.4)=85.89\text{kN}$ a 1.25m dalla spalla dx

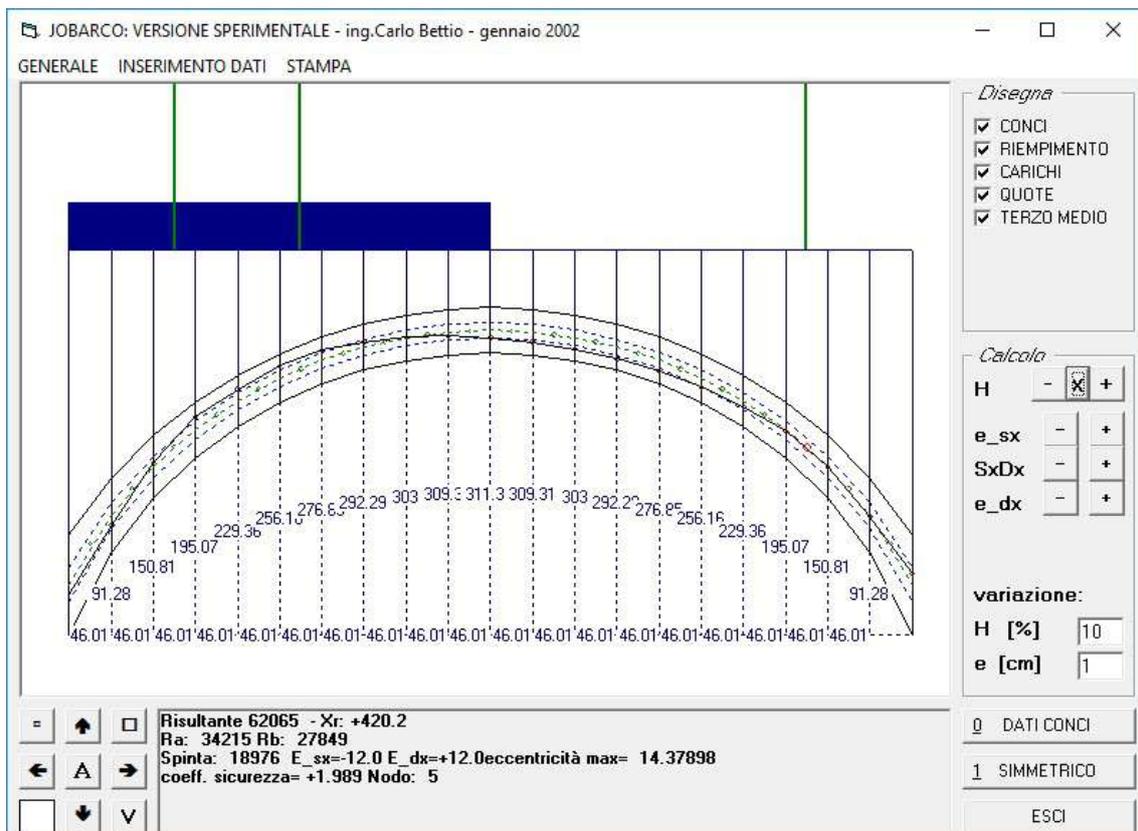


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=4.493 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.4.5 Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] =5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] = 32.5kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([209.1kN+170.5kN] / 5.4=70.30 kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.989 < 2 \rightarrow$ Non verificato



7.1.4.6 Carico BUS (130kN) – schema simmetrico

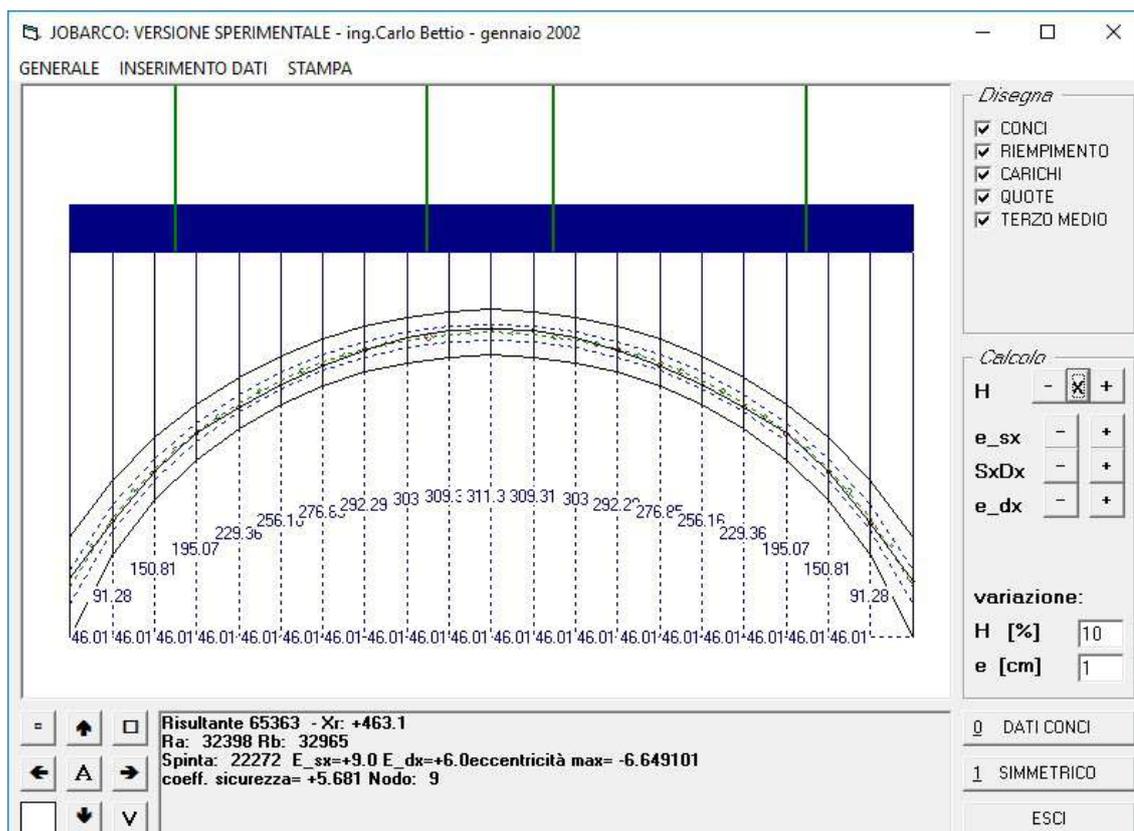
- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf

Carico variabile da traffico: 5kN/m/m

Carico variabile concentrato: $[130\text{kN} / 4] = 32.5\text{kN}$ a interesse 1.2m

Carico concentrato max ballatoio sx: $([209.1\text{kN} + 170.5\text{kN}] / 5.4) = 70.30\text{ kN}$ a 1.25m dalla spalla sx

Carico concentrato max ballatoio dx: $([226.8\text{kN} + 183.2\text{kN}] / 5.4) = 75.93\text{kN}$ a 1.25m dalla spalla dx

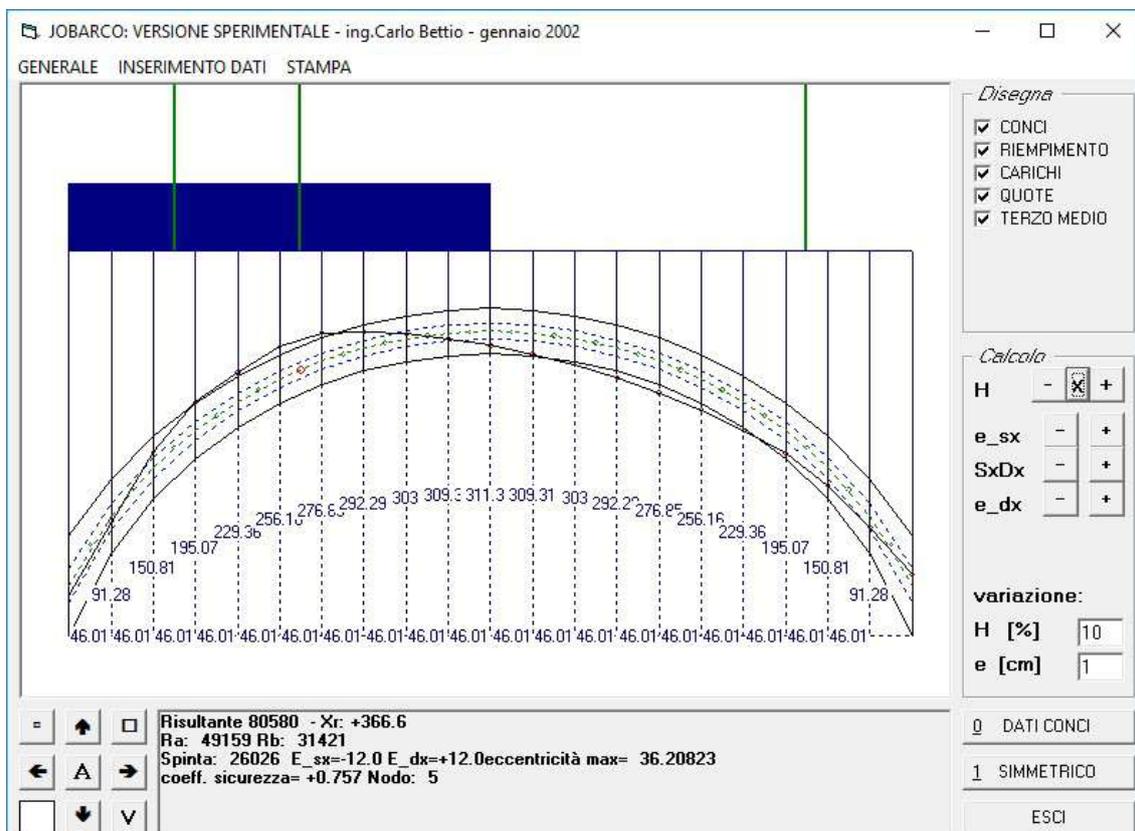


Coefficiente di sicurezza: $\alpha = 5.681 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.4.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [7.20kN/mq] =7.20 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2] = 120kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio sx: ([209.1kN+170.5kN] / 5.4=70.30 kN a 1.25m dalla spalla sx
- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf
Carico concentrato min. ballatoio dx: ([195.9+160.4]/5.4)=65.98kN a 1.25m dalla spalla dx



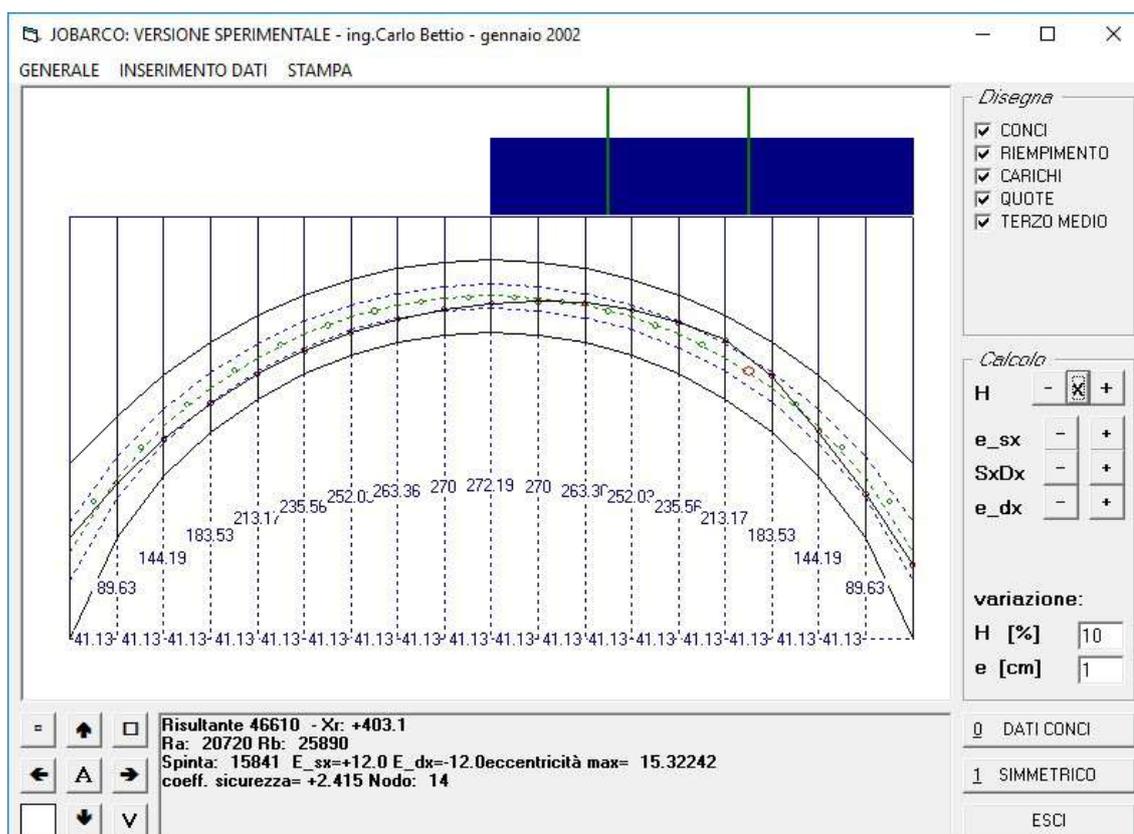
Coefficiente di sicurezza: $\alpha=0.757 < 2 \rightarrow$ Non verificato



7.1.5 Verifica SLU Arco C1

7.1.5.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: [(227.3kN+206.2kN) / 5.4=80.28 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

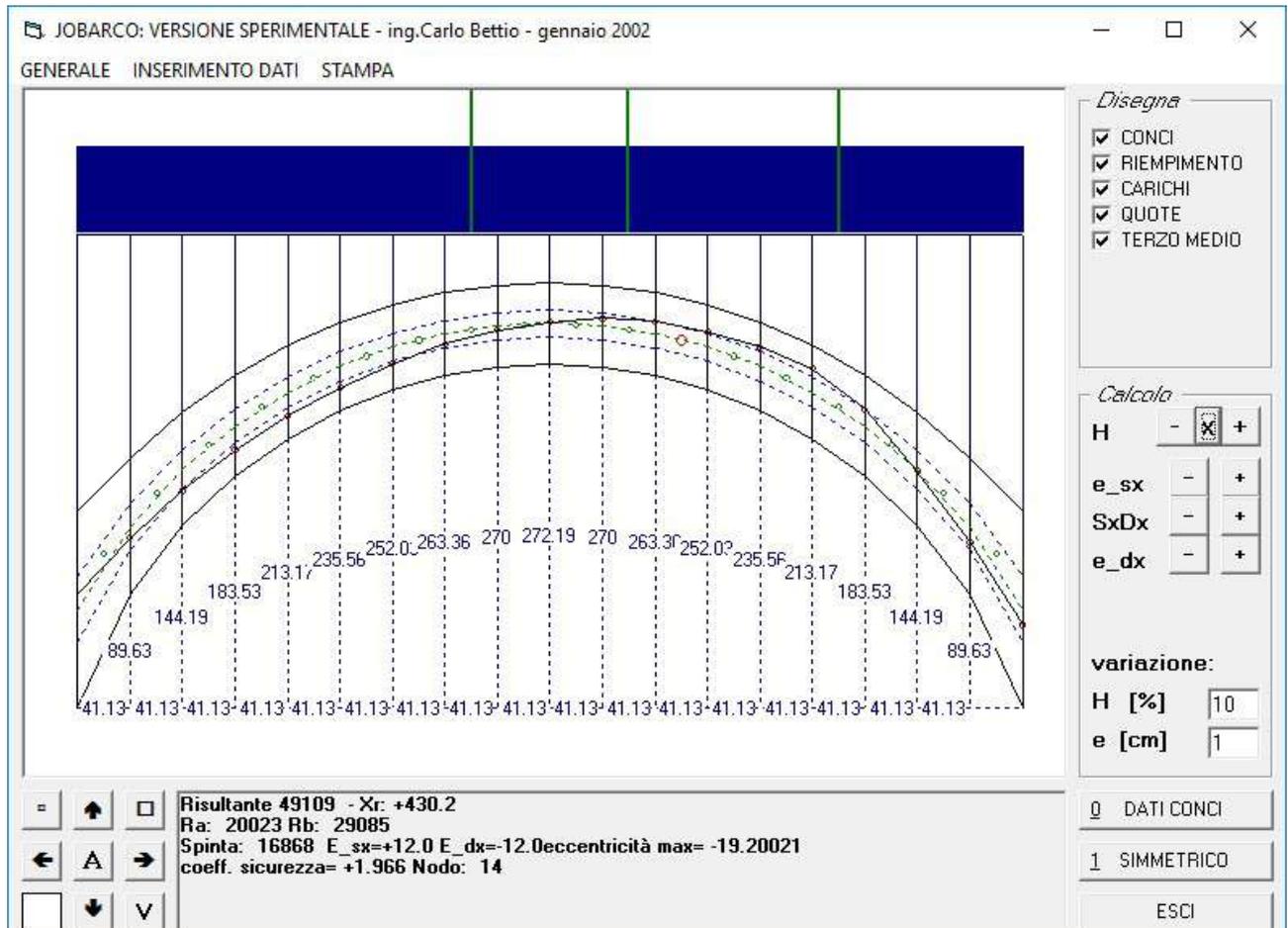
$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angolo	e	σ_{max}	fm	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	48480.6	12	65.35	5.00	15.52	16.67	OK
1	100	50	5000	20721	11.7	59.17	6.00	7.13	16.67	OK
2	100	50	5000	19760.9	22.1	48.36	8	10.92	16.67	OK
3	100	50	5000	18867	26.9	39.75	8	13.14	16.67	OK
4	100	50	5000	18129.6	28.4	32.17	4	14.09	16.67	OK
5	100	50	5000	17527.8	27.5	25.19	8	13.97	16.67	OK
6	100	50	5000	17026.2	24.8	18.61	0	13.01	16.67	OK
7	100	50	5000	16592.3	20.3	12.29	3	11.22	16.67	OK
8	100	50	5000	16201.4	14.2	6.11	2	8.73	16.67	OK
9	100	50	5000	15838	6.6	0	6.60	5.68	16.67	OK
10	100	50	5000	15562.1	2.2	6.11	2.19	3.93	16.67	OK
11	100	50	5000	15446.9	10.9	12.29	5	7.04	16.67	OK
12	100	50	5000	15893.1	18	18.61	6	9.69	16.67	OK
13	100	50	5000	16312.3	23.6	25.19	6	11.62	16.67	OK
14	100	50	5000	17010.7	29.1	32.17	3	13.46	16.67	OK
15	100	50	5000	23945.9	23	39.75	8	14.95	16.67	OK
16	100	50	5000	26400.1	6	48.36	3.99	7.81	16.67	OK
17	100	50	5000	29284.8	8.1	59.17	4.15	8.77	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	32919.4	12	65.35	5.00	10.54	16.67	OK

7.1.5.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
 Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
 Carico variabile concentrato: [35kN /4] x 1.35=11.81kN a interesse 1.2m
 Carico concentrato max ballatoio dx: ([227.3kN+206.2kN] / 5.4=80.28 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cmq}}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cmq}$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	29923.71	12	65.35	5.00	9.58	16.67	OK
1	100	50	5000	26377.3	4.9	59.17	2.51	6.87	16.67	OK
2	100	50	5000	24437.5	10.3	48.36	6.84	8.90	16.67	OK
3	100	50	5000	22786.9	11.5	39.75	8.84	9.39	16.67	OK
4	100	50	5000	21485.2	10.7	32.17	9.06	8.97	16.67	OK
5	100	50	5000	20482.3	8.9	25.19	8.05	8.06	16.67	OK
6	100	50	5000	19719.5	6.2	18.61	5.88	6.72	16.67	OK
7	100	50	5000	19146.6	3	12.29	2.93	5.18	16.67	OK
8	100	50	5000	18600.9	0.5	6.11	0.50	3.94	16.67	OK
9	100	50	5000	18436.9	1.2	0	1.20	4.22	16.67	OK
10	100	50	5000	18395.9	3.8	6.11	3.78	5.35	16.67	OK
11	100	50	5000	18736.6	5.6	12.29	5.47	6.21	16.67	OK
12	100	50	5000	19104.6	6.7	18.61	6.35	6.73	16.67	OK
13	100	50	5000	19662.2	8.3	25.19	7.51	7.48	16.67	OK
14	100	50	5000	20459.3	10.7	32.17	9.06	8.54	16.67	OK
15	100	50	5000	26688.5	5.3	39.75	4.07	7.95	16.67	OK
16	100	50	5000	28997.1	7.1	48.36	4.72	9.08	16.67	OK
17	100	50	5000	31616.5	15.3	59.17	7.84	12.27	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	35061.5	12	65.35	5.00	11.22	16.67	OK

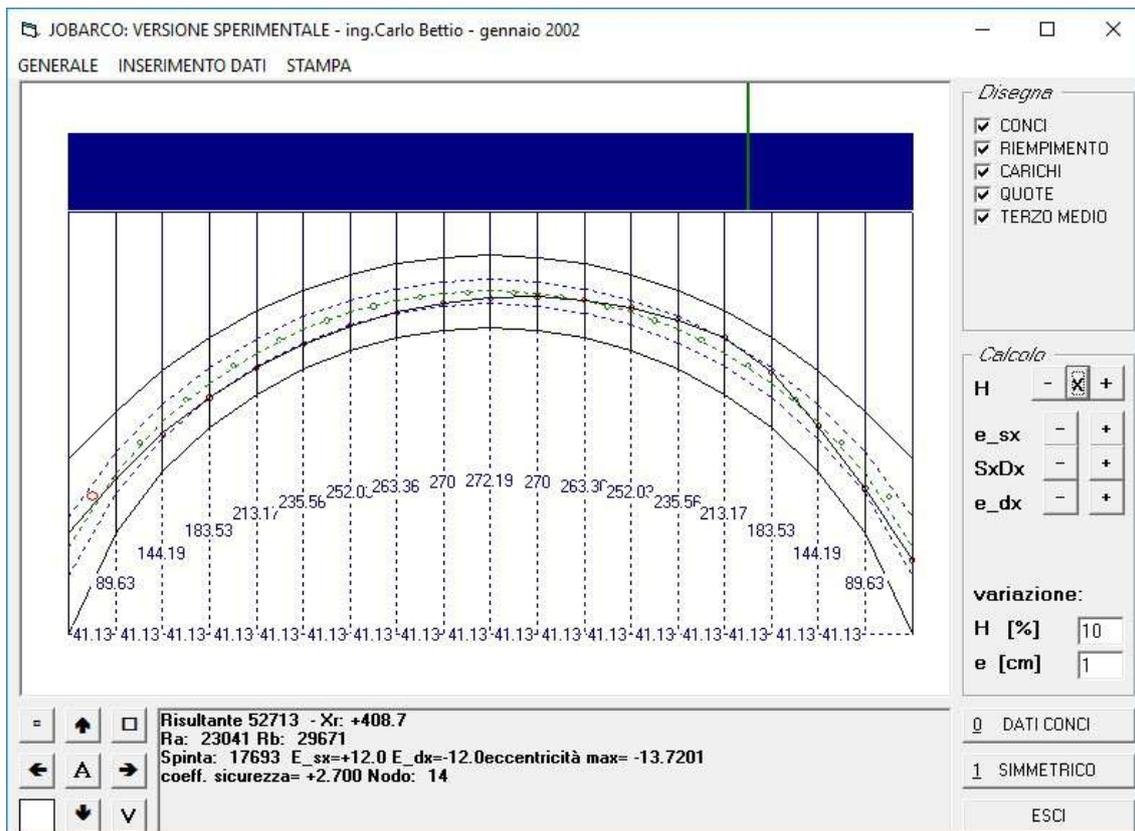
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	23016.64	12	65.35	5.00	7.37	16.67	OK
1	100	50	5000	20634.4	11.6	59.17	5.94	7.07	16.67	OK
2	100	50	5000	19664.4	21.9	48.36	5	10.80	16.67	OK
3	100	50	5000	18765	26.6	39.75	5	12.96	16.67	OK
4	100	50	5000	18024.6	28.1	32.17	9	13.89	16.67	OK
5	100	50	5000	17421.8	27.2	25.19	1	13.78	16.67	OK
6	100	50	5000	16920.6	24.4	18.61	2	12.77	16.67	OK
7	100	50	5000	16488.43	19.9	12.29	4	10.99	16.67	OK
8	100	50	5000	16100.4	13.9	6.11	2	8.56	16.67	OK
9	100	50	5000	15741.1	6.3	0	6.30	5.53	16.67	OK
10	100	50	5000	15470.3	2.4	6.11	2.39	3.98	16.67	OK
11	100	50	5000	15361.3	11	12.29	5	7.03	16.67	OK
12	100	50	5000	15814.9	18	18.61	6	9.64	16.67	OK
13	100	50	5000	16242.8	23.4	25.19	7	11.50	16.67	OK
14	100	50	5000	16951.5	28.7	32.17	9	13.27	16.67	OK
15	100	50	5000	23747.3	22.6	39.75	8	14.65	16.67	OK
16	100	50	5000	26190.7	5.7	48.36	3.79	7.62	16.67	OK
17	100	50	5000	29068.5	8.2	59.17	4.20	8.75	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	32702.6	12	65.35	5.00	10.47	16.67	OK



7.1.5.4 Carico NTC08: folla - simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico concentrato max ballatoio dx: [(254.7kN+229.8kN) / 5.4=89.72 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	28712.34	12	65.35	5.00	9.19	16.67	OK
1	100	50	5000	25160.6	5.1	59.17	2.61	6.61	16.67	OK
2	100	50	5000	23216.3	11.1	48.36	7.38	8.75	16.67	OK
3	100	50	5000	21593.1	13.2	39.75	10.1	9.58	16.67	OK
4	100	50	5000	20337.8	13.5	32.17	11.4	9.65	16.67	OK
5	100	50	5000	19395.5	13	25.19	11.7	9.36	16.67	OK
6	100	50	5000	18704.5	11.8	18.61	11.1	8.76	16.67	OK
7	100	50	5000	18213.3	10.3	12.29	10.0	8.04	16.67	OK
8	100	50	5000	17884	8.3	6.11	6	7.12	16.67	OK
9	100	50	5000	17693.7	6	0	8.25	6.09	16.67	OK
10	100	50	5000	17634.7	2.9	6.11	6.00	4.75	16.67	OK
11	100	50	5000	17714.9	0.6	12.29	2.88	3.79	16.67	OK
12	100	50	5000	17957	4.5	18.61	0.59	5.43	16.67	OK
13	100	50	5000	18398.6	8.8	25.19	4.26	7.20	16.67	OK
14	100	50	5000	19090.8	13.7	32.17	7.96	9.13	16.67	OK
15	100	50	5000	25832.7	9.1	39.75	11.6	9.50	16.67	OK
16	100	50	5000	28171	4.2	48.36	0	7.52	16.67	OK
17	100	50	5000	30853.8	13.7	59.17	2.79	11.37	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	34347.4	12	65.35	7.02	11.00	16.67	OK

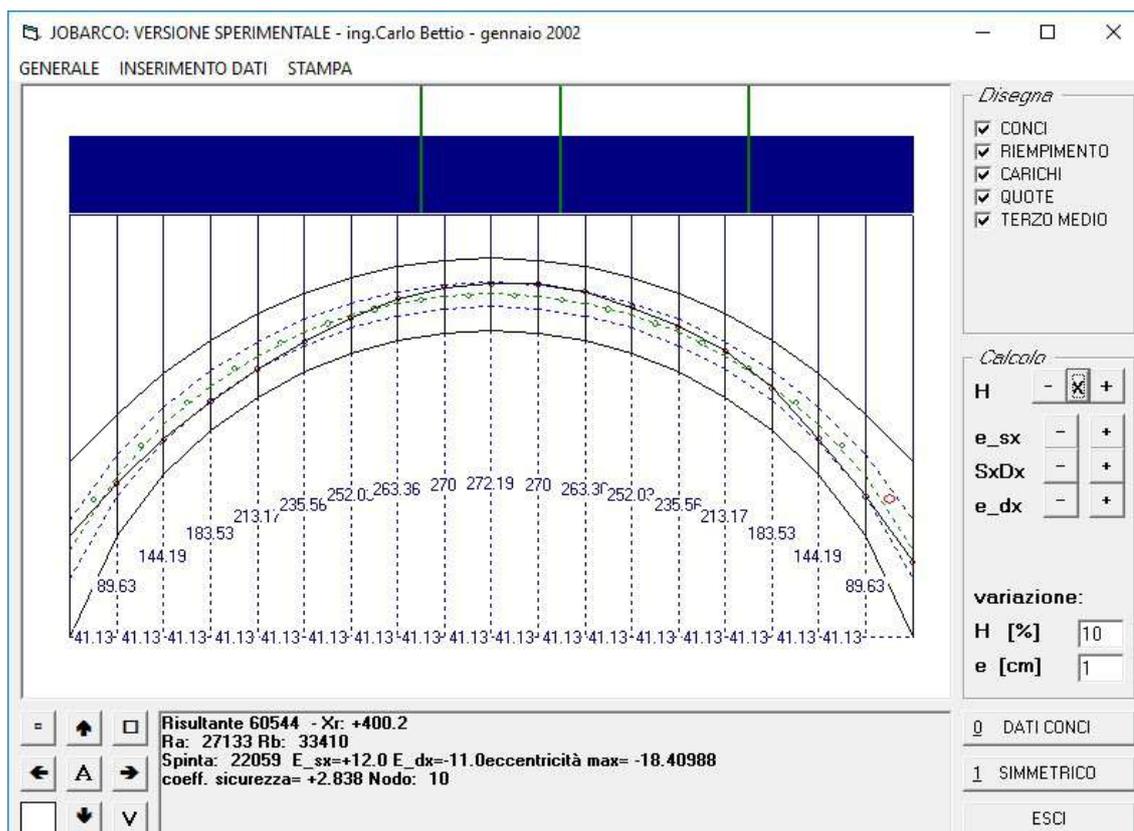
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e _v	angol o	e	σ _{max}	f _m	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	25963.41	12	65.35	5.00	8.31	16.67	OK
1	100	50	5000	23643.4	14.4	59.17	7.38 17.6	8.92	16.67	OK
2	100	50	5000	22932.1	26.6	48.36	7 24.7	14.31	16.67	OK
3	100	50	5000	22156	32.2	39.75	6 28.6	17.60	16.67	NO
4	100	50	5000	21461	33.8	32.17	1 29.4	19.03	16.67	NO
5	100	50	5000	20846.9	32.5	25.19	1 27.2	18.88	16.67	NO
6	100	50	5000	20288.5	28.8	18.61	9 22.3	17.35	16.67	NO
7	100	50	5000	19759.6	22.9	12.29	8 14.9	14.56	16.67	OK
8	100	50	5000	19238.6	15	6.11	1	10.73	16.67	OK
9	100	50	5000	18711.9	5.2	0	5.20	6.08	16.67	OK
10	100	50	5000	18240	6.3	6.11	6.26 17.8	6.39	16.67	OK
11	100	50	5000	17895.7	18.3	12.29	8 24.9	11.26	16.67	OK
12	100	50	5000	19101.3	26.3	18.61	2 27.0	15.25	16.67	OK
13	100	50	5000	19559.1	29.9	25.19	6 29.1	16.61	16.67	OK
14	100	50	5000	20251.8	34.4	32.17	2 20.3	18.20	16.67	NO
15	100	50	5000	29176.4	26.4	39.75	0	20.05	16.67	NO
16	100	50	5000	31840.3	6.9	48.36	4.58	9.87	16.67	OK
17	100	50	5000	34814.4	8.4	59.17	4.30	10.56	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	38411.9	12	65.35	5.00	12.30	16.67	OK



7.1.5.6 Carico BUS (130kN) – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] x 1.35=6.75 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] x 1.35=43.875kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([227.3kN+206.2kN] / 5.4=80.28 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60kg/cm^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67kg/cm^2$$

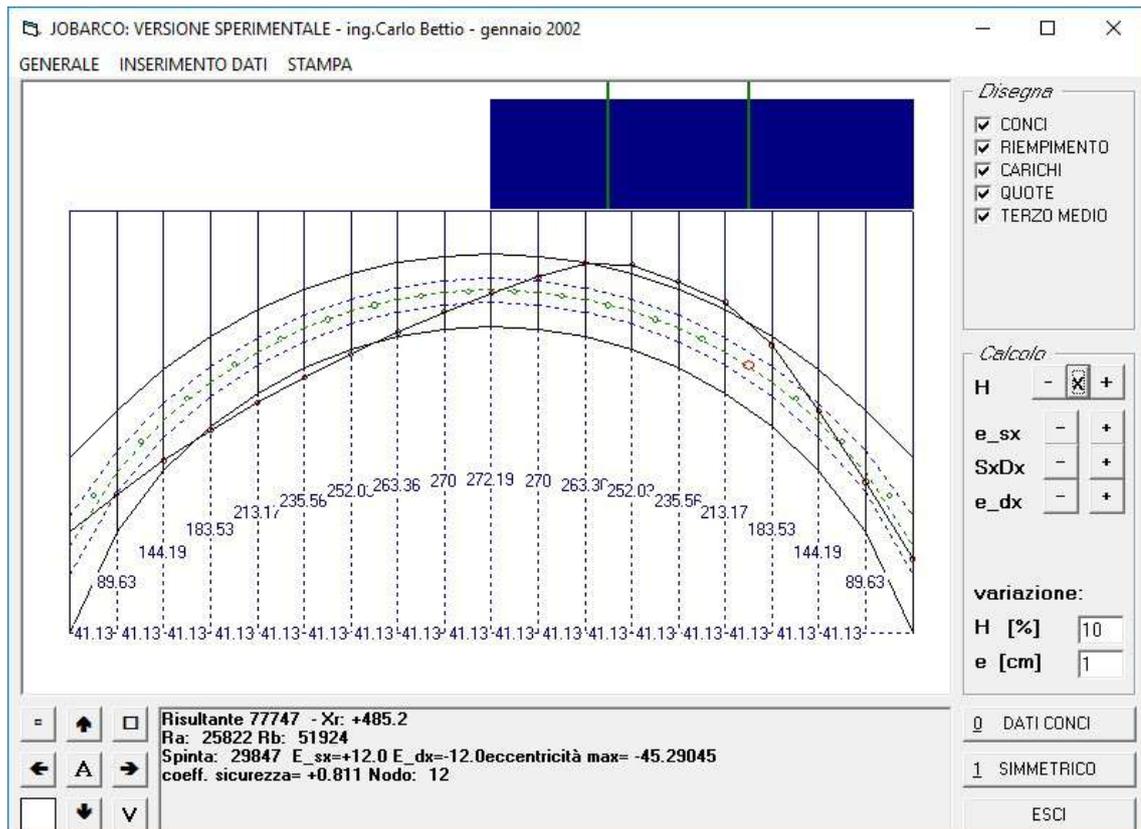
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	34400.55	12	65.35	5.00	11.01	16.67	OK
1	100	50	5000	30911.9	7.1	59.17	3.64	8.88	16.67	OK
2	100	50	5000	29175.3	13.3	48.36	8.84	12.02	16.67	OK
3	100	50	5000	27566.2	14.1	39.75	10.8	12.69	16.67	OK
4	100	50	5000	26212	12	32.17	10.1	11.63	16.67	OK
5	100	50	5000	25087.7	8	25.19	6	9.38	16.67	OK
6	100	50	5000	24147.8	2.5	18.61	7.24	6.20	16.67	OK
7	100	50	5000	23349.7	4.3	12.29	2.37	7.02	16.67	OK
8	100	50	5000	22193.3	8.2	6.11	4.20	8.78	16.67	OK
9	100	50	5000	22059.2	9.1	0	8.15	9.23	16.67	OK
10	100	50	5000	22006.9	11.5	6.11	9.10	10.44	16.67	OK
11	100	50	5000	22977	10.9	12.29	11.4	10.47	16.67	OK
12	100	50	5000	23588.9	7.3	18.61	3	8.63	16.67	OK
13	100	50	5000	24342.2	5.1	25.19	10.6	7.56	16.67	OK
14	100	50	5000	25279.5	4.3	32.17	5	7.26	16.67	OK
15	100	50	5000	31579.9	2	39.75	6.92	7.48	16.67	OK
16	100	50	5000	33865.8	12.9	48.36	1.54	13.74	16.67	OK
17	100	50	5000	36301.6	18.4	59.17	8.57	15.48	16.67	OK
18 - APP	100	50	5000	39566.3	11	65.35	9.43	12.27	16.67	OK



7.1.5.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [7.2kN/mq] x 1.35=9.72 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2] x 1.35=162kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([227.3kN+206.2kN] / 5.4=80.28 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (fm)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

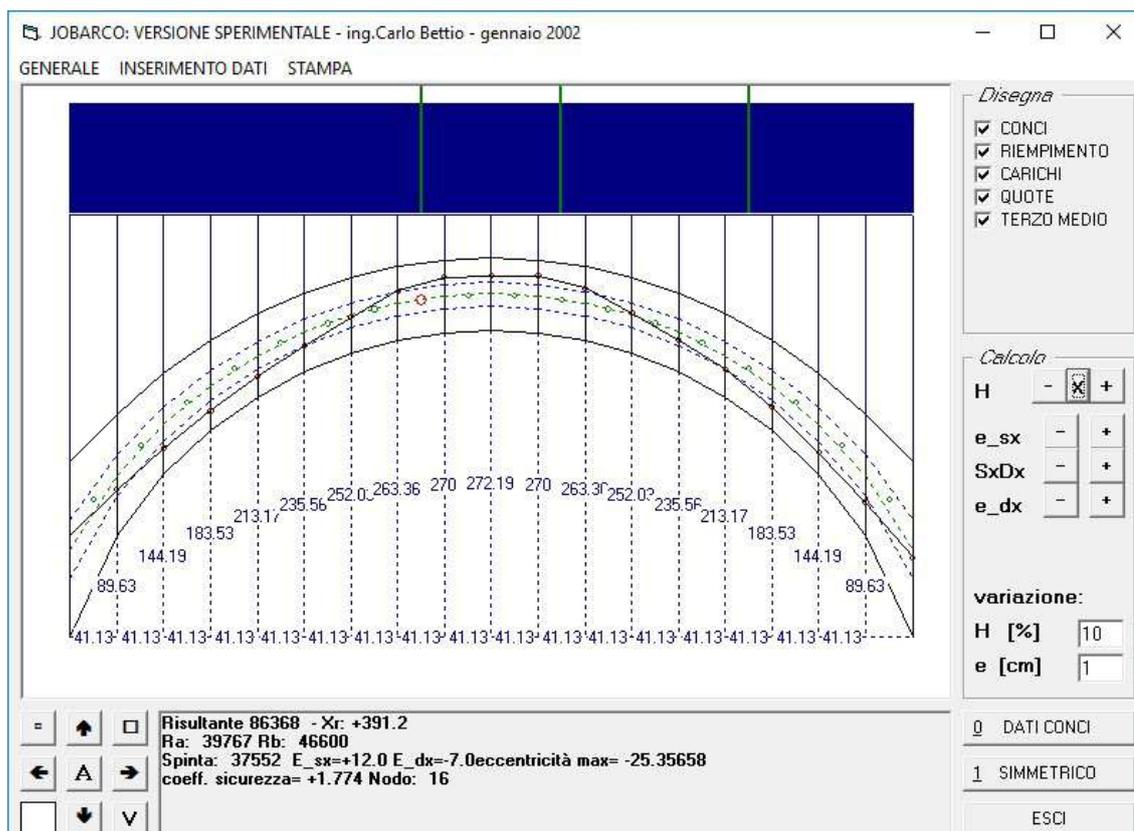
VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

N. NODO	b	h	A	N	e_v	angol o	e	σ_{max}	fm	verific a
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	36999.71	12	65.35	5.00	11.84	16.67	OK
1	100	50	5000	34911.6	20.2	59.17	10.3	15.66	16.67	OK
2	100	50	5000	35171.4	35.8	48.36	23.7	27.11	16.67	NO
3	100	50	5000	34858.7	43.3	39.75	33.2	34.82	16.67	NO
4	100	50	5000	34335.3	45.3	32.17	38.3	38.47	16.67	NO
5	100	50	5000	33680.1	43.1	25.19	39.0	38.26	16.67	NO
6	100	50	5000	32908.8	37.5	18.61	35.5	34.65	16.67	NO
7	100	50	5000	32018.3	28.9	12.29	28.2	28.10	16.67	NO
8	100	50	5000	31000.2	17.3	6.11	17.2	19.00	16.67	NO
9	100	50	5000	29847.5	3.1	0	0	8.19	16.67	OK
10	100	50	5000	28636.1	13.8	6.11	13.7	15.16	16.67	OK
11	100	50	5000	27450.2	32.3	12.29	31.5	26.28	16.67	NO
12	100	50	5000	31474.5	41.6	18.61	39.4	36.08	16.67	NO
13	100	50	5000	32114.8	41.6	25.19	37.6	35.44	16.67	NO
14	100	50	5000	32844.1	43.9	32.17	37.1	35.86	16.67	NO
15	100	50	5000	49172.6	32.4	39.75	24.9	39.23	16.67	NO
16	100	50	5000	52694.3	8.3	48.36	1	17.51	16.67	NO
17	100	50	5000	56086.2	9.2	59.17	5.51	17.56	16.67	NO
18 - APP	100	50	5000	59641.8	12	65.35	4.71	19.09	16.67	NO



7.1.5.8 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico

- Combinazione parte dx: 1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.35 Qtraf
Carico variabile da traffico: [7.2kN/mq] x 1.35=9.72 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2] x 1.35=162kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([227.3kN+206.2kN] / 5.4=80.28 kN a 1.25m dalla spalla dx



RESISTENZA A COMPRESSIONE MASSIMA (f_m)

$$f_m = \sigma_{max} = \frac{60 \text{ kg/cm}^2}{1.20 \cdot 3} = 16.67 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA SCHIACCIAMENTO SEZIONE ARCO - DATI JOB
ARCO

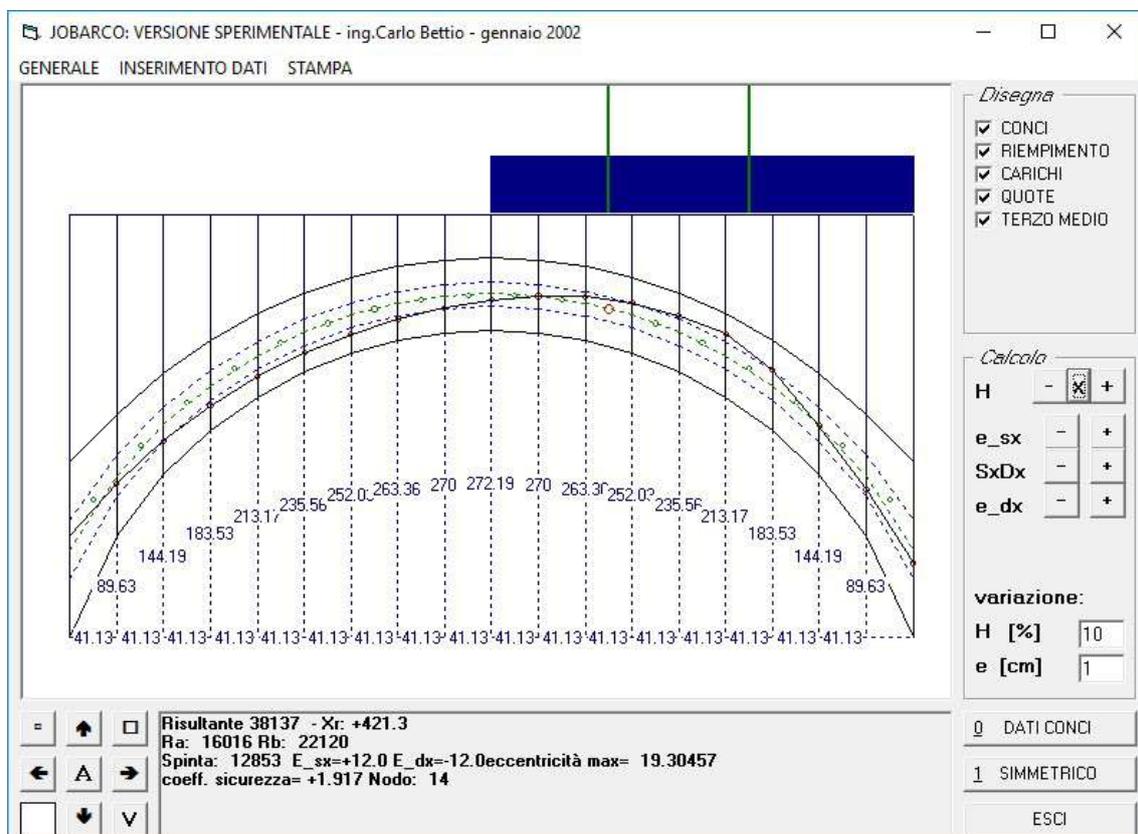
N. NODO	b	h	A	N	e _v	angolo	e	σ _{max}	f _m	verifica
[-]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[daN]	[cm]	[°]	[cm]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[-]
0 - APP	100	50	5000	52931.7	12	65.35	5.00	16.94	16.67	NO
1	100	50	5000	49595.5	12.6	59.17	6.46	17.61	16.67	NO
2	100	50	5000	48728.7	21.3	48.36	5	26.30	16.67	NO
3	100	50	5000	47322.1	22.5	39.75	0	29.11	16.67	NO
4	100	50	5000	45792.9	18.9	32.17	0	26.74	16.67	NO
5	100	50	5000	44224.9	11.7	25.19	9	20.08	16.67	NO
6	100	50	5000	42629	1.6	18.61	1.52	10.08	16.67	OK
7	100	50	5000	40994.4	11	12.29	5	18.77	16.67	NO
8	100	50	5000	37582	17	6.11	0	22.76	16.67	NO
9	100	50	5000	37552.5	16.4	0	0	22.29	16.67	NO
10	100	50	5000	37454.8	18.3	6.11	0	23.85	16.67	NO
11	100	50	5000	40740	13.6	12.29	9	21.14	16.67	NO
12	100	50	5000	42247.7	2.3	18.61	2.18	10.66	16.67	OK
13	100	50	5000	43716.4	6.5	25.19	5.88	14.91	16.67	OK
14	100	50	5000	45156.9	12.4	32.17	0	20.41	16.67	NO
15	100	50	5000	51691.8	19.1	39.75	8	28.56	16.67	NO
16	100	50	5000	53835.4	25.4	48.36	8	32.57	16.67	NO
17	100	50	5000	55463.3	24.1	59.17	5	27.53	16.67	NO
18 - APP	100	50	5000	58016.4	7	65.35	2.92	15.67	16.67	OK



7.1.6 Verifica stabilità Arco C1

7.1.6.1 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [35kN /4] = 8.75kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([165.2kN+150kN] / 5.4=58.37 kN a 1.25m dalla spalla dx
- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.917 < 2 \rightarrow$ Non verificato



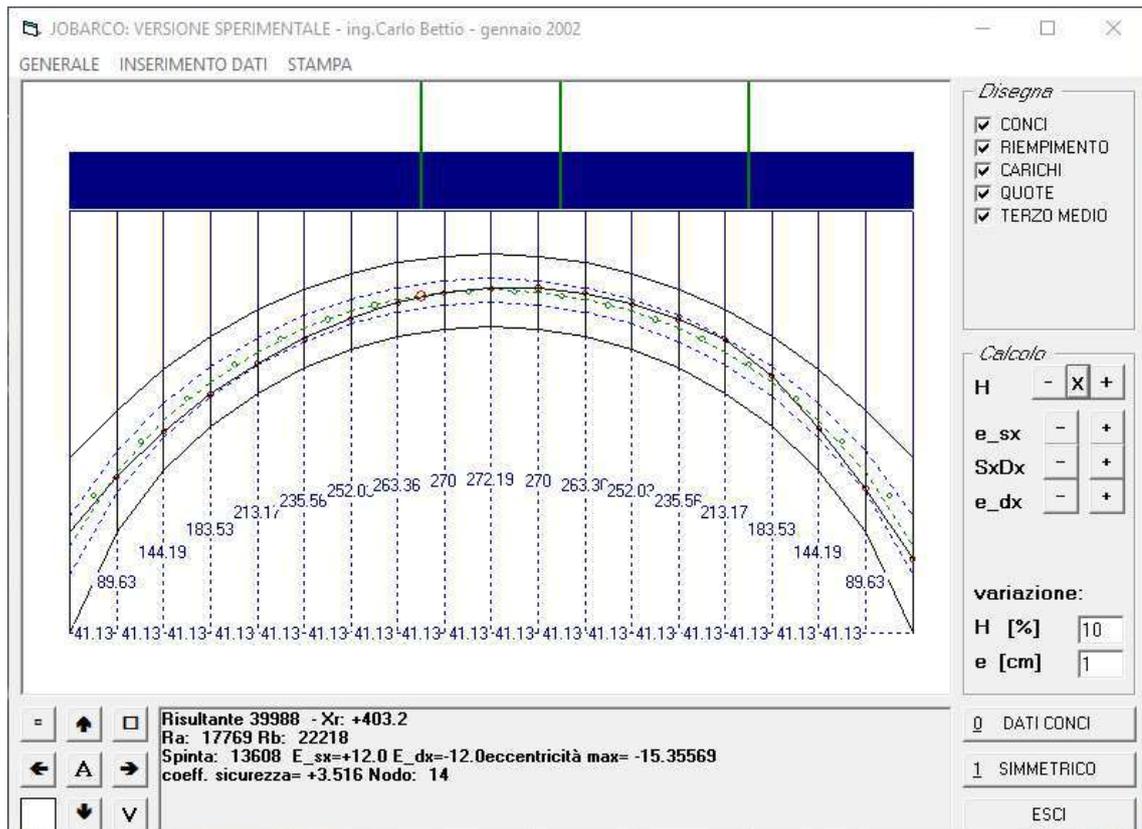
7.1.6.2 Carico da ordinanza: 3.5t – auto tradizionali – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf

Carico variabile da traffico: 5kN/m/m

Carico variabile concentrato: [35kN /4] =8.75kN a interesse 1.2m

Carico concentrato max ballatoio dx: ([165.2kN+150kN] / 5.4=58.37 kN a 1.25m dalla spalla dx

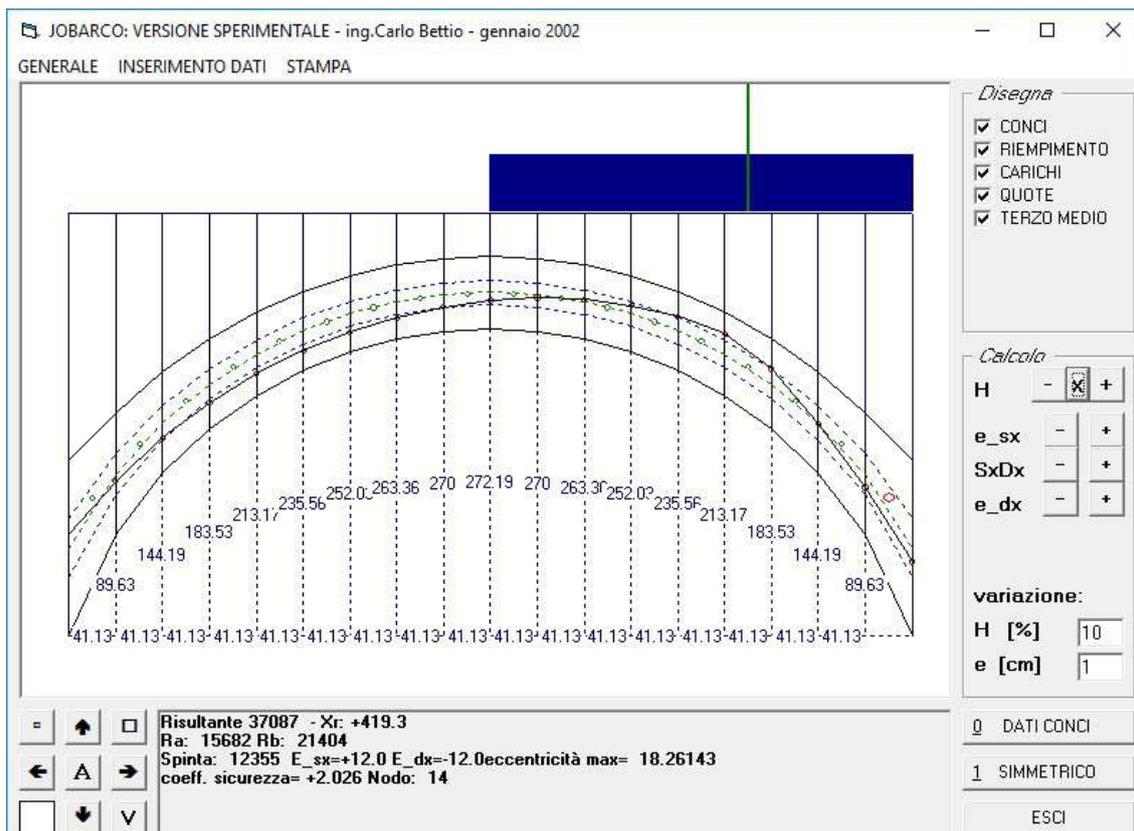


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=3.516 > 3 \rightarrow$ Verificato



7.1.6.3 Carico NTC08: folla – asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m
Carico concentrato max ballatoio dx: [(185.5kN+167.5kN) / 5.4]=65.37 kN a 1.25m dalla spalla dx
- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=2.026$ $2 < \alpha < 3$

La verifica di stabilità dell'arco di progetto fornisce un valore del coefficiente geometrico di sicurezza inferiore a 3 ma comunque superiore a 2 (eccentricità massima compresa tra $h/4$ ed $h/6$).

