

# LA DIAGNOSTICA NON DISTRUTTIVA NEL RECUPERO DELLE STRUTTURE IN MURATURA STORICA

Giosuè Boscato, Salvatore Russo, Francesca Sciarretta, Valentina Vanzo

*Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, Università IUAV di Venezia*

## 1. INTRODUZIONE

Parlando di edifici storici è inevitabile utilizzare la denominazione di Bene Culturale poiché permette di evidenziare il significato di patrimonio dell'umanità in quanto prezioso strumento della memoria e dell'identificazione della civiltà e della società. Con tale premessa è necessario che qualsiasi tipo di intervento che tende al recupero e alla riabilitazione strutturale e funzionale del manufatto storico sia preceduto da una profonda conoscenza del caso in esame. Tale conoscenza, che è la base essenziale dell'approccio scientifico e razionale del progetto consapevole di recupero, può essere acquisita solo attraverso una fase diagnostica accurata condotta attraverso adeguate e mirate indagini sperimentali. L'atteggiamento attento e oculato del progetto diagnostico è dovuto sia alla mancanza di una normativa o codice di pratica che uniformi in modo oggettivo gli interventi, sia alla difficoltà stessa di classificazione dovuta alla specificità dei singoli casi. L'indagine sperimentale implica una tendenza che porta il più possibile all'approssimazione della realtà con la conseguente definizione di una casistica sempre più affinata ma mai realmente e completamente attendibile; detto tipo di indagine si presenta come unico tipo di approccio conoscitivo per la muratura storica che, vista la variabilità dovuta alla diversità delle tipologie, del materiale e delle tecnologie, non può essere altrimenti indagata.

Ponendosi come obiettivo principale il rispetto e la salvaguardia del manufatto storico, quale *unicum* irripetibile, l'indagine diagnostica non deve essere assolutamente invasiva. Le prove non distruttive, inizialmente solo di supporto alle prove distruttive, sono diventate oggi una metodologia diagnostica indipendente e attendibile che comunque permette di programmare e di finalizzare le indagini conoscitive evitando un'inutile dispendio di risorse e inadeguate, ed in alcuni casi irreversibili, azioni distruttive. Essendo che l'indagine sperimentale si basa completamente su dati dedotti direttamente dalle esperienze fatte, si tratteranno, nella presente ricerca, tre diversi esempi di indagine conoscitiva su manufatti storici in muratura.

Le diverse campagne diagnostiche presentano per lo stesso tema di studio una complementarità delle indagini, che risolvono classi di problemi diverse e che permettono, con un confronto e un collegamento trasversale dei risultati, di definire una conoscenza il più possibile completa dell'oggetto in esame. I risultati delle prove non distruttive sono state supportate da un'analisi teorica attraverso una modellazione numerica di confronto ed in alcuni casi, dove possibile, ne è stata verificata l'attendibilità attraverso prove micro-distruttive e distruttive.

Il primo caso evidenziato riguarda la tipologia dei ponti ad arco in muratura di Venezia, nello specifico tratteremo il Ponte del Diavolo di Torcello della laguna veneziana.

Sulla base di risultanze sperimentali di tipo non distruttivo e analisi numeriche condotte secondo alcune delle attuali metodologie di calcolo disponibili valuteremo l'affidabilità strutturale del manufatto oggetto della ricerca. Il ponte è stato oggetto di indagini finalizzate alla scelta delle tecniche di rinforzo più idonee. In dettaglio, sono state realizzate prove soniche con l'analizzatore di Fourier per ricavare informazioni sull'omogeneità delle murature e sulla possibile presenza di vuoti interni, e prove con penetrometro a dissipazione di energia, allo scopo di analizzare le proprietà meccaniche dei materiali costituenti la muratura del ponte, in particolare la malta; inoltre sono stati condotti test di endoscopia al fine di comprendere l'effettiva stratigrafia nelle sezioni critiche. È stata infine presa in considerazione l'interazione fra i valori di partenza dedotti direttamente dalla geometria strutturale e le caratteristiche meccaniche rilevate nelle murature, al fine di svolgere un confronto fra dati sperimentali ed analitici.

Il secondo caso illustrato si riferisce ai risultati sia in termini di sperimentazione sia di analisi relativi al comportamento meccanico-strutturale di muratura storica di malta-mattoni colpita dal fuoco nel crollo del Molino Stucky verificatosi a Venezia nel 2003. Si mettono in evidenza, in particolare, i primi risultati sperimentali derivanti da prove di tipo non distruttivo, micro-distruttivo e distruttivo realizzate per determinare sia la rigidità residua di porzioni di muratura colpita dal fuoco sia i valori dei parametri meccanici fondamentali.

Una parte dello studio è stata altresì dedicata all'individuazione del cinematiso di collasso della struttura principale del manufatto attraverso un'analisi ad elementi finiti.

Allo scopo di valutare il livello di sicurezza delle murature coinvolte nell'incendio e non crollate, è stata attuata una campagna di prove non distruttive e microdistruttive sui materiali in situ, insieme al programma di prove

distruttive. Si è trattato, in dettaglio, di prove eseguite con penetrometro a dissipazione di energia per fornire una stima della resistenza a compressione della malta e di prove con martinetti piatti per la valutazione delle rigidità e dei valori delle tensioni locali della muratura.

L'analisi della risposta statico-strutturale post incendio ha altresì interessato la struttura torre dello stesso Molino Stucky, attraverso il monitoraggio a breve termine di parametri rotazionali realizzato per mezzo di inclinometri.

Si è inoltre valutata l'interazione fra prove non distruttive e micro-distruttive al fine di incrementare l'attendibilità del dato sperimentale finale.

Il terzo studio mostra i risultati sperimentali delle prove non-distruttive e i valori determinati dalla modellazione numerica di confronto per analizzare e conoscere lo stato di conservazione della Barchessa di Villa Cattaneo sita in Villanova, comune di Pordenone.

Si mettono in evidenza innanzitutto il quadro fessurativo e lesionale dell'edificio e i primi risultati sperimentali derivanti da prove non distruttive in situ e distruttive condotte in laboratorio per indagare l'effettiva risposta strutturale della muratura storica, che in seguito all'evento sismico del 1976 presenta un avanzato e diffuso stato di degrado ed importanti problemi statico strutturali. Per mezzo dei valori forniti dall'analisi diagnostica è stato possibile stimare un valore della resistenza a compressione della muratura pressoché concorde con i dati determinati dall'approccio numerico.

## **2. PONTI IN MURATURA**

### **2.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA**

L'oggetto dell'analisi è un ponte storico probabilmente costruito nel XII secolo (Figura 2.1), con profilo di tipo ribassato; le dimensioni della struttura sono sufficientemente contenute (si veda la Figura 2.3) e i materiali impiegati sono quelli caratteristici dell'edilizia veneziana lagunare: l'arcata in muratura è di piccolo spessore e affiancata da ghiera della stessa altezza in blocchi armillari di pietra d'Istria; anche il riempimento soprastante è in muratura di mattoni inquadrata da blocchi di pietra d'Istria. Il sistema costruttivo, conservatosi senza l'aggiunta di parapetti, rende ancora più snella la struttura.

Allo stato attuale il ponte è interessato da diffusi e gravi fenomeni di degrado; nel corso delle operazioni di carattere conoscitivo preliminari al rinforzo è stata realizzata una campagna sperimentale di prove in situ; i risultati ottenuti sono stati poi utilizzati per una valutazione globale dell'affidabilità del ponte dal punto di vista dell'effettiva capacità di svolgere pienamente le funzioni di struttura viaria.



**Figura 2.1** Foto del ponte del Diavolo sull'isola di Torcello

### **2.2. CAMPAGNA SPERIMENTALE**

L'attività di diagnostica – descritta in [1] – vista la delicatezza e l'importanza della struttura, è stata caratterizzata dall'uso di metodi prevalentemente non distruttivi, ossia prove soniche, penetrometro a dissipazione di energia e sonda endoscopica.

#### **2.2.1. PROVE SONICHE**

Le prove soniche hanno permesso di verificare l'omogeneità e la compattezza muraria, mediante l'impiego di un martello strumentato per eccitazione impulsiva tipo PCB, sonde accelerometriche e relativo analizzatore di forme d'onda dotato di software per l'utilizzo della trasformata veloce di Fourier.

Il test è stato compiuto sia in direzione longitudinale sia trasversale (tabelle 2.1 e 2.2), ponendo la dovuta attenzione alle dimensioni contenute della struttura. In generale, si è evidenziato un livello di velocità dell'onda sonora significativamente basso, tra i 400 e i 600 m/s, insieme ad una accentuata disomogeneità della muratura nella direzione trasversale.

Distanza(cm)	Tempo di trasmissione dell'onda sonora ( $\mu$ s)	Velocità (m/sec)	Energia trattenuta (%)	Energia rilasciata (%)
860	19360	440	0.041	99.96
860	14120	610	0.098	99.90

Tabella 2.1 - Prova sonora, asse longitudinale (y)

Punti	Dimensioni trasversali (cm)	Tempo di trasmissione dell'onda sonora ( $\mu$ s)	Velocità (m/sec)	Energia trattenuta (%)	Energia rilasciata (%)
1	200	6697,5	300	0.35	99.6
2	/	6717,5	300	0.26	99.7
3	/	6277,0	320	0.35	99.6
4	/	6017,4	330	0.35	99.6
5	/	4717,7	420	0.34	99.7
6	/	6700,0	300	0.74	99.2
7	/	6777,0	300	0.37	99.6
8	/	5797,6	340	0.41	99.6
9	/	5582,5	360	0.47	99.5
10	/	5017,5	400	0.64	99.3
11	/	3597,5	550	0.35	99.6
12	/	5057,0	400	0.31	99.7
13	/	5217,5	380	0.36	99.6

Tabella 2.2 – Prova sonora, asse trasversale (x)

## 2.2.2. PROVE PENETROMETRICHE

Il penetrometro PNDT-G è stato utilizzato per ricavare – per mezzo della misura dell'energia rilasciata per ogni microforo indotto – il corrispondente valore di resistenza a compressione della malta  $f_{ks}$ , secondo le relazioni lineari indicate in [2], in cui U è il valore di energia rilevato dallo strumento:

$$\begin{aligned}
 U < 460 & \quad f_{ks} = (U+22)/134 & (1) \\
 460 < U < 486 & \quad (U-267)/53 < f_{ks} < (U-3)/117 & (2) \\
 U > 486 & \quad (U-3)/117 < f_{ks} < (U-267)/53 & (3)
 \end{aligned}$$

Il test è stato condotto all'intradosso dell'arco, nella zona di chiave (A1), delle reni (A2) e lungo le spalle (A3): la tabella 2.3 indica per ogni giunto analizzato i valori medi dell'energia dissipata e della corrispondente resistenza a compressione ricavata per mezzo delle formule (1), (2), (3); sempre in tabella sono riportate in modo sintetico alcune annotazioni sul rimaneggiamento del tessuto murario e sulla presenza di malte di rifugatura.

Denom.	Giunti	Energia dissipata (J)	$f_{ks}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Stato di fatto
A1	G1	2066	17.6 – 33.9	Presenza di malta cementizia
	G2	1356.7	11.6 – 20.5	
	G3	2535.3	21.6 – 42.8	
	G4	2383.7	20.3 – 39.9	
	G5	1529.0	13.0 – 23.8	
	G6	1505.7	12.8 – 23.4	
A2	G1	6303.5 (*)	/	(*) Presenza di malta cementizia
	G2	2115	18.1 – 34.9	
	G3	874.3	7.4 – 11.5	
	G4	2036.3	17.4 – 33.4	
	G5	533.0	4.5 – 5.0	
	G6	1775.3	15.0 – 28.1	
A3	G1	737.0	6.3 – 8.9	Muratura originaria, giunti in parte assenti, malta di calce
	G2	625.7	5.3 – 6.8	
	G3	587.0	5.0 – 6.0	
	G4	549.7	4.7 – 5.3	
	G5	792.0	6.7 – 9.9	

Tabella 2.3 Prove eseguite sui corsi di malta con penetrometro PNT-G.

### 2.2.3. ENDOSCOPIA

La strumentazione endoscopica è stata utilizzata per verificare la stratigrafia della zona di chiave, caratterizzata da spessori esigui e giudicata a rischio a causa di evidenti fenomeni di distacco fra i materiali; la sonda è stata inserita dall'alto verso il basso attraverso un foro di diametro variabile da 3 a 5 mm, (Figura 2.2).

In diversi punti si è riscontrata l'assenza del giunto di malta a fronte peraltro di un non trascurabile livello di imbibizione del tessuto murario.



Figura 2.2 Esecuzione della prova endoscopica

### 2.3. APPROCCIO MECCANICO

La funzionalità odierna del ponte del Diavolo è limitata al collegamento della pubblica via con una strada privata di servizio ad alcune abitazioni. Al fine di esprimere un giudizio sull'affidabilità del manufatto antico mediante una valutazione della sua capacità portante basata sulle prescrizioni vigenti per i carichi nella verifica dei ponti pedonali, è stata condotta una valutazione analitica complessiva che ha tenuto conto sia delle sole caratteristiche geometriche (analisi elastica) per ricavare il valore di partenza, sia delle curve delle pressioni (analisi plastica) corrispondenti alle condizioni di carico più sfavorevoli. I dati geometrici (espressi in m) e le sezioni strutturali introdotte sono riportati in Figura 2.3.

