

# Valutazione della vulnerabilità sismica del Palazzo dei Principi di Correggio (RE)

Corrado Prandi<sup>1</sup>, Ada Zirpoli<sup>2</sup>, Paolo Sattamino<sup>3</sup> ■



**Ubicazione:**

Correggio (RE)

**Committente:**

Amministrazione Comunale di Correggio

**Sviluppo modello f.e.m.:**

Ing. Corrado Prandi, Ing. Ada Zirpoli, Ing. Paolo Sattamino

**Progettazione e coordinatore delle verifiche:**

Ing. Corrado Prandi

**Periodo completamento progetto:**

Marzo 2013

## 1. Descrizione della struttura

### 1.1 Inquadramento storico

Nella presente scheda è descritta la valutazione della vulnerabilità del Palazzo dei Principi di Correggio (RE), struttura di origine cinquecentesca (1508), che ha subito modifiche sostanziali nel corso dei secoli (Figura 1), tanto che per approfondire il livello di conoscenza dello schema strutturale e definire un modello f.e.m. sufficientemente affidabile, sapendo di poter contare anche su una ricca documentazione reperibile presso la locale biblioteca, si è ritenuto opportuno esaminare l'intera evoluzione storica dello stato di fatto. Il lavoro di approfondimento del livello di conoscenza è sintetizzato, nel seguito, per punti.

1. Dall'epoca della costruzione fino al periodo 1570-1580, la costruzione prevedeva solo la parte che oggi offre il fronte principale, mentre il corpo di fabbrica si estendeva a

<sup>1</sup> Studio Prandi, Corso Cavour, 20 - 42015 Correggio (RE)

Sito web: [www.studioprandi.com](http://www.studioprandi.com)

✉ [info@studioprandi.com](mailto:info@studioprandi.com)

<sup>2</sup> Harpaceas S.r.l., Viale Richard, 1 - Milano

✉ [zirpoli@harpaceas.it](mailto:zirpoli@harpaceas.it)

<sup>3</sup> Harpaceas S.r.l., Viale Richard, 1 - Milano

✉ [sattamino@harpaceas.it](mailto:sattamino@harpaceas.it)



Figura 1  
Facciata del Palazzo dei  
Principi di Correggio e  
veduta dal cortile interno.

sud-ovest oltre il limite attuale seguendo la pubblica via; successivamente (1670-1675) la pianta del palazzo è diventata molto più estesa grazie alla creazione del cortile interno e del collegamento alla vicina basilica di S. Quirino; nel diciannovesimo secolo (1835-1840) la pianta è caratterizzata da una nuova ampia estensione sull'area scoperta a sud-est, che però nel medesimo secolo, unitamente al collegamento con la

basilica e tranne il corpo di fabbrica a sud, verrà demolita per consentire la realizzazione di una nuova struttura, sede degli Istituti S. Tomaso, e della relativa via di accesso (Figura 2).

2. Dalla pianta della città risalente al 1816 si notano a sud i locali dell'attigua nitreria, poi demoliti nello stesso secolo, oltre all'incompleta presenza del porticato nel cortile interno al palazzo (Figura 3).

3. Il prospetto del palazzo restituito nell'anno 1925 riporta lo stato di fatto preliminare all'esecuzione di vari nuovi interventi, sufficientemente riconosciuti grazie ai documenti grafici e contabili gentilmente forniti dal ricercatore storico correggese James Amaini. In particolare, è evidente la diversa conformazione delle aperture e l'assenza del cornicione attuale (Figura 4).
4. La restituzione dello stato di fatto nel periodo 1975-1980 evidenzia una conformazione quasi corrispondente a quella attuale (Figura 5).
5. Il capitolato d'appalto relativo all'intervento dell'anno 1925 testimonia l'esecuzione di interventi di sottofondazione nella parte nord-ovest del palazzo, che ancora oggi evidenzia lievemente il dissesto, oltre a chiare indicazioni sulla composizione del legante per la muratura.
6. La relazione descrittiva allegata al progetto dell'intervento successivo al sisma del 1996 riporta una chiara sintesi degli interventi e delle relative modalità di esecuzione. Se ne riportano alcuni passi nel riquadro sottostante.

#### CONSIDERAZIONI RELATIVE ALL' INTERVENTO SULLE STRUTTURE (anni 1998-2002)

*Per quanto riguarda le opere previste nell'intervento di miglioramento sismico di cui si tratta si precisa quanto segue:*

*La geometria dell'edificio e le masse strutturali (pesi propri e carichi permanenti) non subiranno globalmente variazioni e di conseguenza non saranno modificati i carichi trasmessi dalle sovrastrutture alle fondazioni ed anche gli effetti che le suddette masse, a causa di un evento sismico, potranno indurre sulle murature d'ambito con funzione controventante.*

*Non verrà cambiata la destinazione d'uso (museo - biblioteca) dell'edificio e di conseguenza non risulteranno modificati i sovraccarichi accidentali (soprattutto scaffalature), per i quali si prevede, in buona parte, uno spostamento al piano terra.*

*Le strutture di piano esistenti, poco efficienti, saranno sostituite con idonee strutture miste acciaio-calcestruzzo dimensionate per i sovraccarichi di legge (6 kN/m<sup>2</sup>), mentre quelle ritenute ancora valide o vincolate per il loro valore storico saranno opportunamente consolidate e dimensionate per i sovraccarichi massimi consentiti dalle loro caratteristiche statiche.*

*In altri casi, in cui non è in alcun modo possibile intervenire per migliorare la statica delle strutture (solai), si effettueranno prove di carico per certificarne la capacità portante, realizzando comunque quelle strutture accessorie (controventamento per i paramenti murari), che si renderanno necessarie nell'ottica dell'intervento in esame.*

