



**COMUNE DI TERNI**  
DIREZIONE LAVORI PUBBLICI - MANUTENZIONI

**NUOVO TEATRO COMUNALE "GIUSEPPE VERDI"**

**CONCORSO DI PROGETTAZIONE**  
a procedura aperta in due gradi in modalità informatica  
CUP - F42D11001320006 CIG 8240510BF7 NUTS - ITI22



ELABORATO	<b>RELAZIONE STRUTTURALE – PROVE SPERIMENTALI</b>
<b>RS</b>	

**INDICE**

CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA	2
1.1 Oggetto	2
1.2 Aspetti costruttivi	2
1.3 Descrizione inquadramento sismico	5
CAP.2 ANALISI STATO DI FATTO	6
2.1 Relazione di calcolo stato di fatto	6
2.1.1 Premessa	6
2.1.2 Materiali	7
2.1.3 Analisi carichi stato di fatto	10
2.1.4 Vulnerabilità tipiche	16
2.1.4.1 Premessa	16
2.1.4.2 Solai S.A.P.	16
2.1.4.3 Solaio copertura platea	17
2.1.4.4 Solaio copertura torre scenica	19
2.1.4.5 Solaio galleria	21
2.1.4.6 Capriata in acciaio	22
2.1.4.6.1 Verifica capriata in acciaio TIPO1	24
2.1.4.6.2 Verifica capriata in acciaio TIPO3	28
2.1.4.7 Verifica a ribaltamento fronte sud	31
2.1.4.8 Portale in c.a.	36
2.2 Vulnerabilità specifiche	40
2.3 Analisi globale dell'edificio	46

## CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

### 1.1 Oggetto

La presente relazione è relativa all'analisi strutturale del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi". L'edificio è costituito da una struttura portante mista, realizzata in muratura e in cemento armato.

### 1.2 Aspetti costruttivi

Il teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi" fu realizzato tra il 1840 e il 1849 ad opera di Luigi Poletti e Luigi Santini di Perugia. L'edificio venne danneggiato pesantemente nella seconda guerra mondiale così che nel 1949 venne ricostruito non tenendo conto del progetto originario e conservando solamente la facciata a colonne di gusto neoclassico. Questo intervento vide la realizzazione di una struttura portante dell'intero cinema-teatro realizzata mediante utilizzo di travi, pilastri e portali in cemento armato. Tale struttura è quella giunta fino a noi e sarà oggetto di questa analisi.

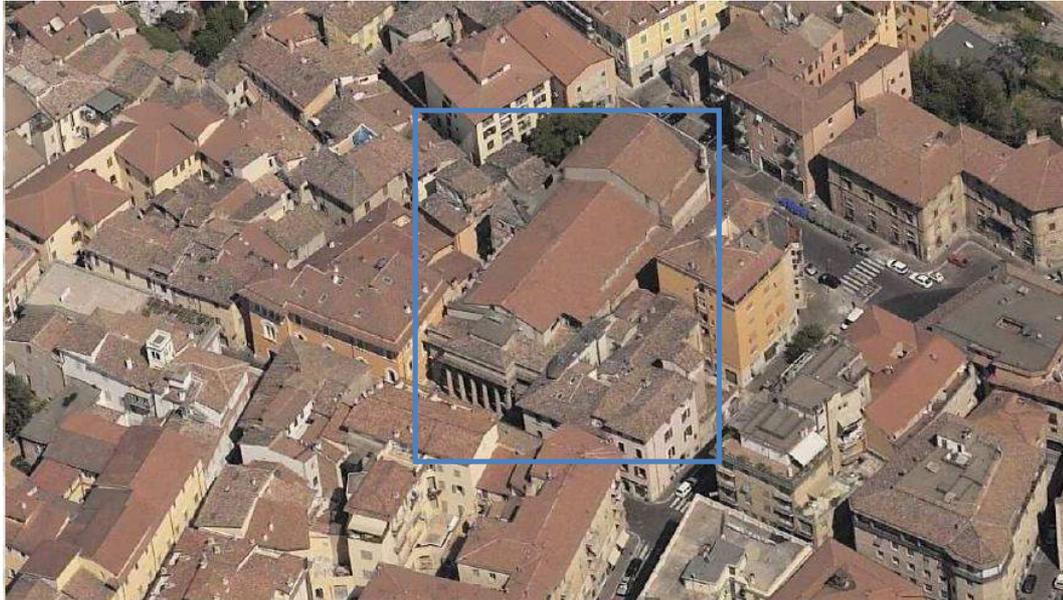
Nella parte perimetrale del fabbricato è ancora presente la muratura portante mista in pietra e mattoni alla quale sono stati accostati i nuovi pilastri in c.a. In alcune zone invece la stessa risulta sbrecciata per lasciare il posto ai nuovi pilastri sempre realizzati in cemento armato. I pilastri sorreggono una serie di travi in cemento armato su cui poggiano in maniera diffusa solai di tipo S.A.P. (senza armatura provisonale) con spessori variabili tra 12 e 16 cm. Tali manufatti sono costituiti da travi in laterizio armato confezionato a piè d'opera, accostate e collegate tra loro con malta di cemento caratterizzate da una grande suddivisione dell'armatura metallica in tondi di piccoli diametro posti a distanze non superiori a 7 cm. Questi elementi costituiscono la maggior parte dei solai presenti sia dei palchi laterali che della platea che della copertura dell'edificio. La platea è costituita da travi e pilastri in c.a. e da solai realizzati mediante la tecnologia suddetta. La parte superiore della galleria è sorretta invece da una serie di portali realizzati in cemento armato e che possono essere assimilati, come schema costruttivo, a delle travi reticolari costituiti infatti da correnti orizzontali, inclinati e da puntoni. Questi elementi nella parte iniziale, all'inizio della galleria, sono solidali a pilastri in c.a. di generose dimensioni.

Per quanto riguarda la zona del palco sono presenti delle travi e pilastri in c.a sui quali poggia il pavimento del palcoscenico costituito da un semplice assito ligneo.

La copertura dell'intero edificio è formata da capriate in acciaio costituite da profili a "L" accoppiati e da elementi di controventatura sempre con profili similari. Tutte le capriate in acciaio si appoggiano su pilastri in c.a. Le murature perimetrali sono state realizzate con diverse tipologie costruttive, alcune partizioni sono in pietrame e altre in laterizio.

E' importante notare che la parte sommitale della torre scenica sia costituita invece interamente da paramenti in mattoni pieni con spessori ben inferiori a quelli delle murature presenti nel resto dell'edificio.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al complesso in oggetto.



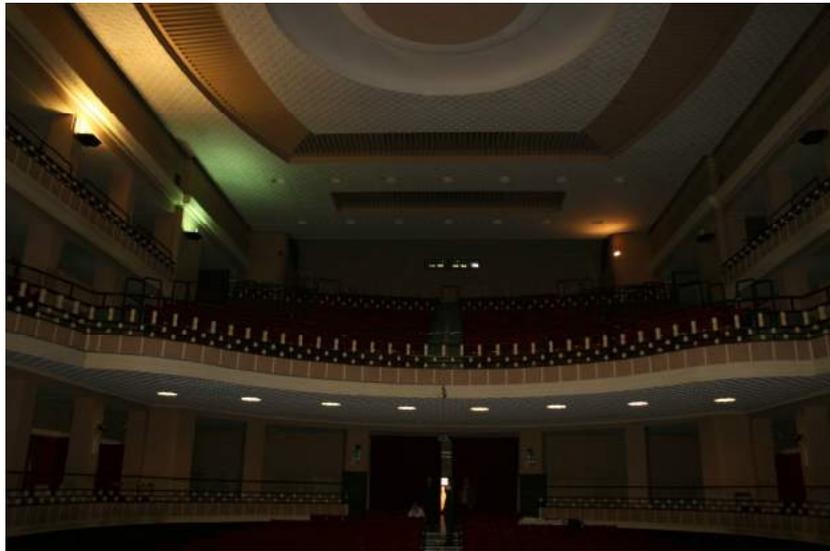
Inquadramento generale del teatro nel complesso urbano.



Fronte principale.



Fronte secondario zona palcoscenico. (Pareti in muratura)



Veduta interna platea e galleria. (Solaio SAP e portali in c.a. rivestiti)



Veduta interna palco. (Pareti in muratura retro torre scenica)

### 1.3 Descrizione inquadramento sismico

L'edificio è ubicato nel Comune di Terni (TR), comune classificato in zona sismica due, secondo la classificazione emanata nel 2003.

Alla data odierna, dal punto di vista normativo si è fatto riferimento alle NTC 2008 e alla circolare n°617 del 2 febbraio 2009 e successive modifiche.

Nei paragrafi successivi verranno indicate le tipologie di analisi condotta in relazione all'edificio in oggetto.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva relativa ai dati che verranno utilizzati nella modellazione globale dell'edificio.

<b>Regione</b>	<b>Umbria</b>
<b>Provincia</b>	<b>Terni</b>
<b>Comune</b>	<b>Terni</b>
<b>Classificazione zona sismica</b> <i>(Classificazione 2003)</i>	<b>2</b>
<b>Vita nominale della struttura in anni (<math>V_N</math>)</b> <i>(Paragrafo 2.4.1 Tab. 2.4.I NTC 2008)</i>	<b>50</b>
<b>Coefficiente d'uso della costruzione (<math>C_u</math>)</b> <i>(Paragrafo 2.4.3 Tab. 2.4.II NTC 2008)</i>	<b>1,5</b>
<b>Categoria di sottosuolo</b> <i>(Paragrafo 3.2.2 Tab. 3.2.II NTC 2008)</i>	<b>B</b>
<b>Categoria topografica</b> <i>(Paragrafo 3.2.2 Tab. 3.2.IV NTC 2008)</i>	<b>T1</b>
<b><math>a_u/ a_i</math></b> <i>(Paragrafo 7.8.1.3 NTC 2008)</i>	<b>1,8</b>
<b>Fattore massimo di struttura (<math>q_0</math>)</b> <i>(Paragrafo 7.8.1.3 NTC 2008)</i>	<b>3,6</b>
<b>Regolarità in altezza</b> <i>(Paragrafo 7.2.2 NTC 2008)</i>	<b>NO</b>
<b>Fattore riduttivo regolarità in altezza</b> <i>(Paragrafo 7.3.1 NTC 2008)</i>	<b>0,8</b>
<b>Fattore di struttura (<math>q</math>)</b> <i>(Paragrafo 7.3.1 NTC 2008)</i>	<b>2,88</b>

## CAP.2 ANALISI STATO DI FATTO

### 2.1 Relazione di calcolo stato di fatto

#### 2.1.1 Premessa

La presente relazione è relativa all'analisi strutturale del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi". L'edificio è costituito da una struttura portante mista, realizzata in muratura e in cemento armato.

Coerentemente con quanto espresso nel capitolo otto delle NTC 2008, si intende eseguire uno studio atto a caratterizzare le strutture dell'edificio al fine di individuare le principali vulnerabilità che dovranno essere risolte per riportare l'edificio in una condizione strutturale stabile e idonea per il suo futuro utilizzo. Le NTC 2008 non richiedono necessariamente l'adeguamento sismico dell'edificio, ma un livello di miglioramento commisurato alla tipologia di interventi presenti.

A titolo semplificativo e non esaustivo, un ampliamento o una sopraelevazione comporterebbero la richiesta di adeguamento dell'intero edificio, un intervento strutturale leggero potrebbe chiedere solo un miglioramento sismico. Ciò non toglie che il livello di sicurezza statica e sismica debba essere determinato attraverso uno studio approfondito di vulnerabilità e portato almeno a livelli minimi di sicurezza per la definizione di possibili scenari progettuali.

Con questa relazione si intendono individuare le principali vulnerabilità al fine di comprendere quali elementi necessiteranno di interventi di sostituzione o di rinforzo in fase progettuale.

Questa fase preliminare ha il fondamentale scopo di stendere un'analisi economica preliminare degli interventi. A questo scopo si condurranno alcune verifiche locali (analisi capriate in acciaio, ribaltamenti della facciata sud...) e globali per una caratterizzazione completa del manufatto.

Il calcolo sarà condotto con l'ausilio dell'elaboratore elettronico implementato con il programma agli elementi finiti WINSTRAND della EN.EX.SYS. s.r.l. (Licenze N°1=0445 MGNCH1, N°2=0445 MGNCHR)

La geometria, gli elementi usati per il modello strutturale e i carichi statici e l'azione sismica applicati, sono riportati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

Il metodo di verifica adottato è quello degli stati limite sia per le strutture calcolate in maniera automatica, sia per gli elementi calcolati con schemi semplificati. Verranno condotte anche alcune verifiche alle tensioni ammissibili.

Si è ritenuto indispensabile procedere alla esecuzione di indagini conoscitive (prove soniche, analisi con pacometro, termo camera, prove di compressione su carote di calcestruzzo prelevate dai pilastri, prove sclerometri, prove con martinetti piatti singoli e doppi,...) al fine di caratterizzare i materiali che costituiscono l'edificio.

### 2.1.2 Materiali

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzati nella realizzazione del manufatto in oggetto. Le caratteristiche dei calcestruzzi e delle armature sono desunti dalle tavole strutturali forniteci dal comune di Terni.

#### Calcestruzzo:

Si riporta di seguito la tabella con i risultati ottenuti dalla compressione dei 3 provini prelevati:

PROVINO n	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI (cm)		SEZIONE (cm <sup>2</sup> )	MASSA VOLUMICA (Kg/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA A COMPRESSIONE (MPa)	TIPO DI ROTTURA (**)
			Φ	h				
1	C1	SI	7,4	7,4	43,0	2300	44,6	S
2	C2	SI	7,4	15,5	43,0	2200	14,7	S
3	C3	SI	7,4	15,6	43,0	2210	21,1	S

(\*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = Provino conforme alla norma vigente

(\*\*) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronico-conica); A+K = non soddisfacente

Il primo provino è caratterizzato da un valore di resistenza a compressione molto alto 44,6 MPa ma si ritiene poco significativo in quanto si è rotto durante la prova di estrazione per la presenza di una parziale barra di armatura che potrebbe aver influito durante la prova di compressione falsando il risultato.

Le altre due prove hanno restituito valori di resistenza a compressione bassi, rispettivamente 14,7 e 21,1 MPa. Si osserva nei campioni prelevati la presenza di inerti di grandi dimensioni.

Dalle prove di carbonatazione (vedi allegato A4) si può osservare che la profondità di carbonatazione dei pilastri esterni esposti agli agenti atmosferici è di 8 cm quindi interessa sicuramente anche le armature.

Nel pilastro al piano terra nonostante la presenza di intonaco si rileva comunque una profondità di carbonatazione di 3 cm.



Acciaio:

Per quanto riguarda i ferri di armatura non è stato possibile prelevare dei campioni e fare delle prove ma da indagini a vista a campione è stato possibile verificare che le armature sono costituite da ferri di tipo liscio (non ad aderenza migliorata).



In relazione agli anni di costruzione della struttura si ritiene opportuno prendere come riferimento il Regio Decreto del 1939 e del 1957. Si prende come riferimento il ferro con caratteristiche meccaniche peggiori tipo Aq. 32 avente le seguenti caratteristiche:

Resistenza a rottura = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistenza a snervamento = 2700 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistenza in esercizio = 1400 Kg/cm<sup>2</sup>

Murature:

Per quanto riguarda le murature si è preso come riferimento il paragrafo C8A.2.1 della Circolare n.617/2009. Le pareti presenti sono sostanzialmente di tre differenti tipologie:

1A) Paramenti in pietra a spacco di buona tessitura;

Dalle indagini a vista in sito e in relazione ai risultati ottenuti dalle prove effettuate mediate utilizzo di martinetti piatti e singoli si definisce la seguente tipologia di materiale.

DESCRIZIONE	Tau,k [t/mq]	G [t/mq]	E [t/mq]	Dutt.	S,k [t/mq]	S,tr [t/mq]	γ [Kg/mc]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	5.6	50000	150000	1,5	260	5.6	2100



## 1B) Paramenti in pietra a spacco di buona tessitura con listature;

In relazione alle listature presenti in alcuni paramenti delle strutture perimetrali, come indicato dalla circolare si definiscono le seguenti caratteristiche amplificando i valori di Tau,k e S,k del 10%.

DESCRIZIONE	Tau,k [t/mq]	G [t/mq]	E [t/mq]	Dutt.	S,k [t/mq]	S,tr [t/mq]	γ [Kg/mc]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	6.16	50000	150000	1,5	286	5.6	2100



I valori forniti dalla circolare per il materiale scelto sono compatibili con quelli ottenuti dalle prove in sito, così come riportato negli allegati.

## 1) Paramenti in mattoni pieni.

Dalle indagini a vista in sito si definisce la seguente tipologia di materiale.

DESCRIZIONE	Tau,k [t/mq]	G [t/mq]	E [t/mq]	Dutt.	S,k [t/mq]	S,tr [t/mq]	γ [Kg/mc]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6.0	40000	120000	1,5	240	6,0	1800



## 2) Paramenti in mattoni forati

Dalle indagini a vista in sito si definisce la seguente tipologia di materiale.

DESCRIZIONE	Tau,k [t/mq]	G [t/mq]	E [t/mq]	Dutt.	S,k [t/mq]	S,tr [t/mq]	Y [Kg/mc]
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (foratura < 40%)	24	87500	350000	1,5	500	24	1500



Come è possibile osservare dalla fotografia sopra riportata, i fori sono posti orizzontalmente e la percentuale relativa alle fonometrie è maggiore di quella definita dalla tabella della circolare, quindi si attendono valori di modulo e resistenza inferiori a quelli indicati in tabella.

### 2.1.3 Analisi carichi stato di fatto

#### Carichi da neve

Vengono calcolati i valori delle azioni variabili dovute ad eventi nevosi. In accordo con le NTC2008:

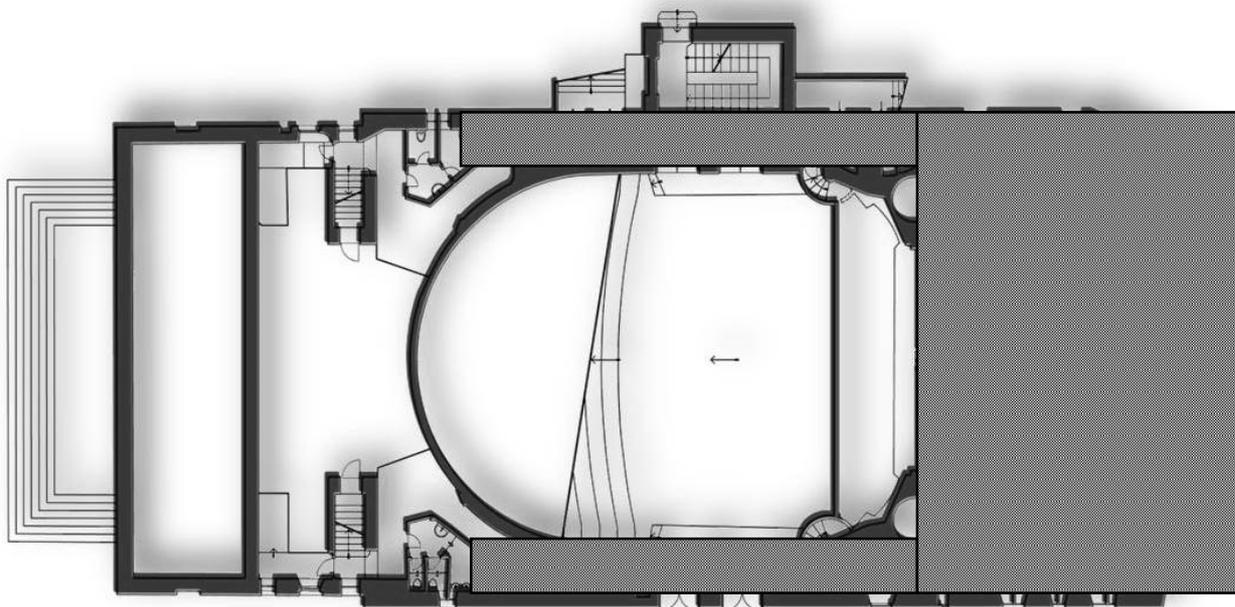
$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

$$q_{sk} = 51 [1 + (a_s/481)^2] = 60 \text{ kg/m}^2 \text{ (altezza circa 105 m s.l.m)}$$

Per l'edificio in oggetto il coefficiente di esposizione è posto pari a 1,0. Il coefficiente di forma  $\mu_i$  è posto uguale a 0,8.

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 0,8 \times 60 \times 1,0 \times 1,0 = 48 \text{ kg/m}^2$$

Si riporta di seguito la pianta del **PIANO TERRA** con evidenziate le tipologie di solai presenti:



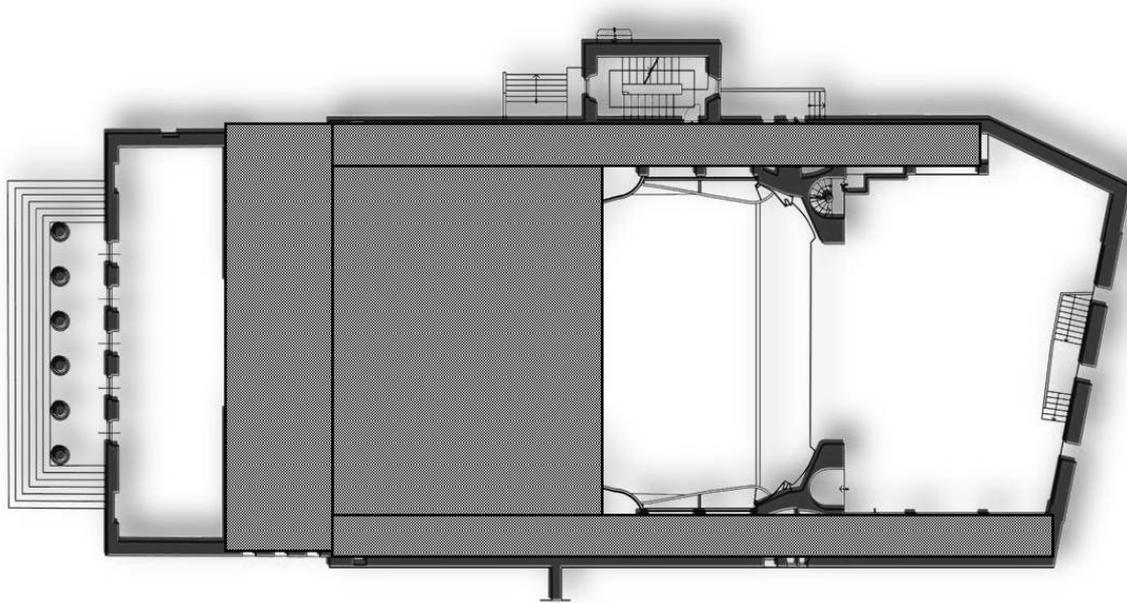
#### ■ SOLAIO TIPO 1 - Copertura camerini

Travetti lignei	30 Kg/mq
Assito ligneo	30 Kg/mq
	-----
	60 Kg/mq
Permanenti	40 Kg/mq
Accidentali	400 Kg/mq
	-----
<b>Totali</b>	<b>500 Kg/mq</b>

#### ■ SOLAIO TIPO 2 - Copertura palchi laterali

Solaio S.A.P. (12+3 cm)**	185 Kg/mq
Permanenti	150 Kg/mq
Accidentali	400 Kg/mq
	-----
<b>Totali</b>	<b>735 Kg/mq</b>

Si riporta di seguito la pianta dei **PIANI SUPERIORI** con evidenziate le tipologie di solai presenti:



#### ■ SOLAIO TIPO 3 – Solaio galleria

Solaio S.A.P. (12 cm)**	110 Kg/mq
Permanenti	250 Kg/mq
Accidentali	400 Kg/mq

Totale **760 Kg/mq**

#### ■ SOLAIO TIPO 4 – Solaio galleria

Solaio S.A.P. (16 cm)**	130 Kg/mq
Permanenti	250 Kg/mq
Accidentali	400 Kg/mq

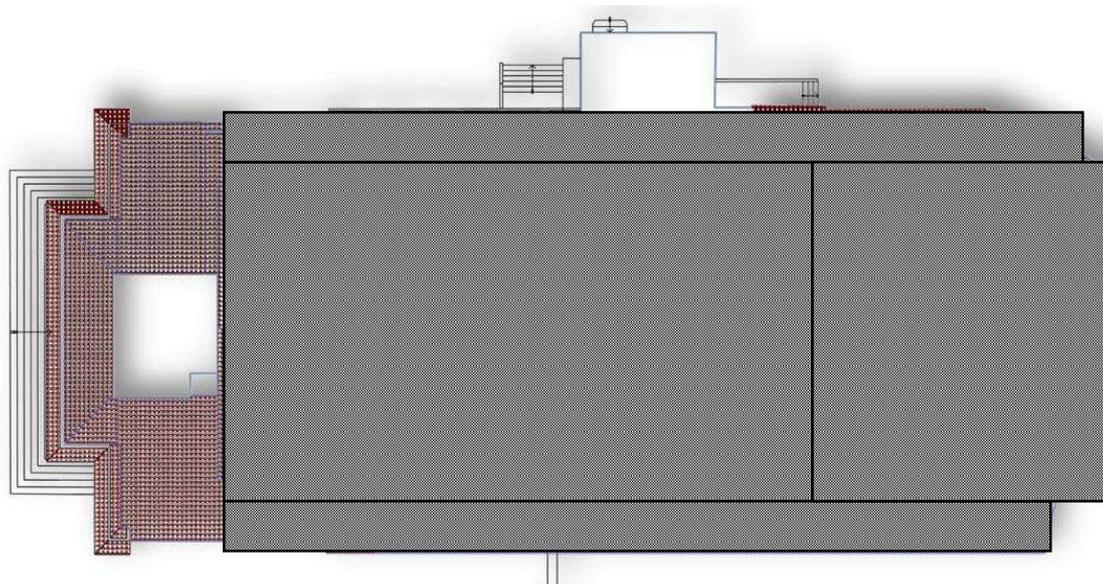
Totale **780 Kg/mq**

#### ■ SOLAIO TIPO 5 – Coperture laterali zone servizi

Solaio S.A.P. (12 cm)**	110 Kg/mq
Permanenti	150 Kg/mq
Accidentali	400 Kg/mq

Totale **660 Kg/mq**

Si riporta di seguito la pianta relativa alla **COPERTURA** dell'edificio con evidenziate le tipologie di solai presenti:



#### ■ SOLAIO TIPO 6 – Coperture parti laterali

Solaio S.A.P. (12 cm)**	110	Kg/mq
Permanenti	250	Kg/mq
Accidentali	0	Kg/mq
Neve	70	Kg/mq
<hr/>		
<b>Totali</b>	<b>430</b>	<b>Kg/mq</b>

#### ■ SOLAIO TIPO 7 – Copertura parte platea

Solaio S.A.P. (8 cm)*	85	Kg/mq
Permanenti	20	Kg/mq
Accidentali (controsoffitto)	80	Kg/mq
Neve	48	Kg/mq
<hr/>		
<b>Totali</b>	<b>233</b>	<b>Kg/mq</b>

### ■ SOLAIO TIPO 8 – Copertura parte torre scenica

Solaio S.A.P. (8 cm)*	85 Kg/mq
Permanenti	95 Kg/mq
Accidentali (tenconi)	10 Kg/mq
Neve	48 Kg/mq
-----	
Totali	<b>238 Kg/mq</b>

L'analisi dei carichi è da ritenersi attendibile a livello indicativo . Per condurre un progetto definitivo/esecutivo sarà indispensabile eseguire un'indagine diffusa per la conoscenza delle stratigrafie esistenti e redigere una analisi dei carichi precisa.

**IMPORTANTE:** Tutti i solai di tipo S.A.P. sono caratterizzati da problemi di flessione. Tali fenomeni sono ben evidenti in alcune zone del fabbricato. Come si può vedere dalla fotografia riportata di seguito in alcuni punti il solaio di copertura è stato puntellato in modo approssimativo con dei paletti in legno.



Nel certificato di collaudo tecnico del 4 Aprile 1949 il collaudatore recitava: *"Si è anche esaminata la struttura portante del tetto, costituita da incavallature in ferro sostenenti travetti SAP da 8 cm e si è riscontrato che alcuni di questi, probabilmente perché posti in opera non sufficientemente stagionati o per esser stati caricati troppo presto, presentano alcune deformazioni per cui sarebbe consigliabile la loro sostituzione"*.

\* Il valore relativo alla spessore del solaio S.A.P. di copertura è riportato nel certificato di collaudo tecnico dell'epoca (8 cm) ma non è riportato se ci sia una cappa in c.a. e di che tipo di spessore. Nelle verifiche che verranno condotte nei capitoli e paragrafi successivi non verrà considerata la cappa in c.a.

\*\* I valori relativi ai carichi dei solai S.A.P. sono stati desunti da un prontuario dell'epoca, si riporta di seguito una scansione.

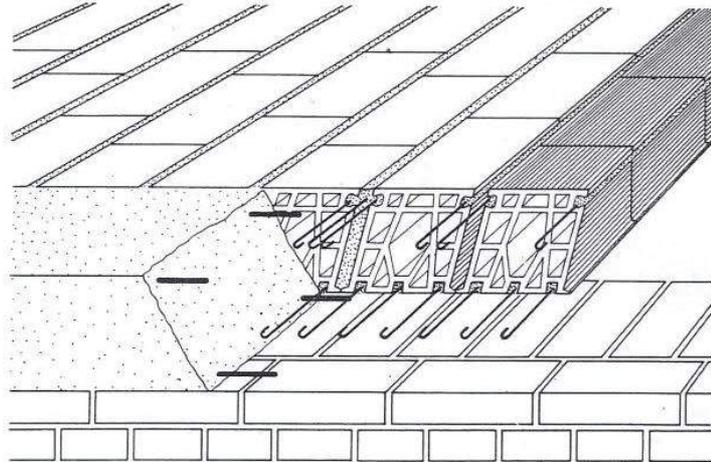
PROGETTAZIONE STATICA

SOLAI

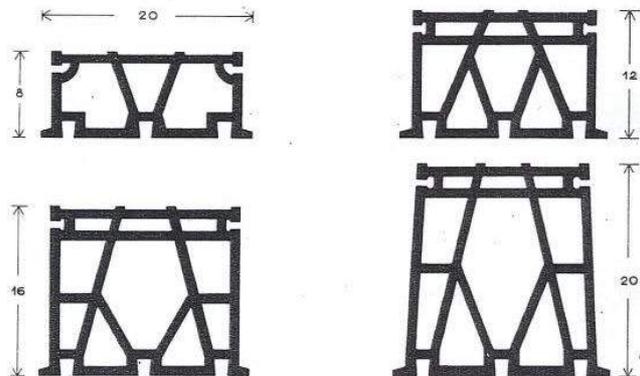
SOLAIO SAP – Portata sino a m 6

Soletta costituita da travi in laterizio armato confezionate a pié d'opera, accostate e collegate tra loro con malta di cemento, caratterizzata da una grande suddivisione dell'armatura metallica in tondi di piccolo diametro posti a distanza non superiore a cm 7.

La larghezza delle travi è costantemente di cm 20. La larghezza minima dei canaletti di sigillatura tra le travi è di cm 2,5. I momenti di servizio ammissibili dedotti sperimentalmente, con coefficiente di sicurezza alla fessurazione 1,2 e coefficiente di rottura 2,5 sono riportati nella tabella.