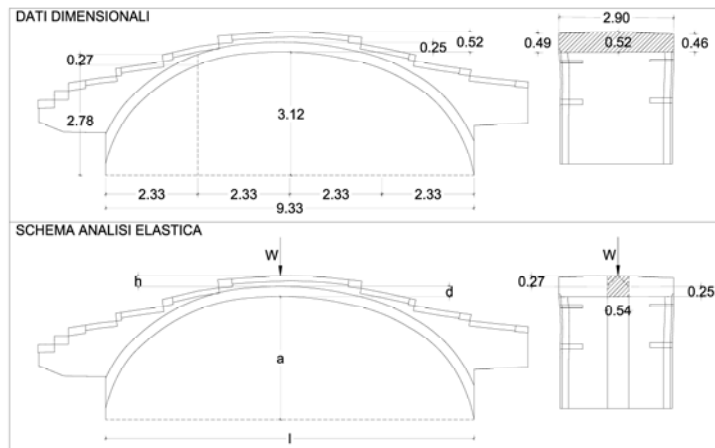


Figura 2.3 Dati geometrici e simbologie adoperate nei modelli teorici

#### 2.3.1. ANALISI ELASTICA

Si è effettuata una stima della capacità portante  $W$  del ponte nell'ipotesi di comportamento elastico, secondo il metodo di Pippard descritto in [3]. Il modello ( il cui schema di riferimento è riportato in Figura 2.3) prevede il solo carico accidentale  $W$  agente in corrispondenza della chiave dell'arco, ipotizzato a due cerniere; si considera una larghezza della sezione dell'arco pari a  $2 \cdot h$ ; si considera inoltre la stessa massa volumica  $\gamma$  per il materiale strutturale e il riempimento; l'ipotesi è adatta al caso in esame, e si è assunto  $\gamma=2000 \text{ kg/m}^3$  per la muratura storica, tenendo conto anche degli elementi in pietra d'Istria.

Secondo un primo criterio basato sull'assenza di tensioni di trazione nell'arco, il carico limite elastico, detto  $W_1$ , viene determinato, nel rispetto delle ipotesi del modello, esclusivamente in funzione dei parametri geometrici e dalla massa volumica [3]:

$$W_1 = \frac{32\gamma \cdot l \cdot h[2a^2 + 4ad + 21d(h + d)]}{21(28a - 25d)} \quad [\text{kg}] \quad (4)$$

Facendo riferimento alla simbologia illustrata in Figura 2.3 e applicando la (4), si ottiene  $W_1 = 2506 \text{ kg}$ .

Il metodo comprende inoltre un criterio alternativo, ossia la limitata resistenza a compressione della muratura. Il valore limite  $f$  della tensione di compressione viene raggiunto, in un arco di spessore  $d$  e profondità  $2 \cdot h$ , quando

$$f = \frac{H}{2dh} - \frac{3M_c}{hd^2} \quad [\text{kg/m}^2] \quad (5)$$

In tale espressione,  $H$  e  $M_c$  indicano rispettivamente la spinta orizzontale e il momento in chiave dati dal peso proprio e dal carico accidentale  $W$ , secondo le seguenti espressioni [3]:

$$H = \frac{l}{a} \left[ \gamma \cdot l \cdot h \left( \frac{a}{21} + \frac{h+d}{4} \right) + \frac{25}{128} W \right] \quad [\text{kg}] \quad (6)$$

$$M_c = \frac{l}{4} \left( \frac{\gamma \cdot l \cdot a \cdot h}{42} - \frac{7}{32} W \right) \quad [\text{kg}] \quad (7)$$

La (6) e la (7) sostituite nella (5) porgono quindi l'espressione finale del carico accidentale limite, detto  $W_2$ :

$$W_2 = \frac{\frac{256f \cdot h \cdot d}{l} + 128\gamma \cdot l \cdot h \left( \frac{a}{28d} - \frac{1}{21} - \frac{h+d}{4a} \right)}{\left( \frac{25}{a} + \frac{42}{d} \right)} \quad [\text{kg}] \quad (8)$$

Sostituite le quantità note nella (8) si determina, in funzione della resistenza a compressione,  $W_2 = 0,0105 f + 1304,34$ . Tenuto conto della muratura storica e delle condizioni di degrado del ponte, la scelta del valore opportuno della resistenza a compressione è stata effettuata sulla base dei dati sperimentali disponibili in letteratura tramite formulazioni proposte in [5] e [6] ed è illustrata nel successivo paragrafo 4; il valore adottato,  $f = 1,845 \text{ N/mm}^2$ , fornisce  $W_2 = 3241,59 \text{ kg}$ .

### 2.3.2. ANALISI PLASTICA

Per una più completa analisi delle prestazioni della struttura, è stato altresì implementato il teorema della plasticità esposto in [3]. Secondo il modello, il collasso dell'arco avviene al configurarsi del meccanismo instabile a quattro cerniere, prodotte dalle fessurazioni nelle zone tese: obiettivo dell'analisi presentata è la valutazione attuale della stabilità del ponte sotto l'azione di uno schema di carico conforme alle prescrizioni normative in vigore per i ponti pedonali.

Il metodo è basato sulla costruzione della curva delle pressioni riferita al carico permanente (peso dell'arco e del riempimento), schematizzato suddividendo l'arco in 16 segmenti lunghi ciascuno 0,58 m, come illustrato in Figura 2.4; determinata graficamente una curva delle pressioni contenuta nello spessore dell'arco, la procedura fornisce il valore della spinta orizzontale trasmessa alle spalle:  $H = 15331 \text{ kg}$ .

La distanza verticale massima fra la curva delle pressioni e la linea media dell'arco risulta essere pari a 115,7 mm, in corrispondenza della zona di chiave, ed è indicativa della differenza fra prestazioni fornite da calcoli di tipo convenzionale e prestazioni effettive della struttura indagata.

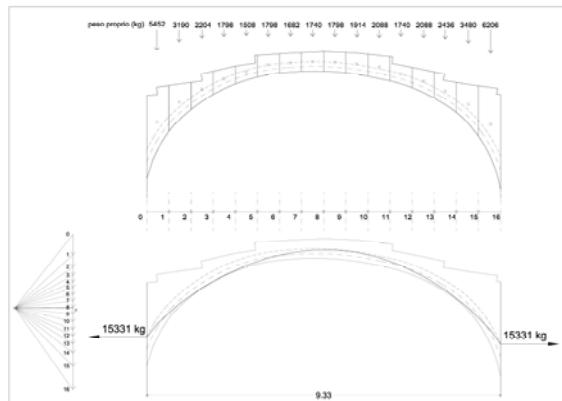


Figura 2.4 Schema del carico permanente e curva delle pressioni

Per determinare lo spostamento subito dalla curva delle pressioni, relativo alla posizione più sfavorevole del carico concentrato, viene adottato il procedimento grafico semplificato che riferisce il calcolo direttamente alla curva delle pressioni anziché all'arco reale. In tal senso è stato considerato lo schema corrispondente al singolo

carico concentrato  $P$  agente in una posizione generale secondo la suddivisione della luce in 16 parti. Per ogni posizione del carico si sono disegnate le curve delle pressioni come illustrato nella Figura 2.5 che riproduce alcuni dei casi più significativi. Tali rette sono state di volta in volta tracciate in modo da individuare quattro uguali distanze verticali massime, denominate con  $e$ , tra le due curve, nel rispetto dell'ipotesi di collasso sopra enunciata. L'eccentricità  $e$  governa l'entità del momento plastico  $M_P$  corrispondente al collasso causato dalla formazione della quarta fessura, secondo la relazione

$$M_P = T \cdot e \quad (9)$$

in cui  $T$  è la spinta orizzontale associata all'azione di  $P$  (si veda la Figura 2.5):

$$T = \frac{P}{\frac{h_1}{l_1} + \frac{h_2}{l_2}} \quad (10)$$

Nella determinazione del valore di carico accidentale si sono seguite le indicazioni della norma [4]: per i ponti di 3ª categoria (pedonali) sono previsti un carico mobile concentrato  $q1d = 1000$  kg e un carico mobile distribuito  $q1e = 400$  kg/m², addizionati di un incremento dinamico  $q2d, q2e$  dipendente dalla luce del ponte; nel nostro caso l'incremento vale

$$q2 = (1,4 - 1) q1 \quad (11)$$

per cui  $q1d + q2d = 1400$  kg,  $q1e + q2e = 560$  kg/m². Considerando il carico distribuito agente su una fascia larga 0,40 m, ossia due volte lo spessore portato minimo (pari a 20 cm), si ha nell'ipotesi più sfavorevole  $qe = 560 \cdot 0,40 \cdot \frac{1}{2} l = 1046$  kg; pertanto si è assunto un valore  $P = 2446$  kg.

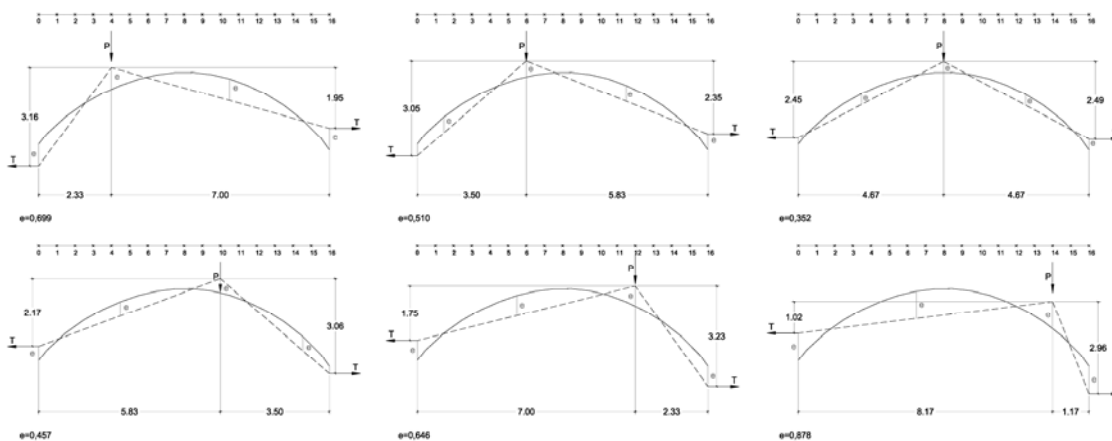


Figura 2.5 Curva delle pressioni per il carico accidentale  $P$  al variare della posizione, riferita alla curva del carico permanente

Dal calcolo del momento plastico mediante la formulazione (9) per ciascuna delle posizioni imposte al carico accidentale  $P$  si sono ricavati i risultati illustrati nella Tabella 2.4 e nel relativo grafico di Figura 2.6; si nota che il momento plastico massimo si ha per la posizione 4, la spinta orizzontale massima per la posizione 9.

posizione di P	$h_1$ (m)	$l_1$ (m)	$h_2$ (m)	$l_2$ (m)	eccentricità $e$ (m)	spinta $T$ (kg)	$M_P$ (kg m)	spostamento $\eta$ (m)
0	-	-	-	-	0	0	0	0
1	2,71	0,58	0,82	8,75	1,042	513,66	535,23	0,0349
2	2,93	1,17	1,28	8,17	0,916	880,56	806,59	0,0526
3	3,06	1,75	1,65	7,58	0,802	1247,46	1000,46	0,0653
4	3,16	2,33	1,95	7,00	0,699	1492,06	1042,95	0,0680
5	3,19	2,92	2,18	6,42	0,601	1712,20	1029,03	0,0671
6	3,05	3,50	2,35	5,83	0,510	1932,34	985,49	0,0643
7	2,82	4,08	2,45	5,25	0,425	2103,56	894,01	0,0583
8	2,45	4,67	2,49	4,67	0,352	2323,70	817,94	0,0534
9	2,27	5,25	2,77	4,08	0,378	2201,40	832,13	0,0543
10	2,17	5,83	3,06	3,50	0,457	1981,26	905,44	0,0590
11	2,00	6,42	3,20	2,92	0,548	1736,66	951,69	0,0621
12	1,75	7,00	3,23	2,33	0,646	1492,06	963,87	0,0629
13	1,43	7,58	3,13	1,75	0,757	1247,46	944,33	0,0616
14	1,02	8,17	2,96	1,17	0,878	929,48	816,08	0,0532
15	0,50	8,75	2,74	0,58	1,023	513,66	525,47	0,0343
16	-	-	-	-	0	0	0	0

Tabella 2.4 Risultati dell'analisi plastica

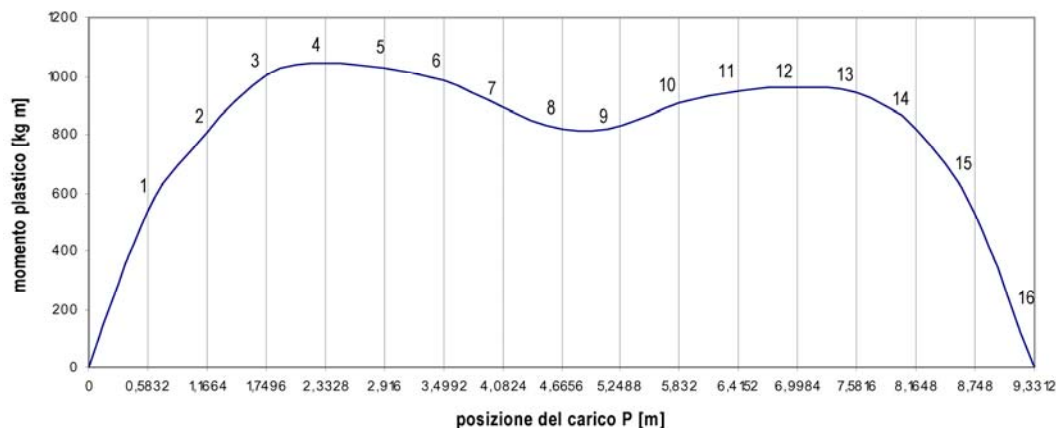


Figura 2.6 Grafico momento plastico – posizione del carico (P = 2446 kg)

La relazione fra carico P e spostamento verticale  $\eta$  subito dalla curva delle pressioni relativa al carico permanente è infine

$$M_p \cdot P = \eta \cdot H \quad (12)$$

da cui  $\eta = (T \cdot e \cdot P) / H$ ; i valori di  $\eta$  ottenuti per ogni caso sono riportati nella Tabella 2.2. Nel caso 4, corrispondente al massimo valore di  $M_p$ , si ha il valore  $\eta_{\max} = 0,068$  m. Nel caso 9, cui corrisponde la distanza verticale massima fra curva delle pressioni e linea media dell'arco, si ha  $\eta = 0,0543$  m. Si verifica allora (come illustrato nella Figura 2.7) che – in riferimento alla curva delle pressioni individuata – l'effetto di  $\eta_{\max}$ , riferito alla posizione 4, riporta la risultante al limite del terzo medio dello spessore o, se si segue il criterio di sicurezza meno restrittivo indicato nel metodo di Pippard [3], all'interno del mezzo medio; nel caso di P in posizione 9, l'effetto dello spostamento indotto – benchè minore – provoca l'uscita della curva delle pressioni dallo spessore dell'arco.