La funicolare dei carichi è quindi contenuta con discreti margini entro la sezione anche se il fatto che l'eccentricità massima sia superiore ad $h/6$ (risultante non contenuta nel terzo medio) indica che vi sono delle zone parzializzate dove la sezione non è uniformemente compressa.

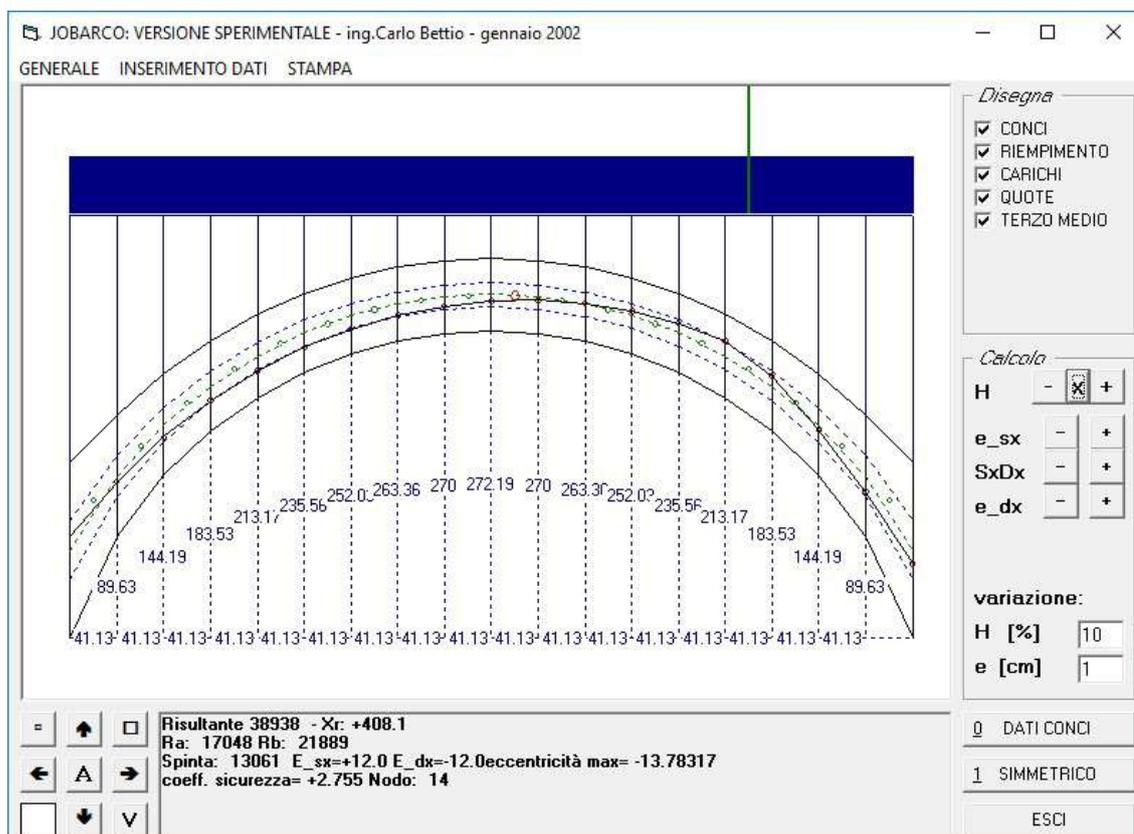


7.1.6.4 Carico NTC08: folla – simmetrico

- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf

Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m

Carico concentrato max ballatoio dx: $([185.5\text{kN}+167.5\text{kN}] / 5.4=65.37 \text{ kN}$ a 1.25m dalla spalla dx

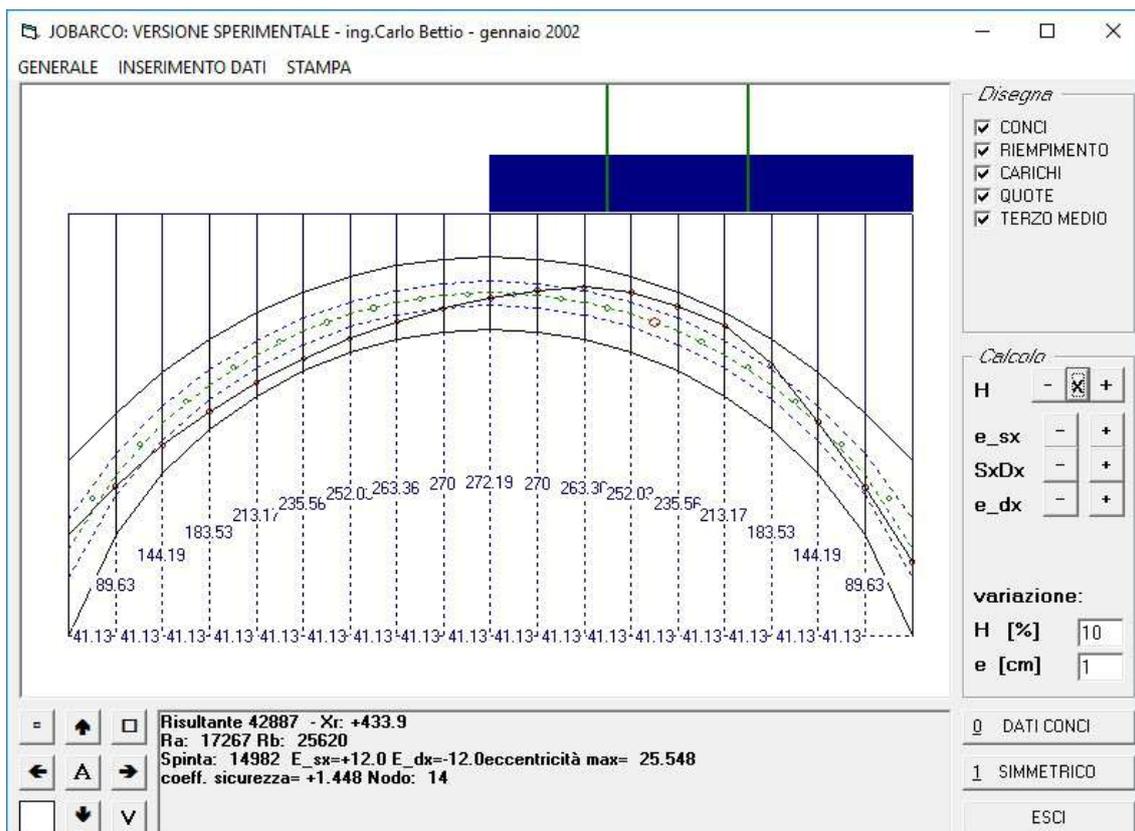


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=2.755 < 3 \rightarrow$ Non verificato



7.1.6.5 Carico BUS (130kN) – schema asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [130kN /4] = 32.5kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([165.2kN+150kN] / 5.4=58.37 kN a 1.25m dalla spalla dx
- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf

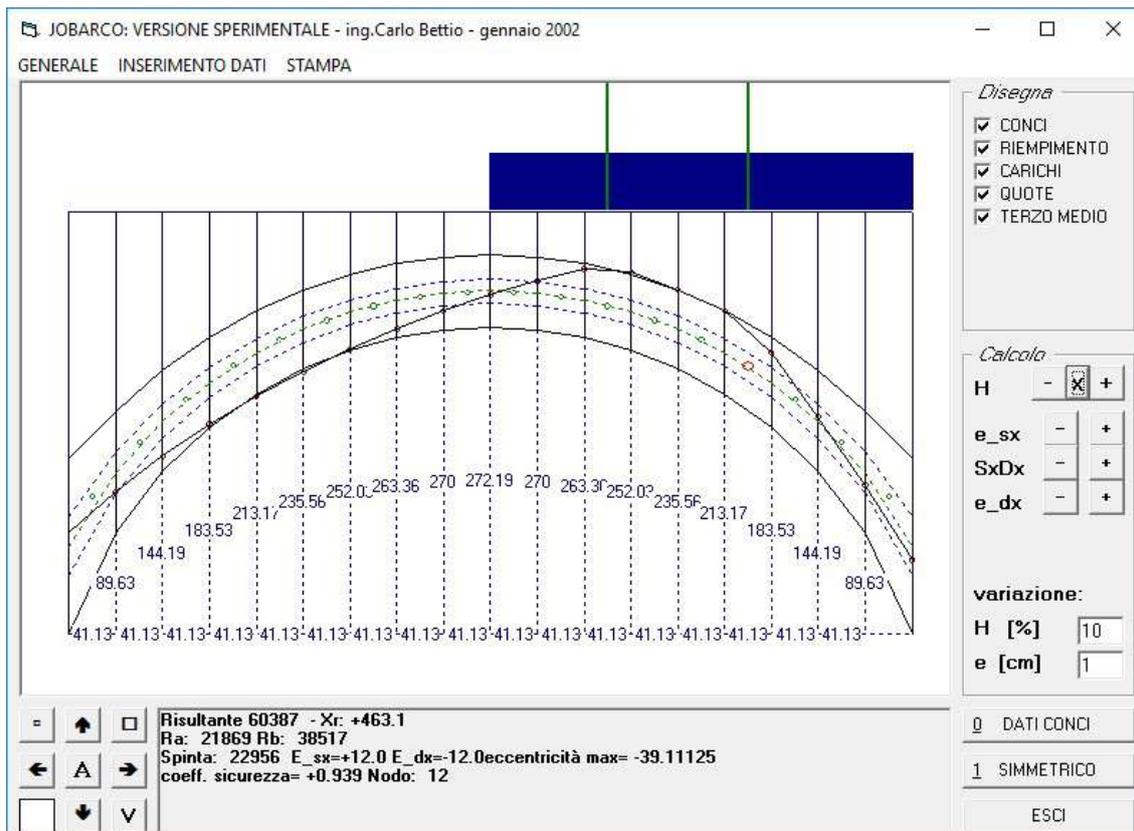


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.448 < 2 \rightarrow$ Non verificato



7.1.6.7 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema asimmetrico

- Combinazione parte dx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN/2] = 120kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([165.2kN+150kN] / 5.4=58.37 kN a 1.25m dalla spalla dx
- Combinazione parte sx: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 0 Qtraf

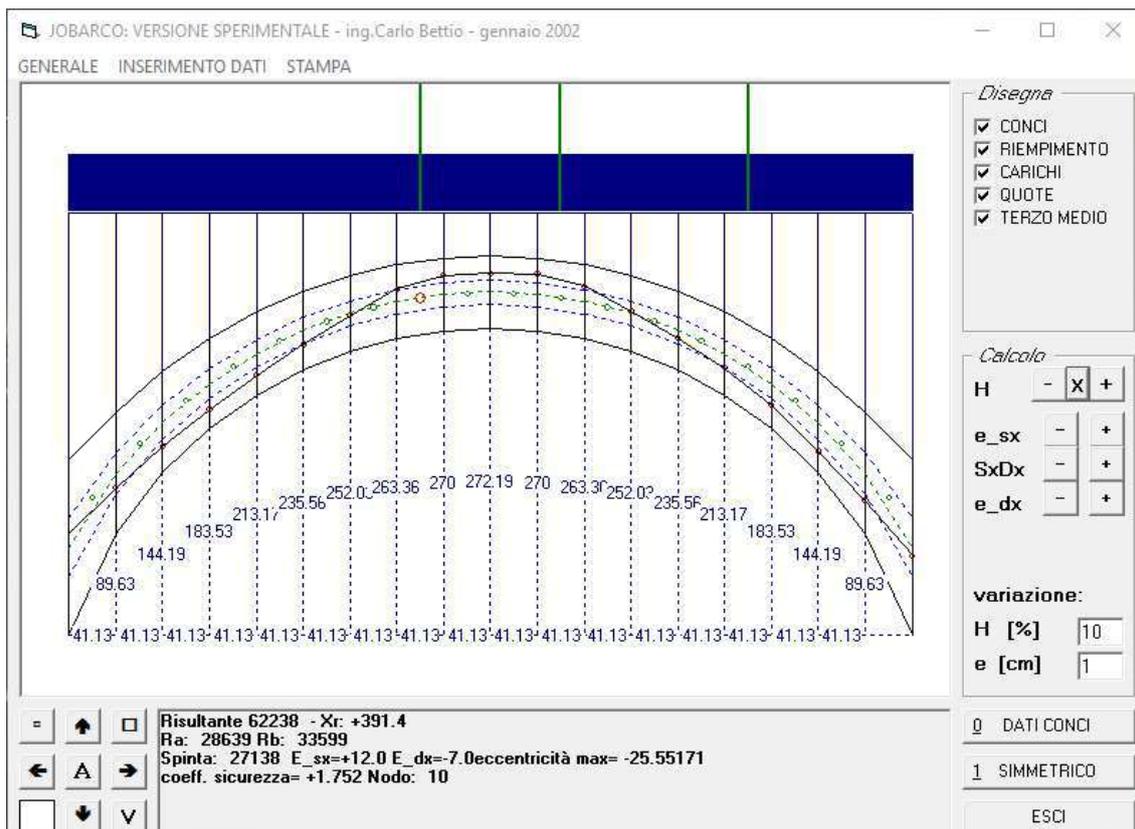


Coefficiente di sicurezza: $\alpha=0.939 < 2 \rightarrow$ Non verificato



7.1.6.8 Carico NTC08: ponti di 2° categoria – schema simmetrico

- Combinazione simmetrica: 1.00 G1 + 1.00 G2 + 1.00 Qtraf
Carico variabile da traffico: [5kN/mq] = 5.00 kN/m/m
Carico variabile concentrato: [240kN /2] = 120kN a interesse 1.2m
Carico concentrato max ballatoio dx: ([165.2kN+150kN] / 5.4=58.37 kN a 1.25m dalla spalla dx



Coefficiente di sicurezza: $\alpha=1.752 < 2 \rightarrow$ Non verificato

7.1.7 Conclusioni alla verifica statica locale degli archi in muratura

Le verifiche statiche locali degli archi in pietra, condotte mediante metodo cinematico, hanno evidenziato una carenza rispetto alle richieste di normativa per le strutture di nuova costruzione.

In particolare, per l'arco principale l'azione da traffico ridotto secondo l'ordinanza e l'azione della folla secondo normativa superano di 1.3 volte la resistenza di progetto del ponte, mentre nel caso del bus e dell'azione del traffico secondo quanto previsto per un ponte di 2° categoria, le azioni superano la resistenza rispettivamente di 2 e 4 volte.

Si riportano a seguire le tabelle riepilogative delle percentuali di verifica per ogni singolo arco e per ogni combinazione di carico.

ARCO C3 (principale)

CARICO DA ORDINANZA: 3.5t - auto tradizionali

COMBINAZIONE	VERIFICA	
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 112%
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 101%
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO DA NTC08: FOLLA

COMBINAZIONE	VERIFICA	
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 110%
Carico folla 5kN/mq simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 101%
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$
Carico folla 5kN/mq simmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$

CARICO BUS LARGH. MAX ≤ 2.30m (13t)

COMBINAZIONE	VERIFICA	
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 155%
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 123%
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO DA NTC08: PONTI DI 2° CATEG. (7.20daN/mq e 240kN asse)

COMBINAZIONE	VERIFICA	
Carico da 2° Categoria asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 298%
Carico da 2° Categoria simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 224%
Carico da 2° Categoria asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico da 2° Categoria simmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$

**ARCO C2****CARICO DA ORDINANZA: 3.5t - auto tradizionali**

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO DA NTC08: FOLLA

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico folla 5kN/mq simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$
Carico folla 5kN/mq simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO BUS LARGH. MAX \leq 2.30m (13t)

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 116%
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO DA NTC08: PONTI DI 2° CATEG. (7.20daN/mq e 240kN asse)

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico da 2° Categoria asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 271%
Carico da 2° Categoria simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 185%
Carico da 2° Categoria asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico da 2° Categoria simmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$

**ARCO C1****CARICO DA ORDINANZA: 3.5t - auto tradizionali**

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico 35kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico 35kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	VERIFICATO $\alpha > 3$

CARICO DA NTC08: FOLLA

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico folla 5kN/mq simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico folla 5kN/mq asimmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$
Carico folla 5kN/mq simmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$

CARICO BUS LARGH. MAX \leq 2.30m (13t)

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 120%
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	SLU	VERIFICATO
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico bus da 130kN + 5kN/mq distrib simmetrico	Stabilità	$2 < \alpha < 3$

CARICO DA NTC08: PONTI DI 2° CATEG. (7.20daN/mq e 240kN asse)

COMBINAZIONE		VERIFICA
Carico da 2° Categoria asimmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 235%
Carico da 2° Categoria simmetrico	SLU	NON VERIFICATO - 195%
Carico da 2° Categoria asimmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$
Carico da 2° Categoria simmetrico	Stabilità	NON VERIFICATO $\alpha < 3$



7.2 VERIFICA PASSARELLA PEDONALE IN CALCESTRUZZO ARMATO

La struttura esistente in c.a. che costituisce l'ampliamento per il passaggio del traffico pedonale e ciclabile è stata realizzata all'inizio del XX secolo, su progetto dell'ing. Porcheddu dello Studio Tecnico Hennebique.

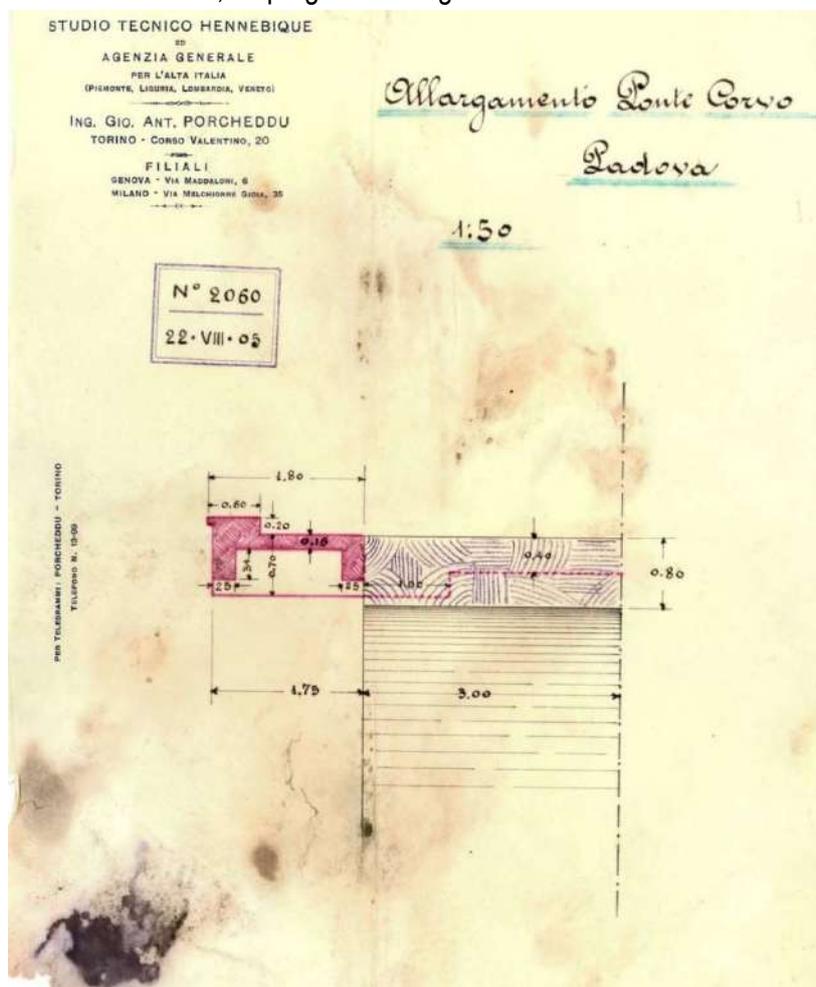


Figura 7.8 Documento appartenente al progetto redatto dallo studio tecnico Hennebique

La struttura in calcestruzzo armato è composta da:

- N°9 Travi trasversali di sezione rilevata pari a 40x95cm armate (come da progetto d'archivio e secondo quanto rilevato in sito) con 4Ø30 in acciaio FeB22k sia all'estradosso che all'intradosso. Non si riscontrano né in sito né nel progetto staffe o ferri resistenti a taglio. Le estremità di ogni singola trave sono a sbalzo, dal lato est per una luce di 2.15m mentre a ovest per una luce variabile da circa 2.15m a 1.00m; la lunghezza massima delle travi è pari a 9.74m. Le travi hanno un interasse variabile come si vede dalla Figura 7.12 che va da 6.08m a 3.32m. Si riscontra un forte degrado del calcestruzzo e delle barre che, in alcuni punti, ha portato al distacco completo del copriferro, vedi Figura 7.10; per tale motivo le verifiche sono state condotte sia considerando l'intera armatura, sia riducendone l'area resistenze del 30%, al fine di considerare l'effetto del degrado.

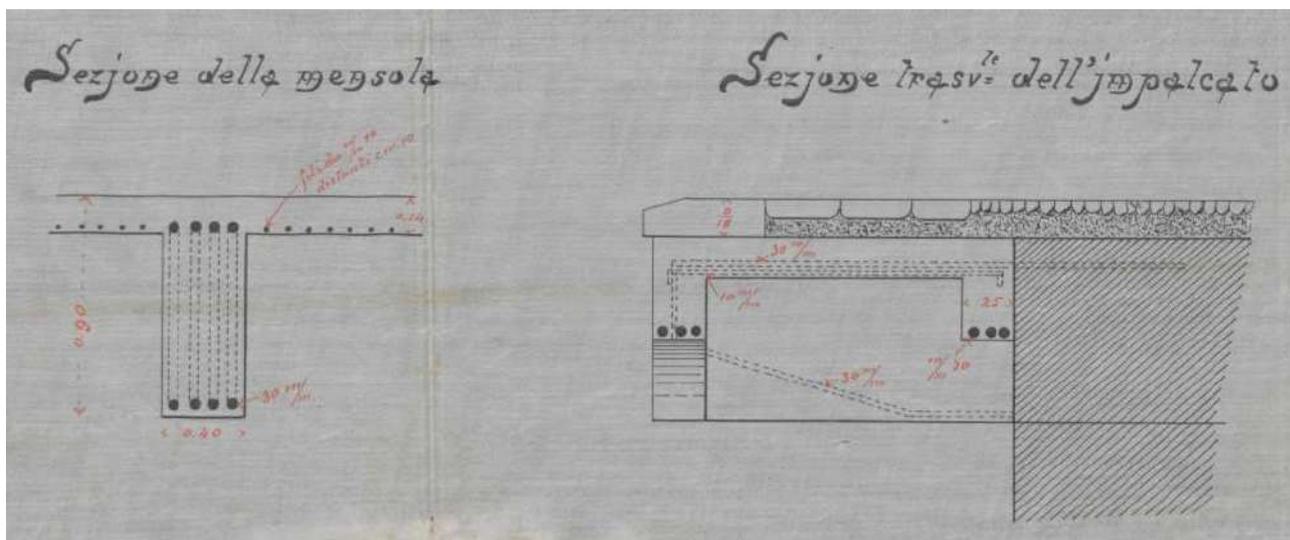


Figura 7.9 Sezione della mensola e delle travi longitudinali - tratto dal progetto del 1905 dello Studio Hennebique

- N. 4 travi longitudinali di sezione rilevata in sito pari a 24x55cm. Tali elementi si intersecano con le travi trasversali e dal progetto storico, vedi Figura 7.9, non sono presenti ferri di armatura all'estradosso in tali punti. L'armatura rilevata in sito corrisponde a 3 \varnothing 26 all'intradosso (nel progetto erano previsti 3 \varnothing 30). Si riscontra anche in questo caso un forte degrado del calcestruzzo e delle barre che, in alcuni punti, ha portato al distacco completo del copriferro ed alla completa ossidazione di alcune barre portando alla rottura di una barra vedi Figura 7.11. Le verifiche sono state condotte sia considerando l'intera armatura (3 \varnothing 26) sia considerando la perdita dovuta al degrado (2 \varnothing 26). Non si riscontrano né in sito né nel progetto staffe o ferri resistenti a taglio.
- La soletta che compone il marciapiede ha una spessore che varia da 14cm a 20cm; l'armatura rilevata corrisponde a quanto previsto dal progetto, ovvero barre lisce \varnothing 10 con passo 10cm all'intradosso della sezione, vedi Figura 7.9.



Figura 7.10 Degrado del calcestruzzo e delle barre con distacco del copriferro delle travi trasversali



Figura 7.11 Degrado del calcestruzzo e delle barre nelle travi longitudinali

SEZIONE CC

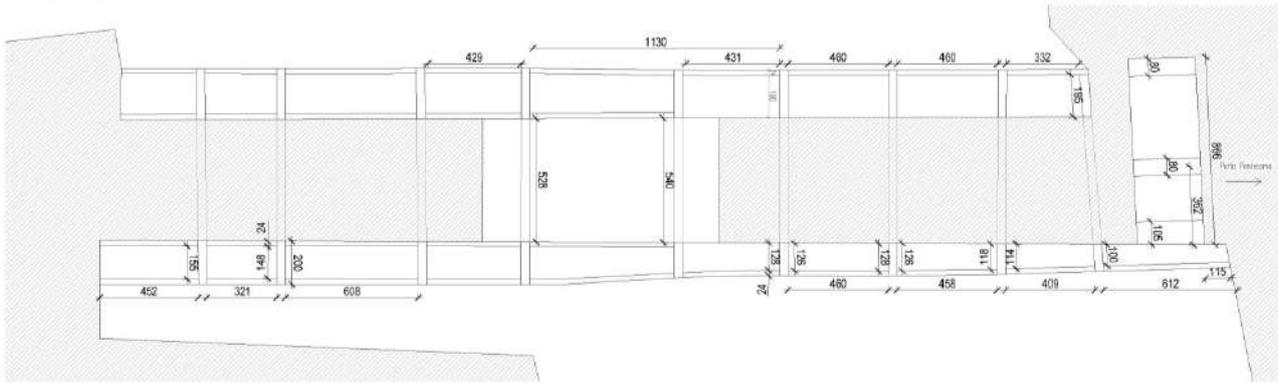


Figura 7.12 Vista in pianta - rilievo redato da Expin s.r.l.



7.2.1 Modello ad elementi finiti

Lo studio dei parametri della sollecitazione e le verifiche degli elementi in c.a. sono stati condotti mediante l'ausilio di un modello ad elementi finiti realizzato con il software 2Si ProSap.

Le travi longitudinali sono state schematizzate come elementi in semplice appoggio, svincolando le rotazioni in corrispondenza delle travi trasversali, data la mancanza di barre all'estradosso che assorbano i momenti negativi.

Le travi trasversali sono state modellate con vincoli in semplice appoggio e alle estremità sono presenti gli sbalzi come descritto nel paragrafo precedente.

A seguire si riportano le immagini del modello considerato.

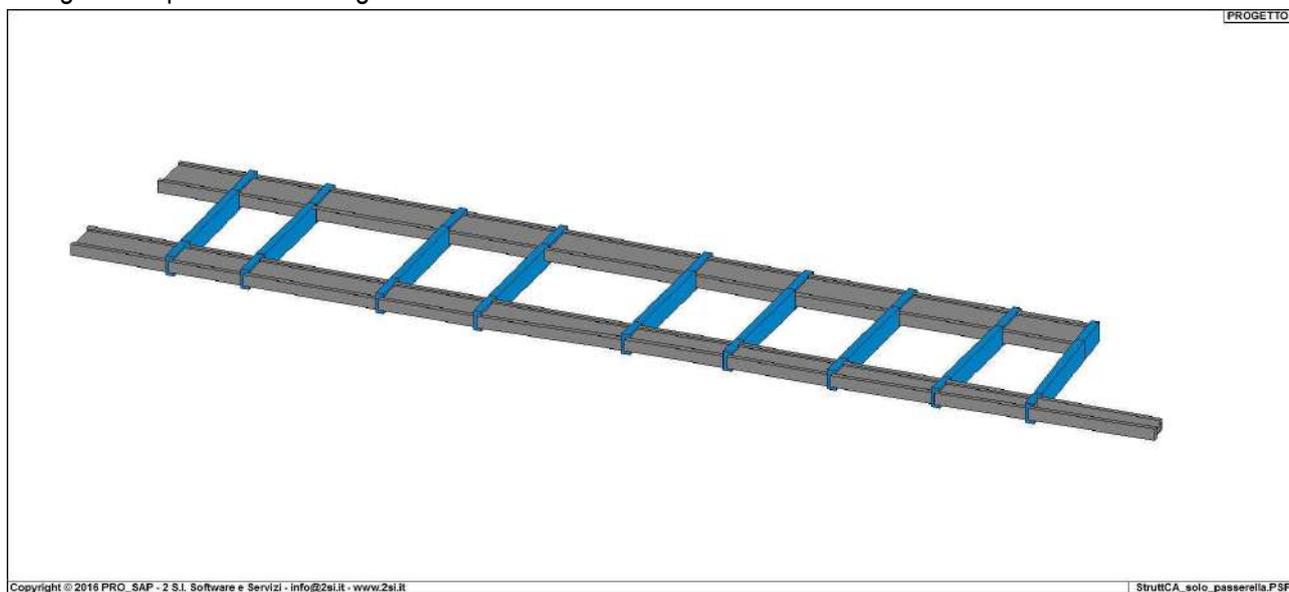


Figura 7.13 Modello con vista solida realizzato con ProSap

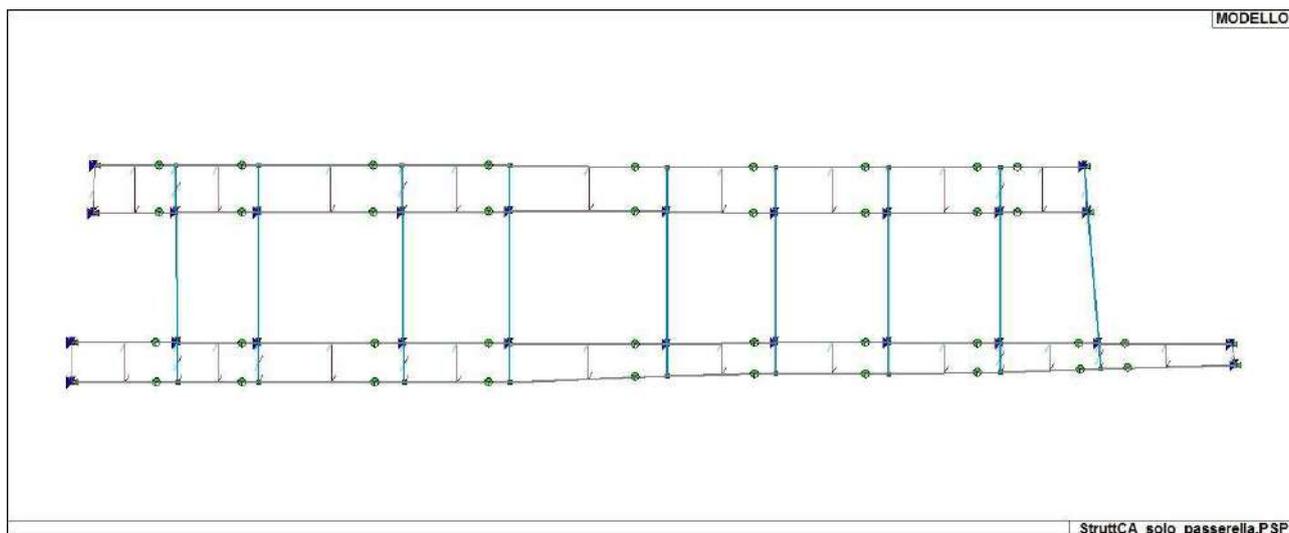


Figura 7.14 Modello con vista ad assi realizzato con ProSap



I carichi adottati nel modello sono:

CARICHI PERMANENTI PORTATI:

- Soletta del marciapiede	$G_1=$	5.00	[kN/m ²]
- Riempimento del marciapiede	$G_{2,nd}=$	3.57	[kN/m ²]
- Parapetto	$G_1=$	0.50	[kN/m]
- Carico accidentale	$Q=$	5.00	[kN/m ²]

Il carico del parapetto è un carico di tipo lineare ed è localizzato sulla trave più esterna ad est e ad ovest.

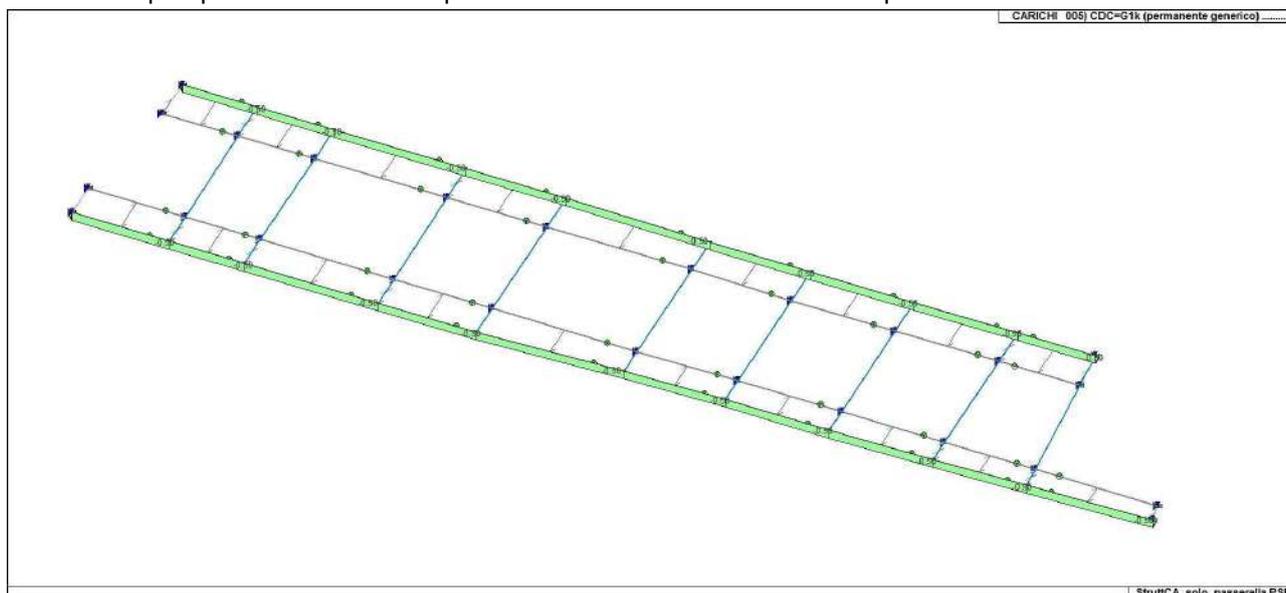


Figura 7.15 Localizzazione del carico dei parapetti



7.2.2 Parametri della sollecitazione

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni a momento flettente e a taglio derivanti dal modello considerato.

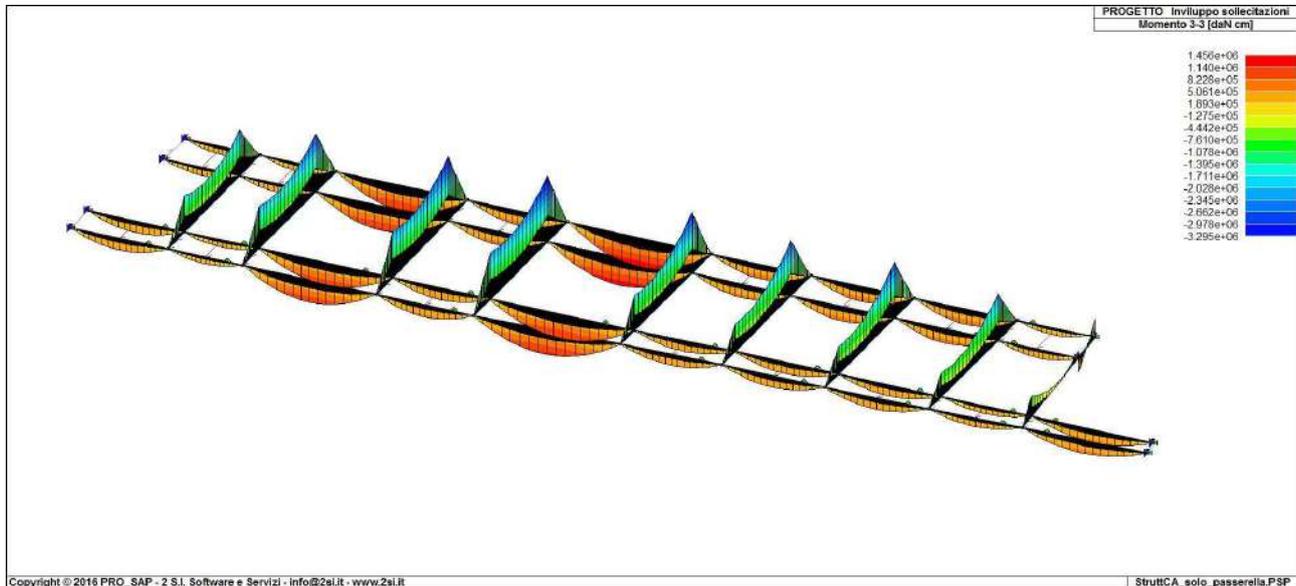


Figura 7.16 Involuppo momento M3-3 [daNcm]

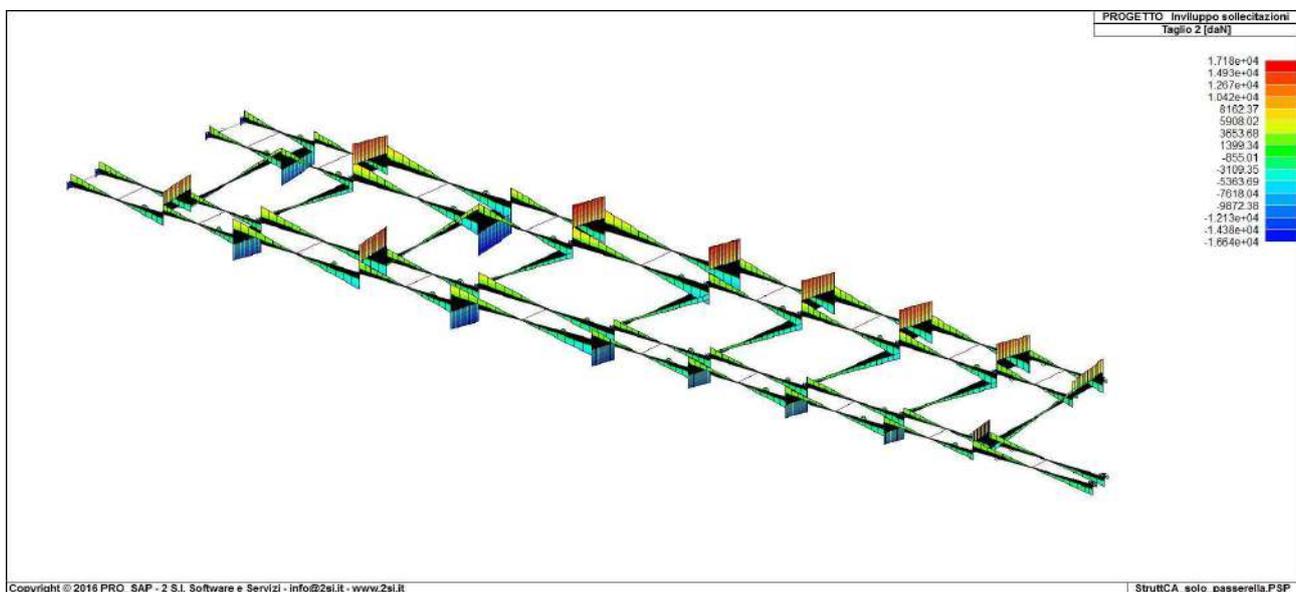


Figura 7.17 Involuppo taglio T2 [daN]



7.2.3 Verifica trave longitudinale

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni a momento flettente e a taglio delle sole travi longitudinali e lo stato della rispettiva verifica.

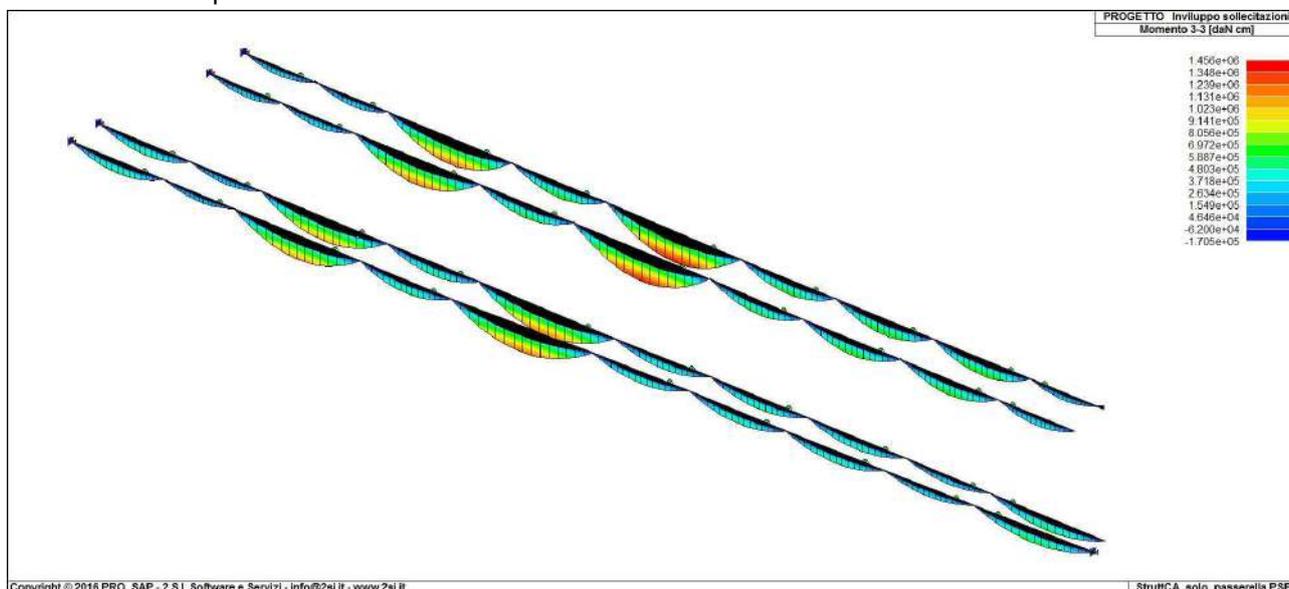


Figura 7.18 Involuppo momento 3-3 travi longitudinali [daNcm]

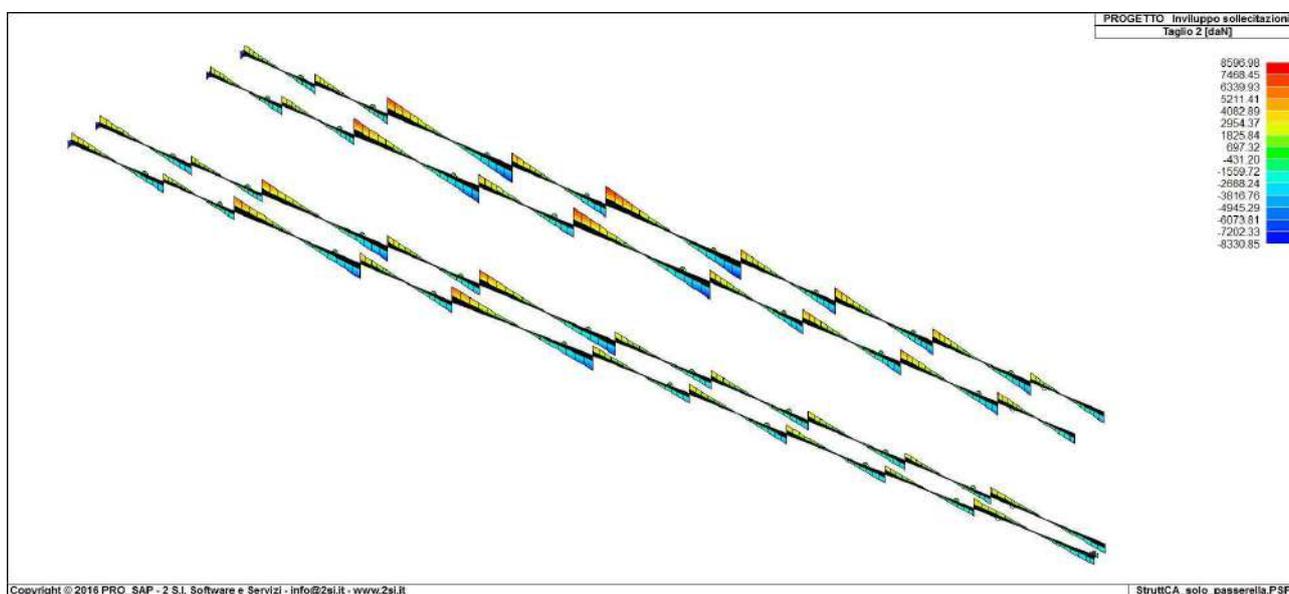


Figura 7.19 Involuppo taglio T2 travi longitudinali [daN]

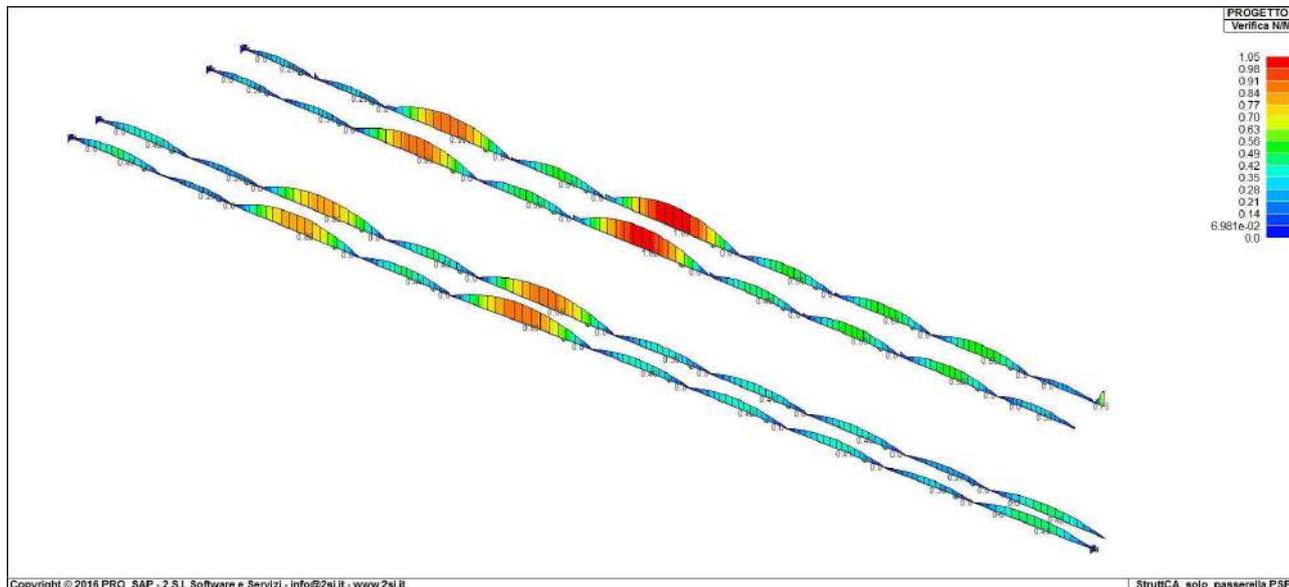


Figura 7.20 Verifica presso-flessione travi longitudinali con $3\varnothing 26$, verificato con $N/M < 1$

Come evidenziato dalla Figura 7.20 alcune travi longitudinali risultano non verificate a presso flessione, in particolare risultano non essere verificate le travi con luce maggiore che arrivano ad uno sfruttamento del 105% della resistenza massima della sezione.

Si riporta di seguito le verifiche in dettaglio degli elementi con luce maggiore con la variazione del numero di barre di armature a causa del degrado riscontrato in sito.

VERIFICA DELLA SEZIONE IN PRESENZA DI TUTTI I FERRI RILEVATI ($3\varnothing 26$)

Verifica trave long marciapiede

Legenda:

b_w = Larghezza dell'anima

pf = Passo FRP

h = Altezza totale della sezione

c = Copriferro

h_0 = Altezza dell'ala

bf = Larghezza FRP

Distanza delle armature dal lembo compress.



SOLLECITAZIONI

Momento Flettente Positi	M_{Ed}^+ =	145.60	[KNm]
Momento Flettente Negat	M_{Ed}^- =	0.00	[KNm]
Taglio	V_{Ed} =	85.97	[KN]

**VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE****RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						M_{Ed} (kNm)	NO !!!	
b (cm)	b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	h_b (cm)	f_{ck} (MPa)			145.60
24.00	24.00	55.00	4.60	25.00	25.00			
Resistenza dell'armatura esistente						M_{Rd} (kNm)		M_{ed} / M_{Rd} (-)
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				
215	3	26	1592.79	50.4				
0	0	0	0.00	0				
0	0	0	0.00	0				
0	0	0	0.00	0		136.68		1.07
Barre Aggiuntive di diverso acciaio								
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				

VERIFICA A TAGLIO**RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						V_{Ed} (kN)	NO !!!	
b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)			85.97
24.00	55.00	4.60	50.40	25.00	215.00			
Resistenza a taglio senza armatura specifica						V_{Rd} (kN)		V_{ed} / V_{Rd}
$A_{sL,tot}$ (mmq)	k	v_{min} (MPa)	ρ_L	σ_{cp} (MPa)				
1592.787	1.63	0.36	0.0132	0		75.83		1.13

VERIFICA DELLA SEZIONE IN PRESENZA DI SOLI 2Ø26 CAUSA ROTTURA BARRA PER DEGRADO**Verifica trave long marciapiede**Legenda: b_w = Larghezza dell'anima

pf = Passo FRP

 h = Altezza totale della sezione

c = Copriferro

 h_b = Altezza dell'ala

bf = Larghezza FRP

Distanza delle armature dal lembo compress.

