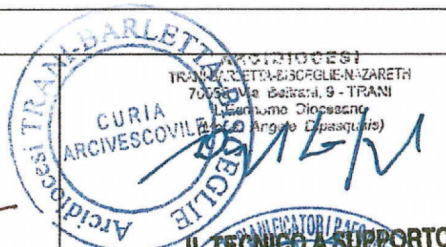


Comune di Barletta (BT)

Arcidiocesi di Trani - Barletta - Bisceglie

Progetto di restauro e consolidamento del
Convento di Sant'Antonio in Barletta (BT)
per destinazione a Museo Diocesano - Sede di Barletta

 Il Progettista strutturale Ing. Michele Vitti	 Progetto architettonico e dir. lav. Arch. Gerardo Milillo Collaborazione Graziana Colacicco	 RUP Arch. Giovanni Fiore 
---	---	---

Progetto Strutturale -
Relazione sulla Valutazione della
Sicurezza Strutturale

Tavola N.

RS
02

Dicembre 2014



PREMESSA, BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'OPERA	3
<i>L'INQUADRAMENTO ARCHITETTONICO</i>	<i>3</i>
<i>ESAME DELLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE.....</i>	<i>3</i>
<i>CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO</i>	<i>7</i>
IL PROCESSO DI CONOSCENZA	9
<i>COSTRUZIONE DEL MODELLO DI ANALISI.....</i>	<i>9</i>
<i>INDICE DI QUALITÀ MURARIA.....</i>	<i>10</i>
<i>ACCERTAMENTO DEL LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA</i>	<i>16</i>
<i>ANALISI DEI CARICHI</i>	<i>17</i>
L'ANALISI STRUTTURALE	19
<i>INTRODUZIONE.....</i>	<i>19</i>
<i>IL METODO DEI CINEMATISMI DI COLLASSO</i>	<i>20</i>
<i>ANALISI CINEMATICA LINEARE</i>	<i>26</i>
LE CALCOLAZIONI.....	31
<i>DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA</i>	<i>31</i>
<i>MECCANISMI DI DANNO DI PRIMO MODO</i>	<i>31</i>
<i>ANALISI GLOBALE – MODELLAZIONE E INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....</i>	<i>33</i>
<i>INTERVENTO DI RINFORZO</i>	<i>37</i>
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	39

PREMESSA, BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente **relazione sulla valutazione della sicurezza strutturale**, redatta dal sottoscritto, rientra nel numero degli elaborati alla base dell'incarico professionale ricevuto dalla Diocesi Barletta-Trani-Bisceglie; si precisa altresì, che essa è stata redatta ai sensi del cap. 10 del Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici, del 14 gennaio 2008 e della Circolare Esplicativa del 2 febbraio 2009 n. 617, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Secondo le direttive dei riferimenti legislativi citati, la presente relazione di calcolo strutturale risulta comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica riguardanti il progetto di **PROGETTO DI RESTAURO E CONSOLIDAMENTO DEL CONVENTO DI SANT'ANTONIO IN BARLETTA (BT)**.

Per quello che riguarda la normativa utilizzata per tutte le operazioni di progetto e verifica, si fa riferimento al metodo delle **Stati Limite Ultimi, DM 14.01.2008** e alle **“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”**. Per l'analisi globale del fabbricato si è fatto uso del codice di calcolo **“Pro_Sap rel. 13”**, mentre, per la procedura dell'analisi dei cinematismi di collasso si fa riferimento a calcoli in excel.

RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'OPERA

L'INQUADRAMENTO ARCHITETTONICO

La struttura dell'immobile si sviluppa su due livelli con accesso da via Sant'Antonio. Le strutture portanti si sviluppano attraverso **due livelli di setti di muratura portante** per un'altezza complessiva di circa 12 m; a livello planimetrico la struttura è organizzata con una scatola muraria a forma praticamente rettangolare; le sezioni murarie sono variabili per spessore e gli orizzonti sono tutti voltati al primo impalcato, mentre la copertura del secondo impalcato è tutta caratterizzata da solai orizzontali in putrelle di ferro e laterizi. Per maggiore chiarezza consultare gli elaborati grafici allegati alla presente.

ESAME DELLO STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE

Da un attento esame visivo si è potuto delineare il quadro riguardante lo stato conservativo delle strutture.

Dal punto di vista puramente legato ai criteri di modellazione strutturale, le murature risultano quindi di una tipologia fondamentale: **conci di pietra tenera, tufo, di geometria regolare con malta di scadente qualità, anche se con caratteristiche variabili.**

Il manufatto, che si presenta in un grave stato di abbandono, è interessato da notevoli fessurativi, lesioni, sconnessioni e carenze nelle connessioni dei setti murari, distribuite secondo le tavole allegate sul fabbricato. A tal proposito il dettagliato **rilievo dei quadri fessurativi**, le prospezioni **radar ad alta frequenza** e le ispezioni termografiche eseguite nella campagna di indagini di diagnostica strutturale, il cui report è allegato alla presente, hanno potuto confermare e collegare l'andamento di fessurazioni evidentemente importanti. Un'altra grave situazione che ha interessato il fabbricato è

stato il crollo di una porzione significativa (quasi per il 40%) di una volta a copertura di un ambiente posto nella parte posteriore del Convento, in aderenza con la Chiesa.

La conformazione delle fessurazioni e dei dissesti fa pensare a un sistema deformativo imputabile a due importanti concause:

1. **Aggressione dell'umidità ed infiltrazioni d'acqua che hanno interessato il manufatto per molti anni. Questo processo, lento e inesorabile, ha fatto sì che le murature, oggi, appaiono, in molti punti, completamente dilavate dalla malta; condizione questa di estrema gravità in relazione al comportamento strutturale del fabbricato.**
2. **Problematiche di carattere geotecnico, peraltro confermate da un restauro recente alla Chiesa collegata al Convento dove è stato eseguito un rinforzo del sistema fondale con micropali, che portano la formazione del fenomeno di ribaltamento della facciata principale. Da notare che, a testimonianza del fatto che tale situazione era già stata verificata, esiste un contrafforte di notevoli dimensioni proprio a contrasto della muratura di facciata. Non è da escludere che tale intervento abbia contribuito a peggiorare la staticità dell'immobile. Altri elementi inseriti nel passato per contrastare questi fenomeni di grave instabilità, sono le catene di acciaio, i cui capochiave sono ben visibili sulla facciata. Durante i sopralluoghi eseguiti si è potuto verificare l'inefficacia degli stessi avendo perso la tensione impressa all'atto della posa.**



Quadro fessurativo che interessa la muratura centrale indice del fenomeno di ribaltamento della facciata



Saggio della muratura finalizzato alla valutazione della tipologia



Esempio di mancata ammorsatura dei setti murari



Foto in cui sono visibili il contrafforte e i capochiave delle catene

CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

La presente progettazione consiste nella realizzazione di interventi su un edificio di classe III ai sensi del cap. 2.4.2 del DM 14.01.2008, che prevedono un insieme di opere volte a rinforzare le strutture portanti, nonché a sostituire tutte le coperture. Tale opera si classifica come un **intervento di MIGLIORAMENTO su edificio esistente** ai sensi del cap. 8.4.2 del DM 14.01.2008: *“Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate”*. A tal proposito le Linee Guida per il patrimonio culturale, al cap. 6.1 recitano: *“L'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente”*.

Naturalmente l'intervento sulla costruzione esistente deve essere migliorativo nei confronti della regolarità costruttiva, della resistenza e della duttilità, in modo che esso

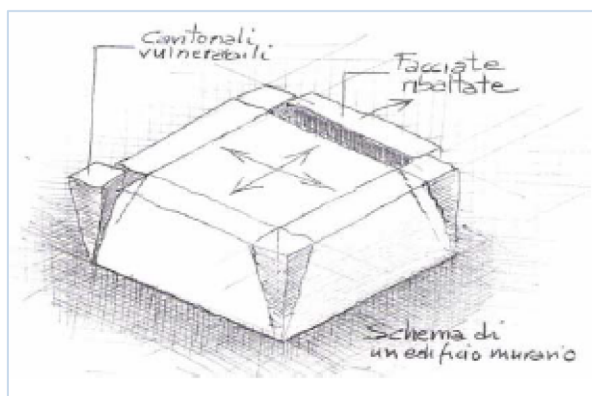
intervenga più intensamente, ad esempio, sugli elementi strutturali più resistenti o sui meccanismi di collasso in modo da trasformarli da fragili a duttili.

IL PROCESSO DI CONOSCENZA

COSTRUZIONE DEL MODELLO DI ANALISI

Ai fini della modellazione è necessario tenere presente che il comportamento delle murature storiche è fortemente influenzato dal sistema di connessioni, verticali e orizzontali, che tengono unito l'organismo strutturale in condizioni statiche e dinamiche, oltre che dalla natura dei singoli elementi costruttivi. Le connessioni servono essenzialmente a migliorare il funzionamento dei vincoli, trasformandoli da monolateri a bilateri ovvero da elementi capaci di esercitare un'azione di solo contrasto a dispositivi capaci di trattenere e quindi di assicurare una resistenza a trazione. Gran parte delle carenze strutturali che si rilevano nell'edilizia storica, infatti, derivano essenzialmente da uno sbilanciamento fra le capacità di contrasto e quelle di trattenuta dei vincoli.

L'organismo edilizio in muratura, costituito dall'assemblaggio di strutture verticali ed orizzontali, riesce pertanto a far fronte alle azioni sismiche solo attraverso un comportamento d'insieme, che si esplica meglio e in modo efficace in presenza di vincoli bilateri. Diversamente la "scatola muraria" tenderà a sconnettersi al suo interno con gravi conseguenze.



Rappresentazione della scatola muraria

Il comportamento strutturale varia in funzione di innumerevoli fattori che non permettono di definire dei modelli di analisi di validità assoluta, mentre è comunque

possibile stabilire dei principi generali e delle regole cui attenersi nel rispetto della normativa. Il punto 8.5 delle NTC esprime con chiarezza il concetto che nelle costruzioni in muratura esistenti “...è impossibile prevedere regole precise per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista caso per caso tenendo conto:

- Dell’analisi storico-critica;
- Del rilievo geometrico-strutturale;
- Delle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Del livello di conoscenza e fattori di confidenza.”

L’analisi della meccanica delle murature, descritta in maniera sintetica per favorire un primo approccio al problema, passa necessariamente attraverso le operazioni di rilievo e le indagini sul manufatto edilizio; operazioni da condurre con estrema cura, sia che si tratti di un edificio monumentale, per il quale le norme già prescrivevano una ricostruzione delle vicende storiche, sia che si tratti di edifici ordinari o di semplici manufatti. Queste indagini non sono fini a se stesse, ma rivestono un ruolo di rilevante importanza sul piano strutturale, come supporto per la diagnostica visiva, poiché permettono di individuare e comprendere le fasi evolutive di un edificio attraverso le geometrie delle strutture, la classificazione dei materiali, la presenza di ampliamenti o sopraelevazioni, lo stato di dissesto e le tracce di precedenti consolidamenti. A queste operazioni si abbinerà in una fase successiva una diagnostica strumentale che sarà molto più utile se preceduta da analisi non invasive.

INDICE DI QUALITÀ MURARIA

L’argomento “**qualità muraria**” è uno dei punti fondamentali per l’analisi del comportamento strutturale di una costruzione in muratura esistente. Data la diversità nei materiali di costruzione e nella tecnica costruttiva è apparso opportuno proporre una metodologia che consentisse di classificare dal punto di vista meccanico le variegata

tipologie che si incontrano nella pratica di ogni giorno. L'entità dell'IQM può fornire indicazioni attendibili sul comportamento meccanico di quella tipologia.

Si illustra di seguito la metodologia dell'Indice di Qualità Muraria, valutato in modo distinto per le diverse tipologie di azioni che possono interessare il pannello murario. La valutazione dell'IQM è stata effettuata attraverso l'osservazione della muratura, volta al riconoscimento del rispetto o meno, caso per caso, della cosiddetta “regola dell'arte”, ovvero degli accorgimenti e delle tecniche del buon costruire, capaci di assicurare un corretto ed efficace comportamento meccanico.