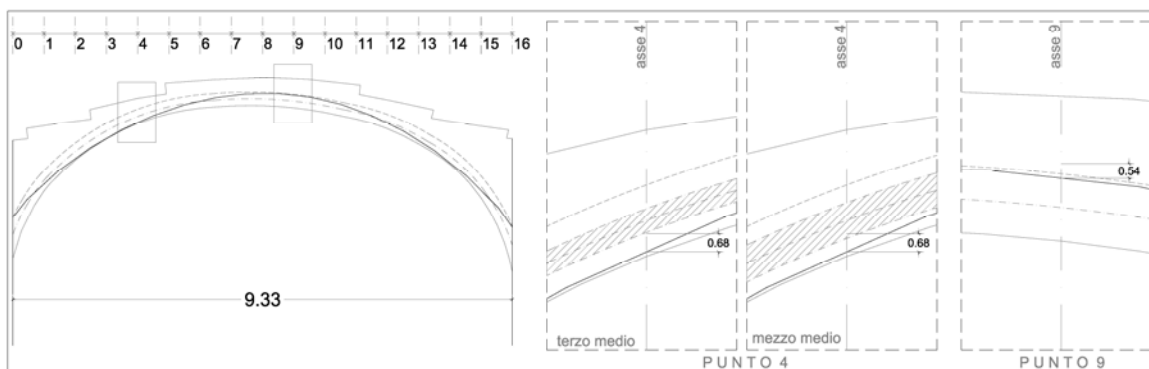


Figura 2.7 Effetto dello spostamento massimo sulla curva delle pressioni

## 2.4. STIMA DELLA RESISTENZA DELLA MURATURA

Sulla base dei dati sperimentali sulla resistenza della malta risultanti dalla prova penetrometrica si valuta la resistenza a compressione della muratura dell'arco. Si è assunta come valore di riferimento per la malta la resistenza media rilevata in corrispondenza delle spalle del ponte, e si è posto pertanto  $f_{ks,m} = 6,5$  N/mm<sup>2</sup>. La formulazione empirica proposta in [5],

$$f_{wc} = \sqrt[3]{f_{mc}} \quad (13)$$

(in cui  $f_{wc}$  indica la resistenza a compressione della muratura e  $f_{mc}$  corrisponde a  $f_{ks,m}$ ) è valida per materiali di qualità superiore ed è stata utilizzata, in ragione degli elevati valori di  $f_{ks}$  riscontrati nella malta del ponte del

Diavolo (riportati in Tabella 2.1), al fine di stimare la resistenza della muratura in funzione della sola resistenza della malta.

L'algoritmo di calcolo esposto in [6], riferito specificamente alla muratura storica veneziana,

$$\bar{R}_M = 0,2\bar{R}_1 \log(\bar{R}_2 + 3) \quad (14)$$

in cui i pedici  $M, 1$  e  $2$  distinguono rispettivamente i valori medi di resistenza a compressione della muratura, della pietra di laterizio e della malta, è stato utilizzato per determinare il grafico in Figura 2.8, in cui si pongono a confronto le curve determinate per diversi valori di resistenza media della pietra di laterizio.

Siccome risulta dalla prova endoscopica la non trascurabile imbibizione della muratura del ponte, è da considerare una resistenza del mattone notevolmente ridotta rispetto ai valori sperimentali noti riferiti alla muratura storica veneziana [6]. Pertanto, dalla curva corrispondente a  $R_1 = 5 \text{ N/mm}^2$  si ricava  $R_1 = 1,832 \text{ N/mm}^2$ .

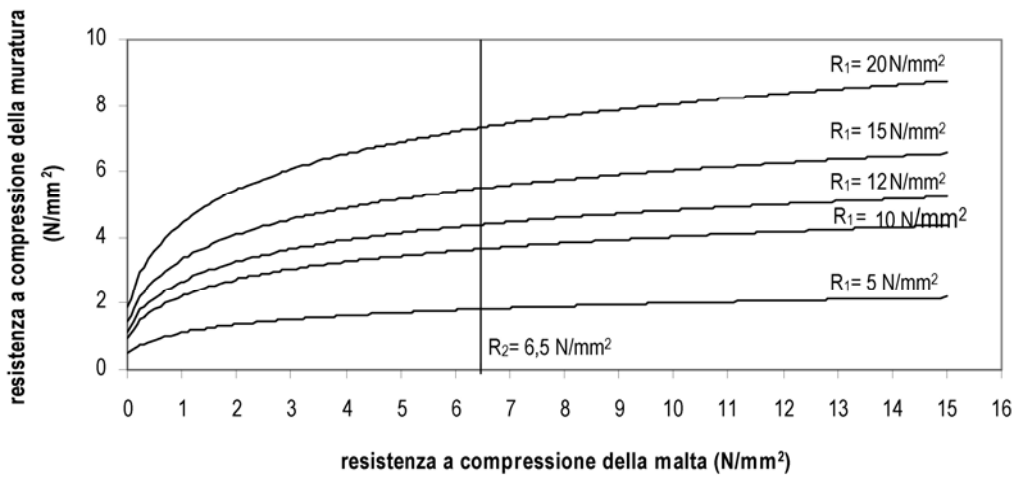


Figura 2.8 Curve  $R_m / R_2$  per diversi valori della resistenza dei mattoni  $R_1$ , secondo la formulazione (14)

## 2.5. CONFRONTO DEI RISULTATI

Si confrontano nella Tabella 2.5 i valori di resistenza della muratura ottenuti dalle formulazioni (13) e (14).

$f_{wc} = \sqrt[3]{f_{mc}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m = 0,2 R_1 \log(R_2 + 3)$ (N/mm <sup>2</sup> )
1,87	1,83

Tabella 2.5 Espressioni e valori della resistenza della muratura

Nella Tabella 2.6 si riportano i valori del carico accidentale di collasso determinati nei procedimenti analitici esposti precedentemente; la capacità portante elastica  $W_2$  è stata calcolata inserendo nella (8) la media dei valori di resistenza stimati per la muratura con le formule (13) e (14). Tali valori sono posti a confronto con il carico  $P$  imposto nell'analisi plastica, calcolato secondo normativa.

analisi elastica (capacità portante calcolata)		analisi plastica (carico accidentale imposto)
$W_1$ (kg)	$W_2$ (kg)	$P$ (kg)
2506	3241,59	2446

Tabella 2.6 Valori del carico di collasso nelle analisi elastica e plastica

Si evidenzia che l'analisi elastica fornisce valori di capacità portante più elevati del carico imposto nell'analisi plastica – il cui effetto, come si è visto, provocherebbe il collasso per cinematismo; ciò è dovuto sia alle ipotesi assunte rispettivamente nei modelli, sia alle semplificazioni geometriche del modello elastico. Nel calcolo di  $W_1$  e  $W_2$  è infatti sottesa l'assenza di trazione nell'arco, mentre nel dato di partenza dell'analisi plastica si accetta una curva delle pressioni che esce dal terzo o dal mezzo medio. Inoltre i valori desunti dal modello elastico non tengono conto del fattore riduttivo della capacità portante che si applica per un arco di profilo ribassato non parabolico [3].

Sono state infine calcolate e confrontate le tensioni corrispondenti alle spinte orizzontali nell'analisi elastica e plastica; per il calcolo di  $\sigma_{e1}$  e  $\sigma_{e2}$ , rispettivamente riferite al carico  $W_1$  e  $W_2$ , si è fatto riferimento alla sezione  $d \times 2h$  considerata nel procedimento; per la valutazione di  $\sigma_p$  si è considerata reagente alla spinta  $H$  l'intera



sezione del ponte e alla spinta  $T$  la sezione ridotta, sommando gli effetti. I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 2.7.

analisi elastica		analisi plastica
$\sigma_{e1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{e2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (N/mm <sup>2</sup> )
0,419	0,451	0,44

Tabella 2.7 Valori delle tensioni ultime nelle analisi elastica e plastica

### 3. IL MOLINO STUCKY

#### 3.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA STORICA

Il Molino Stucky, già oggetto di un precedente studio [7], è un complesso architettonico risalente al 1882, che viene qui analizzato parzialmente, con specifico riferimento ai manufatti interessati dall'incendio del 2003, indicati con la lettera A (il granaio) e con la lettera B (la torre) nelle Figure 3.1 e 3.2, relative rispettivamente allo stato pre e post incendio. Il volume complessivo interessato dall'evento è pari a 23000 mc, l'incendio ha avuto una durata di circa 3 ore raggiungendo la temperatura massima di 1000°C.

Il cinematismo di crollo del granaio (edificio A) è stato caratterizzato, in successione, dalla caduta della copertura lignea e dell'impalcato dell'ultimo livello, dal collasso delle tirantature interne in ferro, cui ha fatto seguito lo sbandamento, e consequenziale caduta verso il lato est (rio di S. Biagio), di entrambe le pareti portanti costituite da muratura e profilati di ferro assemblati in forma di colonne e travi curvilinee.

Il granaio, completamente crollato, aveva dimensioni pari a 52 x 11,5 x 30 metri e un volume di 19000 mc. In dettaglio, la struttura perimetrale era costituita da muratura malta-mattoni dello spessore minimo di 26 cm (costante sino all'altezza di 17.4m) e massimo di 50 cm (nella fascia sommitale) e da un telaio di elementi strutturali in ferro, colonne e travi, rispettivamente con doppia sezione a C avente passo pari a 2.25m e sezione a C semplice ad andamento curvilineo ed interasse crescente in altezza da un minimo di 1.40m ad un massimo di 3.28m.

Per la sua funzione di granaio, la struttura era caratterizzata al suo interno da paratie lignee, disposte trasversalmente a connettere le pareti più lunghe, prive tuttavia di sostanziale funzione irrigidente (vedi Figura 3.3).

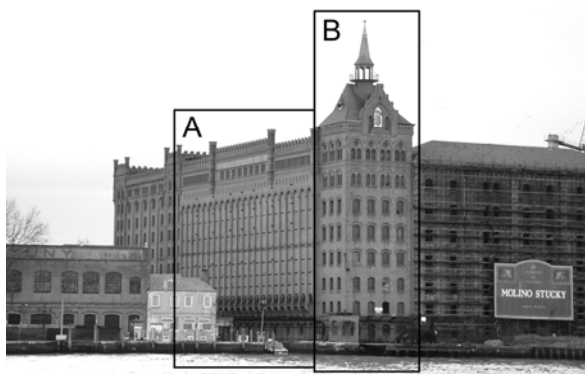


Figura 3.1. Molino Stucky

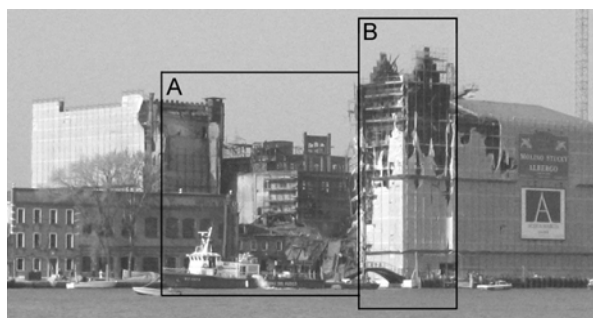


Figura 3.2. Molino Stucky dopo l'incendio

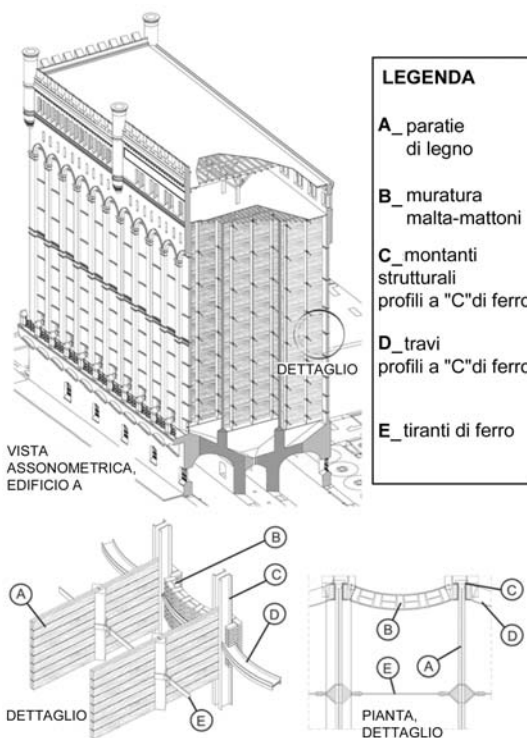


Figura 3.3. Vista assonometrica e dettaglio dell'edificio A (Granaio)

A nord, la struttura granaio era connessa solo in corrispondenza delle pareti perimetrali alle murature all'edificio torre, mentre a sud era connessa ad altro volume edilizio attraverso ballatoi di ferro; le uniche partizioni orizzontali dell'edificio, l'impalcato dell'ultimo livello e la copertura, erano lignee.