Tipo di struttura	Peso propr. kg/m <sup>2</sup>	Momenti totali massimi di servizio in kgm riferiti alla striscia di solaio larga m 1				
		230	290	405	—	—
SAP 8	85	230	290	405	—	—
SAP 12	110	385	540	655	—	—
SAP 16	130	615	720	960	1290	—
SAP 20	175	700	1170	1430	1890	2025
Armatura per ogni trave larga cm 20 (Ø mm)		3 Ø 3	3 Ø 4	3 Ø 5	3 Ø 6	4 Ø 6
Carico di snerv. minimo dell'acciaio $\sigma_s$ kg/mm <sup>2</sup>		70	60	55	50	50



SOLAIO SAP						CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE								PARZIALIZZATA LARGA 1 METRO				Sezioni e tutta resistente		Resistenze termiche							
Altezza solai H	Peso laterizio	Peso travi	Conglomerato	Peso solai in opera	Momenti maggiori di servizio riferiti alla striscia di solai larga 1 m M <sub>max</sub>	Asse neutro		Mom. d'inerzia		Momenti resistenti		Asse neutro		Mom. d'inerzia		Momenti resistenti		Distanza asse baricentrico	Area sezione	Mom. d'inerzia baricentrico	Calore del laterizio	Calore del basso all'alto					
						h	x	J	W <sub>G</sub>	W <sub>I</sub>	x	J	W <sub>G</sub>	W <sub>I</sub>													
cm	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kgm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	m <sup>2</sup> h °C	Kcal					
8	50	14	7	85	230 290 405	7	1,12	409	365	6,95	1,45	683	469	12,35	1,91	990	547	19,1	2,17	1332	614	27,60	4,05	445	3400	0,20	0,17
8+3	50	14	37	160	360 490 605	10	1,35	865	641	10	1,75	1460	829	17,70	2,15	2150	1000	27,4	2,52	2910	1155	38,95	4,81	745	8955	0,22	0,19
12	70	18	11	110	385 540 655	11	1,43	1059	739	11,05	1,94	1793	924	19,80	2,44	2653	1089	31,0	2,94	3615	1230	44,80	5,60	600	10000	0,33	0,30
12+3	70	18	41	185	510 750 945	14	1,61	1744	1085	14,10	2,12	2972	1400	25,10	2,60	4415	1698	38,7	3,05	6045	1983	55,20	6,23	700	20105	0,35	0,32
16	80	20	15	130	540 720 960	15	1,72	2015	1170	15,20	2,36	3443	1462	27,30	3	5150	1720	43	3,55	7105	2000	62,10	7,75	750	21800	0,40	0,37
16+3	80	20	45	205	650 1000 1274	18	1,84	2947	1602	18,25	2,42	5037	2030	32,40	2,98	7555	2538	50,4	3,52	10340	2940	71,50	8,10	1050	40155	0,42	0,39
20	95	22	30	175	700 1070 1430	19	1,98	3300	1670	19,40	2,71	5650	2080	34,80	3,40	8455	2490	54,4	4,03	11685	2890	78	9,50	975	40400	0,45	0,42
20+3	95	22	60	250	800 1235 1837	22	2,05	4462	2180	22,40	2,70	7660	2844	39,80	3,32	11520	3470	61,9	3,52	15900	4050	88,10	9,91	1275	68232	0,47	0,44
Armatura		3ϕ33ϕ4 3ϕ53ϕ6				3 ϕ 3				3 ϕ 4				3 ϕ 5				3 ϕ 6				Numero e diametro dei fondini inferiori per ogni travetto					
σ <sub>ts</sub> Kg/mm <sup>2</sup>		70 60 55 50				Limite elastico al 2% dell'acc. preformato che si impiega nei travetti preabbricati della RDB																					

(4)

D A T I T E C N I C I						
DESCRIZIONE	UNITA DI MISURA	SAP 8	SAP 12	SAP 16	SAP 20	
Peso degli elementi laterizi	mq. Kg.	50	70	80	95	
Peso delle travi confezionate	ml. Kg.	14	18	20	22	
Peso proprio solai in opera	mq. Kg.	85	110	130	175	
Quant. cemento per sola conlez. travi	mq. Kg.	5	5	5	5	
Quant. sabbia per sola conlez. travi	mq. mc.	0,007	0,007	0,007	0,007	
Quantità malta di cemento per riempimento delle nervature fra le travi	mq. mc.	0,007	0,011	0,015	0,022	
Mano d'opera per confezione travi	muratore	mq. ore	0,40	0,40	0,40	0,40
	gornone	mq. ore	0,40	0,40	0,40	0,40

CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL LATERIZIO (valori medi)	
Modulo di elasticità	a compressione . . . . . Kg/cm <sup>2</sup> 225.000
	a tensione . . . . . 216.000
	a compressione semplice . . . . . 1.228
	a tensione semplice . . . . . 94
Rottura	a taglio . . . . . 57
	Aderenza laterizio conglomerato . . . . . 25

DOSATURA DELLA MALTA DI CEMENTO			
PER CONFEZIONAMENTO TRAVI A PE D'OPERA		PER SIGILLATURA TRAVI IN OPERA	
Sabbia viva . . . . .	mc. 1	Sabbia grossa . . . . .	mc. 1
Cemento tipo 450 . . . . .	Kg. 600-700	Cemento tipo 450 . . . . .	Kg. 400

2.1.4 Vulnerabilità tipiche

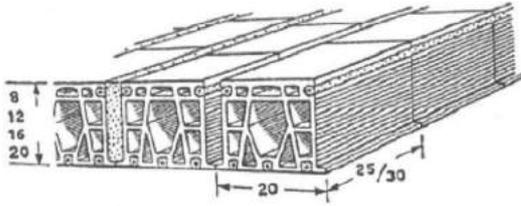
2.1.4.1 Premessa

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche semplificate condotte a livello statico agli stati limite su degli elementi tipologicamente differenti presi a campione.

2.1.4.2 Solai S.A.P.

In questo paragrafo si intendono condurre verifiche semplificate alle tensioni ammissibili su alcuni solai a campione al fine di dare un quadro generale della situazione legata ai solai di tipo S.A.P. presenti nell'edificio. Si riporta di seguito un'immagine e una descrizione di tale tipologia costruttiva tratta dalla letteratura tecnica del tempo.

S O L A I O S A P



Solella costituita da travi in laterizio armato prefabbricata larghe cm. 20, accostate in modo che i giunti fra blocco e blocco delle travi contigue risultino sfalsati, collegate fra loro con malta di cemento colata negli interspazi fra le travi. La larghezza minima di detti interspazi è di cm. 2,5.

Questa struttura è caratterizzata da una grande suddivisione dell'armatura metallica, in toni di piccolo diametro, posti a distanza non superiore a cm. 7; il che rende possibile lo sfruttamento di acciai ad elevata resistenza.

Ogni trave viene armata con 2  $\varnothing 3$  in alto e 3 toni di diametro variabile in basso.

I momenti massimi tabellari sono stati ricavati mediante prove su prototipi, impiegando acciai con limite di snervamento indicato nella tabella stessa. Prefabbricando le travi a pie' d'opera con acciaio normale, servono per il proporzionamento le caratteristiche tabellari relative alla sezione parzializzata. L'altezza del solaio non dovrà essere inferiore ad 1/30 della portata. Per la posa in opera delle travi occorre almeno un rompitratta intermedio.

2.1.4.3 Solaio copertura platea

Si procede alla verifica del solaio di copertura presente nella zona della sala principale. Lo spessore del manufatto è di 8 cm (come riportato nel collaudo tecnico del 4 Aprile 1949) così che dalla tabella sotto riportata (tratta dalla letteratura tecnica del tempo) è possibile ricavare il momento massimo di servizio riferito alla striscia di solaio largo 1 m.

SOLAIO SAP					CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA LARGA 1 METRO								Sezione tutta resistente		Resistenze termiche										
Altezza solaio H	Peso laterizio	Peso travi	Peso solaio completo	Momenti massimi di servizio riferiti alla striscia di solaio larga 1 m M <sub>max</sub>	Altezza utile h	Asse neutro		Momenti resistenti		Asse neutro		Momenti resistenti		Resistenza a compressione	Resistenza a trazione										
cm	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m	cm	x	J	W <sub>0</sub>	W <sub>1</sub>	x	J	W <sub>0</sub>	W <sub>1</sub>	f <sub>c</sub>	f <sub>t</sub>										
8	50	14	85	230 290 405	—	1,12	409	365	6,95	1,46	683	469	12,35	1,31	990	547 19,1	2,17	1332	614	27,60	4,05	445	3400	0,20	0,17
10	50	14	85	360 490 605	—	10	1,35	865	641	10	1,76	1460	829	2,15	2150	1000 27,4	2,52	2910	1158	38,95	4,81	745	8955	0,22	0,19
12	70	18	111	385 540 655	—	11	1,43	1059	739	11,05	1,94	1793	924	2,44	2653	1089 31,0	2,94	3615	1230	44,80	5,60	600	10000	0,33	0,30
12	70	18	111	510 750 945	—	14	1,61	1744	1085	14,10	2,12	2972	1400 25,10	2,60	4415	1698 38,7	3,05	6045	1983	55,20	6,23	700	20105	0,35	0,32
18	80	20	150	540 720 960	1290	15	1,72	2015	1170	15,20	2,36	3443	1462 27,30	3	5180	1720 43	3,55	7105	2000	62,10	7,75	750	21800	0,40	0,37
18	80	20	150	650 1000 1274	1654	18	1,84	2947	1602	18,25	2,42	5037	2080 32,40	2,98	7535	2538 50,4	3,52	10540	2940	71,50	8,10	1050	43155	0,47	0,39
20	95	22	175	700 1070 1430	1890	19	1,98	3300	1670	19,40	2,71	5650	2080 34,80	3,40	8465	2490 54,4	4,03	11685	2890	78	9,50	975	40400	0,45	0,42
20	95	22	175	800 1235 1837	2144	22	2,05	4462	2180	22,40	2,70	7460	2844 39,80	3,32	11520	3470 61,9	3,92	15900	4050	88,10	9,91	1275	68232	0,47	0,44
Armatura				3 $\varnothing 3$ 3 $\varnothing 4$ 3 $\varnothing 5$ 3 $\varnothing 6$		3 $\varnothing 3$		3 $\varnothing 4$		3 $\varnothing 5$		3 $\varnothing 6$		Numero e diametro dei toni inferiori per ogni travetto											
G <sub>25</sub> Kg/mmq				70 60 55 50	Limite elastico al 2% dell'ec. trafilato che si impiega nei travetti prefabbricati dalla RDB																				

Non conoscendo l'armatura presente si ipotizza l'utilizzo del valore più basso di momento massimo di servizio riferito alla striscia di solaio largo 1 m indicato in tabella pari a 230 Kg·m.

Il manuale dell'epoca calcola il Momento considerando uno schema statico di incastro perfetto agli estremi:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12}$$

Considerando i dati sotto riportati, riferiti alla campata con luce maggiore, si definisce il carico massimo ammissibile  $q$  espresso in Kg/ml per una striscia di 1 metro di larghezza.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} \rightarrow q_{\text{lim}} = \frac{12 \cdot M_{\text{max}}}{l^2} = \frac{12 \cdot 230}{5.90^2} = 79,29 \text{ Kg/ml}$$

A questo punto si può procedere alla verifica paragonando il  $q_{\text{lim}}$  con il  $q$  in esercizio redatto e riportato nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi:

**(Solaio tipo 7) 233 Kg/m<sup>2</sup> >> 79,29 Kg/m<sup>2</sup> NON VERIFICATO**

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa nella quale sono riportati tutti i risultati ottenuti ipotizzando le varie armature previste per il solaio e considerando anche l'ipotesi della presenza della cappa da tre centimetri.

SPESSORE	ARMATURA	$M_{\text{max}}$ [Kgm]	$q_{\text{lim}}$ [Kg/ml]	$q_{\text{es}}$ [Kg/ml]	VERIFICATO
8 cm	3 $\Phi$ 3	230	136.30	233	<b>NO</b>
	3 $\Phi$ 4	290	171.85	233	<b>NO</b>
	3 $\Phi$ 5	405	240.00	233	<b>SI</b>
8+3 cm	3 $\Phi$ 3	360	213.33	308	<b>NO</b>
	3 $\Phi$ 4	490	290.37	308	<b>NO</b>
	3 $\Phi$ 5	605	358.52	308	<b>SI</b>

Dai risultati sopra esposti si evince che il solaio in oggetto **non risulta adeguato a supportare le azioni di progetto**. Oltre a questo è doveroso sottolineare che lo schema statico adottato (come consigliato da manualistica dell'epoca) è quello dell'incastro perfetto agli estremi; nel caso si considerasse l'appoggio si avrebbero valori più bassi. Questo aspetto non va trascurato in quanto l'inserimento dei solai S.A.P. nelle murature esistenti, non si ritiene assimilabile all'incastro per l'assenza di adeguate ammorsature.

Questo aspetto provoca sicuramente flessioni maggiori dei solai con conseguente diminuzione del carico limite ammissibile dello stesso.

**2.1.4.4 Solaio copertura torre scenica**

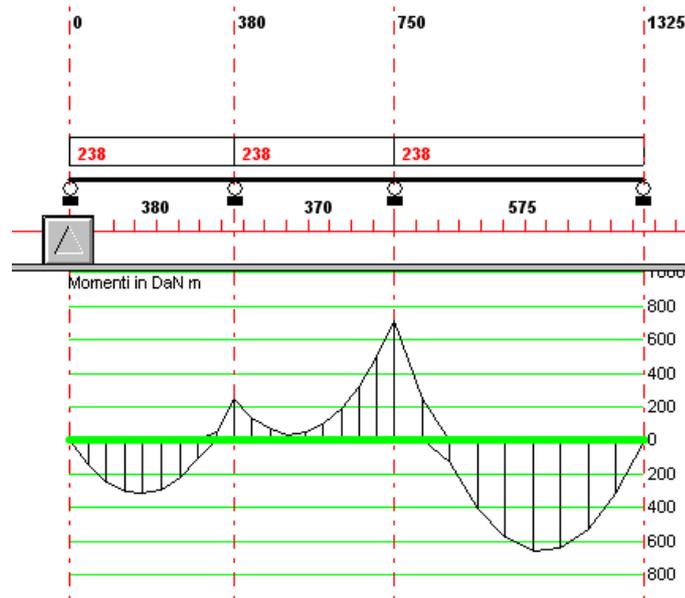
Si procede alla verifica del solaio di copertura presente nella zona della torre scenica. Lo spessore del manufatto è di 8 cm (come riportato nel collaudo tecnico del 4 Aprile 1949) così che dalla tabella sotto riportata (tratta dalla letteratura tecnica del tempo) è possibile ricavare il momento massimo di servizio riferito alla striscia di solaio largo 1 m.

SOLAIO SAP				CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE PARIAZZATA LARGA 1 METRO												Se z i o n e tutta resistente			Resistenze termiche									
Altezza solaio H	Peso l/m	Cappellatura	M_max	Asse neutro			Momenti resistenti di comp. di ten.			Asse neutro			Momenti resistenti di comp. di ten.			Momento assiale baricentrico	Area sezione	Mom. d'inerzia baricentrico	Coeff. Cal-Fuoco	Calore dal basso all'alto								
				h	x	J	W_c	W_t	x	J	W_c	W_t																
8	50	147	85	230	290	405	—	1,12	409	365	6,95	1,46	683	469	12,35	1,31	990	547	19,1	2,17	1332	614	27,60	4,05	445	3400	0,20	0,17
8	50	143	160	360	490	605	—	1,35	665	641	10	1,76	1460	829	17,70	2,15	2150	1000	27,4	2,52	2910	1155	38,95	4,81	745	8955	0,22	0,19
12	70	181	110	385	540	655	—	1,43	1059	739	11,05	1,94	1793	924	19,80	2,44	2653	1089	31,0	2,94	3615	1230	44,80	5,60	600	10000	0,33	0,30
12	70	184	185	510	750	945	—	1,61	1744	1085	14,10	2,12	2972	1400	25,10	2,60	4415	1698	38,7	3,05	6045	1983	55,20	6,23	700	20105	0,35	0,32

Come per il paragrafo precedente si riportano i valori ottenuti nelle varie ipotesi:

SPESSORE	ARMATURA	M_max [Kgm]	q_lim. [Kg/ml]	q_es. [Kg/ml]	VERIFICATO
8 cm	3 Φ 3	230	83.48	238	<b>NO</b>
	3 Φ 4	290	105.26	238	<b>NO</b>
	3 Φ 5	405	146.99	238	<b>NO</b>
8+3 cm	3 Φ 3	360	130.66	313	<b>NO</b>
	3 Φ 4	490	177.84	313	<b>NO</b>
	3 Φ 5	605	219.58	313	<b>NO</b>

Si riporta di seguito lo schema completo del solaio di copertura della torre scenica al fine di determinare alle tensioni ammissibili il momento massimo presente.



Come si può notare dall'immagine sopra riportata considerando una striscia di un metro avente un carico di 238 Kg/ml il momento massimo è  $M=710$  Kg/ml

**710 Kgm > 605 Kgm NON VERIFICATO**

Dalla verifica riportata sopra si evince che neanche nel caso di solaio S.A.P. di spessore 8+3 cm con armatura 3Φ5 il solaio risulta non verificato.

Dai risultati sopra esposti si evince che il solaio in oggetto **non risulta adeguato a supportare le azioni di progetto**. Oltre a ciò valgono le osservazioni riportate nel paragrafo precedente.

2.1.4.5 Solaio galleria

Si procede alla verifica del solaio di copertura presente nella zona della torre scenica. Lo spessore del manufatto è di 8 cm (come riportato nel collaudo tecnico del 4 Aprile 1949) così che dalla tabella sotto riportata (tratta dalla letteratura tecnica del tempo) è possibile ricavare il momento massimo di servizio riferito alla striscia di solaio largo 1 m.

SOLAIO SAP					CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA LARGA 1 METRO												Sezione tutta resistente		Resistenze termiche								
Altezza solaio H	Peso idrico P <sub>id</sub>	Peso stesso P <sub>st</sub>	Caricamento P <sub>car</sub>	Peso totale P <sub>tot</sub>	Momenti massimi di servizio riferiti alla striscia di solaio largo 1 m M <sub>max</sub>	Asse neutro		Mem. d'inerzia			Momenti resistenti			Asse neutro			Mem. d'inerzia			Momenti resistenti	Momenti resistenti	Inerzia assiale baricentrica J <sub>c</sub>	Area sezione A <sub>c</sub>	Distanza assiale baricentrica e <sub>c</sub>	Resistenza al fuoco dal basso R <sub>f</sub>	Resistenza al fuoco dall'alto R <sub>f</sub>	
						x	y	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	J <sub>xy</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>xy</sub>	x	y	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	J <sub>xy</sub>	W <sub>x</sub>								W <sub>y</sub>
8	50	14	7	85	230 290 405	7	1,12	409	365	6,95	1,46	683	469	12,35	1,91	990	547	19,1	2,17	1332	614	27,60	4,05	445	3400	0,20	0,17
8	50	14	107	167	360 490 605	10	1,35	865	641	10	1,76	1460	829	17,70	2,15	2150	1000	27,4	2,52	2910	1155	38,95	4,81	745	8955	0,22	0,19
12	70	18	110	198	655	11	1,43	1059	739	11,05	1,94	1793	924	19,82	2,44	2653	1029	31,0	2,94	3615	1230	44,80	5,60	600	10000	0,33	0,30
12	70	18	141	219	750	14	1,61	1744	1085	14,10	2,12	2992	1400	25,10	2,60	4415	1698	38,7	3,05	6045	1983	55,20	6,23	700	20105	0,35	0,32
18	80	20	150	250	900	15	1,72	2015	1170	15,20	2,36	3443	1462	27,30	3	5150	1720	43	3,55	7105	2000	62,10	7,75	750	21800	0,40	0,37
18	80	20	185	265	1000	18	1,84	2947	1602	18,25	2,42	5037	2030	32,40	2,98	7555	2538	50,4	3,52	10340	2940	71,50	8,10	1050	40155	0,42	0,39
20	95	22	200	275	1070	19	1,98	3300	1670	19,40	2,71	5650	2080	34,80	3,40	8465	2490	54,4	4,03	11685	2890	78	9,50	975	40400	0,45	0,42
20	95	22	260	355	1235	22	2,05	4462	2180	22,40	2,70	7660	2844	39,80	3,32	11520	3470	61,9	3,52	15900	4050	88,10	9,91	1275	68232	0,47	0,44
Armatura					3 Ø 3 Ø 3 Ø 5 Ø 6	3 Ø 3			3 Ø 4			3 Ø 5			3 Ø 6			Numero e diametro dei tendini inferiori: per ogni travetto									
σ <sub>24</sub> Kg/mm <sup>2</sup>					70 60 55 50	Limite elastico al 2% dell'acc. trafilato che si impiega nei travetti preabbricati dalla RGS																					

Dalle tavole strutturali si evincono le armature e gli spessori di tutto il solaio della galleria. Si procede alla verifica del solaio di spessore minore con la luce maggiore. Il manufatto in oggetto è un solaio S.A.P. spessore 12 cm armato con 3Ø5.

Si procede con il calcolo del carico massimo ammissibile q<sub>lim</sub> espresso in Kg/ml per una striscia di 1 metro di larghezza.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} \rightarrow q_{lim} = \frac{12 \cdot M_{max}}{l^2} = \frac{12 \cdot 655}{3.50^2} = 641,63 \text{ Kg / ml}$$

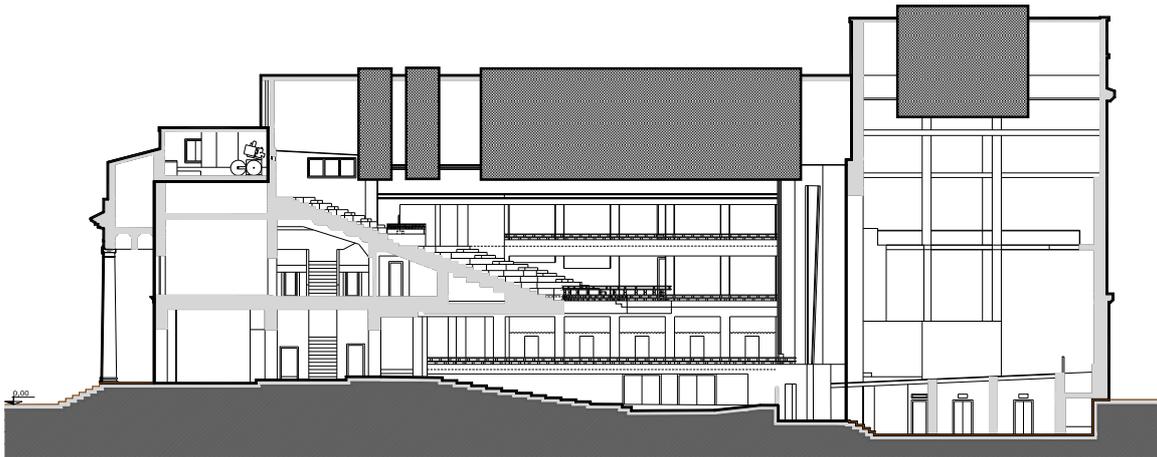
A questo punto si può procedere alla verifica paragonando il q<sub>lim</sub> con il q in esercizio redatto e riportato nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi:

**760 Kg/m<sup>2</sup> > 641,63 Kg/m<sup>2</sup> NON VERIFICATO**

Dai risultati sopra esposti si evince che il solaio in oggetto **non risulta adeguato a supportare le azioni di progetto**. Oltre a ciò valgono le osservazioni riportate nel paragrafo precedente.

### 2.1.4.6 Capriata in acciaio

Nel capitolo in oggetto si procede alla verifica di una delle capriate in acciaio presente in copertura. Dall'indagine a vista e dalle fotografie scattate è stato possibile definire la presenza di tre tipologie differenti di capriate. Si riportano di seguito le tre tipologie differenti evidenziate.



#### ■ CAPRIATA TIPO 1

Si riporta di seguito una fotografia di questa capriata, questa tipologia è l'unica di cui è stato possibile avere un rilievo architettonico.

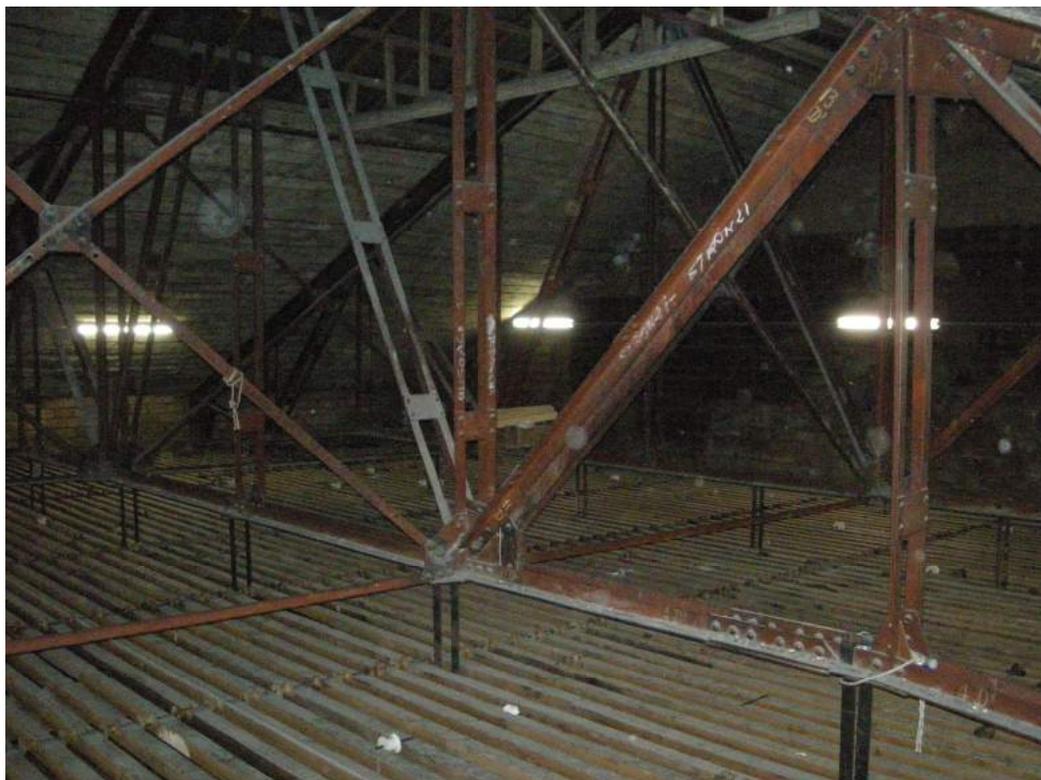


**CAPRIATA TIPO 2**

Si riporta di seguito una fotografia di questa capriata.

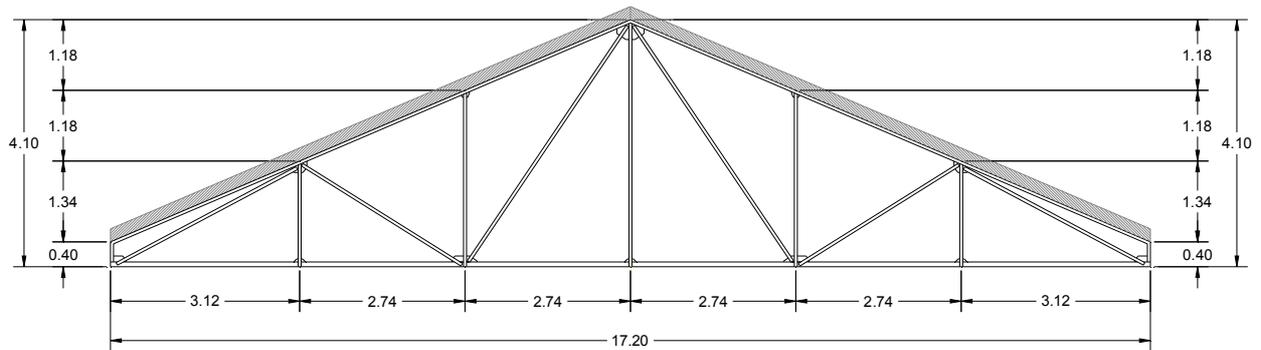
**CAPRIATA TIPO 3**

Si riporta di seguito una fotografia di questa capriata.

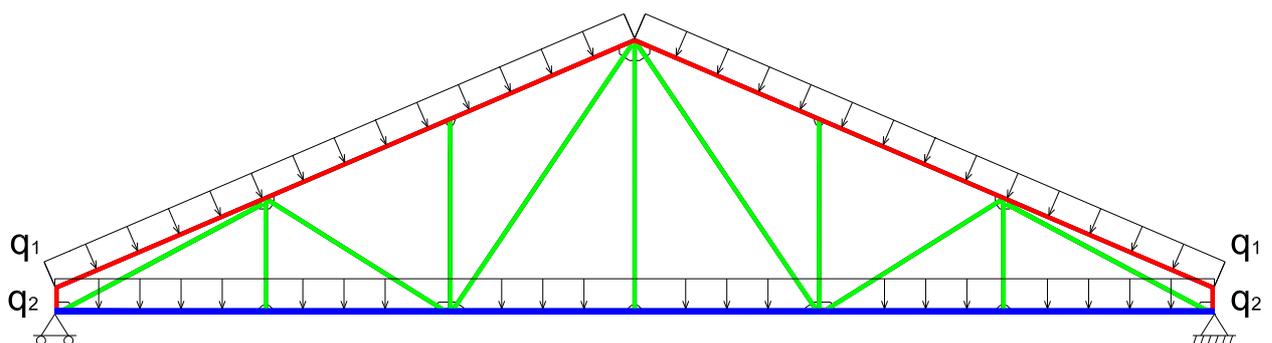


### 2.1.4.6.1 Verifica capriata in acciaio TIPO1

Si riporta di seguito la verifica relativa alla capriata di **TIPO 1**. Tale capriata è così costituita:

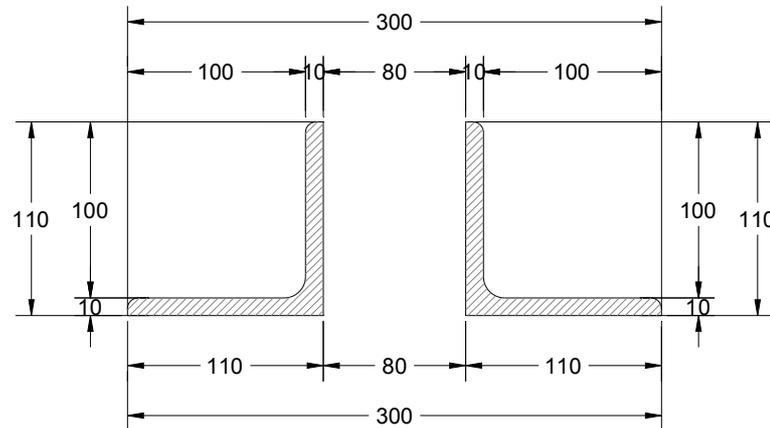


Si riportano di seguito lo schema semplificato di calcolo della capriata e le tipologie di profili che la compongono:

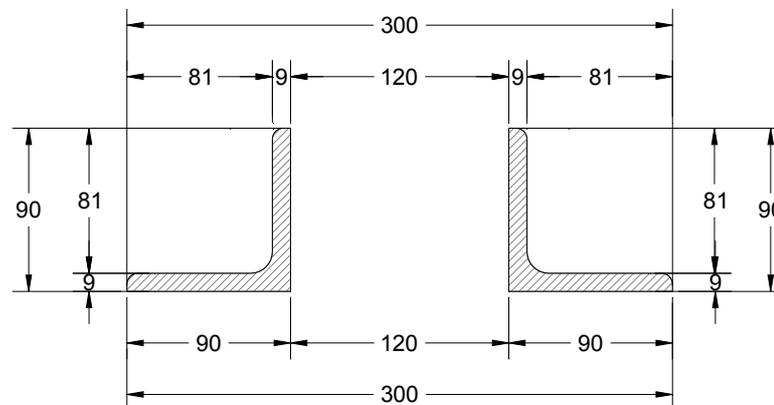


Si riportano di seguito i disegni relativi alle tipologie dei profili che compongono la capriata che sono stati misurati in sito durante uno dei sopralluoghi condotto:

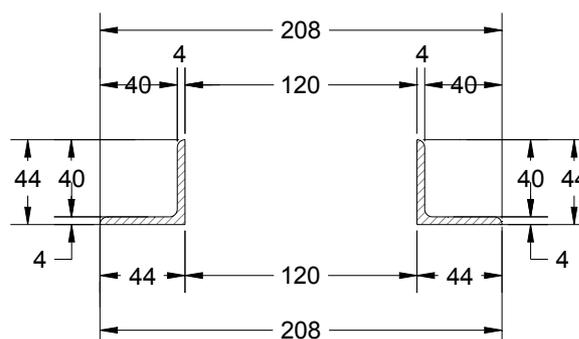
### Corrente superiore – puntone



### Corrente inferiore – catena



### Corrente interni



In relazione all'analisi dei carichi precedentemente riportata si definiscono i carichi agenti sulla capriata in oggetto:

**Carico "q"** di tipo lineare dovuto alla copertura per una larghezza di influenza pari a 4 m.

Dai calcoli svolti si sono ottenuti i seguenti valori (esclusi i pesi propri delle capriate):