Le risultanze delle osservazioni vengono quindi sintetizzate in una scheda che, attraverso opportuni coefficienti, fornisce, per la tipologia muraria esaminata e in funzione delle diverse direzioni dell'azione sollecitante, un valore di IQM (variabile fra 0 e 10) attraverso il quale è poi possibile classificare la muratura in oggetto dal punto di vista del comportamento meccanico. La procedura per determinare l'indice IQM richiede di esprimere un giudizio sul rispetto di sette parametri caratteristici della regola dell'arte. Il giudizio può avere tre esiti: parametro rispettato (R), parzialmente rispettato (PR) e non rispettato (NR). In base ai giudizi espressi vengono attribuiti dei punteggi e tali punteggi sono poi combinati a formare il valore dell'IQM per quella muratura. I parametri della regola dell'arte influenzano in maniera diversa la risposta del muro ai diversi tipi di azione che lo sollecitano e per tale motivo appare corretto considerare separatamente i tre casi, ottenendo quindi tre diversi valori di IQM: **IQM verticale, IQM nel piano, IQM ortogonale al piano.**

Per “regola dell'arte” si intende qui l'insieme di quegli accorgimenti costruttivi che garantiscono il buon comportamento dell'elemento murario e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo. Gli accorgimenti costruttivi presi in considerazione sono di seguito elencati, preceduti dalla sigla con cui verranno poi identificati nella scheda della qualità muraria:

1. (MA.) Malta di buona qualità / efficace contatto fra elementi / zeppe:

La malta di buona qualità garantisce il contatto regolare fra le pietre e una resistenza di natura coesiva della muratura. Il contatto fra gli elementi, necessario per trasmettere e ripartire le azioni fra le pietre in maniera uniforme si ottiene o per contatto diretto fra elementi squadrati o tramite la malta, grazie a pietre di dimensione minore inserite nei giunti, le cosiddette “zeppe”.

2. (P.D.) Ingranamento trasversale / presenza di Diatoni:

Questo requisito impedisce la separazione della parete in più paramenti e permette la distribuzione del carico su tutto lo spessore del muro anche in quei casi in cui il carico è gravante sul bordo della parete (ad es. un solaio appoggiato solo sull'interno). Il

requisito può essere soddisfatto grazie ai diatoni, ossia pietre passanti attraverso lo spessore della parete.

3. (F.EL.) Forma degli elementi. La presenza di due facce orizzontali sufficientemente piane, come avviene con elementi di forma squadrata, assicura la mobilitazione delle forze d'attrito, cui si deve gran parte della capacità di una parete di resistere a sollecitazioni orizzontali ad essa complanari.

4. (D.EL.) Dimensione degli elementi. Elementi resistenti di dimensioni rilevanti rispetto allo spessore del muro assicurano un buon grado di monoliticità della parete.

5. (S.G.) Sfalsamento fra i giunti verticali. Tale condizione, insieme alla forma squadrata delle pietre, permette “l'effetto catena” che fornisce una certa resistenza a trazione alla muratura.

6. (OR.) Presenza di filari orizzontali. Tale requisito induce una buona distribuzione dei carichi verticali data la regolarità della superficie di appoggio tra i vari elementi.

7. (R.EL.) Resistenza adeguata degli elementi. Questo requisito vuole tenere conto di tre possibili situazioni negative: elementi intrinsecamente deboli

Per attribuire un giudizio sulla qualità della muratura, come si è detto, è indispensabile valutare, analiticamente o qualitativamente, in che misura siano rispettati questi sette parametri caratterizzanti la regola dell'arte. Nella figura 1 sono riportati i punteggi da attribuire ad ogni parametro della regola dell'arte in funzione del rispetto pieno, rispetto parziale o non rispetto ed in funzione del tipo di azione sollecitante preso in considerazione. I punteggi ottenuti dalla tabella in figura 1 sono poi inseriti nella formula riportata di seguito, ottenendo un punteggio globale per ogni tipo di azione sollecitante:

$$IQM = RE.EL. \times (O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA.)$$

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1
Indice IQM									

Forma degli elementi resistenti (F.EL.)	
NR	Prevalenza di elementi di forma irregolare o arrotondata oppure ciottoli su entrambe le facce della parete.
PR	Compresenza di elementi irregolari o ciottoli e blocchi di forma squadrata o mattoni. Pareti con una faccia di blocchi di forma regolare o mattoni e l'altra faccia di ciottoli od elementi di forma irregolare. Elementi arrotondati o irregolari ma con interstizi riempiti di zeppe ben inserite.
R	Prevalenza di elementi di forma squadrata o sbazzata oppure mattoni o laterizi di forma parallelepipeda su entrambe le facce della parete.

Presenza diatoni / ingranamento trasversale (P.D.)			Orizzontalità dei filari (OR.)	
	Sezione muraria visibile	Sezione muraria non visibile (osservazione facce parete ed esecuzione di saggi interni)		
NR	LMT inferiore a 125 cm. Pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT.	Pietre piccole rispetto allo spessore del muro; assenza di pietre palesemente disposte in senso trasversale alla parete ("di testa").	NR	I tratti orizzontali sono interrotti o con evidenti sfalsamenti sull'intera facciata muraria.
PR	LMT compresa fra 155 cm e 125 cm.	Paramento ben tessuto ed ordinato almeno su una faccia; alcune pietre sono disposte "di testa"; spessore del muro non eccessivo rispetto alle dimensioni delle pietre.	PR	Situazioni intermedie fra il rispetto e il non rispetto, compreso il caso di filari orizzontali solo su una faccia della parete.
R	LMT maggiore di 155 cm	Paramento ben tessuto; blocchi o pietre di dimensione paragonabile a quella dello spessore della parete; presenza sistematica di pietre disposte "di testa".	R	Filari orizzontali su gran parte della parete, senza presentare interruzioni di continuità e su entrambe le facce della parete. Murature listate con listature a interesse inferiore a 60 cm.

Resistenza elementi (RE.EL.)		Dimensione degli elementi (D.EL.)	
NR	Elementi degradati (> 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con percentuale di foratura > 70% Mattoni in fango o argilla non cotta.	NR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sotto i 20 cm. Parete di soli diatoni in mattoni pieni.
PR	Elementi della muratura degradati (~ fra 10% e 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con foratura fra 70% e 45%. Elementi in tufo tenero (calcarenite).	PR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore fra 20 e 40 cm. Compresenza di elementi di dimensione variabile.
R	Pietre non degradate o poco degradate. Muratura con pochi elementi degradati (< 10%). Mattoni pieni cotti. Elementi di tufo duro (vulcanico). Elementi laterizi con foratura < 45%. Blocchi in calcestruzzo (anche forati).	R	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sopra i 40 cm.

Sfalsamento giunti verticali / Ingranamento nel piano (S.G.)		
	Metodo quantitativo	Metodo qualitativo
NR	Parete a paramento unico: LMT < 140. Parete a doppio paramento: LMT < 140 su una faccia e LMT < 160 sull'altra faccia. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, qualunque sia il valore di LMT. Parete con pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.	Giunti verticali allineati. Giunti allineati verticalmente su due o più elementi in ampie porzioni della parete. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, anche con giunti verticali sfalsati. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.
PR	Parete a paramento unico: LMT fra 140 e 160. Parete a doppio paramento: a) entrambi i paramenti con LMT fra 140 e 160. b) LMT rispettato su una faccia e non rispettato sull'altra faccia. c) LMT rispettato su una faccia e parzialmente rispettato sull'altra faccia.	Giunto verticale in posizione intermedia tra zona centrale dell'elemento inferiore e il suo bordo.
R	Parete a paramento unico: LMT > 160 Parete a doppio paramento: LMT > 160 su entrambe le facce.	Giunti verticali in corrispondenza della zona centrale dell'elemento inferiore (escluso il caso di parete in mattoni pieni disposti solo a diatoni).

Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe (MA.)	
NR	Malta scadente o degradata e polverulenta e del tutto priva di coesione. Malta assente (escluso caso previsto sotto in "R"). Giunti di malta di dimensioni eccessive, paragonabili a quelle degli elementisti la malta non è di ottima qualità. Muratura di elementi porosi (es. tufo) con scarsa aderenza fra la malta e gli stessi elementi.
PR	Malta di qualità intermedia, con giunti non eccessivamente erosi. Murature con elementi irregolari e malta degradata ma con zeppe efficacemente inserite negli spazi fra elementi.
R	Malta in buono stato e ben conservata, con giunti di dimensione non eccessiva rispetto alle pietre o ai mattoni o con giunti ampi e malta di ottima qualità. Muratura con grandi elementi squadriati e priva di malta o con strato di malta sottilissimo. In tal caso si intende "rispettato" il requisito di un efficace contatto fra le pietre.

Il metodo dei punteggi conduce quindi a tre valori di IQM compresi fra 0 e 10: uno per ogni direzione di sollecitazione. Ciò che distingue i tre valori di IQM è il diverso peso attribuito ai parametri della regola dell'arte per le tre situazioni di carico. In funzione del valore di IQM, tramite la tabella 1 si può "classificare" la muratura in oggetto secondo tre categorie, dalla A (la migliore) alla C (la peggiore).

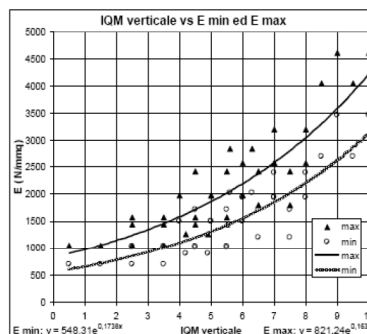
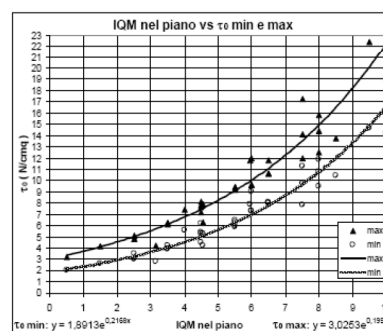
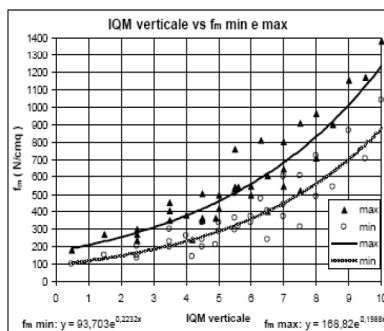
Determinazione categoria meccanica della muratura			
Categoria Azioni	A	B	C
azioni verticali	$5 \leq IQ \leq 10$	$2,5 \leq IQ < 5$	$0 \leq IQ < 2,5$
azioni orizzontali ortogonali	$7 \leq IQ \leq 10$	$4 < IQ < 7$	$0 \leq IQ \leq 4$
azioni orizzontali complanari	$5 < IQ \leq 10$	$3 < IQ \leq 5$	$0 \leq IQ \leq 3$

Per determinare una correlazione tra l'IQM ed i valori meccanici della muratura proposti dalle NTC 2008 si sono utilizzate le murature descritte nelle stesse NTC.

Le correlazioni studiate sono le seguenti:

- Correlazione di IQM verticale con f_m ;
- Correlazione di IQM nel piano con τ_0 ;
- Correlazione di IQM verticale con E .

Ogni correlazione è rappresentata su un diagramma cartesiano avente in ascissa IQM (verticale nel piano) ed in ordinata il parametro meccanico d'interesse (f_m , τ_0 oppure E , minimo, medio o massimo). Inoltre sul diagramma la correlazione è rappresentata dalla curva esponenziale per la quale risulta minima la distanza rispetto ai punti rappresentativi delle murature virtuali. Nelle figure seguenti si riportano i grafici di tali correlazioni:



Nella fase di preparazione del modello strutturale, la consistente campagna di indagini di diagnostica strutturale e geognostica, è stato possibile attestarsi su **un livello di conoscenza LC3, con conseguente fattore di confidenza FC=1,00 dei diversi parametri coinvolti nel modello** (geometria, dettagli costruttivi e materiali). A tal fine, data la tipologia della struttura, fabbricato in muratura portante, in accordo con gli artt. C8A.1, 2, 3, 4 della Circolare n.617 del C.S.LL.PP., le verifiche e le indagini in-situ eseguite sono da ritenersi ESAUSTIVE.