La torre angolare del Molino Stucky, edificio B, in cui si svolgeva originariamente la prepulitura del grano, presenta pianta quadrangolare ed è costruita, come detto, in parziale connessione al coevo edificio del granaio (edificio A) crollato a causa dell'incendio. Il sistema costruttivo è a muratura perimetrale portante di malta e pietre di laterizio, dello spessore di 70 cm; l'altezza della torre è di 38 m. Vi sono partizioni interne costituite da otto solai lignei, appoggiati in mezzera su una trave di ghisa a doppio T di spessore di 32 cm, a tre campate con appoggi intermedi su due colonne di ghisa del diametro di 21 cm.

L'incendio ha causato il crollo della copertura, degli ultimi tre solai e delle relative strutture portanti; il crollo delle macerie si è arrestato sul solaio del quarto piano, mentre le murature perimetrali della torre hanno resistito all'evento, come si evince dalla foto in Figura 3.2; il fuoco propagatosi dalla cima della torre ha interessato le murature a partire dalla sommità sino ad una quota di circa 18 m dal livello terra (corrispondente al quinto piano), determinando, in questa parte, l'esposizione alle temperature più alte.

Sempre per quanto riguarda l'edificio torre (B), è stata rilevata, successivamente all'incendio, la presenza di lesioni tipicamente indotte da effetti taglianti negli interpiani tra finestra e finestra. Per la valutazione dei parametri dello spostamento subito complessivamente dall'edificio a causa dell'incendio e del crollo dell'edificio A adiacente, è stato attuato un monitoraggio a breve termine per mezzo di inclinometri.

Sono state infine condotte diverse tipologie di prove sui materiali costituenti la muratura. In particolare si sono compiute in situ una serie di prove non distruttive con penetrometro a dissipazione di energia per fornire una stima della resistenza a compressione della malta [1, 7, 8], e di prove microdistruttive con martinetti piatti finalizzate alla valutazione delle proprietà meccaniche della muratura nel suo complesso.

### 3.2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

In seguito al crollo totale dell'edificio A (granaio) e al crollo della copertura e di tre livelli di solaio dell'edificio B (torre), sono state realizzate una serie di prove sia a carattere distruttivo (eseguite in laboratorio sulla base di pietre di laterizio prelevate dal cantiere) sia a carattere non distruttivo (in situ), volte a definire il comportamento meccanico delle murature colpite dal fuoco [7].

#### 3.2.1. PROVE DISTRUTTIVE

Per quanto riguarda le prove a compressione sono state realizzate in laboratorio pile malta-mattoni in parte costituite da pietre di laterizio non colpite dal fuoco, in parte da pietre indirettamente colpite e infine da pietre direttamente colpite dal fuoco. Le pietre di laterizio usate sono state prelevate dal cantiere, mentre la malta è stata prodotta in laboratorio in base alle caratteristiche meccaniche derivate dai risultati delle prove non distruttive condotte in situ sulla malta originale per mezzo di penetrometro a dissipazione di energia [9]. I risultati delle prove sulle pile di malta e mattoni sono riportati in Tabella 3.1, nella quale si indicano con F e NF rispettivamente i campioni colpiti e non colpiti dal fuoco; il diagramma della Figura 3.4 rappresenta il confronto tra le curve medie tensione-deformazione dei risultati sperimentali ricavati. Nella Figura 3.5 è infine illustrata la fase di collasso di un provino.

Provino	Presenza del fuoco	Dim.(mm)	Peso proprio (N)	P <sub>max</sub> (N)	σ (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>exp</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>wo</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>exp</sub> /E <sub>wo</sub>
1	F	262x132x215	130	278500	8.05	373.6	865.59	0.4316
2	F	259x136x224	132.6	252500	7.16	454.51	666.04	0.6824
3	F	256x125x225	125.7	269900	8.43	502.65	980.23	0.5129
4	F	159x139x225	70	142000	6.42	572	972.73	0.5880
5	F	130x125x230	54.5	100800	6.20	674.26	746.98	0.9026
6	F	207x137x221	93.8	164800	5.81	881.71	749.67	1.1761
7	NF	260x120x210	120	267100	8.56	417	764.28	0.5456
8	NF	260x125x220	125	329600	10.14	515.5	909.41	0.5668
9	NF	260x125x210	124.5	365800	11.25	1030	1520.27	0.6775
10	NF	255x120x210	118.5	323600	10.57	878.16	1565.92	0.5608
11	NF	260x125x210	118.0	268000	8.24	472.3	876.59	0.5388

Tabella 3.1. Risultati sperimentali delle prove a compressione sulle murature

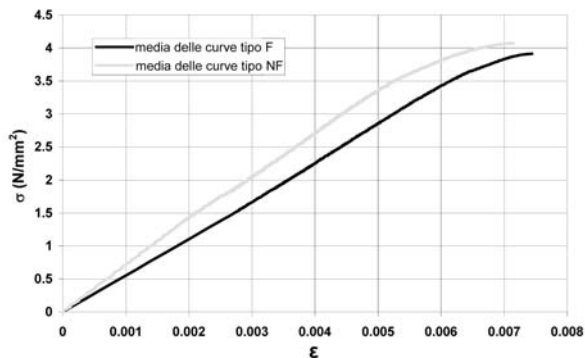


Figura 3.4. Media delle curve sperimentali dei provini malta-mattone



Figura 3.5. Collasso di un provino di muratura

Sempre in laboratorio si è determinato il modulo elastico a compressione della sola pietra di laterizio sia in presenza che in assenza dell'evento fuoco. Le prove sono state realizzate su campioni di materiali le cui caratteristiche sono indicate nella Tabella 3.2 (con la sigla IF si intendono i provini indirettamente colpiti dal fuoco); il diagramma della Figura 3.6 fornisce le curve medie  $\sigma$ - $\epsilon$  dei valori sperimentali.

Provino	Presenza del fuoco	Dim.(mm)	Peso proprio(N)	Pmax (N)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_i$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	NF	63.7x63.6x62.1	3.76	58310	14.39	3699
2	NF	58.8x58.0x60.8	3.065	45580	13.37	10516
3	NF	61.2x61.7x59.8	3.36	68070	18.03	7561
4	NF	62.5x65.6x60.0	3.81	91690	22.36	4955
5	IF	62.9x61.2x62.3	3.65	43850	11.39	6738
6	IF	60.0x62.1x62.3	3.70	47790	12.83	7315
7	F	62.1x62.8x58.1	3.59	95760	24.55	14488
8	F	57.3x61.2x56.5	3.57	137560	39.23	18460

Tabella 3.2. Risultati sperimentali delle prove a compressione sulle pietre di laterizio

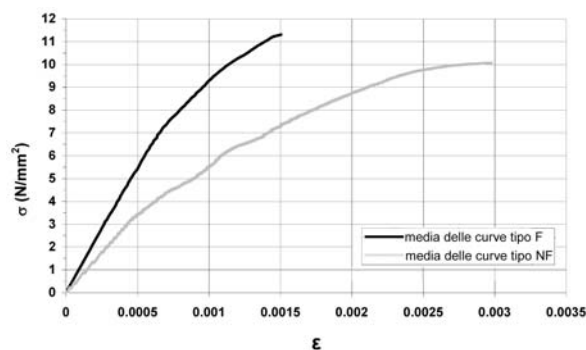


Figura 3.6. Media delle curve sperimentali sulle pietre di laterizio

Dal punto di vista del comportamento meccanico delle pile di muratura, si nota nei provini con mattoni colpiti dal fuoco una riduzione della capacità portante del 35% circa rispetto alle pile assemblate con mattoni non colpiti dal fuoco; per quanto riguarda le curve sforzo-deformazione di provini di pietra di laterizio, il diagramma di Figura 3.6 evidenzia un fenomeno di iper-resistenza in presenza dell'effetto del fuoco, mentre la curva riferita all'assenza dell'effetto del fuoco risulta avere maggiore deformabilità e livelli tensionali più contenuti.

### 3.2.2. PROVE NON DISTRUTTIVE CON PENETROMETRO A DISSIPAZIONE DI ENERGIA (PNDT-G)

Per diversi corsi di malta, appartenenti a murature colpite e non colpite dal fuoco, è stato dedotto un corrispettivo valore locale di resistenza a compressione  $f_{ks}$  tramite una relazione lineare funzione dell'energia dissipata  $U$  e di parametri numerici dipendenti dalla calibrazione dello strumento.

La Tabella 3.3 riporta i risultati delle prove condotte su corsi di malta appartenenti a porzioni di muratura gravemente danneggiate dal fuoco, situate all'ultimo piano della torre, e i valori corrispondenti della resistenza a compressione dedotte dalle formulazioni sopra citate; la simbologia utilizzata ha il seguente significato: A1) prove eseguite su colonnine colpite dal fuoco (lato nord, fronte esterno, canale della Giudecca); A1.1) prove eseguite su colonnine colpite dal fuoco (lato nord, fronte interno Canale della Giudecca); A2) prove su colonnina non colpita dal fuoco in modo diretto (lato nord, Canale della Giudecca); B) prove eseguite su colonnina colpita dal fuoco (lato est, Rio S. Biagio); C) prove eseguite su muratura perimetrale esterna lato ovest.

Nell'effettuare le perforazioni, si è tenuto conto della profondità di danneggiamento indotta dal fuoco, sia a livello superficiale sia immediatamente al di sotto del primo strato.

In Tabella 3.4 sono indicati i risultati ottenuti su corsi di malta appartenenti a murature non interessate dall'incendio, ubicate al piano terra dell'edificio torre, secondo la seguente simbologia: A1) prove su muratura perimetrale interna lato sud ad altezza pari a 40 cm da quota piano terra; A1.1) prove su muratura perimetrale interna lato sud, angolo est, altezza pari a 40 cm da quota piano terra; A2) prove su muratura perimetrale interna lato sud ad altezza pari a 170 cm da quota piano terra; B1) prove su muratura perimetrale interna lato est sotto la prima finestra. h. 40 cm da quota piano terra; B2) prove su muratura perimetrale interna lato est sotto la prima finestra, altezza pari a 80 cm da quota piano terra; C) prove su muratura perimetrale interna lato est sotto la seconda finestra, altezza pari a 40 cm da quota piano terra.

Denomin.	Energia dissipata (J)	$f_{ks}$ N/mm <sup>2</sup>	Stato di fatto	Tipo di muratura
A1	1476*. 1423*. 1112. 1938*. 385**. 1904*. 1526*. 495**. 1277*. 896	da 7.63 a 11.86 (* da 16.54 a 31.53 (**) da 3.04 a 4.20	(* prove condotte in superficie (**) prove condotte al di sotto del primo strato in superficie	Muratura di mattoni pieni e malta di calce
A1.1	2680. 1929. 2581	da 16.46 a 31.36	/	" "
A2	1174. 869. 1755. 3265. 1542. 1663. 5890*. 3143. 3154	da 7.40 a 11.35	(* malta bruciata	" "
B	873**. 1615. 1684. 783**. 852**. 1515. 935. 1909*	(**) da 7.25 a 11.03	(* malta infragilita (**) prove condotte al di sotto del primo strato in superficie	" "
C	2580*. 3307*. 1583. 1794	da 13.50 a 24.83	(* malta di cemento, misura condizionata	" "

Tabella 3.3. Prove PNNT su malte colpite dal fuoco

Denomin.	Energia dissipata (J)	$f_{ks}$ N/mm <sup>2</sup>	Stato di fatto	Tipo di muratura
A1	1505. 3192. 4296. 1906. 1835	> 12.83	/	Muratura di mattoni pieni e malta di calce con intonaco esterno
A1.1	2447. 3612. 2242. 1733. 894*	> 14.78	(* malta umida	" "
A2	1605. 1580. 1710	> 13.47	/	" "
B1	1638. 1155. 555*. 1713. 1321. 1293. 1724	> 9.84	(* corso di malta discontinuo, a spessore variabile	" "
B2	917. 1682. 1804. 1229	> 7.81	/	" "
C	3265. 3814. 3816	> 27.88	/	" "

Tabella 3.4. Prove PNNT su malte non colpite dal fuoco

### 3.2.3. PROVE CON MARTINETTI PIATTI

Di seguito vengono ora illustrate alcune tra le prove eseguite con martinetti piatti al fine di valutare la resistenza a compressione locale ( $f_{mr}$ ), il modulo elastico tangente (E) e i valori relativi alle tensioni. Le prove sono state effettuate in corrispondenza del piano terra della torre sul lato est, su murature non danneggiate dal fuoco. I martinetti, delle dimensioni di 400 mm per 200 mm di profondità, sono stati posti ad una distanza di 200 mm. Per ciascuna prova è stato costruito un grafico pressione-spostamenti, la Figura 3.7 illustra uno dei grafici più significativi.

Il valore di resistenza ultima a compressione attribuito alla muratura è stato ricavato dal grafico illustrato in Figura 3.8.