*Tutte le suddette strutture saranno connesse alle murature d'ambito con connettori in acciaio (si vedano gli elaborati grafici progettuali) per trasferire nel modo più uniforme alle stesse murature le forze d'inerzia generate da un eventuale sisma.*

*Per quanto riguarda poi in consolidamento delle murature d'ambito si provvederà alla posa in opera di architravi metalliche in corrispondenza delle aperture e qualora non fosse sufficiente, sarà necessario prevedere la realizzazione di riquadrature con idonei profilati metallici (angolari e calastrelli) opportunamente connessi alle murature stesse; si prevede anche la realizzazione di cucì scuci per le porzioni murarie lesionate, chiusura di aperture non più necessarie ed attualmente tamponate con tavolati ed eventuale ricostruzione con mattoni di recupero di porzioni ammalorate.*

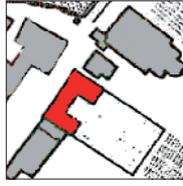
*Relativamente alle strutture lignee di copertura, gli interventi di consolidamento consisteranno nella sostituzione degli elementi lignei ammalorati, nella posa di tavolato con ferramenta metallica costituita da piatti incrociati, nella sostituzione delle pianelle in cotto presenti in alcune zone con idoneo assito ligneo, nella realizzazione di opportuni ancoraggi delle testate delle capriate alle murature di appoggio con relativa posa di dormienti e nel consolidamento del cornicione.*

I progettisti delle strutture: Dott. Ing. Daniele Soncini, Dott. Ing. Giovanni Ragazzi

Il reperimento e l'analisi della documentazione storica disponibile, ha consentito allo scrivente di raggiungere la necessaria conoscenza, preliminare all'effettuazione dell'analisi sismica richiesta dall'Amministrazione Comunale di Correggio. I documenti raccolti evidenziano le profonde trasformazioni che hanno interessato il fabbri-

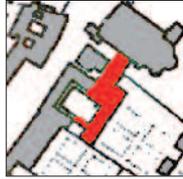
cato, che da un lato confermano l'attenzione che i Correggesi hanno sempre attribuito nei secoli a questo palazzo, dall'altro autorizzano ad ipotizzare la presenza di parziali discontinuità nelle connessioni tra le murature e di disomogeneità costitutive dei materiali impiegati nelle successive edificazioni.

Figura 2  
Schema delle principali  
modifiche dall'anno di  
costruzione al 1900.



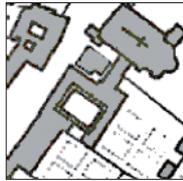
1570-1580

Il palazzo ha una superficie pari alla metà dell'attuale.



1670-1675

Raddoppia la superficie del palazzo e viene edificato un collegamento con la basilica di S. Quirino.



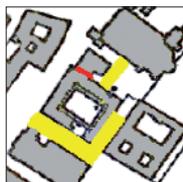
1760-1770

Non risultano variazioni in pianta.



1835-1840

Notevole estensione della pianta verso sud-est.



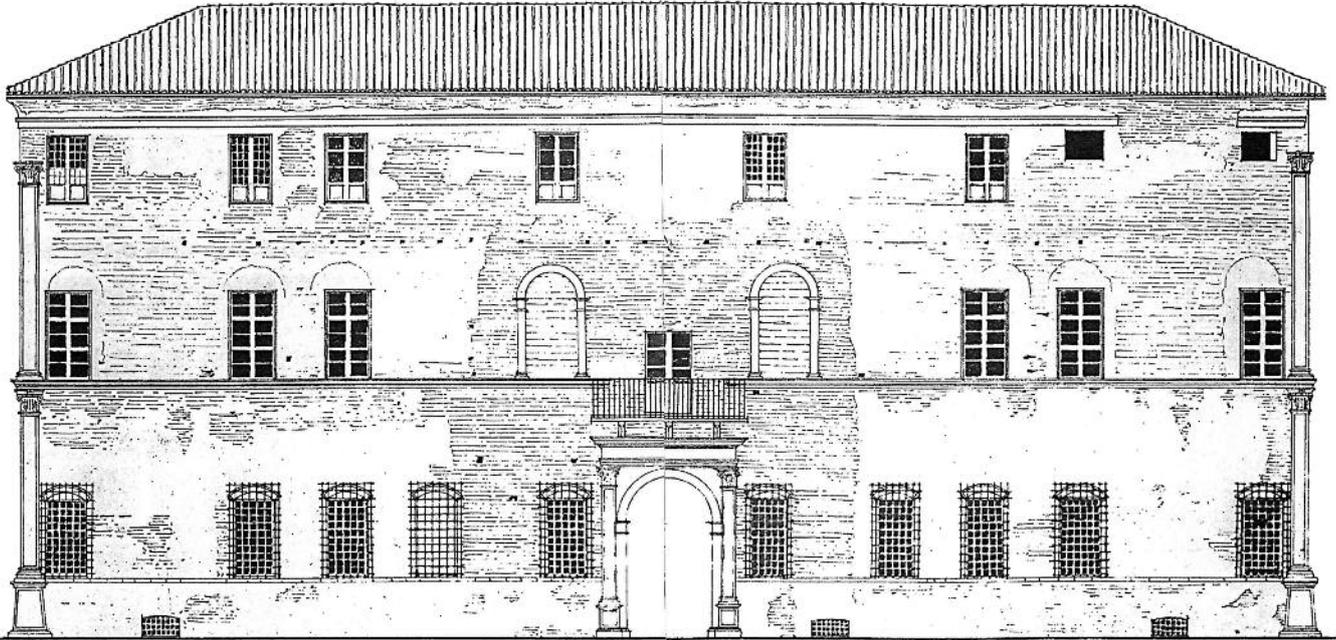
1890-1900

Demolizione del collegamento con la basilica di S. Quirino, demolizione di parti del fabbricato verso sud-est e sud-ovest, collegamento a nord con l'attuale casa parrocchiale.