A tal proposito è opportuno descrivere la procedure utilizzata per la scelta dei parametri meccanici.

1. Le prove eseguite con i martinetti piatti hanno fornito un valore di resistenza a compressione pari a $0,69 \text{ N/mm}^2$, 70 N/cm^2 ;
2. Il prelievo e prove di resistenza a compressione su carote integrate con i valori di resistenza della malta per mezzo della relazione ai sensi dell'EC6 che si allega hanno dato un valore medio di 505 N/cm^2 ;
3. Dalla stima delle caratteristiche meccaniche eseguita per mezzo della valutazione dell'IQM si desume un valore di resistenza pari a 143 N/cm^2 ;
4. I parametri meccanici suggeriti dal DM2008 e relativa Circolare nella tabella C8A.2.1 che si riporta di seguito indicano un valore pari a 256 N/cm^2 ;

Alla luce di questa importante raccolta di informazioni e avendo raggiunto abbondantemente un livello di conoscenza LC3, per le operazioni di verifica saranno considerati parametri meccanici della muratura calcolati come valori medi tra tutti quelli precedentemente descritti, così come esplicitato di seguito.

ANTE INTERVENTO	POST INTERVENTO
$f_m = 250 \text{ N/cm}^2$	$f_m = 370 \text{ N/cm}^2$
$\tau_0 = 4 \text{ N/cm}^2$	$\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$
$E = 1458 \text{ N/mm}^2$	$E = 1458 \text{ N/mm}^2$
$G = 486 \text{ N/mm}^2$	$G = 486 \text{ N/mm}^2$

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi a cui è soggetta la struttura, si può differenziare in:

- carichi verticali ed orizzontali individuati nelle tabelle seguenti;

- azione sismica, caratteristica del sito di costruzione, del grado di importanza dell'opera (Vita di riferimento V_R) e dello stato limite di verifica (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV).

Nella tavola allegata alla presente sono rilevabili i carichi considerati nella calcolazione del modello ante e post interventi.

Descrizione	Carichi verticali [KN/m ²]
Peso proprio	Definita dal solutore
Rinfianco dei sistemi voltati	6,00
Pavimentazione a primo piano	1,50
Solaio in putrelle e laterizi	4,60

Descrizione	Carichi verticali [KN/m ²]
Peso proprio	Definita dal solutore
Rinfianco dei sistemi voltati	6,00
Pavimentazione a primo piano	1,50
Solaio in legno	4,50

L'ANALISI STRUTTURALE

INTRODUZIONE

Ai fini delle verifiche il DM 14 gennaio 2008 stabilisce, al punto 8.7.1, una netta distinzione fra:

- *Meccanismi locali*: quelli che interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti ed orizzontamenti e fra i pannelli murari;
- *Meccanismi globali*: quelli che invece coinvolgono l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La valutazione della sicurezza mediante verifiche locali è attendibile solo se supportata da una chiara visione d'insieme che permetta di comprendere il comportamento globale.

Riguardo alle verifiche locali i molti riscontri avuti fra le tipologie di danno ipotizzate in base a studi condotti sulle strutture murarie esistenti e quelle rilevate sul campo, danno forza e valore alla **modellazione strutturale eseguita mediante il metodo dei cinematismi di collasso**, particolarmente adatto per le analisi parziali. Tale metodo infatti, basato essenzialmente sull'osservazione del reale comportamento della struttura, presenta il limite nella costruzione della catena cinematica affidata a scelte soggettive, soprattutto quando si opera in assenza di un chiaro quadro di dissesto utile a far orientare il progettista nei complessi ragionamenti che precedono l'analisi numerica vera e propria.

Un altro aspetto da considerare nell'evoluzione del dissesto delle catene cinematiche ipotizzate riguarda la disgregazione dei macro-elementi. Un fenomeno di difficile previsione che rende molto più complessa e meno attendibile l'analisi. È

piuttosto raro avere meccanismi di danno attivati dal ribaltamento delle pareti che evolvono al collasso con lo stesso cinematismo; in genere la dinamica con cui evolve il fenomeno è diversa da quella con cui si è innescato e si modifica progressivamente passando da una configurazione reversibile (rotazione del cuneo) ad una irreversibile (scorrimento del cuneo).

IL METODO DEI CINEMATISMI DI COLLASSO

Questo metodo, le cui linee generali sono esposte di seguito, è un approccio molto generale per l'analisi sismica delle costruzioni murarie, il quale si adatta particolarmente alle murature storiche. Esso è basato sul secondo teorema dell'analisi limite (teorema cinematico) e consiste nel valutare il più piccolo moltiplicatore dei carichi orizzontali che produce un meccanismo di collasso, tra tutti i possibili meccanismi attivabili. Data la grande varietà di meccanismi possibili, solo l'esperienza e l'applicazione di certe regole generali, consentono una corretta applicazione del metodo. Occorre allora conoscere: la storia della costruzione in relazione agli interventi succedutosi nel tempo, la natura delle connessioni tra le pareti e tra le pareti ed i solai, la porzione di carico dei solai gravante sulle singole pareti, la posizione geometrica delle aperture, la presenza o meno di efficaci incatenamenti.

Per valutare la risposta sismica di un edificio esistente occorre definire un modello con il quale schematizzare la struttura del fabbricato. Nei manufatti storici in muratura non ha senso una distinzione tra elementi strutturali ed elementi portati, come avviene per le costruzioni di moderna concezione, in quanto tutti gli elementi forniscono un contributo. Diversi aspetti concorrono alla risposta strutturale: la geometria degli elementi, i collegamenti tra le diverse parti della costruzione, la qualità dei materiali, i vincoli con l'esterno. Oltre alle problematiche derivanti dalla complessa lettura della costruzione anche l'analisi strutturale dell'organismo edilizio presenta non poche difficoltà. Infatti, nell'analisi del comportamento sismico degli edifici in muratura di tipo

tradizionale, generalmente non possono essere condotte verifiche sismiche globali che ipotizzino:

- il *comportamento scatolare* della struttura muraria;
- il *comportamento elasto-plastico* del materiale.

Queste ipotesi di comportamento, in effetti, sono poco realistiche per le strutture murarie esistenti. Infatti, esse sono, in genere, il risultato di continue trasformazioni ed accrescimenti, che si sono susseguite nel corso dei secoli; ciò comporta la presenza di soluzioni di continuità negli elementi portanti, in quanto la nuova muratura, realizzata con materiali e tecniche diverse, non è ammorsata a quella preesistente. Inoltre, gli eventuali dissesti (cedimenti in fondazione, degrado dei materiali, etc.) o i danni indotti da precedenti eventi (terremoti, incendi, fulmini, etc.) hanno prodotto lacerazioni nel solido murario (**stati fessurativi**): queste lesioni rappresentano sconnessioni monolaterali attraverso le quali le sollecitazioni di trazione non si possono trasmettere. Infine, l'assenza di orizzontamenti rigidi nel piano, caratteristica delle costruzioni storiche non soggette a recenti interventi di consolidamento, consente vibrazioni dinamiche autonome delle diverse parti della fabbrica. La scarsa efficacia delle connessioni tra gli elementi della costruzione, e persino nell'ambito dello stesso muro, è tale che l'edificio non presenta in generale un comportamento d'insieme: ogni porzione porta se stessa e ciò che le è direttamente appoggiato sopra. Tale ipotesi è confermata dai tanti collassi parziali osservati negli eventi sismici, mentre le restanti parti della struttura hanno mantenuto la loro integrità.

Per tutte queste ragioni lo studio della risposta dinamica con un modello globale può avere poco significato per molte costruzioni storiche, in quanto basato sulla sovrapposizione di modi indipendenti di vibrazione, ciascuno dei quali coinvolge l'intera costruzione; in virtù delle sconnessioni presenti, ogni elemento tende invece a vibrare autonomamente, con una propria frequenza di vibrazione.

L'altra ipotesi dell'analisi modale è la linearità del comportamento del materiale, necessaria per eseguire la sovrapposizione degli effetti sui diversi modi: anche questo requisito non è soddisfatto in un edificio storico, in quanto è noto che il materiale muratura ha una risposta non lineare già per bassi livelli tensionali, risultando debolmente resistente a trazione, resistente a taglio quasi esclusivamente in virtù dell'attrito e soggetto a degrado per stati di compressione molto prima del raggiungimento della rottura.

Pertanto, se si considera l'azione sismica, il ricorso a modelli locali appare non solo la via più semplice ma anche quella più indicata: essi tendono a semplificare l'analisi attraverso ipotesi talvolta grossolane; hanno tuttavia il pregio di utilizzare schemi di calcolo intuitivi, più vicini quindi ai principi con i quali tali costruzioni vennero realizzate, ed i risultati, di più facile interpretazione, sono stati comprovati dalla rilevazione dei danni degli edifici colpiti dai terremoti del passato.

L'azione del terremoto ha come effetto il verificarsi di collassi parziali sulle parti strutturali più deboli o che interessano le soluzioni tecnologiche inadeguate del fabbricato. Questa osservazione, seguita dalla scelta dei più probabili e frequenti meccanismi riscontrati in passato su edifici dalle caratteristiche similari, è utile non soltanto per descrivere ciò che è accaduto, ma soprattutto per prevedere quello che potrebbe accadere in casi analoghi e quindi, in ultima analisi, come prevenzione nei confronti di possibili eventi futuri i cui effetti ci sono forniti dagli scenari di danno ipotizzati. **Seguendo questo approccio, si è operato per *macro-elementi*, ovvero dividere la fabbrica in porzioni caratterizzate da una risposta sismica sostanzialmente autonoma, ed analizzare ciascuno di essi mediante modelli locali**, che consentano la valutazione della vulnerabilità attuale e la verifica del miglioramento sismico conseguito a seguito degli interventi.

Il primo criterio da seguire nella suddivisione in macro-elementi è stato quello di un esame geometrico dei possibili elementi architettonici in cui scomporre il manufatto,

tenendo conto di una lettura delle fasi storiche, in quanto ad ogni fase di accrescimento corrisponde in genere una parte costruttivamente unitaria. Inoltre, la formazione di fratture che separano le zone oggetto dei cinematismi è condizionata dal tipo di tessitura muraria e dalle caratteristiche meccaniche degli elementi in gioco (dimensioni, ingranamento dei conci e tipo di malta). Infatti, le forze si diffondono all'interno delle murature interessando zone ben delineate e la cui forma ed entità è funzione delle caratteristiche sopra citate e, poiché si ha una scarsissima resistenza a trazione della compagine muraria si determinano separazioni tra le zone resistenti (soggette a compressione) e quelle inerti adiacenti, che si deformano inevitabilmente in modo diverso tra loro. Tutto questo provoca l'insorgere di fratture che sono di innesco per il cinematismo.

La scelta dei macro-elementi deve quindi essere fatta tenendo conto dei seguenti fattori che consentono di circoscrivere zone omogenee:

- la geometria della struttura;
- l'individuazione della successione cronologica delle cellule murarie dell'edificio, individuando così le zone di giunzione nelle quali si può fare affidamento sull'ingranamento tra pietre contigue per azioni ribaltanti;
- l'individuazione delle zone realizzate con muratura di diverse caratteristiche resistenti.

I metodi cinematici si inseriscono nella teoria generale dell'*analisi limite*, che rappresenta un calcolo a collasso per flusso plastico delle strutture, ipotizzando un legame costitutivo *rigido perfettamente plastico* ed individua le azioni che corrispondono al collasso della struttura; il rapporto fra queste azioni e quelle di esercizio consente di valutare il coefficiente di sicurezza. Questo modello trascura le deformazioni elastiche rispetto a quelle plastiche; inoltre, la resistenza si mantiene costante durante la deformazione plastica.