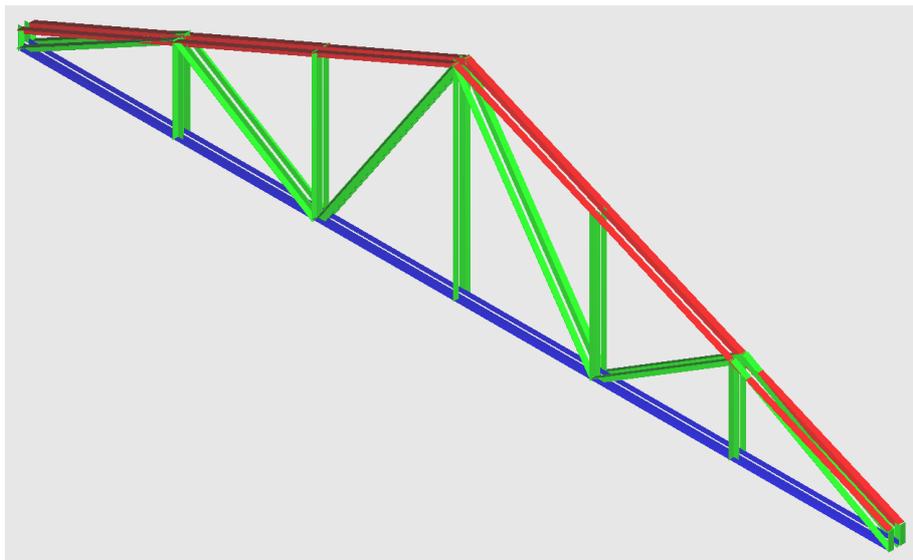
$$q_{P.P.} = 342 \text{ Kg/ml}$$

$$q_1 = 80 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{NEVE} = 192 \text{ Kg/ml}$$

Si riportano di seguito alcune immagini relative alla modellazione della struttura



Scorcio della capriata

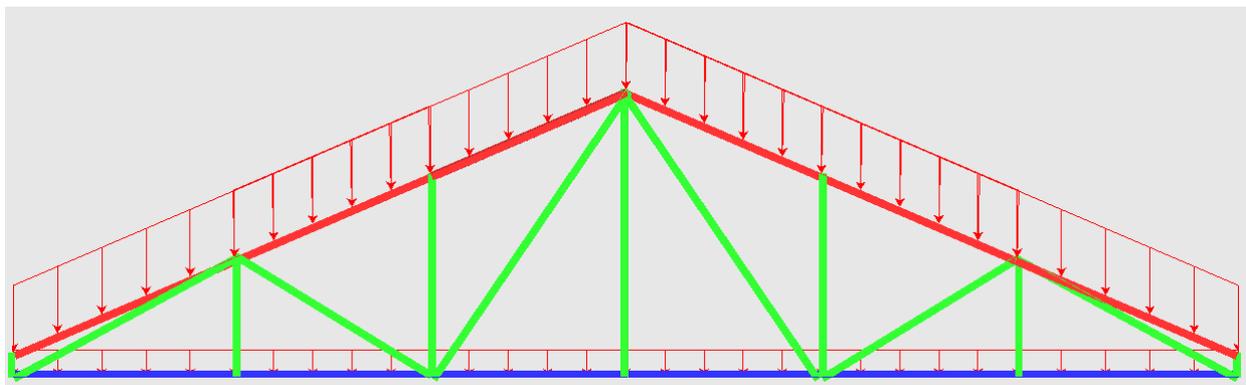


Grafico dei carichi

Si riportano di seguito alcune immagini relativi ai grafici delle azioni agenti sulla capriata:

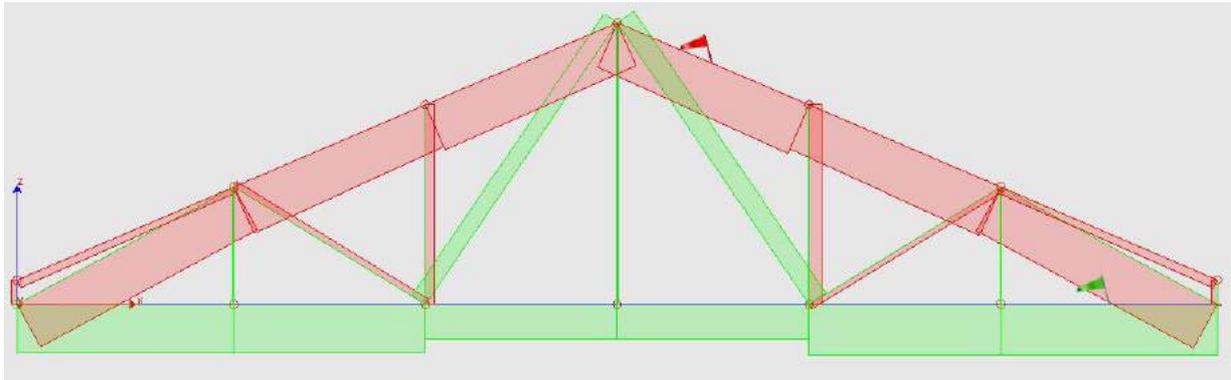


Grafico delle azioni normali

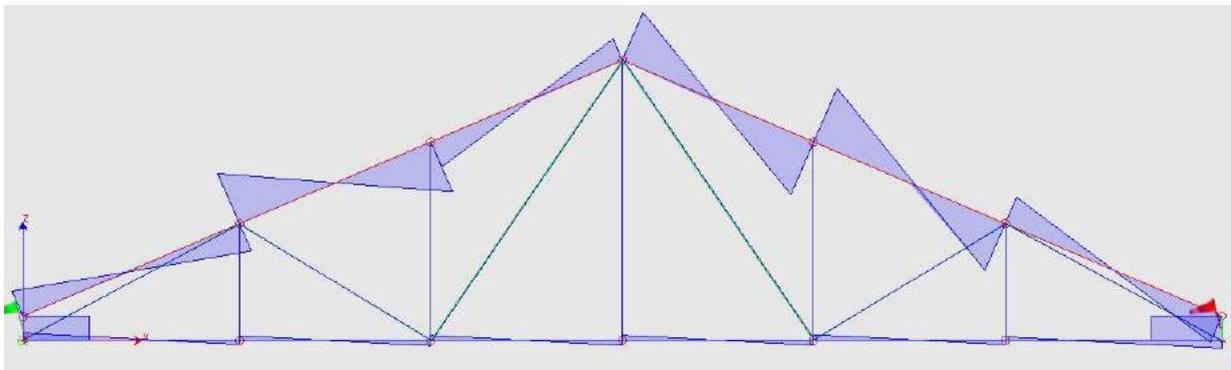


Grafico dei tagli

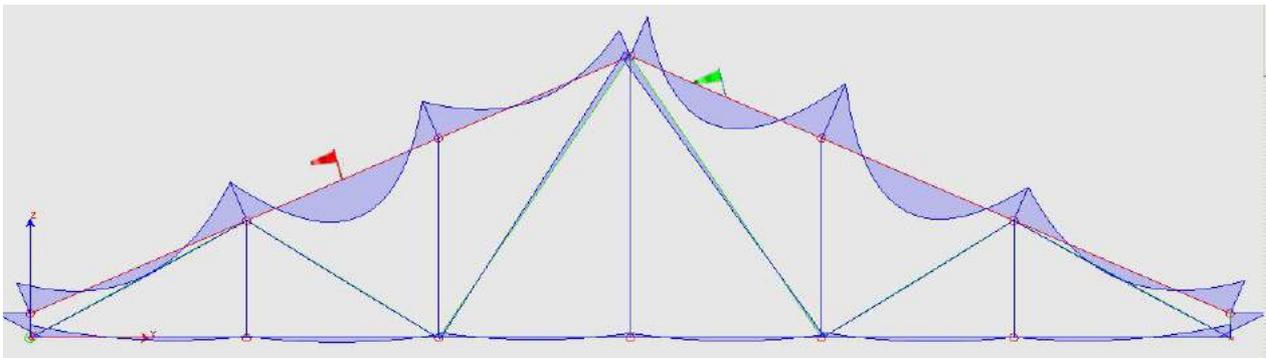


Grafico dei momenti

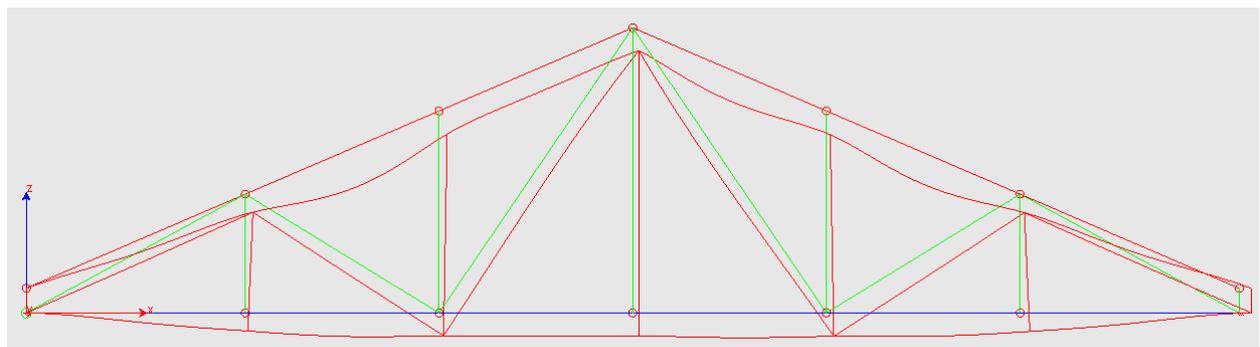


Grafico delle deformate

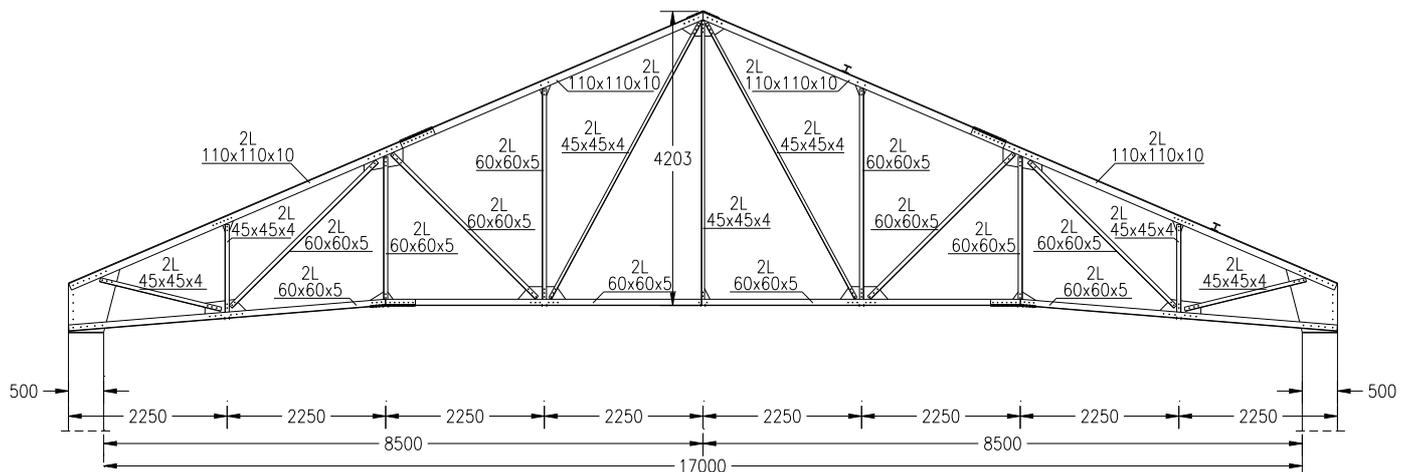
In relazione alle verifiche condotte agli stati limite si sono ottenuti **valori non compatibili** con i tassi di lavoro massimi ammissibili.

Si ritiene opportuno sottolineare che l'analisi è stata redatta senza aver condotto prove specifiche sui materiali e senza aver a disposizione disegni esecutivi di progetto.

Vista la difficoltà operativa di condurre un sopralluogo in sicurezza in sito, alcuni dei parametri (pesi solai di copertura, geometrie e dimensioni capriata...) sono stati ipotizzati e andranno verificati con più precisione in fase progettuale.

### 2.1.4.6.2 Verifica capriata in acciaio TIPO3

Si riporta di seguito la verifica relativa alla capriata di **TIPO 2**. Tale capriata è così costituita:



In relazione all'analisi dei carichi precedentemente riportata si definiscono i carichi agenti sulla capriata in oggetto. **Carico "q"** di tipo lineare dovuto alla copertura per una larghezza di influenza pari a 3,90 m.

Dai calcoli svolti si sono ottenuti i seguenti valori (esclusi i pesi propri delle capriate):

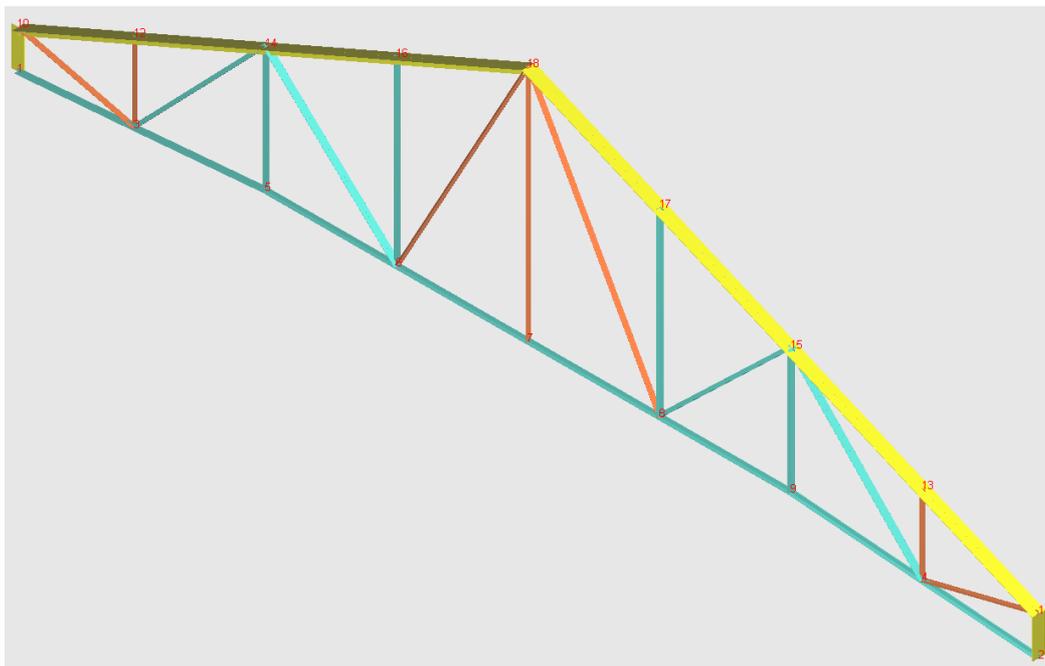
**q<sub>P.P.</sub> = 332 Kg/ml**

**q<sub>1</sub> = 371 Kg/ml**

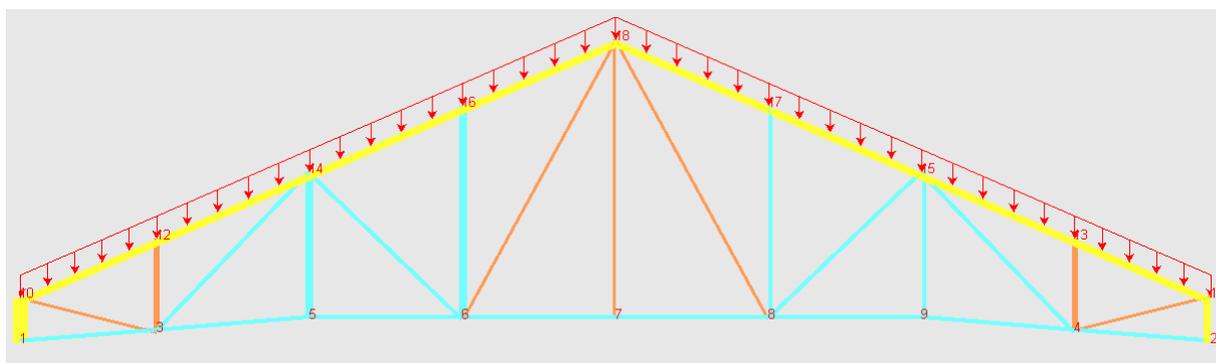
**q<sub>2</sub> = 39 Kg/ml**

**q<sub>NEVE</sub> = 188 Kg/ml**

Si riportano di seguito alcune immagini relative alla modellazione della struttura



Vista assonometrica



Vista laterale – Carichi solaio

Si riportano di seguito alcune immagini relativi ai grafici delle azioni agenti sulla capriata:

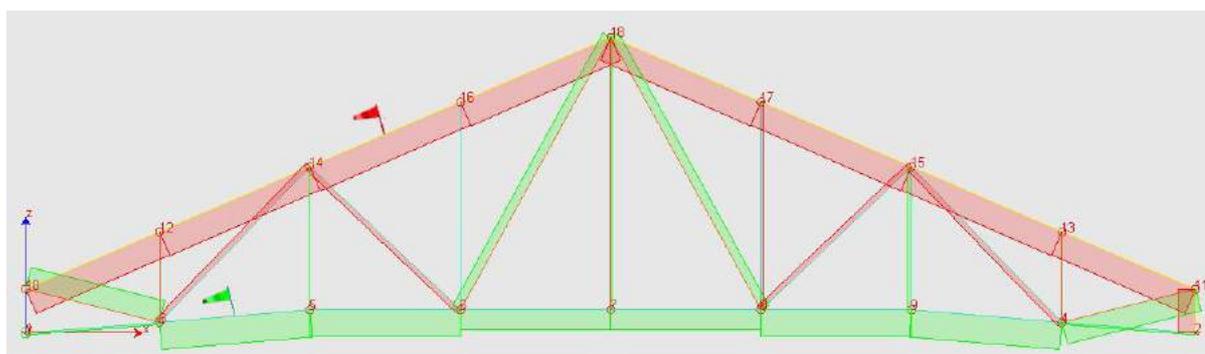


Grafico delle azioni normali

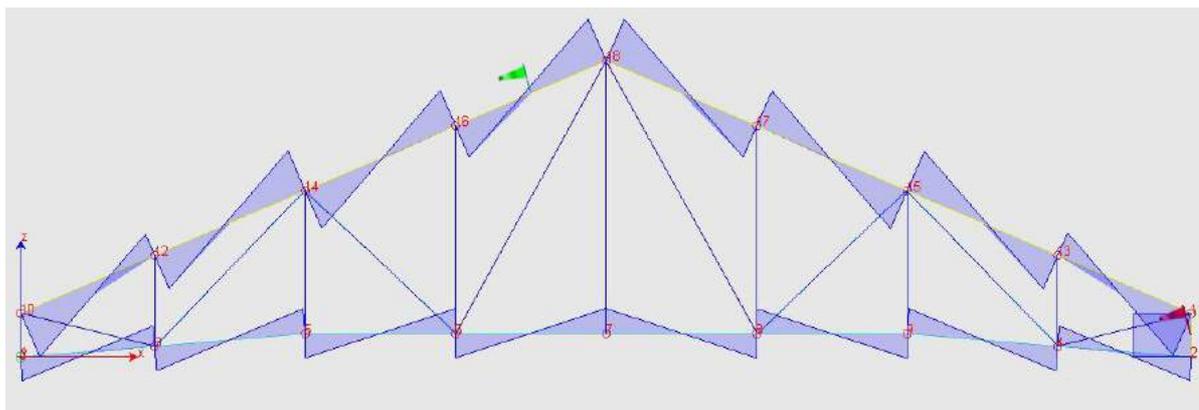


Grafico delle azioni di taglio

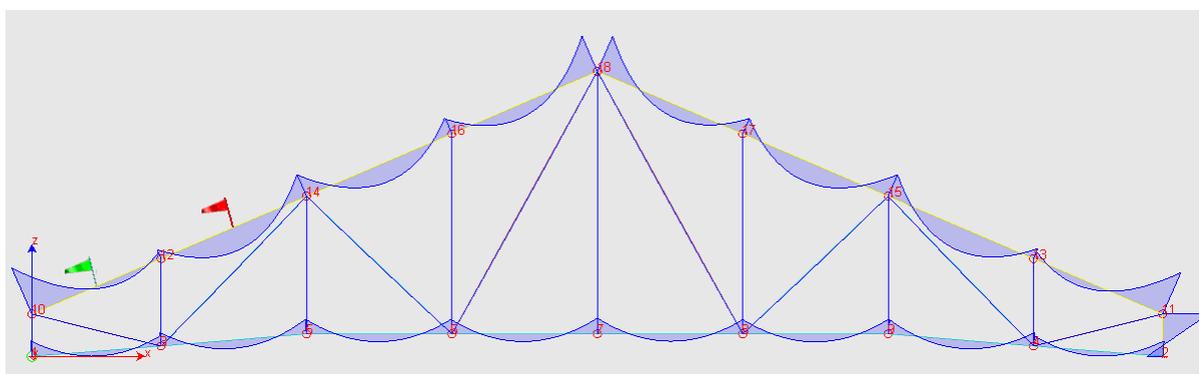


Grafico dei momenti

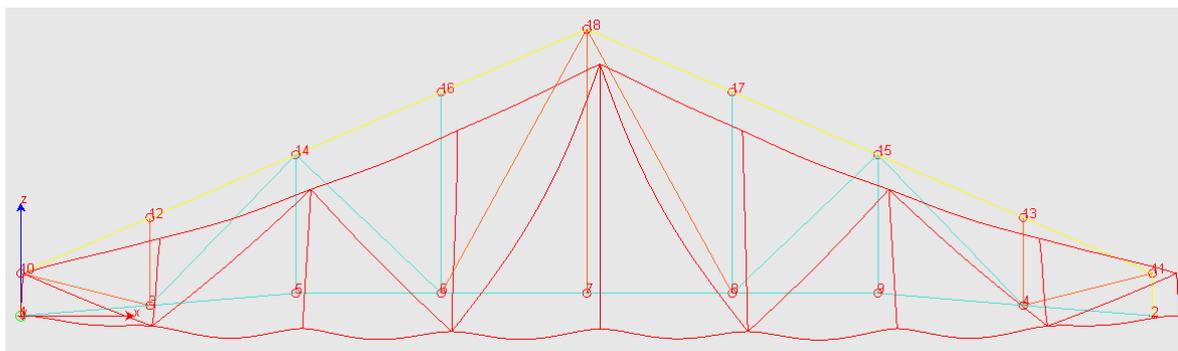


Grafico delle deformate

In relazione alle verifiche condotte agli stati limite si sono ottenuti **valori non compatibili** con i tassi di lavoro massimi ammissibili.

Si ritiene opportuno sottolineare che l'analisi è stata redatta senza aver condotto prove specifiche sui materiali e senza aver a disposizione disegni esecutivi di progetto.

Vista la difficoltà operativa di condurre un sopralluogo in sicurezza in sito, alcuni dei parametri (pesi solai di copertura, geometrie e dimensioni capriata...) sono stati ipotizzati e andranno verificati con più precisione in fase progettuale.

### 2.1.4.7 Verifica a ribaltamento fronte sud

In questo paragrafo viene illustrata la verifica locale relativa al ribaltamento del fronte sud dell'edificio.

Tale analisi si rende necessaria al fine di determinare l'eventuale necessità di inserire apposite catene e piastre atte a scongiurare fenomeno di ribaltamento delle pareti.

La verifica a ribaltamento locale viene svolta in accordo con le NTC 2008 e la Circolare 617/2009. Il capitolo C8A.4.1 della Circolare esplica come applicare il principio dei lavori virtuali al ribaltamento dei maschi murari allo scopo di ottenere il valore di accelerazione orizzontale al quale avviene il ribaltamento.

Viene imposto l'equilibrio alla rotazione delle forze rispetto alla base del maschio. Si individuano le forze stabilizzanti (peso proprio della muratura, tiranti, catene,...) e le forze instabilizzanti che tendono a far ribaltare il setto. In questo gruppo si individuano forze statiche, come ad esempio i pesi dei muri e le spinte degli archi, e forze sismiche, dovute all'accelerazione orizzontale che le masse subiscono quando avviene un terremoto.

Questo tipo di forze sono dovute alle stesse masse che, con il loro peso, instabilizzano il sistema. Si possono così legare queste due forze attraverso un coefficiente di proporzionalità  $\alpha$ , detto moltiplicatore orizzontale. E' possibile quindi scrivere l'equilibrio intorno ad un punto di rotazione:

$$M_{rib,sismico} + M_{rib,nonsismico} = M_{stab}$$

$$\sum (\alpha W_{i,rib,s} \delta_{yi}) + \sum (W_{i,rib,ns} \delta_{yi}) = \sum (W_{i,st} \delta_{xi})$$

$$\alpha = [ \sum (W_{i,st} \delta_{xi}) - \sum (W_{i,rib,ns} \delta_{yi}) ] / \sum (W_{i,rib,s} \delta_{yi})$$

Si noti come le spinte ribaltanti di origine statica riducano il valore di  $\alpha$  (es: peso di balconi, spinte di archi...). Il moltiplicatore orizzontale fornisce il valore dell'accelerazione che attiva il meccanismo di ribaltamento:

$$a_o^* = g \alpha$$

Volendo eseguire una verifica più raffinata, e per meccanismi di collasso che coinvolgono più di un piano, è necessario calcolare la massa partecipante, come da circolare punto C8A.4.3:

$$M^* = ( \sum P_i d_{x,i} )^2 / g \sum P_i d_{x,i}^2$$

Dove con  $P_i$  si intendono le forze peso applicate alle masse e  $d_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$ .

Viene dunque calcolata la frazione di massa partecipante della struttura:

$$e^* = g M^* / \sum P_i$$

Il calcolo dell'accelerazione che attiva il meccanismo di ribaltamento è dato come:

$$a_o^* = g \alpha_0 / e^* FC$$

dove con FC si intende il fattore di confidenza (1,35 o 1,20 o 1,00).

Per eseguire la verifica a ribaltamento devono essere definiti dei parametri di tipo geometrico (relativi alla struttura) e di tipo sismico. Determiniamo dapprima il fattore di struttura, in accordo con le NTC al capitolo 7.8.1.3, prendendo in considerazione una "Costruzione in muratura ordinaria", alla quale è associata un coefficiente:

$$q_o = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$$

Non volendo inoltrarsi in un'analisi non lineare, si ricava il valore di  $\alpha_u / \alpha_1$  da valori già tabulati per costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$$

Ottenendo  $q_o = 3,6$ . L'edificio presenta regolarità in altezza. Si assume  $K_r = 0,8$  (edifici non regolari in altezza, come da punto 7.2.2 delle NTC2008) come al punto 7.3.1. Quindi:

$$q = q_o K_r = 2,88$$

Si calcola il periodo del modo di vibrare principale, in accordo con il capitolo 7.3.3.2. Si calcola l'altezza dell'edificio ( $H = 20\text{m}$ ) e il coefficiente  $C_1 = 0,050$  per costruzioni in muratura.

Quindi:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,317$$

Le verifiche saranno condotte in Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV), nell'ambito dello Stato Limite Ultimo, così come richiesto dalle NTC2008 e circolare.

### **Verifica in Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**

La verifica confronta le accelerazioni di progetto:

$$a_o^* > a_g(\text{PVR}) S / q$$

L'accelerazione  $a_o^*$  è quella propria del maschio murario, ovvero l'accelerazione alla quale avviene il ribaltamento.

L'accelerazione  $a_g(\text{PVR})$  è l'accelerazione assegnata dalla normativa, funzione di molte variabili, in primis il luogo e la geometria dell'edificio. Si definisce la vita nominale della costruzione  $V_N = 50$  anni e il coefficiente d'uso della costruzione  $C_u = 1,5$  (riferito a Classe d'uso II, NTC2008 par. 2.4.2). Si definisce altresì la categoria di suolo C e la categoria topografica T1.

Il valore di  $S$  è invece dato dalla moltiplicazione di  $S_s$  per  $S_T$ , come da 3.2.3.2. Calcolato  $S_s$ , è possibile ricavare:

$$S = S_s S_T \quad \text{con } S_T = 1,00$$

La verifica sarà quindi soddisfatta se valore di  $a_g(\text{PVR})$ , ovvero il valore di accelerazione di picco della domanda sismica, risulta inferiore al valore di  $a_g(\text{SLV})$ , ovvero il valore di accelerazione al suolo corrispondente ad  $\alpha_o^*$ , valore che quindi innesca il ribaltamento del muro. Il valore di  $a_g(\text{SLV})$  viene calcolato come:

$$a_g(\text{SLV}) = \alpha_o^* q / S > a_g(\text{PVR})$$

Differentemente dalla verifica in SLD entra in gioco il coefficiente  $q$ , ovvero il fattore di struttura che tiene conto della duttilità dell'edificio. Viene calcolata l'accelerazione in SLV, pari a  $a_g(\text{PVR}) = 0,190$  g. Anche in SLV è presente la verifica per elementi in quota:

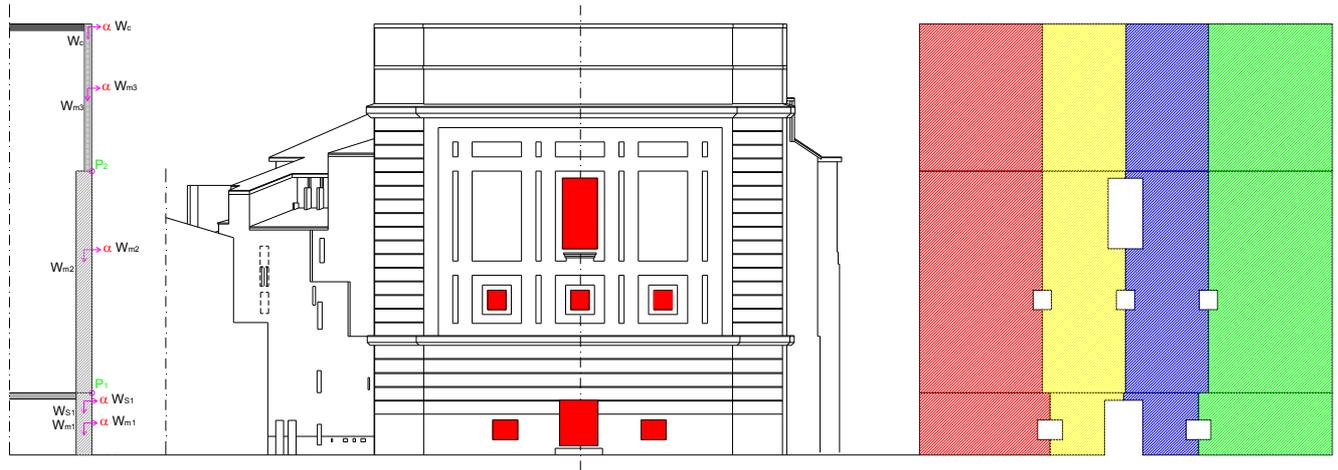
$$\alpha_o^* > S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$$

Il valore di  $S_e(T_1)$  (ovvero lo spettro di risposta elastico, non diminuito del fattore  $q$ ), anch'esso diverso rispetto alla verifica in SLD, si estrapola dal grafico fornito dal programma Spettri-NTC entrando con il valore di  $T_1$  precedentemente calcolato.

*Le verifiche a ribaltamento vengono svolte con l'ausilio del programma CINE, elaborato e realizzato da ReLUIS.*

Si riportano di seguito un raffronto tra il prospetto reale dell'edificio con indicato mediante campitura in rosso le fonometrie della parete, la sezione schematica dello stesso e il prospetto semplificato per il calcolo dei pesi e dei baricentri dei tre piani schematizzati.