**SOLLECITAZIONI**

Momento Flettente Positi	M_{Ed}^+ =	145.60	[kNm]
Momento Flettente Negat	M_{Ed}^- =	0.00	[kNm]
Taglio	V_{Ed} =	85.97	[kN]



RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						M_{Ed} (kNm)	
b (cm)	b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	h_b (cm)	f_{ck} (MPa)		
24.00	24.00	55.00	4.60	25.00	25.00	145.60	
Resistenza dell'armatura esistente						M_{Rd} (kNm)	M_{ed} / M_{Rd} (-)
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)			
215	2	26	1061.86	50.4			
0	0	0	0.00	0			
0	0	0	0.00	0			
0	0	0	0.00	0		93.87	1.55
Barre Aggiuntive di diverso acciaio							
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)			

NO !!!

VERIFICA A TAGLIO

RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						V_{Ed} (kN)	
b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)		
24.00	55.00	4.60	50.40	25.00	215.00	85.97	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						V_{Rd} (kN)	V_{ed} / V_{Rd}
$A_{SL,tot}$ (mmq)	k	v_{min} (MPa)	ρ_L	σ_{cp} (MPa)			
1061.858	1.63	0.36	0.0088	0		66.24	1.30

NO !!!

Come evidenziato in entrambe le verifiche, le travi longitudinali nelle campate con luce maggiore risultano non verificate sia a flessione che a taglio.

7.2.4 Verifica travi trasversali

Si riportano di seguito gli involucri delle sollecitazioni a momento flettente e a taglio delle sole travi trasversali e lo stato della rispettiva verifica.

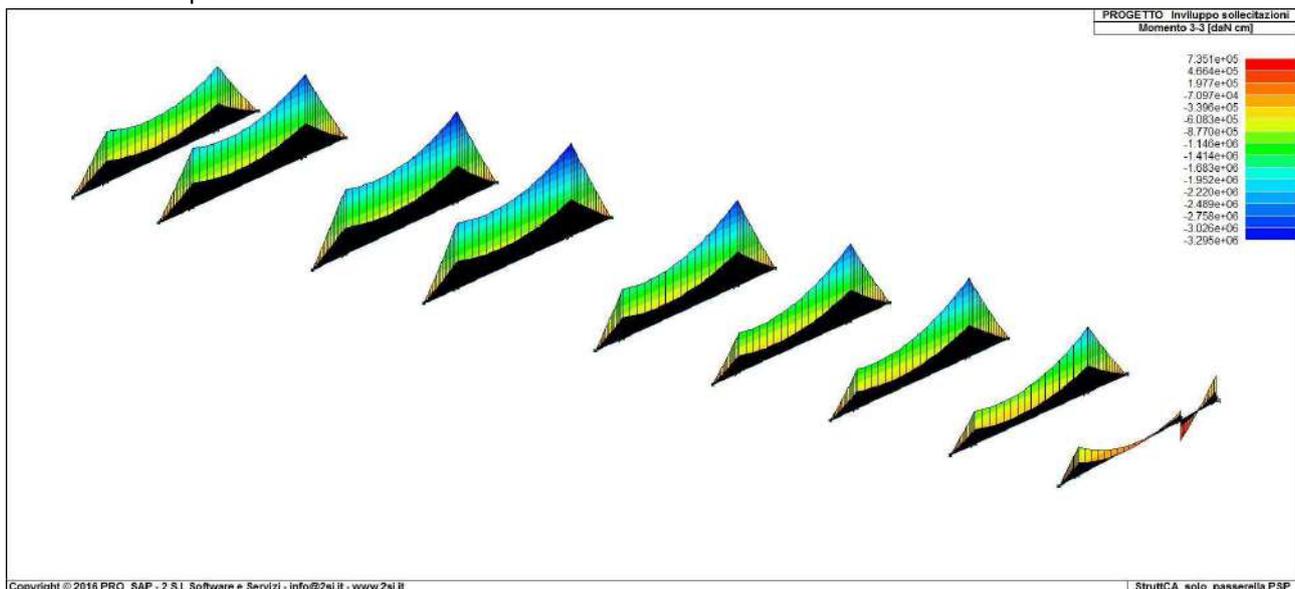


Figura 7.21 Involuppo momento 3-3 - Travi Trasversali [daNcm]



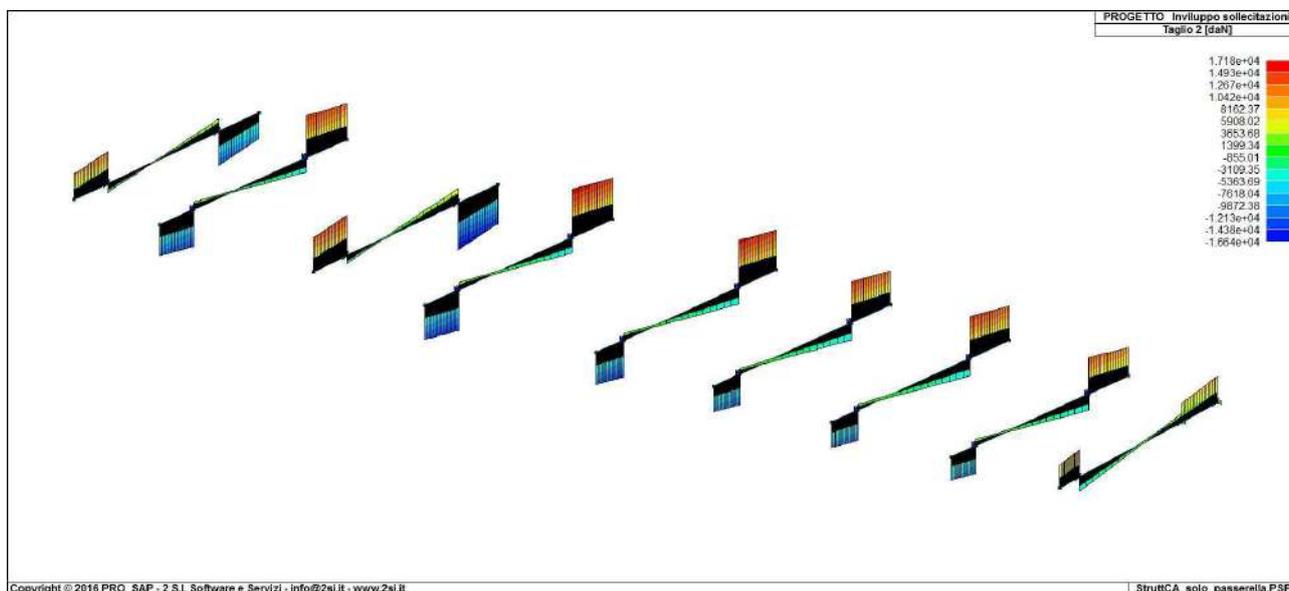
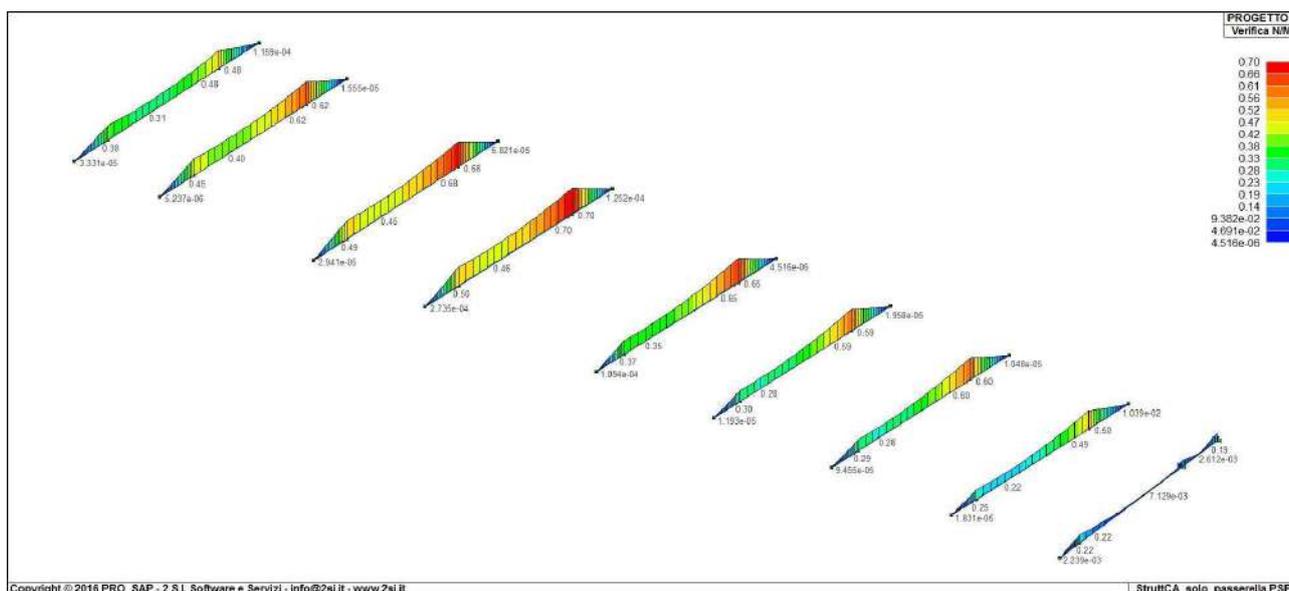


Figura 7.22 Inviluppo taglio 2 - Travi Trasversali - [daN]

Figura 7.23 Verifica presso-flessione – Travi Trasversali - con 4+4Ø30 verificato con $N/M < 1$

Come evidenziato in Figura 7.23 le travi trasversali risultano verificate a presso flessione, in particolare hanno uno sfruttamento massimo del 70% della resistenza massima della sezione.

Si riporta di seguito le verifiche in dettaglio degli elementi con luce maggiore.

**VERIFICA DELLA SEZIONE IN PRESENZA DI TUTTI I FERRI RILEVATI (4Ø30)****Verifica trave trasv marciapiede****Legenda:**

b_w = Larghezza dell'anima	pf = Passo FRP
h = Altezza totale della sezione	c = Copriferro
h_b = Altezza dell'ala	bf = Larghezza FRP
d = Distanza delle armature dal lembo compress.	

**SOLLECITAZIONI**

Momento Flettente Positi	M_{Ed}^+ =	0.00	[KNm]
Momento Flettente Negat	M_{Ed}^- =	-329.50	[KNm]
Taglio	V_{Ed} =	171.80	[KN]

VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE**RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						M_{Ed} (kNm)	OK	
b (cm)	b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	h_b (cm)	f_{ck} (MPa)			-329.50
40.00	40.00	95.00	4.30	25.00	25.00			
Resistenza dell'armatura esistente						M_{Rd} (kNm)		M_{ed} / M_{Rd} (-)
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				
215	4	30	2827.43	4.3				
215	4	30	2827.43	90.7				
0	0	0	0.00	0				
0	0	0	0.00	0		-456.61		0.72
Barre Aggiuntive di diverso acciaio								
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				

VERIFICA A TAGLIO**RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						V_{Ed} (kN)	OK	
b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)			171.80
40.00	95.00	4.30	90.70	25.00	215.00			
Resistenza a taglio senza armatura specifica						V_{Rd} (kN)		V_{ed} / V_{Rd}
$A_{SL,tot}$ (mmq)	k	v_{min} (MPa)	ρ_L	σ_{cp} (MPa)				
2827.433	1.47	0.31	0.0078	0		172.16		1.00

La sezione in calcestruzzo con 4Ø30 barre lisce in acciaio FeB22k e senza armatura a taglio risulta verificata. Dovrà essere verificato lo stato di degrado delle barre superiori ed eventualmente integrata l'armatura ossidata o rotta.



7.2.5 Verifica soletta

Si riporta a seguire la verifica della soletta del marciapiede con schema statico di semplice appoggio sia con lo spessore di 20cm che 14cm.

VERIFICA DELLA SEZIONE CON SPESSORE 20CM

Verifica marciapiede

Legenda:

b_w = Larghezza dell'anima	pf = Passo FRP
h = Altezza totale della sezione	c = Copriferro
h_b = Altezza dell'ala	bf = Larghezza FRP
Distanza delle armature dal lembo compress.	



SOLLECITAZIONI

Momento Flettente Positi	M_{Ed}^+ =	10.89	[KNm]
Momento Flettente Negat	M_{Ed}^- =	0.00	[KNm]
Taglio	V_{Ed} =	20.27	[KN]

VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE

RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						M_{Ed} (kNm)	OK
b (cm)	b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	h_b (cm)	f_{ck} (MPa)		
100.00	100.00	20.00	3.00	25.00	25.00	10.89	
Resistenza dell'armatura esistente						M_{Rd} (kNm)	M_{ed} / M_{Rd} (-)
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)			
215	10	10	785.40	17			
0	0	0	0.00	0			
0	0	0	0.00	0			
0	0	0	0.00	0		23.79	0.46
Barre Aggiuntive di diverso acciaio							
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)			

VERIFICA A TAGLIO

RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						V_{Ed} (kN)	OK
b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)		
100.00	20.00	3.00	17.00	25.00	215.00	20.27	
Resistenza a taglio senza armatura specifica						V_{Rd} (kN)	V_{ed} / V_{Rd}
$A_{SL,tot}$ (mmq)	k	v_{min} (MPa)	ρ_L	σ_{cp} (MPa)			
785.398	2.00	0.49	0.0046	0		92.23	0.22

**VERIFICA DELLA SEZIONE CON SPESSORE 14CM****Verifica marciapiede****Legenda:**

b_w = Larghezza dell'anima
 h = Altezza totale della sezione
 h_b = Altezza dell'ala
 Distanza delle
 d = armature dal lembo compress.

pf = Passo FRP
 c = Copriferro
 bf = Larghezza FRP

**SOLLECITAZIONI**

Momento Flettente Positi	M_{Ed}^+ =	10.89	[KNm]
Momento Flettente Negat	M_{Ed}^- =	0.00	[KNm]
Taglio	V_{Ed} =	20.27	[KN]

VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE**RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						M_{Ed} (kNm)	OK	
b (cm)	b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	h_b (cm)	f_{ck} (MPa)			
100.00	100.00	14.00	3.00	25.00	25.00	10.89		
Resistenza dell'armatura esistente						M_{Rd} (kNm)		M_{ed} / M_{Rd} (-)
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				
215	10	10	785.40	11				
0	0	0	0.00	0				
0	0	0	0.00	0				
0	0	0	0.00	0		15.24		0.71
Barre Aggiuntive di diverso acciaio								
f_{yk} (MPa)	n°	\varnothing_{sw}	Asl (mmq)	d (cm)				

VERIFICA A TAGLIO**RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI**

GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						V_{Ed} (kN)	OK	
b_w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)			
100.00	14.00	3.00	11.00	25.00	215.00	20.27		
Resistenza a taglio senza armatura specifica						V_{Rd} (kN)		V_{ed} / V_{Rd}
$A_{SL,tot}$ (mmq)	k	v_{min} (MPa)	ρ_L	σ_{cp} (MPa)				
785.398	2.00	0.49	0.0071	0		68.99		0.29

In entrambi i casi la soletta risulta verificata.



7.3 VERIFICA STATICA MEDIANTE MODELLO GLOBALE AD ELEMENTI FINITI

È stata eseguita una verifica complessiva delle strutture del ponte mediante modello globale ad elementi finiti, cioè mediante un modello che comprende sia le strutture in muratura che quelle in pietra e in calcestruzzo armato, modellato attraverso il software di calcolo MIDAS FEA.

Il modello è stato generato con 66939 elementi solidi e con 77182 nodi, precisamente si sono utilizzati gli elementi HX24L e TP18L, rispettivamente elementi a 8 nodi e a 6 nodi, con entrambi tre gradi di libertà per nodo. I vincoli sono stati considerati alla base del manufatto nelle tre direzioni principali perfettamente rigidi, mentre si sono considerati dei vincoli laterali in direzione X ai lati delle pile e dei vincoli laterali in direzione X e Y in corrispondenza delle estremità del ponte, vedi figure sottostanti. La disposizione dei vincoli è stata dettata dalla posizione reale del terreno.

La direzione X corrisponde alla direzione longitudinale, la direzione Y corrisponde alla direzione trasversale del Ponte.

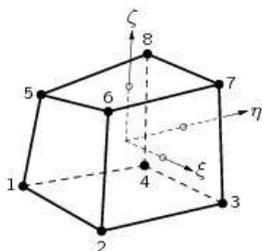


Figura 7.24 Elemento TX24L

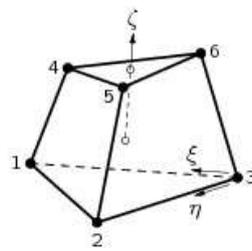


Figura 7.25 Elemento TP18L

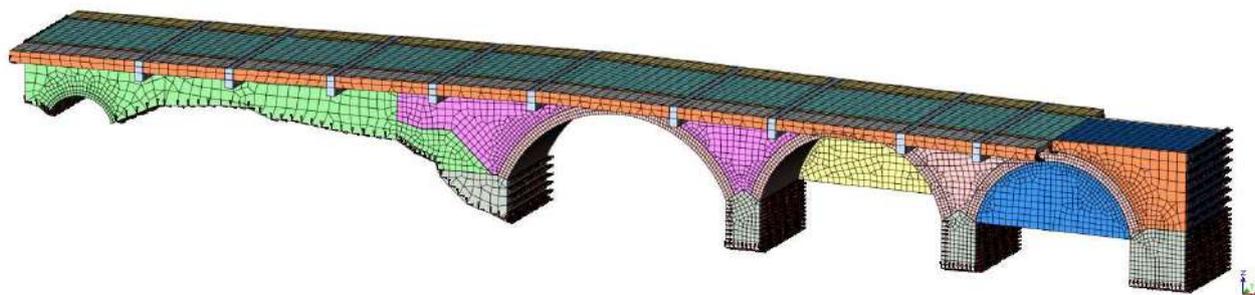


Figura 7.26 Vista prospettica del modello FEM del Ponte Corvo

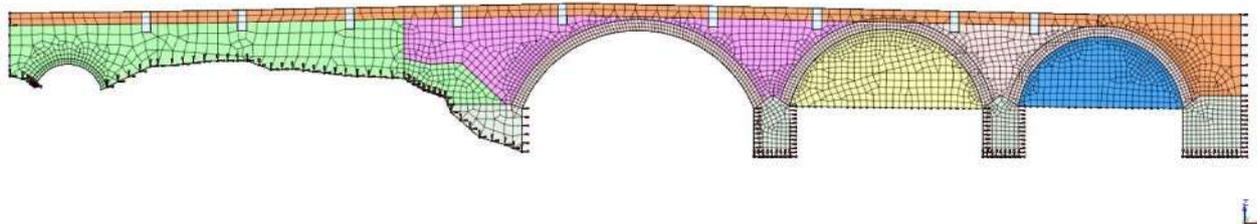


Figura 7.27 Vista frontale del modello FEM del Ponte Corvo

La presente modellazione non considera il contributo della centinatura metallica ed è stata utilizzata sia per l'analisi statica allo limite ultimo (SLU) sia per la verifica sismica mediante l'analisi dinamica lineare allo Stato

Limite di Salvaguardia della vita (SLV). Le analisi lineari svolte con questo modello hanno il compito di individuare il posizionamento delle cerniere plastiche e percepire l'entità degli sforzi dovute alle varie combinazioni. Nella realtà, nel caso di strutture in muratura non resistenti a trazione, la sezione risulterà parzializzata, con il conseguente aumento degli sforzi compressione per raggiungere l'equilibrio.

L'analisi è stata condotta in condizioni statiche nella situazione più sfavorevole, ovvero con carico mobile in prossimità dell'arco principale, precedentemente dominato come arco C3.

Si riportano di seguito le combinazioni ed i carichi considerati.

CARICHI	SCHEMA DI CARICO	COMBINAZIONI							
		1	2	3	4	5	6	7	8
a. G1 - Peso proprio	schema 1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
b. G2 - Non strutturale - compiutamente definiti	schema 1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c. Carico ordinanza - carico distribuito - asimmetrico	schema 1	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0
d. Ordinanza - carico asse - asimmetrico	schema 1	1.35	0	0	0	0	0	0	0
e. Ordinanza - carico distribuito - simmetrico	schema 1	0	1.35	0	0	0	1.35	0	0
f. Ordinanza - carico asse - simmetrico	schema 1	0	1.35	0	0	0	0	0	0
g. Folla - distribuito - asimmetrico	schema 5	0	0	1.35	0	0	0	0	0
h. Folla - distribuito - simmetrico	schema 5	0	0	0	1.35	0	0	0	0
i. Minibus - asimmetrico	schema 1	0	0	0	0	1.35	0	0	0
l. Minibus - simmetrico	schema 1	0	0	0	0	0	1.35	0	0
m. NTC08 - distribuito - asimmetrico	schema 1	0	0	0	0	0	0	1.35	0
n. NTC08 - carico asse - asimmetrico	schema 1	0	0	0	0	0	0	1.35	0
o. NTC08 - distribuito - simmetrico	schema 1	0	0	0	0	0	0	0	1.35
p. NTC08 - carico asse - simmetrico	schema 1	0	0	0	0	0	0	0	1.35

CARICO CARAT.	Schema	zona	Tipologia	Carico	Unità
CARICO DA ORDINANZA	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse auto	17.5	[kN]
FOLLA	5	Marciapiede	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
AUTOBUS	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	5.00	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse autobus	65	[kN]
NTC08	1	Marciapiede	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico distribuito	7.20	[kN/m ²]
		Parte rimanente	carico distribuito	2.50	[kN/m ²]
		Corsia conv.	carico asse	240	[kN]



7.3.1 Combinazione 1 – Ordinanza (3.5 t) asimmetrica

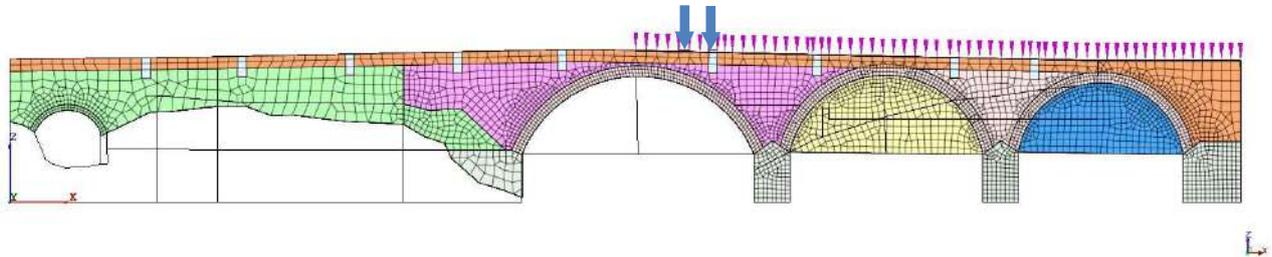


Figura 7.28 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione asimmetrica

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

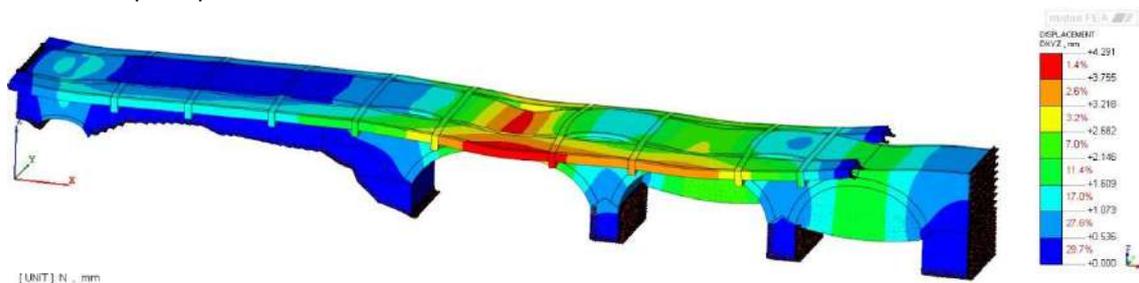


Figura 7.29 Combinazione 1 – Spostamento DXYZ [mm]

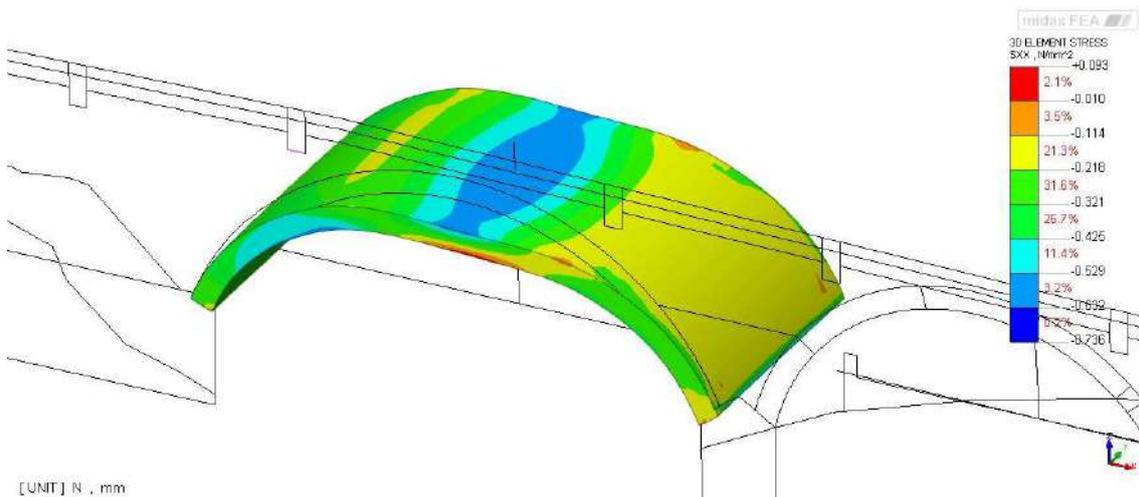


Figura 7.30 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.093 N/mm² – Massima a compressione -0.736 N/mm²

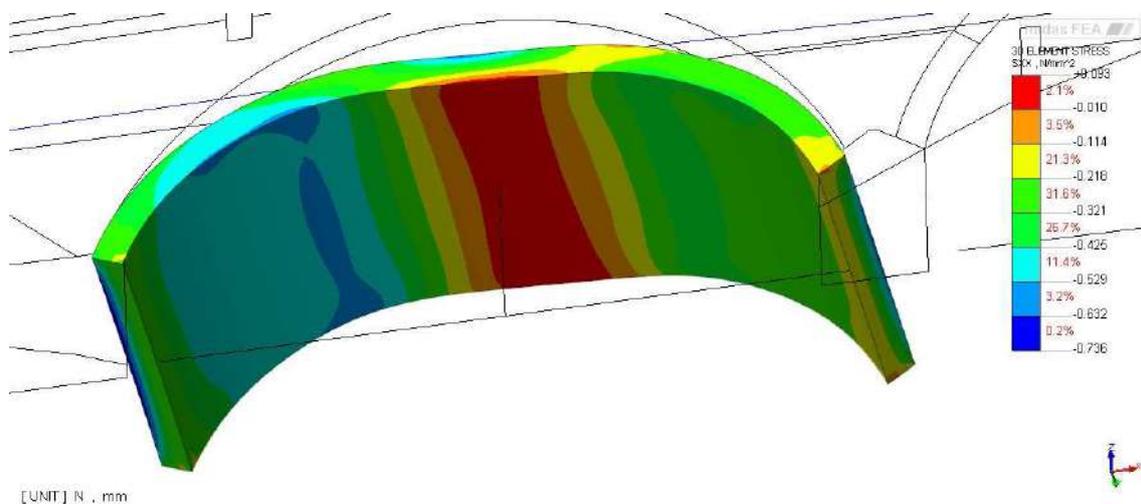


Figura 7.31 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.093 N/mm² – Massima a compressione -0.736 N/mm²

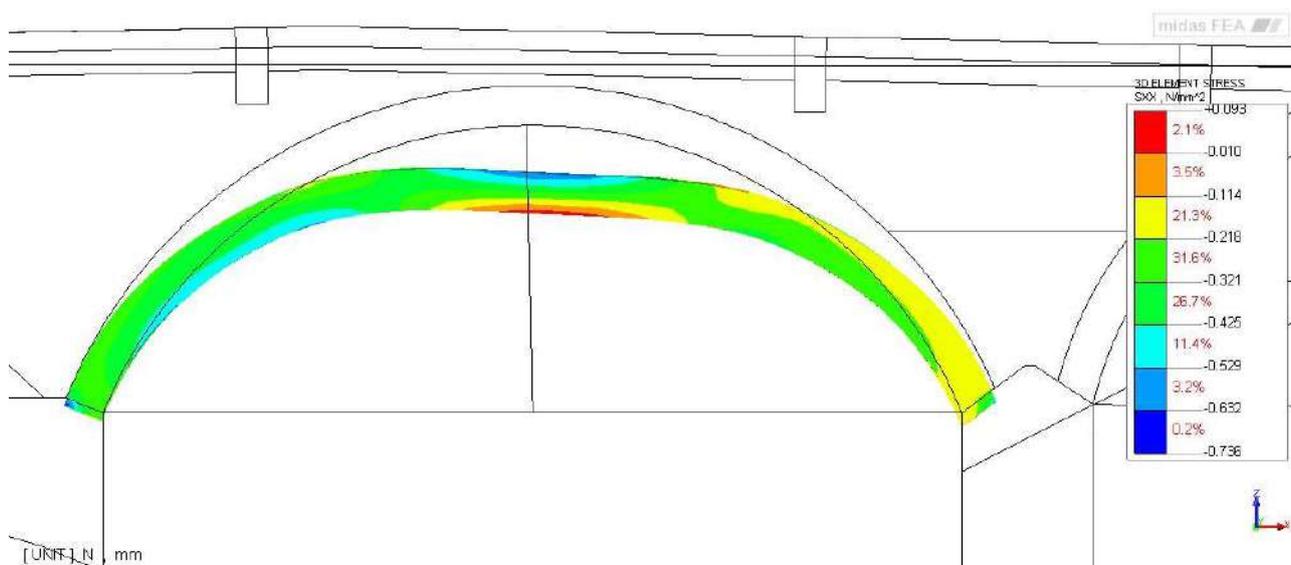


Figura 7.32 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.093 N/mm² – Massima a compressione -0.736 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.736 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.093 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 10.74 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.752 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,736 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,093 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3215 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,4145 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1608 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-173 Nm	"
Eccentricità	e	10,74 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	14,26 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	42,77 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,752 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

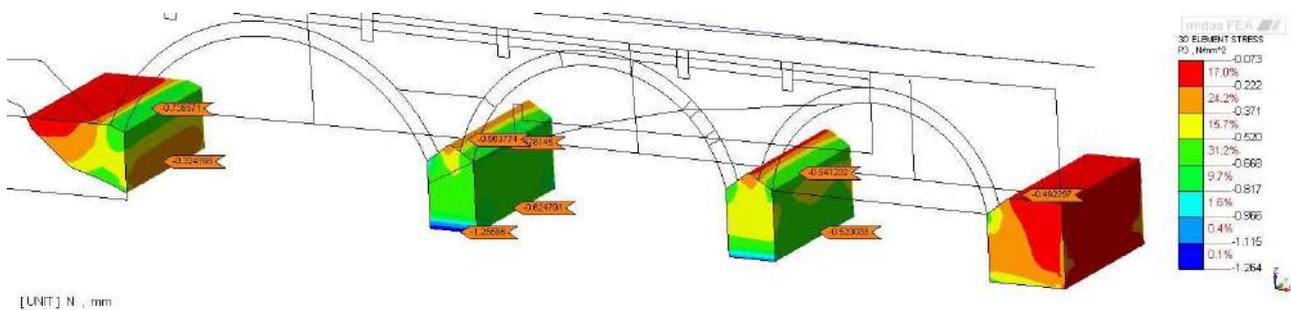


Figura 7.33 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

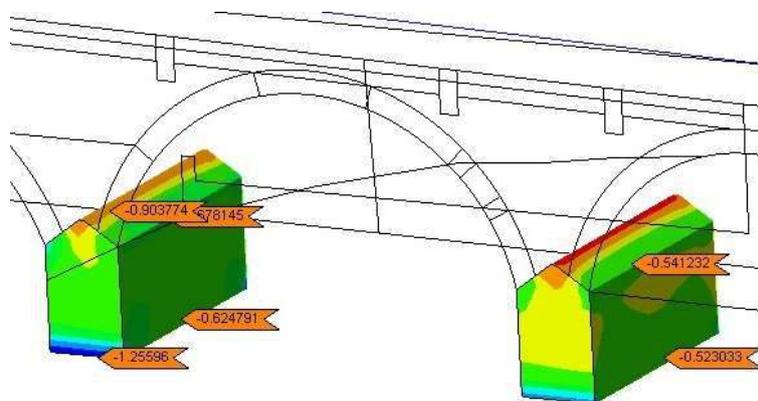


Figura 7.34 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.264 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

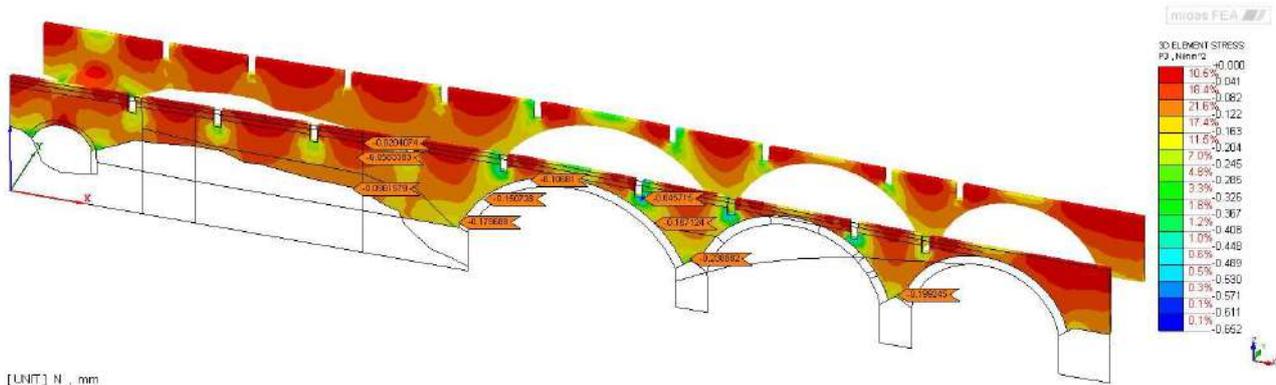


Figura 7.35 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura [N/mm²]

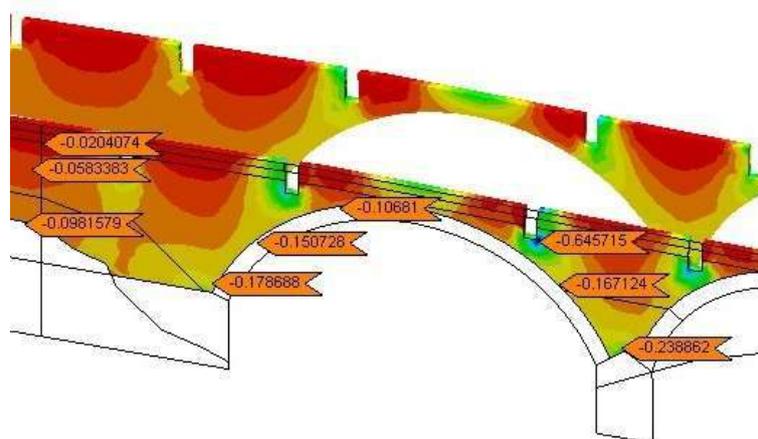


Figura 7.36 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.652 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.652 \text{ N/mm}^2 < 0.667 \text{ N/mm}^2$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.2 Combinazione 2 – Ordinanza (3.5 t) simmetrica

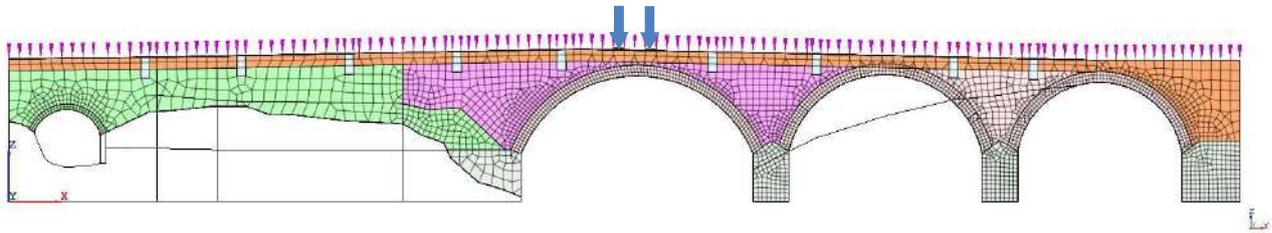


Figura 7.37 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione centrale

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

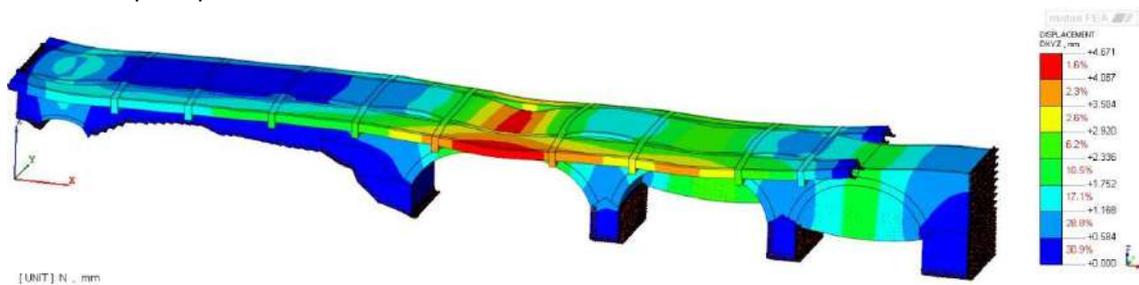


Figura 7.38 Combinazione 2 – Spostamento DXYZ [mm]

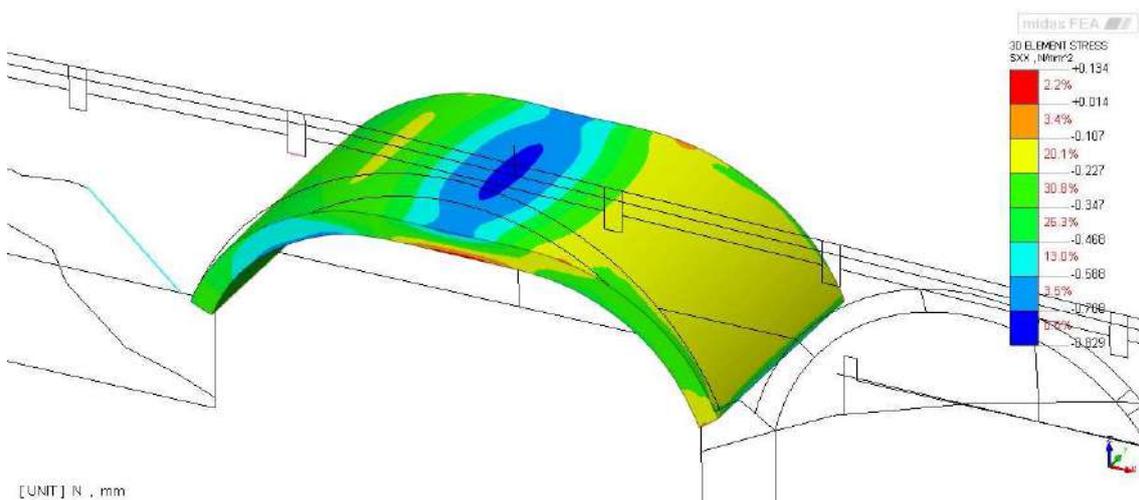


Figura 7.39 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.134 N/mm² – Massima a compressione -0.829 N/mm²

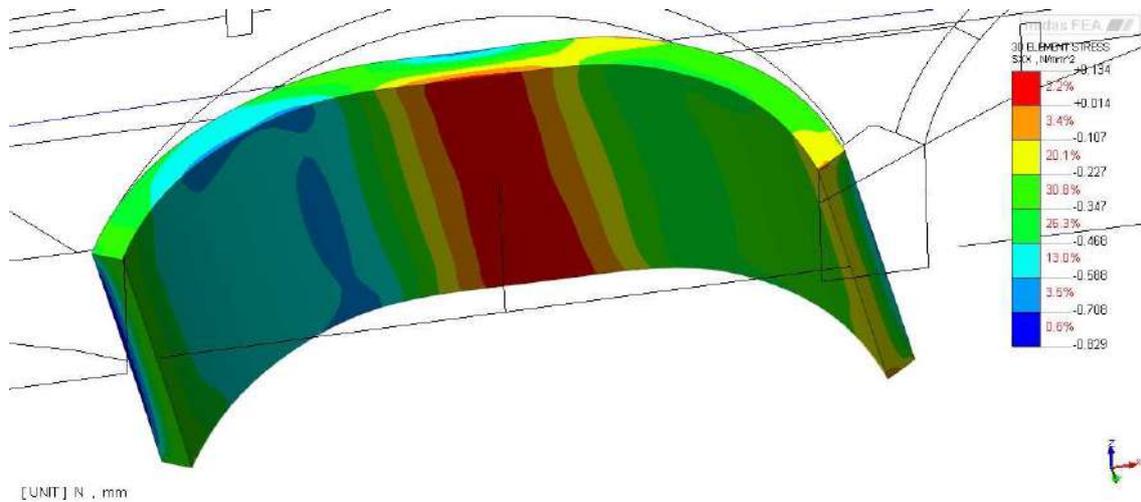


Figura 7.40 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.134 N/mm² – Massima a compressione -0.829 N/mm²

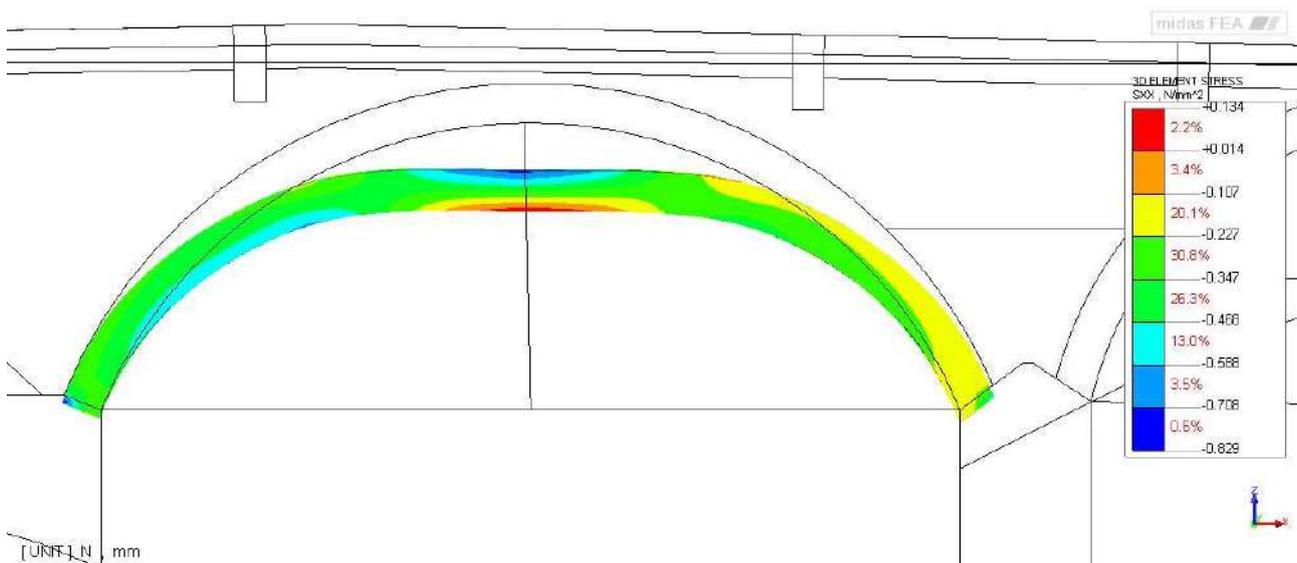


Figura 7.41 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.134 N/mm² – Massima a compressione -0.829 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.829 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.134 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

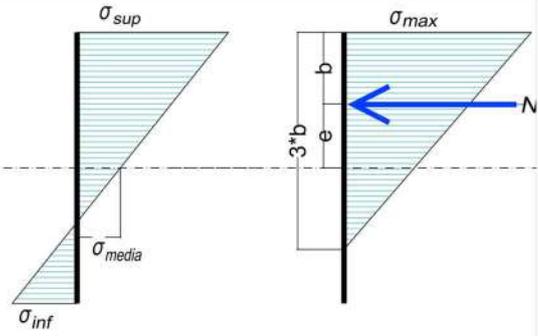
$$"e" = 11,55 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:



$$\sigma_{max} = 0.861 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,829 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,134 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3475 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,4815 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1738 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-201 Nm	"
Eccentricità	e	11,55 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	13,45 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	40,36 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,861 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

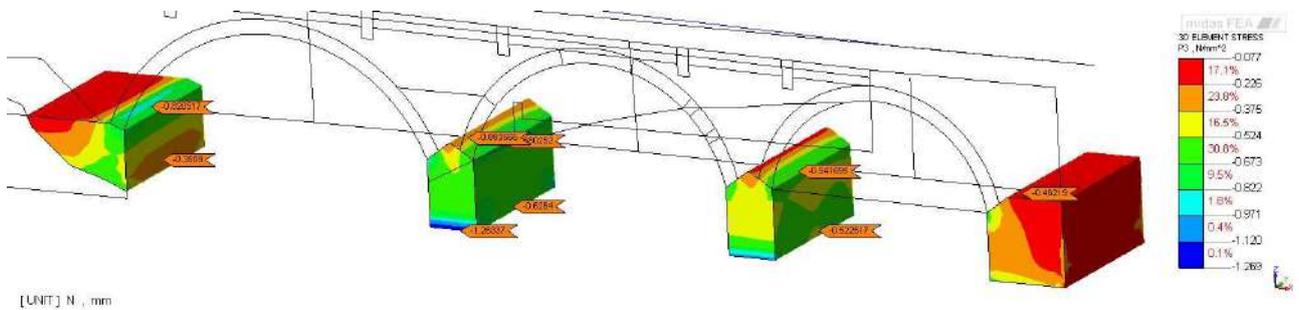


Figura 7.42 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

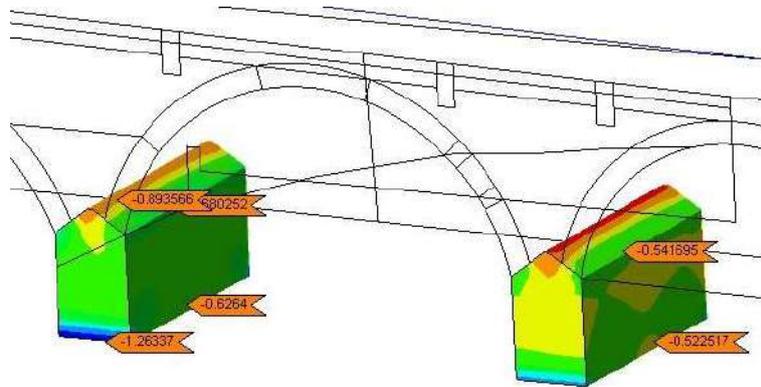


Figura 7.43 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.269 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

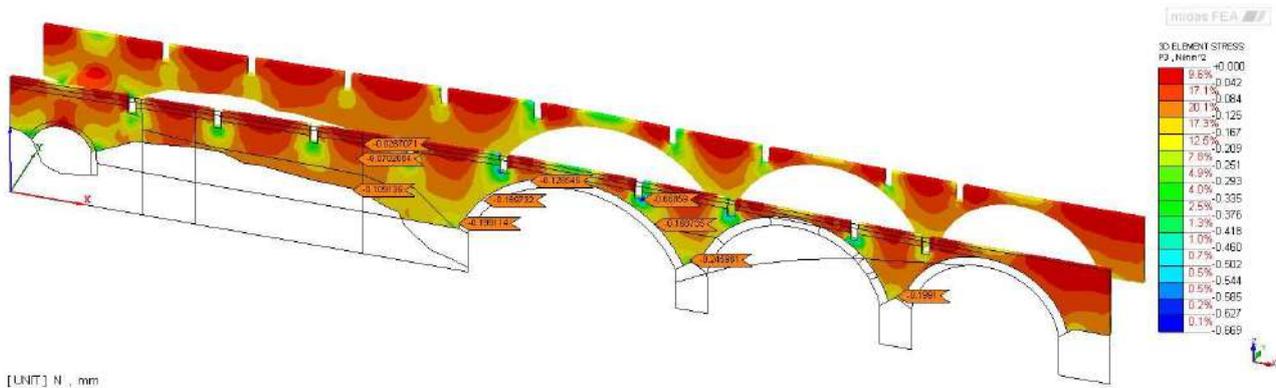


Figura 7.44 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

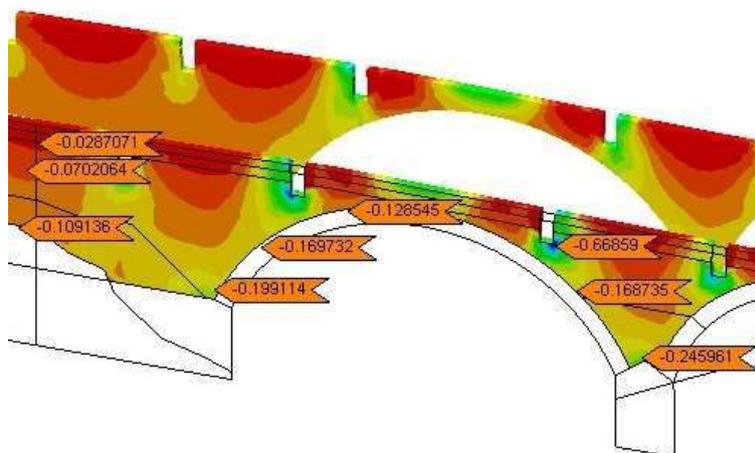


Figura 7.45 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.669 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.669 \frac{N}{mm^2} > \frac{0.667N}{mm^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima supera leggermente il valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.3 Combinazione 3 – Folla asimmetrica

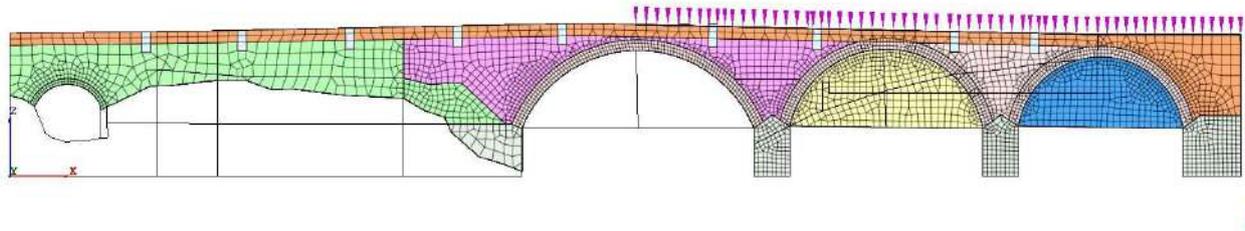


Figura 7.46 Localizzazione del carico distribuito dovuto alla folla asimmetrica

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

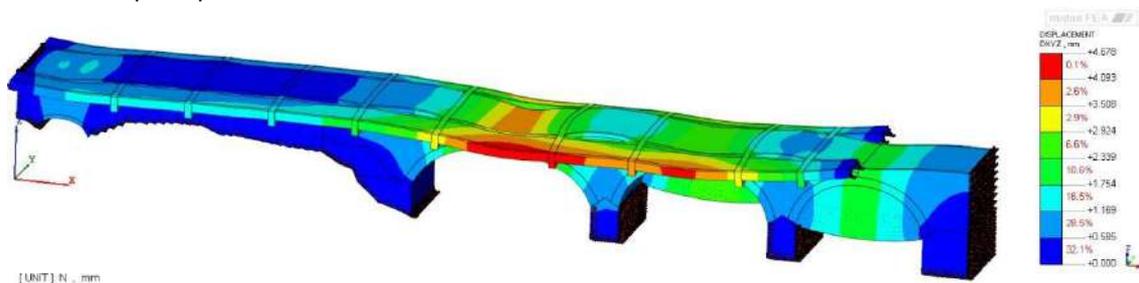


Figura 7.47 Combinazione 3 – Spostamento DXYZ [mm]