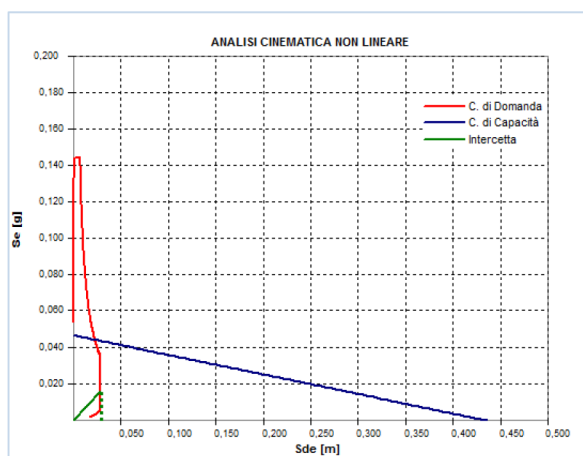
Per adattare il metodo all'applicazione nel campo delle murature, si ipotizza nulla la resistenza a trazione ed infinita la resistenza a compressione del materiale; le cerniere plastiche sono definite da ipotetiche linee di frattura (di solito ad andamento rettilineo) e sono tali da delimitare una porzione di muratura che può ammettere un atto di moto rigido rispetto alla restante parte della struttura. Attraverso queste linee possono trasmettersi soltanto sforzi di compressione, di entità qualunque. Si impone allora l'equilibrio rigido della porzione cinematica, considerando tutte le azioni che agiscono su questa parte e si calcola il moltiplicatore dell'azione instabilizzante, che corrisponde all'equilibrio limite: esso è il moltiplicatore cinematico associato a quel particolare meccanismo. La scelta delle zone (o cerniere plastiche) viene in genere fatta ad intuito, pensando ad un possibile meccanismo di rottura; può accadere, quindi, che in alcune zone, assunte come rigide, si superino i valori di plasticizzazione. Il carico ultimo calcolato potrebbe risultare più grande di quello effettivo, fornendo così un limite superiore. Per arrivare ad una migliore approssimazione si devono analizzare più meccanismi, assumendo come carico limite il valore più piccolo tra quelli così determinati.

Nella Circolare Esplicativa del 02/02/2009 al C8A.4 si legge: *“Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura”* ... *“Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo”*.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso possono essere svolte con l'analisi limite dell'equilibrio, con un approccio cinematico; tale approccio è basato sull'adozione del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare tale cinematismo. In sostanza, per poter

applicare il metodo di verifica, si suppone si sia già svolta l'analisi dei meccanismi locali significativi per la costruzione.

Attraverso l'adozione dell'approccio cinematico, è possibile valutare l'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo, con la rappresentazione del moltiplicatore α in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema. In questo modo si ottiene una curva che può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale è definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, che va confrontata con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica. Tale curva va ricavata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali, ossia per $\alpha = 0$. Un esempio di tale curva è riportato in seguito:



Per ogni possibile meccanismo locale che si è valutato significativo per l'edificio, si è sviluppato un procedimento operativo scandito secondo i seguenti passi:

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile, individuando i corpi rigidi che risultano definiti dai piani di frattura, ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro per la scarsa resistenza a trazione della muratura;
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno SLD);

- Stima della variabilità di α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, posto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- Trasformazione della curva così ottenuta in una curva di capacità, ossia in accelerazione α^* e spostamento d^* spettrali, con la determinazione dello spostamento ultimo per il collasso del meccanismo (stato limite ultimo SLU);
- Svolgimento delle verifiche di sicurezza, controllando la compatibilità degli spostamenti e delle resistenze richieste alla struttura;

Il metodo di analisi ipotizza:

- Una muratura non resistente a trazione;
- Uno scorrimento nullo tra i blocchi;
- Una muratura con resistenza a compressione infinita.

Per svolgere una simulazione più realistica del comportamento è opportuno considerare:

- Gli scorrimenti tra i blocchi;
- Le connessioni tra le pareti;
- La presenza di catene metalliche;
- In relazione alla effettiva resistenza a compressione della muratura, le cerniere vanno arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- La presenza di pareti a paramenti scollegati.

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- I pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri, come forze per unità di superficie;
- I carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- Un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell’edificio;
- Eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche presenti e verificate come funzionanti;
- Eventuali forze interne, ad esempio le azioni dovute all’ingranamento tra i conci murari, da valutare come un modello meccanico locale in base agli esiti delle prove sperimentali oppure sulla scorta dei valori relativi ai parametri di comportamento che siano disponibili in letteratura tecnica.

Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare, in funzione di questa e delle geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella direzione rispettiva.

Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti; tale principio enuncia: *“In un sistema deformabile in equilibrio, il lavoro virtuale esterno (L_{ve}) è uguale a quello interno (L_{vi}) per qualunque insieme di spostamenti virtuali (infinitesimi) compatibili con la continuità del corpo”*. Quindi, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell’atto di moto virtuale:

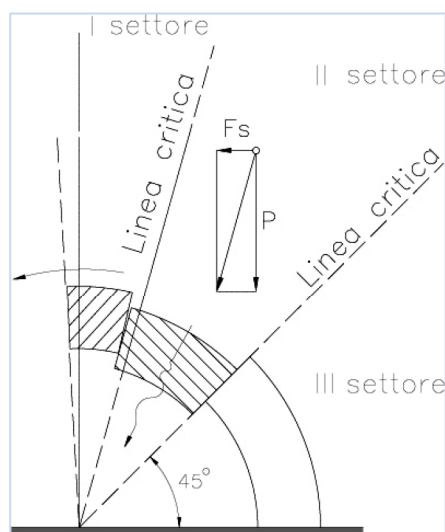
$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} + \sum_{h=1}^o F_h \cdot \delta_h = L_{fi}$$

In cui:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata al blocco;
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , positivo se verso l'alto;
- F_h è il valore assoluto della generica forza esterna applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell' h -esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

L'equazione precedente si trasforma spesso in una equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante. Pertanto, ove non strettamente necessario, si omette il calcolo degli spostamenti virtuali e si scrivono direttamente le espressioni dei due momenti.

Uno dei parametri fondamentali da valutare per la modellazione dei meccanismi è l'angolo critico di lesionamento della muratura; tale parametro determina la forma delle porzioni murarie coinvolte nel cinematismo secondo azioni agenti nel loro piano di maggior resistenza (ampiezza dei cunei di distacco). La procedura di determinazione di tale angolo è stata condotta graficamente valutando il cuneo più stretto fra tutti i cunei ottenibili senza spaccare pietre o blocchi ma passando solo attraverso i giunti, e quello che minimizza l'incastro reciproco fra i blocchi.



Rappresentazione dell'angolo critico di lesionamento

Oltre al DM2008, è necessario tenere conto delle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, che al paragrafo 5.3.2 individuano con LV2 il Livello di Valutazione da eseguire nel caso specifico. Infatti si legge: “*questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetto di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente*

autonome della costruzione (macro-elementi)” ... “Nella definizione di quest’ultimi e dei meccanismi di collasso che possono interessare la zona oggetto di intervento è necessario considerare l’eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi e le conoscenze sul comportamento di strutture simili. L’analisi cinematica rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione. Per ciascun macro-elemento utilizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo, prima e dopo l’intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito.”

LE CALCOLAZIONI

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'analisi della struttura in esame è stata eseguita con l'ausilio del software "Spettri NTC v.1.03" del C.S.LL.PP. ideato esclusivamente per ricavare gli spettri di progetto secondo la procedura prevista del DM 14 gennaio 2008. La modellazione sismica del sito è allegata alla presente.

MECCANISMI DI DANNO DI PRIMO MODO

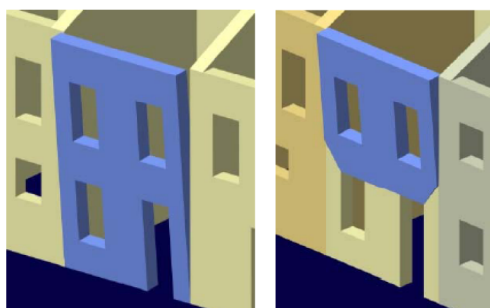
I meccanismi di danno di primo modo costituiscono i cinematismi che si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali e che tendono a produrre il distacco ed il ribaltamento.

Dopo aver stabilito le condizioni di vincolo e le condizioni di vincolo a cui è soggetto l'edificio, si sono valutati tutti i possibili meccanismi locali di collasso a cui la struttura può essere soggetta.

- Ribaltamento semplice con coinvolgimento delle pareti di facciata 1 e 2;
- Ribaltamento semplice con coinvolgimento della parete di facciata 1;

Come riportato nella tavola allegata.

Il **ribaltamento semplice** a cui è soggetta la parete di prospetto individua il fenomeno che, in presenza di azioni dovute al sisma, rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base; la rotazione è attivata da sollecitazioni fuori dal piano.



Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta libero in sommità e non ammorsato alle pareti ad esso ortogonali. Anche se queste ultime hanno una qualità insoddisfacente, il collasso si manifesta per primo nella parete normale all'azione sismica. Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di commissioni nel martello murario e l'assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, in testa alla tesa ribaltante.

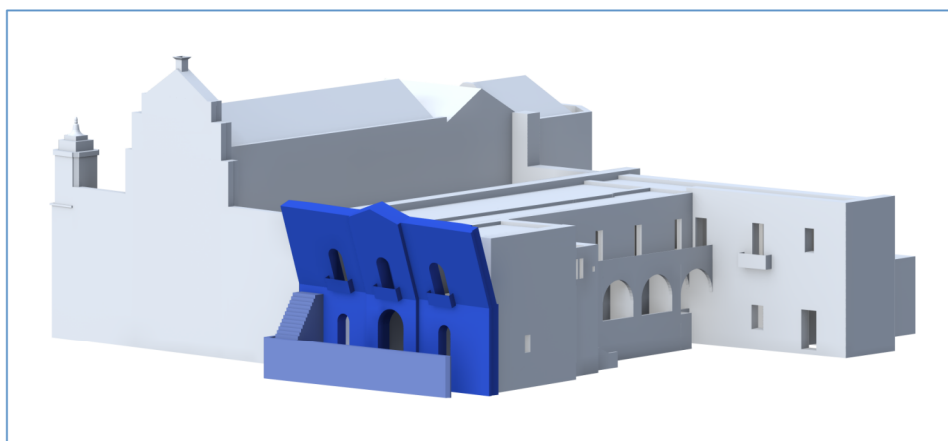
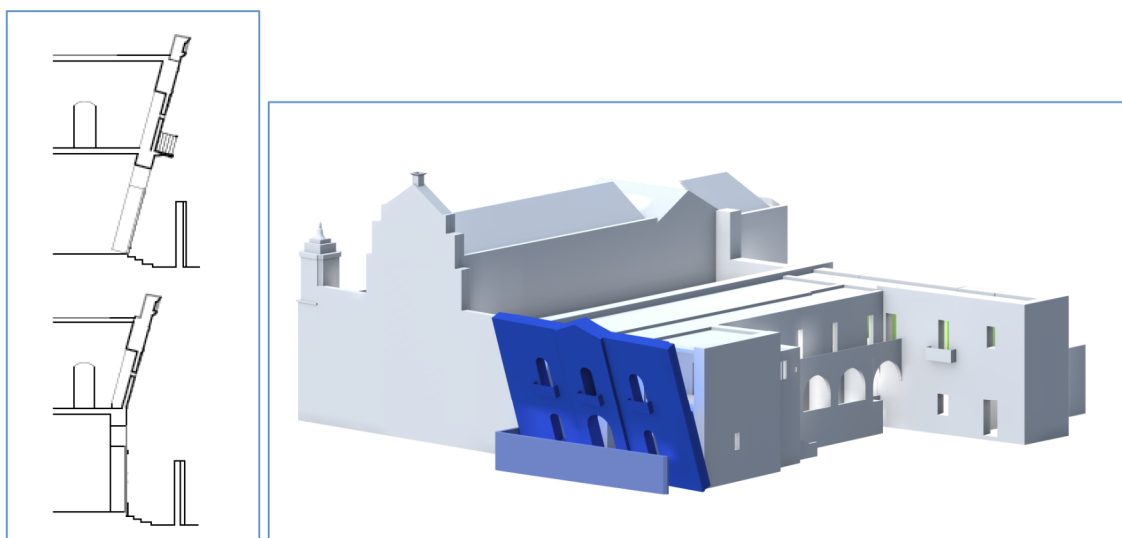
Se l'edificio ha subito l'azione di un sisma questo tipo di meccanismo è facilmente individuabile da lesioni verticali presenti in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltante e le pareti ad essa ortogonali oppure dall'avvenuto sfilamento di travi dall'incastro con il muro.