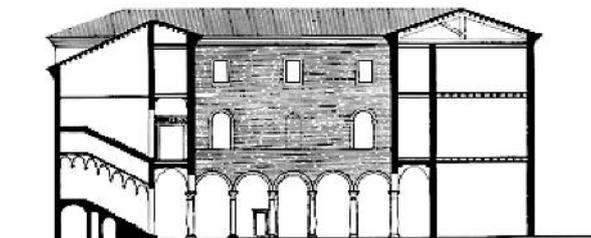
Figura 3  
Pianta risalente all'anno  
1816.



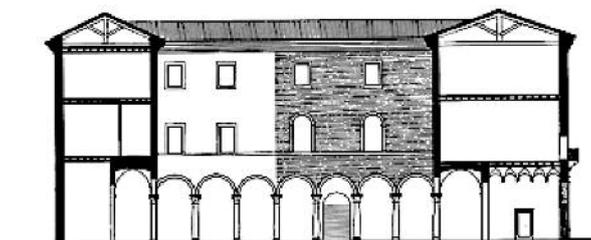
Figura 4  
Stato di fatto redatto  
da Ing. Guido  
Zucchini nell'anno  
1925.



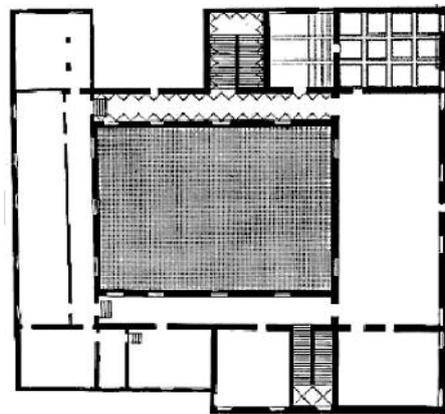
Prospetto su Piazza Castello



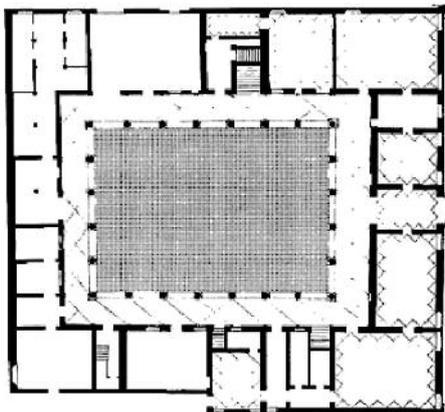
Sezione trasversale



Sezione longitudinale



Pianta piano Primo



Pianta piano Terra

Figura 5  
Stato di fatto redatto  
dall'Arch. Franca  
Manenti Valli anno  
1975-1980.

## 1.2 Stato di fatto

Allo stato attuale, il Palazzo prevede in ogni corpo di fabbrica pareti portanti in muratura laterizia, in tutte le parti edificate nelle successive fasi temporali, con presenza di pareti perimetrali, di spina e trasversali di controvento; gli orizzontamenti sono prevalentemente a volte in laterizio su archi murari al pianterreno ed al primo piano, prevalentemente ad orditura lignea al secondo piano; la copertura ha orditura lignea a capriate, travi principali e travicelli.

Il pianterreno ed il piano ammezzato accolgono i locali della biblioteca comunale e le sale conferenze; il primo piano ospita il museo civico; il sottotetto prevede le superfici ad uso archivio ed una ampia sala conferenze ("sala delle capriate").

L'uso del palazzo è principalmente diurno con una presenza media stimabile di 100 persone; in orario serale le sale conferenze possono frequentemente ospitare un numero comparabile di occupanti. Le due scale principali favoriscono il deflusso a terra nel cortile interno, da questo, attraverso il portone principale, si accede alla pubblica via; la biblioteca al pianterreno prevede varie uscite di sicurezza verso il cortile interno e verso l'esterno del palazzo.

Oltre agli interventi già descritti che hanno comportato una notevole estensione della superficie in pianta e la ricomposizione dei volumi; la struttura è stata probabilmente interessata da sopraelevazioni parziali. Nel trascorso decennio sono stati eseguiti diffusi interventi di miglioramento sismico alle caratteristiche di orizzontamenti, scale e copertura; l'ampia documentazione di progetto fornita dall'Amministrazione comunale evidenzia l'attuazione di opere per la connessione degli orizzontamenti e della copertura alle pareti portanti, oltre che l'inserimento delle catene mancanti negli archi murari e la cerchiatura delle principali aperture; si ritiene che gli interventi eseguiti abbiano favorito la mutua connessione tra le parti del palazzo che sono state edificate in periodi successivi. Recentemente è stato eseguito un intervento di consolidamento del cornicione prospiciente la pubblica via (Corso Cavour).

Gli elementi portanti verticali in muratura laterizia, si ripetono in una disposizione simile per i quattro corpi di fabbrica che racchiudono il cortile interno:

- colonne in marmo o in muratura del porticato sulle quali si impostano gli archi murari a sostegno delle pareti esterne sul cortile;
- muratura di spina e di chiusura del sottoportico;
- parete perimetrale;
- pareti trasversali.

Le pareti portanti hanno spessore variabile lungo l'altezza da 30 cm a 50 cm circa, mentre

quelle perimetrali risultano rastremate alla base. È riconoscibile un datato dissesto sulla parete esterna a nord-ovest, oggi verosimilmente stabilizzato; non si riconoscono fessurazioni di rilievo nei setti portanti. Anche a seguito della sequenza sismica di maggio - giugno 2012 non si sono attivate rilevanti situazioni di dissesto nelle strutture del fabbricato.

Gli impalcati di piano prevedono varie tipologie di volte in muratura e di varia estensione; sono presenti volte a crociera sul portico e sui corridoi, a vela ed a botte su vari ambienti interni, tutte impostate su archi in muratura o direttamente sulle pareti; le volte sono state consolidate in anni recenti dotandole di cappette in calcestruzzo armate, sostituendo il materiale di riempimento con altro con migliori caratteristiche di coesione e leggerezza e realizzando nuove connessioni con le pareti murarie perimetrali.