Teatro Verdi – Relazione strutturale – Allegato A2



Dalla sezione è evidente la presenza del primo tratto con altezza di circa 12 m caratterizzato da muratura in pietrame con spessore di circa 75 cm mentre la parte sommitale è costituita da paramento in mattoni pieni dello spessore di circa 35 cm. Gli unici elementi orizzontali che si oppongono al ribaltamento sull'altezza considerevole della parete (circa 20 m) sono la copertura dei camerini al piano terra sotto il palco e il solaio del tetto. Per quanto riguarda la verifica a ribaltamento si useranno i carichi relativi ai solai suddetti, riportati nel paragrafo precedente mentre per le murature si utilizzano pesi specifici di 2100 Kg/mc per la pietra e 1800 Kg/mc per il paramento in mattoni pieni.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Anevrimento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie					
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]			
1								
2								
3								
4								
DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico dei solai al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{a_i}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{v_i}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_G$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_G$ [m]
	1	0.75	3.00	0.38	0.00	0.00	0.00	1.53
	2	0.75	3.00	0.38	0.00	0.00	0.00	5.27
	3	0.35	3.00	0.13	0.00	0.00	0.00	3.55
	4						0.00	
	AZIONI SUI MACROELEMENTI							
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (***) $W_i$ [kN]	Canco trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_G$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{v_i}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{h_i}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	0.0	820.9	68.8		0.0	19.8	0.0	
2	0.0	3186.7	0.0		0.0	0.0	0.0	
3	0.0	883.2	271.6	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	0.0							

(\*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".  
 (\*\*\*) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

## Teatro Verdi – Relazione strutturale – Allegato A2

## MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei soletti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	1681.9	84.8	0.0	0.0	
	3 - 2	1354.1	47.5	0.0	0.0	
	3	164.6	47.5	0.0	0.0	
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei soletti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	41435.8	5727.5	0.0	0.0	0.0
	3 - 2	27934.9	4616.6	0.0	0.0	0.0
	3	3135.3	2172.5	0.0	0.0	0.0
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale $a_g^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0.037	1.35	417.077	0.778	0.347
	3 - 2	0.043		552.570	0.794	0.304
	3	0.038		100.731	0.858	0.323
	-	N.C.		0.000	0.000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2.88			
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1.00			
	Categoria suolo di fondazione	B			
	PGA di riferimento $a_g(P_{ref})$ [g]	0.190			
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2.465			
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_{c,1}^*$	0.328			
	Fattore di smorzamento $\eta$	0.347			
	Altezza della struttura H [m]	20.00			
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_B$	1.200			
	Coefficiente $C_c$	1.375			
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.200			
	Numero di piani dell'edificio N	3			
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1.286			
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0.473			
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\nu(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (CSA.4.9)	$S_d(T_1)$ (CSA.4.10)
	3 - 2 - 1	-	-	0.085	-
	3 - 2	3.00	0.150	0.096	5.851
	3	12.00	0.600	0.079	1.207
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(CSA.4.9; CSA.4.10)			
	3 - 2 - 1	0.085			
	3 - 2	0.096			
	3	0.079			
	-	-			

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva dei valori relativi ai calcoli svolti per lo stato di fatto.

STATO DI FATTO	PARETE SUD		PGA $a_g(SLV)$	$a_g(PVR)$	Coeff. Sic. $a_g(SLV) / a_g(PVR)$
		P2	0.079	0.190	0,42 < 1,00 NON VERIFICATO
		P1	0.096	0.190	0,51 < 1,00 NON VERIFICATO
		P0	0.085	0.190	0,45 < 1,00 NON VERIFICATO

Dai valori riassuntivi sopra riportati si evince che la verifica condotta a ribaltamento non risulta verificata. Questo dipende dalla geometria del manufatto, caratterizzato da un'altezza considerevole e dalla completa assenza di elementi di ritegno orizzontali se non per la copertura dei camerini al piano terra e per la parte sommitale del tetto.

Le travi del solaio dei camerini si innestano nella muratura ma senza alcun elemento che possa ammorzare adeguatamente i due elementi così da non costituire un ritegno adeguato alle azioni ribaltanti.

La stessa cosa è valida anche per l'unione tra il solaio di copertura e il paramento in mattoni pieni. Oltre a ciò dall'indagine in sito si ritiene opportuno evidenziare che nella parete trasversale, rispetto a quella in oggetto, è presente una canna fumaria che dal piano terra arriva fino alla copertura. Questo elemento potrebbe essere un forte elemento di debolezza della struttura in quanto potrebbe innescare evidenti fenomeni di distacco non andando quindi ad esercitare alcuna azione di ritegno per la parete sud.

Oltre a questi elementi si deve prestare molta attenzione alla presenza di un paramento in mattoni pieni di limitato spessore nella parte sommitale della parete che potrebbe essere soggetto a fenomeni di instabilità a seguito di un'azione sismica.

### 2.1.4.8 Portale in c.a.

In questo capitolo si procede alla verifica di uno dei portali in cemento armato che sorreggono il palco. In relazione alla difficoltà di ottenere dati certi in relazione ai carichi in gioco e ai tassi massimi ammissibili di lavoro dei materiali si procede ad una verifica semplificata condotta alle tensioni ammissibili del portale sotto evidenziato. (La struttura è simmetrica e quindi uguale).

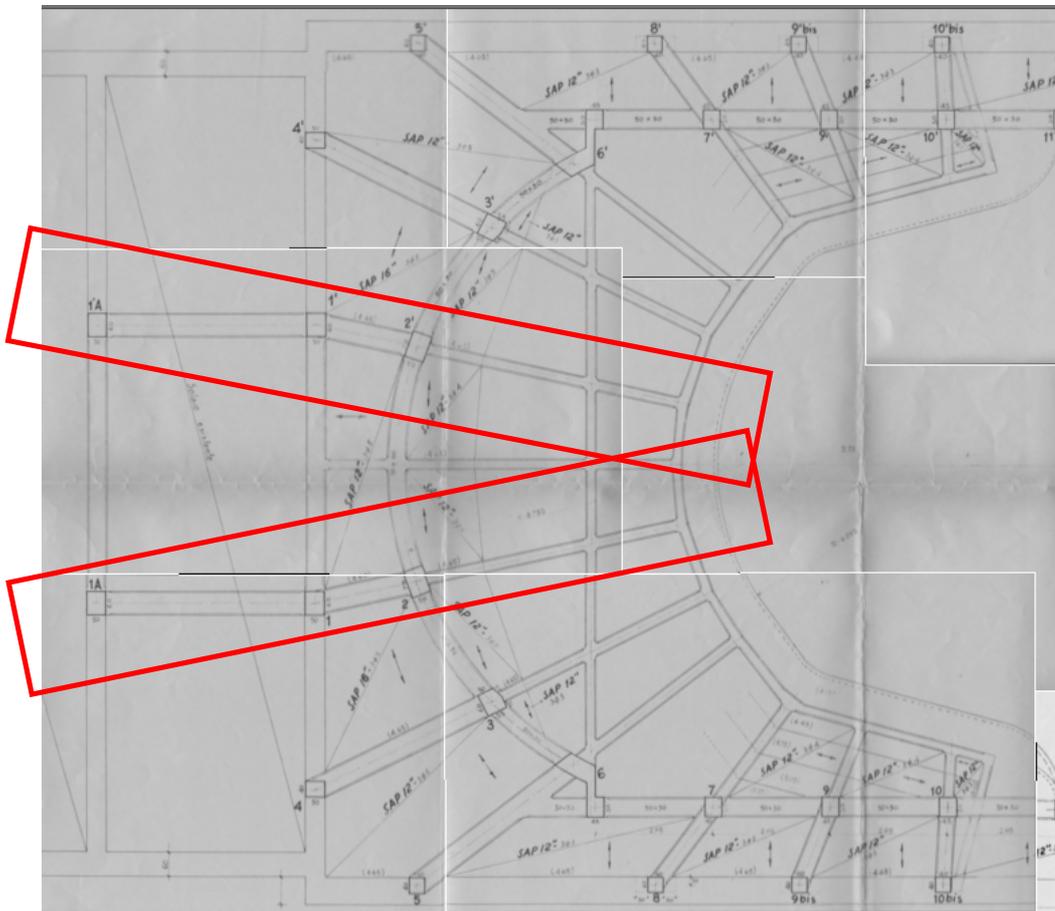
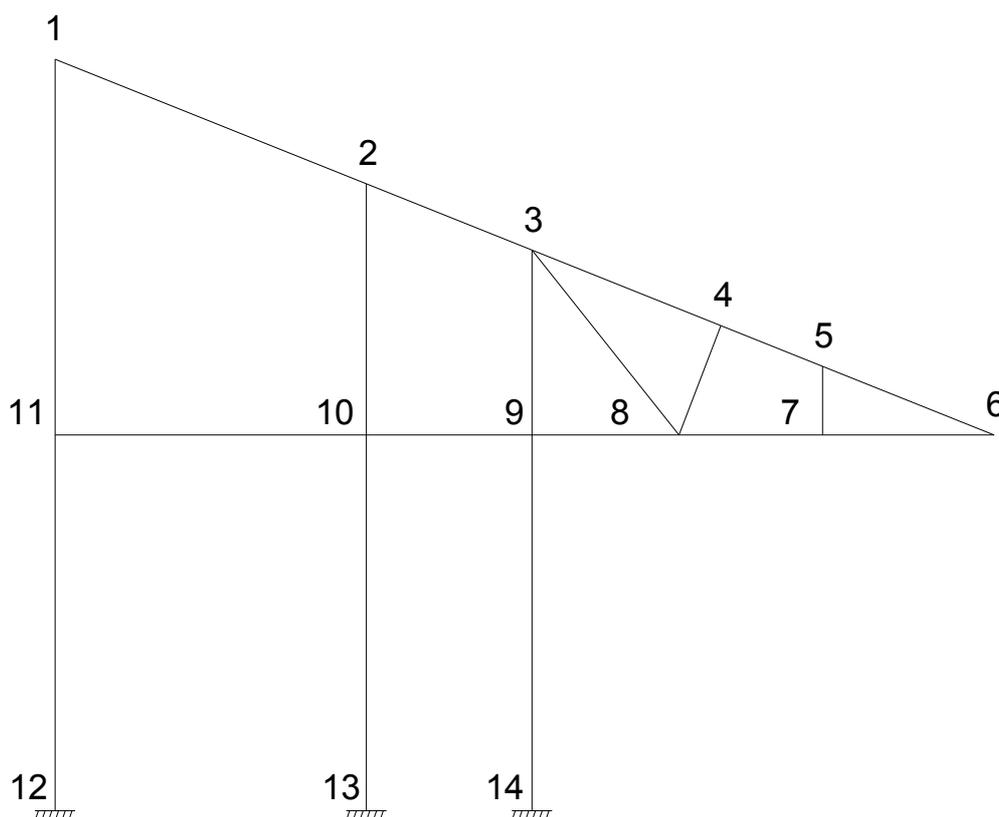


Immagine relativa ad una tavola progettuale dell'epoca.

La struttura in oggetto è costituita da tre pilastri in cemento armato di cui due (1-12, 2-13) delle dimensioni di 50x60 cm mentre il terzo pilastro (3-14) delle dimensioni di 50 x70 cm. Il pilastro 5-7 è di 50x50 cm.

La trave orizzontale ( 11-6 ) è di dimensioni 50xh=50 cm mentre il corrente superiore ( 1-6 ) così come i puntoni ( 3-8 e 4-8 ) sono costituiti da travi di dimensioni 30xh=30 cm.

Si riporta di seguito uno schema semplificato di riferimento.



Dalla modellazione globale dell'edificio è stato possibile determinare le azioni relative a Momenti, Tagli, Azioni assiali dell'intero telaio. In relazione alla complessità delle tipologie di armatura presenti, desunte da alcuni stralci di tavole progettuali dell'epoca, sono state determinate le quantità di armatura presenti nelle sezioni principali del portale in oggetto.

Avendo quindi ricostruito geometria delle sezioni, quantità di armatura presente e azioni in gioco, è stato possibile condurre in modo semplificato, alle tensioni ammissibili, delle verifiche al fine di determinare gli sforzi del calcestruzzo e acciaio per le sezioni principali del manufatto.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alle restituzioni grafiche delle azioni agenti sulla struttura.

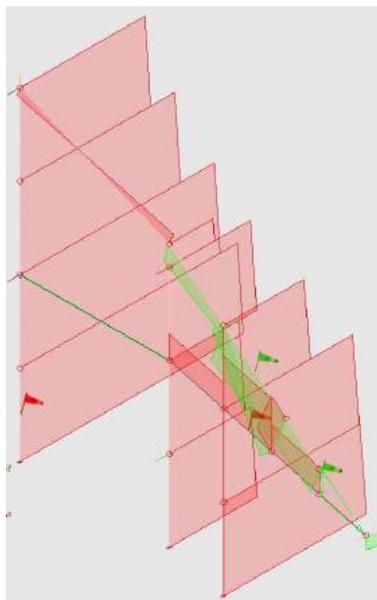


Diagramma delle azioni assiali

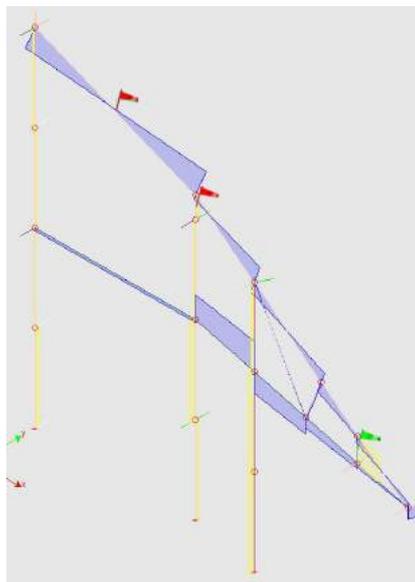


Diagramma dei tagli

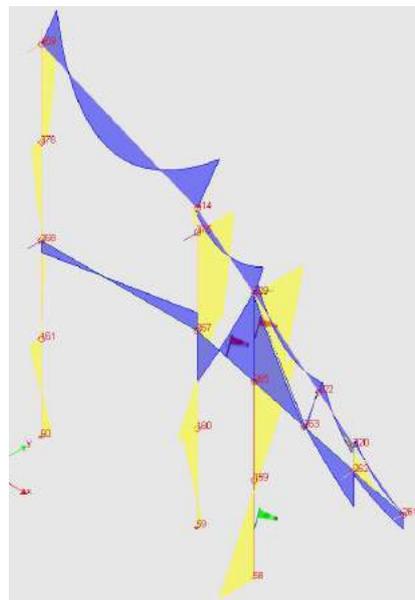


Diagramma dei momenti

Si riportano di seguito i valori relativi ai tassi di lavoro delle varie sezioni del portale alle tensioni ammissibili, sono evidenziati in rosso gli sforzi che risultano più elevati.

SFORZI	TRAVE 1-6										
	SEZIONE (30Xh=30)										
	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5	5-6	6
$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	82	104	78	23	39	16	32	12	15	9	14
$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	1488	1525	2116	224	853	404	781	332	370	83	636

SFORZI	TRAVE 6-11										
	SEZIONE (50Xh=50)										
	11	11-10	10	10-9	9	9-8	8	8-7	7	7-6	6
$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	7	6	15	35	69	31	4	14	35	7	16
$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	277	198	625	1503	2944	1475	12	807	1634	1353	385

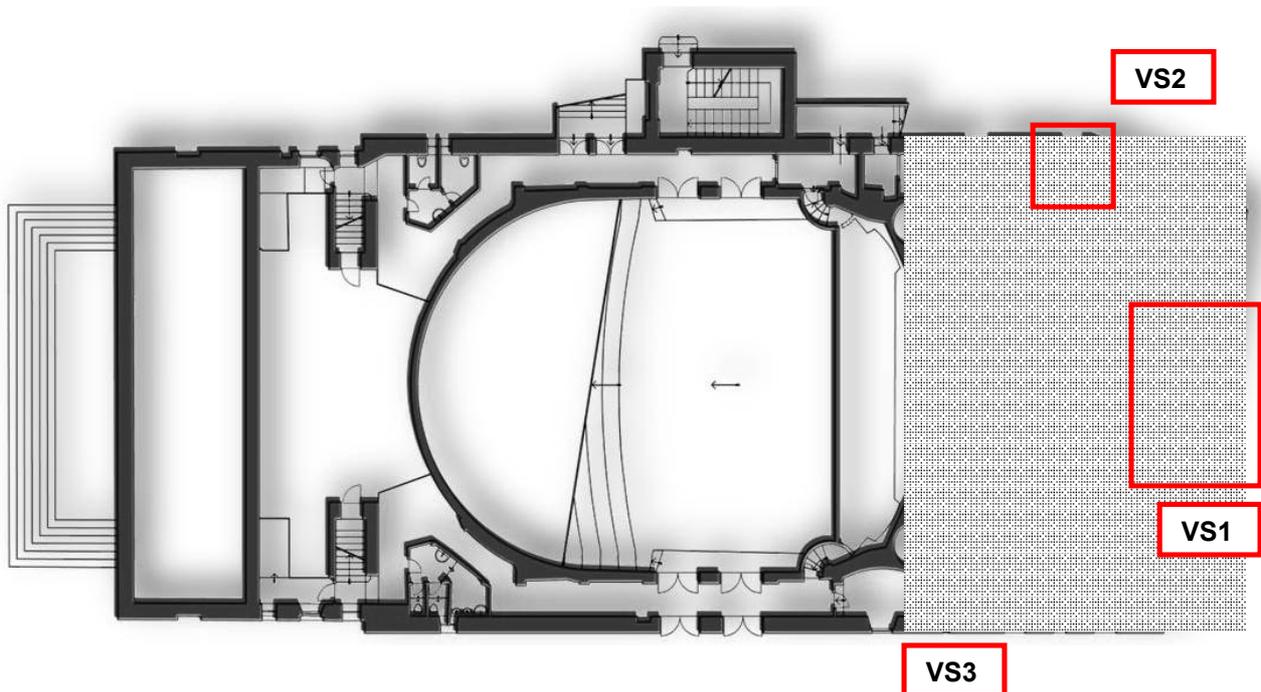
SFORZI	PILASTRO 12-1		PILASTRO 13-2		PILASTRO 14-3		PIL. 7-5
	SEZIONE 50X60				SEZIONE 50X70		SEZ. 50X50
	12-11	11-1	13-10	10-2	14-9	9-3	7-5
$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	34	40	36	69	76	79	42
$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	242	131	320	1831	939	1443	1389

Si ritiene però fondamentale ribadire che i valori ottenuti sono risultato di approssimazioni che sono parse ragionevoli ma di cui non si ha la certezza. **Per questo si riterrebbe fondamentale, in fase di progettazione esecutiva, condurre di una prova di carico sulle strutture che sorreggono la galleria al fine di verificare con certezza l'idoneità della struttura stessa.**

## 2.2 Vulnerabilità specifiche

In questo paragrafo si intendono evidenziare le forme di vulnerabilità specifiche. Le considerazioni riportate di seguito saranno divise per piano e per zona e derivano dai calcoli riportati nei paragrafi precedenti oltre a che indagini diagnostiche strumentali e a vista condotte durante i sopralluoghi.

Si riporta di seguito la pianta del **PIANO TERRA** sulla quale sono evidenziate le debolezze:



### VS1: FOROMETRIA PER VANO SCALA

A livello del solaio di copertura dei camerini nella zona del palco è presente una apertura per la scala. Unitamente a questo le travi in c.a. che sorreggono il solaio si innestano alla muratura in modo inadeguato al fine di generare un ancoraggio reciproco delle azioni orizzontali.



**VS2: PRESENZA DI CANNA FUMARIA**

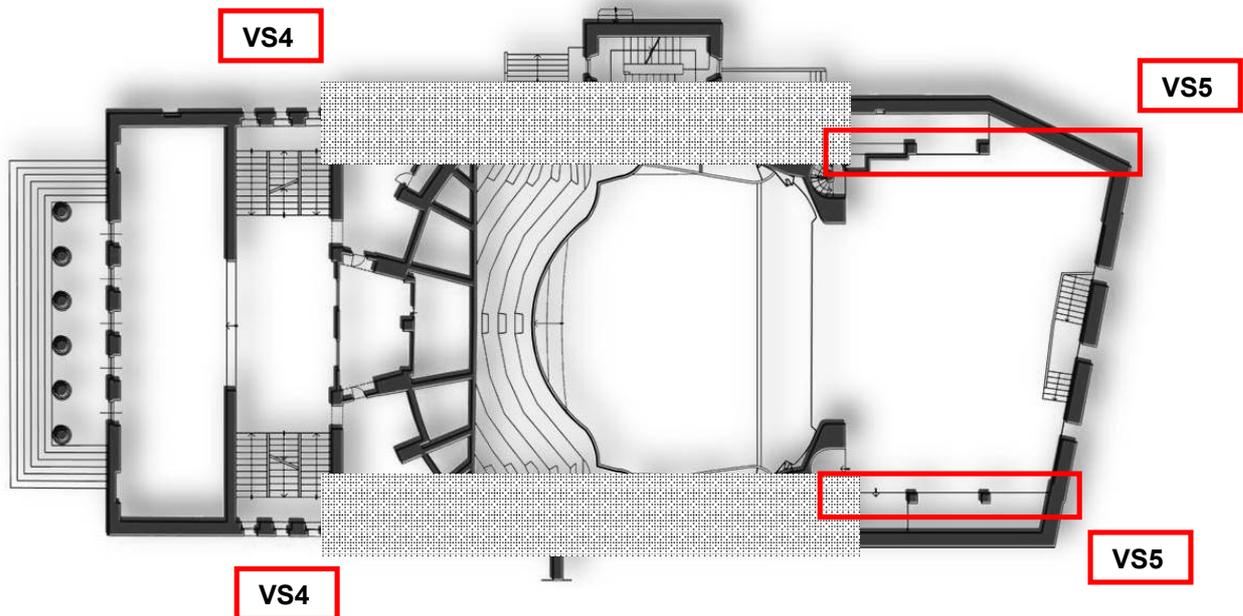
Un elemento di notevole debolezza è sicuramente la presenza di una canna fumaria che partendo dal piano terra nella zona del locale impianti raggiunge la sommità dell'edificio. Questo elemento è stato parzialmente inserito nella muratura esistente mediante sbrecciatura, così da generare un possibile fronte di distacco della stessa. Considerando che questo lato dell'edificio rappresenta uno degli unici due possibili elementi di ritegno al ribaltamento della facciata sud sarà fondamentale una analisi dettagliata in fase di progettazione esecutiva degli interventi. La canna fumaria è ben visibile anche osservando la facciata dall'esterno.

**VS3: ASSENZA DI PIANO RIGIDO**

Il solaio di copertura dei camerini posizionati sotto il palco, non rappresenta un elemento di contrapposizione al ribaltamento della facciata del fronte sud in quanto è costituito da semplici travetti e assito in legno che non garantiscono alcun piano rigido. Tale elemento appoggia su delle travi in cemento armato che si innestano in modo inopportuno nella facciata in muratura a sud. Pare infatti che non sia presente alcun elemento atto a garantire un'adeguata connessione tra gli elementi in c.a. e la muratura originaria.

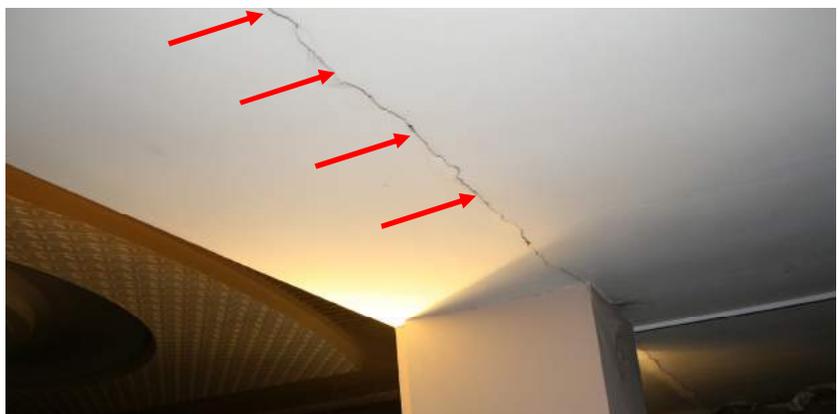


Si riporta di seguito la pianta del **PIANO INTERMEDIO** sulla quale sono evidenziate le debolezze:



#### VS4: CEDIMENTO PALCHI LATERALI

Tutti i palchi, corridoi e disimpegno laterali ai vari piani sono costituiti da solai di tipo S.A.P. che appoggiano da una parte sulle nuove travi in cemento armato mentre dalla parte opposta sono stati inseriti nella muratura originale. Questo assetto risulta sicuramente piuttosto instabile considerando che tali solai si appoggiano su elementi con rigidità e caratteristiche completamente differenti. Oltre a questo la tipologia di solai utilizzati che prevede dei laterizi con una cappa collaborante di soli 3 cm non è in grado di garantire adeguato piano rigido, così da non permettere all'edificio di avere un comportamento scatolare locale. Nella fotografia riportata a lato risulta evidente il fenomeno di fessurazione dovuto a cedimenti differenziati tra la struttura in muratura e quella in cemento armato.

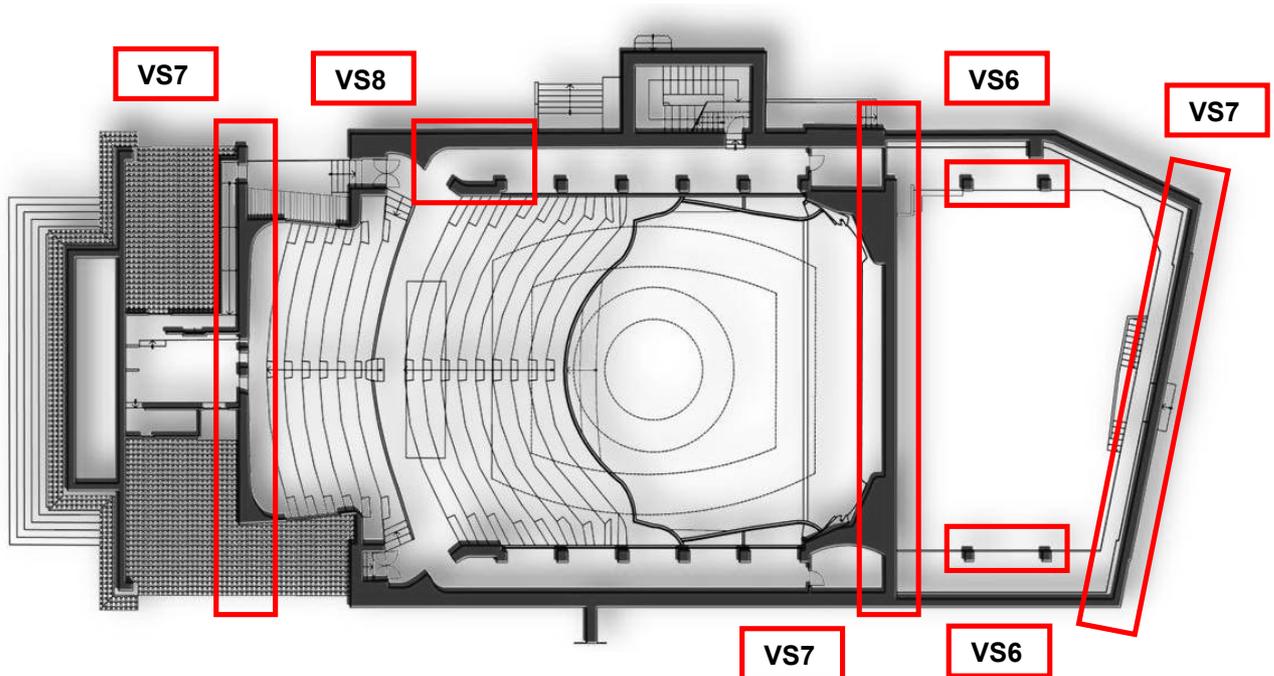


**VS5: ASSENZA DI ADEGUATO AMMORSAMENTO TRA MURATURA E ELEMENTI IN C.A.**

In corrispondenza dei lati del palco sono presenti a due piani differenti delle travi in c.a. che si innestano nella muratura perimetrale. Questi innesti così come sono stati eseguiti non garantiscono un adeguato ammorsamento tra i due elementi così da non costituire degli elementi di ritegno adeguati necessario soprattutto sotto azione sismica.



Si riporta di seguito la pianta del **PIANO INTERMEDIO** sulla quale sono evidenziate le debolezze:

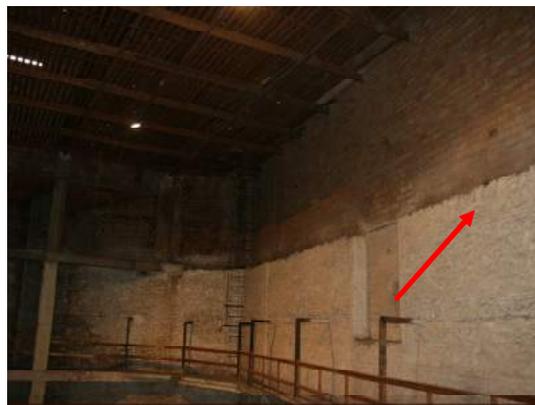
**VS6: PILASTRI SNELLI**

I pilastri nella zona della torre scenica sono realizzati in cemento armato e hanno la caratteristica di essere molto alti senza significativi elementi di controvento. Oltre a questo, lungo l'intera altezza non hanno quasi mai carichi dovuti a solai. Hanno azioni concentrate in sommità dovuti all'appoggio degli estremi delle capriate in ferro che sorreggono l'intera copertura, costituita anch'essa da solai di tipo S.A.P.



**VS7: MANCANZA DI RITEGNI FACCIATA SUD E DIFFERENTE TIPOLOGIA PARAMENTO**

La parete sul lato sud è uno degli elementi più critici dell'intero edificio. Come infatti evidenziato nella verifica a ribaltamento l'elemento per la sua geometria e per la mancanza di significativi elementi di ritegno lungo la sua altezza comporta il possibile ribaltamento a fronte di un'eventuale azione sismica. Oltre a ciò il paramento nella parte sommitale è molto più sottile ed è costituito da blocchi in laterizio forato anziché da muratura in pietra come ai livelli inferiori. Nella zona di differenziazione dei due materiali non sono presenti ammorsamenti o elementi di unione tra i due materiali così che possa generarsi un possibile fronte di frattura proprio su questa linea.



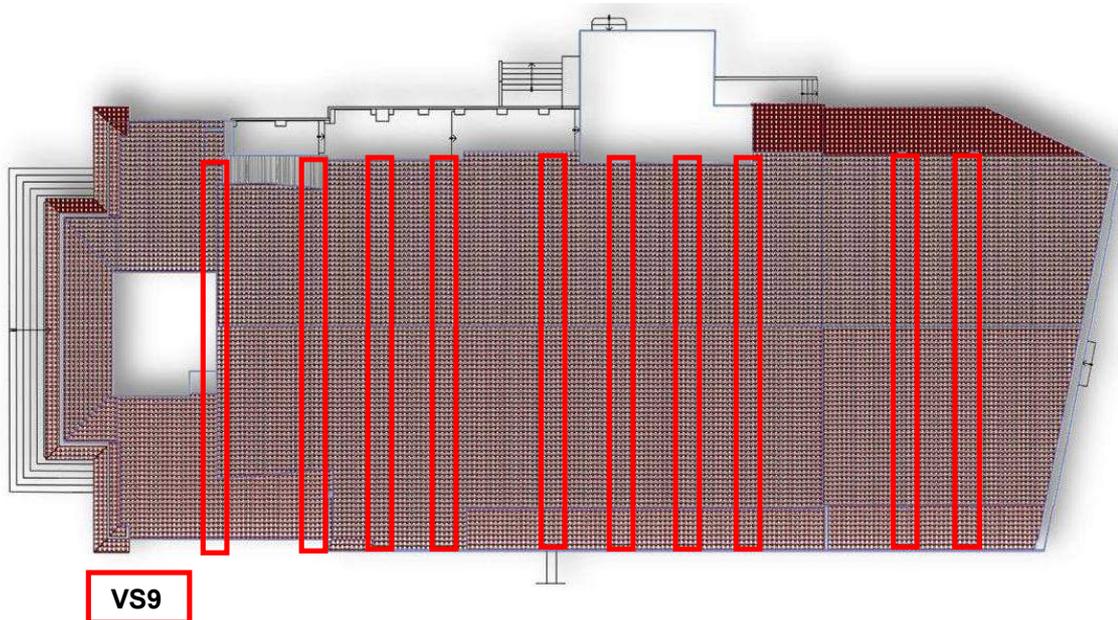
Da ricordare poi che parte dell'ultima campata della copertura poggia da una parte su questo muro e dall'altra su una delle capriate in ferro che a loro volta poggiano sui pilastri in c.a. Anche in questo caso potrebbero generarsi cedimenti dovuti a differenti condizioni di portanza dei due manufatti.