Il ribaltamento semplice di porzioni di muratura può riguardare diverse geometrie della parete in esame, in relazione ad un quadro fessurativo rilevato o alla presenza di aperture nel muro (porte o finestre) che ne influenzano la progressione. Può interessare uno solo o più piani dell'edificio, relativamente alla modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura. In questi casi occorre considerare la possibilità che il ribaltamento possa coinvolgere diversi livelli della parete; bisogna quindi valutare il moltiplicatore di collasso per differenti posizioni della cerniera cilindrica.

Si osserva inoltre che a volte gli edifici di antica realizzazione, come nel caso in esame, presentano strutture murarie costituite da due cortine separate (il caso limite è rappresentato dalle murature a sacco); in questi casi il meccanismo di ribaltamento può

interessare la sola cortina esterna con presumibile riduzione del moltiplicatore di collasso, che deve essere quindi opportunamente valutato.

In particolare, il ribaltamento che si verifica avviene attorno ad una cerniera posta in corrispondenza della base della parete di facciata.

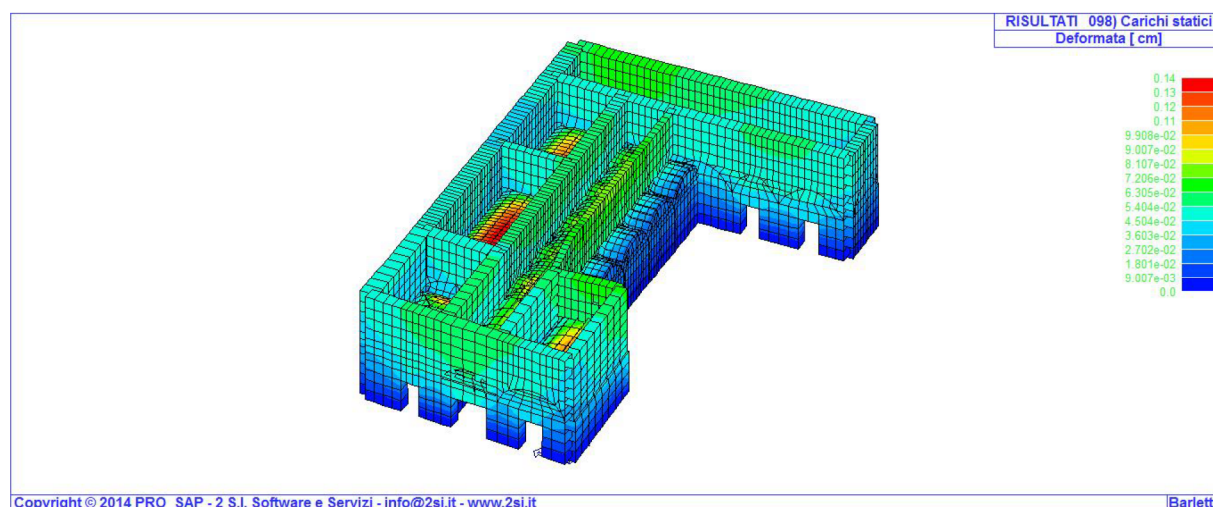


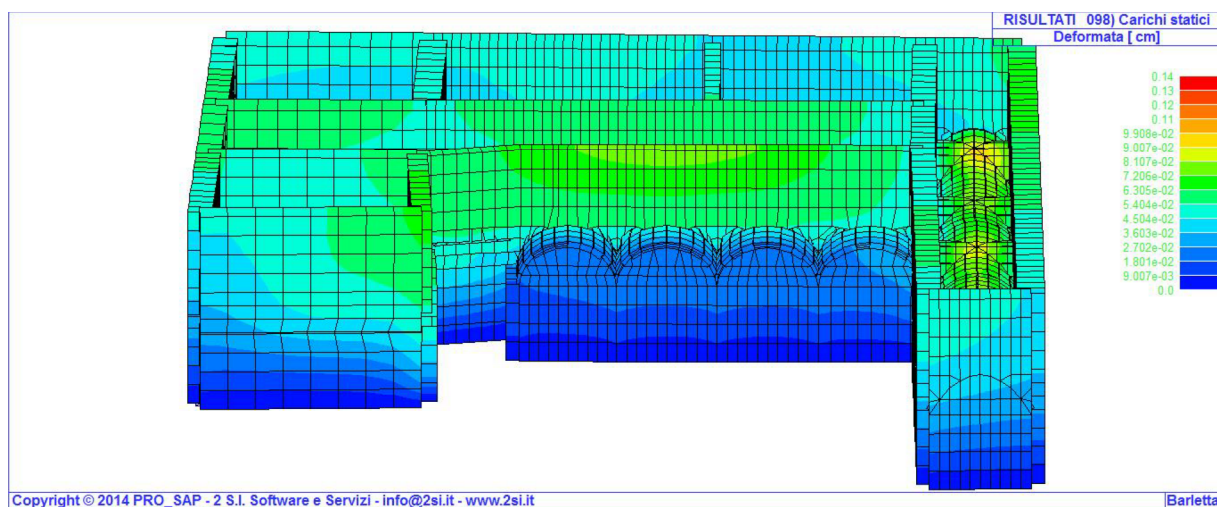
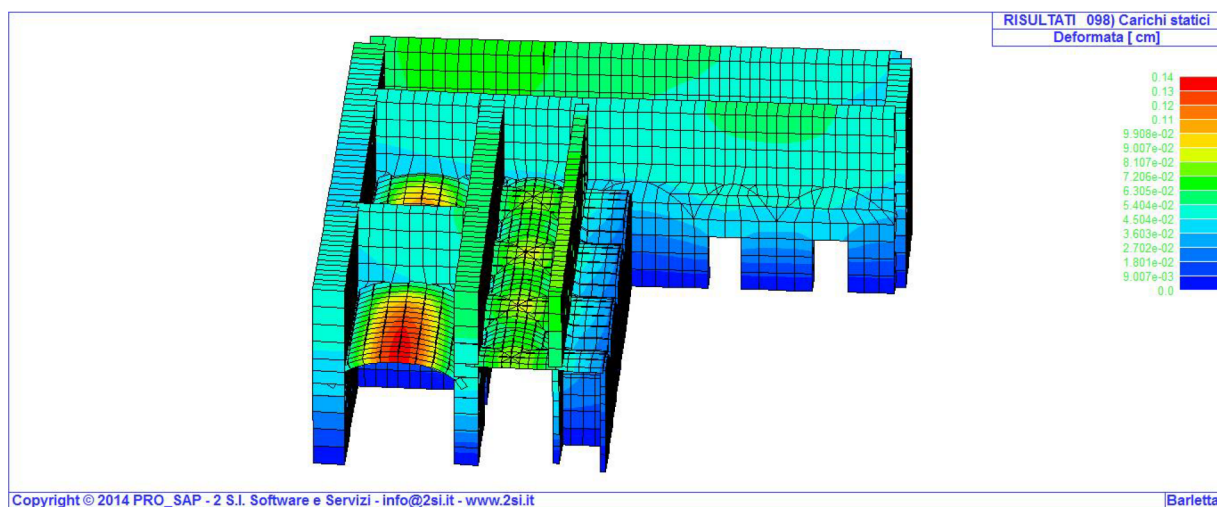
ANALISI GLOBALE – MODELLAZIONE E INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Affiancata all'analisi dei meccanismi locali di collasso, è stata condotta anche un'analisi globale per mezzo di una modellazione ad elementi finiti. Tale analisi ci ha permesso di avere una conferma maggiore sulla veridicità dell'analisi condotta sui

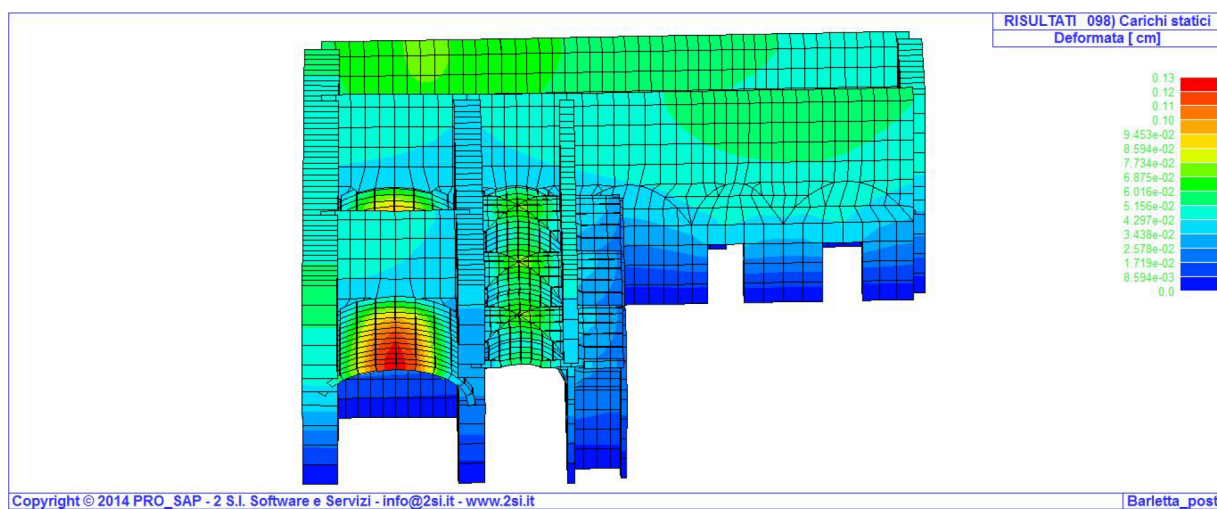
meccanismi locali ed è utile alla determinazione degli interventi di rinforzo da effettuare sulla struttura.

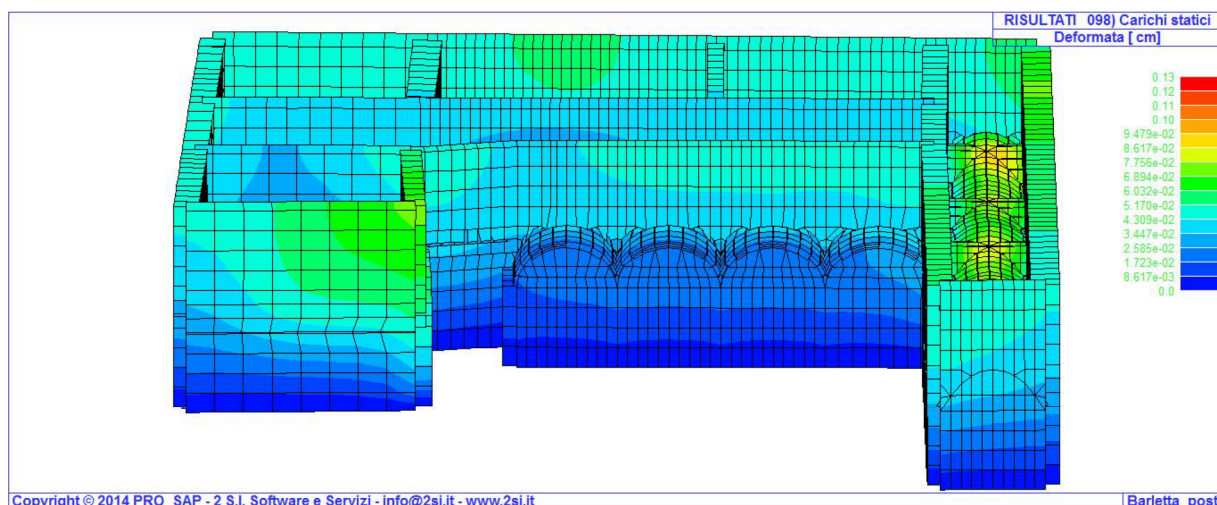
Dal modello globale è possibile constatare, inoltre, come le lesioni più profonde si hanno proprio in corrispondenza di quelle zone maggiormente deformate che, quindi, sono anche soggette a carichi maggiori della resistenza a compressione della muratura come la parete di facciata, la parete prospiciente il cortile interno, la coppia di murature mediane che confinano in corridoio centrale a piano terra e il sistema voltato a copertura del piano terra, proprio laddove si è verificato il fenomeno di collasso della volta. A tal proposito si allegano le immagini estrapolate dal modello di calcolo che chiariscono le affermazioni appena fatte nella configurazione ANTE interventi.