Gli impalcati ad orditura lignea, che prevedono travi principali, travicelli e pianelle in laterizio, sono stati consolidati mediante la connessione a cappette in calcestruzzo armate.

L'ordito ligneo di copertura prevede capriate, travi principali, travetti ed assito; l'intervento di consolidamento ha previsto nuove connessioni metalliche tra i componenti lignei e con le muraure. La presenza di tamponature è molto modesta e non influisce sul comportamento strutturale del palazzo.

Le fondazioni in muratura laterizia sono chiaramente riconoscibili dal livello interrato; è presente un allargamento dello spessore rispetto alle pareti sovrastanti, in alcune parti sono presenti allargamenti rastremati verso terra ed archi murari di scarico; nell'angolo nord-ovest è presente a pavimento un getto in calcestruzzo, verosimile intervento consolidante di allargamento fondale, mentre nelle parti restanti è esposto il terreno naturale.

La tessitura della muratura è mediamente regolare; la malta nelle fughe in parte è stata risarcita con legante di qualità superiore, in parte è allo stato originario e meno consistente, presentando diffuse scarniture. Non si riconoscono affioramenti dell'acqua di falda ed il livello dell'umidità appare normale.

## 1.3 Materiali

La norma vigente suggerisce per la muratura a mattoni pieni legati con malta di calce i valori della seguente Tabella 1.

Non si considerano i previsti fattori aggravanti o migliorativi, con l'applicazione dei corrispondenti coefficienti, ma vengono impiegati per le verifiche i valori medi tra quelli riportati sopra. Per la resistenza al taglio al valore medio indicato sopra andrà sommato il 40% del valore della compressione presente.

Tabella 1 - Caratteristiche dei materiali

Resistenza media a compressione	2.4 ÷ 4.0 N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza media a taglio	0.06 ÷ 0.092 N/mm <sup>2</sup>	in assenza di compressione
Modulo di elasticità normale	1200 ÷ 1800 N/mm <sup>2</sup>	in condizioni non fessurate
Modulo di elasticità tangenziale	400 ÷ 600 N/mm <sup>2</sup>	
Peso specifico	18 kN/m <sup>3</sup>	

Gli altri materiali impiegati nella modellazione e verifica sono l'acciaio delle catene negli archi e la pietra arenaria con la quale sono realizzate le colonne più antiche del porticato; i moduli di elasticità normali che sono stati considerati sono rispettivamente pari a 210000 e 15000 N/mm<sup>2</sup>. In considerazione del livello di conoscenza 1 conseguito nell'analisi della costruzione, i valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono divisi per 1.35.

## 2. Input sismico

### 2.1 Eventi sismici passati

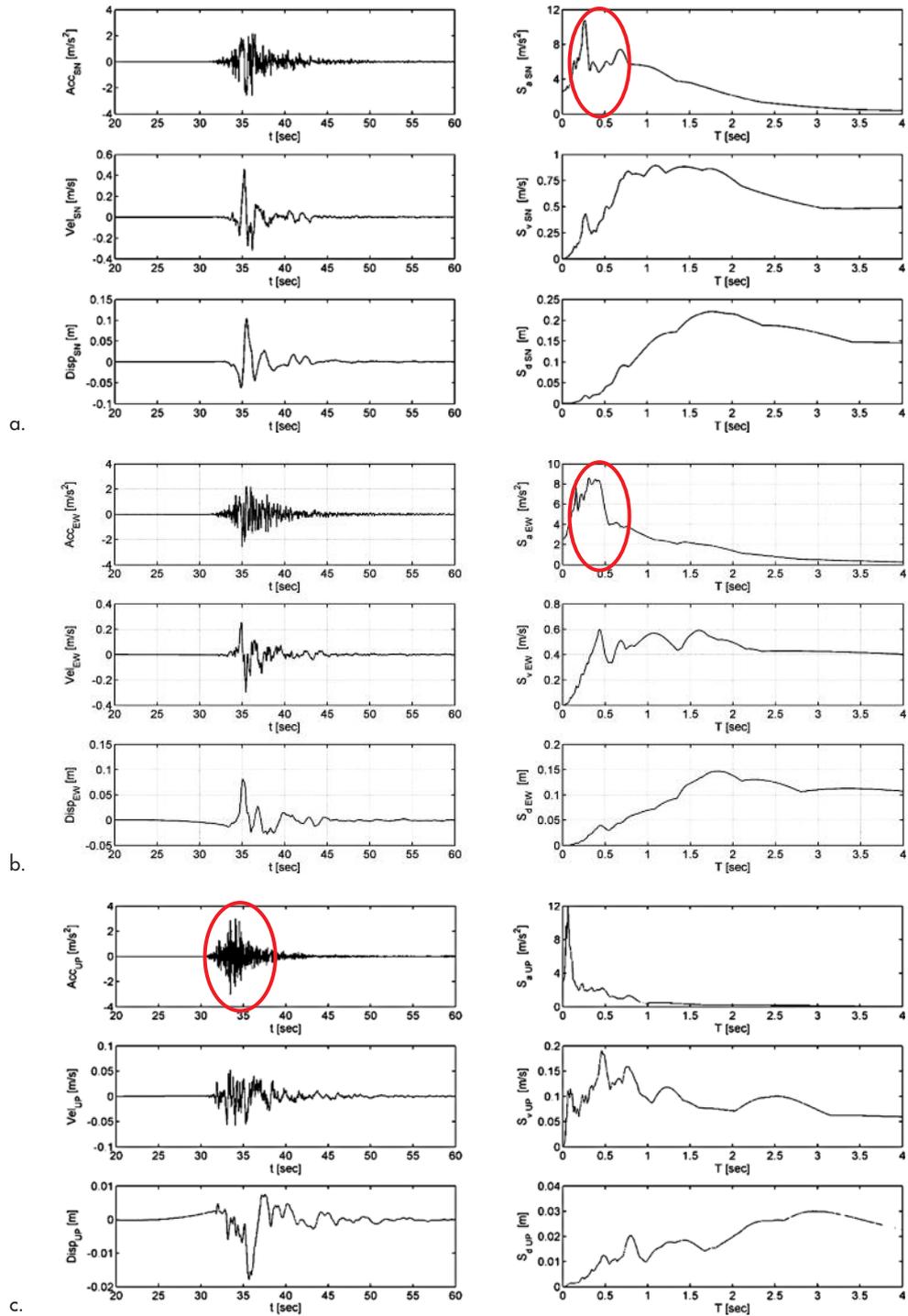
Gli eventi significativi che hanno sollecitato oltre il regime ordinario la costruzione, sono sicuramente gli eventi sismici occorsi dalla realizzazione della costruzione ad oggi. Se ne elencano i principali, aventi distanza epicentrale inferiore a 30 km