**VS8: DEBOLEZZA FLESSIONALE SOLAI S.A.P.**

E' evidente nella zona di copertura dei palchetti laterali un massiccio fenomeno di sfondellamento dei solai S.A.P. Tali solai sono infatti piuttosto deboli dal punto di vista flessionale, questo è accertato da una postilla in fondo al collaudo dell'opera redatto all'epoca che evidenzia appunto tale debolezza di tale tipologia costruttiva. Le armature risultano soggette a evidenti fenomeni di corrosione.



Si riporta di seguito la pianta del piano di **COPERTURA** sulla quale sono evidenziate le debolezze:



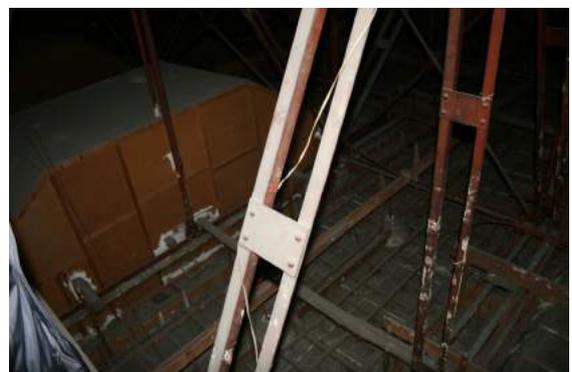
#### **VS9: PROBLEMI PROFILI CAPRIATE E SOLAI S.A.P. DI COPERTUTA**

I problemi legati alla copertura derivano da due differenti aspetti, il primo dall'inadeguatezza della capriate e il secondo dal tipo di solaio.

La capriate è costituita da profili a "L" di dimensioni variabili a seconda della tipologia dei correnti. I profili risultano snelli e inadeguati soprattutto per resistere ad azioni di compressione che ne comportano fenomeni di instabilità.



Per quanto riguarda il solaio di copertura, l'elemento è costituito da un solaio di tipo S.A.P. che ha evidenti problemi flessionali. (notare gli sfondellamenti diffusi in varie zone dei solai in tutto l'edificio). Oltre a ciò queste tipologie di solai non avendo una cappa in c.a. non sono in grado di garantire alcun comportamento a piano rigido. Gli aspetti negativi sopra evidenziati sono aggravati dal fatto che il solaio e le capriate non siano tra loro adeguatamente connessi, così come le murature perimetrali con i pilastri che sorreggono le capriate.



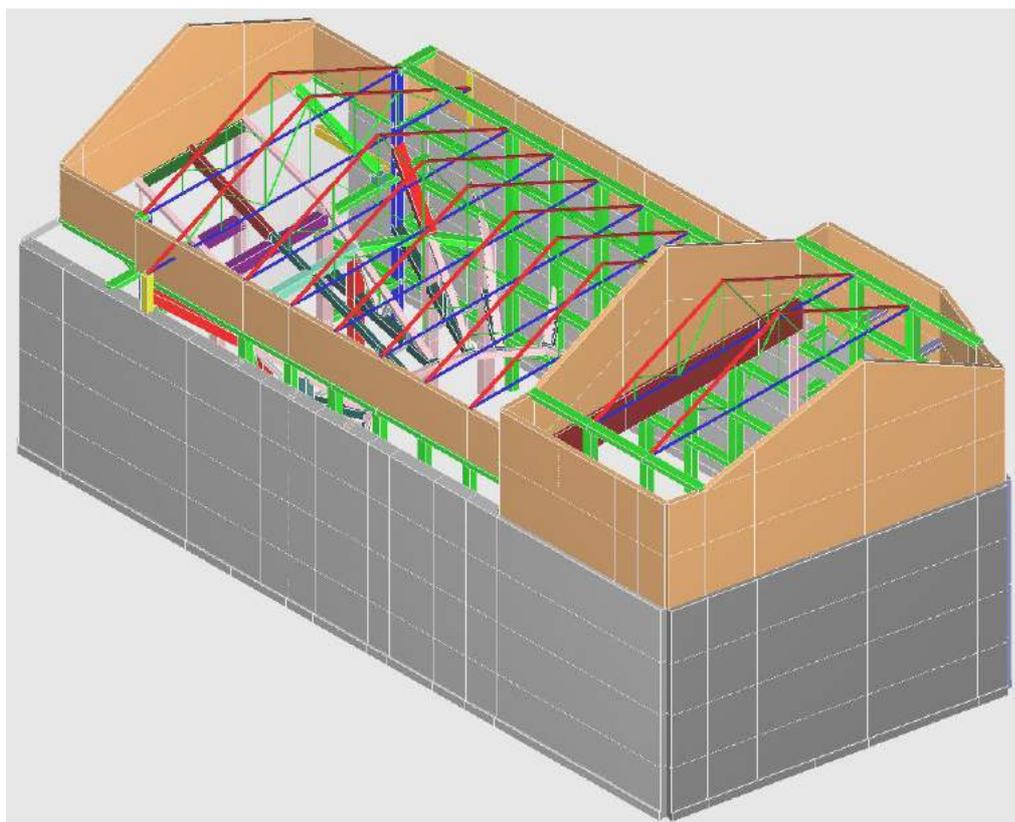
Questo può innescare fenomeni di comportamenti differenti dei vari elementi strutturali con conseguenti spostamenti considerevoli sotto azione sismica, che nel peggiore dei casi possano comportare cedimenti strutturali. Dall'analisi visiva condotta principalmente sulle prime campate verso il pronao si osservano fenomeni deformativi.

### 2.3 Analisi globale dell'edificio

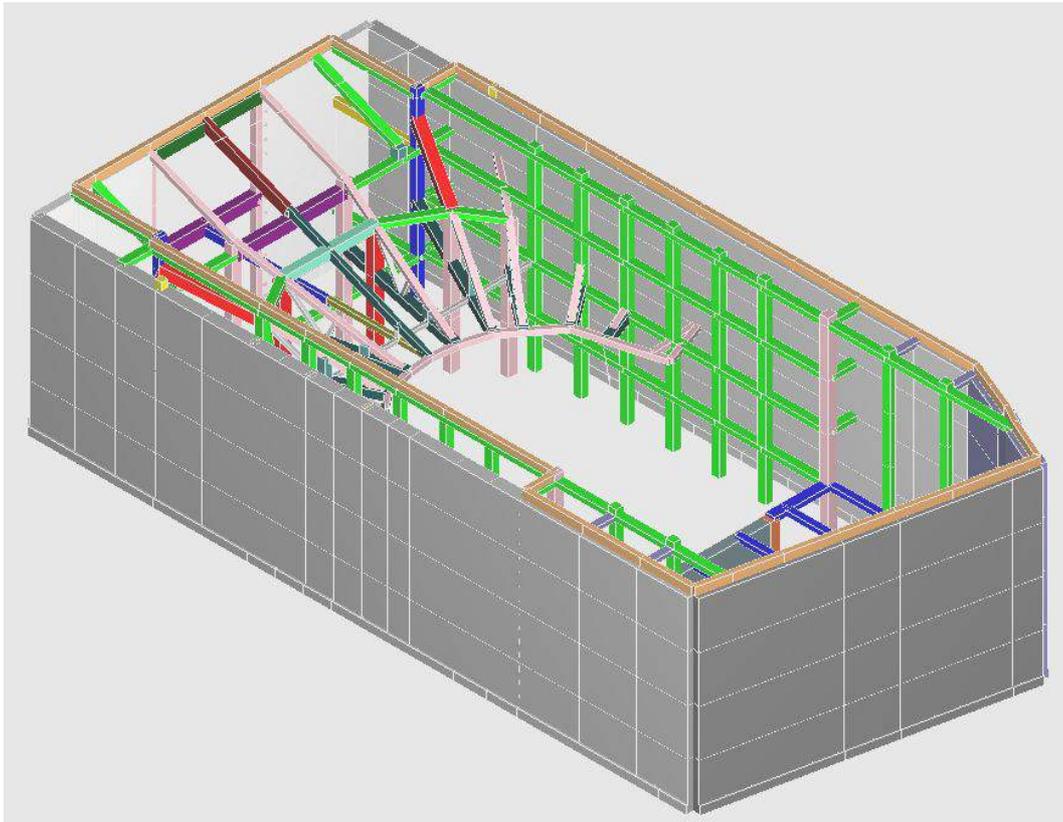
In questo capitolo si intende capire il funzionamento globale dell'edificio a seguito dell'accadimento del fenomeno sismico. In relazione ai dati e al tempo limitati, si vogliono riportare osservazioni di tipo qualitativo. La modellazione globale dell'edificio è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore elettronico implementato con il programma agli elementi finiti WINSTRAND della EN.EX.SYS. s.r.l..

La geometria dei vari elementi strutturali è stata desunta da indagini in sito o dalla documentazione fornitaci dal Comune di Terni.

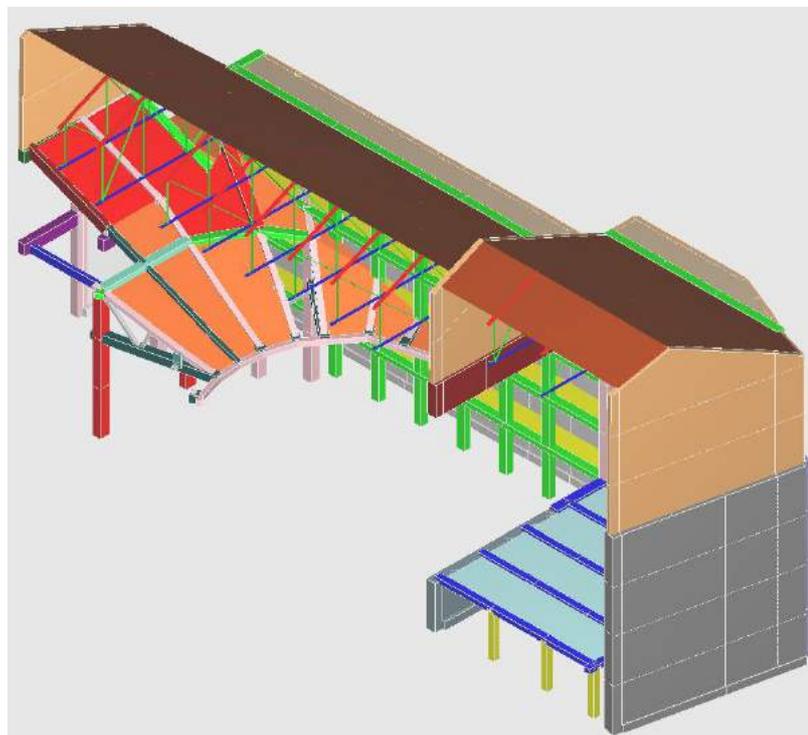
Si riportano di seguito alcune immagini del modello globale.



Vista generale della sala del teatro

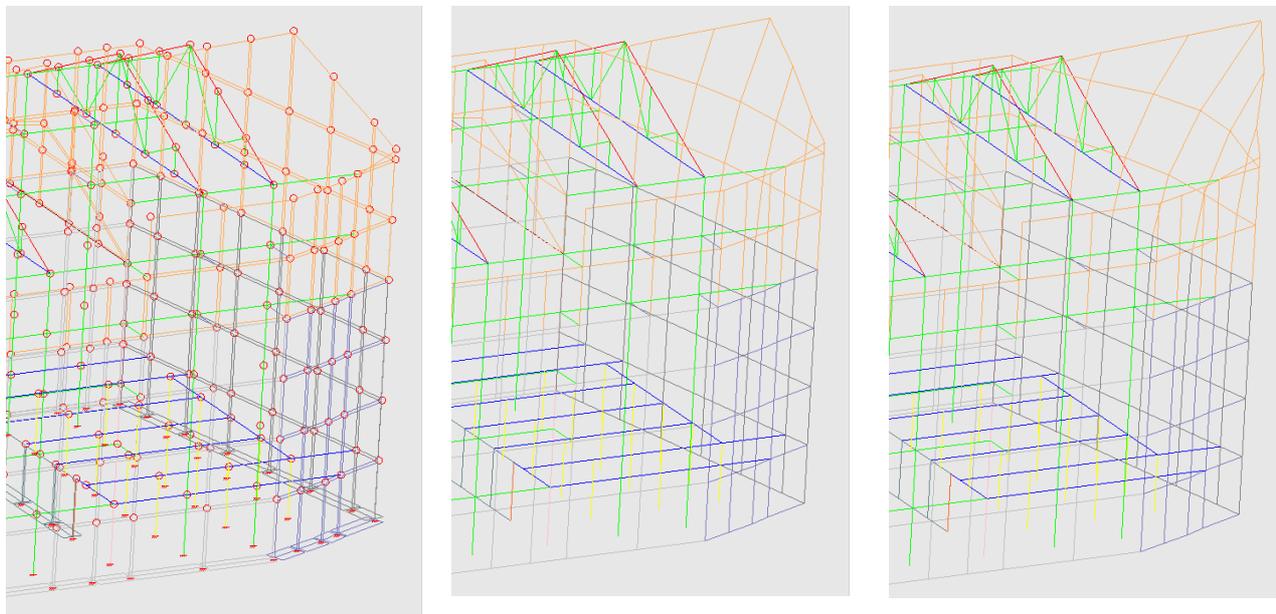


Vista generale della sala del teatro

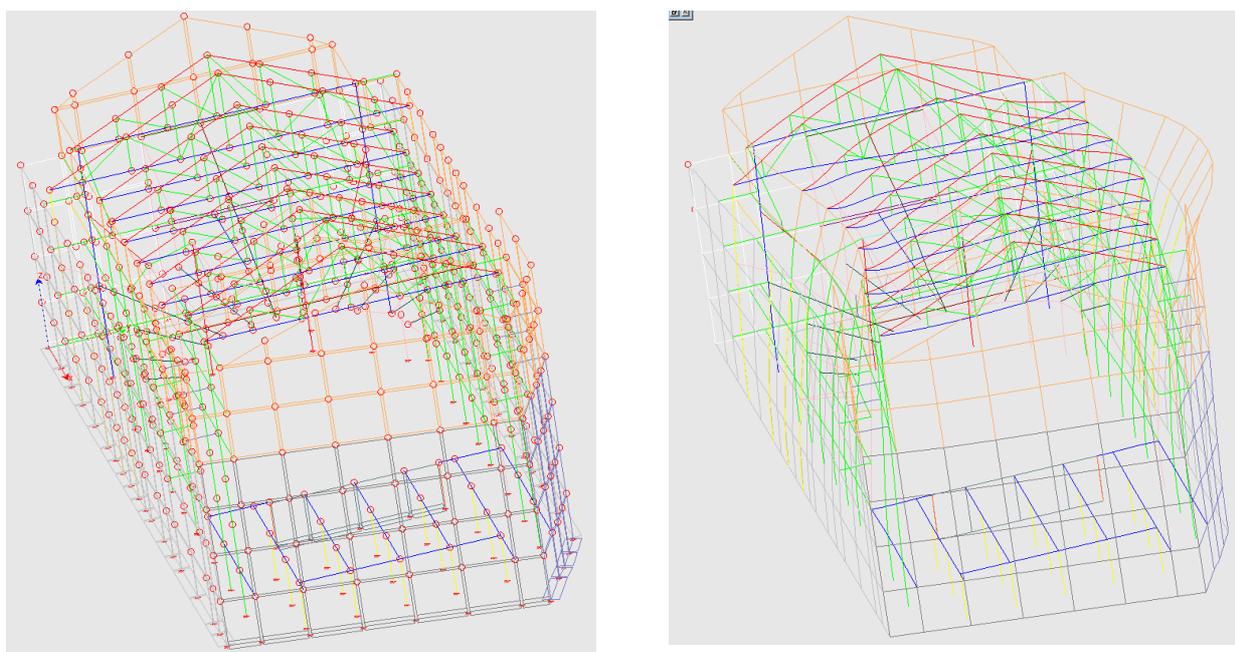


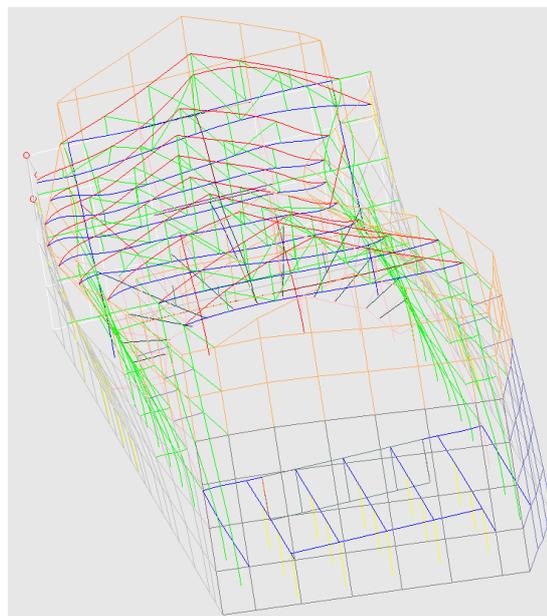
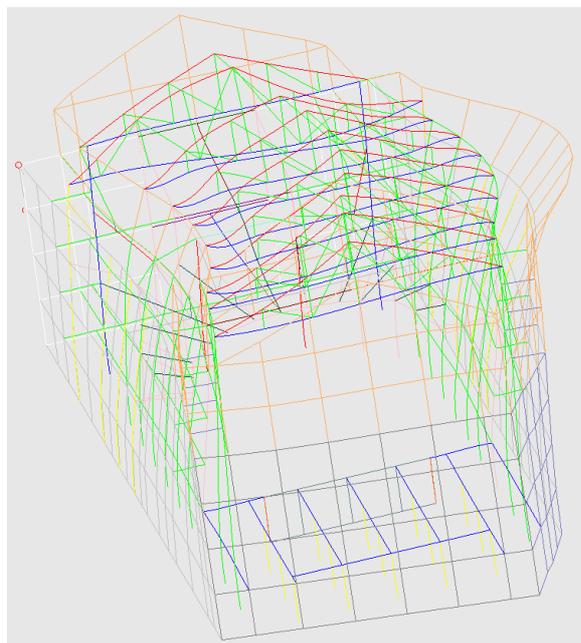
Spaccato del teatro

Mediante l'ausilio dell'elaboratore elettronico implementato con il programma agli elementi finiti *WINSTRAND* della *EN.EX.SYS. s.r.l.* è stata condotta una analisi di tipo modale senza condensazione di piano, non avendo infatti la presenza di efficaci piani rigidi. Si riportano di seguito alcuni immagini relative ai modi di vibrare dell'edificio più significativi.



Come si può evincere dalla sequenza di immagini sopra riportate è evidente il modo di vibrare della facciata a sud del palco.





Nelle sequenze sopra riportate è evidente come l'edificio soggetto a azione sismica perpendicolare al lato lungo dell'edificio comporti un comportamento dell'edificio non a "scatola" ma a macroelementi. E' evidente infatti la deformata dovuta ai pilastri verticali che per la loro altezza e per l'assenza di adeguati elementi di ritegno orizzontale oltre che al carico delle capriate e del tetto posto in alto entrano in crisi.

Quindi il progetto di intervento dovrà valorizzare i comportamenti resistenti principali a macroelementi al fine di conferire all'edificio un assetto statico e sismico all'edificio adeguato.

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove a compressione	2
2.1	Premessa	2
2.2	Ubicazione delle prove	2
2.3	Modalità esecutive	3
2.4	Rilevazioni prove a compressione.	4

## 1 Oggetto

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove a compressione su provini cilindrici di calcestruzzo prelevato da alcuni pilastri della struttura del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi". A tal fine sono stati prelevati n°3 provini su cui sono state condotte prove a compressione in laboratorio.

## 2 Prove a compressione

### 2.1 Premessa

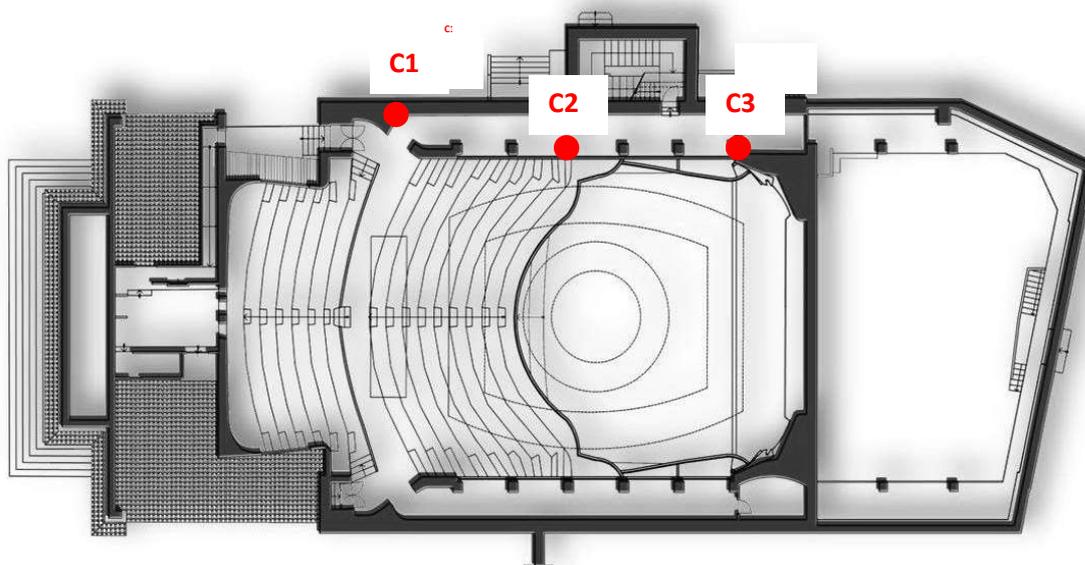
Per la determinazione della sollecitazione di resistenza ultima alla compressione monoassiale dei campioni si utilizza una pressa rigida con fondo scala variabile da 25 a 500 kN.

La prova viene eseguita su campioni cilindrici aventi rapporti di snellezza (L/D) se possibile prossimi a 2 (in ogni caso non inferiore a 1) e precedentemente rettificati alla base. Durante le prove si controlla la sola sollecitazione assiale, misurata mediante una cella dinamometrica.

Le operazioni di prova sono integralmente automatizzate mediante computer che assolve funzioni di comando macchina e controllo processo. La prova è eseguita in controllo di carico, il quale viene applicato secondo un gradiente di 0.2 MPa/s. Di ogni prova viene fornito il valore di resistenza ultima alla compressione monoassiale [Mpa].

### 2.2 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotti i carotaggi per estrarre i campioni.



Le prove C1 e C2 sono state realizzate all'ultimo piano mentre la prova C3 è stata realizzata al piano terreno.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alle indagini condotte nei vari punti sopra indicati.



Prelievo campione C1



Prelievo campione C2



Prelievo campione C3

### 2.3 Modalità esecutive

Il prelievo dei campioni di calcestruzzo è stato effettuato tramite carotaggio continuo negli elementi strutturali, utilizzando una carotatrice ad avanzamento manuale, con raffreddamento a circolazione d'acqua, dotata di corona diamantata a parete sottile, con diametro esterno 80 mm.

Le carote estratte vengono collocate in apposite cassette catalogatrici, contrassegnate con l'indicazione della sigla del prelievo. Si riportano di seguito le immagini dei tre campioni prelevati.



Campione C1



Campione C2



Campione C3

## 2.4 Rilevazioni prove a compressione.

Di seguito sono riportati i risultati delle prove.

**P&P LMC s.r.l.**

Via Pastrengo 9  
24068 Seriate (BG)  
☎ 035 3235721 - ☎ 035 3235720  
Email: info@peplmc.it  
Website: http://www.peplmc.it

Laboratorio Prove Materiali  
Certificato n. 11/1096/CS-01  
Pag. 1 di 1

Concessione  
Decreto Ministeriale n. 5611  
(Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086)

### PROVA DI COMPRESSIONE su provini di calcestruzzo

Committente: ..... ING. AMIGONI CHRISTIAN  
Richiesta: ..... Lettera del 25.11.2011 Accettazione n.: ..... 1096  
Oggetto: ..... N. 3 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: .....  
Cemento dichiarato: ..... Dosaggio [kg/m<sup>3</sup>]: .....  
Luogo del prelievo: ..... TEATRO VERDI GIUSEPPE - TERNI  
Opera: ..... PILASTRO  
Committente dell'opera: ..... ING. AMIGONI CHRISTIAN  
Impresa costruttrice: .....  
Denuncia: .....  
Direttore lavori: ..... Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: ..... SI  
Data ricevimento provini: ..... 25.11.2011 Data di prova: ..... 28.11.2011  
Norma di riferimento: ..... UNI EN 12390-3:2003 – UNI EN 12504-1:2002

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [cm]		SEZIONE [cm <sup>2</sup> ]	MASSA VOLUMICA [kg/m <sup>3</sup> ]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				∅	h				
1		C1	SI	7,4	7,4	43,0	2300	44,6	S
2		C2	SI	7,4	15,5	43,0	2200	14,7	S
3		C3	SI	7,4	15,6	43,0	2210	21,1	S

(\*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(\*\*) Tipo di rottura: S = soddisfacente (biltronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note: .....

Seriate, il 28.11.2011

Lo Sperimentatore

*Stefano Trenta*

Il Direttore del Laboratorio  
(Castoldi ing. Aldo)

Il Vice Direttore del Laboratorio  
(Belotti ing. Ivano)

*Belotti*

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.  
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove di carbonatazione	2
2.1	Premessa	2
2.2	Ubicazione delle prove	3
2.3	Modalità esecutive	4
2.4	Rilevazioni prove di carbonatazione	4

## 1 Oggetto

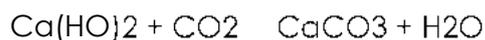
La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove a carbonatazione su provini cilindrici di calcestruzzo prelevato da alcuni pilastri della struttura del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi".

A tal fine sono stati prelevati n°3 provini su cui sono state condotte prove a compressione in laboratorio.

## 2 Prove di carbonatazione

### 2.1 Premessa

L'anidride carbonica, CO<sub>2</sub>, presente nell'aria penetra nei pori del calcestruzzo e può combinarsi con l'idrossido di calcio, Ca(OH)<sub>2</sub>, presente nella pasta di cemento con un processo schematizzabile, in modo semplificato, nella seguente relazione:



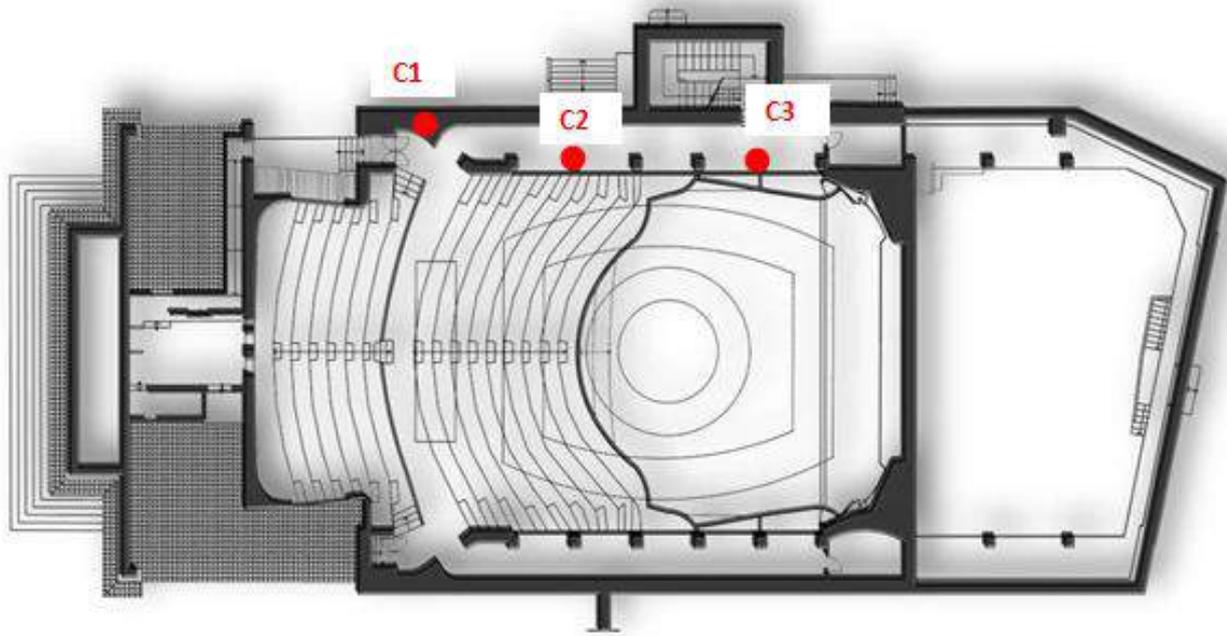
Il fenomeno ha inizio sulle superfici esposte all'aria e procede verso l'interno con velocità che dipende essenzialmente dalla permeabilità del calcestruzzo. La carbonatazione produce un abbassamento del pH del calcestruzzo dai valori usuali, 12.5÷13.5, a valori 8.3÷9, consentendo lo sviluppo della corrosione di eventuali armature presenti.

Le misure di pH del calcestruzzo possono essere effettuate sia su carote prelevate dalla struttura, che su frammenti ottenuti per scalpellatura a partire dalla superficie esterna della stessa. I campioni così asportati devono essere subito sottoposti a prova per evitare loro un lungo contatto con l'anidride carbonica contenuta nell'aria, che potrebbe falsare i risultati (il tempo di esposizione accettabile è di qualche ora).

Per le applicazioni in situ si fa uso di una soluzione alcolica di fenolftaleina, all'1% in etanolo, che vira al rosa-violetto quando viene a contatto con materiali aventi un pH superiore a 9.8, mentre rimane incolore per valori inferiori. Pertanto le zone di calcestruzzo carbonatate non cambiano colore mentre quelle con materiale integro risultano colorate.

## 2.2 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove di carbonatazione.



Si riportano di seguito alcune immagini relative alle indagini condotte nei vari punti sopra indicati.



Prelievo campione C1



Prelievo campione C2

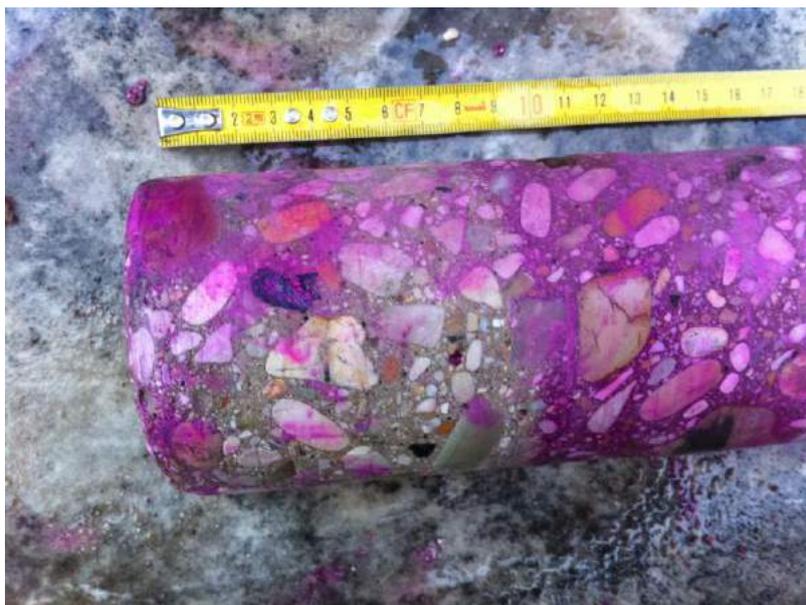


Prelievo campione C3

### 2.3 Modalità esecutive

Il prelievo dei campioni di calcestruzzo è stato effettuato tramite carotaggio continuo negli elementi strutturali, utilizzando una carotatrice ad avanzamento manuale, con raffreddamento a circolazione d'acqua, dotata di corona diamantata a parete sottile, con diametro esterno 80 mm.

Le carote estratte sono state immediatamente cosparse con fenolftaleina al fine di innescare la reazione di colorazione dei provini.



Campione carbonatato

### 2.4 Rilevazioni prove di carbonatazione

I campioni prelevati sono stati immediatamente sottoposti alla prova di carbonatazione con i seguenti risultati:

Campione	Profondità carbonatazione [ cm ]
C1	-
C2	8
C3	3

**N.B.** Per il campione C1 non è stato possibile misurare la profondità di carbonatazione in quanto in fase d'estrazione della carota la parte sommitale ha subito dei danni tali da pregiudicare la misura della stessa.