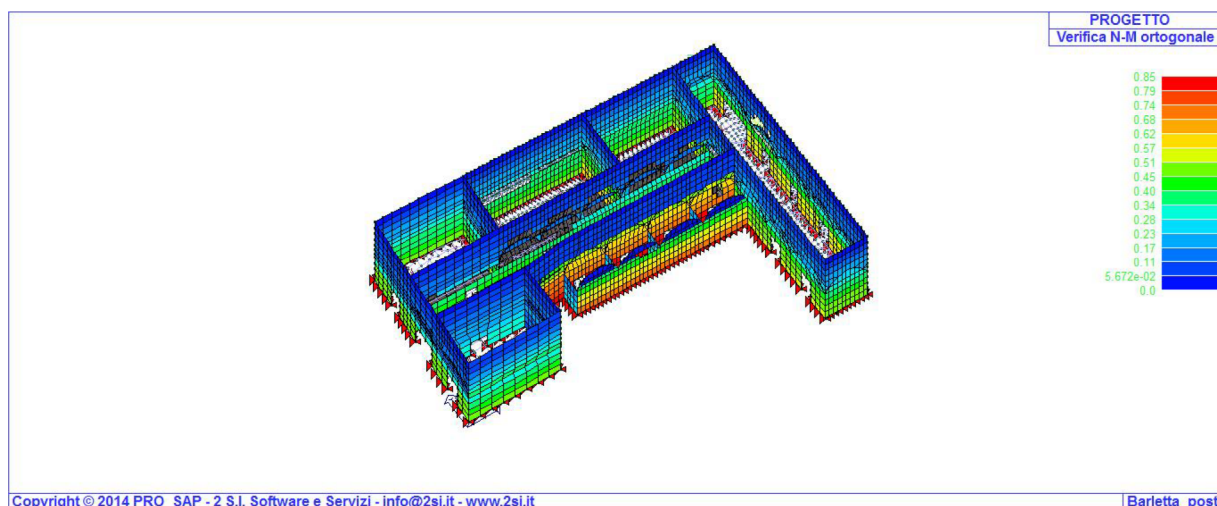


Di seguito invece sono inserite le immagini relative alla configurazione POST interventi.





Il modello globale ha fornito i risultati delle verifiche in base all'azione sismica sul fabbricato secondo incrementi crescenti da $0,1a_g$ a $1,0a_g$, contenuti nei tabulati di calcolo allegati. **In questo paragrafo, diversamente, si riporta il risultato soddisfacente delle verifiche ai soli carichi gravitazionali, per mezzo di schermate estrapolate dal modello ai fini di attemperare alle richieste del paragrafo 8.3, nella configurazione post intervento.**

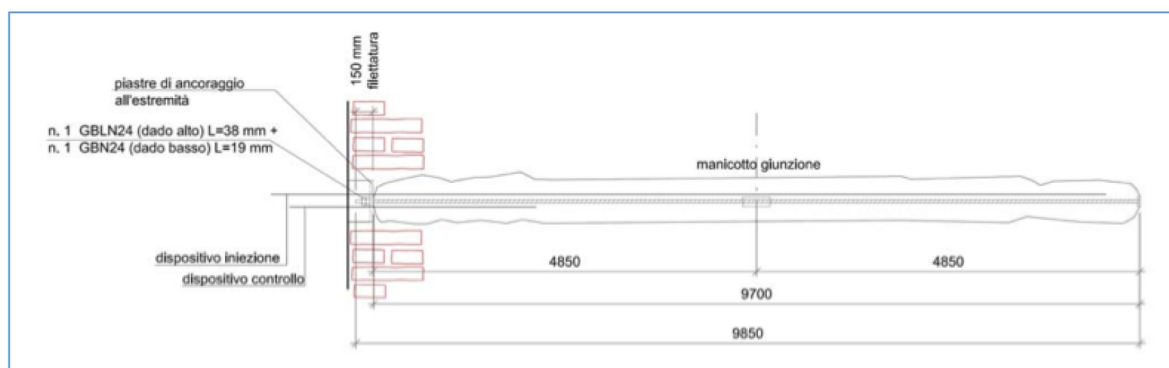


INTERVENTO DI RINFORZO

A seguito delle analisi dei cinematismi di collasso e delle verifiche di sicurezza condotte in conformità al Cap. 8 del D.M. 14.01.2008 e della Circolare Ministeriale n.617/C.S.LL.PP. del 02.02.2009, le strutture esistenti dovranno essere oggetto di **interventi di miglioramento e rinforzo strutturale.**

Al fine di conferire alla muratura un miglioramento della resistenza alle sollecitazioni di taglio e un comportamento di parete monolitica, si interverrà con una **risarcitura, stilatura e sigillatura dei giunti** delle murature in pietra per mezzo di malte tixotropiche.

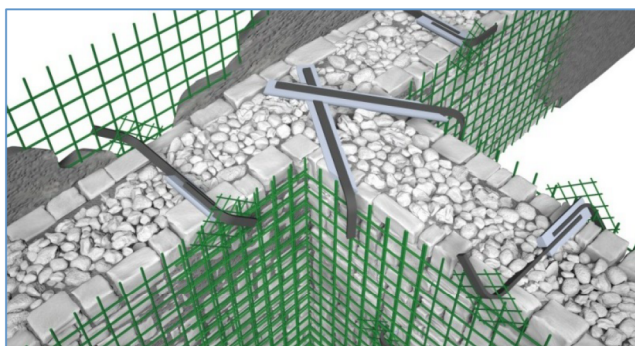
Per quello che riguarda l'intervento atto a trasferire alla struttura le tensioni necessarie per coprire i momenti ribaltanti che innescano i cinematismi di collasso descritti e calcolati, si è individuata la soluzione di inserire **una serie di tiranti disposti sui due livelli** così come indicato nelle tavole allegate. È importante sottolineare il corretto utilizzo a posa in opera del sistema di tiranti in accordo con le “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” che al capitolo 6.3.2 precisano che: *“i tiranti dovranno essere disposti in posizione affiancata alle murature principali. Nei casi in cui sia indispensabile forare la parete in direzione longitudinale, si dovrà dare la precedenza a catene inserite in guaina e non iniettate, per rendere reversibile l'intervento”*. In tal senso si propone l'immagine di seguito come descrizione di questo tipo di intervento.





Al fine di eseguire un **miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura** si eseguiranno i seguenti interventi:

- **Placcaggio tramite intonaco a base di calce armata con rete di fibra di vetro**, da eseguirsi in prossimità dei cantonali che si presentano completamente scollegati.



- **Rigenerazione e consolidamento delle pareti** mediante iniezioni di miscele leganti costituite da calce idraulica, finalizzate a consolidare il nucleo e rendere omogenea la muratura.

L'intervento in fondazione dovrà essere eseguito mediante la **realizzazione di una scarpa di sottofondazione collegata a una serie di micropali** ad interasse 200 cm, in modo da attestarsi e lavorare nelle argille. Per quello che riguarda la progettazione e il disegno esecutivo dei micropali si rimanda alla relazione geotecnica.

In conclusione si evidenzia la necessità di ricostruire la volta crollata a piano terra e la sostituzione di tutte le coperture in putrelle di ferro con solai di legno a semplice orditura e assito trasversale.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

A conclusione della trattazione è possibile affermare che, considerati gli interventi proposti, le verifiche sono tutte globalmente soddisfatte. Inoltre, è di conforto che il D.M. 2008 e la relativa Circolare Esplicativa, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”*

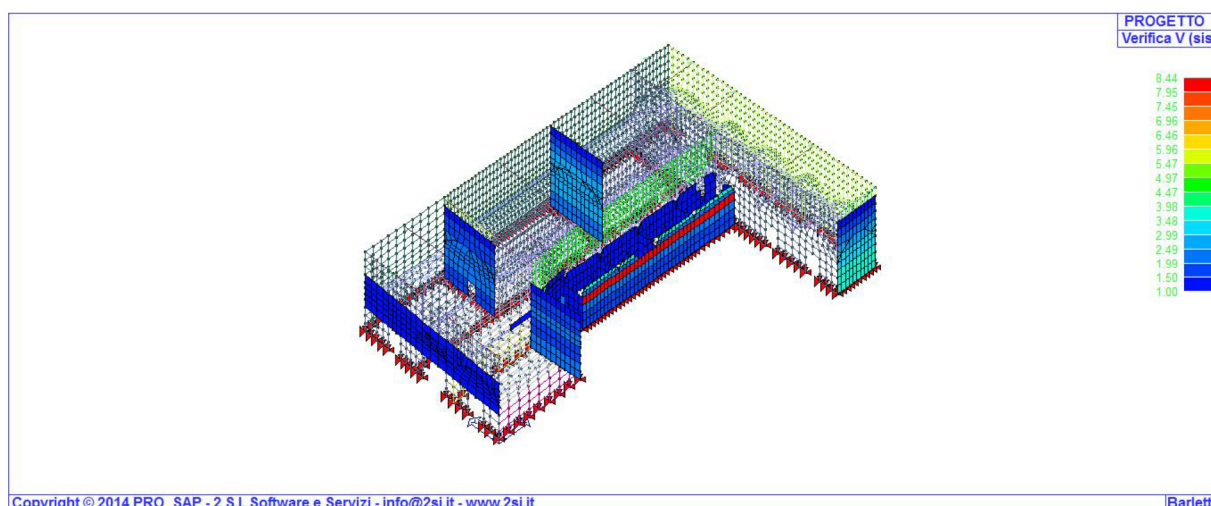
Le analisi cinematiche lineari sono state eseguite nella configurazione del fabbricato ANTE e POST interventi di miglioramento, così come riportato nelle schede di calcolo allegate; nella tabella seguente è possibile valutare $IRS_{(PGA)}$, l'indice di rischio sismico in termini di PGA espresso come il rapporto tra l'accelerazione di attivazione del collasso a_0^* e l'accelerazione del sito a_g , per tutti i cinematismi studiati. Si noti come il livello di miglioramento è ampiamente evidente passando da valori molto prossimi se non inferiori all'unità, a valori nettamente superiori.

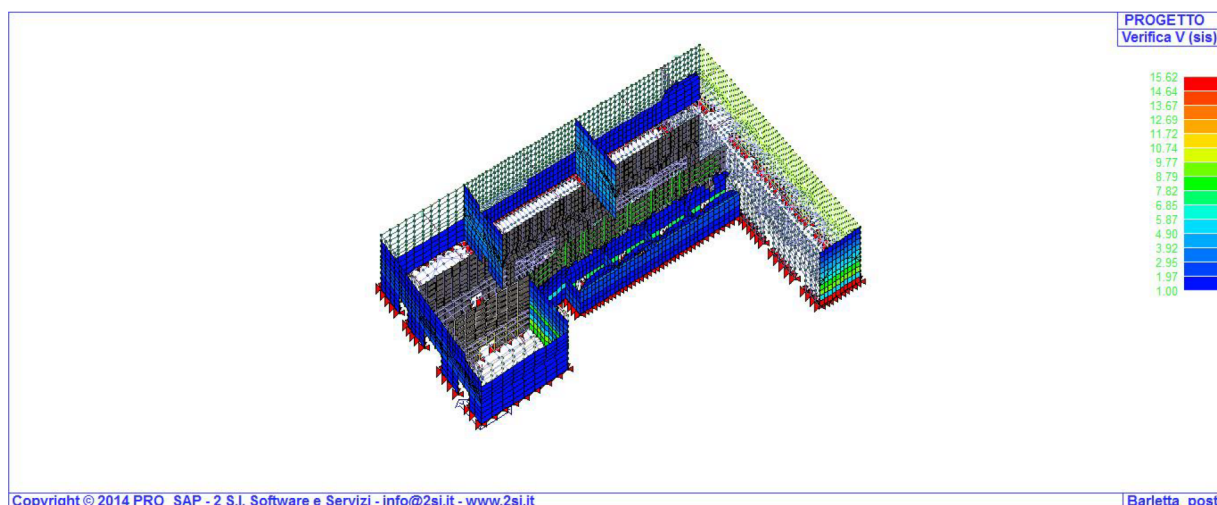
	IRS _(PGA)	
	ANTE _{INTERVENTI}	POST _{INTERVENTI}
CINE_1 Ribaltamento semplice	0,747	2,241

Relativamente al modello globale la quantificazione dell'intervento di miglioramento è stata eseguita valutando l'incremento di a_g , in termini di percentuale, della configurazione ante e post intervento. Per maggiore chiarezza si riporta la tabella seguente.