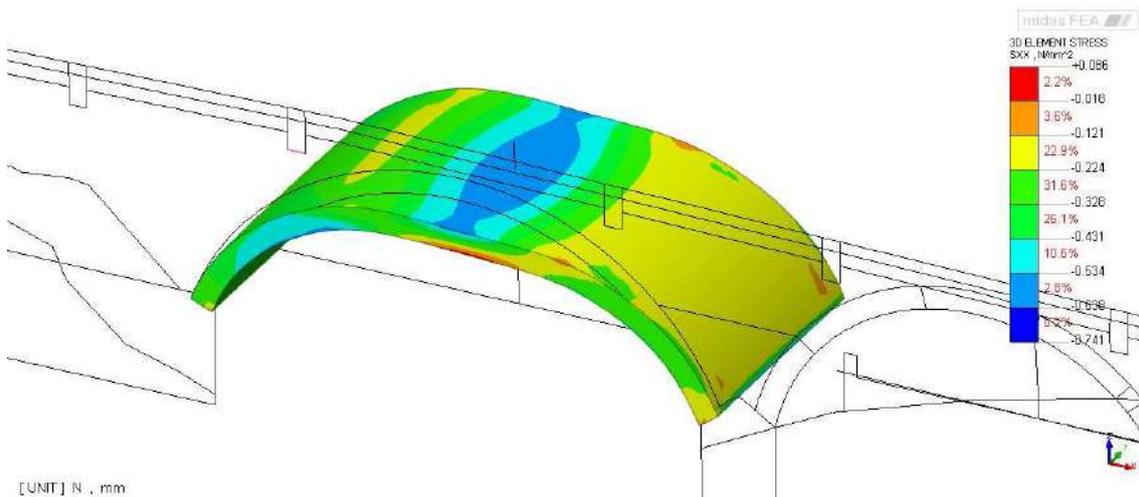


Figura 7.48 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.086 N/mm² – Massima a compressione -0.741 N/mm²

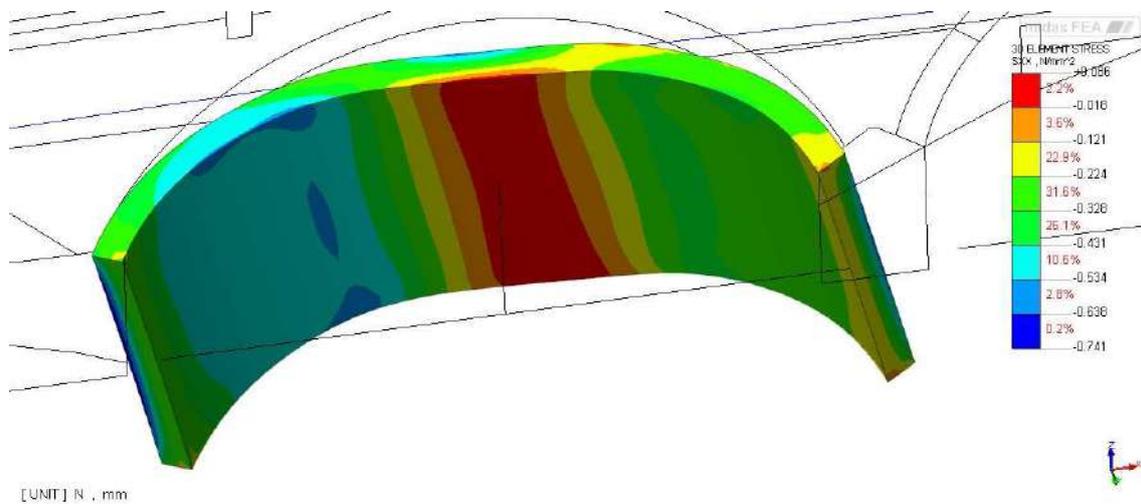


Figura 7.49 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.086 N/mm² – Massima a compressione -0.741 N/mm²

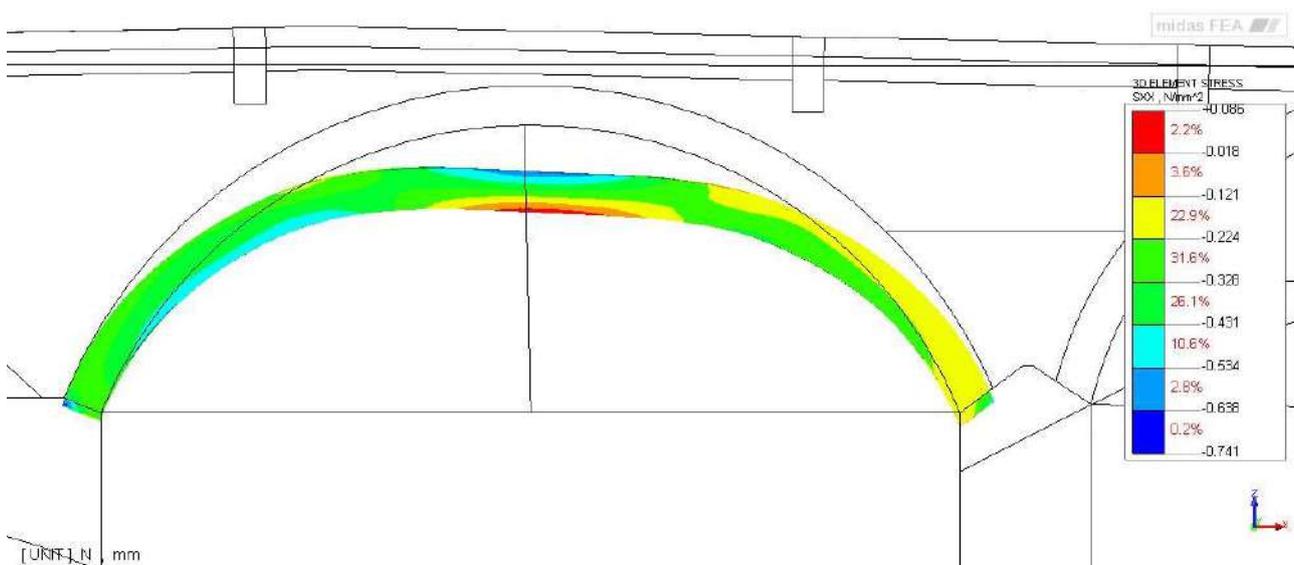


Figura 7.50 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.086 N/mm² – Massima a compressione -0.741 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.741 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.086 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 10.52 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.754 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,741 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,086 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3275 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,4135 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riserito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1638 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-172 Nm	"
Eccentricità	e	10,52 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	14,48 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	43,44 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,754 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

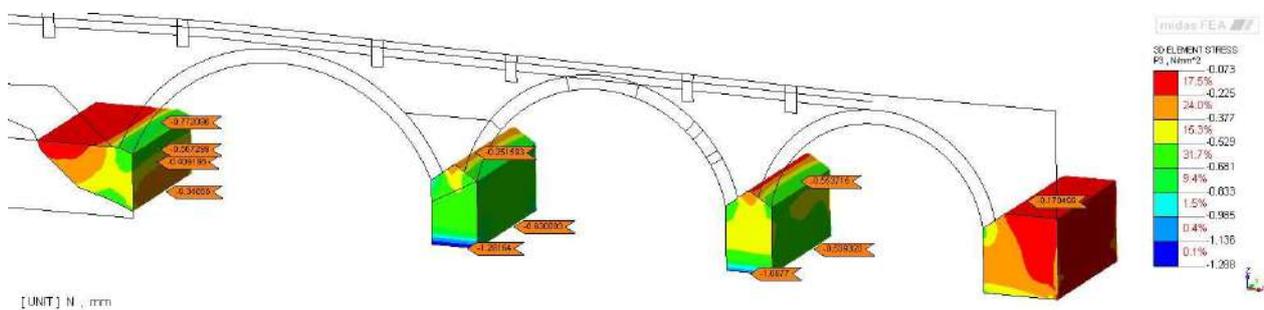


Figura 7.51 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

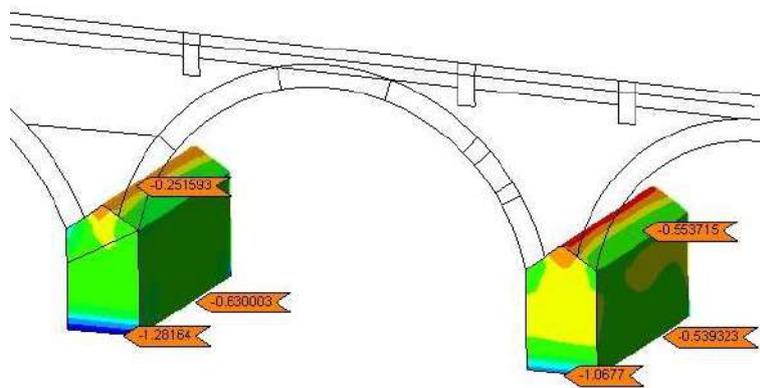


Figura 7.52 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.288 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

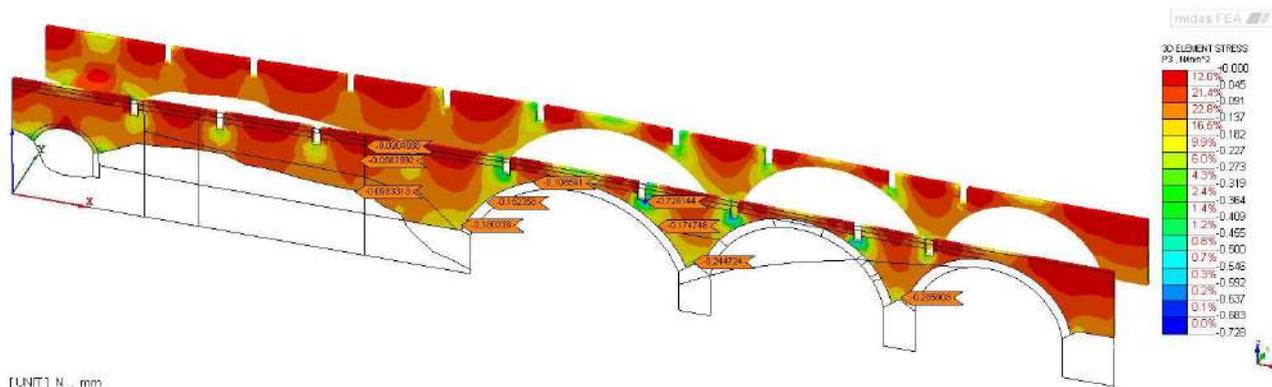


Figura 7.53 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura [N/mm²]

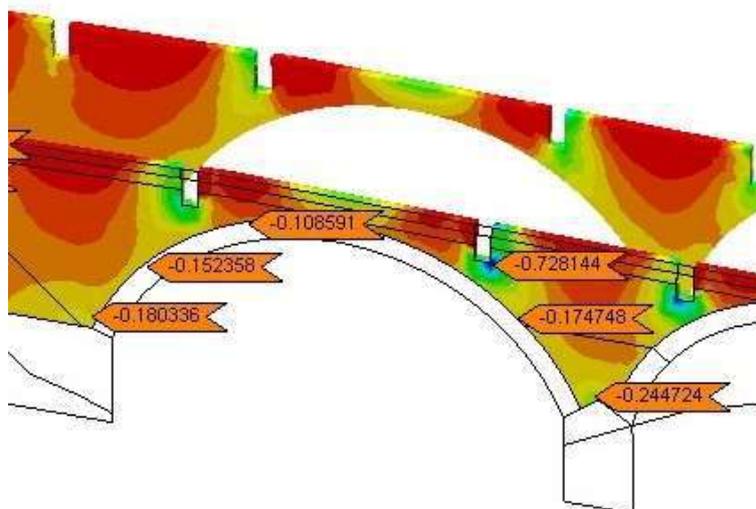


Figura 7.54 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.728 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$\frac{0.728N}{mm^2} > \frac{0.667N}{mm^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima è leggermente maggiore del valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.4 Combinazione 4 – Folla simmetrica

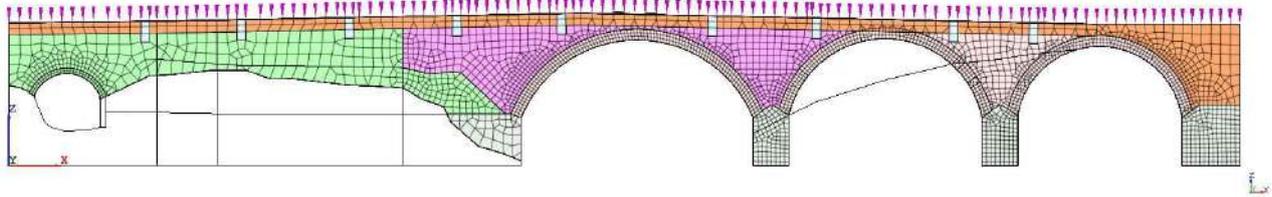


Figura 7.55 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione centrale

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

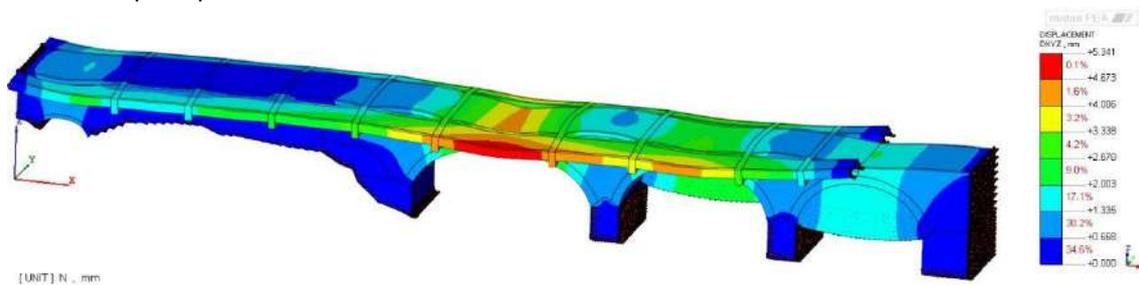


Figura 7.56 Combinazione 4 – Spostamento DXYZ [mm]

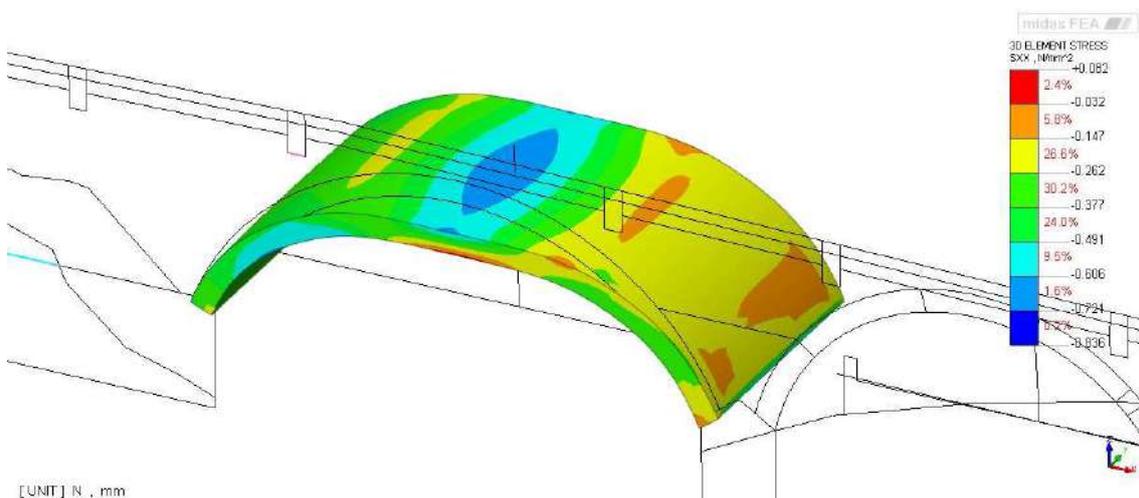


Figura 7.57 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.082 N/mm² – Massima a compressione -0.836 N/mm²

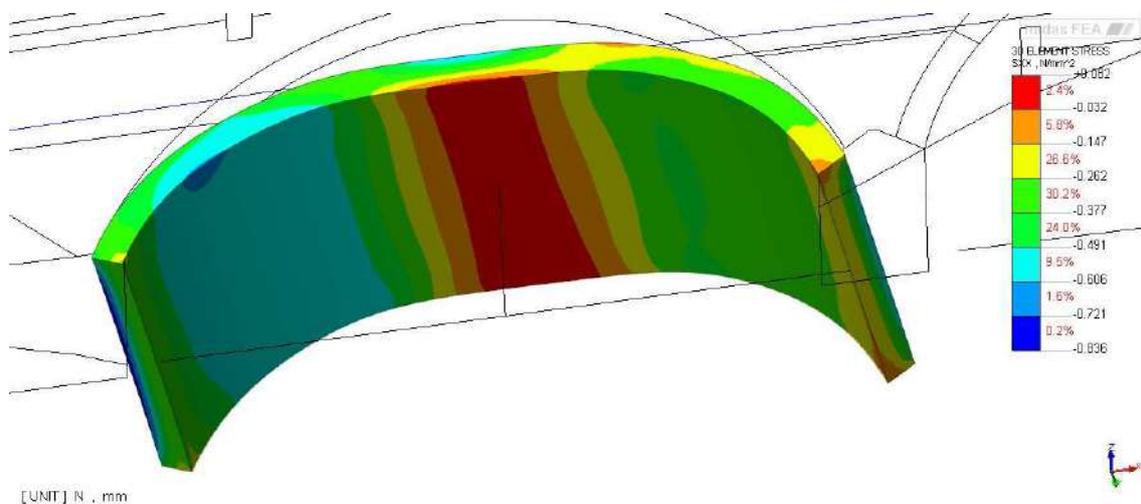


Figura 7.58 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.082 N/mm² – Massima a compressione -0.836 N/mm²



Figura 7.59 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.082 N/mm² – Massima a compressione -0.836 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.836 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.082 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 10.15 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:





$$\sigma_{max} = 0.846 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,836 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,082 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,377 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,459 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1885 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-191 Nm	"
Eccentricità	e	10,15 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	14,85 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	44,56 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,846 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

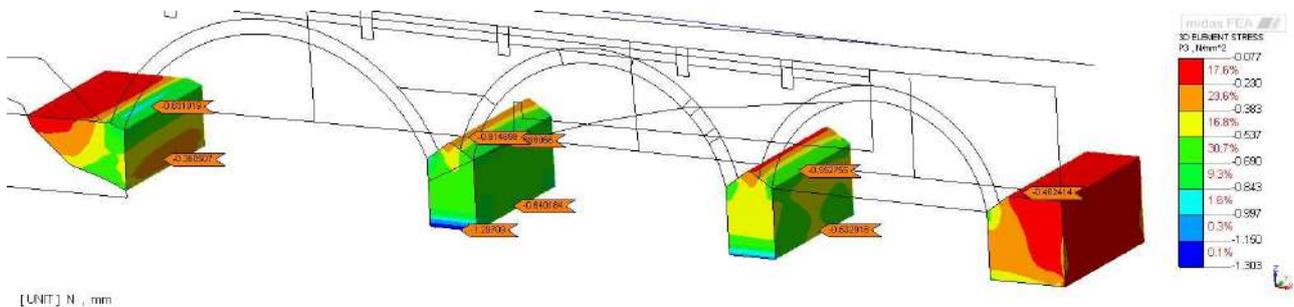


Figura 7.60 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

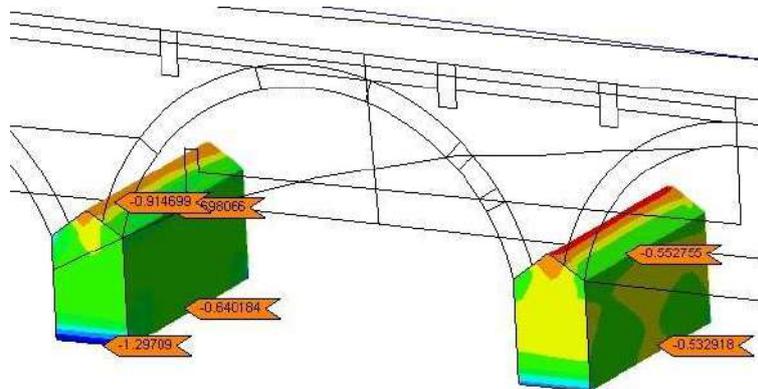


Figura 7.61 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.303 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

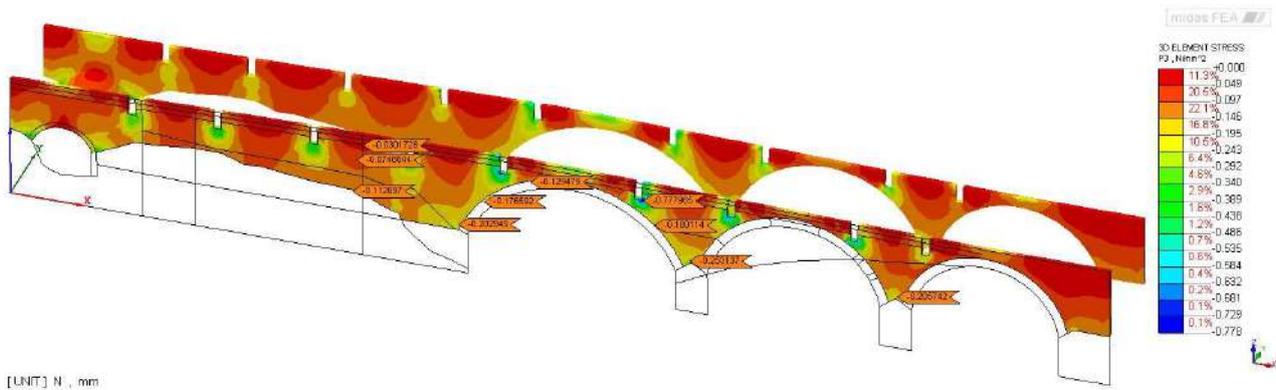


Figura 7.62 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

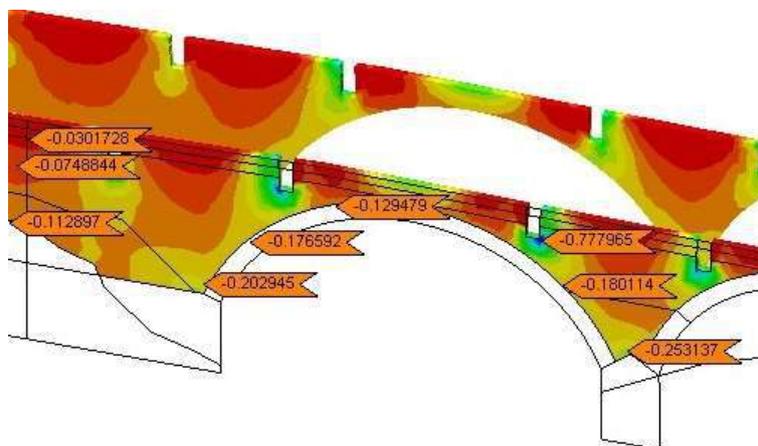


Figura 7.63 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.778 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.778 \frac{N}{mm^2} > \frac{0.667N}{mm^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima supera leggermente il valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.5 Combinazione 5 – BUS (13 ton) asimmetrico

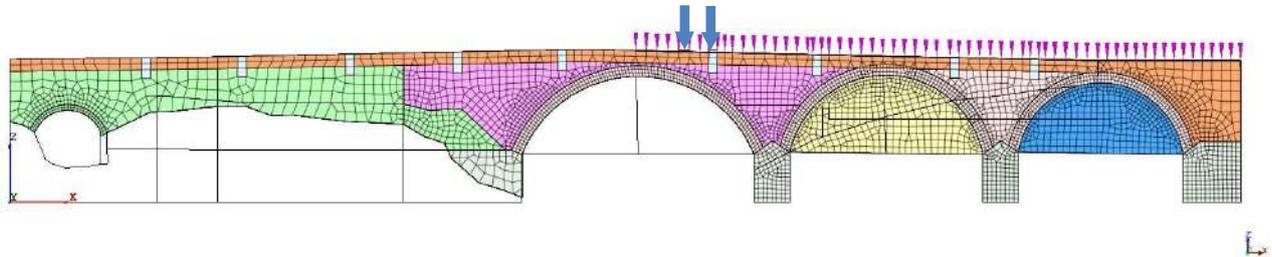


Figura 7.64 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione asimmetrica

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

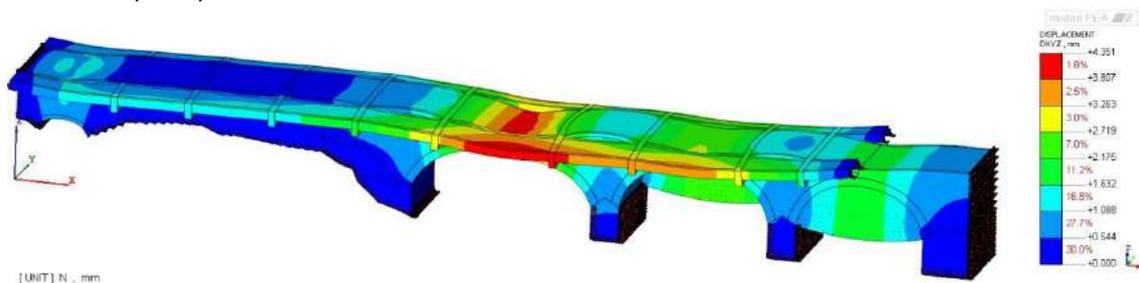


Figura 7.65 Combinazione 5 – Spostamento DXYZ [mm]

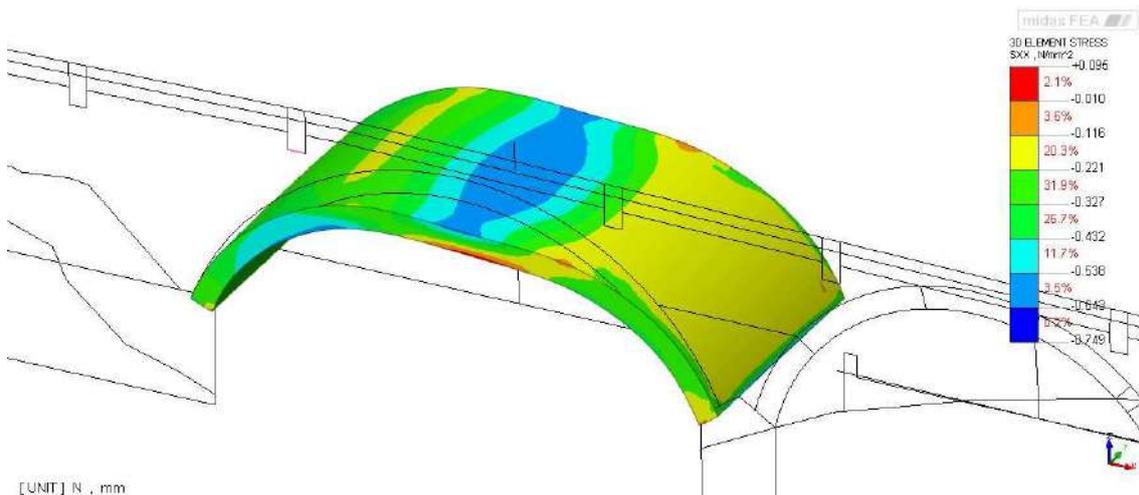


Figura 7.66 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.095 N/mm² – Massima a compressione -0.749 N/mm²

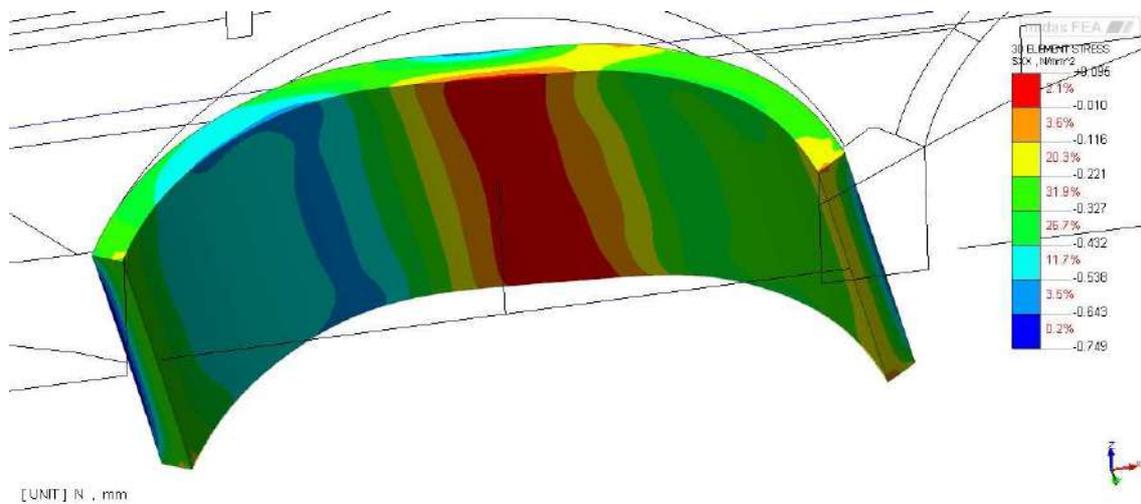


Figura 7.67 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.095 N/mm² – Massima a compressione -0.749 N/mm²



Figura 7.68 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.095 N/mm² – Massima a compressione -0.749 N/mm²

Dalle Figure sopra riportate si riscontra che il carico del traffico veicolare imposto dal passaggio del Minibus ha un effetto marcato sulla distribuzione delle tensioni, nonostante il carico permanente, il ponte inizia mostrare in modo evidente il comportamento asimmetrico.

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.749 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.095 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.



In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 10.75 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.765 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,749 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,095 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,327 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex} \pm}$	-0,422 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	rispetto a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1635 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-176 Nm	"
Eccentricità	e	10,75 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	14,25 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	42,74 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,765 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

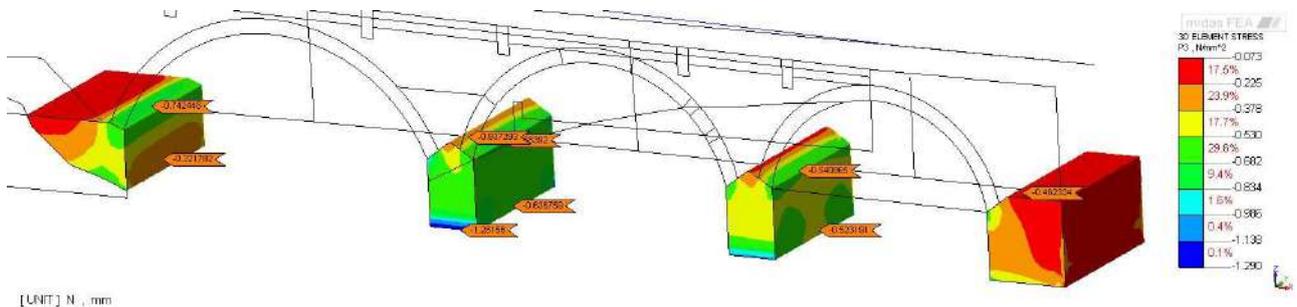


Figura 7.69 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

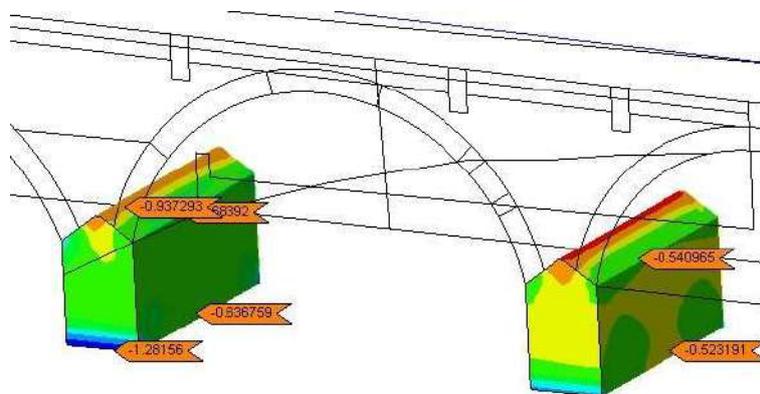


Figura 7.70 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.



$$1.29 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

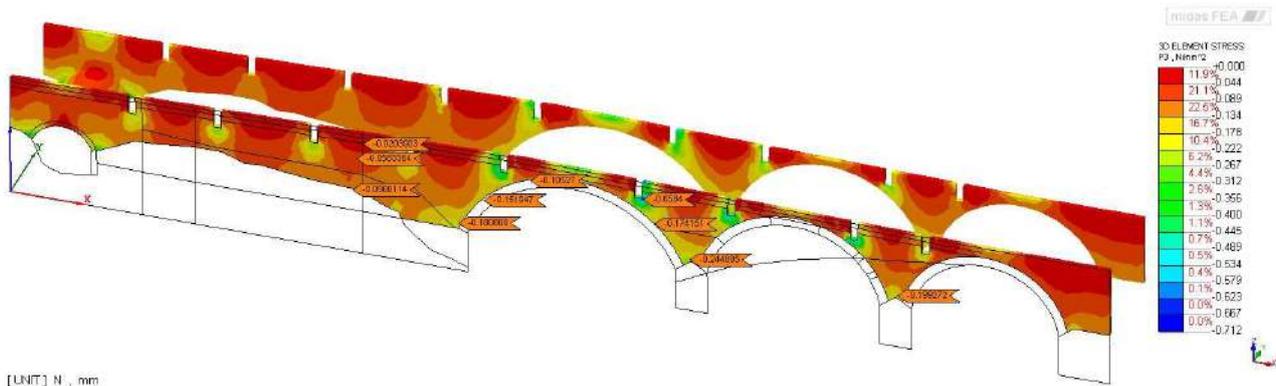


Figura 7.71 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura [N/mm²]

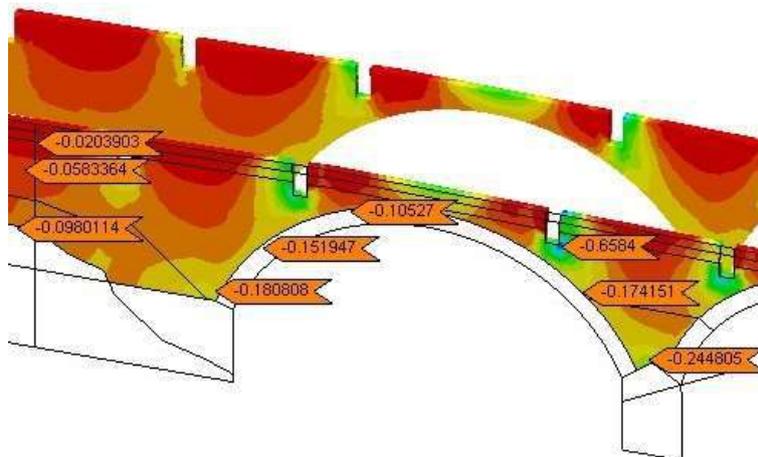


Figura 7.72 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.712 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$\frac{0.712 \text{ N}}{\text{mm}^2} > \frac{0.667 \text{ N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima è leggermente superiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.6 Combinazione 6 – BUS (13 t) simmetrica

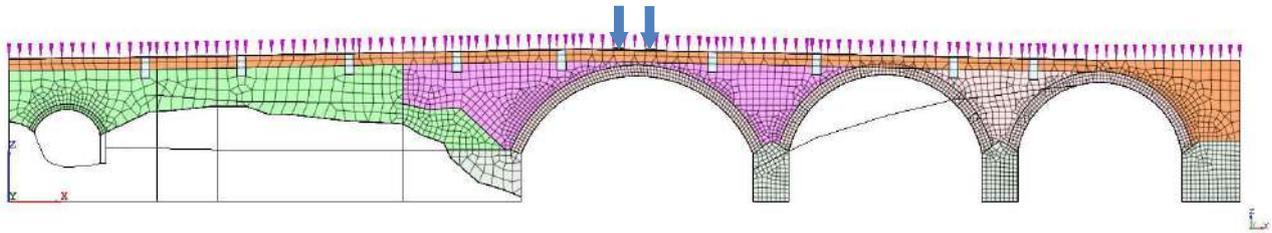


Figura 7.73 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione centrale

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

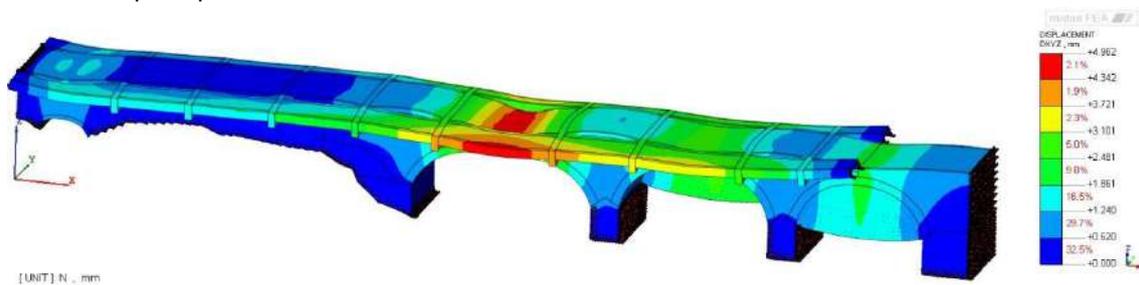


Figura 7.74 Combinazione 6 – Spostamento DXYZ [mm]

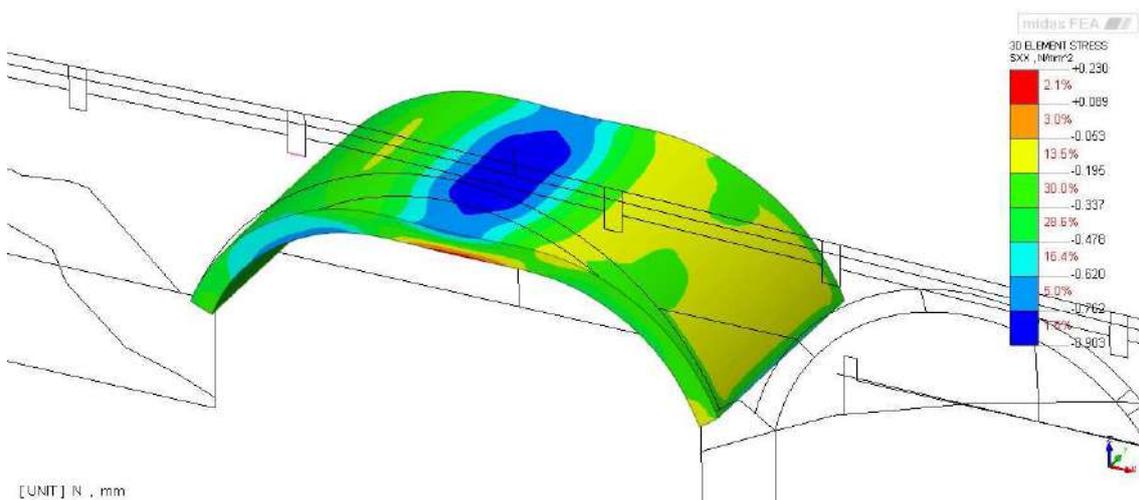


Figura 7.75 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.230N/mm² – Massima a compressione -0.903 N/mm²

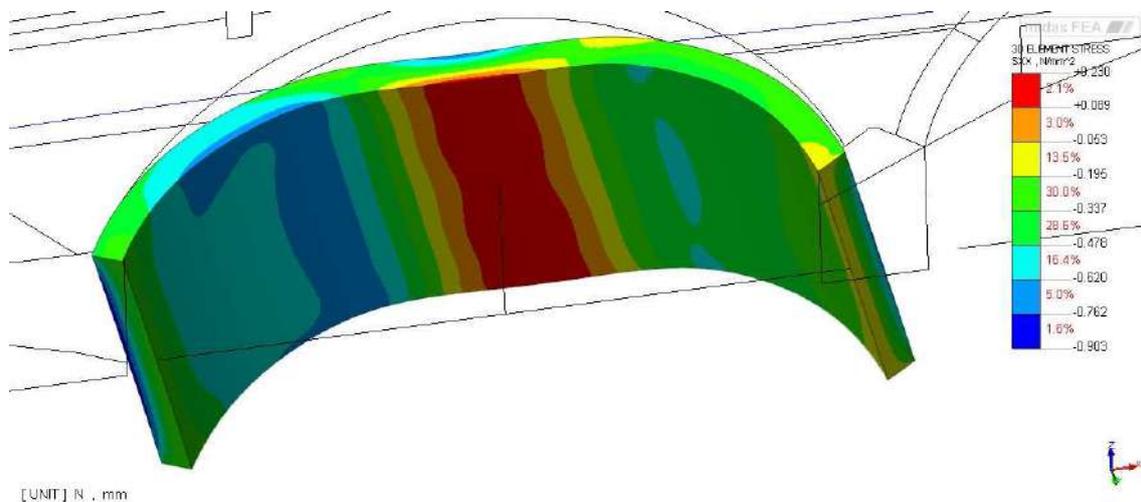


Figura 7.76 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.230 N/mm² – Massima a compressione -0.903 N/mm²

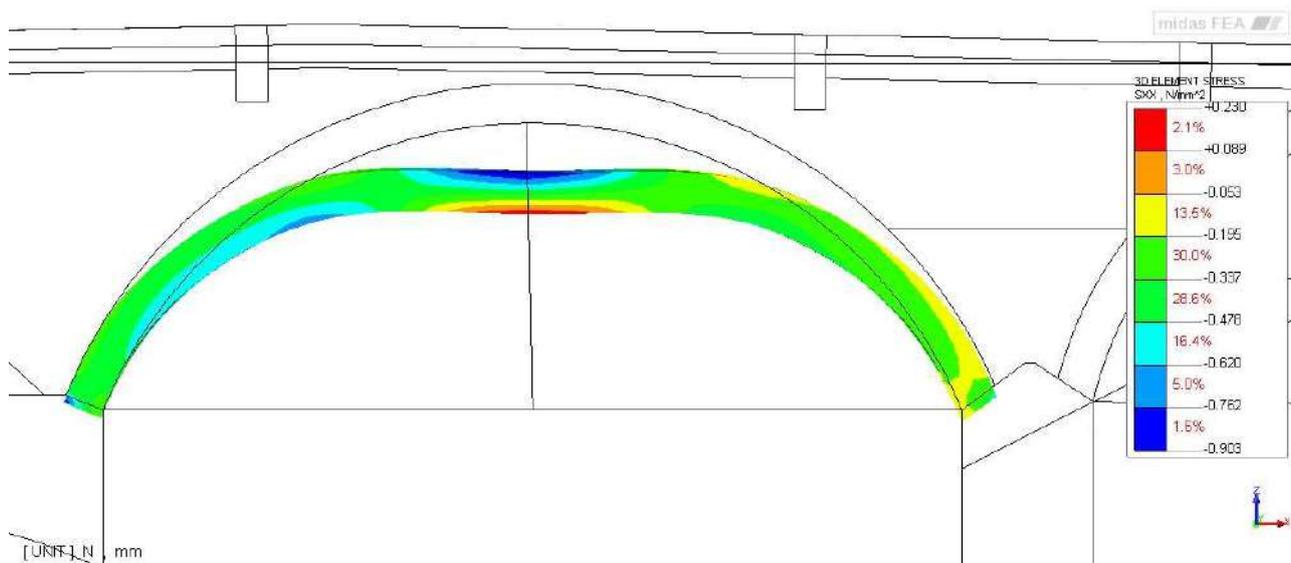


Figura 7.77 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.230 N/mm² – Massima a compressione -0.903 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.903 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.230 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

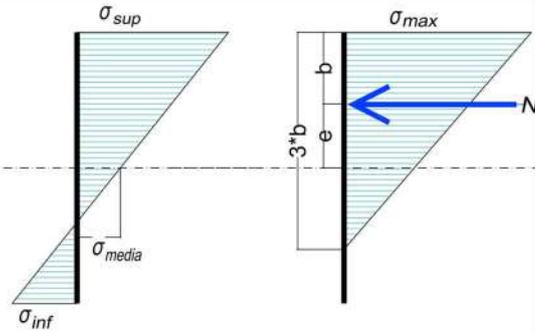
$$"e" = 14.03 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:



$$\sigma_{max} = 1.022 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,903 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,23 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3365 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,5665 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1683 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-236 Nm	"
Eccentricità	e	14,03 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	10,97 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	32,91 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-1,022 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

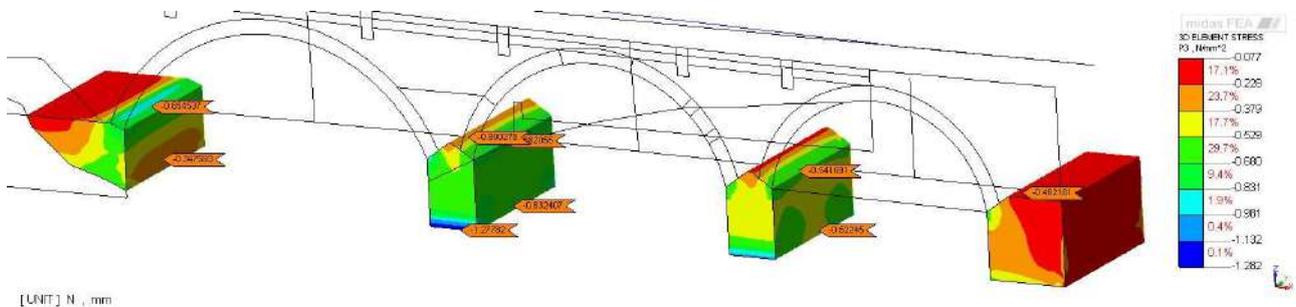


Figura 7.78 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

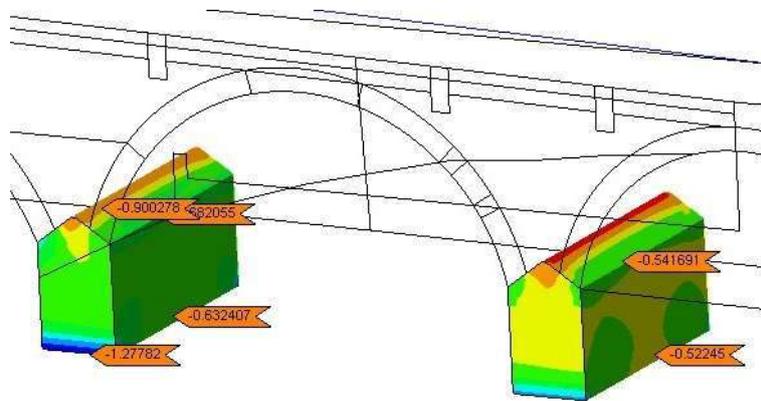


Figura 7.79 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadrati.

$$1.282 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

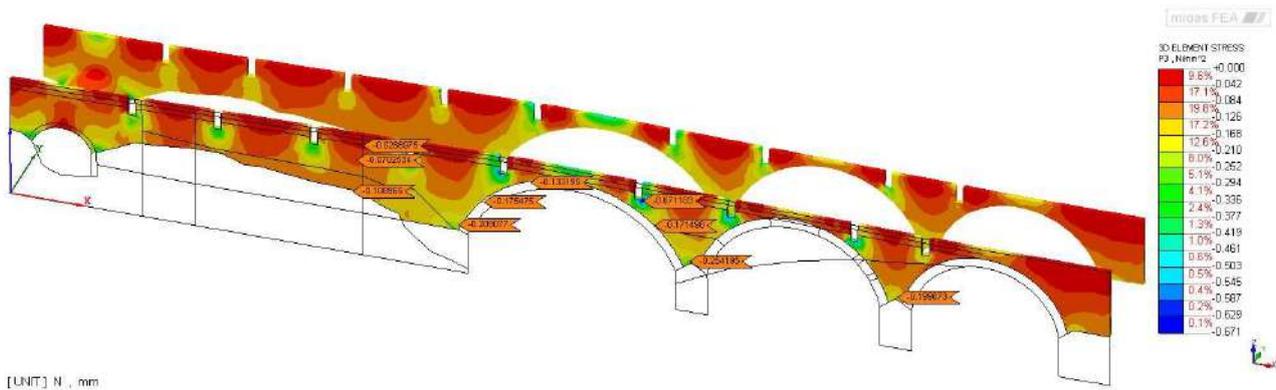


Figura 7.80 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

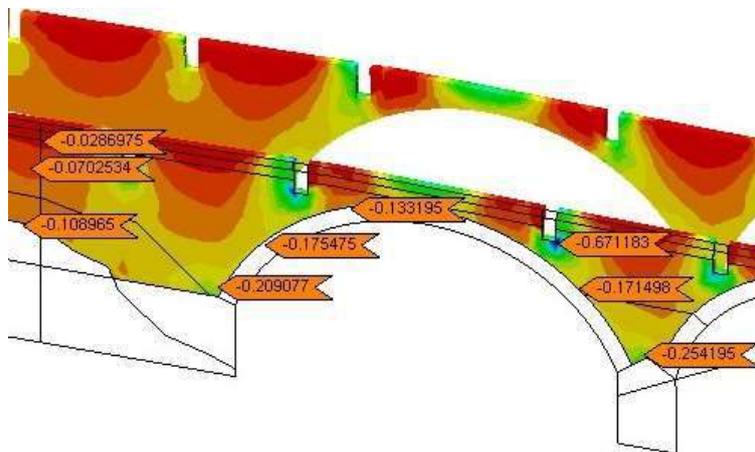


Figura 7.81 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.671 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.671 \frac{N}{mm^2} > \frac{0.667N}{mm^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima supera leggermente il valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.