rispetto all'ubicazione della struttura (Tabella 2). Fra il 2008-2011 si sono verificati ulteriori 12 eventi, mediamente di magnitudo 2.3. La più recente ed intensa sequenza sismica del maggio-giugno 2012 con epicentri a Nord-Est di Correggio, invece, ha localmente comportato accelerazioni al suolo rilevanti, ma inferiori a quelle misurate nell'anno 1996, salvo che per i valori delle accelerazioni verticali. Esaminando le mappe e gli spettri di risposta si possono notare almeno tre aspetti importanti: gli elevati scuotimenti verticali in termini di accelerazione (Figura 6c, evento del 20 maggio 2012 ora UTC 2:03:52); le particolari forme spettrali che impongono, per alcuni periodi di vibrazione compresi fra 0 e 0.6 s (edifici in muratura, molti edifici in c.a.) accelerazioni orizzontali dell'ordine di 1 g (Figure 6a e 6b, evento del 20 maggio 2012 ora UTC 2:03:52), l'entità delle

Tabella 2 - Principali eventi sismici che hanno colpito la zona di Correggio nel passato

Anno	Magnitudo	Epicentro
1547	5.2	Reggio Emilia
1572	5.1	Sorvolo
1586	4.8	S.Cesario sul Panaro
1591	4.8	Reggio Emilia
1608	4.8	Reggio Emilia
1660	4.6	Modena
1671	5.3	Campogalliano
1806	5.2	Novellara
1810	5.3	Guastalla
1811	5.2	Casalgrande
1831	5.4	Campegine
1832	5.6	S.Ilario d'Enza
1850	4.8	Modena
1857	5.3	S.Ilario d'Enza
1873	5.1	Scandiano
1915	5.0	S.Ilario d'Enza
1923	5.2	Formigine
1928	4.8	Carpi
1930	4.8	Albinea
1950	4.5	Bagnolo in Piano
1967	4.7	Correggio
1967	4.5	Castelnuovo Rangone
1987	5.0	S.Tommaso della Fossa
1996	5.4	Bagnolo in Piano
2000	4.5	Canolo di Correggio

Figura 6  
Registrazioni della stazione RAN di Mirandola (MO) dell'evento del 20 maggio ora UTC 2:03:52. Nella colonna di sinistra sono rappresentati gli scuotimenti in termini di accelerazione, di velocità e di spostamento, nella colonna di destra sono raffigurati i corrispondenti spettri: a) componente Est-Ovest; b) componente Nord-Sud; c) componente verticale (fonte: Protezione Civile Italiana tramite [www.terremotoemilia.it](http://www.terremotoemilia.it)).



componenti orizzontali della accelerazione rilevata a Correggio, orientativamente pari a 1/3 di quelle riscontrate nella zona epicentrale del sisma (Figura 7, evento del 29 maggio 2012 ora UTC 7:00:03).

**2.2 Definizione dell'input in base alla normativa corrente**

Secondo la relazione geologico-sismica dell'area, il terreno è classificabile come di tipo C (secondo D.M. 14 gennaio 2008) e ad esso è associata una

bassa probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione, senza comunque escluderli. Al fine di assegnare un fattore di struttura alla costruzione in esame, si riassumono le caratteristiche di regolarità. La configurazione in pianta è approssimativamente caratterizzata da una simmetria secondo le due direzioni principali; le muraure portanti per i quattro corpi di fabbrica hanno interassi comparabili e spessori mediamente corrispondenti, la presenza delle aperture non è tale da alterare sensibilmente questa condizione.

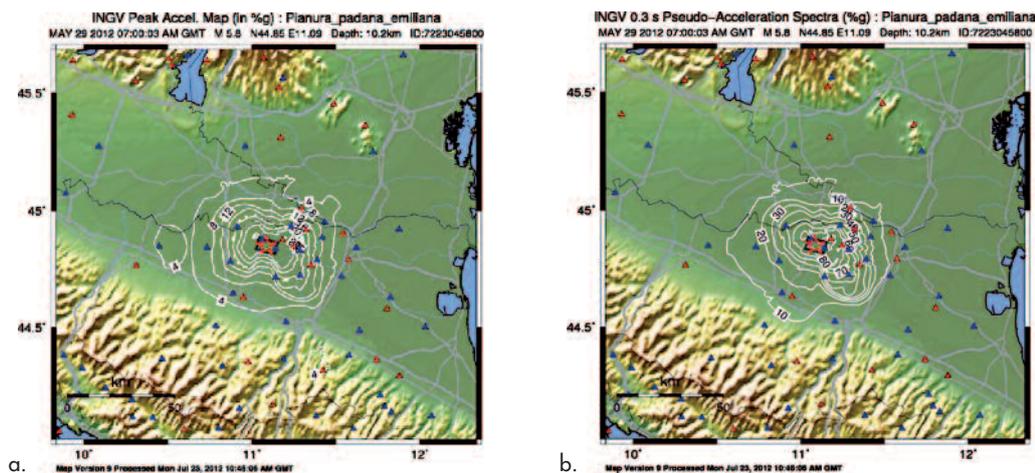


Figura 7  
Sisma del 29 maggio 2012, ora UTC 7:00:03:  
a) l'accelerazione orizzontale al suolo a Correggio risulta prossima a 0.12 g;  
b) per un periodo di vibrazione di 0.3 s, l'accelerazione è prossima a 0.3 g.