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove sclerometriche	2
2.1	Premessa	2
2.2	Ubicazione delle prove	2
2.3	Modalità esecutive	3
2.4	Rilevazioni prove sclerometriche	4

## 1 Oggetto

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove sclerometriche su alcuni elementi strutturali in cemento armato facenti parte del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi".

A tal fine sono state eseguite le seguenti prove:

N° 9 prove sclerometriche su altrettanti elementi con 9 punti ciascuno.

## 2 Prove sclerometriche

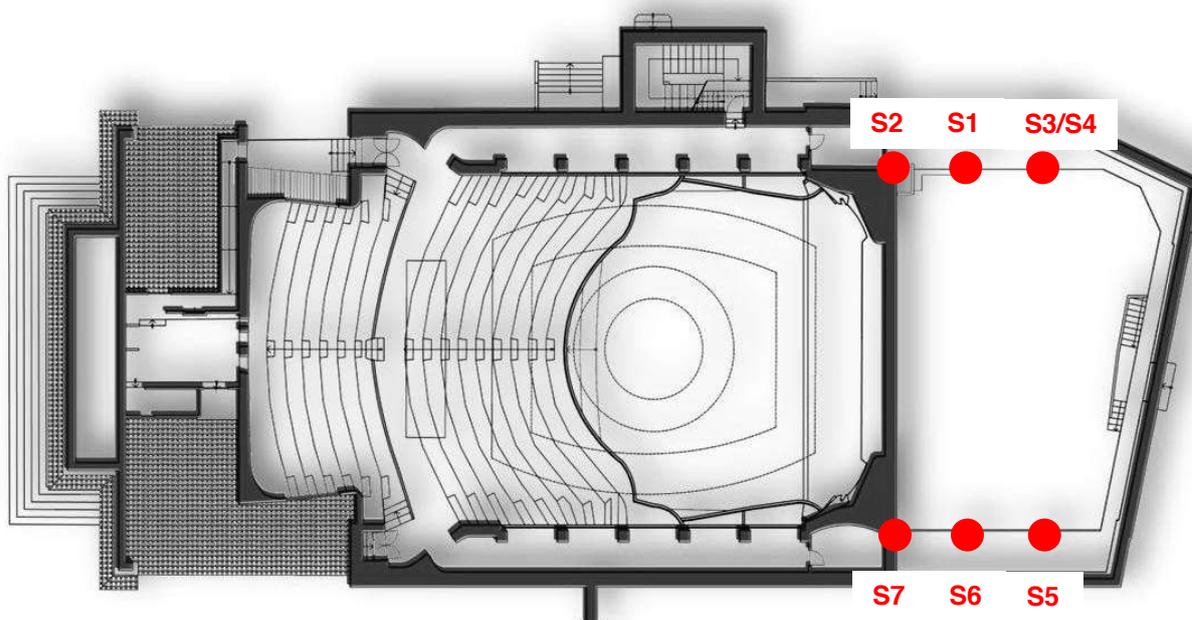
### 2.1 Premessa

Lo sclerometro consiste in una massa battente di acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto sulla superficie di prova del calcestruzzo.

Il valore di rimbalzo della massa battente è misurata mediante un indice di lettura trascinato su una scala lineare alloggiata nella cassa dello sclerometro.

### 2.2 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove.



### 2.3 Modalità esecutive

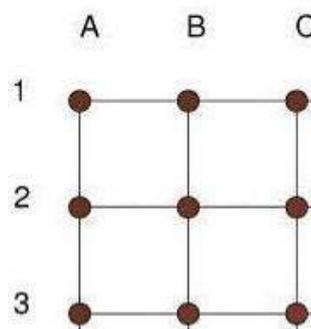
Durante le prove sono state rispettate le seguenti regole di buona esecuzione:



- indagini su elementi di spessore  $> 150$  mm;
- Individuazione preventiva della tessitura di armatura mediante pachometro;
- L'asse dello strumento è stato posto perfettamente ortogonale alla superficie da indagare;
- Utilizzo di sclerometro che lascia una traccia della battuta;
- Prove eseguite con almeno nove letture su una griglia i cui punti sono stati posti ad un interasse compreso tra 25 e 50 mm e distanti almeno 25 mm dal bordo.



Reticolo di misurazione sul pilastro

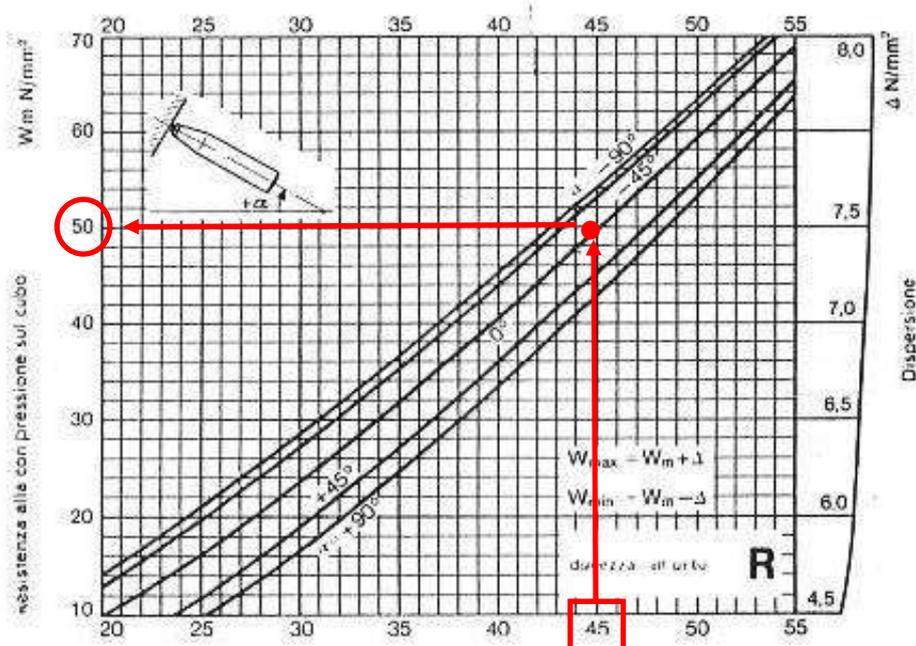


Schema del reticolo di misurazione.

### 2.4 Rilevazioni prove sclerometriche

L'indice di rimbalzo va trasformato in Resistenza cubica attraverso le curve di correlazione legate alla direzione d'uso dello sclerometro.

Fig. 3 Resistenza alla compressione sul cubo in funzione della durezza all'urto dello sclerometro.



L'indice di rimbalzo va trasformato in Resistenza cubica attraverso la curva di correlazione legata alla direzione d'uso dello sclerometro (Riportata qui sopra).

I risultati, oltre che a fornire indicazioni sull'uniformità delle caratteristiche del calcestruzzo all'interno della struttura, sono stati utilizzati nelle correlazioni finalizzate alla stima in situ della resistenza.

Elemento	Indici di rimbalzo									Media	R <sub>cube</sub> . [N/mm <sup>2</sup> ]
S1	42	42	46	44	48	42	46	48	44	45	50
S2	24	24	25	21	28	22	25	28	22	24	15
S3	29	28	28	20	34	50	22	22	28	29	22
S4	27	28	44	24	28	51	24	28	52	34	30
S5	52	58	38	38	48	40	40	42	44	44	48
S6	36	34	37	38	34	37	40	40	34	37	36
S7	24	24	25	21	28	22	25	28	22	24	13
S8	45	27	34	34	28	41	29	28	34	33	28
S9	50	54	46	42	50	56	51	54	51	50	58

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Rilievo ferri d'armatura	2
2.1	Premessa	2
2.2	Caratteristiche della strumentazione utilizzata	3
2.3	Ubicazione delle prove	4
2.4	Modalità esecutive	5
2.5	Rilevazioni prove con pacometro	5

## **1 Oggetto**

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione di indagini sui ferri di armatura di alcuni elementi strutturali, mediante utilizzo di pacometro.

Tale rilievo, è stato eseguito in modo speditivo utilizzando un pacometro con antenne in grado di individuare la presenza dei ferri di armatura sotto il calcestruzzo e di stimare con un certo margine d'errore lo spessore del copri ferro ed il diametro dei ferri di armatura.

## **2 Rilievo ferri d'armatura**

### **2.1 Premessa**

Il pacometro è uno strumento digitale che permette di rilevare in maniera non distruttiva la presenza, la direzione e il diametro delle barre di armatura all'interno di elementi in calcestruzzo armato e permette inoltre la misura dello spessore del copriferro e l'interferro dei tondini di acciaio. Il pacometro rientra nei cosiddetti metodi magnetici, in quanto sfrutta le proprietà magnetiche del ferro per la localizzazione delle armature. Il funzionamento di tale strumento si basa sul principio dell'induzione magnetica.

Attraverso il pacometro si misura il campo magnetico determinato dalla presenza materiali ferrosi nelle vicinanze della superficie del calcestruzzo oggetto di indagine.

Attraverso tali misurazioni si possono rilevare, come se proiettate sul piano costituito dalla superficie del calcestruzzo:

- la posizione (tale da consentire la stima dell'interferro e del copriferro) e il diametro delle armature poste su piani paralleli a quello di indagine;
- passo delle staffe.

Per quanto sopra la prova pacometrica dovrebbe essere effettuata prima di ogni altro tipo di prova distruttiva e non. La prova pacometrica è quindi l'analisi iniziale che, congiuntamente alla prova di carbonatazione, permette di iniziare un percorso che porta alla determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo. Il metodo di analisi permette di avere il valore a compressione con la massima precisione possibile.

## 2.2 Caratteristiche della strumentazione utilizzata

Il rilievo dei ferri di armatura è stato effettuato in modo speditivo con l'utilizzo di un pacometro Covermaster CM9. Si riportano di seguito le caratteristiche principali di tale attrezzatura.



### *Caratteristiche Tecniche*

#### *Max campo di rilevazione:*

Misura del copriferro:

Impostazione del diametro:

Display

Batteria

Durata batteria

Ricarica batteria

Grado di protezione

Dimensioni

Unità di lettura:

Sonda standard:

*Maxi-sonda (opzionale):*

Kit completo di custodia:

105 mm con sonda standard

200 mm con Maxi-sonda

7 – 90 mm con sonda standard

20 – 180 mm con Maxi-sonda

5 – 50 mm (21 opzioni)

2 – line x 24 caratteri con schermo a LCD

NiCad ricaricabile (tens. 8 V)

8 ore

14 – 16 ore

IP-54

247 x 103 x 174 mm (Kg 1,5)

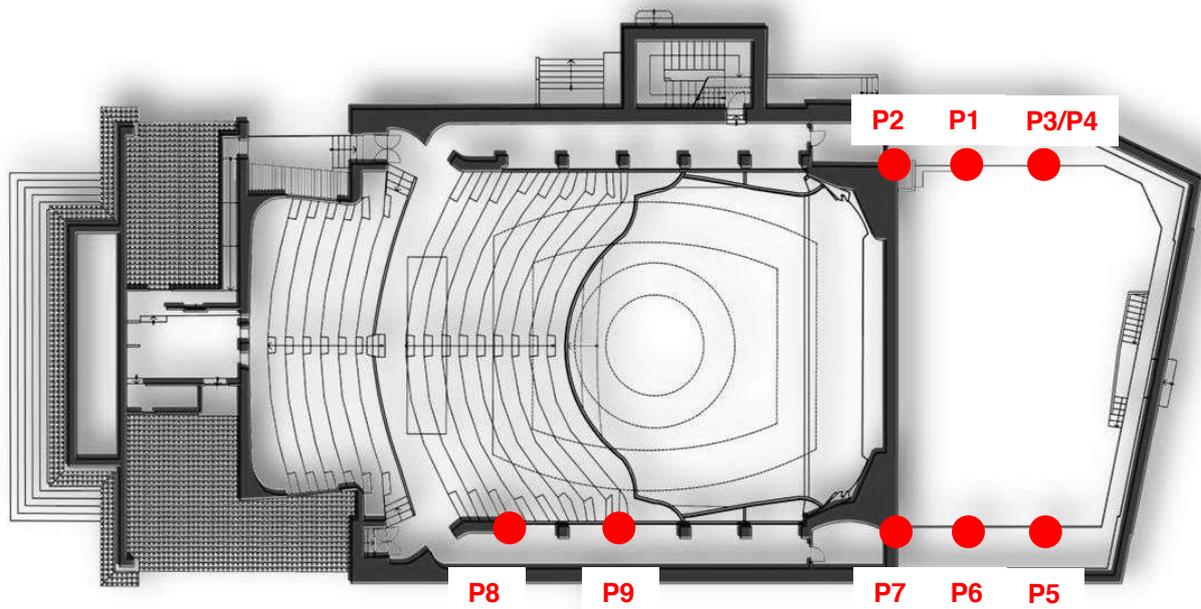
130 x 65 x 35 mm

200 x 100 x 50 mm

520 x 370 x 125 mm (Kg 4,3)

### 2.3 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove soniche.



Si riporta di seguito un'immagini relativa all' indagine condotta mediante pacometro



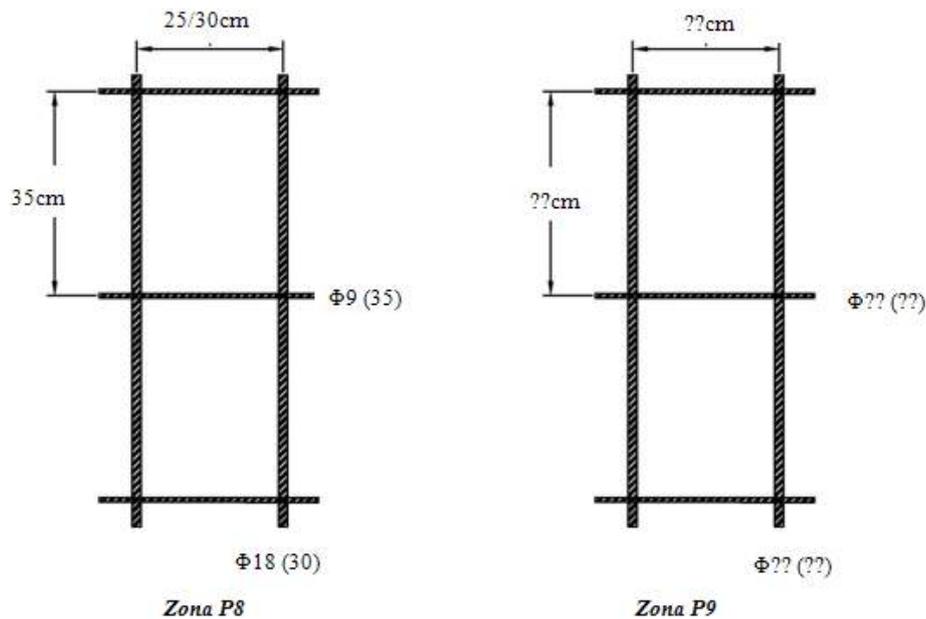
Prelievo campione C1

## 2.4 Modalità esecutive

Il rilievo dei ferri di armatura degli elementi strutturali, è stato eseguito in modo speditivo utilizzando un pacometro con antenne in grado di individuare la presenza dei ferri di armatura sotto il calcestruzzo e di stimare con un certo margine d'errore lo spessore del copri ferro ed il diametro dei ferri di armatura.

## 2.5 Rilevazioni prove con pacometro

Di seguito vengono riportati gli schemi illustrativi dei risultati ottenuti per ciascuna zona di misura.



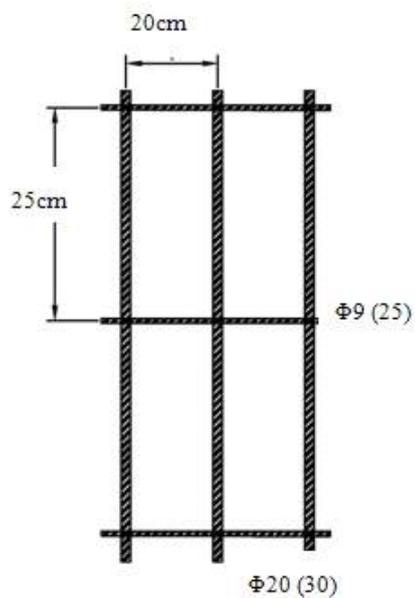
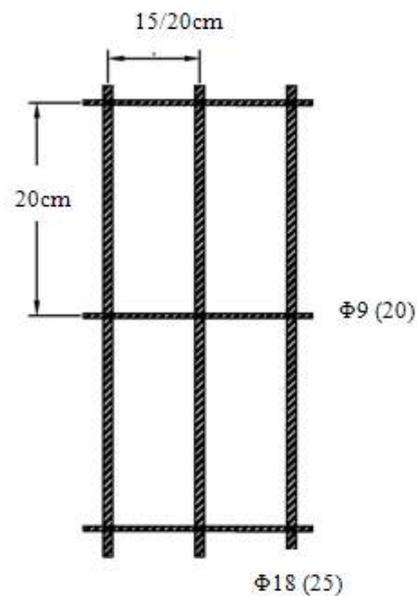
Rilievo P9 (dx)



Rilievo P8 (sx)

**Legenda**

$\Phi 18$  (30): diametro ferro o staffa, (spessore copriferro)

**Zona P2****Zona P1**

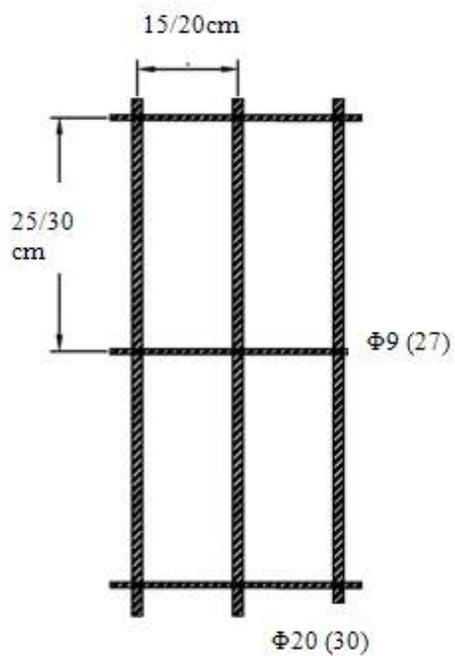
Rilievo P1 (dx)



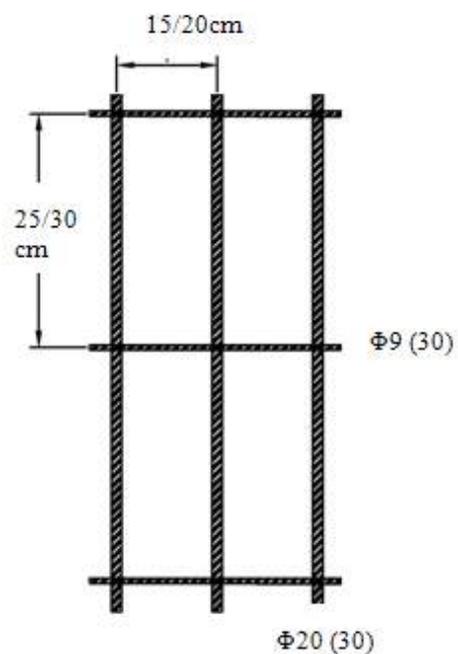
Rilievo P2 (sx)

**Legenda**

$\Phi 18$  (30): diametro ferro o staffa, (spessore copriferro)



*Zona P6*



*Zona P7*



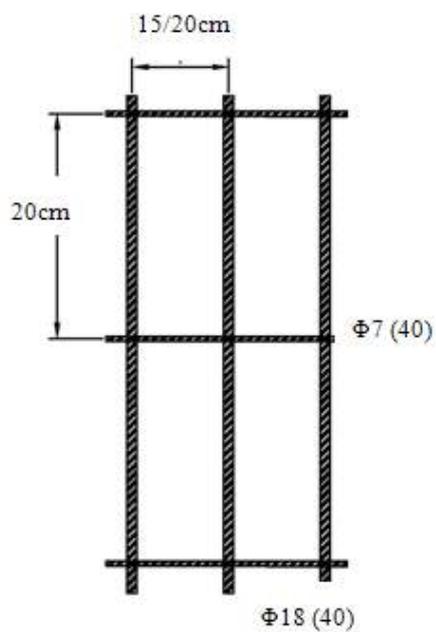
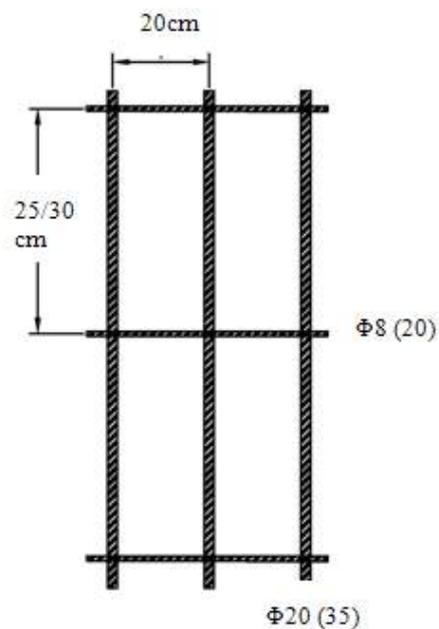
Rilievo P6 (dx)



Rilievo P7 (sx)

**Legenda**

$\Phi 18$  (30): diametro ferro o staffa, (spessore copriferro)

*Zona P4**Zona P5*

Rilievo P4 (sx)



Rilievo P5 (dx)

**Legenda**

$\Phi 18$  (30): diametro ferro o staffa, (spessore copriferro)

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove termografiche	2
2.1	Premessa	2
2.2	Caratteristiche della strumentazione utilizzata	2
2.3	Rilevazioni	3

## 1 Oggetto

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove termografiche, relative alle partizioni del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi".

A tal fine sono stati eseguite n°12 prese termografiche.

## 2 Prove termografiche

### 2.1 Premessa

La termografia all'infrarosso è una tecnica telemetrica non distruttiva in grado di determinare la temperatura radiante di una superficie. In ambito edilizio ed architettonico il metodo termografico è in grado di evidenziare le discontinuità termiche causate, ad esempio, dalla presenza di degrado della struttura, umidità, distacchi tra materiali di costruzione, e dalla diversa capacità radiante dei componenti strutturali quali pietre, intonaci, lapidei naturali, elementi metallici, legno.

Infatti ogni oggetto avente una temperatura superiore allo zero assoluto (-273,15°C) emette una certa radiazione infrarossa, dipendente dalla propria temperatura, e che a parità di condizioni ambientali, varia col variare delle caratteristiche del materiale. La strumentazione termografica è costituita da una termocamera con lente al germanio, che registra immagini derivanti dalla radiazione nello spettro dell'infrarosso.

Le immagini all'infrarosso vengono trasformate, attraverso l'utilizzo di specifici software di elaborazione, in immagini radiometriche che consentono la lettura dei valori della temperatura nei diversi punti delle immagini stesse.

### 2.2 Caratteristiche della strumentazione utilizzata

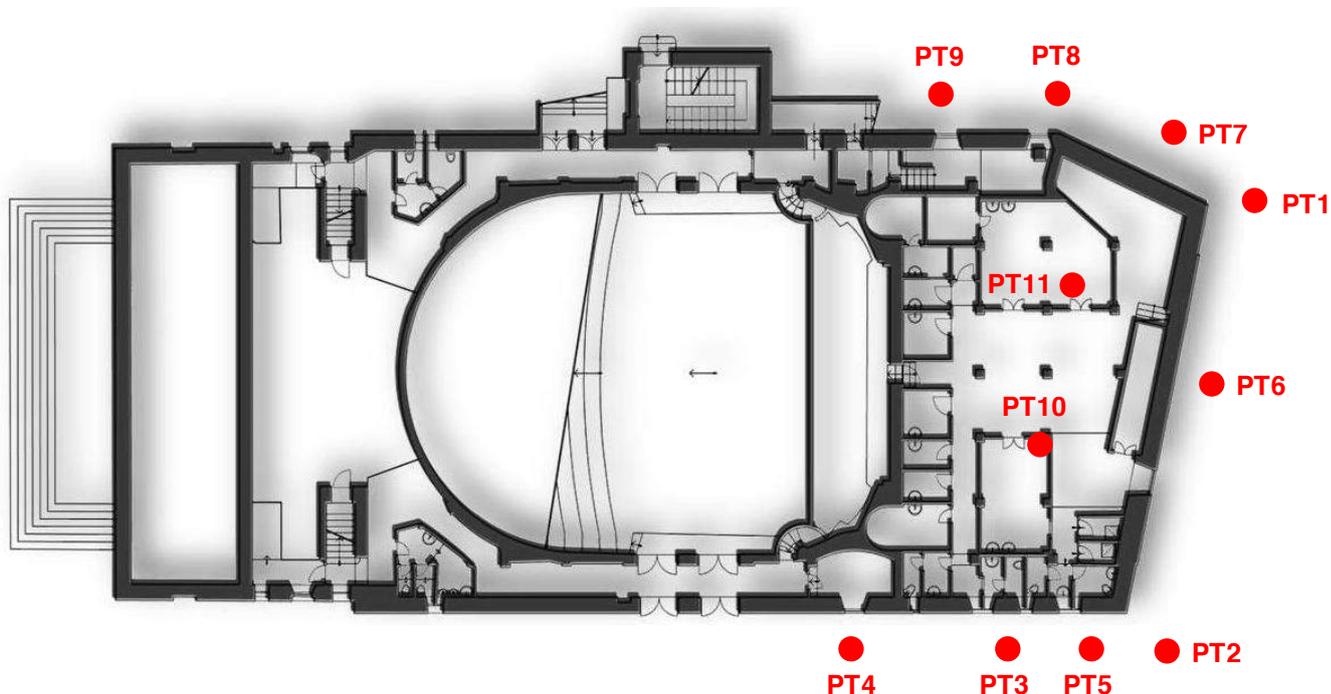
La strumentazione utilizzata è una termo camera FLUKE TIR 1 avente le seguenti caratteristiche:

- Robuste ed affidabili: progettate per resistere a cadute da 2 m (6,5 piedi);
- Display a cristalli liquidi da 9,1 cm (3,6") VGA a colori (640x480);
- Gamma di temperature e sensibilità termica ottimizzate per le applicazioni di ispezione degli edifici;
- Tipo di sensore: 160 X 120
- Campo visivo (FOV): 23° X 17°
- Obiettivo: 10,5 mm

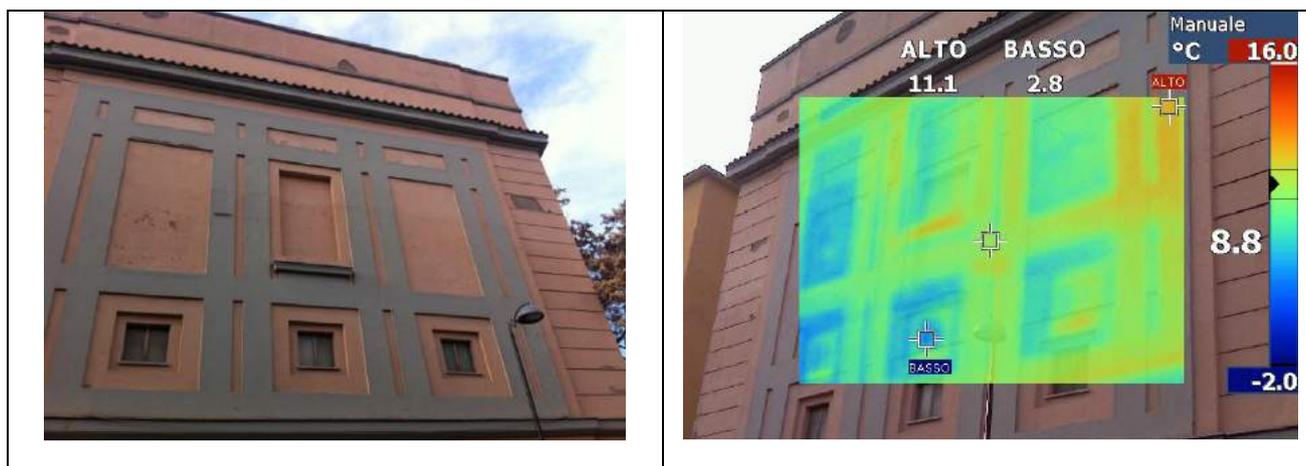


### 2.3 Rilevazioni

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove termografiche.



Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive relative alle prove termografiche condotto sull'edificio in oggetto.



#### PARAMETRI IMMAGINE

Prova	PT1
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	15:59
Temperatura	16 °C
Distanza oggetto	10 m

#### OSSERVAZIONI

Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.

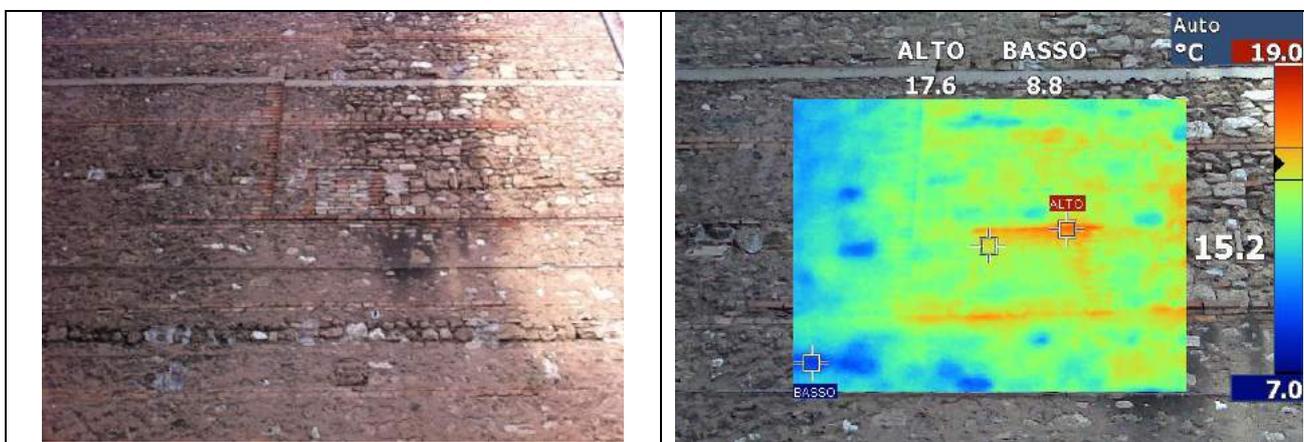


**PARAMETRI IMMAGINE**

Prova	PT2
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	15:59
Temperatura	16 °C
Distanza oggetto	10 m

**OSSERVAZIONI**

Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.