7.3.7 Combinazione 7 – NTC asimmetrico

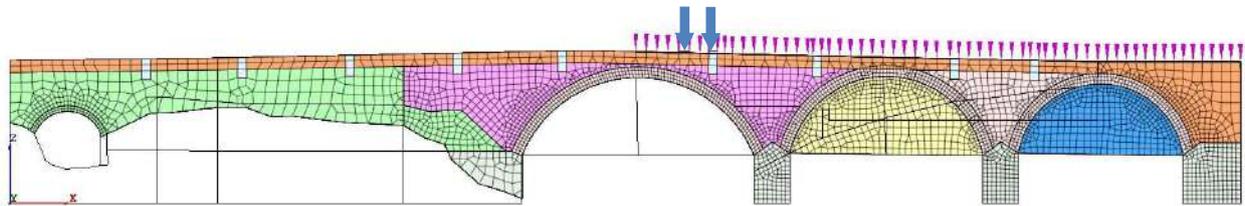


Figura 7.82 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione asimmetrica

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

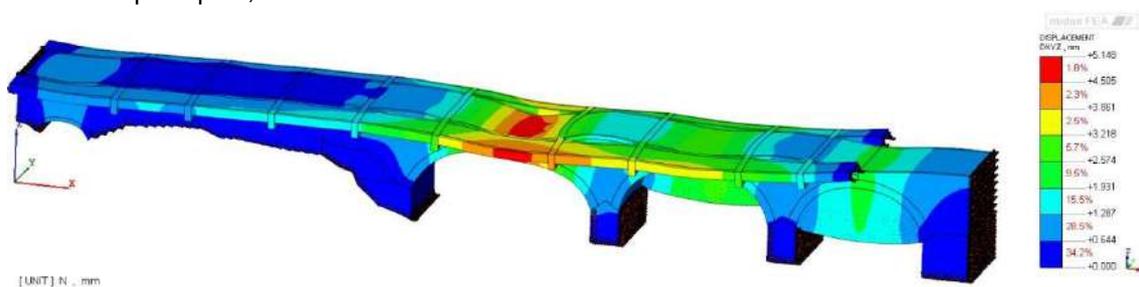


Figura 7.83 Combinazione 7 – Spostamento DXYZ [mm]

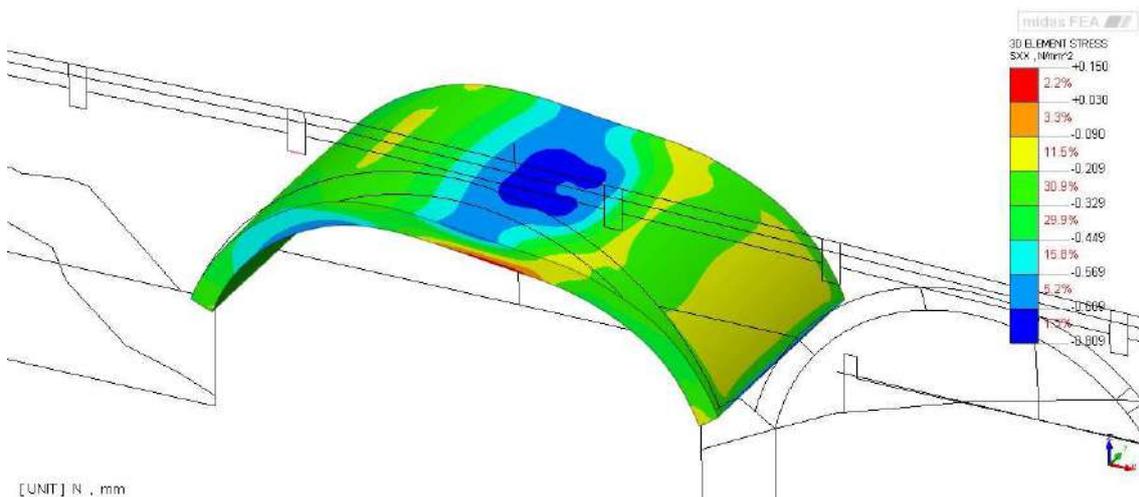


Figura 7.84 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.150 N/mm² – Massima a compressione -0.809 N/mm²

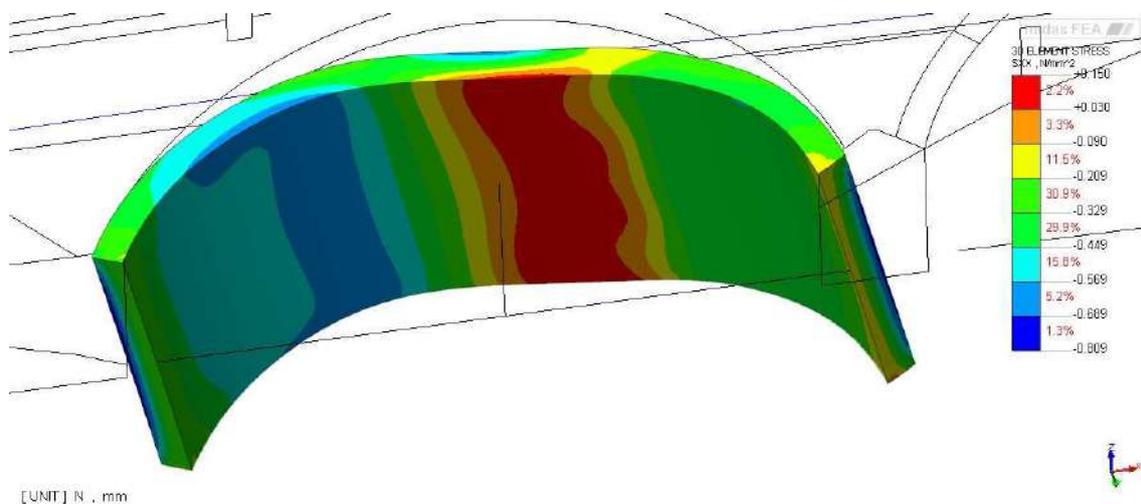


Figura 7.85 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.150N/mm² – Massima a compressione -0.809 N/mm²

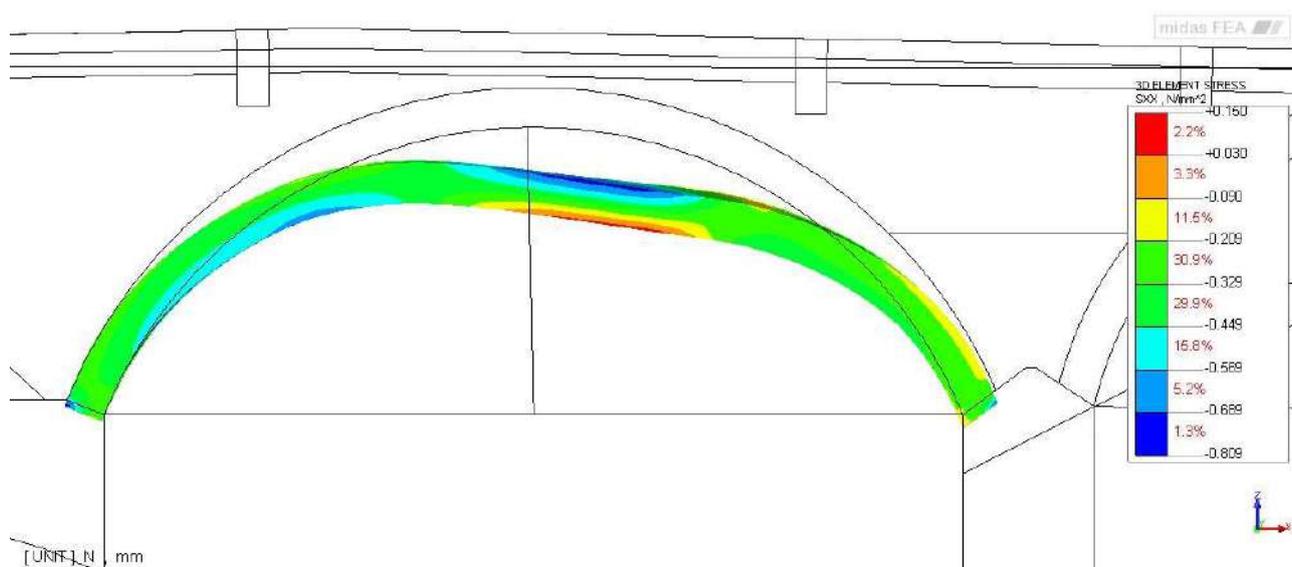


Figura 7.86 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.150N/mm² – Massima a compressione -0.809N/mm²

Dalle Figure sopra riportate si riscontra che il carico del traffico veicolare imposto dalle NTC08 ha un effetto molto marcato sulla distribuzione delle tensioni, nonostante il carico permanente, il ponte inizia mostrare in modo molto evidente il comportamento asimmetrico.

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.809 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.150 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.



In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 12.13 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.853 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,809 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,15 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3295 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,4795 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riserito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1648 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-200 Nm	"
Eccentricità	e	12,13 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	12,87 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	38,62 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,853 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

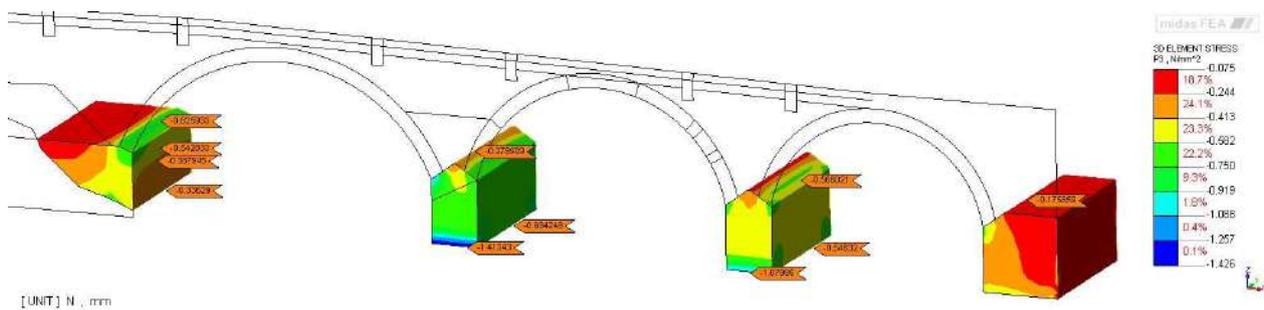


Figura 7.77 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

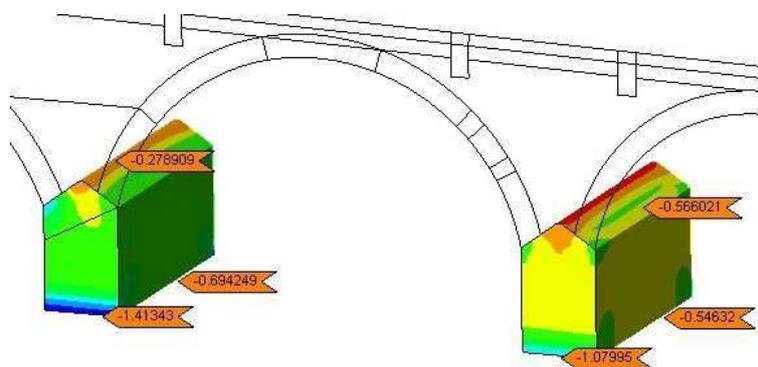


Figura 7.78 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.426 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$



Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

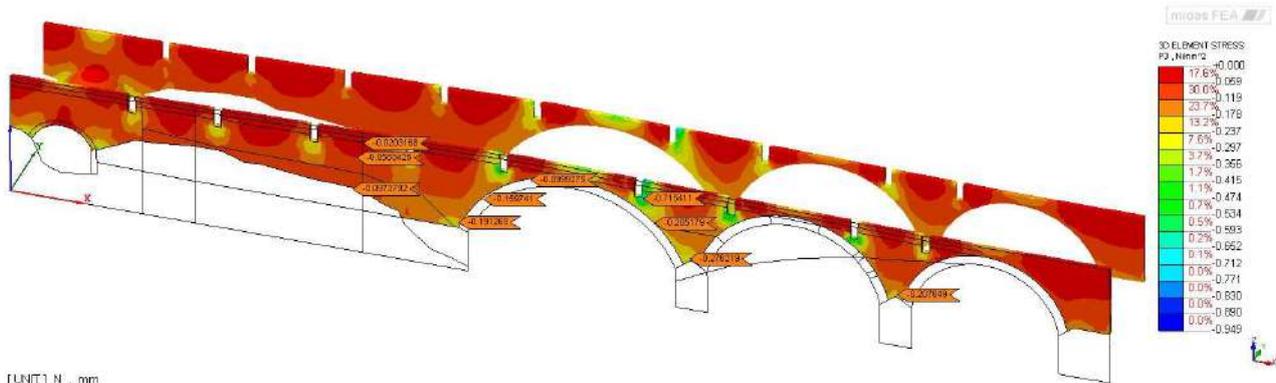


Figura 7.89 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura [N/mm²]

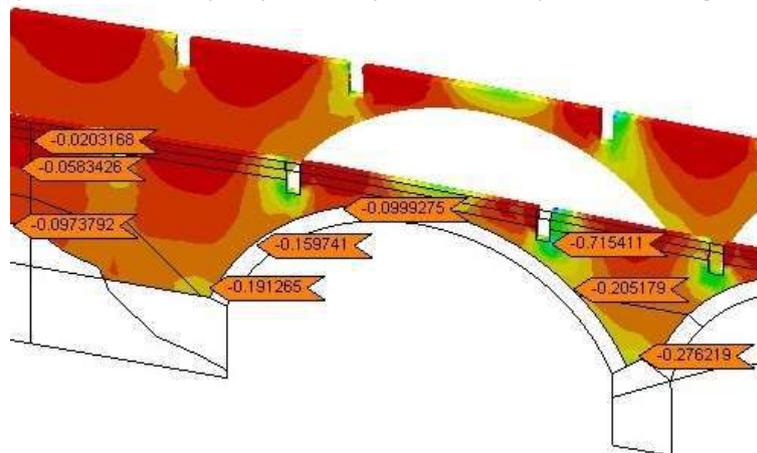


Figura 7.90 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.949 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo e all'estradosso dell'arco, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$\frac{0.949N}{mm^2} > \frac{0.667N}{mm^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima è superiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



7.3.8 Combinazione 8 – NTC simmetrica

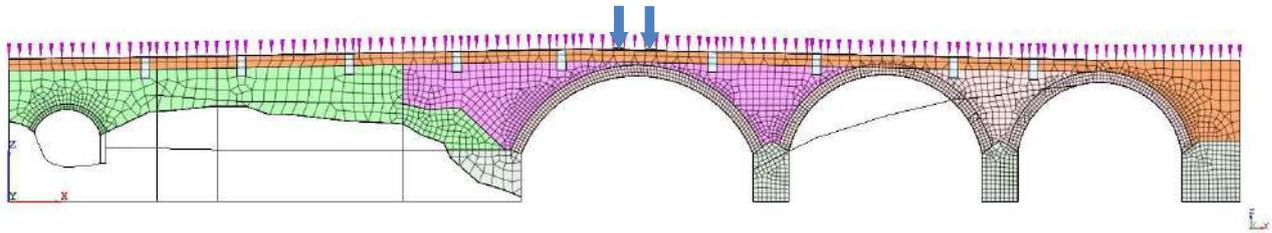


Figura 7.91 Localizzazione del carico distribuito e del carico asse imposto dall'ordinanza in posizione centrale

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

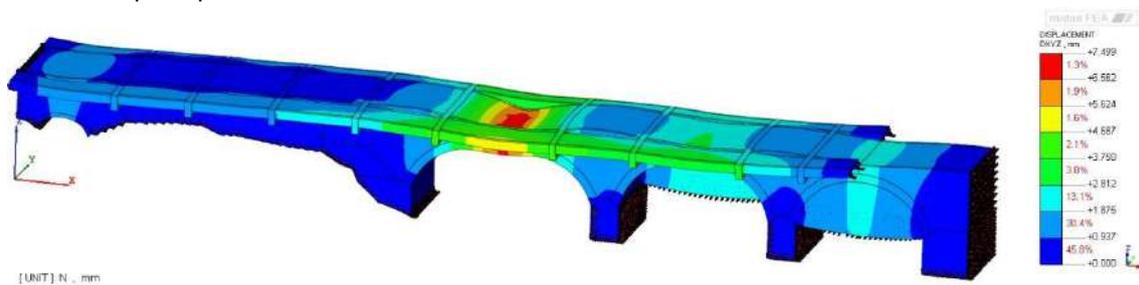


Figura 7.92 Combinazione 6 – Spostamento DXYZ [mm]

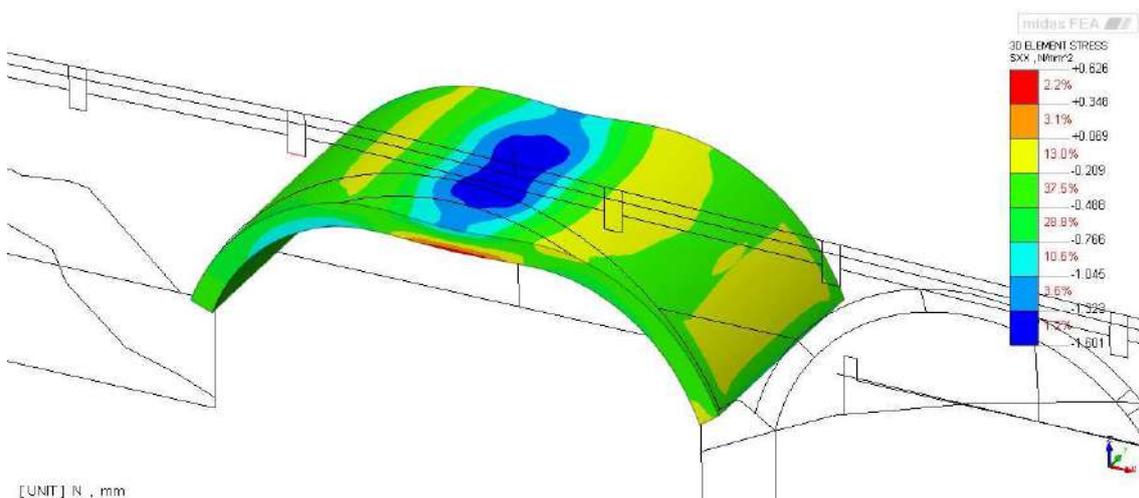


Figura 7.93 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.626N/mm² – Massima a compressione -1.601 N/mm²

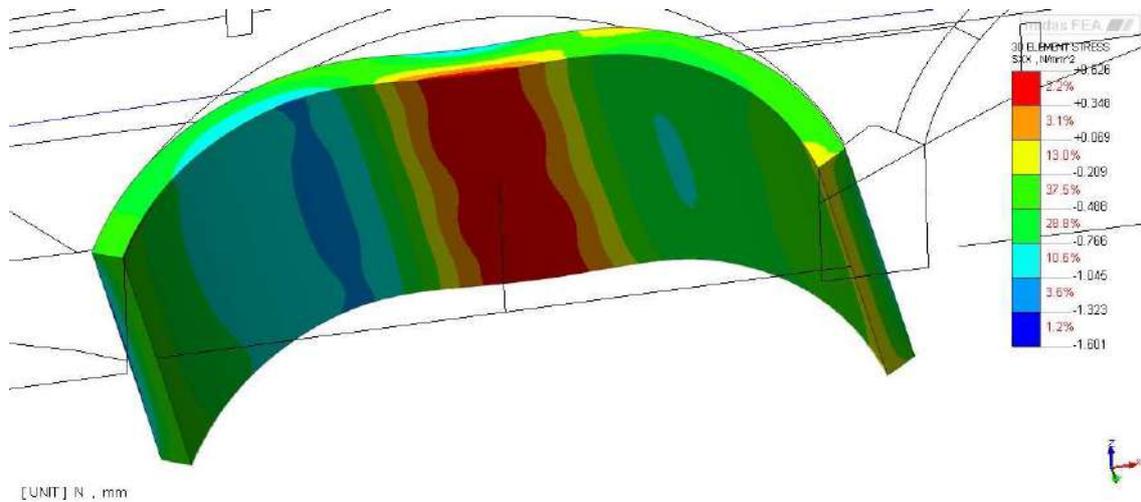


Figura 7.94 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.626 N/mm² – Massima a compressione -1.601 N/mm²

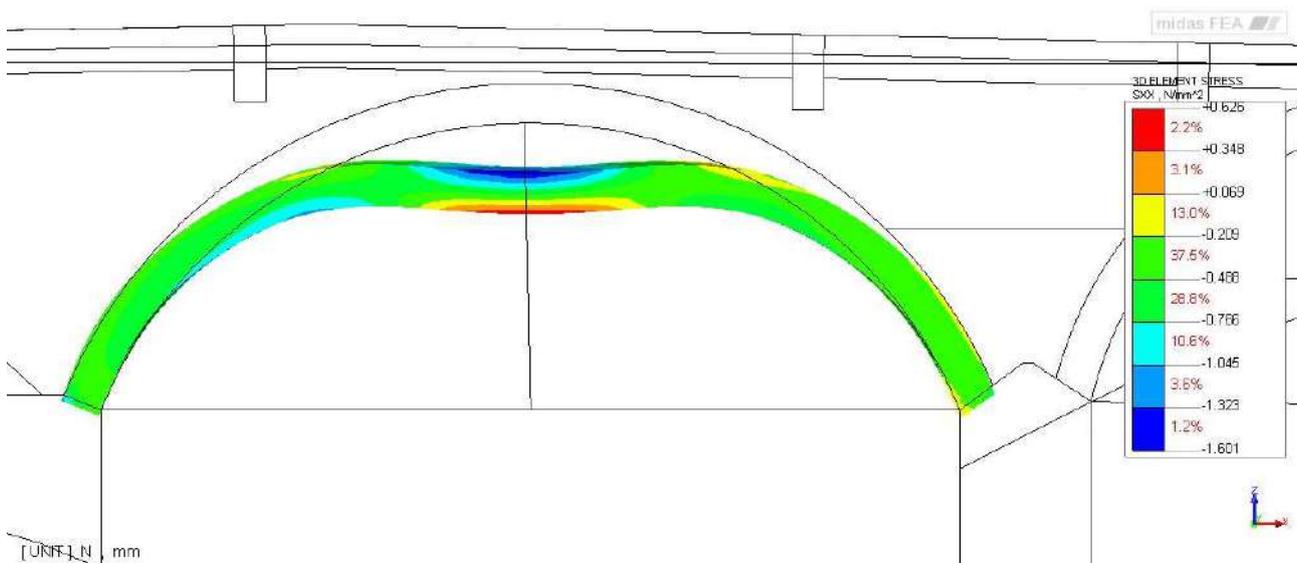


Figura 7.95 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.626N/mm² – Massima a compressione -1.601 N/mm²

Dalle Figure le tensioni di compressione rientrano nel limite stabilito:

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $1.601 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.626 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:



$$"e" = 19.03 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 2.724 \text{ N/mm}^2 > 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Considerando gli effetti della parzializzazione della sezione viene quindi superata la resistenza di progetto a compressione.

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-1,601 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,626 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,4875 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex} \pm}$	-1,1135 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	rispetto a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-2438 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-464 Nm	"
Eccentricità	e	19,03 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	5,97 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	17,90 cm	
Tensione compressione	σ_{\max}	-2,724 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

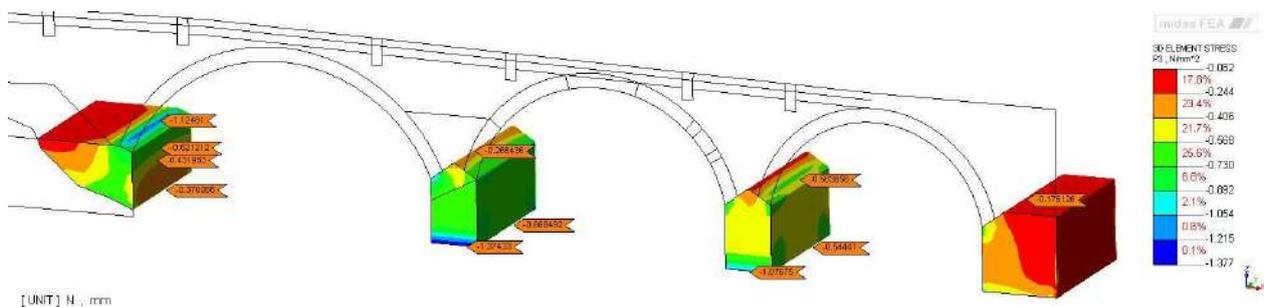


Figura 7.96 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

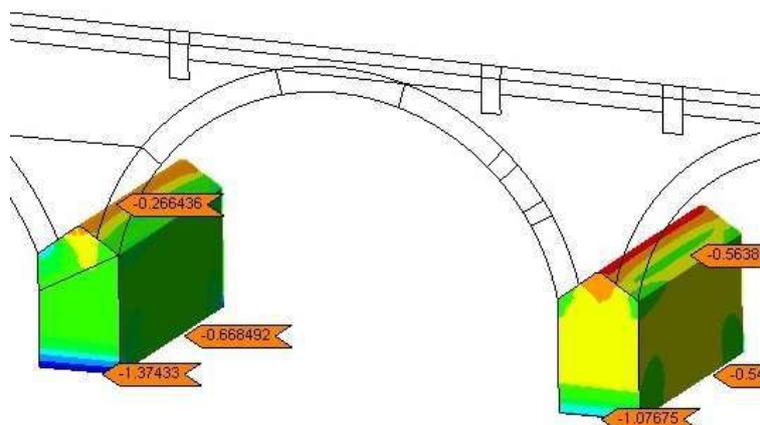


Figura 7.97 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.



$$1.377 \text{ N/mm}^2 < 1.66 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

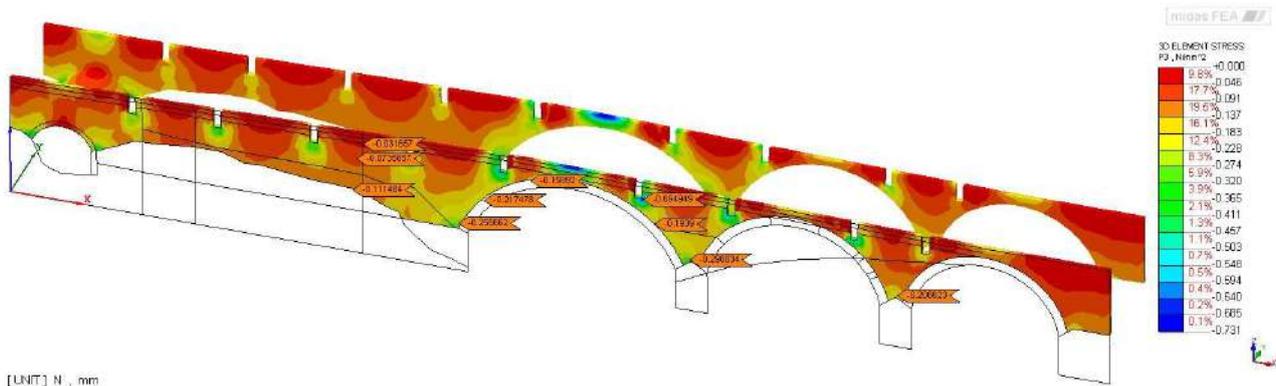


Figura 7.98 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

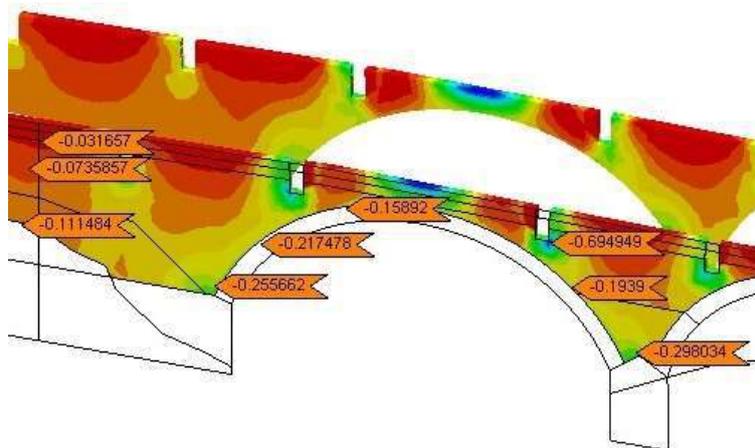


Figura 7.99 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sui timpani [N/mm²]

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.731 N/mm² in corrispondenza dell'estradosso dell'arco, dovuti all'elevata sollecitazione, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.731 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \frac{0.667 \text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima supera il valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	Pagina 171 di 237

7.3.9 Conclusioni alla verifica statica mediante modello globale

Anche la verifica mediante modello globale ad elementi finiti ha evidenziato che i punti critici del ponte risultano essere gli archi in pietra, in corrispondenza dei quali si creano sensibili sforzi di trazione ed in alcuni casi viene superata la resistenza di progetto a compressione.

E' da notare che il modello ad elementi finiti risulta in genere meno cautelativo rispetto alle verifiche condotte con il metodo plastico (funicolare dei carichi) in quanto il riempimento, essendo modellato come materiale elastico, può dare un seppur ridotto contributo stabilizzante.

Il modello consente inoltre di tener conto dell'effetto stabilizzante delle pareti laterali del ponte.

In ogni caso si notano tensioni particolarmente elevate per i casi di carico maggiormente gravosi, ovvero il bus ed il carico di normativa per ponte di 2° categoria.

8 VERIFICA SISMICA DELLA STRUTTURA

La valutazione del rischio sismico è stata condotta seguendo le indicazioni delle NTC08 e delle Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale.

Le analisi sono state condotte allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), adottando la combinazione sismica dei carichi:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

essendo:

- G_{k1} il valore del peso proprio degli elementi strutturali;
- G_{k2} il valore del peso proprio degli elementi non strutturali;
- Q_{k1} il valore caratteristico dell'azione variabile considerata principale;
- Ψ_{0i} il coefficiente di combinazione relativo all'azione variabile considerata.

Nel caso di combinazione sismica, essendo il Ponte Corvo situato in una zona urbana, ma con il traffico fortemente limitato, in accordo con le indicazioni delle NTC08 al §5.1.3.8, le verifiche sismiche sono state condotte facendo riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.



8.1 VALUTAZIONE COMPLESSIVA DELLA RISPOSTA SISMICA MEDIANTE MODELLO GLOBALE AD ELEMENTI FINITI

La valutazione del comportamento sismico è stata eseguita, in prima fase, con l'ausilio di un modello globale ad elementi finiti, il medesimo descritto al cap. 7.3, mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Secondo quanto indicato dalla normativa vigente, paragrafo 7.3.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi modale deve considerare tutti i modi con massa partecipante significativa. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nella seguente espressione:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

Successivamente è stata eseguita un'analisi spettrale, utilizzando uno spettro di risposta di progetto con fattore di struttura $q = 1.20$. I risultati sono poi stati combinati secondo quanto previsto al paragrafo 7.3.5 delle NTC08, applicando le seguenti espressioni:

combinazione 1:	$+1,0 \cdot E_x$	combinazione 7:	$+1,0 \cdot E_y$
combinazione 2:	$-1,0 \cdot E_x$	combinazione 8:	$-1,0 \cdot E_y$
combinazione 3:	$+1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y$	combinazione 9:	$+0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y$
combinazione 4:	$+1,0 \cdot E_x - 0,3 \cdot E_y$	combinazione 10:	$-0,3 \cdot E_x + 1,0 \cdot E_y$
combinazione 5:	$-1,0 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y$	combinazione 11:	$+0,3 \cdot E_x - 1,0 \cdot E_y$
combinazione 6:	$-1,0 \cdot E_x - 0,3 \cdot E_y$	combinazione 12:	$-0,3 \cdot E_x - 1,0 \cdot E_y$

L'analisi mediante modello ad elementi finiti ha consentito di individuare gli elementi di maggior vulnerabilità, in corrispondenza dei quali sono state eseguite verifiche locali con metodo cinematico, riportate al cap

8.1.1 Analisi dei principali di modi di vibrare della struttura

L'analisi modale, svolta mediante software di calcolo MIDAS FEA, ha permesso di verificare i principali modi di vibrare della struttura e di calibrare i parametri di deformabilità dei materiali, facendo riferimento alla prova di identificazione dinamica eseguita sull'edificio durante la campagna di indagine.

Tabella 8-1 Modi di vibrare

EIGENVALUE ANALYSIS					MODAL PARTICIPATION MASSE S (%)						
Mode No	Frequency w (rad/sec)	Frequency f (cycle/sec)	Period T (sec)	Direction	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
						MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	43.19	6.87	0.15	Y	1	0.00	0.00	32.76	32.76	0.01	0.01
2	64.94	10.34	0.10	X	2	26.73	26.73	0.00	32.76	0.01	0.02
3	65.20	10.38	0.10		3	0.44	27.18	0.01	32.77	0.18	0.20
4	66.31	10.55	0.09	Z	4	0.15	27.33	0.00	32.77	4.16	4.36
5	79.80	12.70	0.08		5	1.49	28.82	0.00	32.77	0.71	5.07
6	80.96	12.89	0.08	X	6	9.29	38.11	0.07	32.84	2.45	7.52
7	81.55	12.98	0.08	Z	7	0.47	38.57	0.39	33.23	13.28	20.80
8	85.24	13.57	0.07	Y	8	0.30	38.88	9.77	42.99	0.04	20.84
9	85.85	13.66	0.07	Y	9	0.21	39.09	6.05	49.05	0.04	20.88
10	88.07	14.02	0.07		10	0.89	39.98	0.00	49.05	2.29	23.17
11	91.04	14.49	0.07		11	0.07	40.04	5.44	54.49	0.42	23.59
12	92.40	14.71	0.07	X	12	4.85	44.90	0.00	54.49	0.24	23.83
13	95.90	15.26	0.07		13	0.00	44.90	0.21	54.70	0.01	23.84
14	96.53	15.36	0.07	Z	14	0.02	44.92	0.02	54.72	6.28	30.12
15	100.15	15.94	0.06		15	0.35	45.27	0.12	54.84	3.12	33.24
100	172.52	27.46	0.04		100	0.04	65.83	0.02	77.16	0.07	59.71

- xxx valore più alto di massa partecipante
- xxx secondo valore più alto di massa partecipante
- xxx terzo valore più alto di massa partecipante

L'analisi dei modi di vibrare, riportata in Tabella 8-1, evidenzia delle frequenze molto alte, pari, per i primi modi, a 6.87Hz in direzione Y e pari a 10.34 Hz in direzione X, indice di una struttura nel complesso molto rigida. Nel corso della campagna di indagine eseguita dalla ditta Expin s.r.l. è stata eseguita l'identificazione dinamica della struttura, individuando delle frequenze nell'ordine di grandezza del modello FEM, si riportano i valori della relazione:

Tabella 8-2 Indagini dinamiche Expin srl - Modi di vibrare

Setup 2 e 3			
Modo	FDD	EFDD	
	Frequenza [Hz]	Frequenza [Hz]	Damping [%]
1	5.92	5.921	0.736
2	16.63	17.01	10.21
3	25.74	25.72	0.184

Nella relazione non viene specificata la direzione delle frequenze individuate, ma dalla disposizione dei sensori, si evince che il primo modo di vibrare possa essere nelle direzione trasversale al ponte, mentre le altre in direzione longitudinale.

Confrontando i valori, si riscontra dalle indagini che il ponte risulti essere meno rigido trasversalmente e più rigido longitudinalmente, probabilmente dovuto principalmente allo stato molto avanzato di degrado ed alla presenza della centinatura metallica

Una ulteriore nota riguardo alla identificazione dinamica è che in entrambi i metodi “Enhanced Frequency Domain Decomposition method” (EFDD) e “Polyreference Least Square Complex Frequency identification” (PLSCF), utilizzati da Expin srl, si sono evidenziate delle difficoltà nel riconoscimento univoco dei modi di vibrare in termini di frequenze e forme modali. Il forte disturbo ambientale presente nell’acquisizione le rende quindi meno affidabili.

Nel modello FEM si è cercato di calibrare la geometria e i materiali per avere un comportamento il più possibile congruente con le indagini, ma non si è considerata la presenza della centinatura, in quanto si vuole individuare la resistenza del ponte senza tale struttura provvisoria, di conseguenza il modello nella direzione longitudinale risulta correttamente meno rigido rispetto alle indagini.

Si riportano di seguito le frequenze principali e le rispettive forme modali.

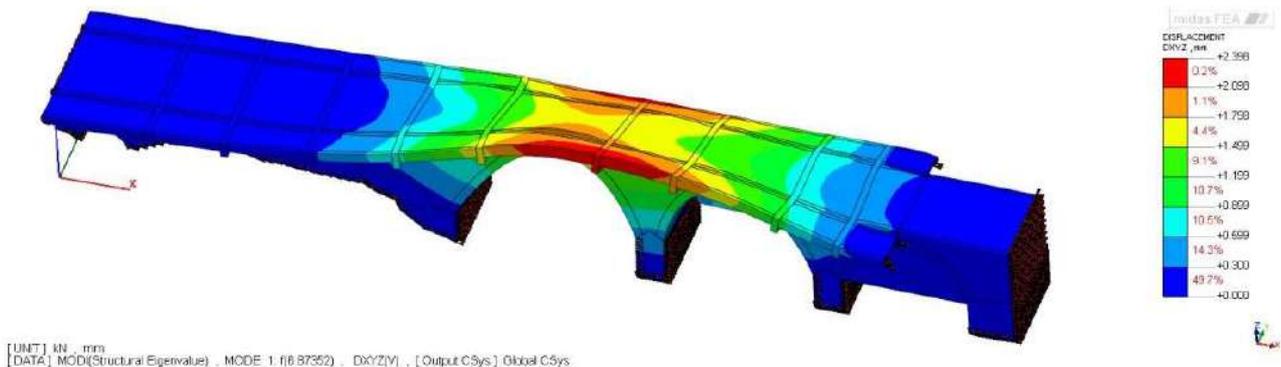


Figura 8.1 Modo 1 - $f=6.87\text{Hz}$ - Direzione Y

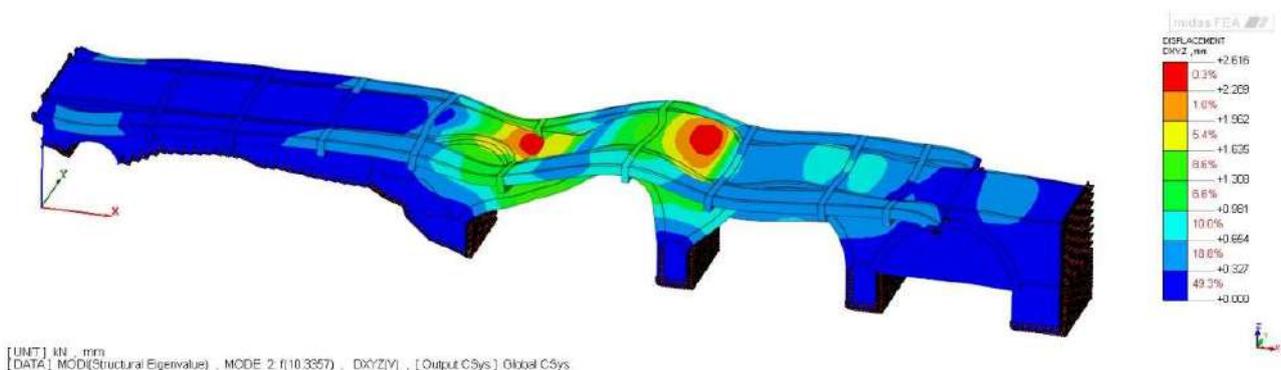


Figura 8.2 Modo 2 - $f=10.34\text{ Hz}$ - Direzione X

8.1.2 Risultati analisi sismica mediante spettro di risposta

Si riportano a seguire i risultati ottenuti mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta. I risultati sono forniti in termini tensionali, confrontandoli con le resistenze di progetto dei materiali considerati.



8.1.2.1 Combinazione sisma +X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

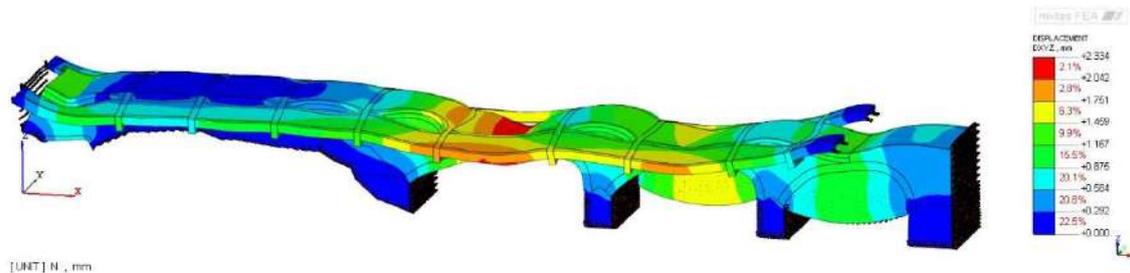


Figura 8.3 Combinazione +X – Spostamento DXYZ [mm]

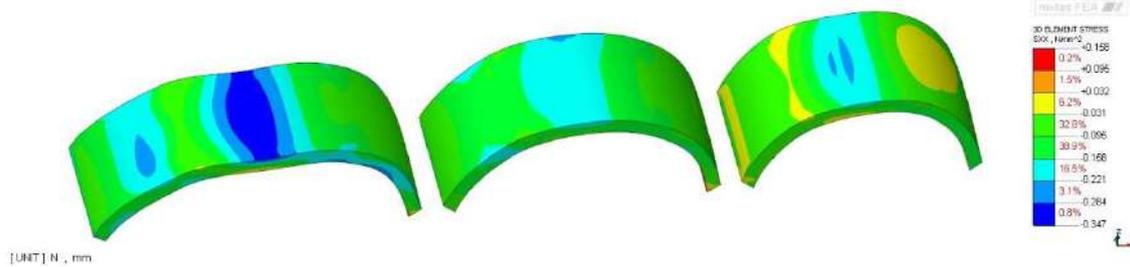


Figura 8.4 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.158N/mm² – Massima a compressione -0.347 N/mm²

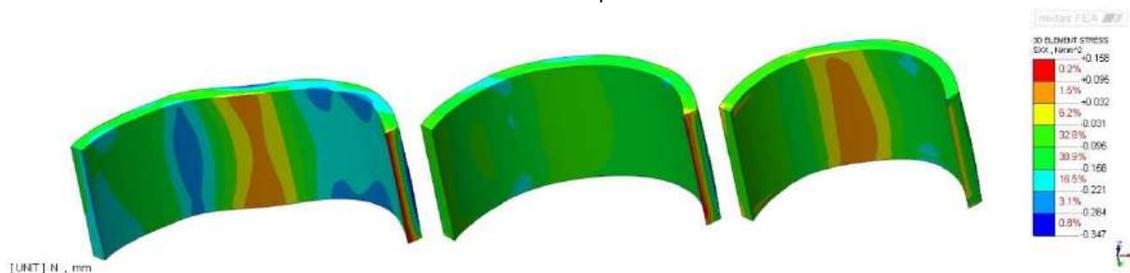


Figura 8.5 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.158 N/mm² – Massima a compressione -0.347 N/mm²

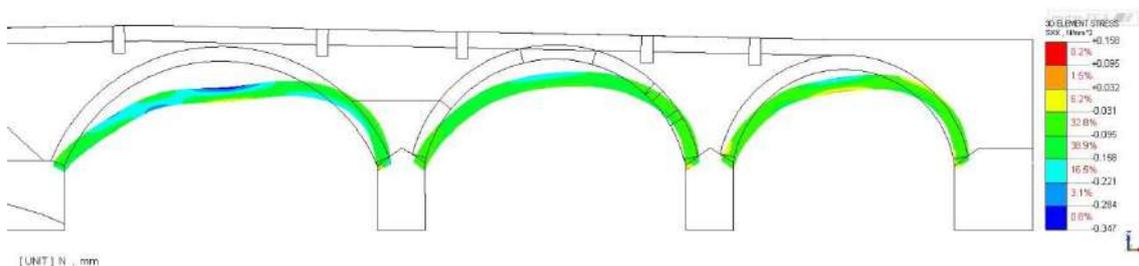


Figura 8.6 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.158N/mm² – Massima a compressione -0.347 N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: 0.347 N/mm² < 2.50 N/mm²

Tensione di trazione pari a: 0.158 N/mm²



La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 22.27 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 1.152 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,347 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,158 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,0945 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,2525 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-473 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-105 Nm	"
Eccentricità	e	22,27 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	2,73 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	8,20 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-1,152 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

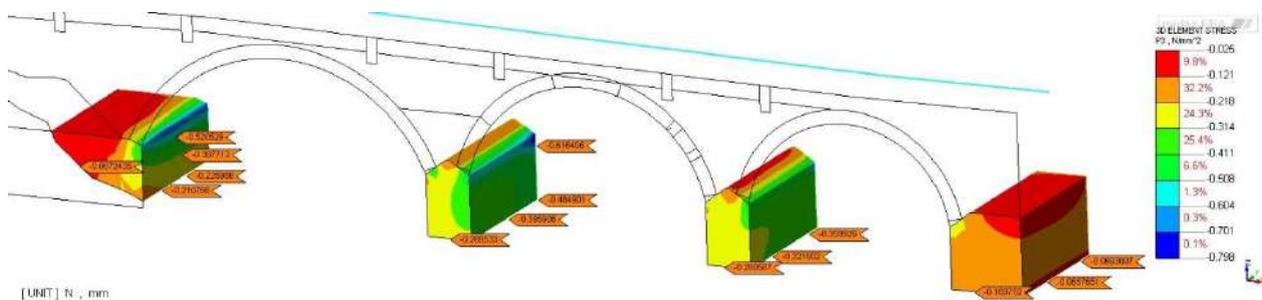


Figura 8.7 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

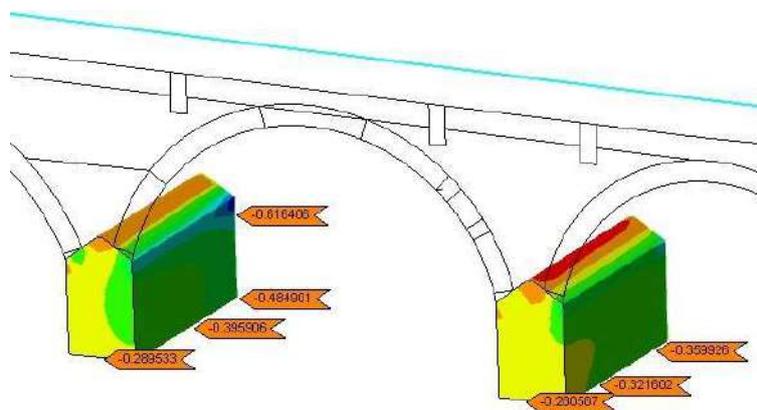


Figura 8.8 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$0.799 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

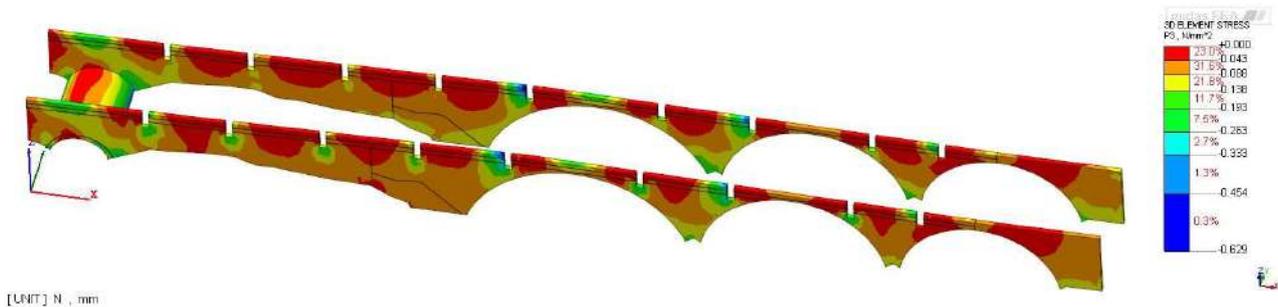


Figura 8.9 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.629 N/mm^2 in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.629 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.2 Combinazione sisma -X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

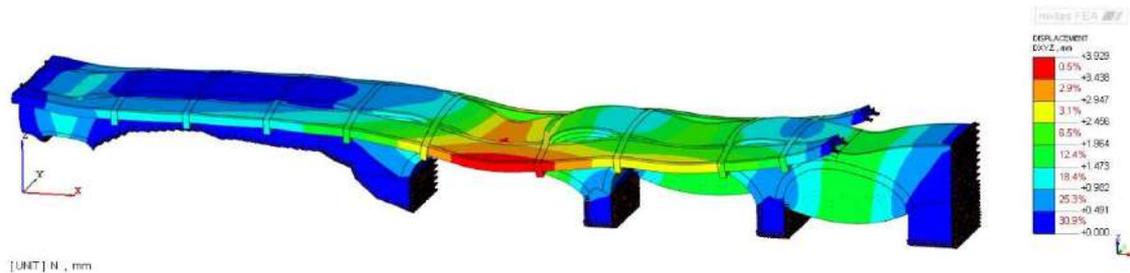


Figura 8.10 Combinazione -X – Spostamento DXYZ [mm]



Figura 8.11 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.196N/mm² – Massima a compressione -0.687 N/mm²

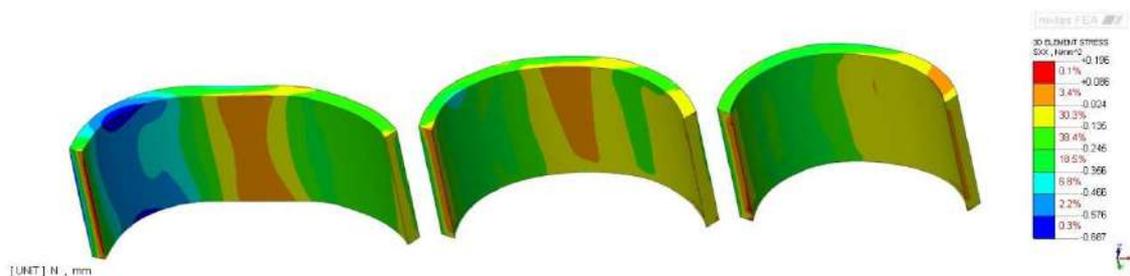


Figura 8.12 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.196 N/mm² – Massima a compressione -0.687 N/mm²

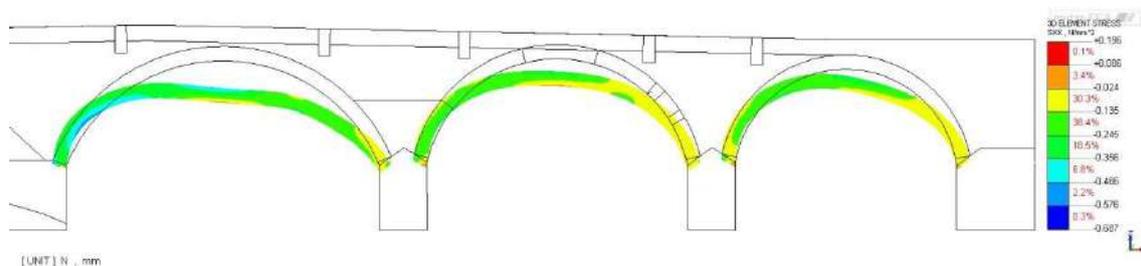


Figura 8.13 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.196N/mm² – Massima a compressione -0.687N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.687 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.196 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

“e” = 14.99 cm.