Le pareti portanti, per la maggior parte, si ripropongono in altezza fino alla copertura mantenendo il medesimo spessore. È evidente invece il sensibile aumento di rigidità tra il livello terreno ed il primo impalcato conseguente alla presenza del porticato interno.

Le pareti trasversali nei quattro corpi di fabbrica, non presentandosi in numero ed interasse corrispondente, danno luogo a campi di parete carat-

terizzati da una diversa snellezza; l'effetto di quest'ultima è comunque mitigato dalla presenza degli impalcati, che in anni recenti sono stati tutti consolidati, irrigiditi ed ammortati alle pareti. Seguendo le indicazioni della norma vigente, la costruzione è considerata non regolare in elevazione, pertanto il fattore di riduzione delle accelerazioni dello spettro elastico risulta essere pari a  $q = 1.5 \cdot \alpha_U / \alpha_i = 2.25$ .

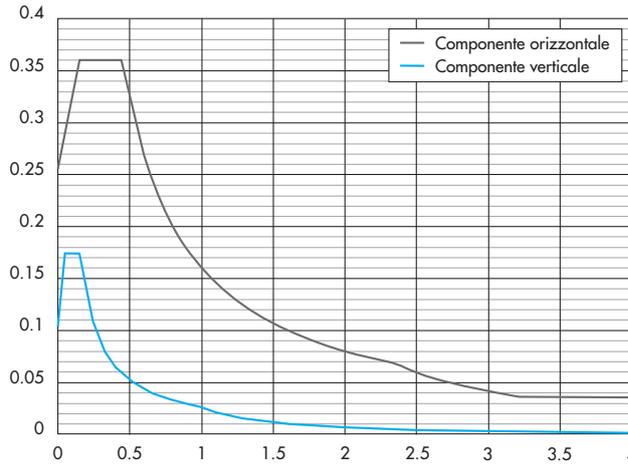
Tabella 3 - Parametri per la definizione dell'input sismico

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione		C
	Categoria topografica		T1
	Coeff. di amplificazione topografica	$S_T$	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera	$V_N$ (anni)	50
	Classe d'uso		III
	Coefficiente d'uso	$C_U$	1.5
	Periodo di riferimento	$V_R$ (anni)	50
Struttura	Descrizione	muratura	
	Classe di duttilità		B
	Massimo fattore di struttura		2.25
	Coefficiente riduttivo per regolarità	$K_R$	0.8
	Fattore di struttura	$q$	1.8
	Coeff. di smorz. viscoso equiv.		5%

Tabella 4 - Caratteristiche spettro elastico allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Dati Spettrali		SLV
Probabilità di superamento	$P_{Vr}$	10%
Periodo di ritorno	$T_R$ (anni)	712
Accelerazione	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	1.8
Fattore di amplificazione	$F_0$	2.529
Periodo iniziale velocità costante	$T_C^*$ (s)	0.276
Coefficiente di sottosuolo	$C_C$	1.606
Periodi	$T_C$ (s)	0.443
	$T_B$ (s)	0.148
	$T_D$ (s)	2.320
Coeff. di amplif. stratigrafica	$S_S$	1.427
Coefficiente	$S$	1.427

Figura 8  
Spettri di progetto elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). In ordinata la pseudo-accelerazione spettrale espressa in (g), in ascissa il periodo in (s).



### 3. Modellazione ed analisi

#### 3.1 Descrizione del modello

Le verifiche nei confronti dell'azione sismica sono state richieste al fine di indagare il presunto comportamento delle murature portanti nell'ipotesi, sostenibile, di impalcati a comportamento rigido nel loro piano, di elementi non strutturali e degli scaffali/librerie. L'idoneità degli impalcati a sostenere le azioni verticali, è stata precedentemente verificata da Altri in concomitanza di recenti interventi di miglioramento sismico.

È stato eseguito preliminarmente un calcolo manuale di controllo per determinare le sollecitazioni attese nelle murature del fabbricato, a

cui sono seguite un'analisi modale per la determinazione dei modi vibrazionali, ed una statica non-lineare su di un modello 3D ad elementi finiti in ambiente Midas-GEN.

La presenza di catene ai piani, di connessioni documentate tra gli impalcati e le pareti e di un cordolo di coronamento in copertura, portano a ritenere poco significative le verifiche delle murature fuori dal loro piano, meccanismo comunque tenuto sotto debito controllo.

La volontà di rilevare il comportamento delle murature portanti anche localmente, ha spinto alla creazione di un modello rappresentativo della costruzione nella sua globalità; il modello presenta

Figura 9  
Modello 3D ad elementi finiti del Palazzo dei Principi (Midas GEN).