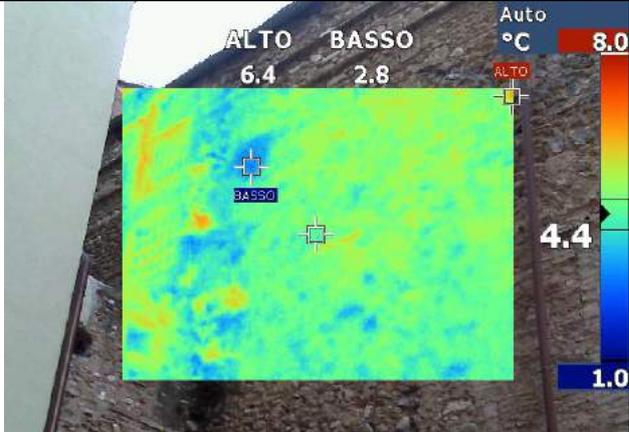


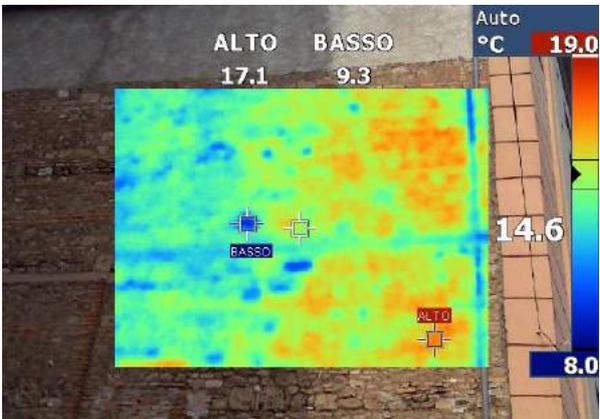
**PARAMETRI IMMAGINE**

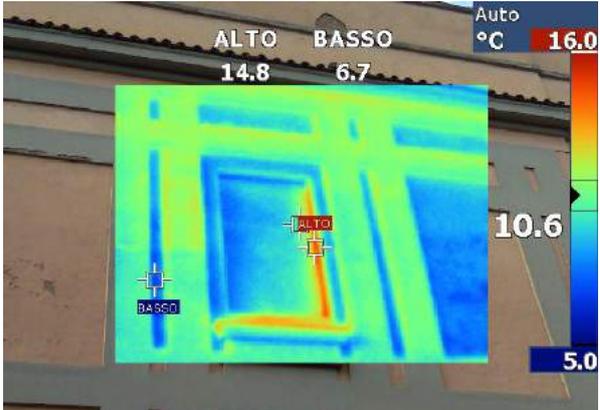
Prova	PT3
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:03
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	3 m

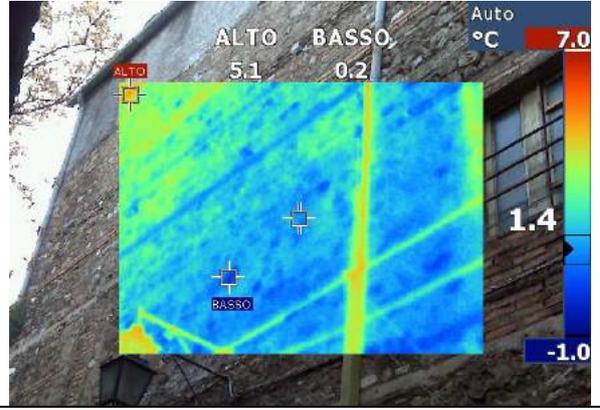
**OSSERVAZIONI**

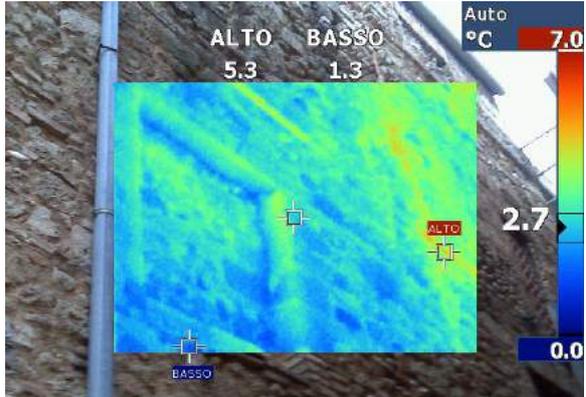
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.

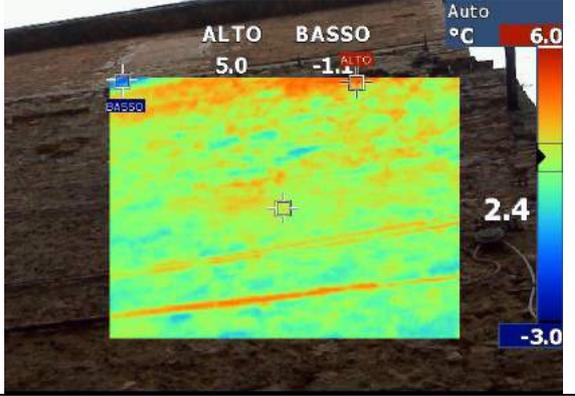
	
PARAMETRI IMMAGINE	
Prova	PT4
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:06
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	8 m
OSSERVAZIONI	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
PARAMETRI IMMAGINE	
Prova	PT5
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:07
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	6 m
OSSERVAZIONI	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

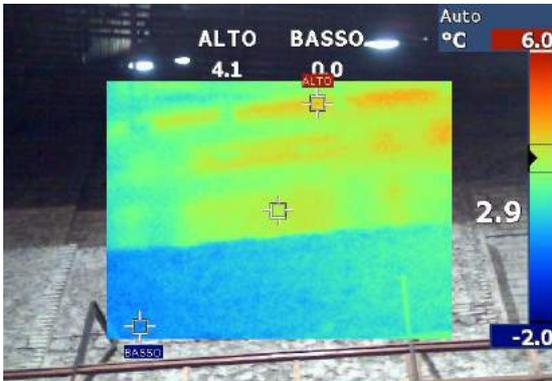
	
<b>PARAMETRI IMMAGINE</b>	
Prova	PT6
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:08
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	9 m
<b>OSSERVAZIONI</b>	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

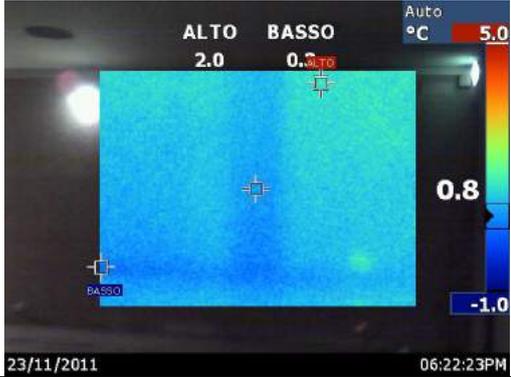
	
<b>PARAMETRI IMMAGINE</b>	
Prova	PT7
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:10
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	9 m
<b>OSSERVAZIONI</b>	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
<b>PARAMETRI IMMAGINE</b>	
Prova	PT8
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:13
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	4 m
<b>OSSERVAZIONI</b>	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
<b>PARAMETRI IMMAGINE</b>	
Prova	PT9
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:13
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	7 m
<b>OSSERVAZIONI</b>	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
PARAMETRI IMMAGINE	
Prova	PT10
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:18
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	6 m
OSSERVAZIONI	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
PARAMETRI IMMAGINE	
Prova	PT11
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:23
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	3 m
OSSERVAZIONI	
Non si rileva la presenza di vuoti non visibili a occhio nudo nelle murature.	

	
PARAMETRI IMMAGINE	
Prova	PT12
Data immagine	23 Novembre 2011
Ora immagine	16:29
Temperatura	15 °C
Distanza oggetto	3 m
OSSERVAZIONI	
Si può ben notare la presenza del pilastro in c.a. realizzato dentro la muratura in pietra.	

**IMPORTANTE:** Le grandi dimensioni e l'assenza di elementi riscaldanti ha reso la prova in alcuni casi poco significativa.

Tale prova è stata però molto utile al fine di rilevare la presenza di pilastri in c.a. realizzati all'interno delle murature in pietra.

**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove soniche	2
2.1	Premessa	2
2.2	Caratteristiche della strumentazione utilizzata	3
2.3	Ubicazione delle prove	4
2.4	Modalità esecutive	6
2.5	Rilevazioni prove soniche	7

## **1 Oggetto**

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove soniche, relative alle partizioni del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi".

A tal fine sono stati eseguite n°4 prove ciascuna su una griglia di 16 punti.

## **2 Prove soniche**

### **2.1 Premessa**

L'analisi di murature tramite l'impiego di tecniche basate sulle onde soniche viene condotta con due trasduttori di misura, un trasmettitore e un ricevitore, posizionati in due punti distinti sulla superficie di una struttura da analizzare. Il trasmettitore emette un impulso che, propagandosi all'interno del mezzo, raggiunge il ricevitore, viene trasformato in un segnale elettrico e quindi registrato dal sistema di acquisizione. La misura consiste nella determinazione del tempo impiegato dall'impulso per percorrere la distanza trasmettitore-ricevitore e quindi nel calcolo della velocità, apparente o virtuale, di propagazione dell'onda sonora (in generale, soprattutto nel caso di materiali eterogenei, poco si può dire circa l'effettivo percorso seguito dal fronte d'onda nel raggiungere il punto di ricezione).

I punti di trasmissione e ricezione vengono solitamente posizionati su due lati contrapposti dell'opera oggetto d'indagine. In tal caso si parla di misura in modalità diretta/trasparenza: le velocità sono date dal semplice rapporto tra la distanza tra i due punti e il tempo che l'impulso impiega per percorrere tale distanza.

Il risultato di una misura rappresenta quindi il valore medio delle velocità delle onde di compressione che caratterizzano i differenti materiali attraversati dall'onda meccanica.

Le indagini soniche vengono effettuate in corrispondenza di punti distribuiti su linee o aree ritenute significative. In particolari condizioni sperimentali è possibile, grazie a questo tipo di tecnica non distruttiva, effettuare un'analisi quantitativa delle proprietà elastiche del mezzo indagato. Più in generale la metodologia consente una rapida valutazione del grado di omogeneità della struttura fino all'individuazione di difetti quali, vuoti, distacchi e perdita di consistenza della malta cementizia.

La risoluzione del metodo, ossia la capacità di discriminare anomalie localizzate all'interno di un mezzo omogeneo, dipende principalmente dalle dimensioni della struttura indagata e dal tipo di trasduttori impiegati. Le misure sono state eseguite in conformità alla normativa UNI9524.

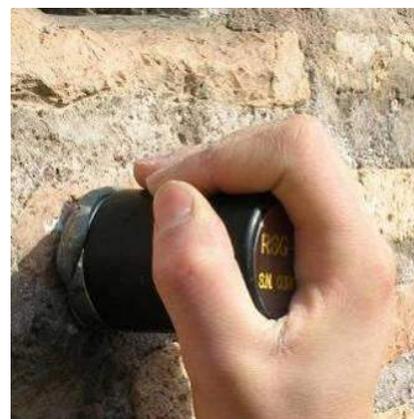
## 2.2 Caratteristiche della strumentazione utilizzata

La misura dei tempi di percorso viene eseguita mediante apparecchiatura ultrasonica digitale CMS(Boviar V.3).



Strumentazione BOVIAR CMS v3 per misure di velocità sonica.

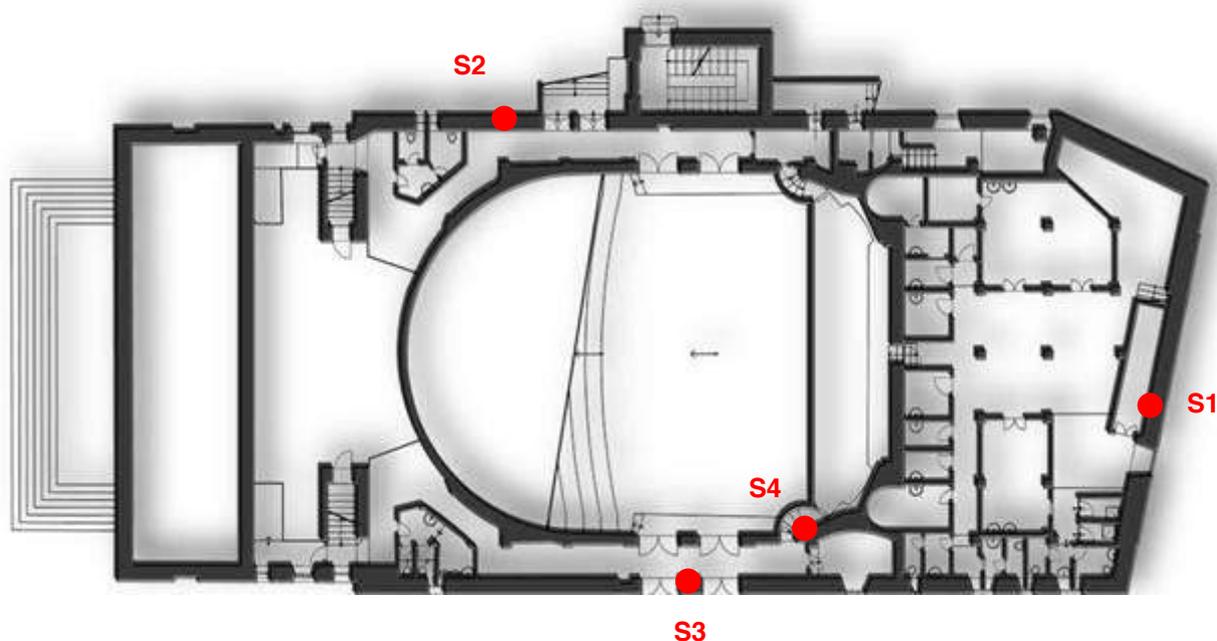
Per l'emissione e la ricezione dei segnali sono stati utilizzati trasduttori piezoelettrici con frequenza propria di 55 kHz (della serie TSG e RSG) ed un martello strumentato. L'utilizzo di un trasmettitore piezoelettrico per l'emissione dei segnali consente di effettuare misure in un range di frequenze alte, ovvero nel campo delle misure ultrasoniche (frequenze maggiori di 16 kHz). Questo significa disporre di una grande accuratezza nelle letture dei tempi di arrivo e soprattutto di un'alta risoluzione nell'individuazione di anomalie anche di piccole dimensioni.



Trasmettitore (a sinistra) e ricevitore (a destra) di segnali ultrasonici

### 2.3 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove soniche.



Si riportano di seguito alcune immagini relative alle indagini condotte nei vari punti sopra indicati.



Sezione S1: parete interna (sx), parete esterna (dx)



Sezione S2: parete interna (sx), parete esterna (dx)



Sezione S3: parete interna (sx), parete esterna (dx)



Sezione S4

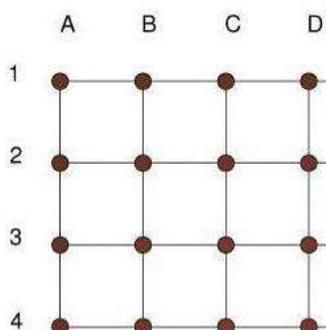
## 2.4 Modalità esecutive

Le indagini in sito sono state eseguite in corrispondenza dei punti indicati nella planimetria tramite la nomenclatura S1÷S2.

Per ogni singola sezione la griglia è stata riportata su due lati al medesimo livello in modo da disporre di coppie di punti contrapposti e perfettamente allineati. Le misure sono state registrate spostando progressivamente il trasmettitore e il ricevitore sul punto corrispondente nel lato opposto.

Alla fine dell'acquisizione si dispone di un numero di segnali registrati pari al numero di nodi della maglia. Le velocità vengono ricavate dal rapporto tra le distanze tra i punti di trasmissione e ricezione e i tempi di percorso effettivamente misurati, depurati dei ritardi di misura. Le distanze per ciascun percorso di misura sono state ricavate mediante rilievo geometrico effettuato in sito.

Il risultato è dato dalla stessa maglia di misure adottata nell'acquisizione con, ai nodi, i valori di velocità calcolati.



Esempio generico di uno schema di misura.



Fasi di misura con l'ausilio di martello strumentato (sx), rimozione intonaco nei punti di misura (dx).

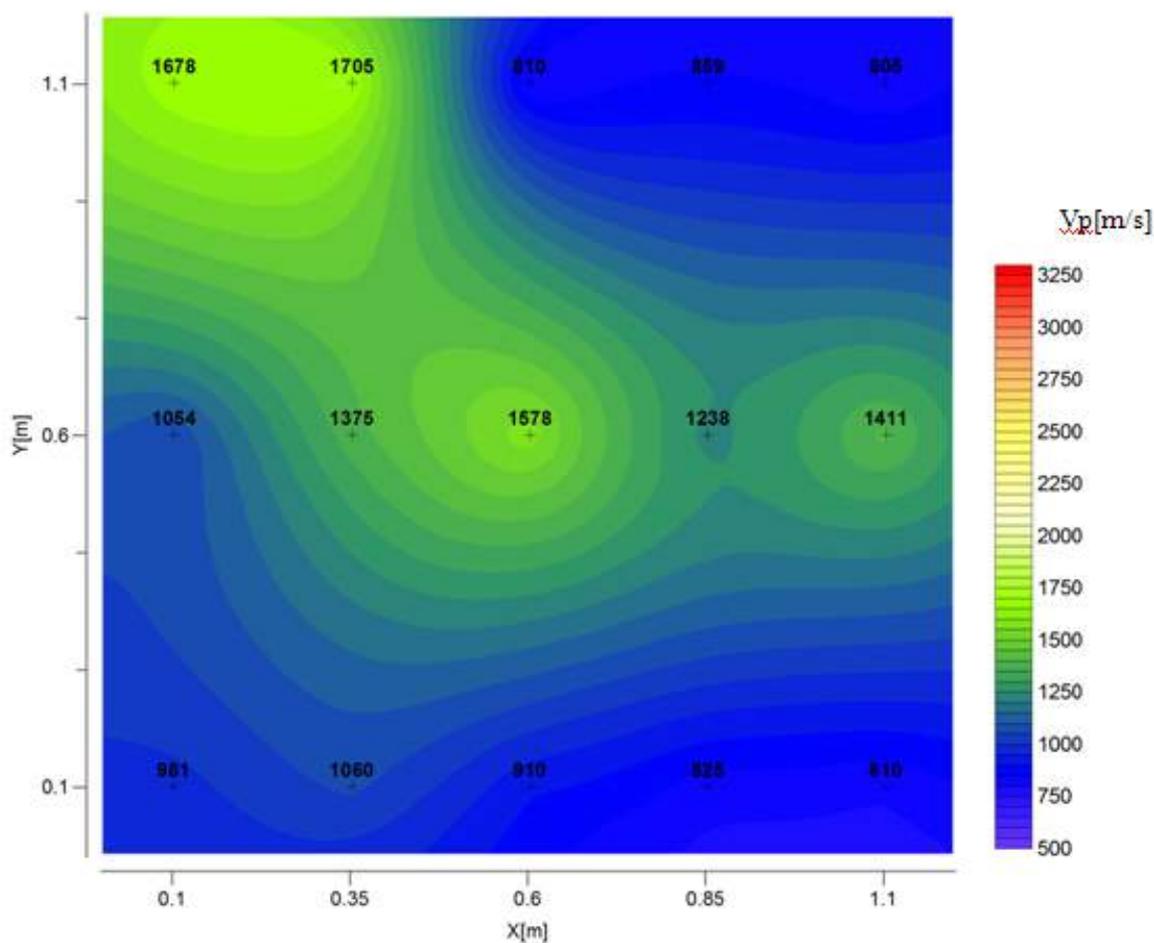


Sezione: S2					
Sito:		Terni-Teatro G. Verdi			
Data esecuzione:		24/11/2011			
Modalità di acquisizione:		Trasparenza			
Punti di misura:		15			
Valori di Velocità $V_p$ [m/s]					
	A	B	C	D	E
1	1678	1705	810	859	805
2	1054	1375	1578	1238	1411
3	981	1060	910	825	810
Valore Medio [m/s]		1140			

Schema di misura

	A	B	C	D	E
1	●	●	●	●	●
2	●	●	●	●	●
3	●	●	●	●	●

Tomogramma di velocità

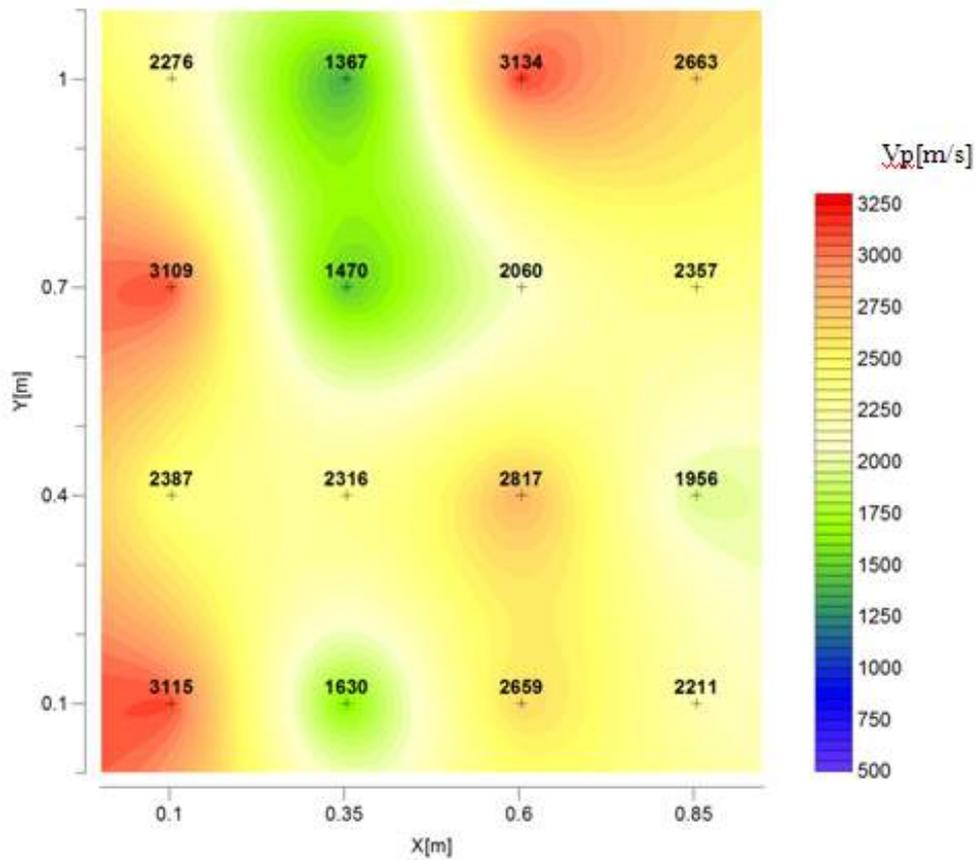


<b>Sezione: S3</b>				
Sito:	Terni-Teatro G. Verdi			
Data esecuzione:	24/11/2011			
Modalità di acquisizione:	Trasparenza			
Punti di misura:	16			
<b>Valori di Velocità <math>V_p</math> [m/s]</b>				
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>1</b>	2276	1367	3134	2663
<b>2</b>	3109	1470	2060	2357
<b>3</b>	2387	2316	2817	1956
<b>4</b>	3115	1630	2659	2211
<b>Valore Medio [m/s]</b>		2345		

Schema di misura

	A	B	C	D
1	●	●	●	●
2	●	●	●	●
3	●	●	●	●
4	●	●	●	●

### Tomogramma di velocità

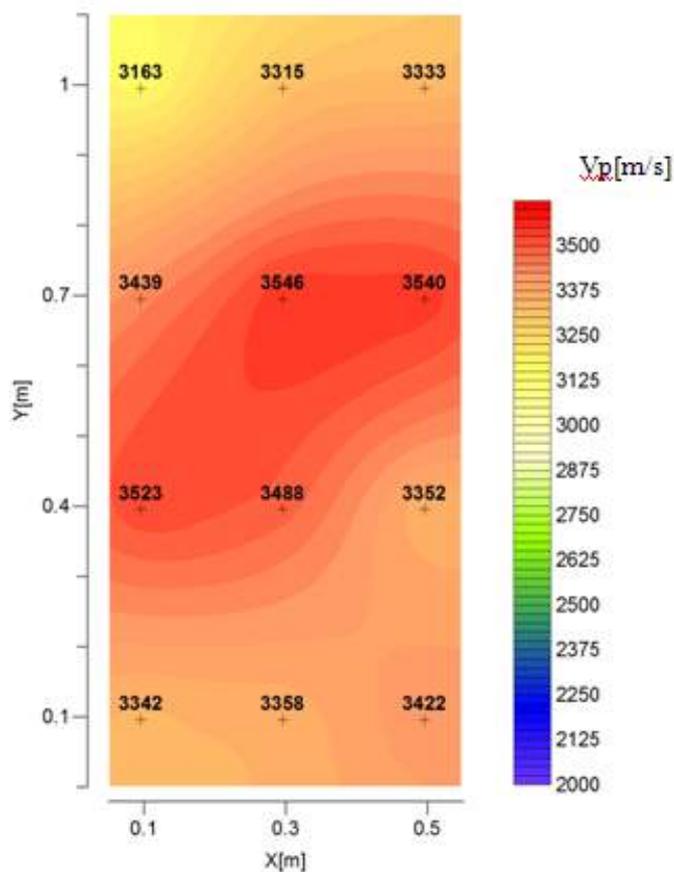


Sezione: S4			
Sito:	Terni-Teatro G. Verdi		
Data esecuzione:	24/11/2011		
Modalità di acquisizione:	Trasparenza		
Punti di misura:	12		
Valori di Velocità $V_p$ [m/s]			
	A	B	C
1	3163	3315	3333
2	3439	3546	3540
3	3523	3488	3352
4	3342	3358	3422
Valore Medio [m/s]		3402	

Schema di misura

	A	B	C
1	•	•	•
2	•	•	•
3	•	•	•
4	•	•	•

### Tomogramma di velocità



**INDICE**

1	Oggetto	2
2	Prove con martinetti piatti singoli e doppi	2
2.1	Premessa	2
2.2	Ubicazione delle prove	2
2.3	Modalità esecutive	3
2.3.1	Calcolo della tensione nel punto di prova	3
2.3.2	Misure di deformazione	4
2.4	Rilevazioni prove con martinetti piatti	6
2.4.1	Rilevazioni prove MP1	6
2.4.2	Rilevazioni prove MP2	12

## 1 Oggetto

La presente relazione è volta ad illustrare i risultati ottenuti dall'esecuzione delle prove con martinetti piatti singoli e doppi sulle murature facenti parte del teatro comunale di Terni "Giuseppe Verdi" al fine di stimare le caratteristiche meccaniche (tasso di lavoro, modulo elastico, resistenza a compressione) della muratura indagata.

A tal fine sono state eseguite le seguenti prove:

N° 2 prove con martinetti piatti singoli su due murature portanti.

N° 2 prove con martinetti piatti doppi su due murature portanti.

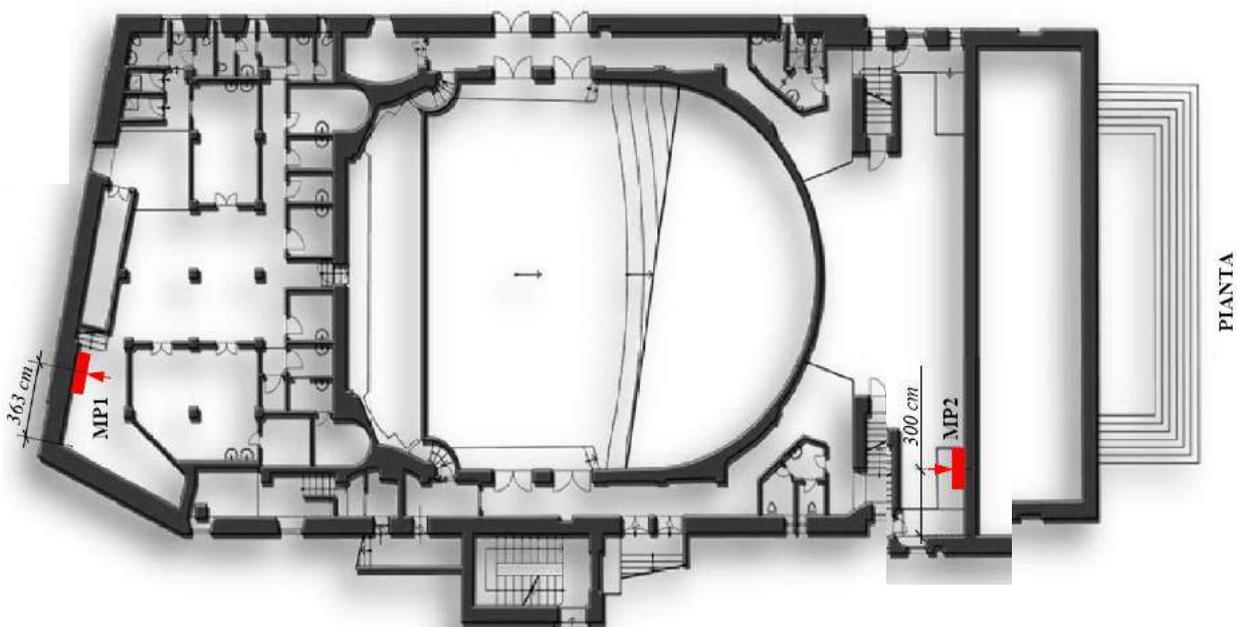
## 2 Prove con martinetti piatti singoli e doppi

### 2.1 Premessa

La metodologia di prova è finalizzata alla valutazione dei carichi effettivamente gravanti su un paramento murario. La misura viene effettuata nelle reali condizioni di normale esercizio del manufatto, per cui è di fondamentale importanza per un'analisi progettuale di verifica e di eventuale rinforzo. Le condizioni che caratterizzano tale tipo di prova sono costituite dal tipo di compressione praticamente uniassiale e dal fatto che la porzione di muratura in esame ha dei vincoli particolari non simmetrici ed a volte non del tutto ben definiti.

### 2.2 Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito una pianta schematica dell'edificio con indicati i punti dai quali sono state condotte le prove: MP1 e MP2



### 2.3 Modalità esecutive

Con opportuna sega "da muro" (montata su supporti adeguati che garantiscono la perfetta orizzontalità e profondità del taglio) si procede all'asportazione di un giunto di malta. Tale operazione provoca un rilascio nella zona di muro interessata ed una conseguente redistribuzione delle tensioni. Infatti il taglio di piccolo spessore (al massimo di 15 mm), realizzato senza intaccare il corpo degli elementi di laterizio o lapidei, genera l'instaurarsi di due fenomeni caratteristici:

- a) un cedimento micrometrico della muratura sovrastante il taglio, dovuto ai carichi gravanti nella zona di taglio;
- b) l'instaurazione di un effetto arco che, redistribuendo le tensioni, garantisce la stabilità del paramento murario generando una nuova configurazione di equilibrio.

Se si applica pertanto un estensimetro di precisione in corrispondenza del taglio, si può rilevare l'entità dei cedimenti verificatisi nella prima fase di assestamento (cedimenti dell'ordine di frazioni di millimetro), rispetto alla situazione rilevata con due punti fissi (basi di misura) individuati prima dell'asportazione del giunto di malta.

Inserendo poi un martinetto sottile (piatto) nel taglio operato, si può ripristinare per via idraulica la situazione iniziale, annullando le deformazioni ed i cedimenti misurati. Il valore di pressione necessario per effettuare tale operazione è direttamente proporzionale all'entità dei carichi gravanti in tal punto per cui, adottando opportuni coefficienti correttivi che tengano conto di tipologia muraria, condizioni di svolgimento della prova, tipo di martinetti impiegati, si può risalire al valore del carico unitario agente sulla muratura nella zona di taglio.

#### 2.3.1 Calcolo della tensione nel punto di prova

Prima di iniziare il taglio della fessura di alloggiamento del martinetto, si è provveduto ad eseguire e registrare la lettura a zero di tutte le basi di misura messe in opera.

Partendo dai valori di pressione dei martinetti (espressi in bar, così come rilevati mediante manometro) e dai valori degli spostamenti (espressi in [mm\*10<sup>-1</sup>]) ed essendo:

$$\varepsilon = \Delta l / l_0$$

Con la base di misura pari a:

$$l_0 = 250 \text{ mm}$$

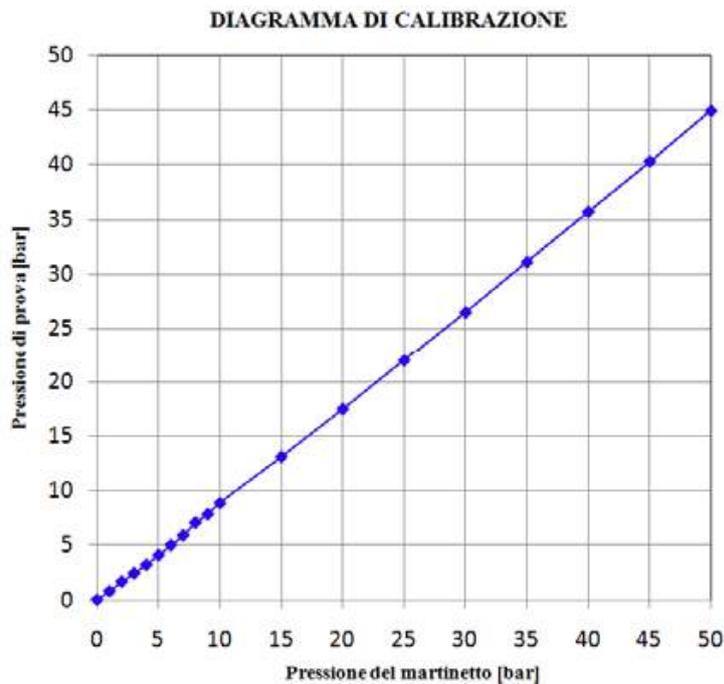
Il valore di tensione  $\sigma$  nel punto di prova si ricava tramite la relazione:

$$\sigma = K_m * K_A * p$$

dove:

$p$  è la pressione applicata dal martinetto piatto,

$K_m = 0,86$  per  $1 \text{ bar} \leq p < 10 \text{ bar}$  e  $K_m = 0,89$  per  $10 \text{ bar} \leq p \leq 50 \text{ bar}$ , e rappresenta un coefficiente determinato sperimentalmente, che dipende dalla tipologia del martinetto; descrive il legame tra la pressione del martinetto e la pressione trasferita dallo stesso alla macchina di prova, come riportato nel grafico sottostante:



$$K_A = A_j / A_c$$

con:

$A_j$  = area dei martinetti utilizzati;

$A_c$  = area del taglio.