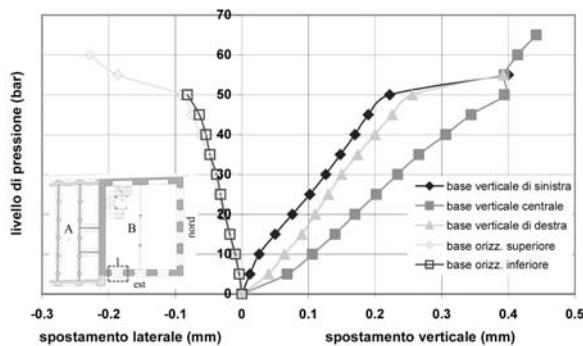


Figura 3.7. Prova con martinetto doppio – murature lato est 1

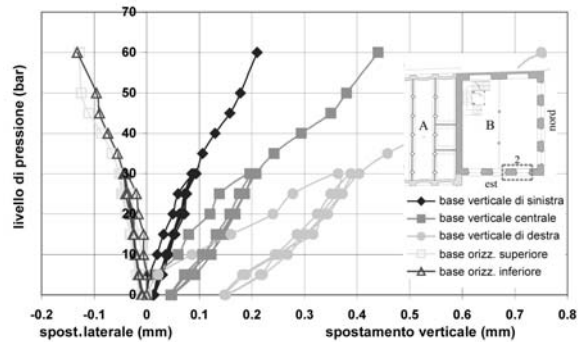


Figura 3.8. Prova con martinetto doppio – murature lato est 2

La resistenza della muratura  $f_{mr}$  è esprimibile secondo la ben nota formulazione:  $f_{mr} = K_t \cdot K_a \cdot pr_{bar}$  [bar], con  $K_a$  rapporto (assunto pari a 1) fra l'area del martinetto e l'area associata al taglio della muratura,  $pr_{bar}$  pressione rilevata di volta in volta dal manometro e  $K_t=0.84$  risultante dalla taratura dello strumento; per cui secondo la formulazione (1) al valore di collasso di  $pr_{bar} = 60\text{bar}$  si ha  $f_{mr} = 50.4 \text{ bar} = 6.20 \text{ N/mm}^2$ . Nella Tabella 3.5 si riferiscono i valori di tensione locale agente  $\sigma_{eff}$  determinati con il martinetto singolo per ciascuno dei quattro tagli effettuati al piano primo e al piano terzo sui lati nord ed est, in relazione alle pressioni rilevate dallo strumento, secondo la formulazione (1).

$$\sigma_{eff} = K_t \cdot K_a \cdot pr_{bar} \text{ [bar]} \quad (1)$$

Denomin.	Pr (bar)	$\sigma_{eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Ubicazione - Torre
M2	18.8	1.50	Nord
M3	17.5	1.39	Nord
M4	18.0	1.41	Est
M5	23.0	1.83	Est

Tabella 3.5. Risultati delle prove con martinetto singolo

### 3.2.4. PROVE CON INCLINOMETRI SULL' EDIFICIO B (TORRE)

Al fine di verificare eventuali inclinazioni della torre muraria indotte dall'effetto del crollo della struttura (A), si è realizzato un monitoraggio per mezzo di inclinometri applicati all'ultimo piano della torre, sul lato nord e sul lato est, della durata di tre mesi.

Gli strumenti utilizzati, di tipo micro-capacitivo, hanno la sensibilità di 25 mV/°, con risoluzione del sistema di acquisizione dei dati 0,35°, risoluzione PTC 0,1°C, risoluzione dell'umidità relativa 1% e figura di rumore +0,016°.

Nei diagrammi illustrati nelle Figure 3.9 e 3.10 sono riportate alcune delle rilevazioni nei primi due mesi di monitoraggio, correlate alla temperatura e all'umidità percentuale dell'aria. Complessivamente le variazioni di inclinazione rilevate sono state dell'ordine di 1°.

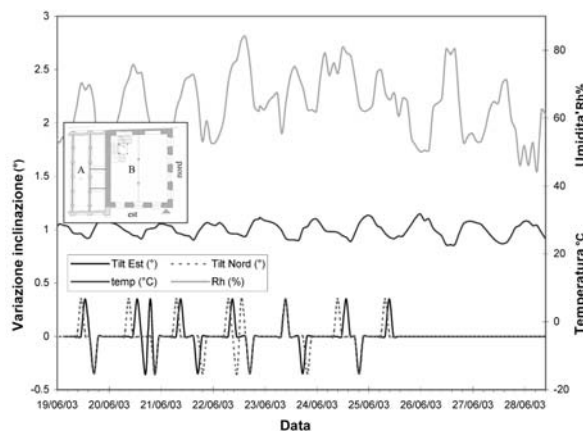


Figure 3.9: Diagramma del monitoraggio con inclinometri

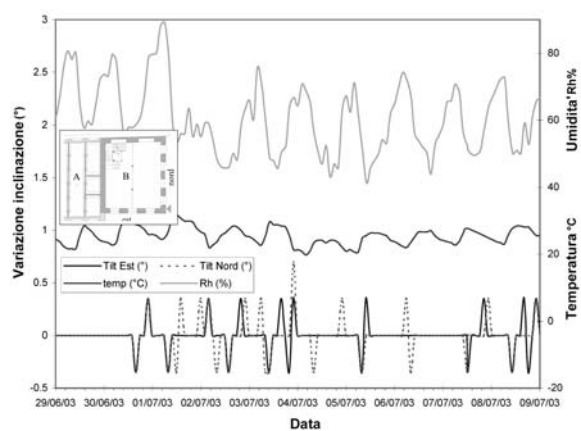


Figure 3.10: Diagramma del monitoraggio con inclinometri

### 3.3. CONFRONTO FRA LE PROVE E VALUTAZIONE DEL MODULO ELASTICO

Nel seguente paragrafo vengono analizzati i risultati sperimentali ricavati dalle diverse tipologie di prove, ponendo un confronto fra i valori di modulo elastico calcolati per via sperimentale e gli algoritmi di calcolo convenzionale oggi disponibili.

#### 3.3.1. MATTONI

Nella Tabella 3.2 sono riportati i valori delle tensioni di rottura rilevati sperimentalmente ( $\sigma_{exp}$ ), e del modulo elastico sperimentale ( $E_{exp}$ ) relativamente alle pietre di laterizio.

#### 3.3.2. MALTA

Nelle Tabelle 3.3 e 3.4 sono riassunti i valori minimi e massimi della resistenza a compressione riscontrati nella malta presente in situ mediante impiego di penetrometro a dissipazione di energia [10, 11].

Si può attribuire alla malta non intaccata dall'incendio una classe di resistenza pari a M1 ( $f_{ks} \geq 12 \text{ N/mm}^2$ ); l'influenza del fuoco risulta aver prodotto nel materiale una riduzione di circa il 30% rispetto alla classe di resistenza di appartenenza.

#### 3.3.3. MURATURA (MALTA-MATTONI)

Nella Tabella 3.1 sono elencati i valori delle tensioni di rottura rilevati sperimentalmente ( $\sigma_{exp}$ ), e del modulo elastico tangente sperimentale ( $E_{exp}$ ), per ciascuna delle pile malta-mattoni provate in laboratorio.

Per determinare il modulo elastico tangente della muratura ( $E_{wo}$ ) si è inoltre adottata, la formulazione (2) di seguito riportata, [12]:

$$E_{wo} = \frac{\angle T_{wc}}{\varepsilon_u} \quad (2)$$

Si sono inoltre calcolati i valori del modulo elastico, tangente e secante, in base ai risultati delle prove in situ effettuate con i martinetti doppi (Tabella 3.6).

PROVE MICRODISTRUTTIVE (MARTINETTI DOPPI)				$E_w \text{ (N/mm}^2\text{)}$ Formula (3)
MURATURA	$\sigma_{exp} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$E \text{ (N/mm}^2\text{) tangente}$	$E_r \text{ (N/mm}^2\text{) secante}$	
Muratura di malta e mattoni non intaccata dal fuoco	6.20	5000	2727.20	2726

**Tabella 3.6.** Valori della tensione di rottura e del modulo elastico della muratura in situ e confronto con il modulo elastico ricavato per mezzo della formulazione (3)

Tali risultati sono stati messi a confronto con i valori di modulo dedotti dalla seguente formulazione (3), [13]:

$$E_w = k E_b \quad (3)$$

Con:

$$E_b \approx (300 \rightarrow 400) f_{bc}$$

$$E_m \approx 900 f_{mc}$$

La Tabella 3.7 elenca i risultati medi sperimentali relativi alla tensione di rottura a compressione  $\sigma_{exp}$  ed al modulo elastico  $E_{exp}$ , determinati attraverso prove distruttive e microdistruttive, eseguite rispettivamente in laboratorio e in situ, su pietre di laterizio e su muratura (malta-mattoni).

PROVE DISTRUTTIVE		
<b>MURATURA</b>	$\sigma_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Valori medi degli elementi colpiti dal fuoco	7.01	576.45
Valori medi degli elementi non colpiti dal fuoco	9.75	662.59
<b>PIETRE DI LATERIZIO</b>	$\sigma_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Valori medi degli elementi colpiti dal fuoco	31.89	16474
Valori medi degli elementi non colpiti dal fuoco	17.04	6682.75
PROVE MICRODISTRUTTIVE (MARTINETTI DOPPI)		
<b>MURATURA</b>	$\sigma_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{exp}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Muratura di malta e mattoni non intaccata dal fuoco	6.20	5000
$\sigma = f_{wc}$ ricavate attraverso la formula (5)		
Muratura di malta e mattoni intaccata dal fuoco		6.079 N/mm <sup>2</sup>
Muratura di malta e mattoni non intaccata dal fuoco		4.824 N/mm <sup>2</sup>

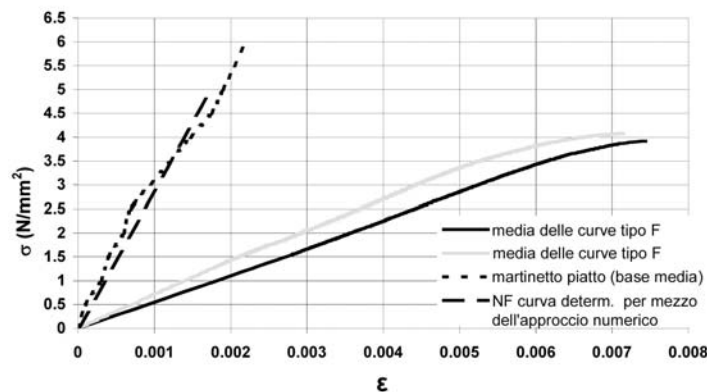
**Tabella 3.7.** Confronto dei valori medi riferiti ai moduli elastici e alle tensioni di rottura ricavati per mezzo di prove distruttive e microdistruttive

Di seguito vengono messe in relazione le resistenze della malta e della muratura, ricavate per mezzo delle formulazioni (4) e (5) riportate in [14].

$$f_{wc} = \sqrt{f_{bc}} = \sqrt[3]{f_{mc}} \text{ oppure } \sqrt[4]{f_{mc}} \quad (4)$$

$$f_{wc} = \frac{f_{bc}}{6} + \frac{\sqrt{f_{bc} + f_{mc}}}{4} - \frac{f_{mc}}{20} + 1,4 \quad (5)$$

Per valutare la variabilità del modulo elastico, si sono infine confrontate le medie dei due gruppi di risultati sulle pile malta-mattoni con la curva rappresentativa della prova con martinetti piatti e con la curva di calcolo (vedi Figura 3.11) dedotta in funzione dei valori di E e  $f_{wc}$ ; questi ultimi sono stati calcolati, rispettivamente, con la formulazione (4) in base al valore sperimentale medio del modulo elastico delle pietre non intaccate dal fuoco, e con la formulazione (5) in base ai valori medi di resistenza a compressione delle pietre e della malta ricavabili dalle prove distruttive e penetrometriche.



**Figura 3.11.** Confronto fra valori tensionali sperimentali e numerici della muratura

Si osserva che non vi sono variazioni rilevanti fra le due curve F e NF relative alle pile di muratura assemblate in laboratorio, mentre il modulo elastico della muratura non danneggiata (prova con martinetti piatti) è significativamente più alto di quello della media dei campioni di laboratorio di tipo NF rappresentativi della muratura non danneggiata. La curva relativa ai valori calcolati porge inoltre valori prossimi alla curva riferita alla prova sulla muratura in situ.

### 3.4. ANALISI FEM DEL CINEMATISMO DI COLLASSO DELL'EDIFICIO A

Per analizzare il meccanismo di collasso dell'edificio (A) indotto dall'incendio, è stata condotta un'analisi agli elementi finiti in campo elastico-lineare, assimilando la muratura ad un materiale continuo omogeneo, non resistente a trazione e con infinita resistenza a compressione. Le caratteristiche del modello tridimensionale con elementi appropriati per muratura e per elementi in ferro sono indicate in Tabella 3.8.

Materiale	Modulo di elasticità			mod. tang. G (N/mm <sup>2</sup> )	Coefficiente di Poisson			Densità γ (kg/cm <sup>3</sup> )	α coefficiente lineare di dilatazione termica m/m/°C
	E <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E <sub>z</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		ν <sub>xy</sub>	ν <sub>yz</sub>	ν <sub>zx</sub>		
Ferro	200000	200000	200000	80000	0.25	0.25	0.25	0.00785	0.000012
Muratura	3333	5000	3333	G <sub>xy</sub> 2155.17	0.2	0.16	0.16	0.0018	0.000009

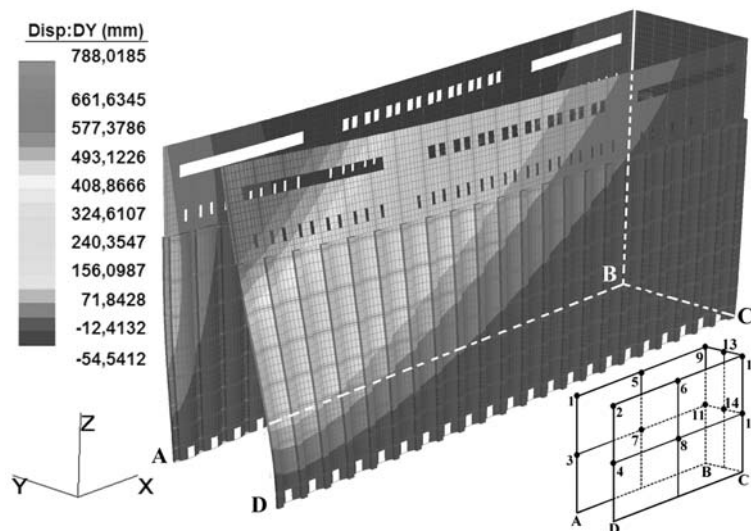
**Tabella 3.8.** Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nell'analisi agli elementi finiti.