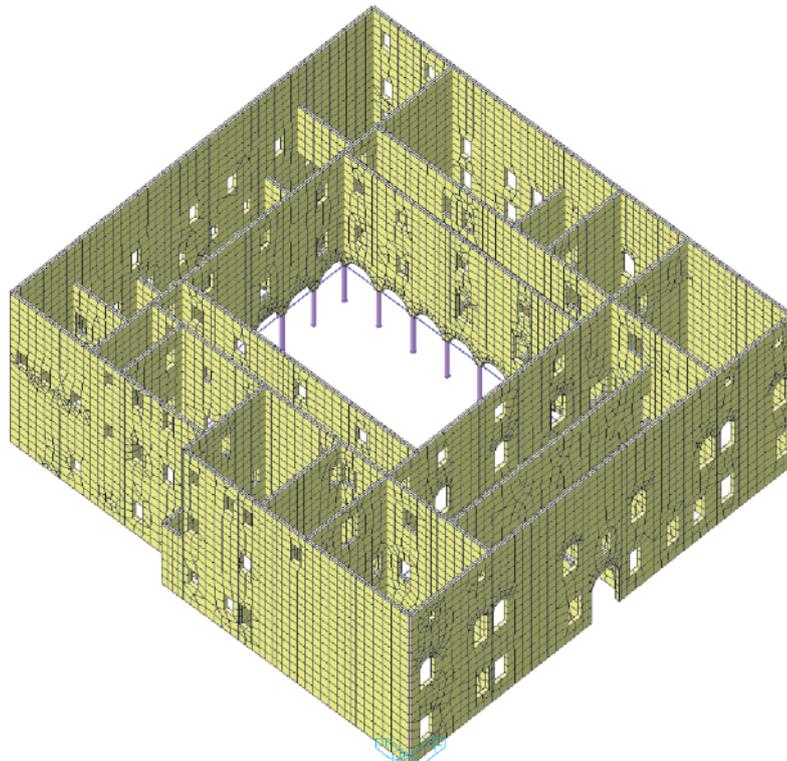


Tabella 5 - Carichi unitari considerati nel calcolo (kN/m<sup>2</sup>)

Impalcato	Permanente strutturale	Permanente non strutturale	Variabile
Soppalco biblioteca	1.00	1.50	6.00
Solaio voltato biblioteca	3.00	2.00	6.00
Solaio voltato museo	3.00	2.00	5.00
Solaio ligneo biblioteca	1.00	1.50	6.00
Solaio ligneo sottotetto	1.65	2.50	6.00
Solaio copertura corridoi	1.85	1.00	1.7
Solaio copertura	6.50	1.00	1.20
Scale	3.00	2.50	4.00

approssimazioni e semplificazioni rispetto al fabbricato reale, non pregiudizievoli, a parere dell'autore, per la qualità dei risultati ottenuti.

- regolarizzazione degli allineamenti sghembi di alcune pareti con inserimento delle stesse secondo una maglia di allineamenti ortogonali;
- attribuzione di un unico livello al piano di posa della copertura;
- attribuzione di un unico allineamento a pareti in limitato disassamento;
- uniformazione degli spessori delle pareti quando comparabili;
- unicità delle caratteristiche meccaniche per la muratura dell'intera costruzione;
- la presenza di un fabbricato in adiacenza è simulata posizionando nelle posizioni corrispondenti aste con rigidità tagliante comparabile a quella dei setti murari;
- non è stato modellato l'interrato limitato ad una parte della pianta.

Gli **elementi finiti impiegati** per la modellazione sono bidimensionali a 3-4 nodi, reciprocamente vincolati in modo da avere continuità nel trasferimento delle azioni, dotati di rigidità nel loro piano e trasversalmente allo stesso; le colonne del porticato sono modellate con aste incernierate alle estremità; gli elementi finiti hanno il vincolo di incastro al livello del terreno.

Gli elementi finiti disposti con nodi congruenti in corrispondenza degli innesti trasversali tra le

pareti, provvedono al trasferimento e ripartizione delle azioni di interfaccia e collaborano nella composizione delle rigidità; quest'ultima ipotesi non trova riscontro nel caso di pareti trasversali con tessiture non intrecciate, peraltro la presenza di impalcati efficacemente connessi alle pareti favorisce ingranamento ed attrito all'interfaccia, con comportamento che si suppone comparabile a quello dell'intreccio.

### 3.2 Risultati

Il modello realizzato è stato sottoposto alle seguenti analisi:

- statica lineare elastica;
- dinamica modale elastica;
- dinamica modale elastica con spettro di risposta;
- statica non lineare.

#### 3.2.1 Analisi statica lineare elastica

I risultati in termini di sollecitazione di compressione normale e sollecitazione tangenziale sulla struttura discendenti dall'analisi statica lineare elastica sono esposti attraverso le figure seguenti, ciascuna di esse relativa ad una parete o alle colonne. Per maggiore leggibilità, i valori di sollecitazione minima e massima sono esplicitati nelle didascalie.

#### 3.2.2 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale ha invece messo in evidenza una risposta dinamica della costruzione

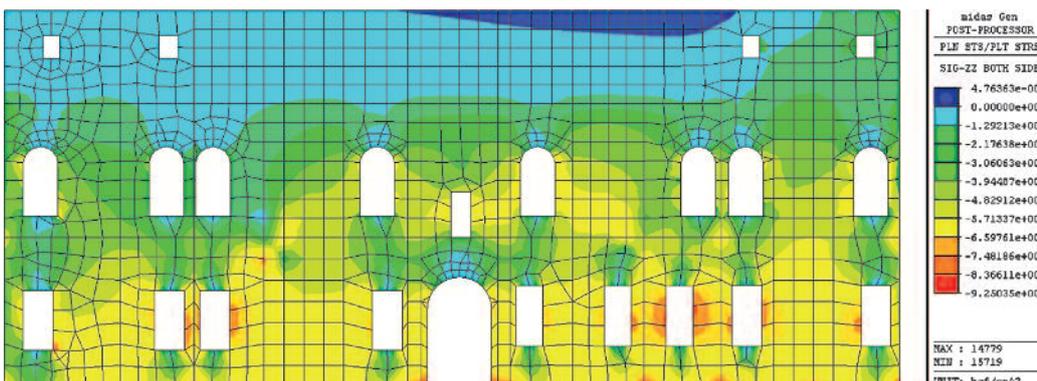


Figura 10  
Tensione di compressione  
alla base: 0.65 ÷ 0.75  
N/mm<sup>2</sup>.