PGA (incremento del 20%)	
ANTE INTERVENTI	POST INTERVENTI
0,0501 ($0,3a_g$)	0,0835 ($0,5a_g$)

Tali risultati sono stati estrapolati dal modello di calcolo, analizzando **criticamente** quale fosse la minore azione sismica per la quale si abbiano pannelli murari non verificati, nell'ambito delle sollecitazioni complanari, ortogonali e di taglio agenti sulle pareti. Si riportano di seguito le schermate del solutore ante e post intervento.





Si allegano alla presente:

- Scheda di valutazione dell'IQM;
- Scheda di elaborazione della prova con i martinetti piatti;
- Scheda di calcolo della resistenza a compressione della muratura ai sensi dell'EC6;
- Schede della determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura ai sensi della tabella C8A.2.1;
- Tabulato di calcolo dei solai in legno da realizzarsi in copertura;
- Tabulati di calcolo della modellazione ad elementi finiti del sistema globale ante e post intervento;

Tanto si doveva sulla base dell'incarico ricevuto.

DOTT. ING. MICHELE VITTI

VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA

Pannello n. 1

Rispettata
Parz. Rispett.
Non Rispett.

NOTE



Parametri regola arte

OR.	Rispettata	▼
PD.	Parz. Rispett.	▼
F.EL./Reg.EL.	Rispettata	▼
S.G.	Non Rispett.	▼
D.EL.	Rispettata	▼
MA.	Non Rispett.	▼
RE.EL.	Non Rispett.	▼

Azioni verticali	Azioni ortogonali	Azioni complanari
2	2	1
1	1,5	1
3	2	2
0	0	0
1	1	1
0	0	0
0,3	0,5	0,3

MURATURA DI MATTONI PIENI

☒ SI' ☐ NO

	VERT	ORTOG	COMPL
I.Q.M. =	0,42	3,25	0,15
CATEGORIA =	C	C	C

	MIN - MAX	MEDIO
fm (N/cm ²) =	103 - 184	143
Tau0 (N/cm²) =	2,0 - 3,1	2,5
E (N/mm ²) =	590 - 880	735
G (N/mm ²) =	195 - 290	294

MULTIPLICATORI IQM (IPOTESI)			
	r _V	r _{FP}	r _{NP}
MA=R	1	1	1
MA=PR	0,6	1	0,5
MA=NR	0,2	1	0,1

Prova Martinetti Piatti - MP01

Oggetto: **Indagini di diagnostica strutturale presso Convento Sant'Antonio - Barletta**
 Committente: **Arcidiocesi di Trani-Barletta-Bisceglie**
 Data Rilievo: **14-nov-14**

Martinetto singolo

**Geometria: martinetto
semiovale**

Pf = 5,5 [bar]

Pf = 0,55 [MPa]

Am = 783 [cm²]

At = 783 [cm²]

Ka = 1,00

Km = 0,86 Pf=1-10

Km = 0,9 Pf=10-50

$\sigma_e = 48,23$ [N/cm²]

$\sigma_e = 0,47$ [MPa]

$\sigma_e = K_a K_m P_f$

p = 35 [cm]

b = 26 [cm]

Geometria taglio

p = 35 [cm]

b = 26 [cm]

Martinetto doppio

Lunghezza base campione = 25 [cm]

Lunghezza iniziale = 0,000 [mm]

Lunghezza finale = 0,180 [mm]

(Lf - Li) = 0,018 [cm]

	step 1	step 2	step 3	step 4	step 5	
Pi =	0	2	4	6	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	[MPa]

$\sigma_i =$ 0 0,172 0,344 0,516 0,688 per ogni step

$\sigma_r = 70,16$ [N/cm²] a rottura

$\sigma_r = 0,69$ [MPa] a rottura

$e_v = 0,0007$

E = 974 [N/mm²]

E = 956 [MPa]

$\sigma_r = (A_m/A_t) K_m P_r$

$E = \sigma_r / e_u$

N.B.: Le unità di misura delle tensioni e del modulo di elasticità sono conformi alla tabella C8A.2.1 della Circolare Esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009, recante i Valori di riferimento dei parametri meccanici per diverse tipologie di murature



CICLI CARICO - SCARICO MP01

L1	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	scarico	carico
----	-------	--------	---------	--------	---------	--------	---------	--------

e _{lass} =	-2,085	-2,006	-2,010	-1,966	-2,008	-1,890	-1,936	-1,647	[mm]
e _{irel} =	0,000	-0,079	-0,075	-0,119	-0,077	-0,195	-0,149	-0,438	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	0	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,0	0,8	[MPa]

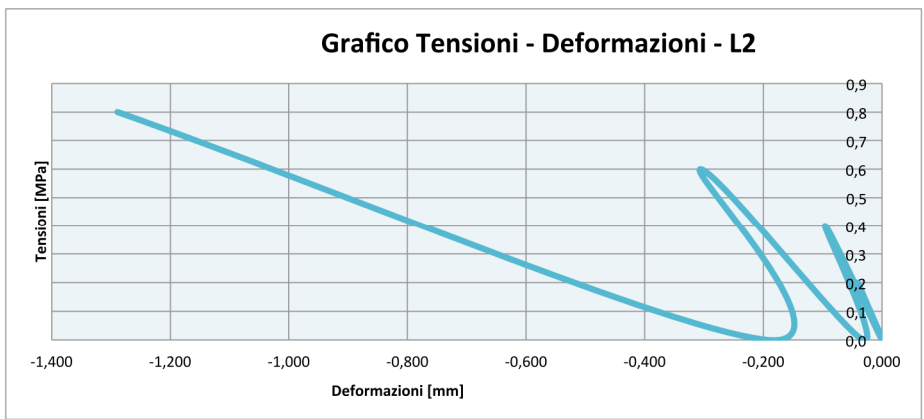
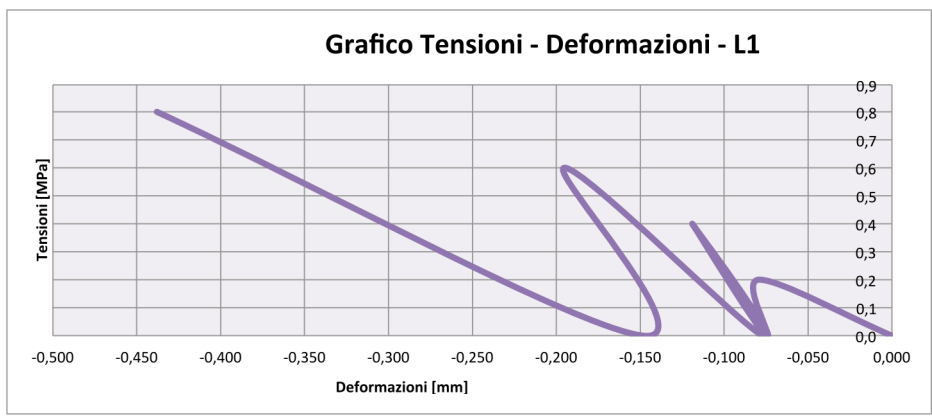
L2	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	scarico	carico
----	-------	--------	---------	--------	---------	--------	---------	--------

e _{lass} =	-1,299	-1,258	-1,299	-1,203	-1,267	-0,993	-1,106	-0,010	[mm]
e _{irel} =	0,000	-0,041	0,000	-0,096	-0,032	-0,306	-0,193	-1,289	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	0	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,0	0,8	[MPa]

L3	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	scarico	carico
----	-------	--------	---------	--------	---------	--------	---------	--------

e _{lass} =	-2,235	-2,237	-2,238	-2,249	-2,256	-2,274	-2,271	-2,284	[mm]
e _{irel} =	0,000	0,002	0,003	0,014	0,021	0,039	0,036	0,049	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	0	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,0	0,8	[MPa]





Prova Martinetti Piatti - MP02

Oggetto: Indagini di diagnostica strutturale presso Convento Sant'Antonio - Barletta

Committente: Arcidiocesi di Trani-Barletta-Bisceglie

Data Rilievo: 14-nov-14

Martinetto singolo

Geometria: martinetto
semiovale

Pf = 3 [bar]

Pf = 0,3 [MPa]

Am = 783 [cm²]

At = 783 [cm²]

Ka = 1,00

Km = 0,86 Pf=1-10

Km = 0,9 Pf=10-50

$\sigma_e = 26,31$ [N/cm²]

$\sigma_e = 0,26$ [MPa]

$\sigma_e = K_a K_m P_f$

p = 35 [cm]

b = 26 [cm]

Geometria taglio

p = 35 [cm]

b = 26 [cm]

Martinetto doppio

Lunghezza base campione = 25 [cm]

Lunghezza iniziale = 0,000 [mm]

Lunghezza finale = 0,063 [mm]

(Lf - Li) = 0,006 [cm]

	step 1	step 2	step 3	step 4	step 5	
Pi =	0	2	4	6	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	[MPa]

$\sigma_i =$ 0 0,172 0,344 0,516 0,688 per ogni step

$\sigma_r = 70,16$ [N/cm²] a rottura

$\sigma_r = 0,69$ [MPa] a rottura

$e_v = 0,0003$

E = 2806 [N/mm²]

$E = 2752$ [MPa]

$\sigma_r = (A_m/A_t) K_m P_r$

$E = \sigma_r / e_u$

N.B.: Le unità di misura delle tensioni e del modulo di elasticità sono conformi alla tabella C8A.2.1 della Circolare Esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009, recante i Valori di riferimento dei parametri meccanici per diverse tipologie di murature



CICLI CARICO - SCARICO MP02

L1	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	carico
-----------	-------	--------	---------	--------	---------	--------	--------

e_{lass} =	-7,741	-7,746	-7,807	-7,788	-7,811	-7,820	-7,766	[mm]
e_{irel} =	0,000	0,005	0,066	0,047	0,070	0,079	0,025	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,8	[MPa]

L2	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	carico
-----------	-------	--------	---------	--------	---------	--------	--------

e_{lass} =	-3,449	-3,387	-3,470	-3,390	-3,475	-3,266	-3,108	[mm]
e_{irel} =	0,000	-0,062	0,021	-0,059	0,026	-0,183	-0,341	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,8	[MPa]

L3	Start	carico	scarico	carico	scarico	carico	carico
-----------	-------	--------	---------	--------	---------	--------	--------

e_{lass} =	-2,751	-2,738	-2,802	-2,781	-2,829	-2,693	-2,549	[mm]
e_{irel} =	0,000	-0,013	0,051	0,030	0,078	-0,058	-0,202	[mm]
Pi =	0	2	0	4	0	6	8	[bar]
Pi =	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6	0,8	[MPa]