Il modello ad elementi finiti riprende esattamente la planimetria del manufatto ed è costituito da 59497 nodi, 8026 elementi "beams" (elementi strutturali in ferro) e da 54088 elementi che discretizzano l'insieme muratura.

Il modello intende simulare gli effetti del fuoco nella fase di propagazione dell'incendio fino alla temperatura di circa 130°C, cioè quando la muratura ha raggiunto il valore della resistenza determinato sperimentalmente (Tabella 3.7). L'analisi è stata condotta considerando l'assenza degli elementi irrigidenti, quali partizioni orizzontali come l'impalcato dell'ultimo livello e la copertura.

Le condizioni di vincolo della struttura riprendono le caratteristiche dei nodi strutturali effettivamente presenti, cosicché si è considerata la muratura perimetrale incastrata al piede lungo tutto il suo sviluppo in corrispondenza delle colonne in ferro.

Per quanto riguarda le condizioni di vincolo rispetto alla torre (edificio B), sono stati considerati due casi: modello 1 e modello 2, con condizioni di vincolo rispettivamente assenti nel primo caso, e presenti, lungo l'asse globale X, nel secondo caso (Figura 3.12). Le Figura 3.12 mostra quindi gli spostamenti dei nodi lungo l'asse globale X e Y del modello 2 in presenza dell'azione di contrasto della torre.



**Figura 3.12:** Modello 2\_Spostamenti lungo l'asse Y, con l'azione di contrasto dell'edificio B (torre)

Nella Tabella 3.9 sono elencati gli spostamenti massimi dei nodi lungo l'asse delle X, lungo l'asse delle Y e lungo l'asse delle Z, rispettivamente per i modelli 1 e 2 quando la temperatura ha raggiunto i 130°C.

Spst. (mm)	Mod	N.° nodi													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
axisX	1	-3.15	-2.97	-3.04	-2.97	-0.08	0.007	-0.04	0.171	2.968	2.95	2.937	2.914	3.349	3.139
	2	0.00	0.00	0.00	0.00	16.26	13.45	8.98	13.89	43.33	38.14	38.44	35.09	47.13	40.02
axisY	1	-8.17	8.078	-3.44	3.396	-4.33	4.304	0.656	-0.51	0.645	-0.71	0.89	-0.95	-0.03	-0.03
	2	76.17	788	101.8	381.8	-52.9	171.8	46.87	-13.4	7.69	-6.21	9.386	-9.38	0.634	-0.1
axisZ	1	2.873	2.872	1.324	1.323	3.194	3.194	1.766	1.765	3.003	3.003	1.494	1.495	2.26	1.551
	2	32.75	29.82	17.31	15.18	32.10	32.37	17.74	17.40	28.46	29.28	13.28	14.02	28.69	14.68

**Tabella 3.9.** Spostamenti massimi espressi in centimetri

Sono stati ricavati anche i valori più significativi dello stato tensionale della muratura in una fase precedente al crollo, con la temperatura intorno ai 130°C (Tabella 3.10).



Modello	$\sigma_{xx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{xy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{xz}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yz}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	-0.15	-2.09	7.17	-0.05	-0.006
2	-0.23	-2.52	8.16	-0.06	-0.005

Tabella 3.10. Tensioni massime

Le tensioni rilevate fanno riferimento al sistema di coordinate locali di ogni entità con l'asse z perpendicolare all'elemento, e l'asse x e y, rispettivamente orizzontale e verticale, complanari allo stesso.

## 4. BARCHESSA DI VILLA CATTANEO

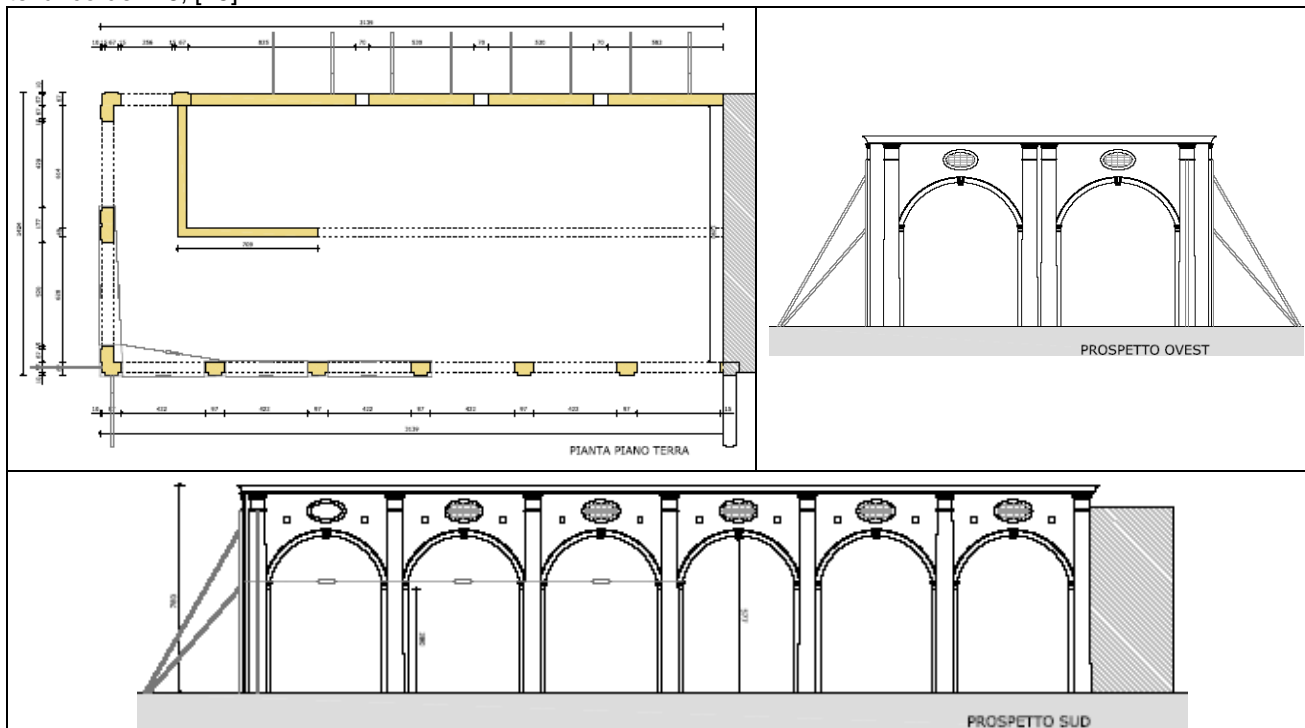
### 4.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il manufatto storico oggetto della presente ricerca è un annesso alla villa Cattaneo del borgo rurale di Villanova della provincia di Pordenone.

Nel 1976 questa zona fu colpita da un importante evento sismico che danneggiò completamente la barchessa causando il crollo totale della copertura e di una parte del muro di spina e provocando lesioni e dissesti tali da comprometterne il comportamento statico strutturale dell'intero sistema. La stabilità statica dell'edificio è attualmente garantita da un intervento provvisorio di controventatura.

L'edificio ha una planimetria di forma rettangolare di ampie dimensioni (31,39x14,24 m) con un'altezza media pari a 7,80 m. Nel lato strada (Nord) la muratura portante di spessore 57 cm è costituita da una struttura mista di pietra e mattoni pieni; nel lato sud (lato villa) e ovest, invece, la muratura presenta delle arcate sostenute da pilastri con una sezione di circa 97x57 cm costituiti anch'essi da mattoni pieni (vedi Figura 4.1). La tecnologia costruttiva e i materiali usati sono stati ampiamente descritti e trattati in una precedente ricerca [20].

Le partizioni orizzontali, quali solai e copertura, e i collegamenti verticali, quali le scale, le cui parti con valenza strutturale erano costruiti interamente in legno, sono completamente crollati in seguito al movimento tellurico del '76, [15].



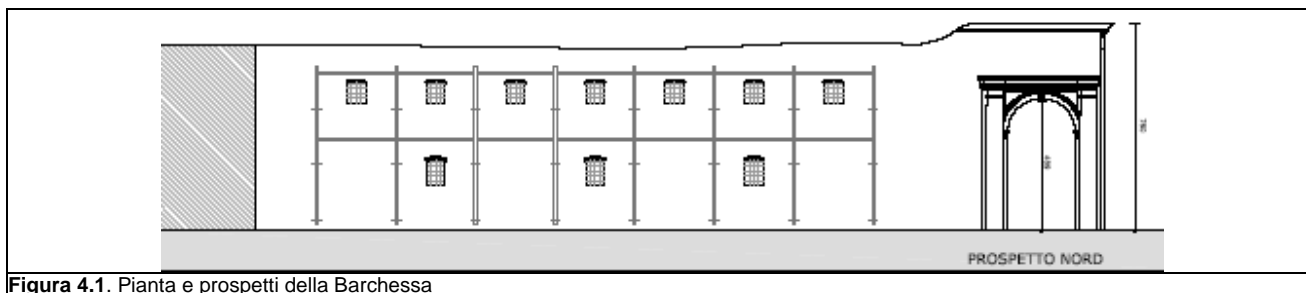


Figura 4.1. Pianta e prospetti della Barchessa

## 4.2. ANALISI DI DEGRADO

Le immagini riportate di seguito mettono in evidenza lo stato di degrado e di dissesto in cui versa attualmente l'edificio in esame. Le figure 4.2 e 4.3 mostrano l'intervento provvisorio di controventatura, costituito da profili in acciaio, reso necessario per garantire la stabilità statica del manufatto ampiamente compromessa dalla completa assenza delle partizioni orizzontali.



Figura 4.2. Immagine del lato villa



Figura 4.3. Particolare del prospetto Nord

Le figure 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 mostrano in dettaglio lo stato di degrado e di dissesto della struttura muraria. Si mette in evidenza la quasi completa assenza dei giunti di malta ed in alcuni casi la parziale mancanza degli elementi mattoni pieni con conseguente riduzione della sezione resistente.



Figura 4.4. Fessura prospetto Sud



Figura 4.5. Fessura di un pilastro prospetto Sud



Figura 4.6. Brano della muratura prospetto Nord



Figura 4.7. Dettaglio interno angolo sud-Est

### 4.3. PROVE SPERIMENTALI

Sono state realizzate una serie di indagini sia di carattere non distruttivo (in situ) sia di carattere distruttivo (eseguite in laboratorio su pietre di laterizio prelevate in situ).

Tale diagnostica è stata eseguita per valutare l'omogeneità, la compattezza e il comportamento meccanico della muratura.

#### Indagine non distruttiva

L'indagine non distruttiva, che è stata condotta per mezzo di prove soniche, ha permesso di conoscere lo stato di conservazione e quindi il livello prestazionale della muratura evitando gli interventi di tipo distruttivo [15] e [2]. Questo tipo di approccio non invasivo per le strutture di interesse storico/artistico, [9] e [18], ha definito non solo il comportamento globale della struttura ma anche le caratteristiche meccaniche del materiale malta-mattoni, [8] e [19].

Le attrezzature che sono state utilizzate sono: 1) una sorgente di emissione di onde elastiche (martello strumentato); 2) un captore dell'energia sonora (accelerometro); 3) un'apparecchiatura di rilevazione e di registrazione dei segnali;

Attraverso l'elaborazione dei dati ricavati sperimentalmente è stato possibile determinare la velocità di attraversamento dell'impulso dato e quindi lo stato di conservazione della muratura.

La figura 4.8 rappresenta schematicamente gli strumenti e la prassi dell'indagine sonica:

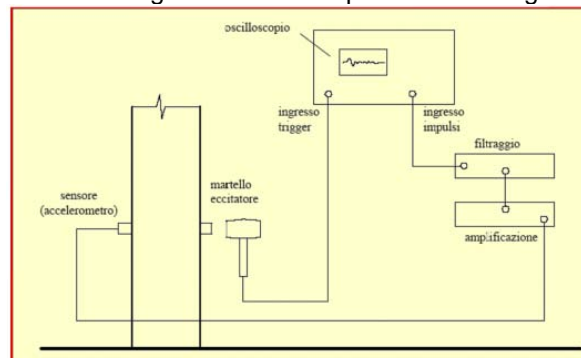


Figura 4.8. Schematizzazione delle prove soniche

Nella barchessa si sono svolte indagini soniche indirette per la muratura del prospetto lato strada (prospetto Nord) suddividendo la parete in quattro zone A, B, C e D (figura 4.9).

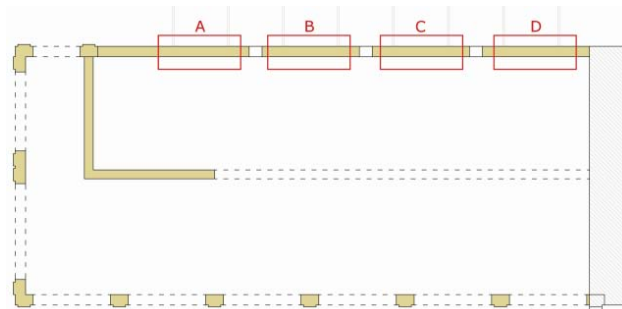


Figura 4.9. Pianta con indicazione le quattro zone.

Per ogni zona considerata, si è realizzata una griglia ortogonale di battute e di ricezione di righe e colonne aventi distanza tra i punti di intersezione di 50 cm. Avendo eseguito la diagnostica su tutte e quattro le zone della parete si è potuto confrontare ogni riga per ogni area di analisi per verificare l'andamento della velocità e quindi determinare la compattezza della muratura.

Di seguito, nelle figure dalla 4.10, alla 4.14, vengono riportati i risultati sperimentali delle prove non distruttive mediante il diagramma curva velocità-distanze.