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$\sigma_{\max} = 0.817 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,687 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,196 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,2455 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,4415 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1228 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-184 Nm	"
Eccentricità	e	14,99 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	10,01 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	30,04 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,817 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

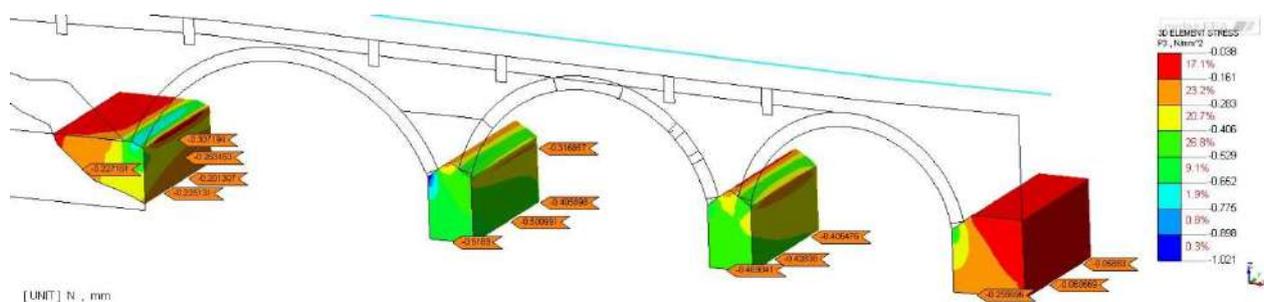
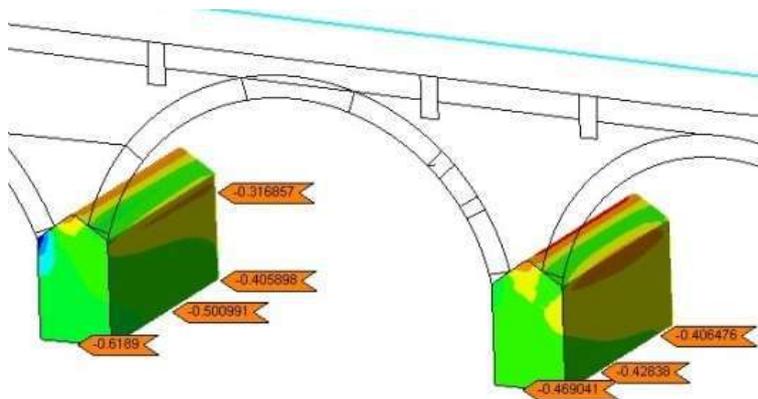


Figura 8.14 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

Figura 8.15 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.021 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

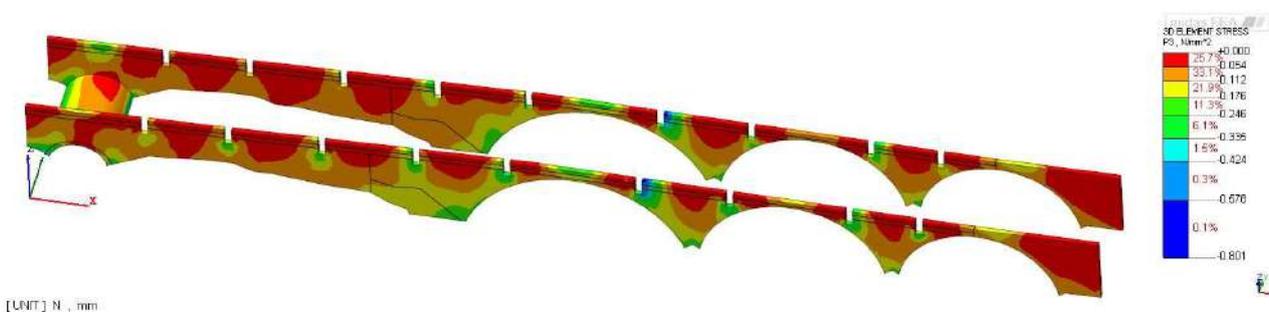


Figura 8.16 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.801 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.801 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.3 Combinazione sisma +X+0.3Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

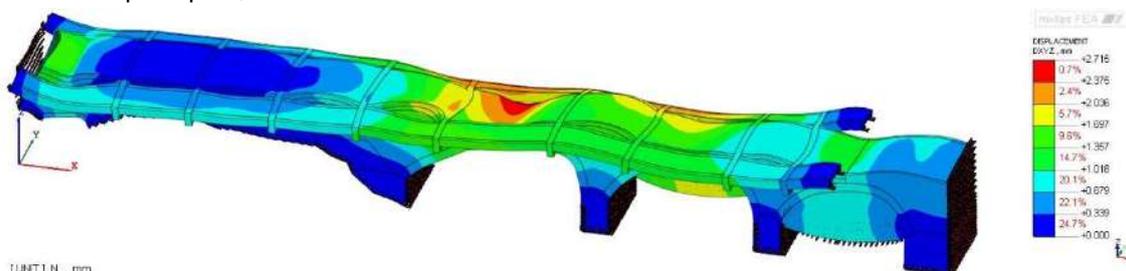


Figura 8.17 Combinazione +X+0.3Y – Spostamento DXYZ [mm]

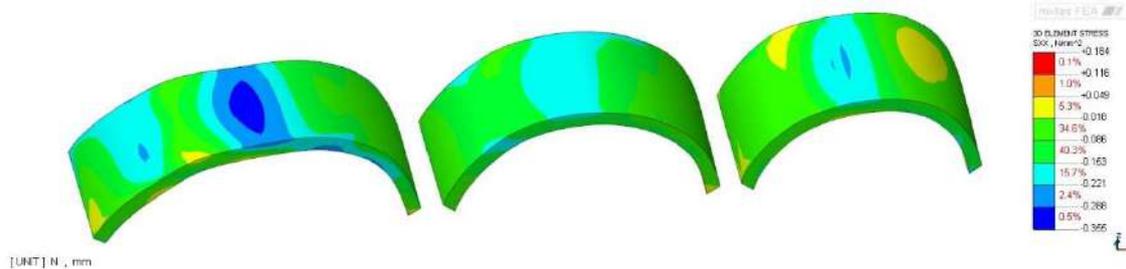


Figura 8.18 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.184N/mm² – Massima a compressione -0.355N/mm²

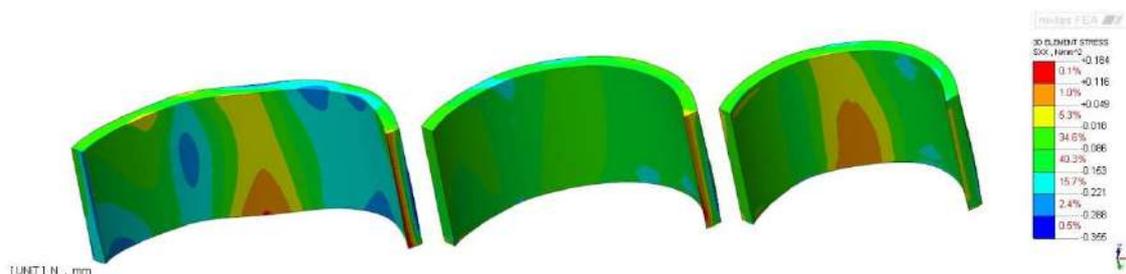


Figura 8.19 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.184N/mm² – Massima a compressione -0.355N/mm²

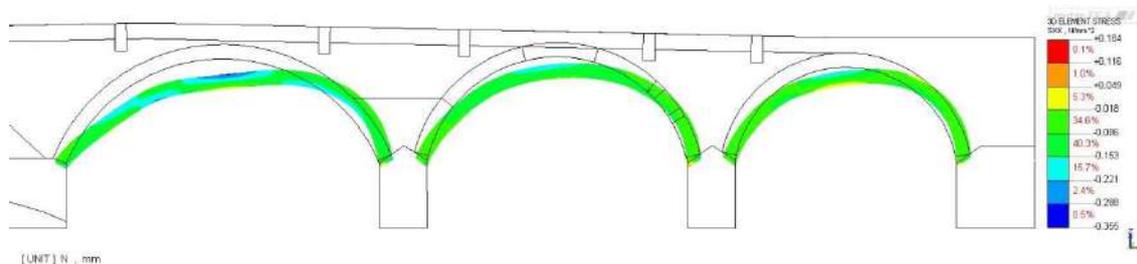


Figura 8.20 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.184N/mm² – Massima a compressione -0.355N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.355 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.184 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 26.27 \text{ cm.}$$

Il centro delle pressioni risulta esterno alla sezione e non può essere raggiunto l'equilibrio.

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,355 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,184 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,0855 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{flex \pm}$	-0,2695 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riserito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-428 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-112 Nm	"
Eccentricità	e	26,27 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	cm	
Larghezza zona compressa	3*b	cm	
Tensione compressione	σ_{max}	N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

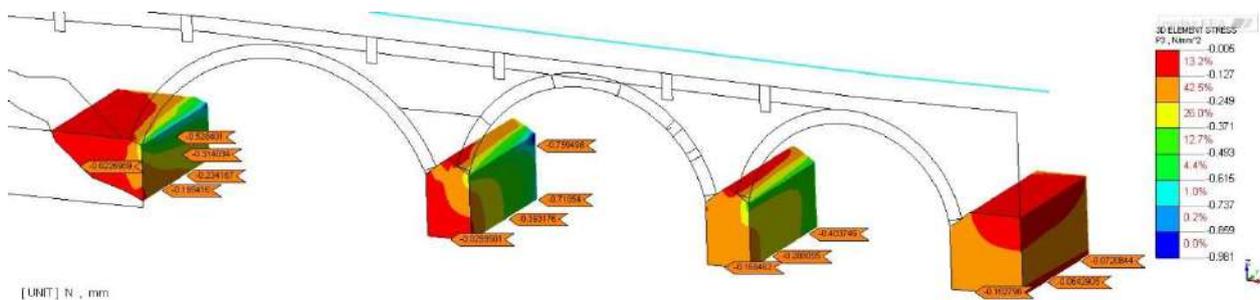
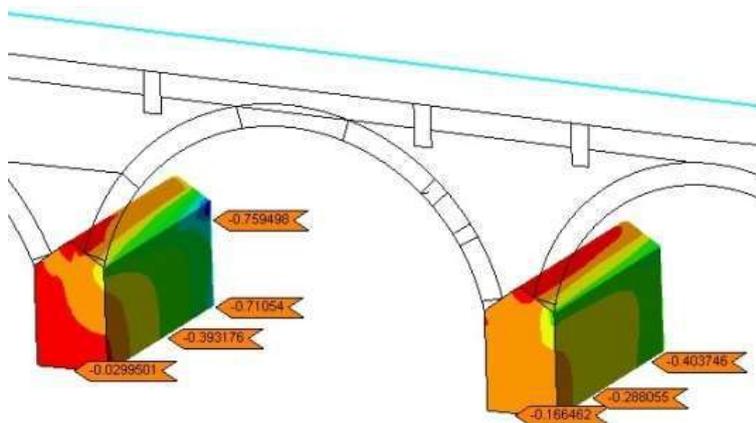


Figura 8.21 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

Figura 8.22 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$0.981 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

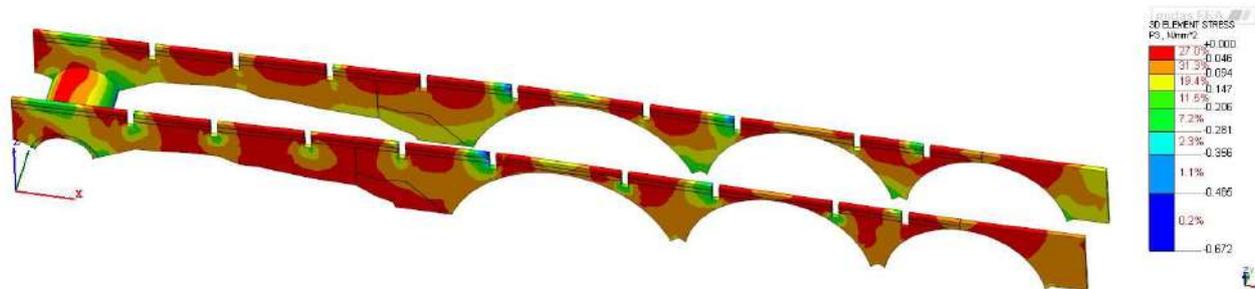


Figura 8.23 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.672 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.672 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.4 Combinazione sisma +X-0.3Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

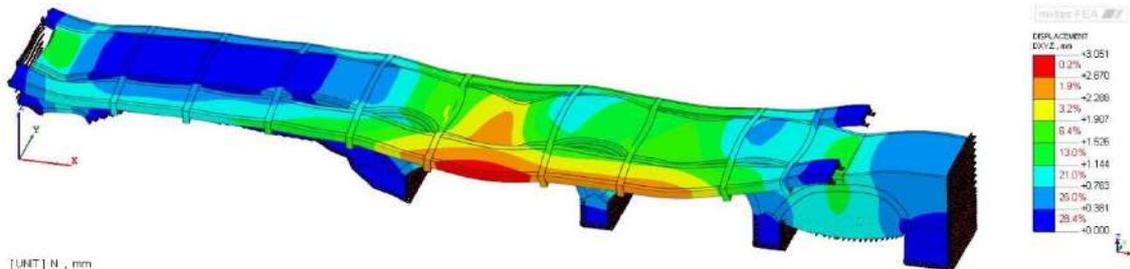


Figura 8.24 Combinazione +X-0.3Y – Spostamento DXYZ [mm]

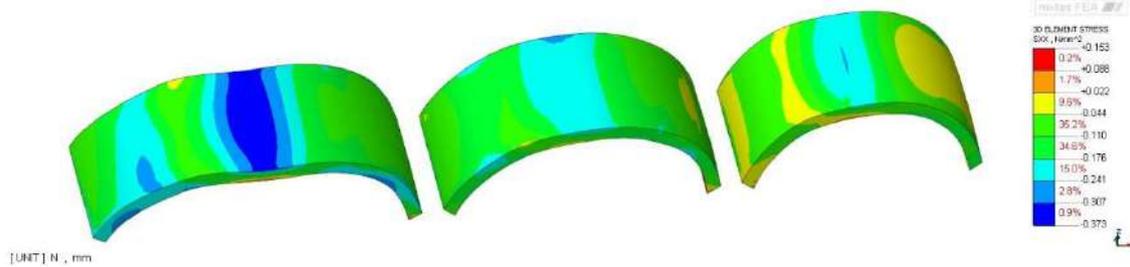


Figura 8.25 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.153N/mm² – Massima a compressione -0.373N/mm²

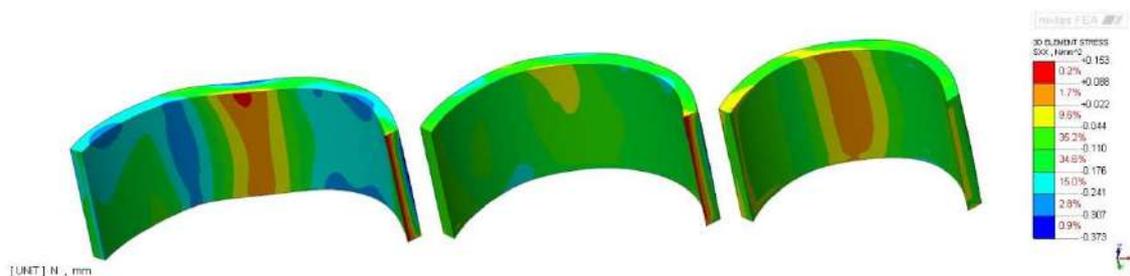


Figura 8.26 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.153N/mm² – Massima a compressione -0.373N/mm²

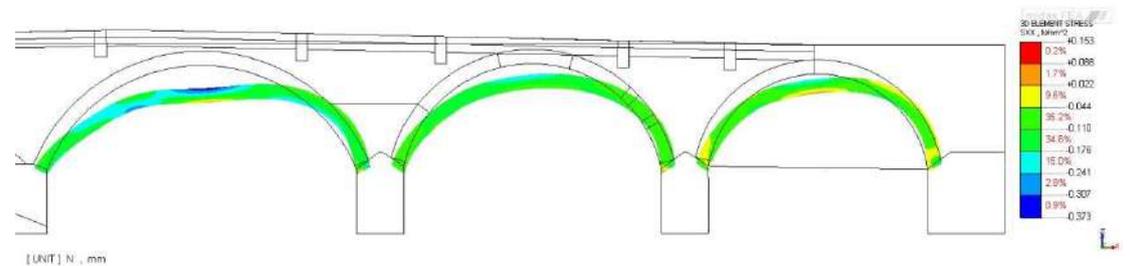


Figura 8.27 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.153N/mm² – Massima a compressione -0.373N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.373 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.153 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 19.92 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.722 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,373 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,153 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,11 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,263 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-550 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-110 Nm	"
Eccentricità	e	19,92 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	5,08 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	15,23 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,722 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

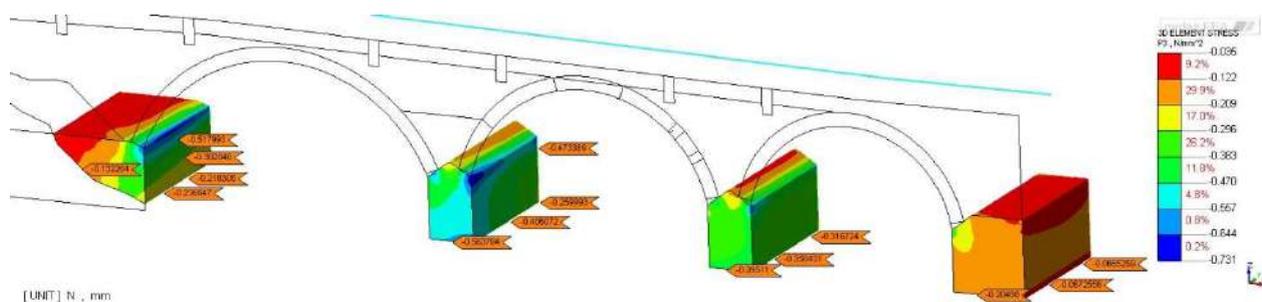


Figura 8.28 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

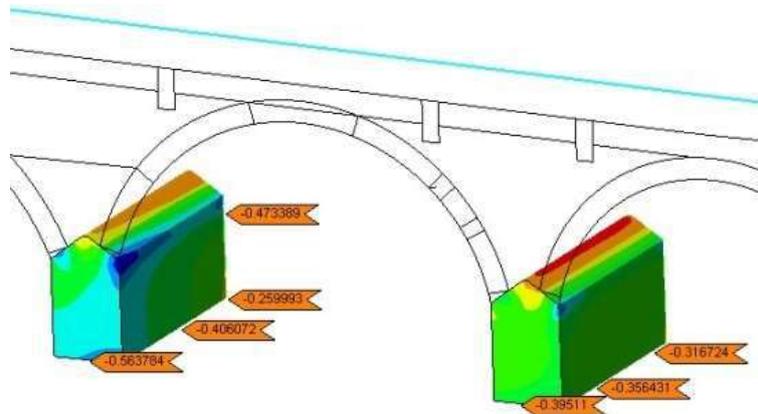


Figura 8.29 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$0.981 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

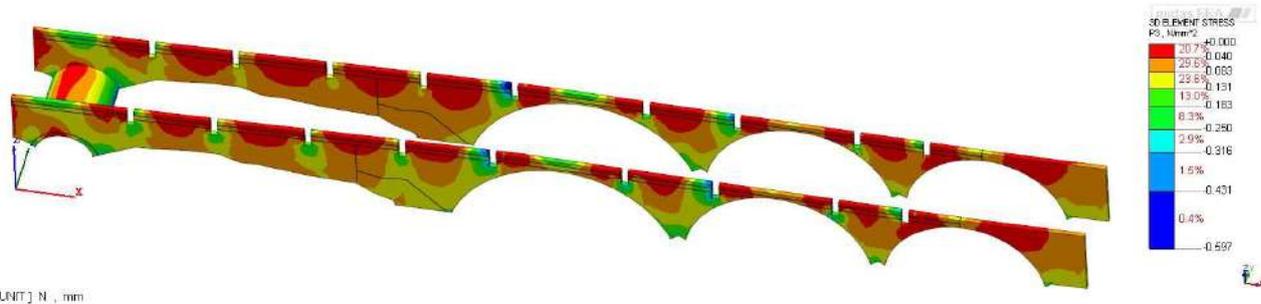


Figura 8.30 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.597 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.597 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.5 Combinazione sisma -X+0.3Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

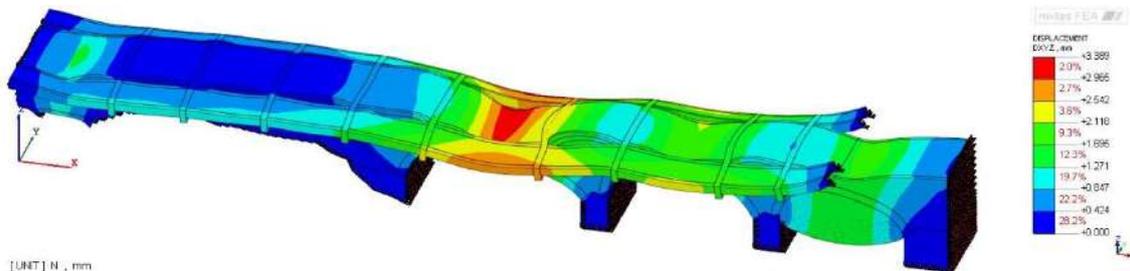


Figura 8.31 Combinazione -X+0.3Y - Spostamento DXYZ [mm]

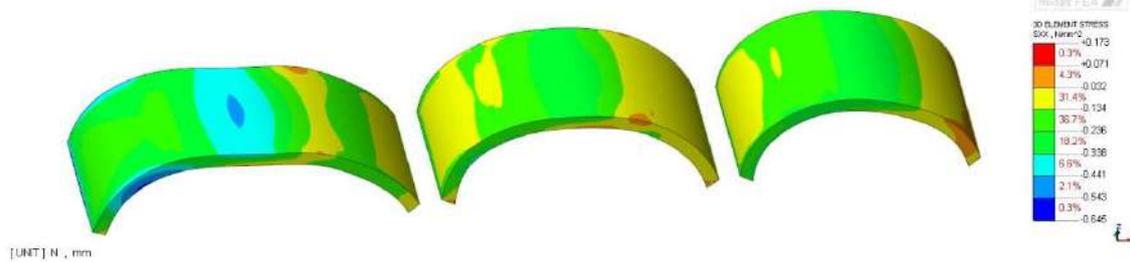


Figura 8.32 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.173N/mm² - Massima a compressione -0.645N/mm²

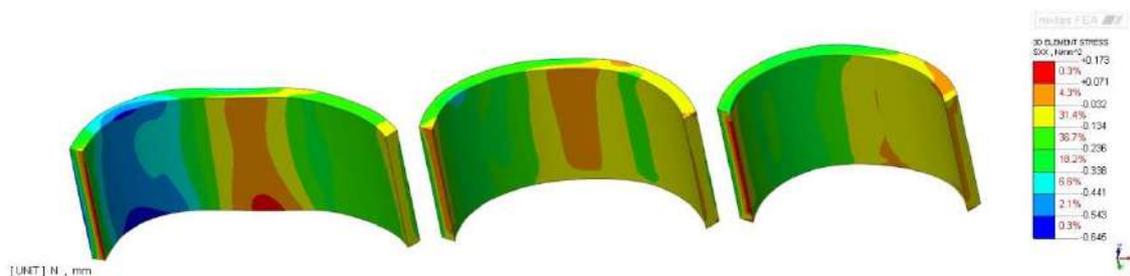


Figura 8.33 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.173N/mm² - Massima a compressione -0.645N/mm²

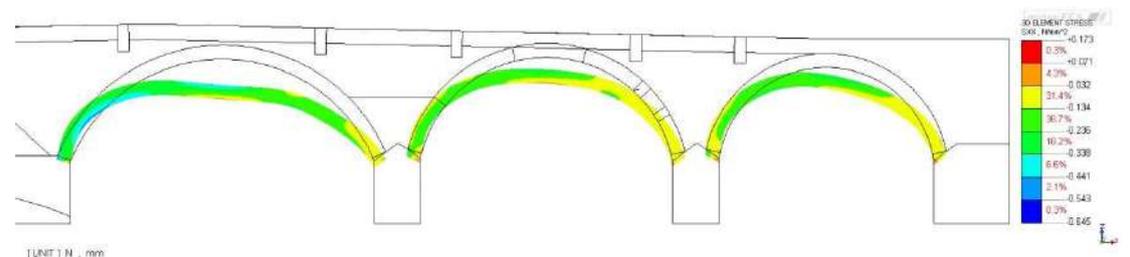


Figura 8.34 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.173N/mm² - Massima a compressione -0.645N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.645 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.173 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 14.44 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.745 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,645 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,173 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,236 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,409 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1180 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-170 Nm	"
Eccentricità	e	14,44 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	10,56 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	31,67 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,745 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

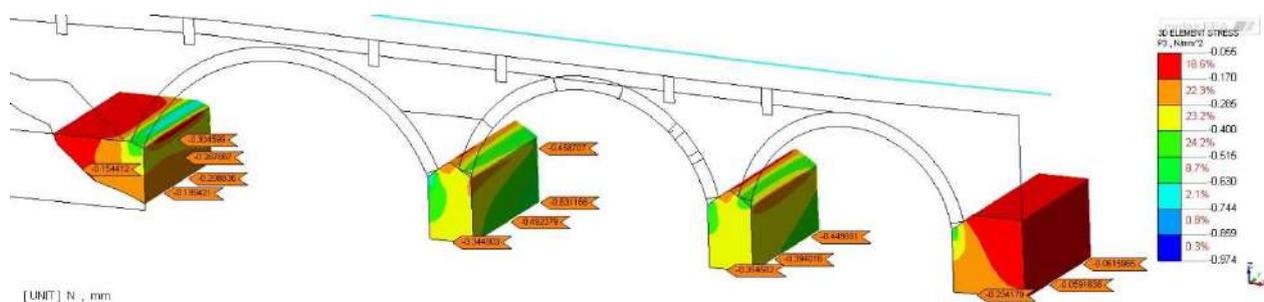


Figura 8.35 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

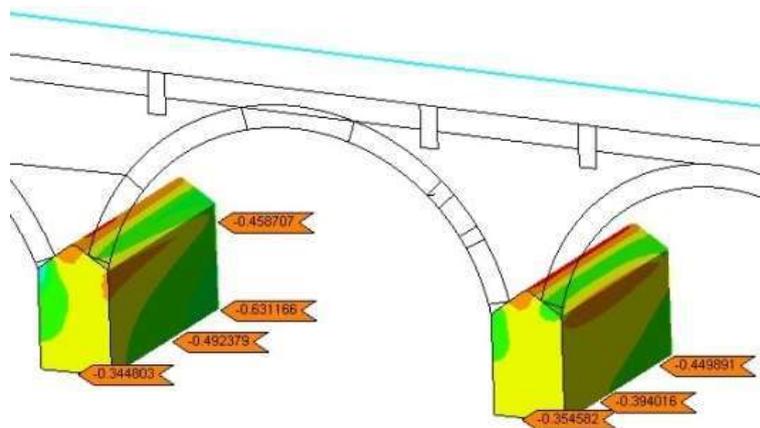


Figura 8.36 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadriati.

$$0.974 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

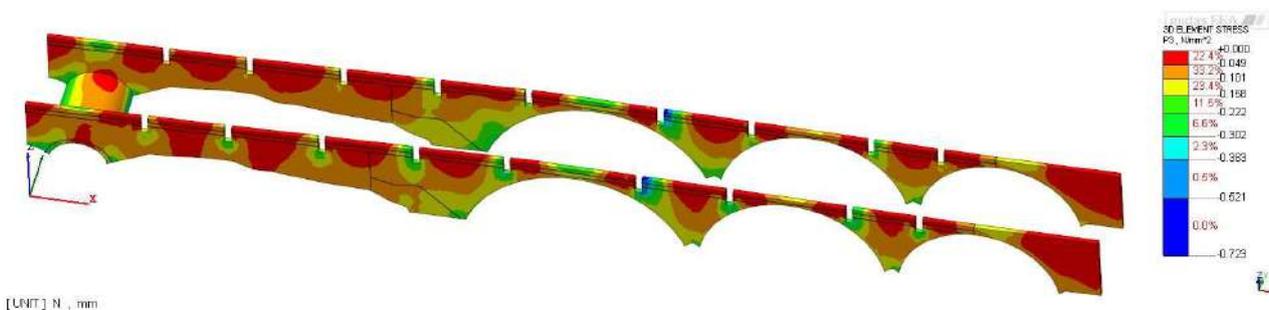


Figura 8.37 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.723 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.723 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.6 Combinazione sisma -X-0.3Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

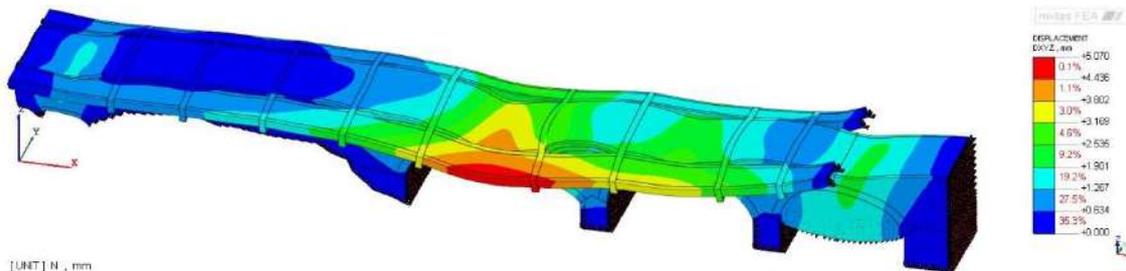


Figura 8.38 Combinazione -X-0.3Y - Spostamento DXYZ [mm]

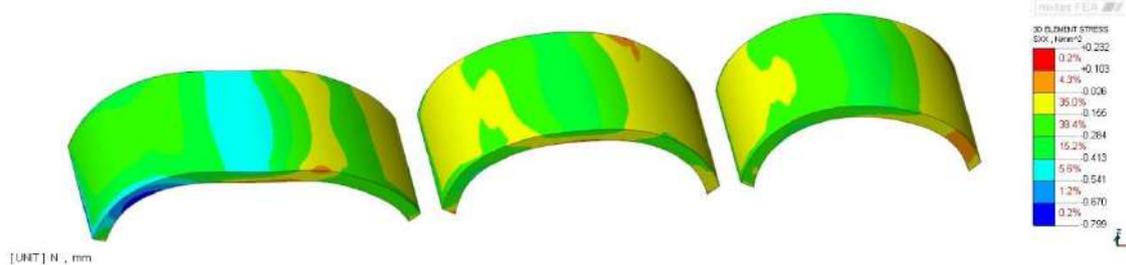


Figura 8.39 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.232N/mm² - Massima a compressione -0.799N/mm²

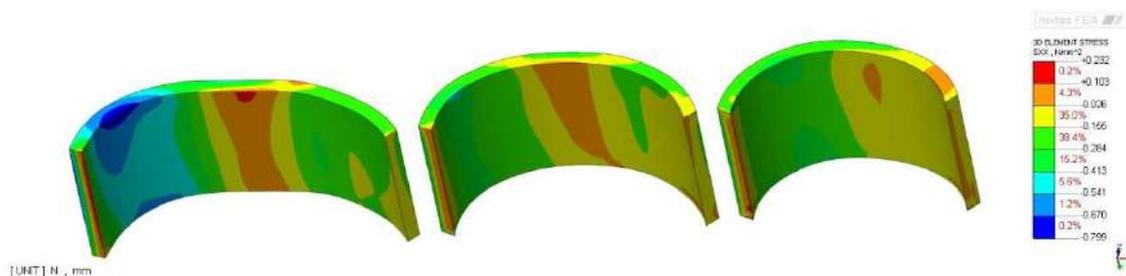


Figura 8.40 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.232N/mm² - Massima a compressione -0.799N/mm²

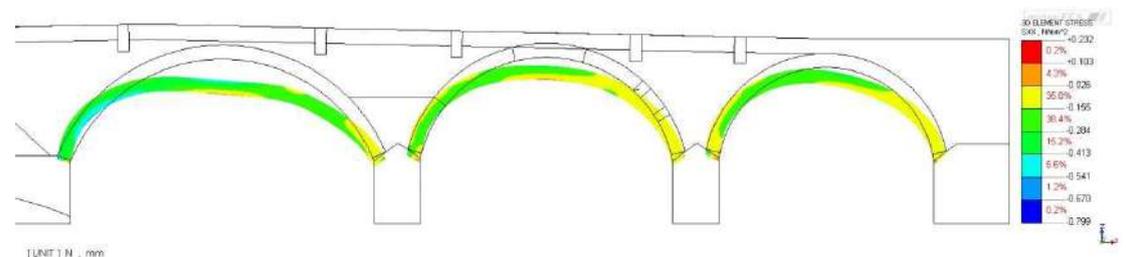


Figura 8.41 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.232N/mm² - Massima a compressione -0.799N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.799 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.232 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

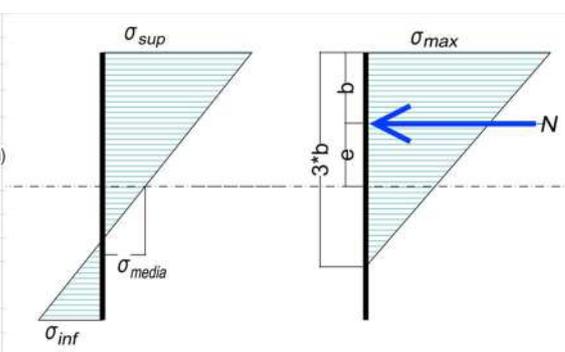
In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 15.15 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.960 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,799 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,232 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,2835 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,5155 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1418 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-215 Nm	"
Eccentricità	e	15,15 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	9,85 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	29,54 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,960 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

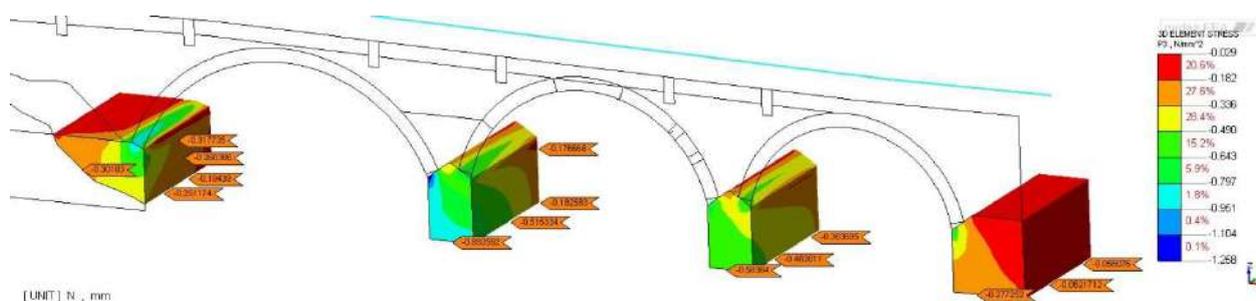
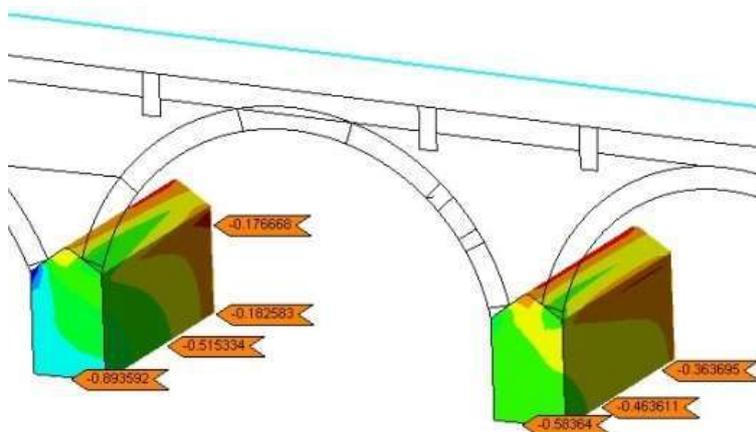


Figura 8.42 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

Figura 8.43 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.258 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

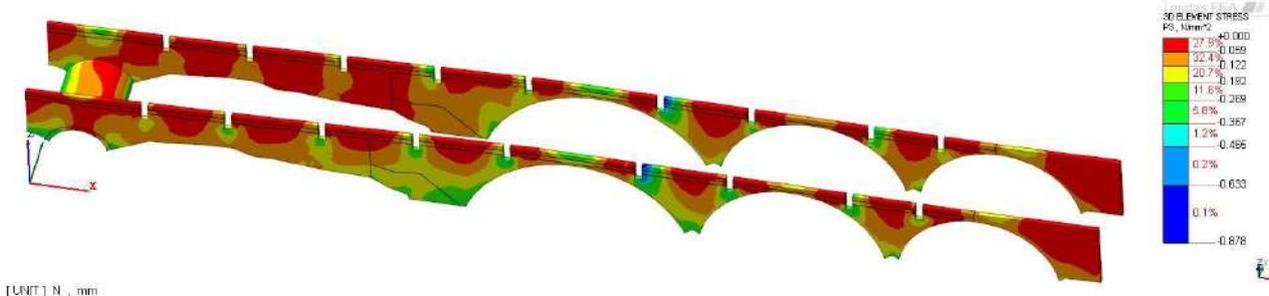


Figura 8.44 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.878 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.878 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.7 Combinazione sisma +Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

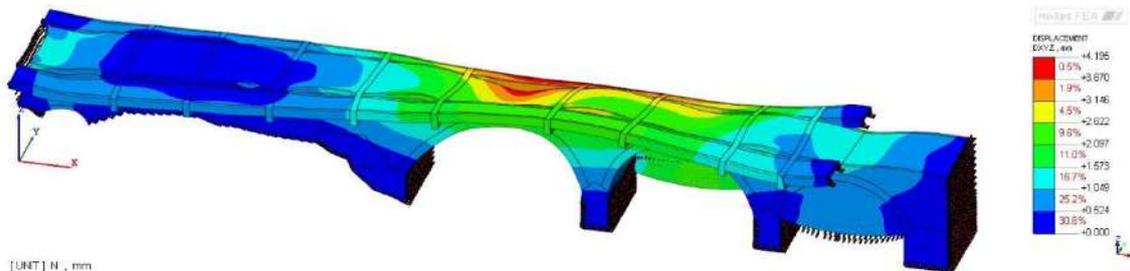


Figura 8.45 Combinazione +Y – Spostamento DXYZ [mm]

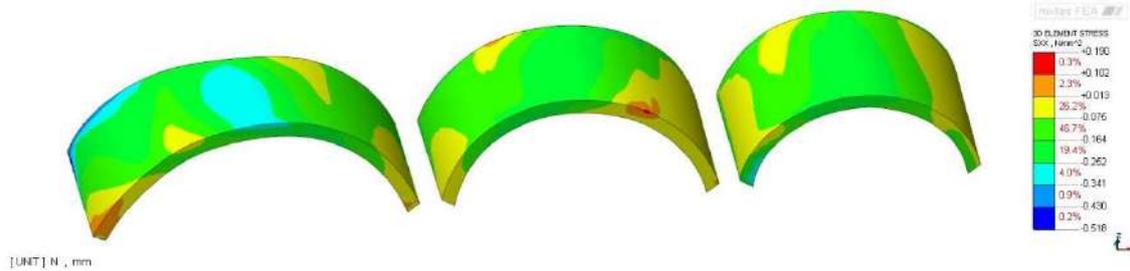


Figura 8.46 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.190N/mm² – Massima a compressione -0.518N/mm²

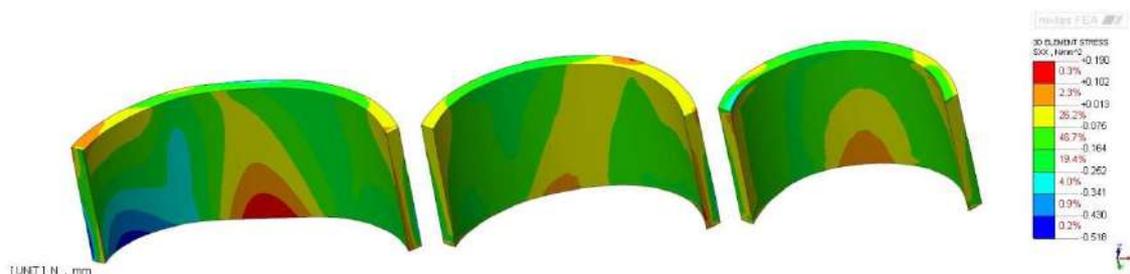


Figura 8.47 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.190N/mm² – Massima a compressione -0.518N/mm²

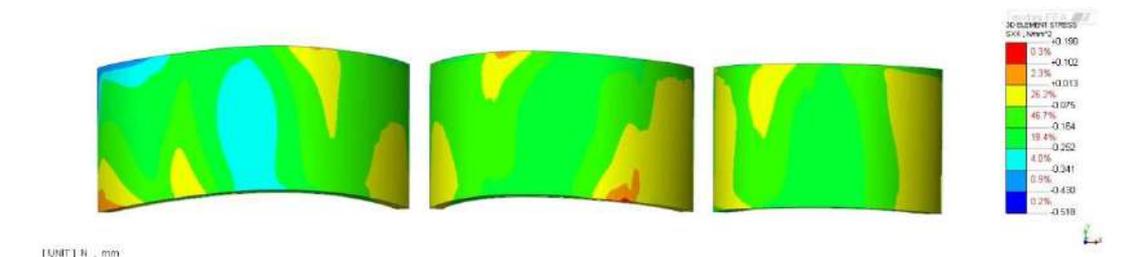


Figura 8.48 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.190N/mm² – Massima a compressione -0.518N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.518 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.19 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

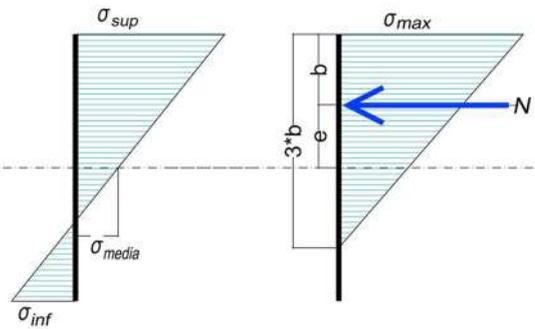
In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 17.99 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.780 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,518 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,19 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,164 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,354 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	referib a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-820 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-148 Nm	"
Eccentricità	e	17,99 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	7,01 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	21,04 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,780 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

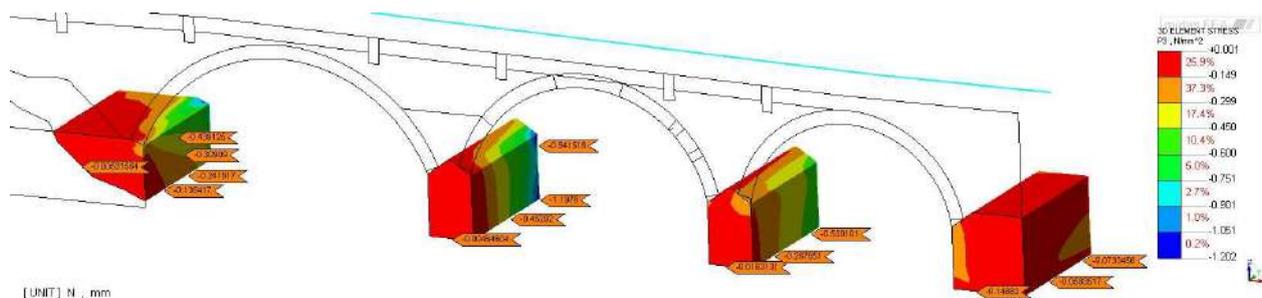


Figura 8.49 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

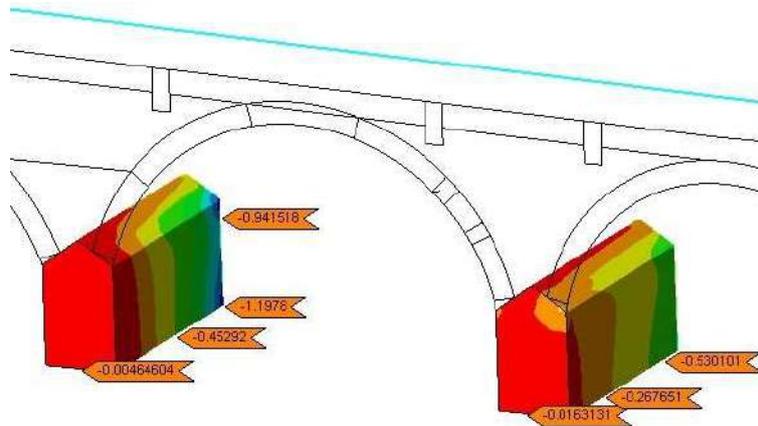


Figura 8.50 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.202 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

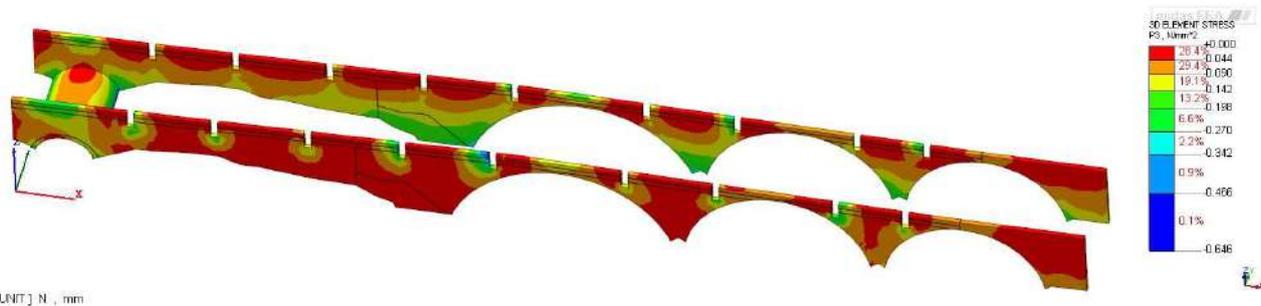


Figura 8.51 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.646 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.646 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.8 Combinazione sisma -Y

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

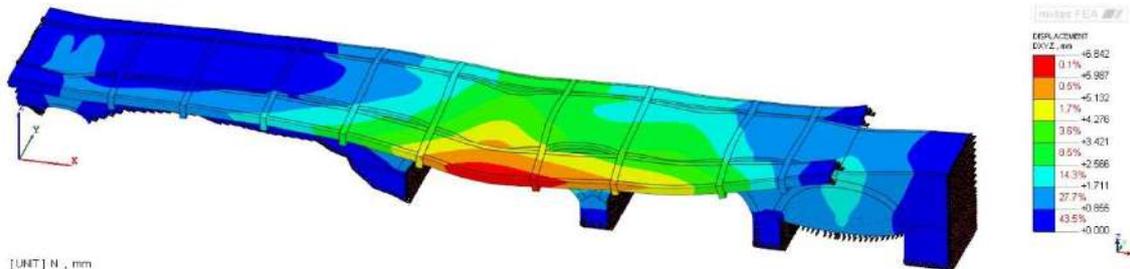


Figura 8.52 Combinazione -Y – Spostamento DXYZ [mm]

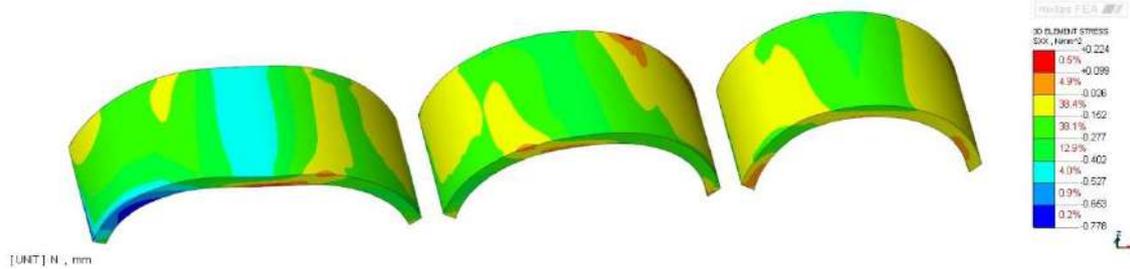


Figura 8.53 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.224N/mm² – Massima a compressione -0.778N/mm²

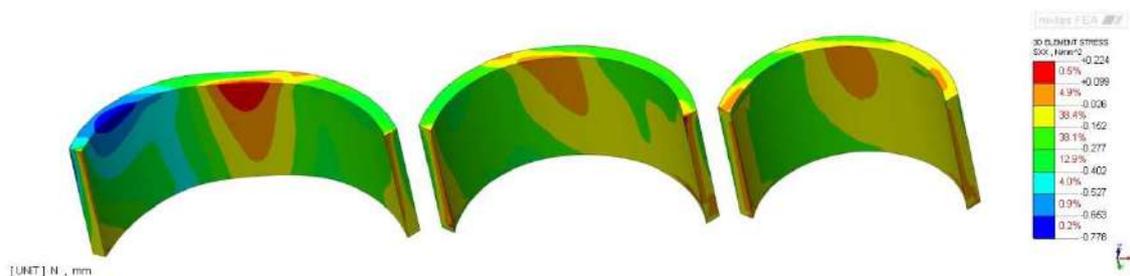


Figura 8.54 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.224N/mm² – Massima a compressione -0.778N/mm²



Figura 8.55 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.224N/mm² – Massima a compressione -0.778N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.778 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.224 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

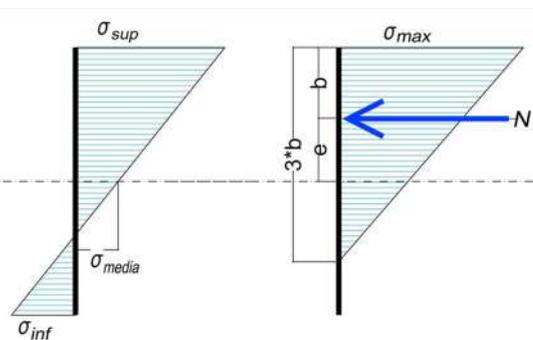
In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 15.07 \text{ cm.}$$

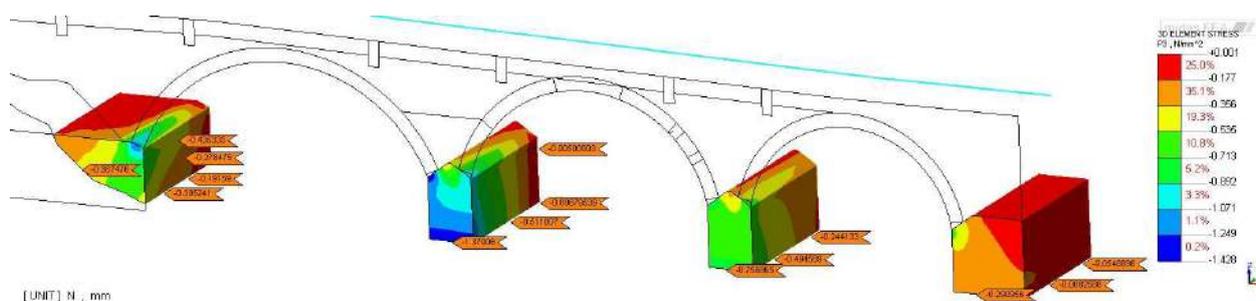
Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.930 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,778 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,224 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,277 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,501 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1385 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-209 Nm	"
Eccentricità	e	15,07 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	9,93 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	29,78 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,930 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.