Grafico Tensioni - Deformazioni - L1

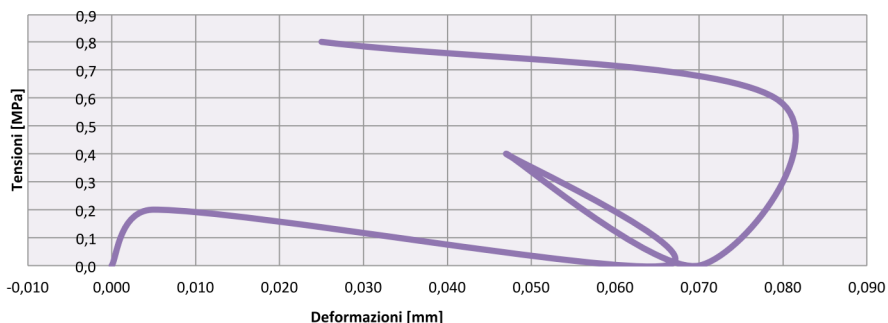


Grafico Tensioni - Deformazioni - L2

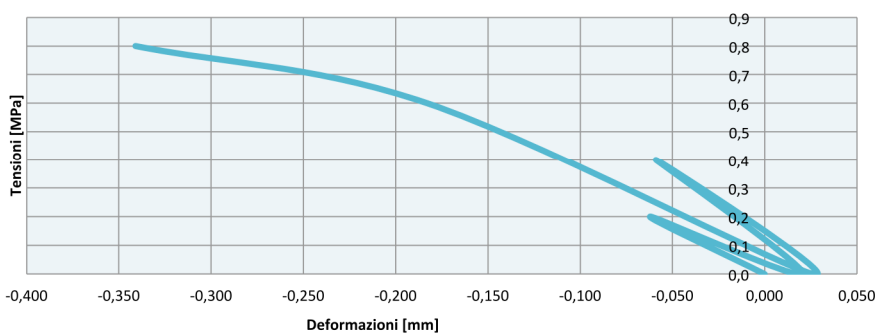
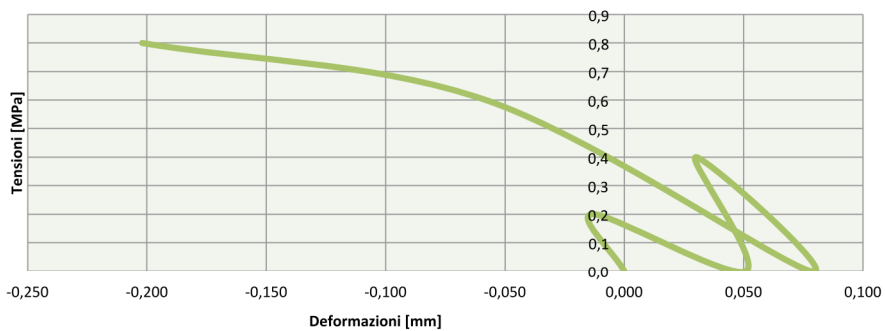


Grafico Tensioni - Deformazioni - L3



RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA MURATURA

RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA MURATURA

CONVENTO SANT'ANTONIO - BARLETTA (BAT)

CONVENTO SANT'ANTONIO - BARLETTA (BAT)

DATI STRUTTURA

DATI STRUTTURA

RESISTENZA dei BLOCCHI	f_b	94,03	N/mm ²
RESISTENZA della MALTA	f_m	0,50	N/mm ²
COSTANTE TABULATA	K	0,60	

RESISTENZA dei BLOCCHI	f_b	27,12	N/mm ²
RESISTENZA della MALTA	f_m	0,50	N/mm ²
COSTANTE TABULATA	K	0,60	

RISULTATI

TUFO_01

RISULTATI

TUFO_02

RESISTENZA caratteristica EC6	f_k	9,67	N/mm ²
-------------------------------	-------	------	-------------------

RESISTENZA caratteristica EC6	f_k	4,31	N/mm ²
-------------------------------	-------	------	-------------------

CONVENTO SANT'ANTONIO - BARLETTA (BAT)

DATI STRUTTURA

RESISTENZA dei BLOCCHI	f_b	2,00	N/mm ²
RESISTENZA della MALTA	f_m	2,50	N/mm ²
COSTANTE TABULATA	K	0,60	

RISULTATI

TUFO_03

RESISTENZA caratteristica EC6	f_k	1,18	N/mm ²
-------------------------------	-------	------	-------------------

Resistenza caratteristica secondo l'EC6

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25}$$

f_b resistenza dei blocchi (N/mm²)
 f_m resistenza della malta (N/mm²)
 K costante tabulata

valori di K

[0,60] per gli elementi per muratura del gruppo 1 quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza dell'elemento in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso [vedere figure 5.1 a) e 5.2].

[0,55] per gli elementi per muratura del gruppo 2a quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso.

[0,50] per gli elementi per muratura del gruppo 2b quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso.

[0,50] quando, per gli elementi per muratura del gruppo 1, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta o parte della lunghezza della muratura [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4].

[0,45] quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2a, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la lunghezza della muratura o parte di essa [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4].

[0,40] quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2b, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la lunghezza della muratura o parte di essa [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4].

[0,40] per gli elementi del gruppo 3.

CONVENTO DI SANT'ANTONIO - BARLETTA (BAT)					
Determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura esistente - ANTE_INTERVENTO					
Tipologia di muratura		Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)			
Livello di conoscenza		LC3: verifiche in situ estese e esaustive, indagini in situ esaustive			
f _m	190	N/cm ²	E	1080	N/mm ²
t _o	3,5	N/cm ²	G	360	N/mm ²
				w	16
				kN/m ³	
				Fattore di confidenza	
				1	
Coefficienti correttivi hanno effetto solo nel caso di muratura storica					
Caratteristiche della muratura					
Malta buona		no	1		
Giunti sottili (<10 mm)		si	1,5		
Ricorsi o listature		no	1		
Connessione trasversale		no	1		
Nucleo scadente e/o ampio		si	0,9		
Interventi di consolidamento					
Iniezione di miscele leganti		no	1		
Intonaco armato		no	1		
Diatoni artificiali		no	1		
f _m	256,5	N/cm ²	E	1458	N/mm ²
t _o	4	N/cm ²	G	486	N/mm ²
				w	16
				kN/m ³	

CONVENTO DI SANT'ANTONIO - BARLETTA (BAT)					
Determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura esistente - POST_INTERVENTO					
Tipologia di muratura		Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)			
Livello di conoscenza		LC3: verifiche in situ estese e esaustive, indagini in situ esaustive			
f _m	190	N/cm ²	E	1080	N/mm ²
t _o	3,5	N/cm ²	G	360	N/mm ²
				w	16
				kN/m ³	
				Fattore di confidenza	
				1	
Coefficienti correttivi hanno effetto solo nel caso di muratura storica					
Caratteristiche della muratura					
Malta buona no 1					
Giunti sottili (<10 mm) si 1,5					
Ricorsi o listature no 1					
Connessione trasversale si 1,5					
Nucleo scadente e/o ampio si 0,9					
Interventi di consolidamento					
Iniezione di miscele leganti no 1					
Intonaco armato no 1					
Diatoni artificiali no 1					
f _m	384,75	N/cm ²	E	1458	N/mm ²
t _o	6	N/cm ²	G	486	N/mm ²
				w	16
				kN/m ³	

VERIFICA TRAVE

(metodo stato limite - sezione interamente reagente)

Riferimento : **TRAVI COPERTURA SANTANTONIO BARLETTA**

Materiale: **Legno resinoso I cat.**

modulo elastico = 119.692 daN/cm²
Resistenza di calcolo = 260 daN/cm²
Peso specifico = 800 daN/m³

Sezione trave: **1 Rettang. b120xh200mm**

A = 240,00 cm²
Jy = 8000,00 Jz = 2880,00 cm⁴
Wy = 800,00 Wz = 480,00 cm³

Luce di calcolo L = **5,30 m**

largh. di influenza carico i = **1,00 m**

rotazione sezione a = **0,00 °**

Vincoli di estremità: semincastro-semincastro

Analisi dei carichi:

Carico Permanente P = 50 daN/m²
Carico accidentale Q = 200 daN/m²
peso proprio G = 150,0 daN/m
Carico lineare perm. q = 0 daN/m
Carico concentrato p = 0 daN

	<i>direz. 2</i>	<i>direz. 3</i>
C.tot: 1,4G+1,4P+1,5Q+1,4q=	580,0	0,0 daN/m
Coeff. Momento (Q L ² /..)	10	10
Carico concentrato 1,5p=	0,0	0,0 daN
Coeff. Momento (p L /..)	6	6

Verifica sezione più sollecitata SLU:

Comb. Carico: 1,4G+1,4P+1,5Q+1,4q+1,5p
Momento massimo = 1629,22 0,00 daNm
tensione massima = **203,65** **0,00 daN/cm²**
tensione massima totale = 203,65 daN/cm² 78%(VERIFICATO)

Verifica a deformazione SLE:

C.tot: 1G+1P+1Q+1q+1p 400,0 0,0 daN/m
Carico concentrato 1p= 0,0 0,0
freccie massime = 2,575 0,000 cm
freccia totale = 2,575
pari a Luce / **206** < L / 200 (VERIFICATO)

Solaio n. Piano Copertura

Tipologia: Solaio in legno e tavolato a semplice orditura

Dimensioni solaio: L1 (cm) 637 L2 (cm) 1600

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
	12	20	-	-
Orditura principale	12	20	400	637
	8	8	90	-
Tavolato	20	3	20	400

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035					
Specie e classe:		Abete Nord S1			
$f_{m,k}$	29,0	$f_{m,d}$	11,6	Moduli elastici	
$f_{t,0,k}$	17,0	$f_{t,0,d}$	6,8	$E_{0,mean}$	12000
$f_{t,90,k}$	0,4	$f_{t,90,d}$	0,2	$E_{0,05}$	8000
$f_{c,0,k}$	23,0	$f_{c,0,d}$	9,2	G_{mean}	750
$f_{c,90,k}$	2,9	$f_{c,90,d}$	1,2	Densità (Kg/m³)	
$f_{v,k}$	3,0	$f_{v,d}$	1,2	r_k	380
g_M	1,50	K_{mod}	0,60	r_{mean}	415

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
	-	-	-	-	-
Orditura principale	240	8000	2880	800	480
	-	-	-	-	-
Tavolato	60	45	2000	30	200

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
	-	-	-	-	0,00
Orditura principale	12	20	400	380	0,02
	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	3	20	465	0,14
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0,16

	G ₂ (KN/m ²)
Mattonato	0,40
Massetto di allettamento	0,50
Mezzane	0,35
altro 1	0,00
altro 2	0,00
altro 3	0,00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)	1,25

Azione variabile principale Q_{k1} (KN/m²)

Civile abitazione 2,00

Categoria H - Coperture

Lunga durata

Azione variabile di combinazione Q_{k2} (KN/m²)

- 0,00

Neve a quota < 1000 mslm

Media durata

Totale azioni variabili (KN/m²) **2,00**

y ₀	y ₁	y ₂
0,0	0,0	0,0

y ₀	y ₁	y ₂
0,5	0,2	0,0

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	g _{G1}	g _{G2}	g _Q
SLU	1,3	1,5	1,5

SLE	1,0	1,0	1,0
Classe di durata del carico: Permanente			
Classe di servizio:		Classe di servizio 1	
Coefficiente Kdef:		0,60	

Combinazioni di carico

Azioni Q _i	Combinazione di carico	Combinazione delle azioni	(KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1+g_{G2}G_2+g_{Q1}Q_{k1}$	5,09
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1+G_2+Q_{k1}$	3,41
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1+G_2+y_{11}Q_{k1}$	1,41
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1+G_2+y_{21}Q_{k1}$	1,41
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1+g_{G2}G_2+g_{Q1}Q_{k1}+g_{Q2}y_{02}Q_{k2}$	5,09
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1+G_2+Q_{k1}+y_{02}Q_{k2}$	3,41
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1+G_2+y_{11}Q_{k1}+y_{22}Q_{k2}$	1,41
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1+G_2+y_{21}Q_{k1}+y_{22}Q_{k2}$	1,41

Carichi distribuiti (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	1,01	0,68	0,28	0,28	1,01	0,68	0,28	0,28
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Orditura principale	20,34	13,65	5,65	5,65	20,34	13,65	5,65	5,65
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato					
Verifiche a flessione, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:					
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = 6,02$		$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,63$		$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,13$	
Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	26,94	L/15	u_{ist} (cm)	45,65	L/9
u_{Qdiff} (cm)	0,00	#DIV/0!	u_{diff} (cm)	11,23	L/36
u_{Qfin} (cm)	26,94	L/15	u_{fin} (cm)	56,88	L/7

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite					
Verifiche a flessione, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:					
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} =$		-	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$		-
			$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} =$		-
Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	-	-	u_{ist} (cm)	-	-
u_{Qdiff} (cm)	-	-	u_{diff} (cm)	-	-
u_{Qfin} (cm)	-	-	u_{fin} (cm)	-	-

Orditura principale					
Verifiche a flessione, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:					
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = 11,12$		$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 3,37$		$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 1,03$	
Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	17,87	L/36	u_{ist} (cm)	30,48	L/21
u_{Qdiff} (cm)	0,00	#DIV/0!	u_{diff} (cm)	7,57	L/84
u_{Qfin} (cm)	17,87	L/36	u_{fin} (cm)	38,05	L/17