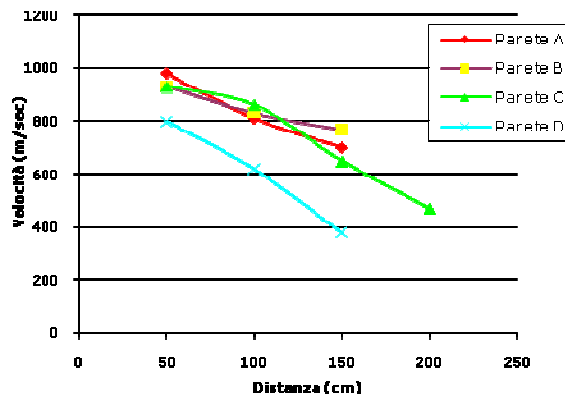


Figura 4.10. confronto delle misure orizzontali della prima riga e l'immagine del dettaglio muratura della zona A con evidenziata la griglia ortogonale di battute e di ricezione

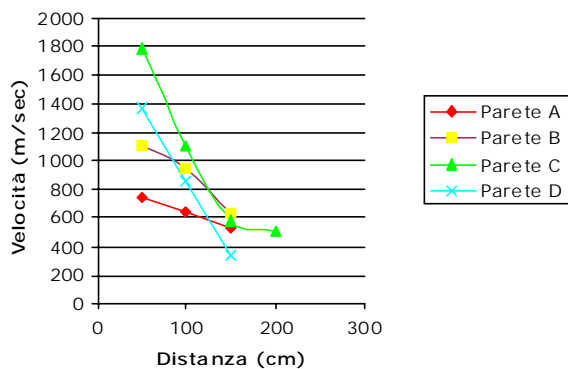


Figura 4.11. confronto delle misure orizzontali, seconda riga

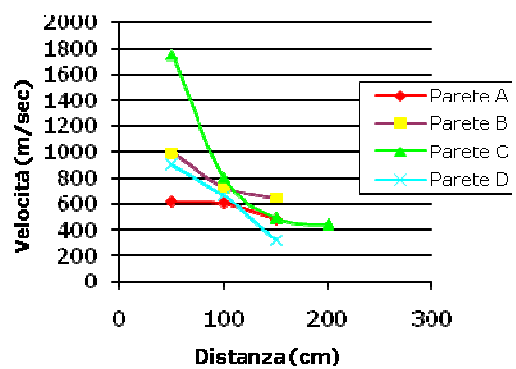


Figura 4.12. confronto delle misure orizzontali, terza riga

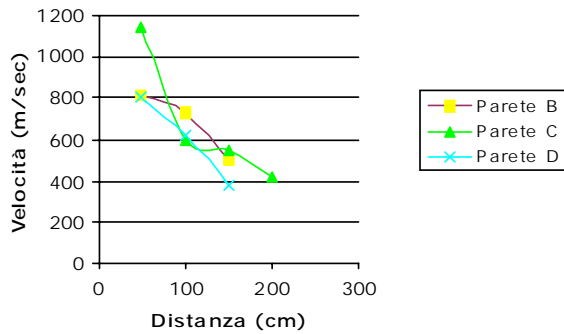


Figura 4.13. confronto delle misure orizzontali, quarta riga

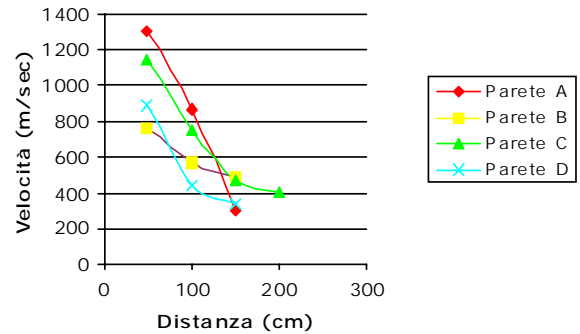


Figura 4.14. confronto delle misure orizzontali, quinta riga

Dal punto di vista del comportamento meccanico della parete, si nota che la velocità è ridotta quindi la muratura è fortemente danneggiata; individuando le velocità minime sia delle misure orizzontali sia delle misure verticali come rappresentato in figura 4.15. La tabella 4.1 mette a confronto le medie dei dati relativi alla velocità per ogni zona analizzata.

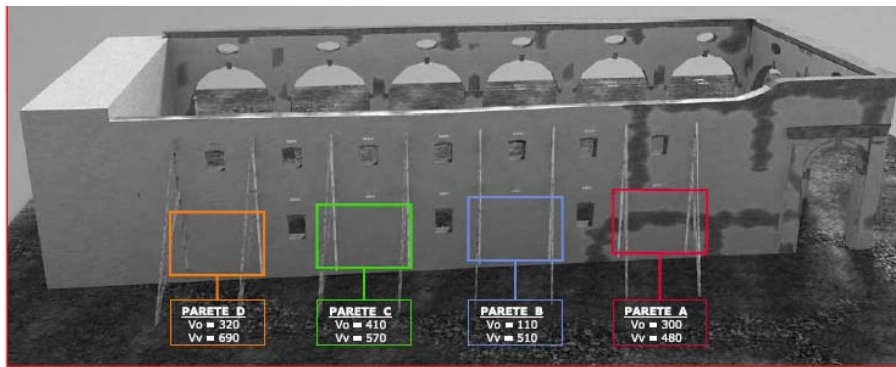


Figura 4.15. Indicazione delle velocità minime della parete lato strada.

	Parete A	Parete B	Parete C	Parete D
$V_o$ (m/sec)	300	110	410	320
$V_v$ (m/sec)	480	510	570	690

Tabella 4.1. confronto dei risultati

Indagini soniche indirette sono state svolte negli archi (Figure 4.16 e 4.19), determinando per ogni battuta, sia delle misure orizzontali sia delle misure verticali. La tabella 4.2 elenca la distanza di battuta, il tempo e la velocità in m/sec. Vengono riportati inoltre i risultati sperimentali delle prove non distruttive mediante il diagramma curva velocità-distanze superficiali (Figg. 4.17, 4.18, 4.20, 4.21).



Figura 4.16. dettaglio dell'indagine sonica condotta sugli archi

PUNTO	DISTANZA (cm)	TEMPO ( $\mu$ sec)	VELOCITA' (m/sec)	ENERGIA TRATTENUTA (%)	ENERGIA RILASCIATA (%)
3 A B	50	284	1760	99.35	0.65
3 A C	100	1120	890	99.44	0.56
3 A D	150	2920	510	98.99	1.01
3 A E	200	3860	520	99.60	0.40
2 A B	50	282	1770	98.23	1.77
2 A C	100	942	1062	98.25	1.75
2 A D	150	2740	550	97.44	2.56
1 A B	50	340	1470	99.03	0.97
1 A C	100	1460	680	99.48	0.52
1 A D	150	3080	490	99.65	0.35
1 A E	200	4230	470	99.70	0.30

Tabella 4.2. confronto dei risultati di una zona

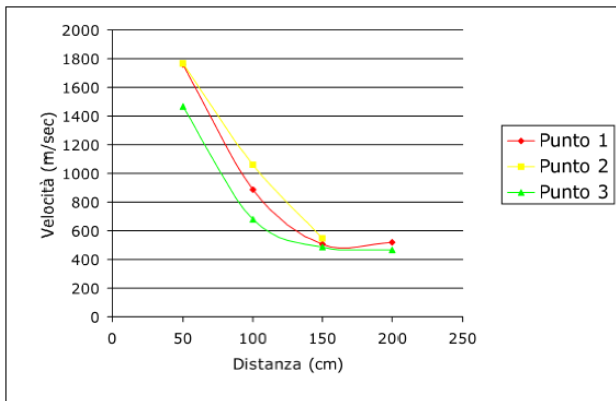


Figura 4.17. confronto delle misure orizzontali

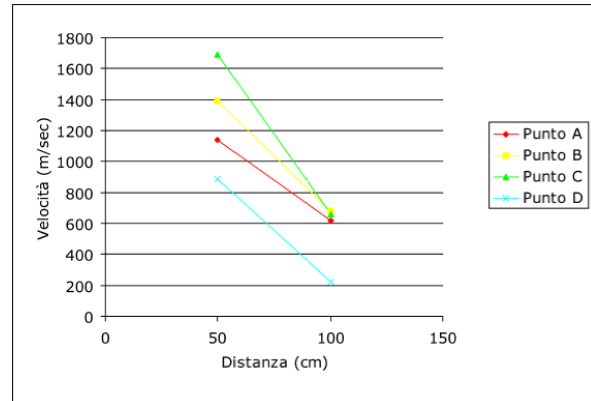


Figura 4.18. confronto delle misure verticali



Figura 4.19. dettaglio dell'indagine sonica condotta sugli archi

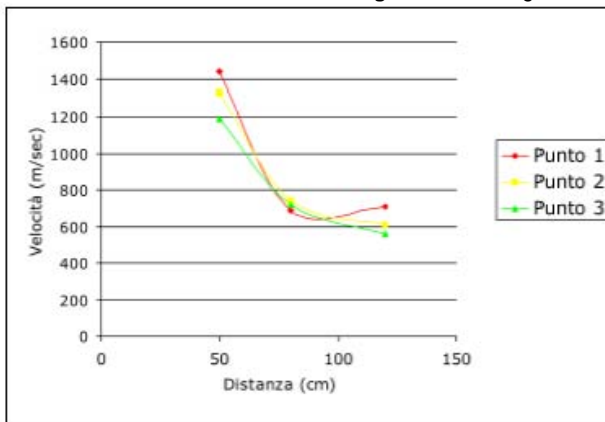


Figura 4.20. confronto delle misure orizzontali

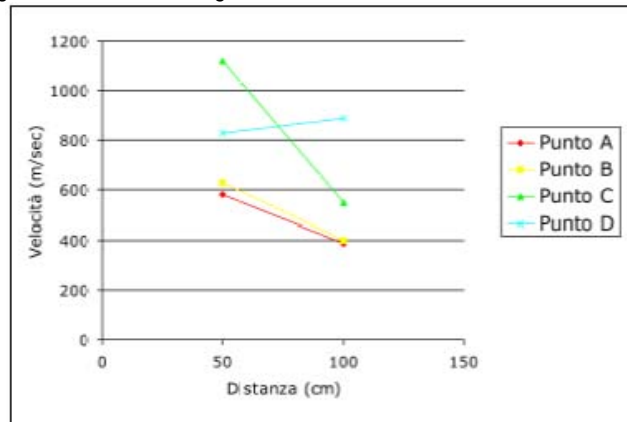


Figura 4.21. confronto delle misure verticali

L'elemento strutturale pilastro per le dimensioni favorevoli ha permesso di eseguire una diagnostica sonica diretta. Le figure 4.22 e 4.23 mostrano in dettaglio le fasi operative delle indagini soniche dirette con evidenziate le rispettive griglie ortogonali di battuta e di ricezione. Le tabelle 4.3 e 4.4 mettono a confronto i risultati ricavati sperimentalmente evidenziando i valori più significativi.



Figura 4.22. griglia ortogonale di battute e di ricezione di un pilastro per le prove soniche dirette



Figura 4.23. griglia ortogonale di battute e di ricezione di un pilastro per le prove soniche dirette

PUNTO	DISTANZA (cm)	TEMPO (µsec)	VELOCITA' (m/sec)	ENERGIA TRATTENUTA (%)	ENERGIA RILASCIATA (%)
1 A A	70	422.5	1660	97.26	2.74
1 B B	70	785.2	890	98.14	1.86
1 C C	70	602.3	1160	97.71	2.29
2 A A	70	440.0	1590	96.30	3.70
2 B B	70	450.7	1550	95.15	4.85
2 C C	70	581.3	1200	98.39	1.61
3 A A	70	460.3	1520	97.42	2.58
3 B B	70	470.4	1490	97.47	2.53
3 C C	70	579.1	1210	98.98	1.02

Tabella 4.3. confronto dei risultati

PUNTO	DISTANZA (cm)	TEMPO (µsec)	VELOCITA' (m/sec)	ENERGIA TRATTENUTA (%)	ENERGIA RILASCIATA (%)
XX	100	1370.2	730	92.73	7.27
YY	100	1440.5	690	87.23	12.77

Tabella 4.4. confronto dei risultati

La figura 4.24 descrive le zone di indagine sperimentale in cui sono state determinate le velocità minime sia delle misure orizzontali che delle misure verticali dei vari elementi costruttivi quali, imposta dell'arco, pilastro e intradosso dell'arco. Le tabella 4.5, 4.6 e 4.7 elencano i risultati sperimentali per ogni zona oggetto d'indagine, rispettivamente imposta degli archi, intradosso e pilastro.

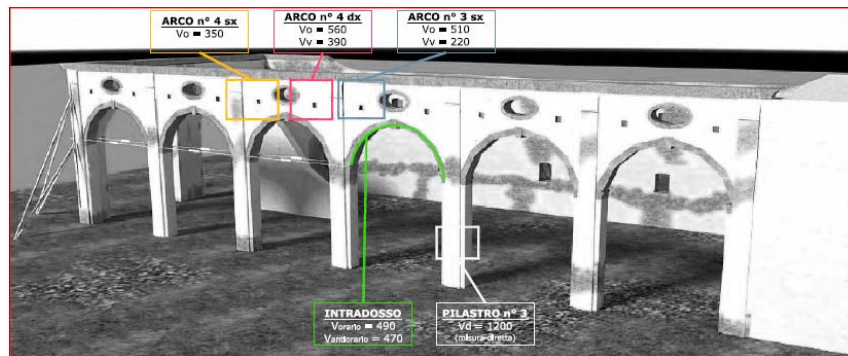


Figura 4.24. Indicazione delle velocità minime della parete lato villa.