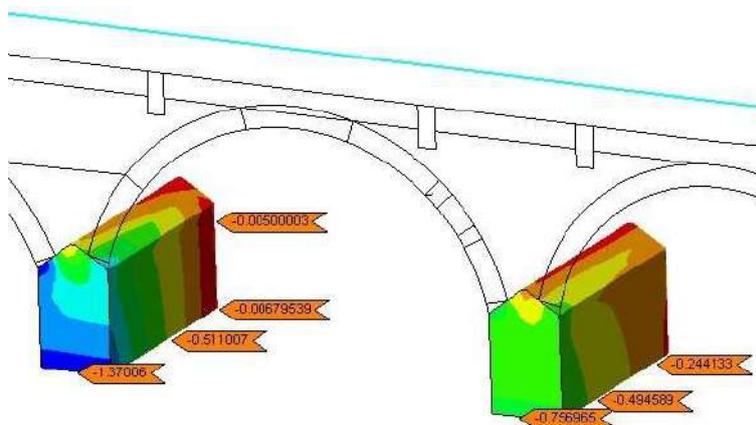


Figura 8.57 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.428 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

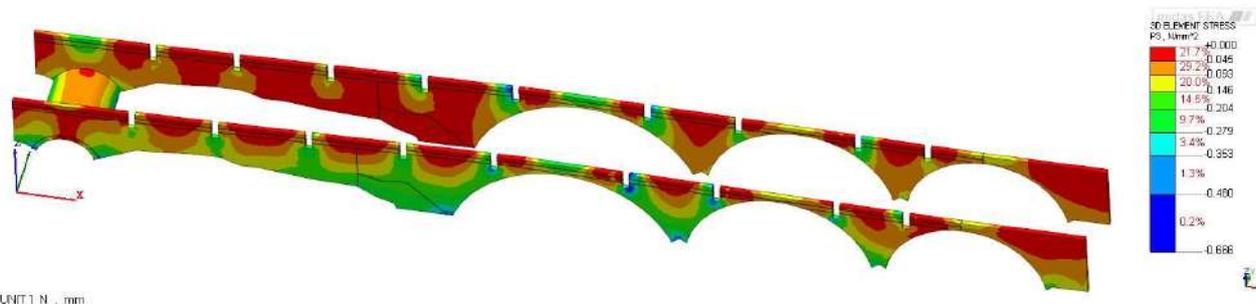


Figura 8.58 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.666 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.666 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.9 Combinazione sisma + Y+0.3X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

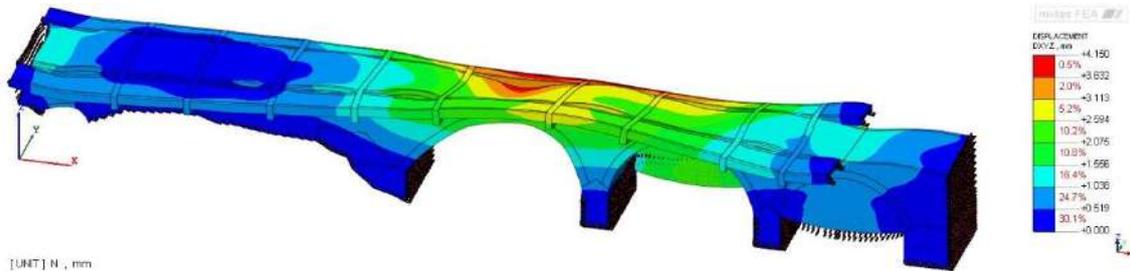


Figura 8.59 Combinazione +Y+0.3X – Spostamento DXYZ [mm]

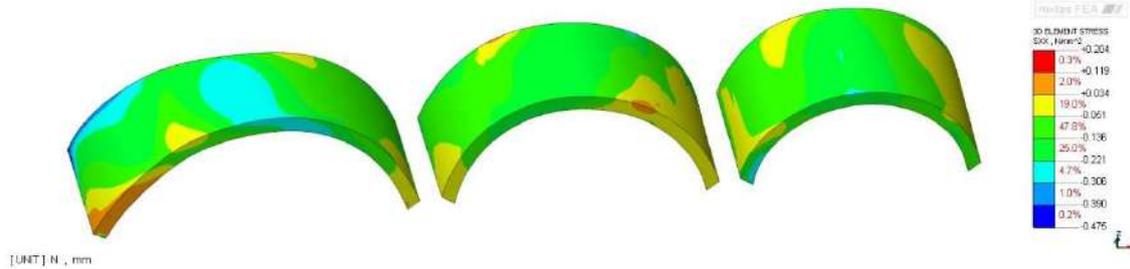


Figura 8.60 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.204N/mm² – Massima a compressione -0.475N/mm²

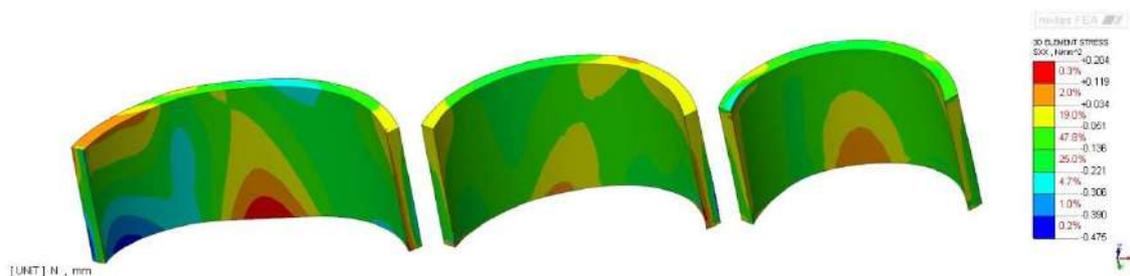


Figura 8.61 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.204N/mm² – Massima a compressione -0.475N/mm²

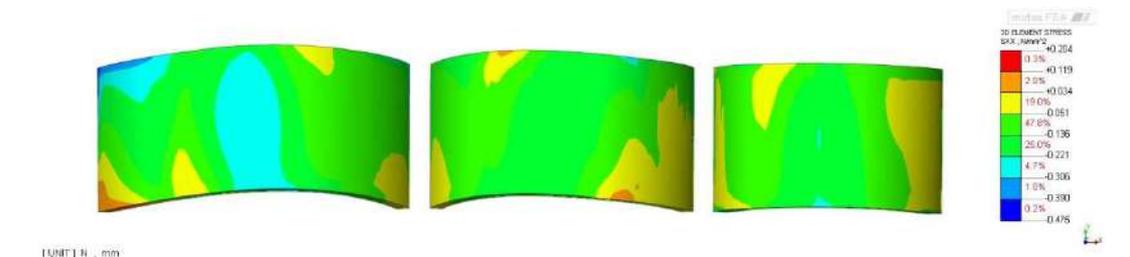


Figura 8.62 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.204N/mm² – Massima a compressione -0.475N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.475 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.204 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

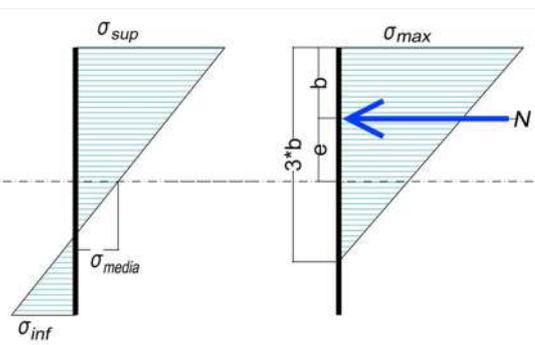
In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

"e" = 20.88 cm.

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$\sigma_{\max} = 1.096 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,475 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,204 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,1355 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,3395 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-678 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-141 Nm	"
Eccentricità	e	20,88 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	4,12 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	12,36 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-1,096 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

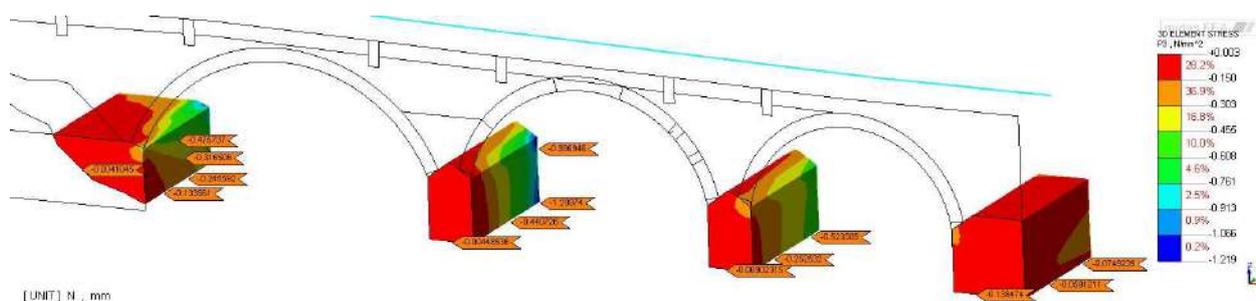


Figura 8.63 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

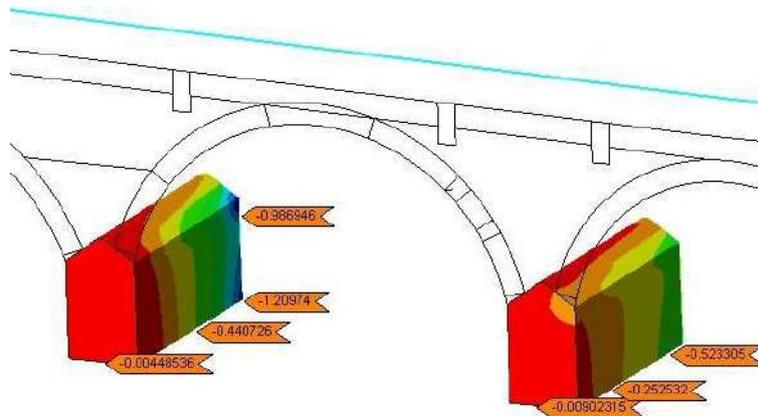


Figura 8.64 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.219 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

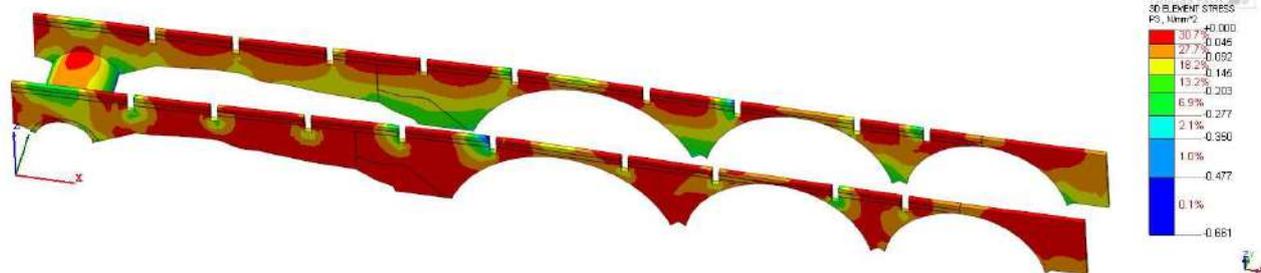


Figura 8.65 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.661 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.661 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.10 Combinazione sisma +Y-0.3X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

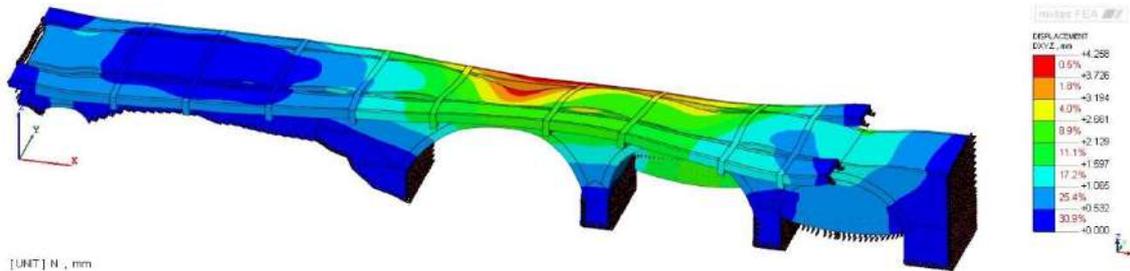


Figura 8.66 Combinazione +Y-0.3X – Spostamento DXYZ [mm]

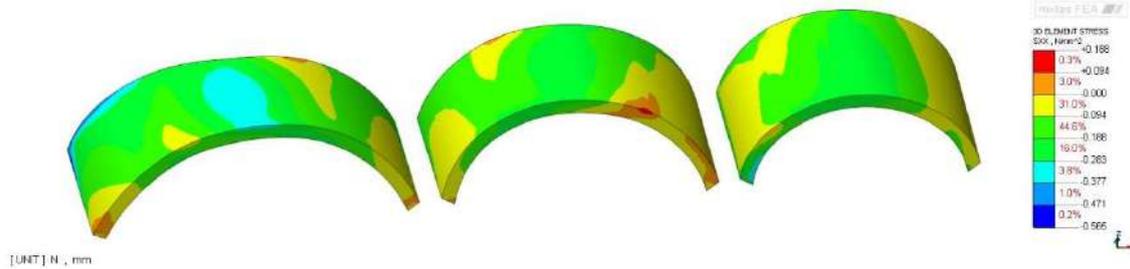


Figura 8.67 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.188N/mm² – Massima a compressione -0.565N/mm²

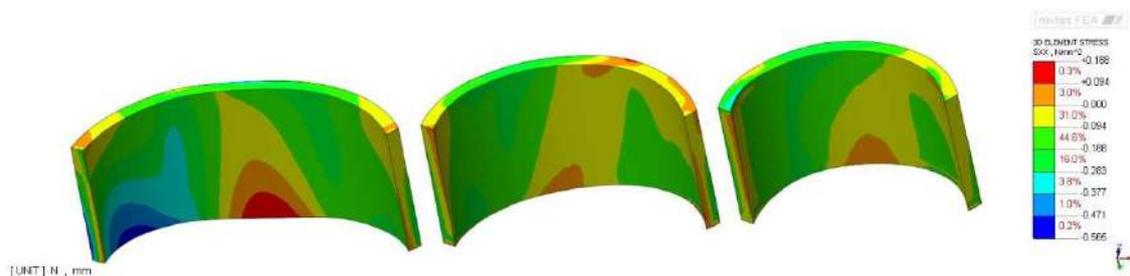


Figura 8.68 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.188N/mm² – Massima a compressione -0.565N/mm²

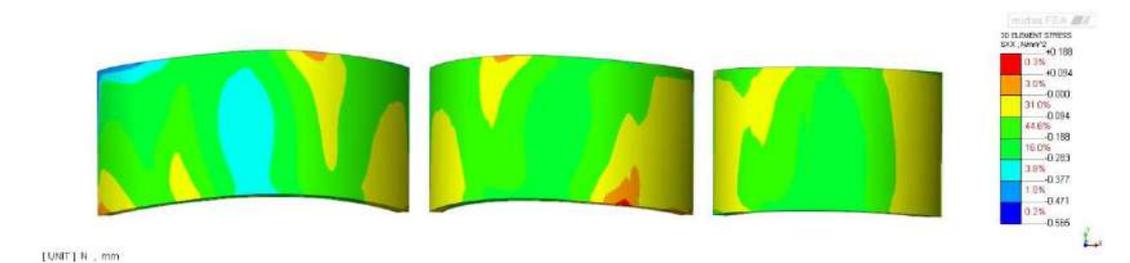


Figura 8.69 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] – Massima a trazione 0.188N/mm² – Massima a compressione -0.565N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.565 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.188 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

"e" = 16.64 cm.

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$\sigma_{\max} = 0.752 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,565 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,188 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,1885 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,3765 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-943 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-157 Nm	"
Eccentricità	e	16,64 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	8,36 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	25,07 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,752 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti la spalle e le pile.

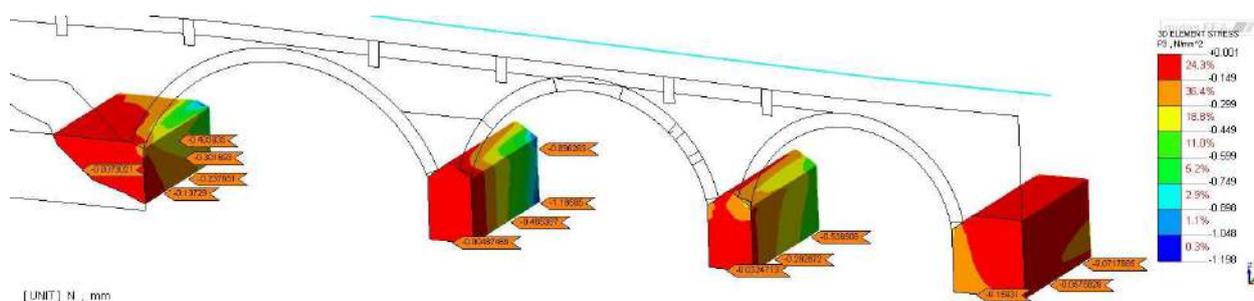


Figura 8.70 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

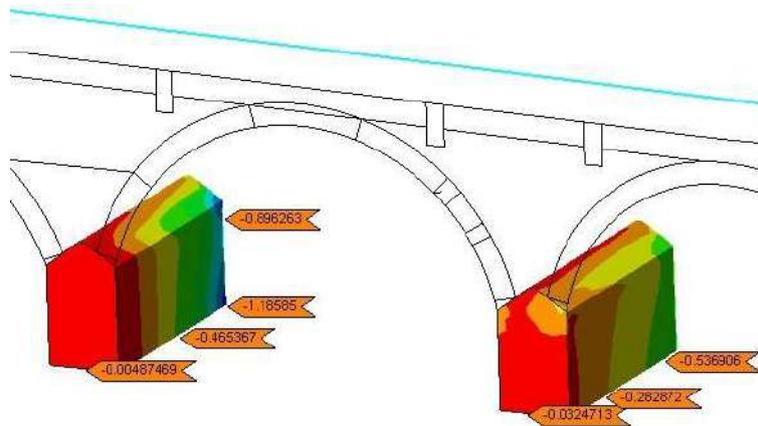


Figura 8.71 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.198 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

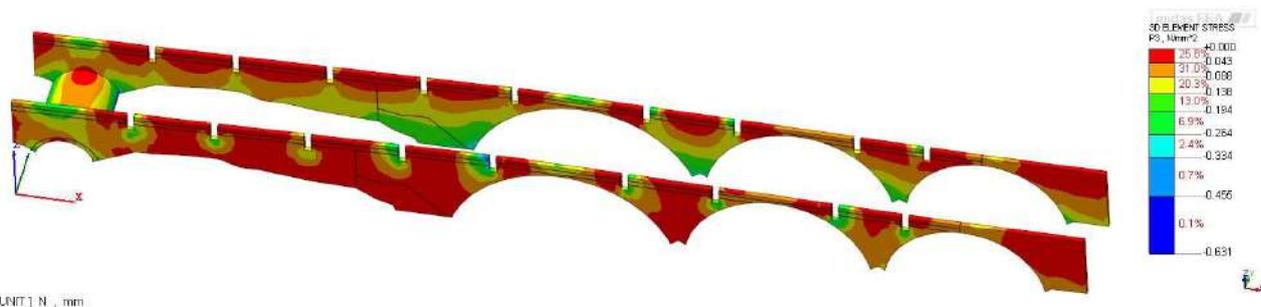


Figura 8.72 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.631 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.631 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.11 Combinazione sisma -Y+0.3X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

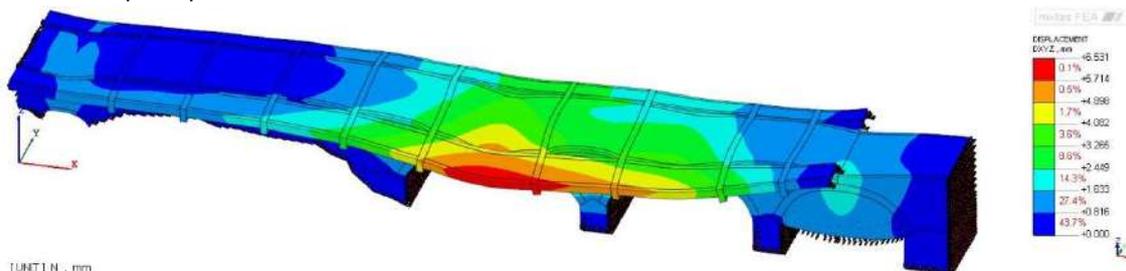


Figura 8.73 Combinazione -Y+0.3X - Spostamento DXYZ [mm]

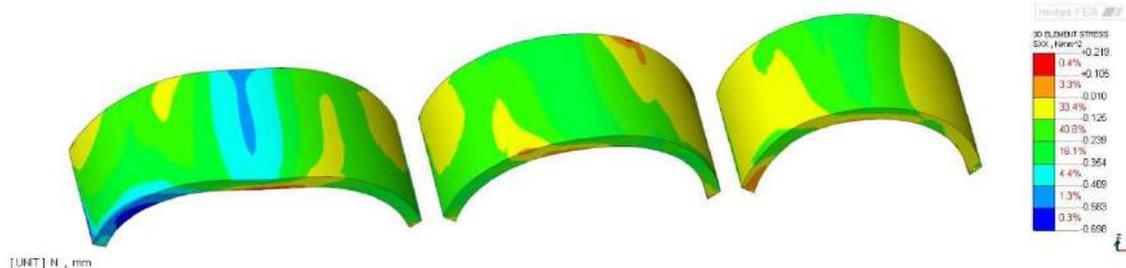


Figura 8.74 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.219N/mm² - Massima a compressione -0.698N/mm²

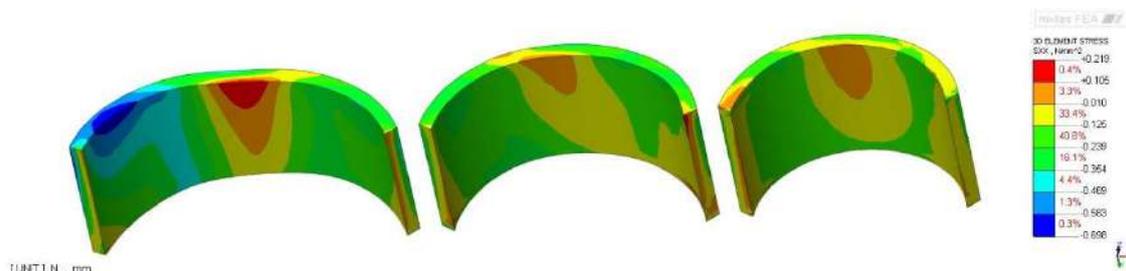


Figura 8.75 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.219N/mm² - Massima a compressione -0.698N/mm²



Figura 8.76 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.219N/mm² - Massima a compressione -0.698N/mm²



Le tensioni sulle due facce risultano pari a:

Tensioni di compressione pari a: $0.698 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione di trazione pari a: 0.219 N/mm^2

La sezione risulta quindi parzializzata.

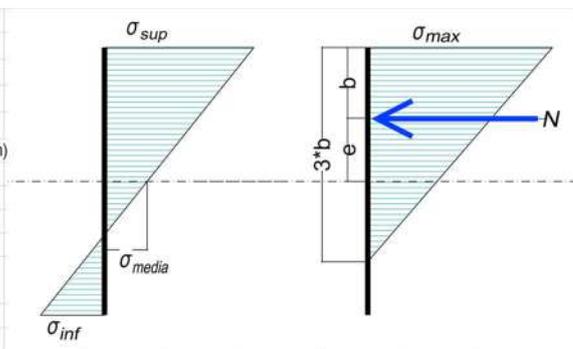
In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

"e" = 15.95 cm.

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$\sigma_{\max} = 0.882 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,698 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,219 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,2395 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex} \pm}$	-0,4585 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1198 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-191 Nm	"
Eccentricità	e	15,95 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	9,05 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	27,14 cm	
Tensione compressione	σ_{max}	-0,882 N/mm ²	caso di sezione parzializzata



Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

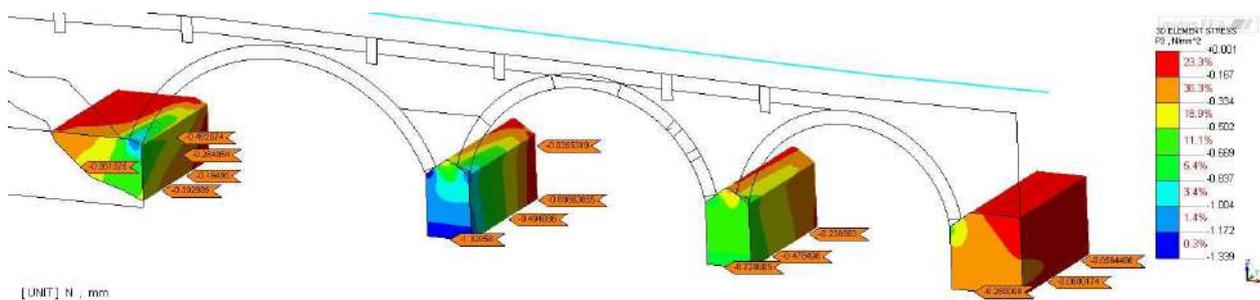


Figura 8.77 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

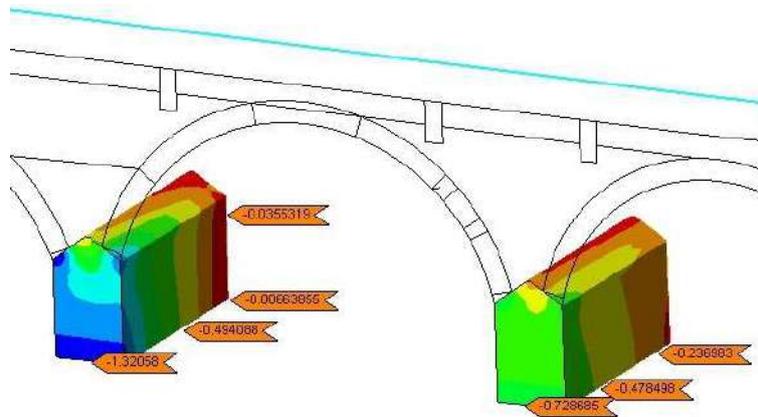


Figura 8.78 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.399 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

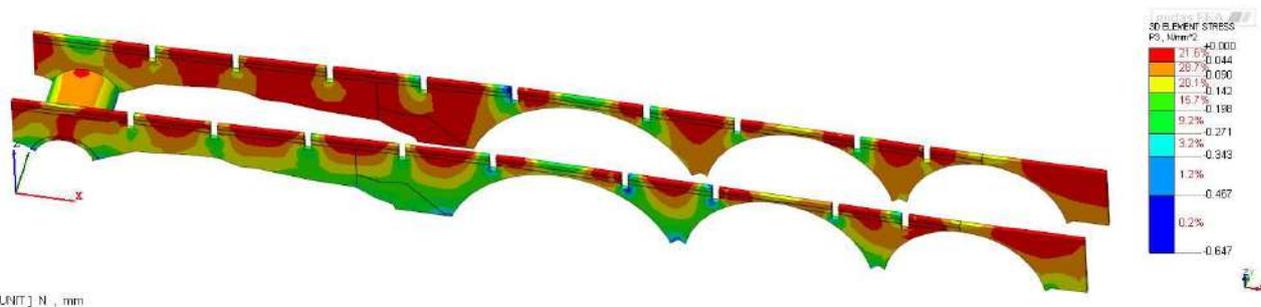


Figura 8.79 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.647 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.647 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è inferiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.



8.1.2.12 Combinazione sisma -Y-0.3X

Si riportano di seguito gli spostamenti, le sollecitazioni di compressione e trazione in direzione tangenziale riguardanti l'arco principale, con il sistema di riferimento cilindrico.

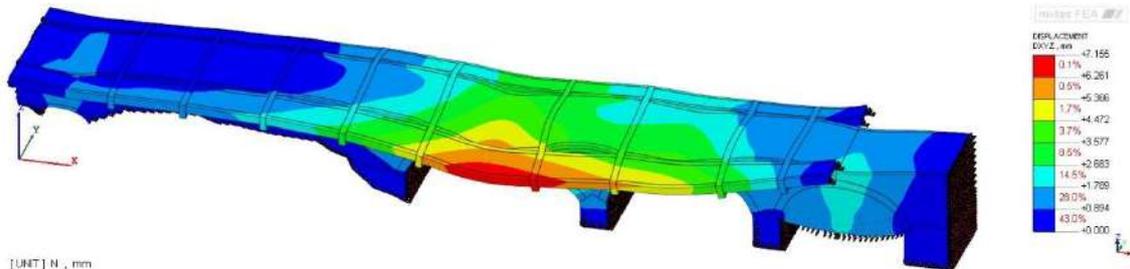


Figura 8.80 Combinazione -Y-0.3X - Spostamento DXYZ [mm]

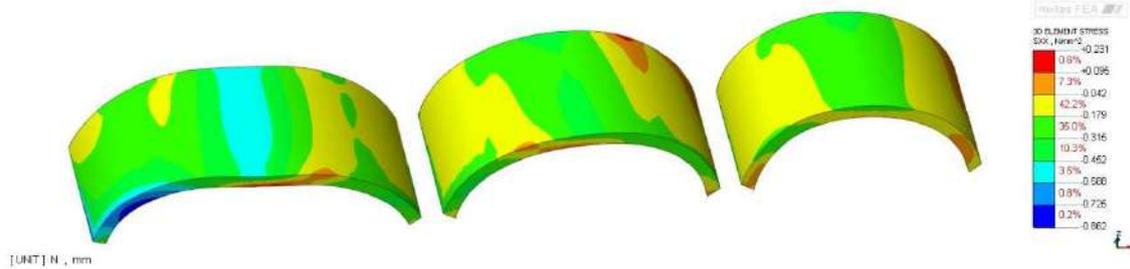


Figura 8.81 Vista 1 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.231N/mm² - Massima a compressione -0.862N/mm²

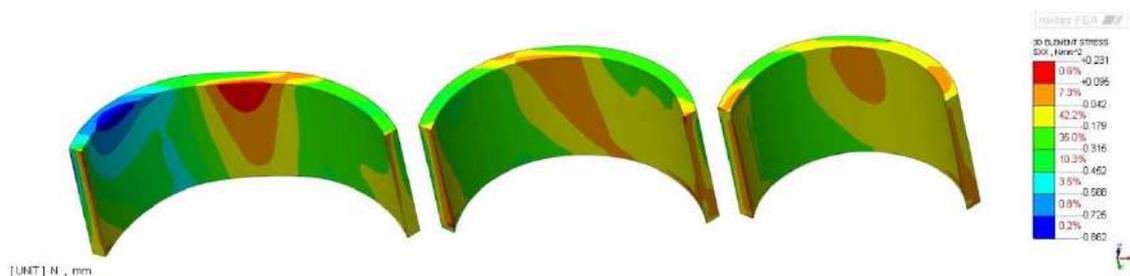


Figura 8.82 Vista 2 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.231N/mm² - Massima a compressione -0.862N/mm²



Figura 8.83 Vista 3 - Tensioni di trazione e di compressione in direzione tangenziale all'arco [N/mm²] - Massima a trazione 0.231N/mm² - Massima a compressione -0.862N/mm²

Le tensioni sulle due facce risultano pari a:



Tensioni di compressione pari a: $0.862 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$
Tensione di trazione pari a: 0.231 N/mm^2
La sezione risulta quindi parzializzata.

In prima approssimazione (ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni come da tabella sottostante) si possono dedurre dal modello sforzi di pressoflessione (N, M) che corrispondono ad una eccentricità dei carichi:

$$"e" = 14.43 \text{ cm.}$$

Nell'ipotesi di sezione parzializzata si ottiene una tensione di compressione pari a:

$$\sigma_{\max} = 0.995 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Spessore ghiera dell'arco	s	50 cm	
Sigma sup	σ_{sup}	-0,862 N/mm ²	
Sigma inf	σ_{inf}	0,231 N/mm ²	
Tensione media	σ_{media}	-0,3155 N/mm ²	
Tensione dovuta al momento	$\sigma_{\text{flex } \pm}$	-0,5465 N/mm ²	
Area	A	50 cmq	riferito a striscia di larghezza unitaria (1cm)
Sforzo normale	N	-1578 N	"
	W	416,67 cm ³	"
Momento	M	-228 Nm	"
Eccentricità	e	14,43 cm	
Distanza centro pressioni dal lembo superiore	b	10,57 cm	
Larghezza zona compressa	3*b	31,70 cm	
Tensione compressione	σ_{\max}	-0,995 N/mm ²	caso di sezione parzializzata

Si riportano di seguito le sollecitazioni principali di compressione e trazione riguardanti le spalle e le pile.

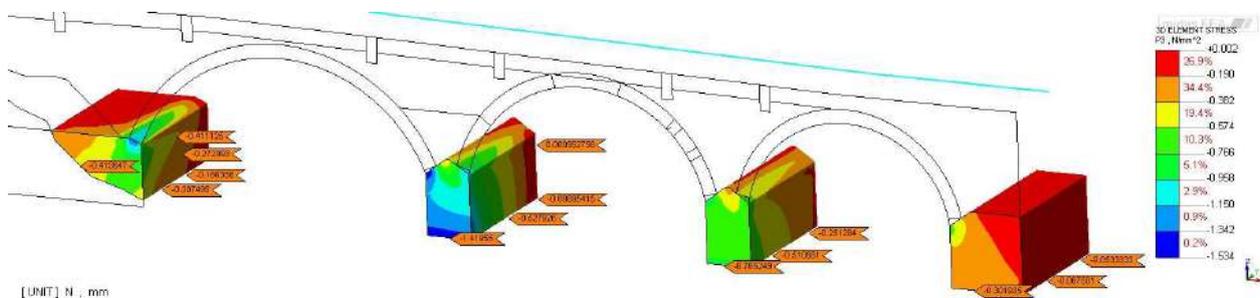


Figura 8.84 Tensione principale di compressione sulla pile e spalle del ponte [N/mm²]

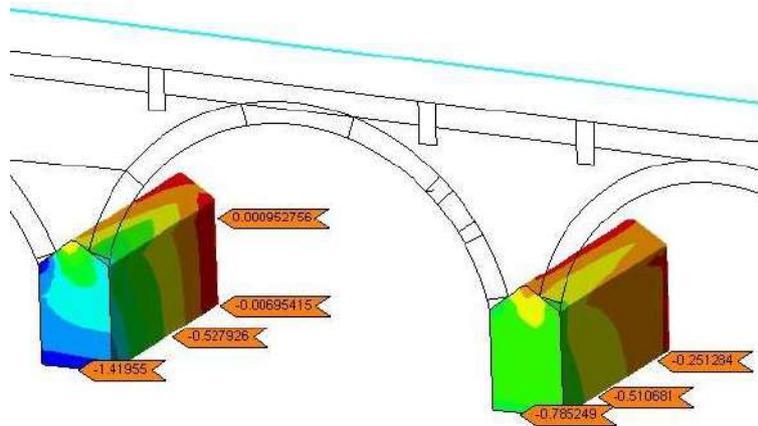


Figura 8.85 Ingrandimento - tensioni principali di compressione sulle pile [N/mm²]

Per quanto riguarda la compressione delle pile e spalle, i valori di tensione sono inferiori al valore limite per la muratura a blocchi lapidei squadri.

$$1.534 \text{ N/mm}^2 < 2.50 \text{ N/mm}^2$$

Si riportano di seguito le tensioni sui timpani in muratura:

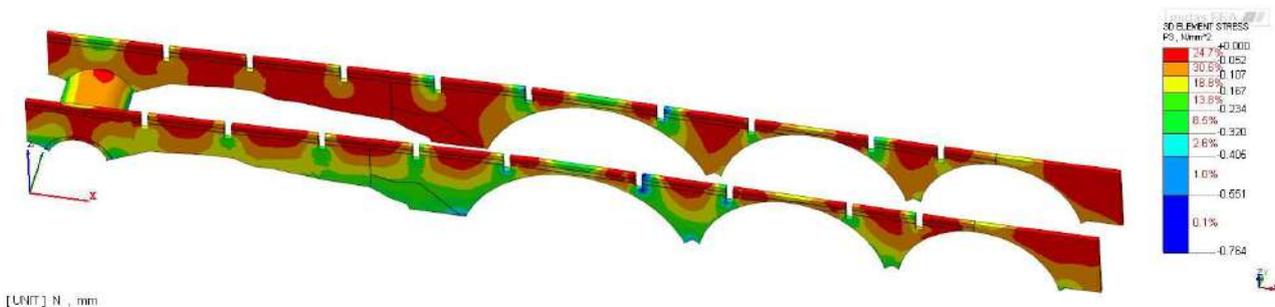


Figura 8.86 Tensione principale di compressione sui timpani in muratura

Negli elementi in muratura si raggiungono picchi di tensione di 0.764 N/mm² in corrispondenza dell'attraversamento delle travi in calcestruzzo, mentre le restanti tensioni, come si nota dalle immagini, sono piuttosto basse.

$$0.764 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La tensione di compressione massima è superiore al valore limite per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 212 di 237</i>

8.1.3 Conclusioni all'analisi sismica globale mediante modello ad elementi finiti

I risultati ottenuti dalle analisi sismiche mediante modello ad elementi finiti sono stati utilizzati per localizzare la più probabile posizione delle cerniere nelle analisi cinematica degli archi in condizione sismica riportate a seguire.

Anche in questo caso è da notare che il modello globale, rispetto all'analisi cinematica, porta generalmente a risultati più favorevoli (e quindi meno cautelativi) in quanto il riempimento, essendo modellato come materiale elastico, può dare un contributo stabilizzante.

Il modello globale consente inoltre di tener conto dell'effetto stabilizzante delle pareti laterali del ponte.

8.2 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO MEDIANTE MECCANISMI LOCALI

Lo studio del comportamento sismico degli archi in pietra che costituiscono il ponte è stato eseguito mediante analisi cinematica, valutando il minimo moltiplicatore dei carichi orizzontali che attiva il meccanismo di collasso, assumendo la posizione delle cerniere individuata dall'analisi sismica con modello globale.

L'analisi cinematica lineare è un metodo per valutare il livello di sicurezza di una costruzione in muratura nei confronti di meccanismi locali attivabili dall'azione sismica.

Tale metodo è caratterizzato dal fatto che si limita a valutare l'azione sismica in grado di attivare il cinematismo ma non si interessa dell'evoluzione dello stesso cinematismo dopo la sua attivazione. Per "attivazione" del cinematismo si intende il raggiungimento della condizione di equilibrio limite oltre la quale la catena cinematica può mettersi in moto.

Le ipotesi assunte sono:

- Assenza di scorrimento tra conci;
- Resistenza a compressione della muratura limitata, a differenza con la Circolare n. 617 del 2009 che indica resistenza muratura infinita, questo comporta una attivazione del meccanismo con una accelerazione più bassa;
- Imposte dell'arco infinitamente rigide;
- Grandi spostamenti (nel caso della ricerca dello spostamento ultimo a collasso della struttura);

La procedura dell'analisi cinematica lineare si articola nei seguenti passi:

1) Individuazione del meccanismo:

Nel paragrafo C8A.4 della Circolare n. 617 del 2009, nelle appendici, è possibile leggere: *"L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica"*.

2) Modellazione del meccanismo:

Nel paragrafo C8A.4 della Circolare n. 617 del 2009 si legge che il cinematismo consiste nella *"trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso)"*.

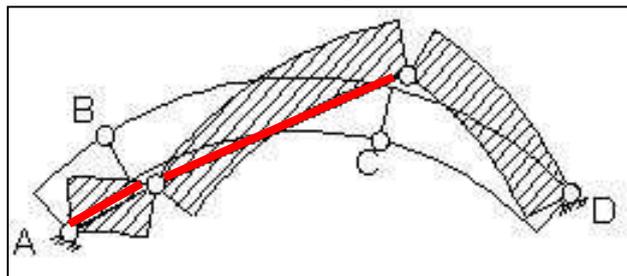


Figura 8.87 Modellazione Meccanismo dell'arco

3) Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a_0 che comporta l'attivazione del meccanismo:

Nel paragrafo C8A.4 della Circolare n. 617 del 2009 si legge "Per ottenere il moltiplicatore orizzontale a_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Assegnata una rotazione virtuale θ_k generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore a_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{X,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Dove:

- $n \rightarrow$ è il numero di tutte le forze-peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- $m \rightarrow$ è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $o \rightarrow$ è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i \rightarrow$ è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- $P_j \rightarrow$ è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i} \rightarrow$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j} \rightarrow$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_j assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i} \rightarrow$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- $F_h \rightarrow$ è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- $\delta_h \rightarrow$ è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- $L_{fi} \rightarrow$ è il lavoro di eventuali forze interne.

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	Pagina 215 di 237

Occorre tenere presente che il metodo basato sul Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in realtà non consente di tenere conto di forze attritive e coesive esistenti tra la malta e il mattone. Tali forze infatti sono dissipative e contrastano con le ipotesi di base del metodo.

4) Calcolo dell'accelerazione sismica spettrale a_0^* che comporta l'attivazione del meccanismo:

Al fine di svolgere la verifica di sicurezza occorre riferirsi alla accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* e non al moltiplicatore dei carichi a_0 .

Questo vale sia per la verifica allo Stato Limite di Danno sia per la verifica allo Stato Limite Ultimo. Il passaggio dal moltiplicatore a_0 alla accelerazione a_0^* si effettua tramite le formule riportate nella circolare n. 617 del 2009. Esse sono le seguenti (riportate nell'ordine in cui esse vanno applicate):

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$$

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

Dove:

g → è l'accelerazione di gravità;

e^* → è la frazione di massa partecipante della struttura;

FC → è il fattore di confidenza

$n+m$ → è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{X,i}$ → è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i ;

M^* → è la massa partecipante al cinematismo, valutata, in base alla 8.0.3, considerando gli spostamenti associati al cinematismo come se fossero una forma modale.

5) Verifica semplificata con fattore di struttura q (Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV).

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	Pagina 216 di 237

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

Con “q” si indica il fattore di struttura che, in base alle norme italiane, può essere assunto direttamente uguale a 2.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l’accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla C8A.4.9, anche la:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Dove $S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e γ sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

Verifica mediante analisi cinematica non lineare

L’analisi cinematica non lineare svolta ai sensi delle NTC 2008 consiste nel determinare il massimo spostamento che può sopportare un cinematismo (“capacità”) e confrontarlo con un valore di riferimento (“domanda di spostamento”) dipendente anche dall’azione sismica attesa nel sito.

Per determinare lo spostamento massimo si fa riferimento ad un apposito punto di controllo K appartenente ad un elemento del meccanismo in esame.

Tale spostamento risulta individuato su un diagramma (“curva di capacità”) che mette in relazione lo stesso spostamento del punto di controllo K con l’azione sismica necessaria ad attivare il meccanismo a partire dalla configurazione deformata definita dallo spostamento del punto K .

Dunque per svolgere l’analisi non lineare occorre determinare l’azione sismica necessaria ad attivare il meccanismo a partire da una configurazione già deformata.

Procedendo con la deformazione dei conci che compongono il cinematismo si perverrà ad una configurazione di equilibrio instabile in cui il moltiplicatore di forza orizzontale necessario ad attivare il cinematismo sarà pari a zero.

Nella normativa NTC08, si trova scritto: *“L’approccio cinematico permette inoltre di determinare l’andamento dell’azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all’evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore a , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all’annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($a=0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall’azione sismica.*

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all’evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l’annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:”



$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k,0}}\right)$$

L'immagine sottostante riassume quanto riportato per questo tipo di analisi:

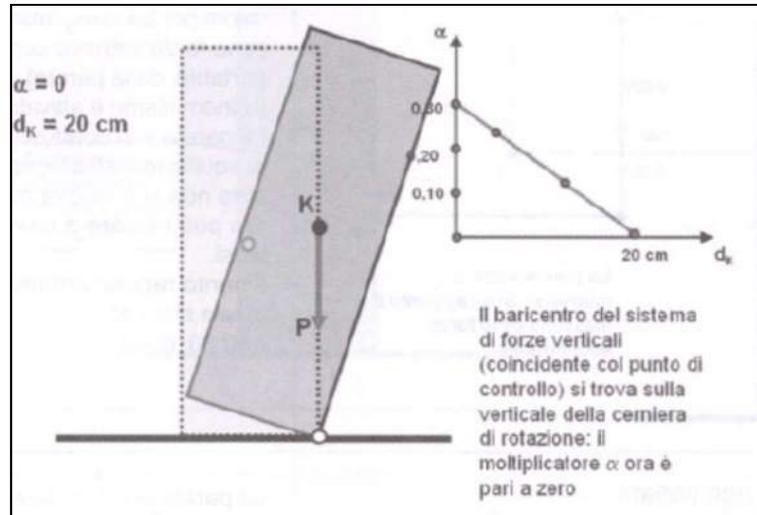


Figura 8.88 Esempio di analisi cinematica non lineare

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Per la valutazione dello "Spostamento ultimo d_u^* " la norma afferma:

"La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato Limite di Danno e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (rispettivamente SLD e SLV, paragrafi 2.1 e 2.2 della norma) è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - a) Il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a_0^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
 - b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile."

Come anticipato la verifica allo SLD è la medesima sia in analisi lineare che in analisi non lineare. Nel seguito si farà riferimento solo alla verifica SLV, l'unica obbligatoria.

Riassumendo per lo spostamento ultimo d_u^* si ha:

$$d_u^* = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot d_0^* \\ d \text{ definito dal progettista} \end{array} \right.$$

Lo "spostamento ultimo" d_u^* è un parametro importantissimo: è il massimo spostamento che può sostenere il cinematismo prima del collasso.



Esso esprime la "capacità" della struttura (in termini di spostamento), ossia le risorse con cui la struttura è in grado di opporsi ad eventuali sollecitazioni sismiche; nel caso dell'analisi lineare la capacità è una resistenza; nel caso, ora trattato, dell'analisi non lineare la capacità è uno spostamento.

Tale capacità andrà confrontata con una grandezza di riferimento, dipendente (anche) dal sito geografico dove ricade la costruzione, la cosiddetta "domanda". Essa esprime l'impegno che ci si deve attendere in quel sito e su quella struttura in caso arrivi il sisma di progetto.

Al punto C8A.4.2.3 della circolare n. 617 del 2009 si legge:

"La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^ del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s ".*

Per il calcolo del periodo secante T_s è riportata una formula cui corrisponde la seguente procedura:

- Spostamento d_s^* per valutare il periodo secante:

$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$$

- Accelerazione a_s^* corrispondente allo spostamento d_s^* sulla curva di capacità (lineare):

$$a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right)$$

- Periodo Secante T_s :

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

dove bisogna esprimere l'accelerazione in m/sec^2 .

Nella figura sottostante è riportata la procedura appena esposta in forma grafica nel piano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) che rende graficamente confrontabili lo spettro di risposta e la curva di capacità.

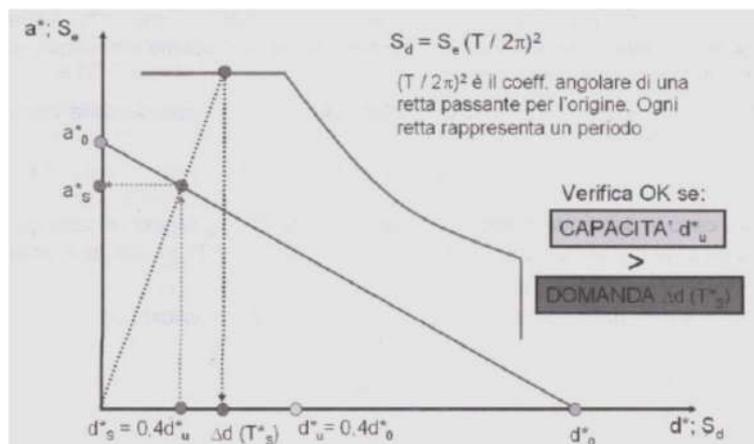


Figura 8.89 Esempio di curva di capacità e di spettro di risposta nel piano ADRS

Nel caso in figura è rappresentata una verifica di sicurezza ad esito favorevole, la normativa italiana propone di calcolare la domanda di spostamento per un periodo (appunto il periodo secante T_s) corrispondente alle condizioni ultime della parete, ossia le condizioni per le quali la stessa normativa richiede il soddisfacimento della verifica.

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	Pagina 219 di 237

Nella circolare n. 617 del 2009 è fornita la formula di verifica nel caso in cui il cinematismo riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra.

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

In questo caso la domanda in spostamento Δd è data da $S_{De}(T_s)$, cioè dallo spettro di risposta elastico in spostamento (paragrafo 3.2.3.2.3 delle NTC) valutato in corrispondenza del periodo secante T_s .