### 2.3.2 Misure di deformazione

Le basi di misura (di lunghezza pari a 300 mm) sono costituite da coppie di capisaldi da incollare sulla faccia della muratura. Le misure di convergenza sono eseguite con l'aiuto di un estensimetro meccanico rimovibile (deformometro) con campo di misura di circa 5 mm e risoluzione pari almeno a 0,01 mm.

I capisaldi sono costituiti da piastrine metalliche di circa 20 mm di diametro, fissate alla muratura mediante resine alla muratura.

Per lo svolgimento della prova sono state predisposte n.3 basi (cioè n.6 piastrine) nella zona a cavallo del taglio e n.3 basi sotto al taglio oltre a n.1 base parallela al taglio. Tutte le basi sono state collocate prima della esecuzione del taglio e sono state posizionate in mezzera e ad 1/4 della lunghezza del martinetto, come indicato nello schema allegato.

### **2.3.3 Attrezzatura e modalità per l'esecuzione del taglio**

La posizione della prova è stata scelta in modo che il martinetto possa sollecitare in modo centrato e simmetrico due o più elementi affacciati e sovrapposti alla muratura anche se dissimili; a tal fine il taglio è stato realizzato in corrispondenza del giunto di malta tra corsi regolari.

Il taglio è stato eseguito mediante una apposita sega "da muro", raggiungendo una profondità di circa 25 mm oltre al fondo per alloggiare poi il martinetto che sarà da posizionare a filo con la faccia della parete della muratura da provare. Per poter realizzare un taglio a facce ben parallele, piane e prive di troppe asperità, si è provveduto ad impiegare una dima (cioè un telaio rigido di metallo) da appoggiare e fissare provvisoriamente alla parete della muratura.

Dopo la realizzazione del taglio si ripetono e si registrano le letture di tutte le basi estensimetriche previste.

### **2.3.4 Impianto idraulico di carico**

Oltre al martinetto, l'impianto consiste di una tubazione idraulica di alta rigidità radiale, capace di sopportare le massime pressioni previste (60 bar), una pompa idraulica manuale a piccola corsa con rubinetto e valvola di non ritorno di buona tenuta, un regolatore fine della pressione (cioè un pistone con corsa manovrata da vite micrometrica) un manometro.

### **2.3.5 Inserimento del martinetto nel taglio e messa in carico del circuito**

Ultimato il taglio, si provvede ad ispezionarlo visivamente e a ripulirlo, in modo da rimuovere ogni residuo di detrito ed accertare che non siano rimasti risalti troppo vivi o sporgenti sulle superfici del taglio. Viene poi effettuata una accurata misura del taglio, per poter tener conto, in sede di elaborazione dei dati, della sua reale dimensione rispetto all'area del martinetto.

La messa in carico del martinetto è realizzata per incrementi di pressione che sono da mettere in relazione alle deformazioni del bordo del taglio lette in corrispondenza di ogni gradino del carico. Il valore massimo della pressione da raggiungere è quella dell'annullamento della deformazione misurata in seguito all'esecuzione del taglio.

### **2.3.6 Martinetto doppio**

A completamento delle informazioni rilevabili con il martinetto piatto singolo o semplice, è stata sviluppata la tecnica del martinetto doppio, al fine di consentire la stima del modulo elastico in opera della muratura in esame (ASTM C1197).

Il metodo consiste nel realizzare due tagli sovrapposti, come per il martinetto singolo, a distanza di circa 60 cm lungo la verticale, e di inserirvi due martinetti piatti. Per il resto, la prova si svolge in maniera del tutto analoga al martinetto semplice.

In tal modo si esegue una vera e propria prova a compressione sulla zona di muratura compresa tra i due martinetti, su un ideale campione in opera, con tutti i vantaggi di una prova in situ, con tutte le condizioni al contorno reali. Si supera in tal modo il limite riscontrato nella prova di laboratorio su campioni isolati.

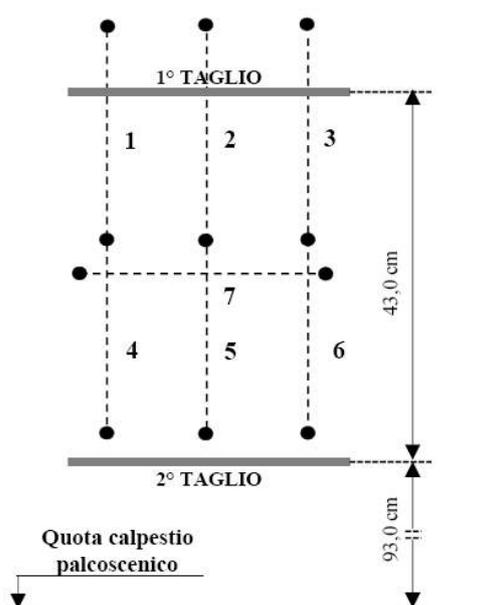
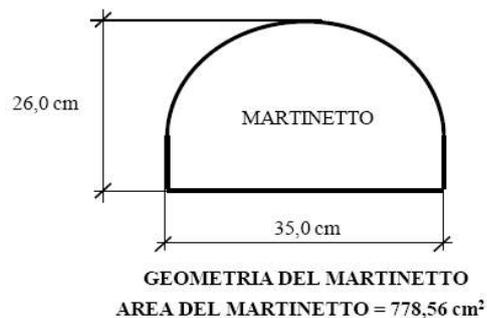
### 2.3.7 Documentazione fotografica



## 2.4 Rilevazioni prove con martinetti piatti

### 2.4.1 Rilevazioni prove MP1

Caratteristiche dei tagli, delle letture e dei martinetti:

SCHEMA GRAFICO DELLE  
LETTURE E DEI TAGLI

DIMENSIONE DEI TAGLI			
Taglio	Larghezza [cm]	Profondità [cm]	Area [cm <sup>2</sup> ]
1°	36,0	26,0	804,56
2°	36,0	26,0	804,56
<b>area media dei tagli 804,56 cm<sup>2</sup></b>			

Si riporta di seguito una fotografia con la tipologia della muratura indagata: muratura in blocchi di pietra non squadrati disposti in modo disordinato e con ampi corsi di malta. Si osserva la presenza di sporadici ricorsi in mattoni pieni.



## PRIMO TAGLIO - TABELLA DELLE MISURAZIONI EFFETTUATE

		LETTURE ESEGUITE					
Ora	Pressione [bar]	Let. 1 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 2 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 3 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 4 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 5 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 6 [mm*10 <sup>-1</sup> ]
10:17	Zero iniziale	59,90	57,42	43,71	57,00	63,47	73,81
10:19		59,89	57,42	43,71	56,62	63,47	73,81
10:21		59,89	57,41	43,71	56,63	63,46	73,81
ESECUZIONE 1° TAGLIO							
10:36	0,0	55,89	52,89	42,31	58,91	64,46	74,00
10:39	2,0	58,29	57,00	43,36	56,99	63,50	73,86
10:41	3,0	59,93	57,48	43,73	56,50	63,30	73,76

**Nota:** Ad una pressione di **3 bar** si sono ripristinate le condizioni di deformazione iniziali, prima dell'esecuzione del **taglio**.

## PRIMO TAGLIO - TABELLA DELLE DEFORMAZIONI UNITARIE

Pressione al martinetto [bar]	DEFORMAZIONI UNITARIE							Tensione
	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	$\epsilon_6$	$\epsilon_{\text{medio}}$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00
2,0	9,60E-04	1,64E-03	4,20E-04	7,68E-04	3,84E-04	5,60E-05	1,01E-03	0,17
3,0	1,62E-03	1,84E-03	5,68E-04	9,64E-04	4,64E-04	9,60E-05	1,34E-03	0,25

$$\sigma = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

La  $\sigma$  rappresenta la tensione applicata per ripristinare le condizioni prima del taglio (tensione di esercizio presente nel setto murario).

La formula per la determinazione di  $s$  è la seguente:  $\sigma = K_m \times K_A \times p$ .

$K_m$  = coefficiente ricavato da curva di taratura consegnata dal fornitore dei martinetti piatti

$K_m = 0,86$  per  $1 \text{ bar} < p_m < 10 \text{ bar}$  dove  $p_m$  = pressione del martinetto

$K_m = 0,89$  per  $10 \text{ bar} \leq p_m \leq 50 \text{ bar}$  dove  $p_m$  = pressione del martinetto

$K_A = (A_j/A_c)$  rapporto area del martinetto (778,56 cm<sup>2</sup>)/area del taglio (804,56 cm<sup>2</sup>);

$p$  è la pressione al martinetto che ripristina le condizioni originarie.

## SECONDO TAGLIO - TABELLA DELLE MISURAZIONI EFFETTUATE

		LETTURE ESEGUITE				
	Ora	Pressione [bar]	Let. 4 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 5 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 6 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 7 [mm*10 <sup>-1</sup> ]
<i>Cicli preliminari</i>	11:03	0,0	55,77	62,98	75,60	48,50
	11:05	1,0	55,33	62,39	75,23	48,76
	11:07	2,0	55,03	62,00	74,77	49,20
	11:09	3,0	54,61	61,62	74,47	49,66
	11:11	2,0	55,00	61,96	74,74	49,22
	11:12	1,0	55,26	62,31	75,21	48,80
	11:14	0,0	55,73	62,89	75,46	48,52
	11:16	1,0	55,24	62,13	74,94	48,83
	11:17	2,0	54,92	61,77	74,60	49,13
	11:18	3,0	54,46	61,39	74,39	49,36
	11:19	2,0	54,89	61,72	74,52	49,16
11:21	1,0	55,17	62,10	74,92	48,86	
<i>Ciclo di carico</i>	11:22	0,0	55,71	62,72	75,39	48,55
	11:24	2,0	54,72	61,60	74,64	49,21
	11:26	4,0	53,92	60,61	73,78	49,53
	11:28	6,0	51,80	57,69	72,88	52,34
	11:30	8,0	46,84	47,14	67,21	58,32
	11:34	0,0	48,66	50,75	70,05	55,65

## SECONDO TAGLIO - TABELLA DELLE DEFORMAZIONI UNITARIE

Pressione al martinetto [bar]	DEFORMAZIONI UNITARIE					Tensione $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\varepsilon_4$	$\varepsilon_5$	$\varepsilon_6$	$\varepsilon_{\text{medio}}$	$\varepsilon_7$	
0,0	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,00
2,0	4,0E-04	4,5E-04	3,0E-04	3,8E-04	2,6E-04	0,17
4,0	7,2E-04	8,4E-04	6,4E-04	7,3E-04	3,9E-04	0,33
6,0	1,6E-03	2,0E-03	1,0E-03	1,5E-03	1,5E-03	0,50
8,0	3,5E-03	6,2E-03	3,3E-03	4,4E-03	3,9E-03	0,67
0,0	2,8E-03	4,8E-03	2,1E-03	3,2E-03	2,8E-03	0,00

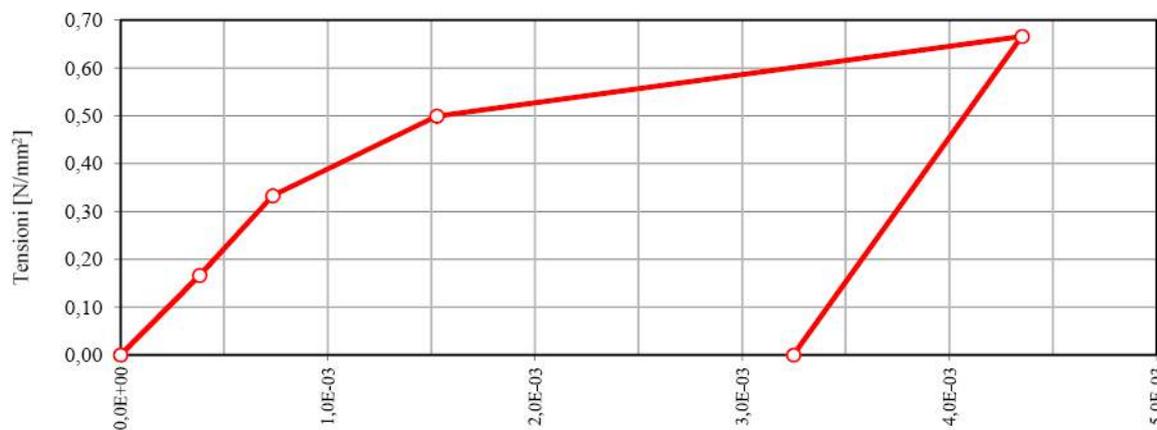
Alla tensione  $\sigma = 0,33 \text{ N/mm}^2$  si registra la perdita di linearità sul diagramma sforzi-deformazioni.

Alla tensione  $\sigma = 0,67 \text{ N/mm}^2$  la prova viene interrotta a causa della diffusa fessurazione della porzione di muratura indagata.

**\* Stima di  $E \approx 453 \text{ N/mm}^2$**

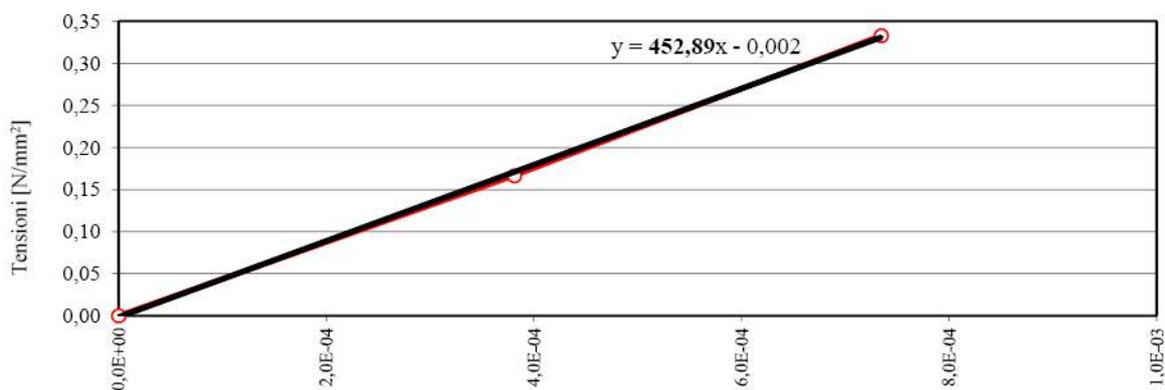
\* La stima del modulo elastico è stata effettuata considerando la media delle letture ed isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie. Il modulo elastico è dato dal valore del coefficiente angolare della linea di tendenza di tale grafico (vedi grafici pag. seguente).

**DIAGRAMMA TENSIONI-DEFORMAZIONI UNITARIE**



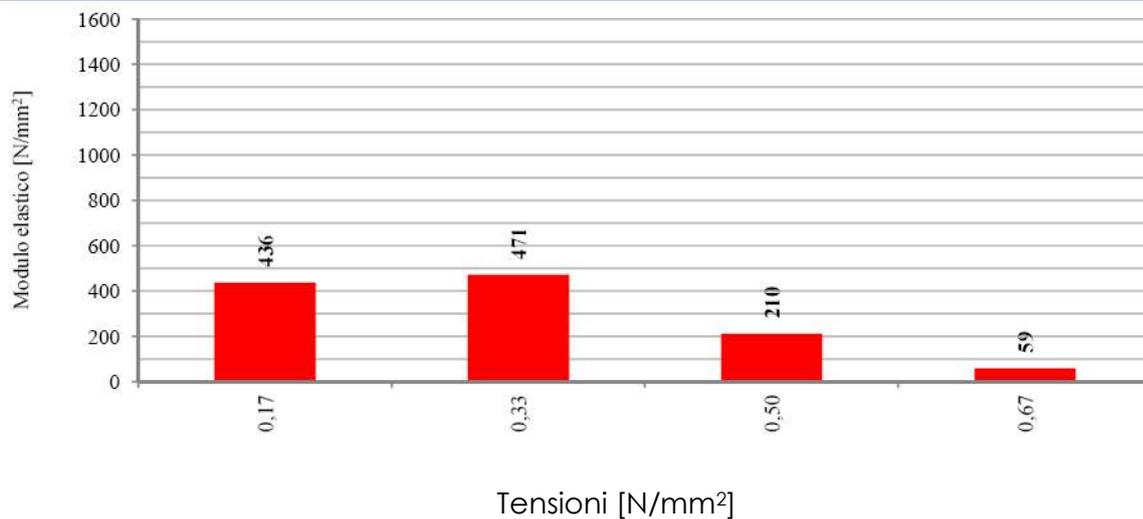
Deformazioni unitarie [ε]

**DIAGRAMMA TENSIONI-MEDIE DEFORMAZIONI UNITARIE (Tratto lineare)**



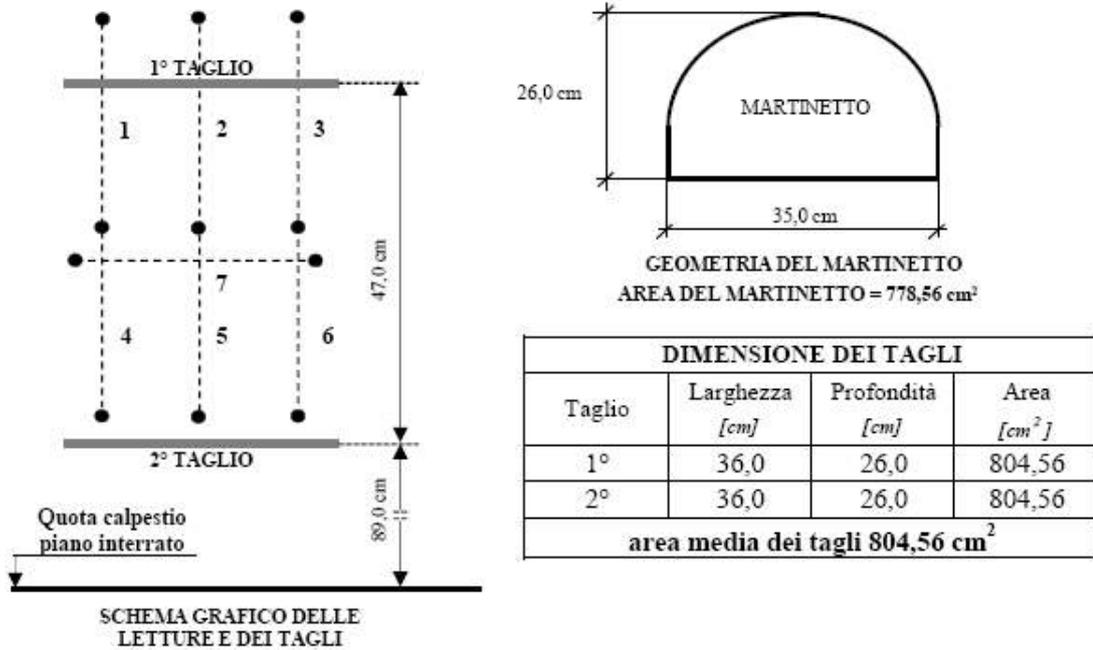
Deformazioni unitarie [ε]

**MODULO ELASTICO**

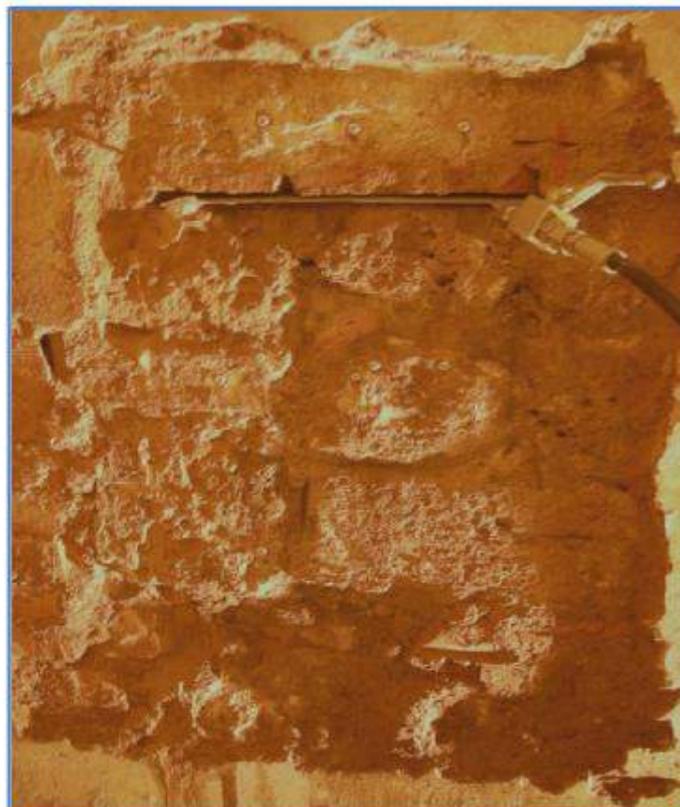


### 2.4.2 Rilevazioni prove MP2

Caratteristiche dei tagli, delle letture e dei martinetti:



Si riporta di seguito una fotografia con la tipologia della muratura indagata: muratura in blocchi di pietra non squadrate disposti in modo ordinato. Presenza di ricorsi in mattoni pieni.



## PRIMO TAGLIO - TABELLA DELLE MISURAZIONI EFFETTUATE

		LETTURE ESEGUITE					
Ora	Pressione [bar]	Let. 1 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 2 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 3 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 4 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 5 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 6 [mm*10 <sup>-1</sup> ]
12:24	Zero iniziale	60,01	62,44	69,22	35,55	45,54	50,81
12:26		60,01	62,44	69,23	35,55	45,55	50,81
ESECUZIONE 1° TAGLIO							
12:41	0,0	59,39	61,82	68,44	35,63	45,75	50,94
12:43	2,0	60,12	62,52	69,25	35,45	45,53	50,77

**Nota:** Ad una pressione di **2 bar** si sono ripristinate le condizioni di deformazione iniziali, prima dell'esecuzione del **taglio**.

## PRIMO TAGLIO - TABELLA DELLE DEFORMAZIONI UNITARIE

Pressione al martinetto [bar]	DEFORMAZIONI UNITARIE							Tensione
	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	$\epsilon_6$	$\epsilon_{\text{medio}}$	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00
2,0	2,92E-04	2,80E-04	3,24E-04	7,20E-05	8,80E-05	6,80E-05	2,99E-04	0,17

$$\sigma = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

La  $\sigma$  rappresenta la tensione applicata per ripristinare le condizioni prima del taglio (tensione di esercizio presente nel setto murario).

La formula per la determinazione di  $s$  è la seguente:  $\sigma = K_m \times K_A \times p$ .

$K_m$  = coefficiente ricavato da curva di taratura consegnata dal fornitore dei martinetti piatti

$K_m = 0,86$  per  $1\text{bar} < p_m < 10\text{bar}$  dove  $p_m$  = pressione del martinetto

$K_m = 0,89$  per  $10\text{bar} \leq p_m \leq 50\text{bar}$  dove  $p_m$  = pressione del martinetto

$K_A = (A_j/A_c)$  rapporto area del martinetto (778,56 cm<sup>2</sup>)/area del taglio (804,56 cm<sup>2</sup>);

$p$  è la pressione al martinetto che ripristina le condizioni originarie.

SECONDO TAGLIO - TABELLA DELLE MISURAZIONI EFFETTUATE						
		LETTURE ESEGUITE				
Ora	Pressione [bar]	Let. 4 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 5 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 6 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	Let. 7 [mm*10 <sup>-1</sup> ]	
<i>Cicli preliminari</i>	14:39	0,0	35,53	45,60	50,83	44,83
	14:40	2,0	35,37	45,51	50,68	45,06
	14:42	4,0	35,24	45,33	50,47	45,10
	14:44	6,0	35,12	45,31	50,46	45,13
	14:46	4,0	35,23	45,32	50,45	45,10
	14:48	2,0	35,35	45,47	50,66	45,08
	14:50	0,0	35,51	45,56	50,82	44,84
	14:52	2,0	35,38	45,37	50,70	45,05
	14:54	4,0	35,25	45,29	50,68	45,15
	14:56	6,0	35,13	45,28	50,62	45,27
	14:58	4,0	35,24	45,25	50,65	45,16
	15:00	2,0	35,36	45,36	50,67	45,07
<i>Ciclo di carico</i>	15:02	0,0	35,43	45,52	50,80	44,85
	15:04	2,0	35,23	45,41	50,41	45,07
	15:06	4,0	35,12	45,28	50,38	45,20
	15:08	6,0	35,03	45,22	50,33	45,26
	15:10	8,0	34,97	45,08	50,28	45,33
	15:12	10,0	34,69	44,80	49,97	46,07
	15:14	12,0	34,39	44,60	49,80	47,35
	15:16	14,0	33,89	44,07	49,49	50,20
	15:18	16,0	33,49	43,12	49,02	52,83
	15:20	8,0	33,53	44,12	49,26	51,05
	15:22	0,0	34,12	44,30	49,87	49,60

SECONDO TAGLIO - TABELLA DELLE DEFORMAZIONI UNITARIE						
Pressione al martinetto [bar]	DEFORMAZIONI UNITARIE					Tensione $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	$\epsilon_6$	$\epsilon_{\text{medio}}$	$\epsilon_7$	
0,0	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,00
2,0	8,0E-05	4,4E-05	1,6E-04	9,3E-05	8,8E-05	0,17
4,0	1,2E-04	9,6E-05	1,7E-04	1,3E-04	1,4E-04	0,33
6,0	1,6E-04	1,2E-04	1,9E-04	1,6E-04	1,6E-04	0,50
8,0	1,8E-04	1,8E-04	2,1E-04	1,9E-04	1,9E-04	0,67
10,0	3,0E-04	2,9E-04	3,3E-04	3,1E-04	4,9E-04	0,86
12,0	4,2E-04	3,7E-04	4,0E-04	3,9E-04	1,0E-03	1,03
14,0	6,2E-04	5,8E-04	5,2E-04	5,7E-04	2,1E-03	1,21
16,0	7,8E-04	9,6E-04	7,1E-04	8,2E-04	3,2E-03	1,38
8,0	7,6E-04	5,6E-04	6,2E-04	6,5E-04	2,5E-03	0,67
0,0	5,2E-04	4,9E-04	3,7E-04	4,6E-04	1,9E-03	0,00

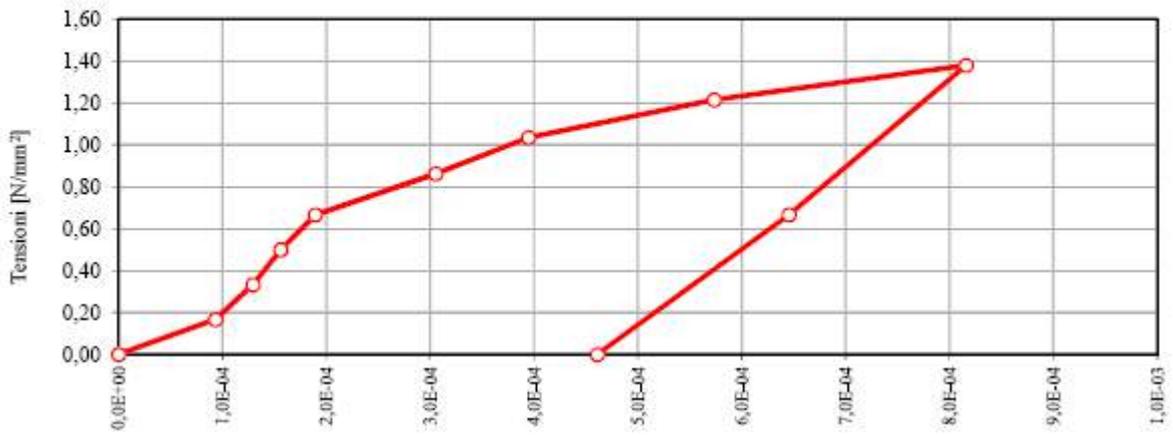
Alla tensione  $\sigma = 0,67 \text{ N/mm}^2$  si registra la perdita di linearità sul diagramma sforzi-deformazioni.

Alla tensione  $\sigma = 1,38 \text{ N/mm}^2$  la prova viene interrotta a causa della diffusa fessurazione della porzione di muratura indagata.

**\* Stima di  $E \approx 3482 \text{ N/mm}^2$**

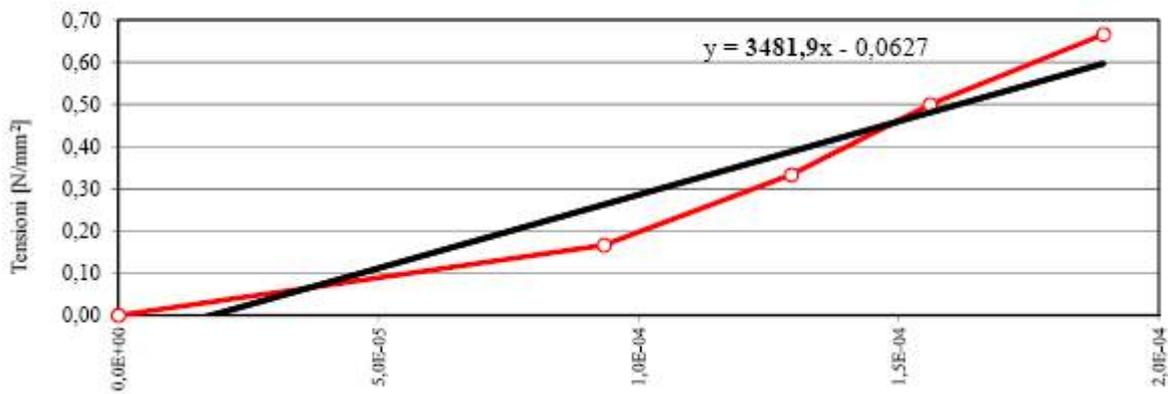
\* La stima del modulo elastico è stata effettuata considerando la media delle letture ed isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie. Il modulo elastico è dato dal valore del coefficiente angolare della linea di tendenza di tale grafico (vedi grafici pag. seguente).

**DIAGRAMMA TENSIONI-DEFORMAZIONI UNITARIE**



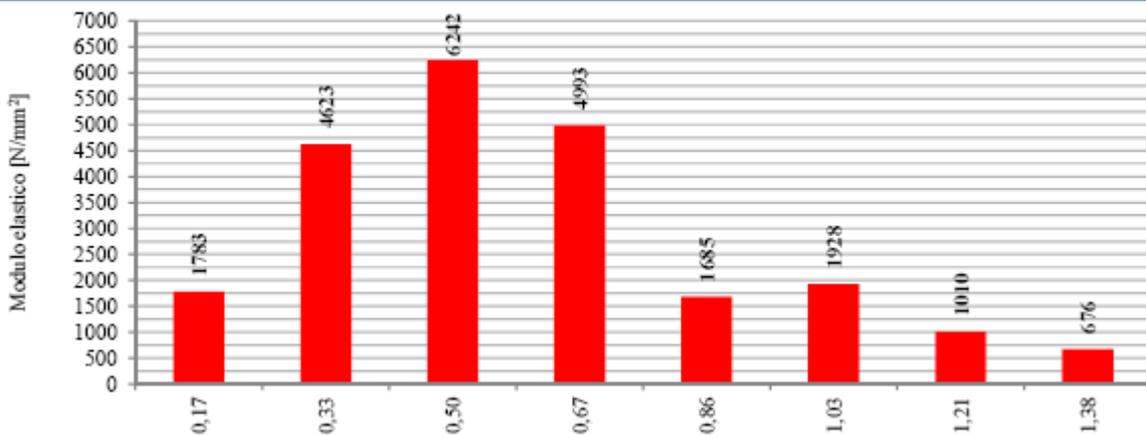
Deformazioni unitarie [ε]

**DIAGRAMMA TENSIONI-MEDIE DEFORMAZIONI UNITARIE (Tratto lineare)**



Deformazioni unitarie [ε]

**MODULO ELASTICO**



Tensioni [N/mm²]