	Arco n°4 sx	Arco n°4 dx	Arco n°4 sx
$V_o$ (m/sec)	350	560	510
$V_v$ (m/sec)	/	390	220

Tabella 4.5. confronto dei risultati

	Intradosso Arco n°3
$V_{orario}$ (m/sec)	490
$V_{antiorario}$ (m/sec)	470

Tabella 4.6. confronto dei risultati

	Pilastro n°3
$V_{dinamica}$ (m/sec)	1200

Tabella 4.7. prove soniche dirette

## Indagine distruttiva

Le prove distruttive per verificare la resistenza a compressione dei mattoni pieni sono state realizzate in laboratorio su pietre di mattoni pieni di laterizio prelevati direttamente in situ, figura 4.25.

Eseguita la prova distruttiva di ogni singolo provino, si sono individuati il carico massimo di rottura, la tensione di calcolo (MPa), il modulo elastico secante (MPa) e la deformazione (%), tabella 4.8.

N° ORDINE	PROVINO	DIMENSIONI (mm)	PESO (gr)	CARICO MAX (KN)	$\sigma_{calcolo}$ (MPa)	E (MPa)	$\epsilon$ (%)
1	1	48,1 x 46,4 x 45,3	190,2	42,10	18,86	3.700	0,49
2	2	46,9 x 47,2 x 46,2	203,7	43,20	19,51	3.800	0,46
3	3	48,1 x 46,4 x 44,9	189,3	48,60	21,77	5.100	0,27
<b>X med</b>	-	-	-	<b>44,63</b>	<b>20,00</b>	<b>4.200</b>	<b>0,41</b>

Tabella 4.8. caratteristiche geometriche, fisico-meccaniche dei provini.

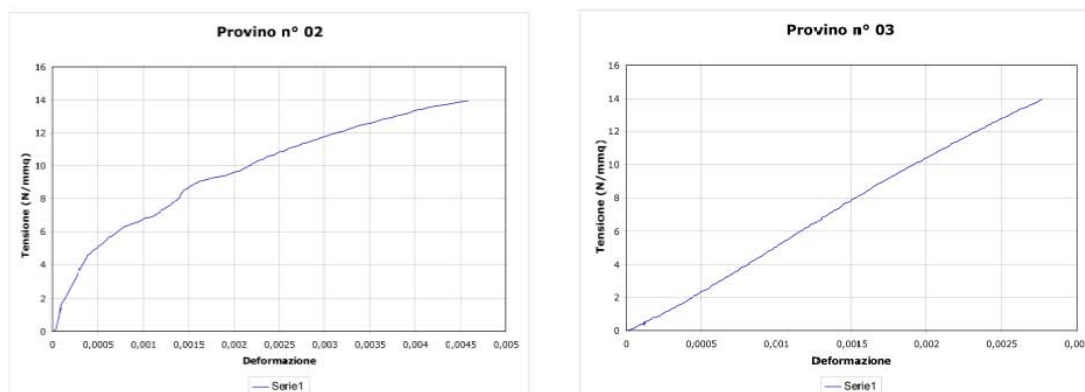


Figura 4.25. Curve  $\sigma$ - $\epsilon$  dei provini 2 e 3.

## 4.4. ANALISI NUMERICA

I risultati sperimentali sono stati confrontati con i valori ricavati dall'approccio numerico.

Per mezzo dei dati delle prove soniche si è potuto calcolare il modulo elastico dinamico per la muratura lato strada (Nord) e per la muratura lato villa (tabella 4.9) secondo la seguente formulazione:

$$E_d = \frac{V^2 \cdot \rho \cdot [(1 + \nu) + (1 - 2\nu)]}{(1 + \nu)}$$

con:

V = velocità media (m/sec) individuata dai grafici delle prove soniche;

$\rho$  = densità del materiale pari a 1.800 kg/m<sup>3</sup>;

$\nu$  = modulo di Poisson calcolato dal rapporto tra le onde S (di compressione) e le onde P (di taglio) pari a 0,08.

Elemento strutturale	Modulo elastico dinamico $E_d$
Muratura lato arcate (Sud) – Pilastro	3.756 N/mm <sup>2</sup>
Muratura lato strada (Nord)	4.100 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 4.9. Risultati del modulo elastico dinamico.

## 5. CONCLUSIONI

Secondo l'ordine dei casi trattati vengono presentate di seguito le relative considerazioni conclusive.

Nel primo caso la ricerca condotta sul ponte del Diavolo permette di affermare che il penetrometro a dissipazione di energia risulta essere uno strumento attendibile tanto per la determinazione della resistenza a compressione della malta, quanto per calcolazioni di tipo indiretto delle prestazioni meccaniche della muratura.



L'andamento complessivo delle curve delle pressioni evidenzia l'assenza sostanziale di sezioni soggette a stato di sollecitazione di semplice compressione, aspetto questo favorito anche dallo spessore contenuto dell'arco e dalla snellezza del manufatto.

I valori di resistenza a compressione della muratura ricavati utilizzando alcune delle formulazioni attualmente disponibili, porgono risultati fra loro sufficientemente confrontabili.

I valori delle tensioni ricavate dall'analisi della struttura evidenziano, pur tenendo accuratamente conto delle caratteristiche geometriche del manufatto, la sensibile differenza fra il livello tensionale calcolato e le effettive riserve di resistenza garantite alla struttura in muratura dal sistema strutturale ad arco.

Dalla complessità dello studio condotto sul Molino Stucky e per la complementarità dei risultati ricavati dalle prove sperimentali e dalle analisi numeriche si può concludere che per quanto riguarda le valutazioni interpretative delle prove a compressione eseguite in laboratorio, l'effetto del fuoco determina l'infragilimento della pietra di laterizio, mentre nelle pile malta-mattoni non si rilevano sostanziali differenze di rigidità nella parte iniziale delle curve – nonostante valori di carico più ridotti per le pile con pietre di laterizio colpite dal fuoco. In questa ultima valutazione deve essere tenuta in conto l'influenza del giunto di malta.

I valori resistenziali determinati analiticamente in funzione dei componenti malta e mattoni appaiono sufficientemente concordi con quelli ricavati dalle prove realizzate in situ e in laboratorio.

I valori di modulo elastico dedotti da prove distruttive eseguite in laboratorio evidenziano una sensibile differenza rispetto a quelli dedotti da prove con martinetti piatti eseguite in situ; inoltre vi è una differenza contenuta fra il valore di deformazione ultima della muratura dedotto analiticamente ( $\epsilon = 0.0017$ ) e quello determinato dalla prova in situ ( $\epsilon = 0.0018$ ); ciò si ritiene dovuto all'influenza della malta ricostruita in laboratorio.

I valori finali rilevati per mezzo di inclinometri, a meno dell'incidenza stagionale, oscillano tra  $1^\circ$  e  $2^\circ$ , dimostrando che l'elevata rigidità trasversale della torre combinata a ridotti valori di snellezza hanno fatto sì che i valori di inclinazione restassero contenuti;

L'analisi agli elementi finiti mostra come il meccanismo di collasso dell'edificio A sia stato fortemente influenzato dalla presenza della torre (edificio B) e dalla geometria planimetrica della muratura perimetrale. Tra i due modelli rappresentati quello che contempla la presenza della torre (modello 2) simula in modo più puntuale le effettive condizioni pre-crollo di vincolo al contorno. Questo modello mostra che al collasso della muratura, il livello tensionale provocato dalla dilatazione termica nel piano xy – con una temperatura di  $130^\circ\text{C}$  – ha raggiunto valori di picco di circa  $8 \text{ N/mm}^2$ . Alla temperatura di  $130^\circ\text{C}$  gli spostamenti trasversali più significativi sono dati dal modello 2, che presenta, infatti, valori sommitali di circa 80 cm.

Sul cinematismo di crollo ha inoltre evidentemente pesato anche la snellezza delle murature e la sostanziale assenza di irrigidimento trasversale, originariamente garantito dalle strutture orizzontali, ossia l'impalcato dell'ultimo livello e la copertura, collassate per prime. L'azione del fuoco ha altresì prodotto delle espulsioni locali di materiale, in corrispondenza degli elementi in ferro, indotte evidentemente dal diverso comportamento rispetto alla muratura in presenza di elevate temperature. Detti eventi locali possono altresì aver rappresentato la fase di innesco iniziale dell'intero meccanismo di collasso.

Le prove non distruttive condotte sulla muratura della Barchessa evidenziano che alcune zone dell'annesso rustico presentano una velocità media pari a 800 m/sec dimostrando che gli elementi costruttivi presentano soluzioni di continuità e lesioni superficiali. In altre zone del manufatto storico la velocità è pari a circa 1000 m/sec dimostrando che la muratura è danneggiata ma indicando tuttavia che la presenza di vuoti e di difetti superficiali sono minori avendo come parametro di riferimento, per una muratura integra e compatta, il valore di 1500 m/sec.

Dalle prove distruttive delle pietre di laterizio eseguite in laboratorio si è rilevato il valore caratteristico di compressione medio del mattone pieno pari a 20,00 MPa. Come presentato in un precedente lavoro [20], la malta presenta una tensione a compressione uguale a 2,5 MPa. Dopo aver dedotto la tensione di entrambi gli elementi, dei mattoni pieni e della malta, si può determinare il valore a compressione della muratura stessa con  $f_k = 6,1 \text{ MPa}$  come descritto nella tabella in [21].

Il risultato sperimentale del modulo elastico dinamico medio ( $E_d$ ) di 3900 MPa è leggermente inferiore rispetto al valore di riferimento di una muratura tradizionale che è compreso tra 4.000 – 57.200 MPa [22].

Il presente studio grazie al confronto diretto – ove possibile – tra le prove non distruttive e le prove distruttive evidenzia l'attendibilità dei risultati ottenuti nel sostanziale rispetto del manufatto in muratura storica. La diversità dei casi trattati e la conseguente eterogeneità delle strutture in muratura evidenzia inoltre l'impossibilità di definire un'oggettiva metodologia di approccio e ribadisce semmai la necessità di affiancare alla diagnostica non distruttiva (che deve essere sempre caratterizzata da elevata numerosità e statistica) test a carattere distruttivo.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Russo S., Boscato G., Massaria L.: "Non destructive test for structural restoration. The cases of Devil's and S. Donato's masonry bridges in Venice", *6th International Symposium on the Conservation of Monuments in The Mediterranean Basin*, Lisbon, April 7-10, 2004.
- [2] Gucci N., Barsotti R.: A non destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ, *Materials and Structures*, RILEM, 1993.
- [3] Heyman J., "The masonry arch", Chichester 1982
- [4] D. Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali"
- [5] Hendry A. W., "Statica delle strutture in muratura di mattoni", Bologna 1986 (1<sup>a</sup>ed. "Structural brickwork", 1981)
- [6] Laner F., Riva G., Zago F., "Indagini sulla resistenza di base della muratura di mattoni a Venezia", *Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni IUAV*, Venezia 1979
- [7] Boscato G., Russo S.: Monitoring of response of masonry structure to fire exposure: the case of "Molino Stucky" in Venice, *1st International Conference on Structural Condition Assessment, Monitoring and Improvement*, December 12-14, 2005, Perth, W. Australia.
- [8] Menditto G., Giacchetti R.: Indagini dinamiche non distruttive per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche delle strutture, *Quaderno CIAS*, Italy, (1992).
- [9] Russo S., Celebrin M., Massaria L.: Indagine non distruttiva su volte e paramenti murari del Palazzo di Diocleziano di Spalato, *La tutela del patrimonio architettonico nel bacino del Mediterraneo*, Bari, (2002).
- [10] Gucci N., Sassu M.: Resistenza delle murature: valutazione con metodi non distruttivi, il Penetrometro PNT-G, *L'edilizia*, vol. XVI, 2, 2002.
- [11] Gucci N., Barsotti R.: A non destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ, *Materials and Structures*, RILEM, (1993).
- [12] Hendry A.W. *Structural Brickwork*, The Macmillan Press, 1981.
- [13] Wesche: Baustoffe für tragende Bauteile, 2, *Bauverlag GmbH*, (1974).
- [14] Tassios T.P.: Physical and mathematical models for redesign of damaged structures, introductory report, *IABSE Symposium*, Venice (1983).
- [15] Vanzo V., Tesi di Laurea, In tema di comportamento strutturale di murature storiche: il caso della Barchessa di Villa Cattaneo in Villanova (PN), Università Iuav di Architettura di Venezia, a.a. 2006-2007.
- [16] Noland J.L., Atkinson R.H., Baur J.C.: An investigation into Methods of non-destructive evaluation of masonry structures, Report National Science Foundation, National Technical information service report N° PB 82218074, Springfield, Virginia, 1982.
- [17] Komeyli F., Forde M.C., Whittigton H.W.: Sonic investigation of shear failed reinforced brick masonry, *Masonry Industry*, November 1989.
- [18] Russo S.: Problemi connessi al rilievo della compattezza di paramenti murari mediante indagini soniche. Il caso dell'Edificio Foscari a Venezia", *Atti del Dipartimento di Costruzione dell'Architettura dello IUAV*, 1998.
- [19] Berra M., Binda L., Anti L., Faticcioni A.: Utilization of sonic tests to evaluate damaged and repaired masonry", *Proc. Conf. On Non destructive evaluation of Civil Structures and materials*, Colorado, 1992.
- [20] De Piero C., Sartori A.C., Tesi di laurea "Progetto di restauro e di riuso della Villa Cattaneo in Pordenone, Università Iuav di Architettura di Venezia, a.a. 1999-2000.
- [21] Testo Unico Norme Tecniche per le Costruzioni, *Materiali e prodotti ad uso strutturale*, pp. 500-503.
- [22] Belz, Roselo, Hoffmann, Jenisch, Pohl, Reichert, *Atlante della muratura*, UTET, 1998.