Tale spettro è dato dallo spettro elastico in accelerazione moltiplicato per:

$$\left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2$$

secondo la formula generale riportata in normativa:

$$S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, in aggiunta alla verifica illustrata per il caso di meccanismo al suolo, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. La circolare n. 617 del 2009 suggerisce una "approssimazione accettabile" con la seguente formula, dipendente dal periodo secante T_s definito poc'anzi:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \left(\frac{T_s}{T_1}\right)}}$$



8.2.1 Arco C3 (principale)

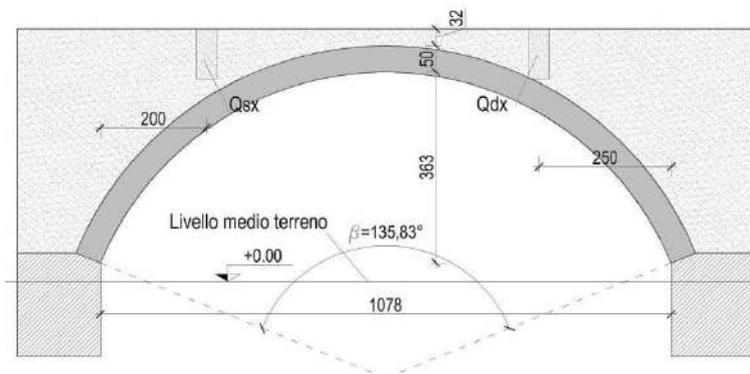


Figura 8.90 Schema di calcolo della verifica cinematica

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ARCO

Luce netta	L_N	10.785	[m]
Spessore arco	s	0.5000	[m]
Freccia intradosso arco	f_N	3.6315	[m]
Altezza riempimento	h	0.3200	[m]
Angolo in gradi	β	135.83	[grad]

CARATTERISTICHE MATERIALE

Peso specifico arco	γ arco	23.00	[kN/m ³]
Peso specifico riemp.	γ riemp.	21.00	[kN/m ³]

CARATTERI CONCENTRATI

CARICO SX	Q_{SX}	67.52	[kN]
CARICO SD	Q_{DX}	64.80	[kN]

TABELLA RISULTATI

Peso totale struttura	P	645.55	[kN]
Massa partecipante al cinematisimo	M^*	73307.76	[kg]
Moltiplicatore di collasso	α_0	0.096	[-]
Accelerazione innesco cinematisimo	a^*_0	0.796	[m/s ²]
	a^*_0	0.081	[g]
Spostamento punto K	$d_{k,0}$	0.105	[m]
Spostamento spettrale equivalente K	d^*_0	0.012	[m]
Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.005	[m]
Spostamento d^*_s	d^*_s	0.002	[m]
Accelerazione a^*_s	a^*_s	0.068	[g]
Periodo secante T^*_s	T^*_s	0.337	[s]
Spettro di risposta elastico in T^*_s	$S_e(T_s)$	0.462	[g]
Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.013	[m]
Fattore di struttura	q	2	[-]

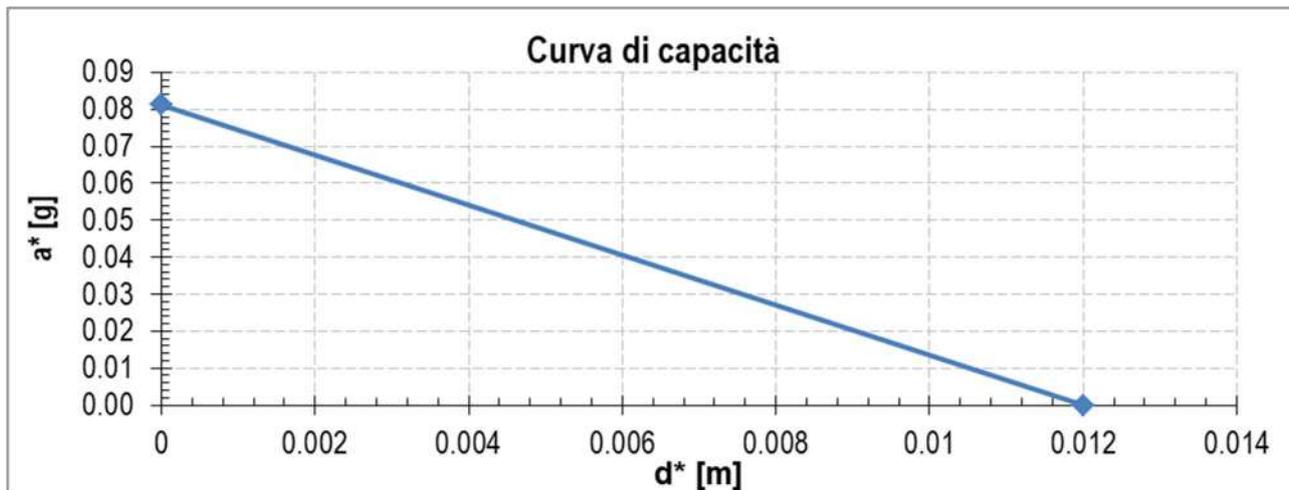


Grafico 1 Curva di capacità dell'arco

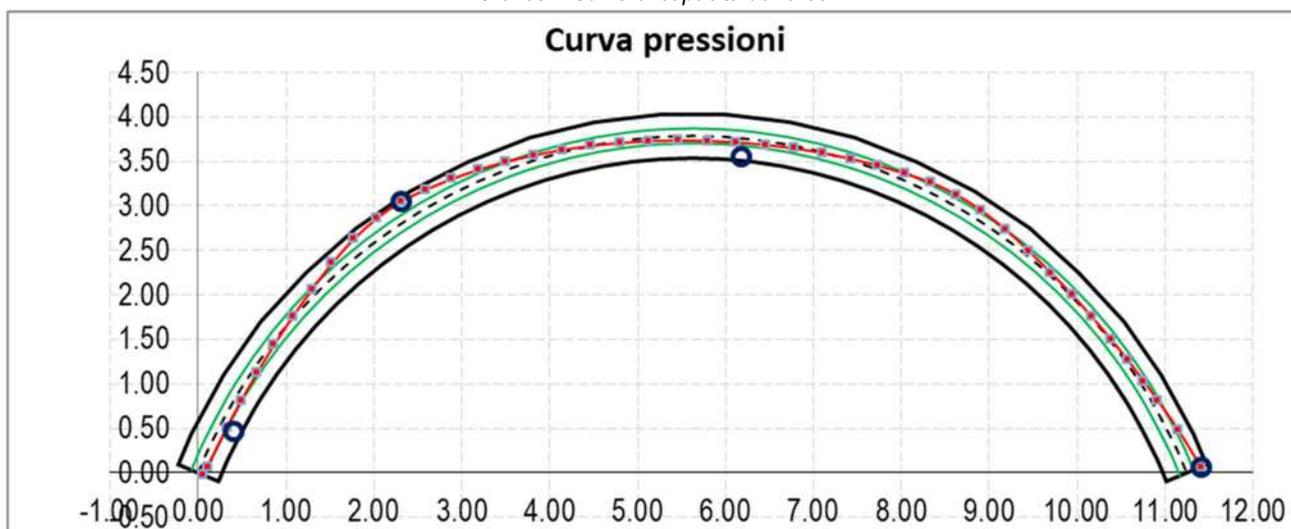


Grafico 2 Curva delle pressioni con individuazione delle cerniere plastiche e nocciolo centrale di inerzia

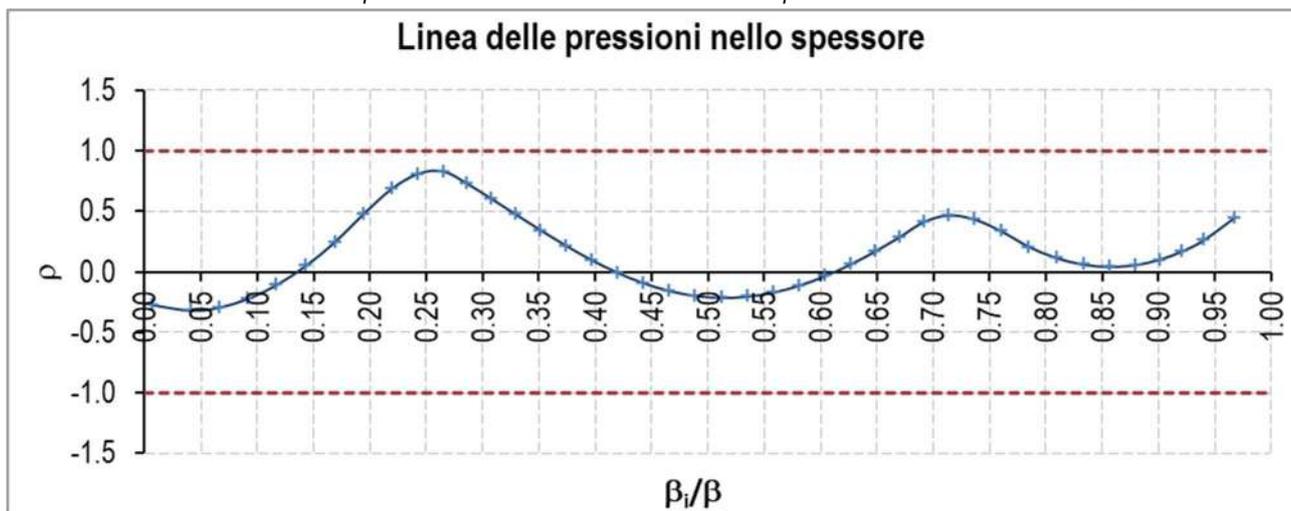
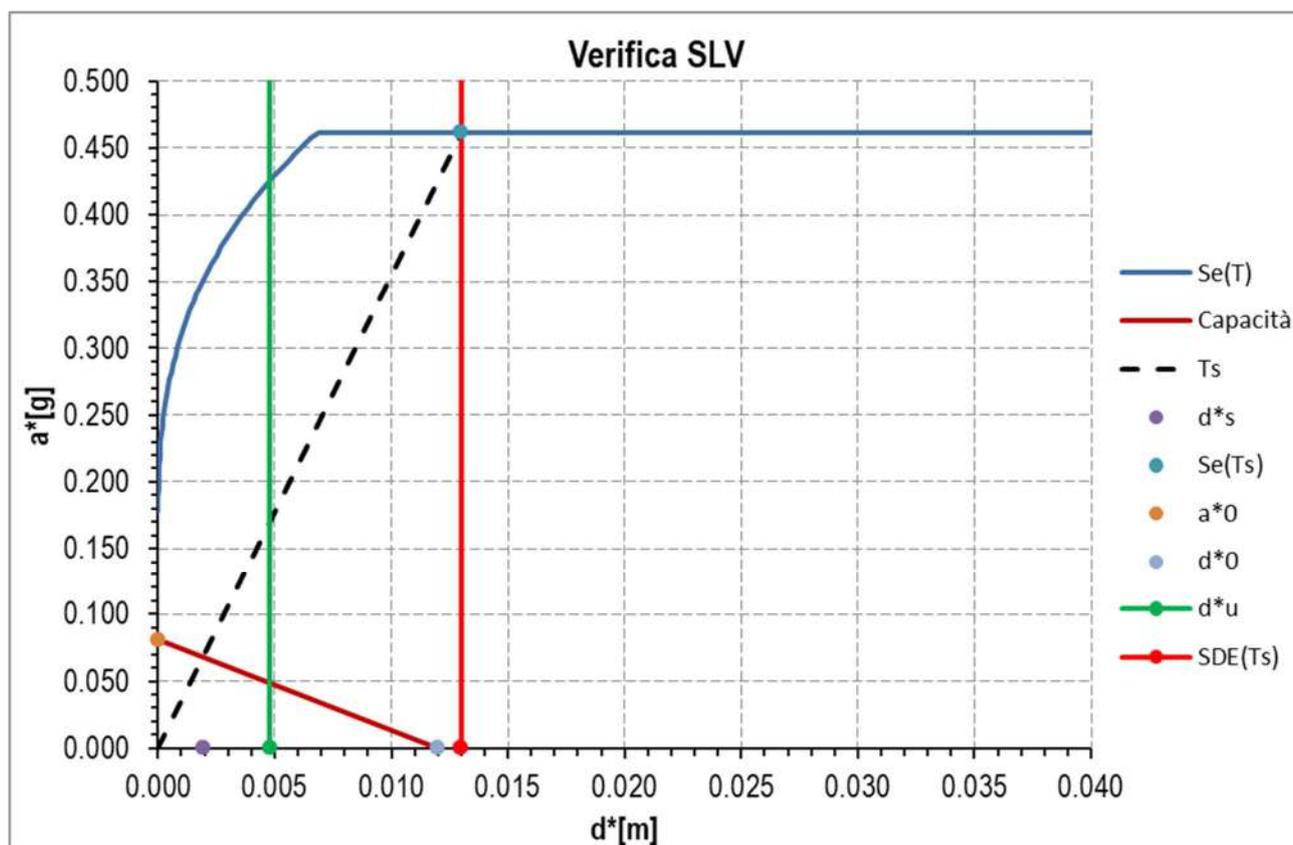
Grafico 3 Curva delle pressioni : in ordinata il rapporto tra la distanza della risultante delle pressioni rispetto al raggio medio e metà spessore dell'arco; in ascisse l'angolo relativo. Se $p=|1|$ tensione infinita a compressione



TABELLA VERIFICHE

SLD	Accelerazione di picco SLD	$a_g(P_{VR}) \cdot S$	0.077705 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.081 [g]
	Verifica SLD $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		VERIFICATO AL 95.73%
SLV	Accelerazione di picco SLV	$a_g(P_{VR}) \cdot S/q$	0.089 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.081 [g]
	Verifica SLV $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		NON VERIFICATO AL 109.47%
	Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.01300 [m]
	Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.00480 [m]
	Verifica SLV $d_u^* \geq S_{DE}(T_s)$		NON VERIFICATO AL 270.75%





8.2.2 ARCO C2

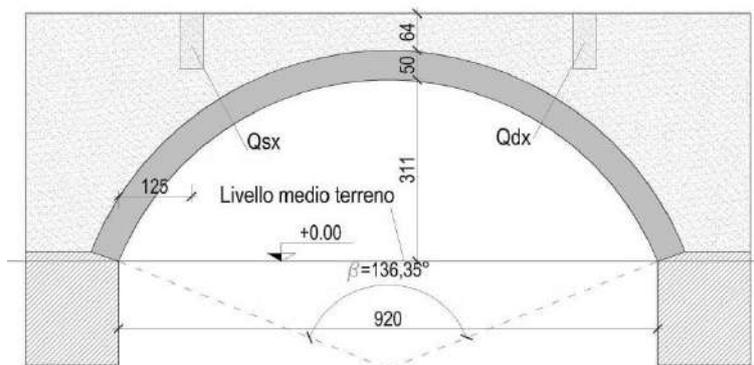


Figura 8.91 Schema di calcolo della verifica cinematica

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ARCO

Luce netta	L_N	9.2000	[m]
Spessore arco	s	0.5000	[m]
Freccia intradosso arco	f_N	3.1100	[m]
Altezza riempimento	h	0.6400	[m]
Angolo in gradi	β	136.350	[grad]

CARATTERISTICHE MATERIALE

Peso specifico arco	γ arco	23.00	[kN/m ³]
Peso specifico riemp.	γ riemp.	21.00	[kN/m ³]

CARATTERI CONCENTRATI

CARICO SX	Q_{SX}	65.98	[kN]
CARICO SD	Q_{DX}	61.28	[kN]

TABELLA RISULTATI

Peso totale struttura	P	607.23	[kN]
Massa partecipante al cinematisimo	M^*	69252.76	[kg]
Moltiplicatore di collasso	α_0	0.187	[-]
Accelerazione innesco cinematisimo	a^*_0	1.606	[m/s ²]
	a^*_0	0.164	[g]
Spostamento punto K	$d_{k,0}$	0.198	[m]
Spostamento spettrale equivalente K	d^*_0	0.022	[m]
Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.009	[m]
Spostamento d^*_s	d^*_s	0.004	[m]
Accelerazione a^*_s	a^*_s	0.138	[g]
Periodo secante T^*_s	T^*_s	0.321	[s]
Spettro di risposta elastico in T^*_s	$S_e(T_s)$	0.462	[g]
Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.012	[m]
Fattore di struttura	q	2	[-]

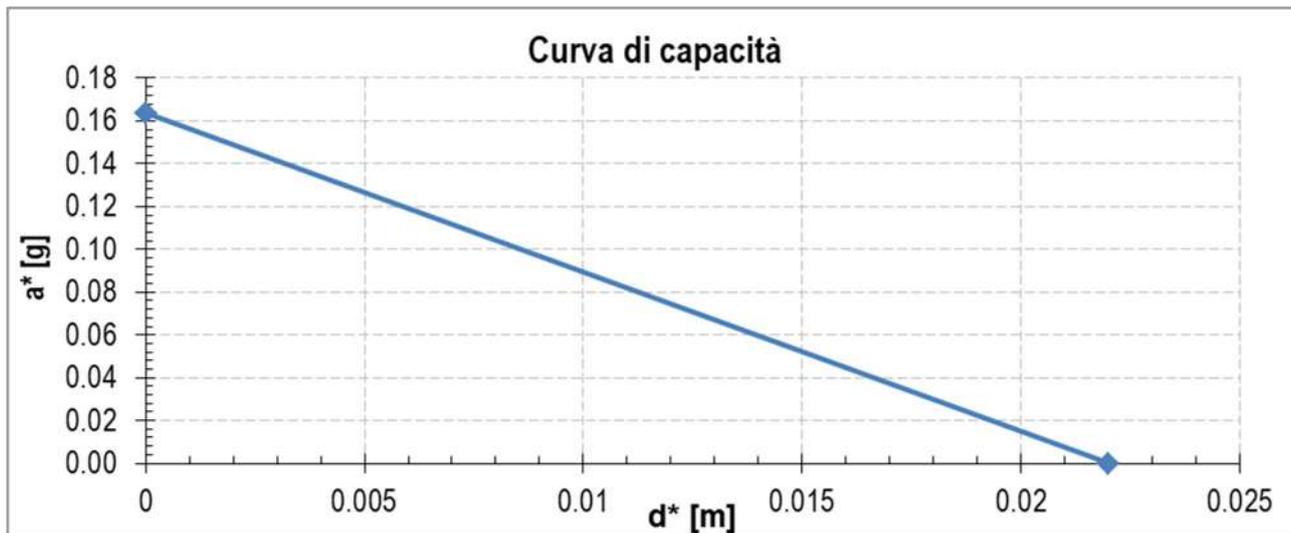


Grafico 4 Curva di capacità dell'arco

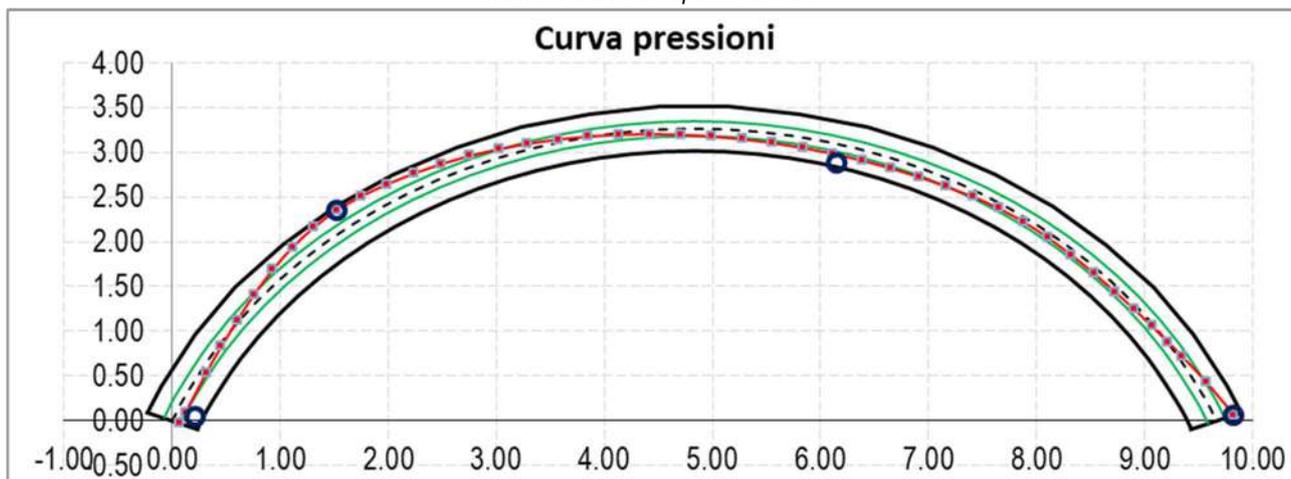


Grafico 5 Curva delle pressioni con individuazione delle cerniere plastiche e nocciolo centrale di inerzia

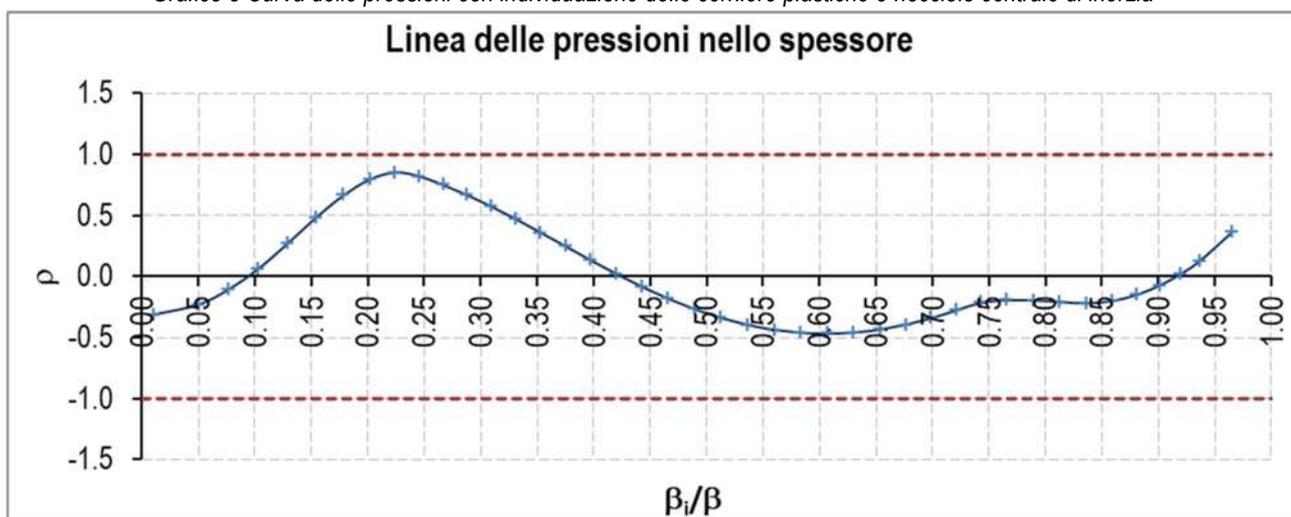
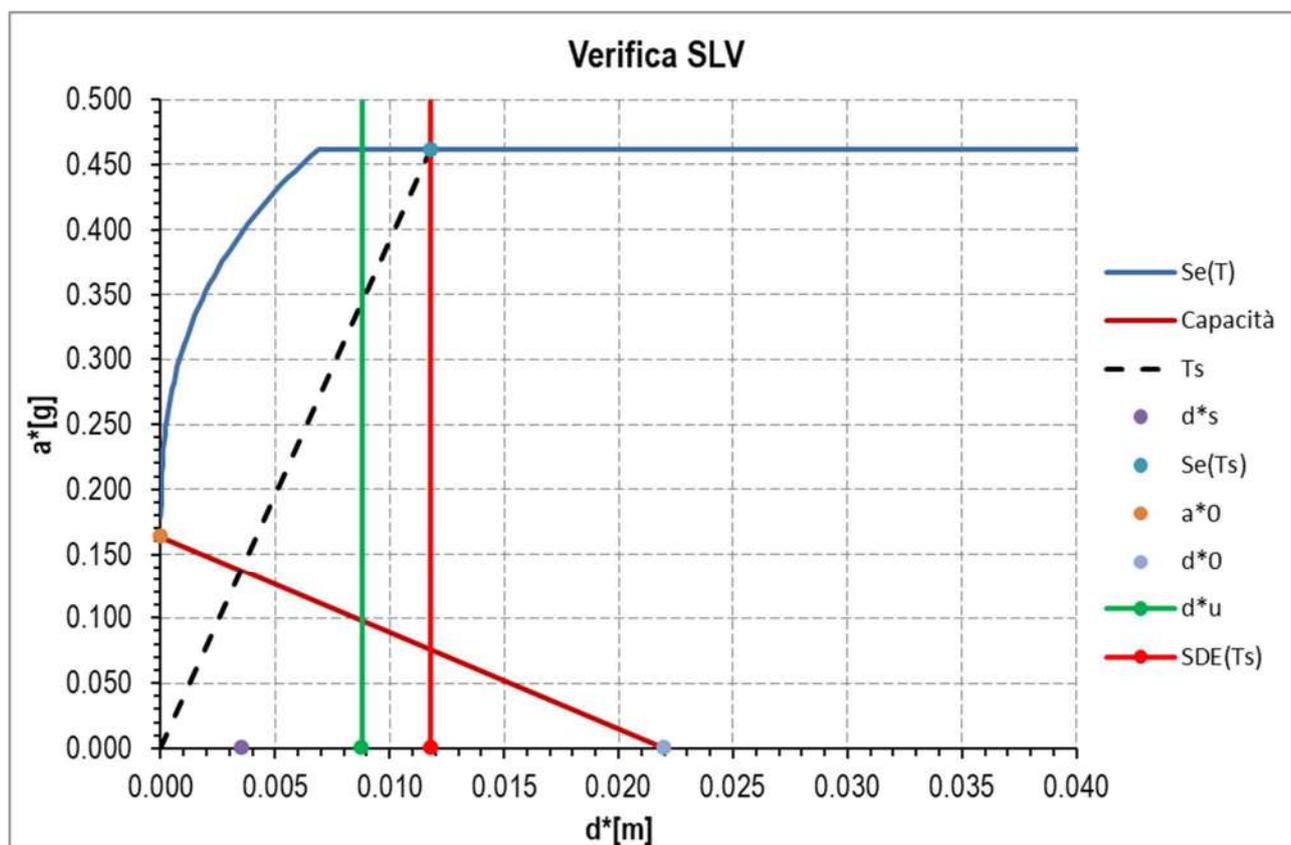
Grafico 6 Curva delle pressioni : in ordinata il rapporto tra la distanza della risultante delle pressioni rispetto al raggio medio e metà spessore dell'arco; in ascisse l'angolo relativo. Se $\rho=|1|$ tensione infinita a compressione



TABELLA VERIFICHE

SLD	Accelerazione di picco SLD	$a_g(P_{VR}) \cdot S$	0.077705 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.164 [g]
	Verifica SLD $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		VERIFICATO AL 47.45%
SLV	Accelerazione di picco SLV	$a_g(P_{VR}) \cdot S/q$	0.089 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.164 [g]
	Verifica SLV $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		VERIFICATO AL 54.26%
	Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.01181 [m]
	Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.00880 [m]
	Verifica SLV $d_u^* \geq S_{DE}(T_s)$		NON VERIFICATO AL 134.19%





8.2.3 Arco C1

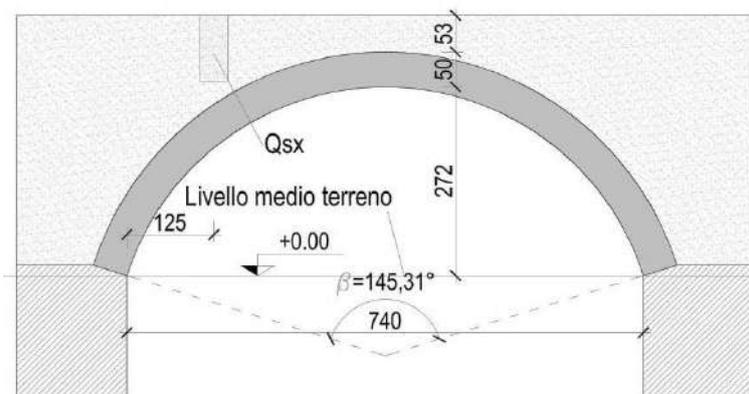


Figura 8.92 Schema di calcolo della verifica cinematica

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ARCO			
Luce netta	L_N	7.4000	[m]
Spessore arco	s	0.5000	[m]
Freccia intradosso arco	f_N	2.7200	[m]
Altezza riempimento	h	0.5300	[m]
Angolo in gradi	β	145.31	[grad]

CARATTERISTICHE MATERIALE			
Peso specifico arco	γ arco	23.00	[kN/m ³]
Peso specifico riemp.	γ riemp.	21.00	[kN/m ³]

CARATTERI CONCENTRATI			
CARICO SX	Q_{SX}	51.37	[kN]
CARICO SD	Q_{DX}	-	[kN]

TABELLA RISULTATI

Peso totale struttura	P	408.38	[kN]
Massa partecipante al cinematisimo	M^*	41203.13	[kg]
Moltiplicatore di collasso	α_0	0.155	[-]
Accelerazione innesco cinematisimo	a^*_0	1.533	[m/s ²]
	a^*_0	0.156	[g]
Spostamento punto K	$d_{k,0}$	0.171	[m]
Spostamento spettrale equivalente K	d^*_0	0.020	[m]
Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.008	[m]
Spostamento d^*_s	d^*_s	0.003	[m]
Accelerazione a^*_s	a^*_s	0.131	[g]
Periodo secante T^*_s	T^*_s	0.313	[s]
Spettro di risposta elastico in T^*_s	$S_e(T_s)$	0.462	[g]
Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.011	[m]
Fattore di struttura	q	2	[-]

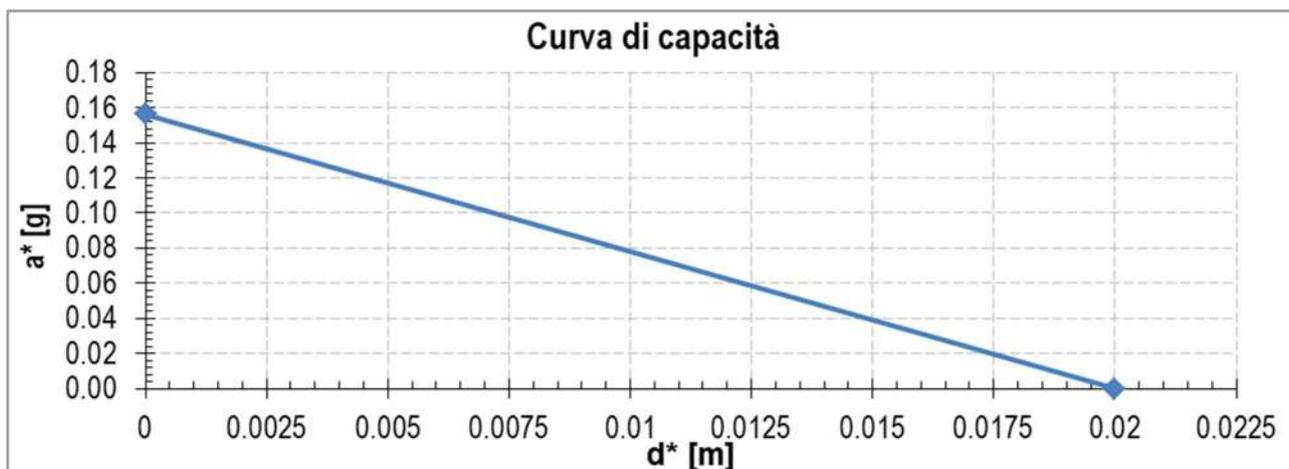


Grafico 7 Curva di capacità dell'arco

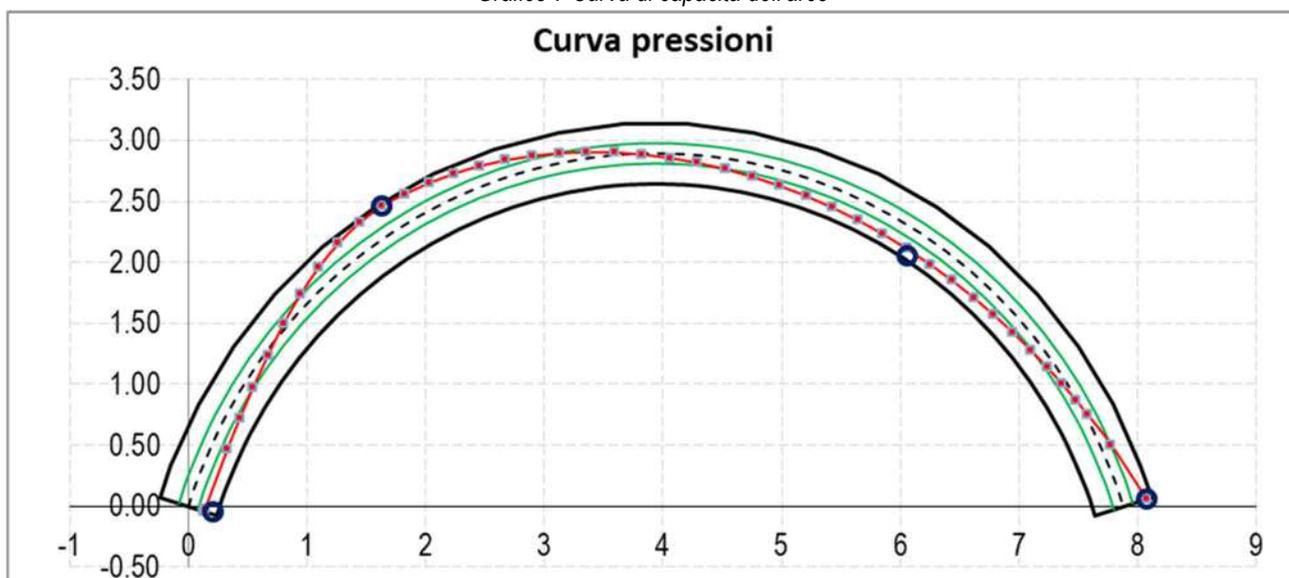


Grafico 8 Curva delle pressioni con individuazione delle cerniere plastiche e nocciolo centrale di inerzia

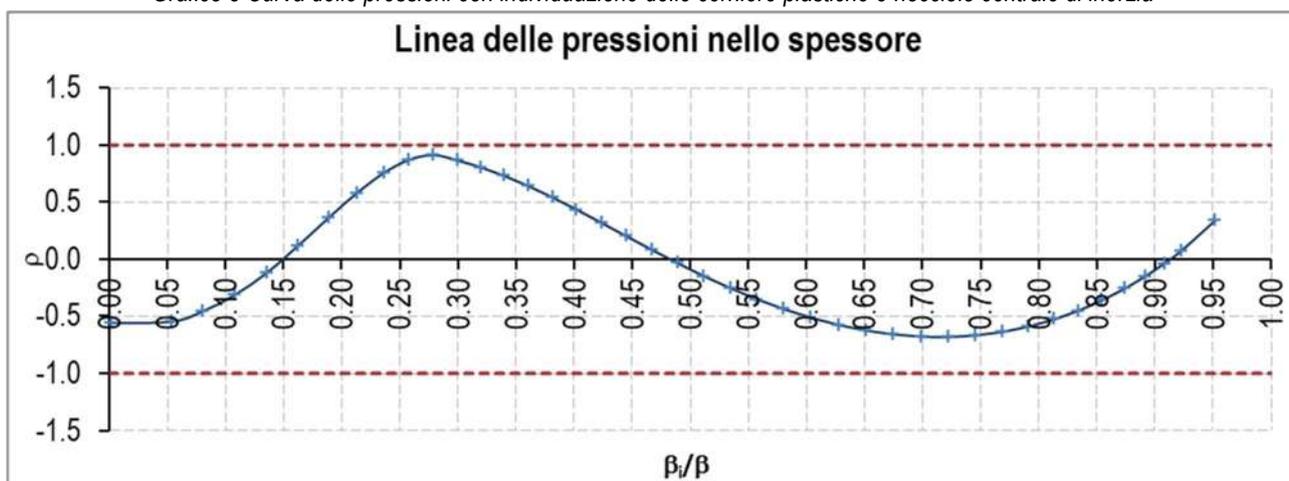
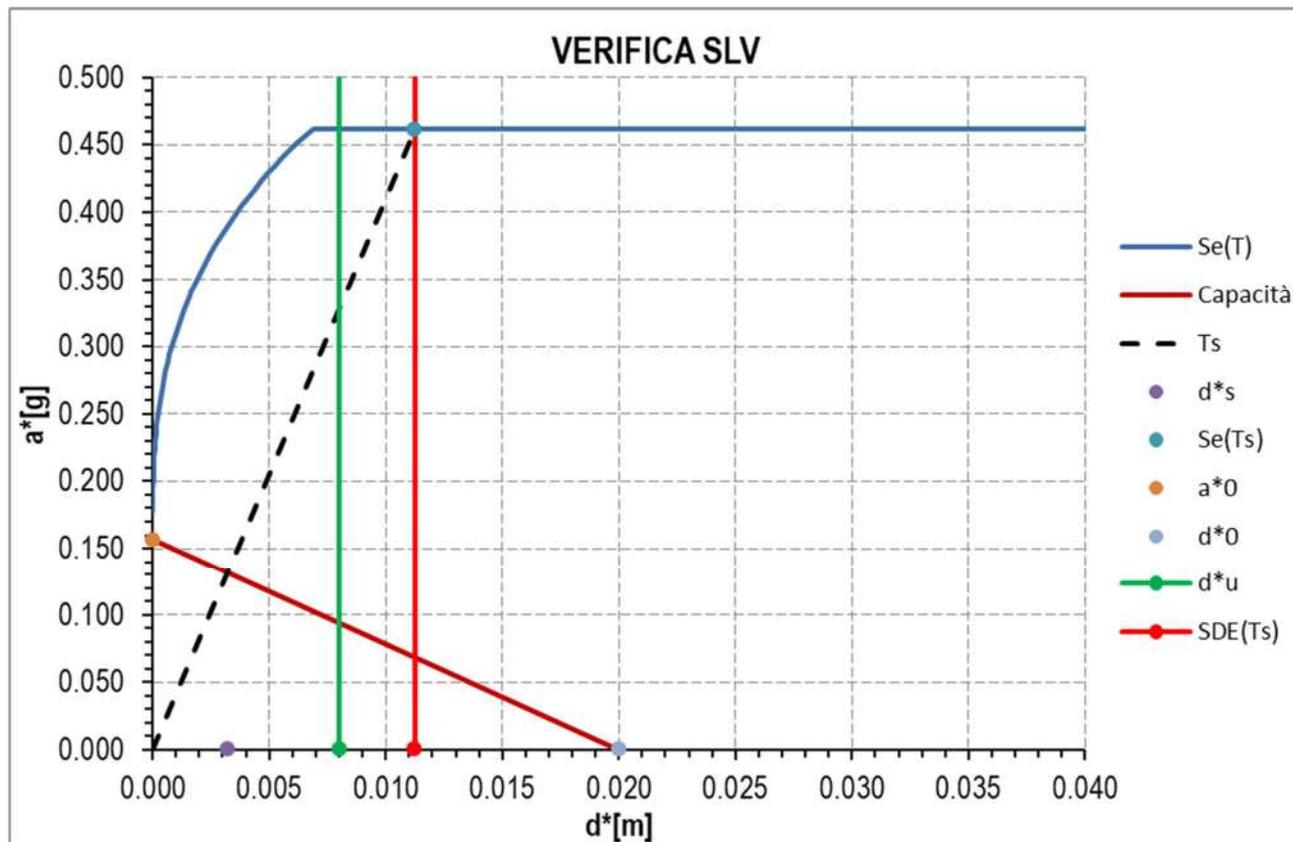
Grafico 9 Curva delle pressioni : in ordinata il rapporto tra la distanza della risultante delle pressioni rispetto al raggio medio e metà spessore dell'arco; in ascisse l'angolo relativo. Se $\rho=|1|$ tensione infinita a compressione



TABELLA VERIFICHE

SLD	Accelerazione di picco SLD	$a_g(P_{VR}) \cdot S$	0.077705 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.156 [g]
	Verifica SLD $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		VERIFICATO AL 49.7%
SLV	Accelerazione di picco SLV	$a_g(P_{VR}) \cdot S/q$	0.089 [g]
	Accelerazione innesco cinematico	a^*_0	0.156 [g]
	Verifica SLV $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		VERIFICATO AL 56.84%
	Domanda di spostamento	$S_{DE}(T_s)$	0.01125 [m]
	Spostamento spettrale equivalente	d^*_u	0.00800 [m]
Verifica SLV $d_u^* \geq S_{DE}(T_s)$		NON VERIFICATO AL 140.58%	



8.2.4 Conclusioni all'analisi sismica mediante meccanismi locali

L'analisi dei meccanismi di collasso locale degli archi in pietra conferma la vulnerabilità di tali elementi nei confronti dell'azione sismica, con una capacità del sistema pari a circa il 40% della domanda sismica prevista dalla normativa vigente per il sito in esame.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei risultati.

S.L.	VERIFICA	ARCO 1	ARCO 2	ARCO 3
SLD	$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$	95.73%	47.45%	49.70%
SLV	$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$	109.47%	54.26%	56.84%
SLV	$d_u^* \geq S_{DE}(T_S)$	270.75%	134.19%	140.58%

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 230 di 237</i>

9 CONCLUSIONI

Sono state eseguite verifiche statiche preliminari sia mediante modello globale ad elementi finiti che mediante analisi cinematica degli archi in pietra, considerando sia due possibili limitazioni del carico veicolare (traffico limitato a veicoli sotto le 3.5 o 13.0 tonnellate combinati con il carico distribuito dovuto alla folla 500 kg/mq) sia i carichi previsti dalla normativa vigente per ponti di 2° categoria.

Nello stato attuale (limitazione di 3.5 ton per il transito dei veicoli) le verifiche col metodo plastico condotte sull'arcata principale forniscono una capacità di resistenza di progetto pari a circa il 90% rispetto alle azioni agenti.

Nell'arcata minore posta a Nord, per effetto di una maggiore eccentricità dei carichi, la percentuale di verifica risulta inferiore ma è da notare che su tale elemento le verifiche sono state condotte considerando la sola arcata del ponte romano senza tenere conto del contributo delle murature di tamponamento in laterizio poste sui due lati che possono contribuire a stabilizzare l'arcata stessa.

Nelle condizioni di carico più gravose le carenze strutturali risultano ovviamente più marcate.

Tale situazione risulta inoltre aggravata dall'accentuato stato di degrado in cui si trovano attualmente le strutture murarie.

Le strutture in cemento armato non presenterebbero gravi carenze strutturali ma il forte degrado in cui si trovano anche tali strutture ha causato una notevole riduzione della capacità resistente con la necessità di prevedere interventi urgenti di ripristino.

Anche le analisi sismiche hanno evidenziato la vulnerabilità della struttura in esame, ed in particolare degli archi in pietra. Si ricorda che le norme tecniche vigenti rendono obbligatorio intervenire subito per carenze dovute ad azioni "controllate dall'uomo" e consentono invece di programmare gli interventi per le carenze "sismiche".

Sono stati quindi proposti una serie di interventi di ripristino, consolidamento e miglioramento del comportamento strutturale, che consentano di adeguare la struttura alle richieste dal punto di vista statico, considerando il carico da folla previsto dalla normativa (500 kg/mq) ed il carico ridotto per il traffico a 3.5t, e di migliorare il comportamento sismico fino al raggiungimento di un livello di sicurezza superiore al 60% di quanto richiesto per strutture di nuova costruzione.

Viste le carenze strutturali ed il grave stato di degrado, nell'attesa degli interventi definitivi, si consiglia di limitare la larghezza calpestabile delle parti a sbalzo realizzando ad esempio dei parapetti provvisori ad una certa opportuna distanza da quelli esistenti. In questo modo si possono infatti ridurre i carichi agenti sulle travi di bordo in c.a. ed i carichi complessivi agenti sull'arcata. Si osserva che con un restringimento pari a circa 50-60 cm da ciascun lato si ottiene una riduzione delle azioni esterne agenti sull'arcata dell'ordine dell'10-13% che può permettere di riportare il coefficiente di sicurezza ad un valore dell'ordine del 100%.

Vista la presenza di degrado che può ridurre il reale grado di sicurezza rispetto alle valutazioni analitiche, oltre alle misure di limitazione dei carichi, dovrà essere previsto un monitoraggio o controllo periodico del manufatto. Le lacune presenti nell'arcata in pietra possono essere infine temporaneamente rinforzate (es. con l'inserimento di cunei in legno duro).

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 231 di 237</i>

10 PROPOSTA DI INTERVENTO

I rilievi svolti in sito, l'analisi del quadro fessurativo e le verifiche sia statiche che sismiche descritte nei capitoli precedenti hanno evidenziato uno stato di carenza strutturale per il manufatto in esame, aggravato dall'avanzato stato di degrado che affligge sia gli elementi in calcestruzzo armato sia le strutture in muratura.

L'intervento, che si ritiene necessario ed urgente, dovrà quindi avere un duplice scopo: il ripristino dell'integrità strutturale, mediante interventi di riparazione ed eventuale integrazione di porzioni mancanti o non recuperabili, ed il miglioramento del comportamento strutturale sia statico che sismico, per il raggiungimento di un maggiore livello di sicurezza rispetto alle azioni previste dalla normativa vigente.

La tipologia e l'estensione degli interventi, e quindi l'importo dei lavori, possono variare sulla base del livello di sicurezza che il committente vorrà raggiungere ed il massimo carico veicolare che si vorrà consentire.

A seguire viene descritta una possibile ipotesi di intervento considerando il mantenimento degli attuali carichi variabili ovvero con limitazione del passaggio dei mezzi aventi carico superiore a 3.5 tonnellate.

Un aumento della capacità portante necessario a permettere il passaggio di mezzi pesanti risulterebbe molto invasivo e scarsamente compatibile considerando il fatto che si tratta di un manufatto storico di notevole pregio.

In questo studio preliminare si è considerato il mantenimento della struttura in calcestruzzo armato quale passerella pedonale e ciclabile, ed il suo ripristino e consolidamento strutturale.

Per le arcate in muratura, oltre agli interventi di riparazione all'intradosso si prevede di operare anche all'estradosso (previa rimozione della pavimentazione e del riempimento) per incrementare il coefficiente di sicurezza e migliorare il comportamento sismico

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 232 di 237</i>

10.1 STRUTTURE IN MURATURA

Dovranno essere ingenerale previsti interventi diffusi di riparazione integrati da interventi di consolidamento atti a migliorare l'attuale grado di sicurezza.

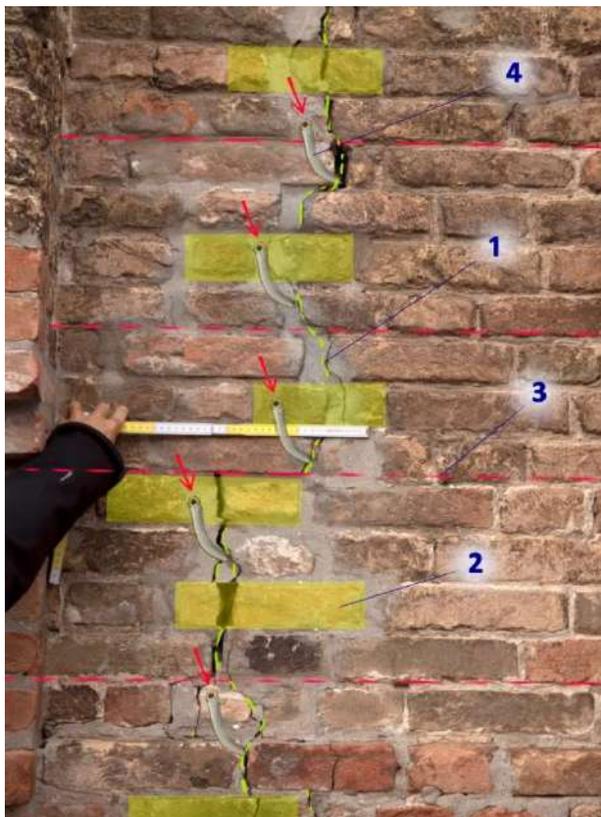
Un intervento non prettamente strutturale, ma che si ritiene importante per evitare il rapido insorgere di nuovi fenomeni di degrado è la realizzazione di un sistema di impermeabilizzazione all'estradosso degli archi, in modo da evitare infiltrazioni di acque meteoriche con dilavamento del materiale legante e danneggiamento delle strutture murarie.

Interventi di riparazione e restauro

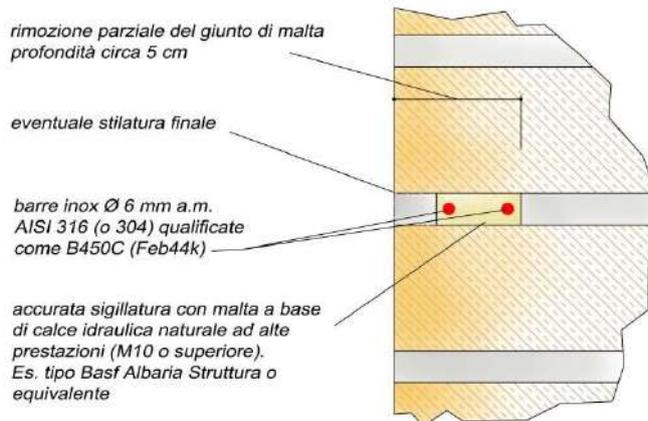
In relazione ali fenomeni di degrado precedentemente descritti risultano necessari interventi diffusi per il risanamento della muratura, mediante l'uso di tecniche e materiali tradizionali (mattoni di recupero, malta di calce), e solo localmente in posizioni particolarmente sollecitate mediante materiali moderni ad alta durabilità, ad esempio barre in acciaio inossidabile.

In generale sarà necessario procedere con i seguenti interventi:

- pulizia del paramento murario con bonifica della vegetazione spontanea;
- riparazione della muratura lesionata mediante le seguenti tecniche:
 - o scuci-cuci;
 - o sostituzione di singoli mattoni;
 - o risanamento mediante la ristilatura con malta di calce strutturale dei giunti degradati, previa la rimozione con raschietti della parte di malta decoesa;
 - o inserimento di armature inox di piccolo diametro nei giunti precedentemente scarniti per realizzare legature localizzate e per l'eventuale ancoraggio di paramenti distaccati;
- ripristino degli elementi in pietra mancanti e delle porzioni distaccate, procedendo per cantiere e mettendo in carico i nuovi elementi;
- iniezioni di boiacche a base di calce idraulica naturale;



Cucitura di lesione



Inserimento barre inox di piccolo diametro

Le indagini e le verifiche eseguite non hanno evidenziato particolari vulnerabilità a livello fondazionale, dovranno essere svolti tuttavia ulteriori controlli dopo il montaggio dei ponteggi di forza, l'eventuale messa in secca del canale e la rimozione della centinatura esistente, prevedendo delle somme a disposizione per eventuali interventi che si evidenziassero necessari.

Potranno essere infine previsti interventi di protezione dei paramenti murari e lapidei esistenti.

Interventi di consolidamento

La rimozione della pavimentazione necessaria per l'impermeabilizzazione del ponte permetterà di prevedere interventi di consolidamento all'estradosso delle arcate.

Gli interventi prevederanno in generale le seguenti operazioni:

- Rinforzo estradosso degli archi in pietra mediante placcaggio in conglomerato di calce idraulica naturale armato con barre in acciaio inox, opportunamente collegate alla muratura degli archi, oppure mediante utilizzo di materiali fibro-rinforzati, ad esempio in fibra di acciaio ad alta resistenza applicata in matrice inorganica (malta a base di calce).
- Eventuale realizzazione di frenelli in muratura all'estradosso degli archi;

- Realizzazione di una soletta orizzontale di redistribuzione dei carichi concentrati, da realizzare all'estradosso delle travi esistenti, che servirà anche da base per la stesura della nuova impermeabilizzazione;
- Inserimento di tiranti trasversali in acciaio inox per il trattenimento dei timpani murari.



Esempi di frenelli in muratura



Rinforzo mediante fasce in fibra di acciaio

Tali interventi dovranno essere eseguiti intervenendo dall'estradosso degli archi in pietra, previa puntellazione di forza e rimozione del riempimento esistente, operando, per ragioni di sicurezza, per fasi successive.

10.2 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Le strutture esistenti in cemento armato risultano allo stato attuale fortemente degradate, con espulsione del copriferro e conseguente ossidazione delle barre di armatura. Tale strutture necessitano di urgenti interventi di ripristino e consolidamento.

Si prevedono quindi interventi diffusi di risanamento attuati con la seguente metodologia generale:

- rimozione selettiva del calcestruzzo degradato, carbonatato e/o tendente al distacco;
- trattamento passivante dei ferri di armatura esposti e corrosi;
- eventuale integrazione, ove necessario, delle armature longitudinali e trasversali con nuove barre ad aderenza migliorata in acciaio inox adeguatamente collegate;
- ripristino del calcestruzzo rimosso mediante malta ad alta resistenza tixotropica a ritiro compensato R4 secondo EN1504;
- incollaggio di lesioni con iniezioni di resina epossidica.

All'intradosso, dove l'armatura esistente risulta insufficiente per assorbire i momenti flettenti e/o il taglio, si dovrà integrare l'intervento sopra descritto con l'applicazione di rinforzi FRP in fibra di carbonio incollate con stucco epossidico che, grazie al loro ridotto spessore, possono essere successivamente ricoperte da rasatura di intonaco.



Esempi di applicazione di rinforzi CFRP per rinforzo a flessione e a taglio

11 STIMA SOMMARIA DEI COSTI

Si riporta a seguire una stima sommaria dei costi di intervento.

Sono esclusi interventi di spostamento, ripristino o adeguamento di reti tecnologiche esistenti, da valutare con gli enti gestori.

<u>LAVORAZIONI</u>	<u>IMPORTO</u>
ACCANTIERAMENTO	€ 30'000,00
OPERE PROVVISORIALI	€ 120'000,00
Puntellazioni provvisorie	
Ponteggi di forza	
Smontaggio centinatura metallica	
Ponteggi	
DEMOLIZIONI, SMONTAGGI, RIPRISTINI	€ 200'000,00
Rimozione pavimentazione esistente	
Smontaggio parapetto per successivo ripristino	
Scavo riempimento esistente	
Demolizione soletta estradossale	
Ripristino riempimento con eventuale integrazione in materiale legato	
Ripristino pavimentazione in porfido	
Rimontaggio parapetto esistente	
INTERVENTI DI RIPARAZIONE E CONSOLIDAMENTO MURATURE	€ 450'000,00
Pulizia del paramento murario e bonifica vegetazione spontanea	
Interventi di scuci-cuci	
Iniezioni di miscele leganti	
Sarcitura di lesioni	
Ristilatura dei giunti	
Ricostruzioni murarie	
Sostituzione ed integrazioni mattoni e pietre	
Ristilature e cuciture armate con barre inox di piccolo diametro	
Frenelli in muratura	
Rinforzo con fasce fibro-rinforzate applicate in matrice inorganica	
Tiranti in acciaio inox	
Soletta estradossale	
Trattamento protettivo muratura in mattoni e in pietra	
Impermeabilizzazione	

	PONTE PONTECORVO	
	ANALISI STRUTTURALI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO Relazione illustrativa e di calcolo	<i>Pagina 237 di 237</i>

INTERVENTI SU STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO € 150'000,00

Rimozione calcestruzzo degradato
 Trattamento passivante ferri esposti ed ossidati
 Integrazioni barre d'armatura longitudinali e trasversali
 Risprino del calcestruzzo con malte speciali
 Incollaggio di lesioni
 Rinforzo con FRP

INTERVENTI IN FONDAZIONE (1) - - -

TOTALE € 950'000,00

Note (1) in base ai rilievi ed alle indagini attualmente disponibili non si prevedono in questa fase interventi in fondazione

A tali costi andranno sommati ulteriori costi relativi ad eventuali spostamenti dei sottoservizi esistenti e i costi di indagini integrative che potrebbero essere richieste in corso d'opera.

Padova, novembre 2017

Prof. Ing. Claudio Modena