Figura 11  
Tensione tangenziale alla base:  $0.14 \div 0.21$  N/mm<sup>2</sup>.

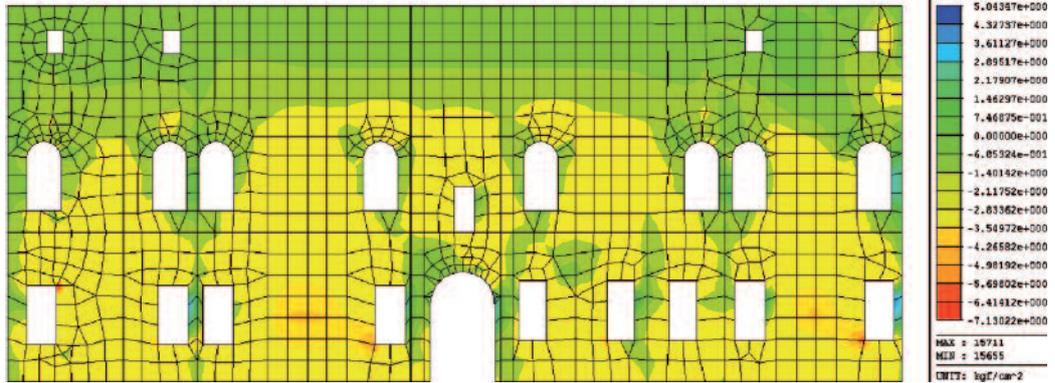


Figura 12  
Tensione di compressione alla base:  $4.5 \div 5.5$  N/mm<sup>2</sup>.

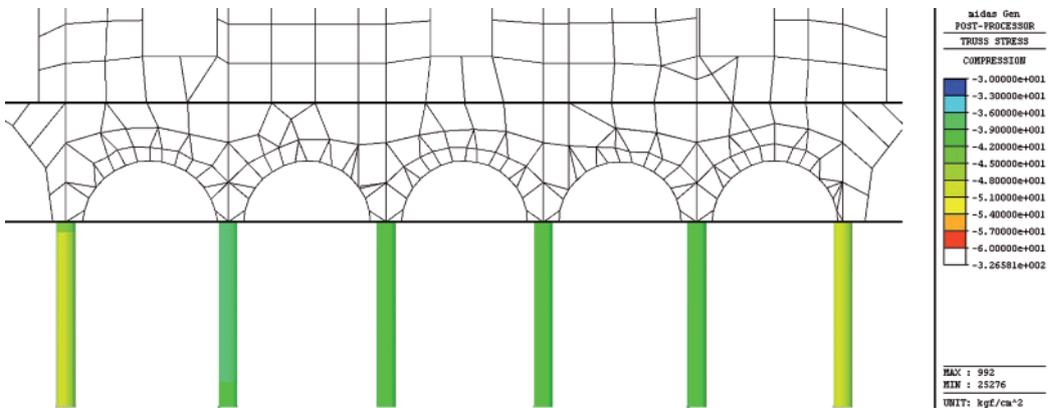


Figura 14  
Tensione tangenziale alla base:  $0.21 \div 0.25$  N/mm<sup>2</sup>.

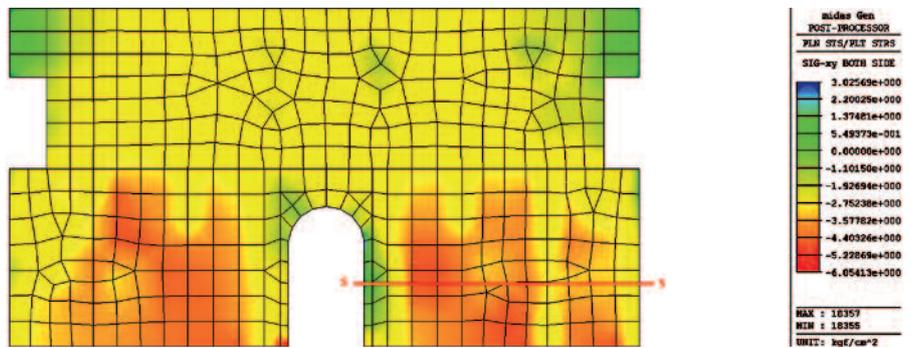
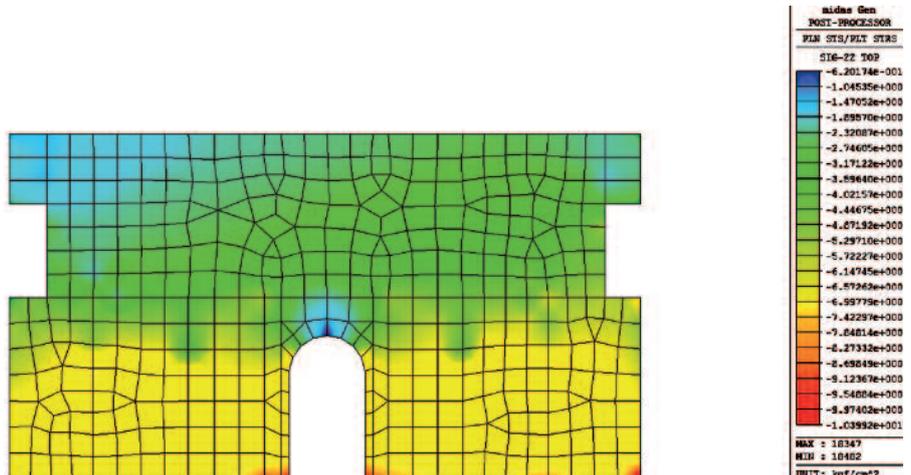


Figura 13  
Tensione di compressione alla base:  $0.70 \div 0.75$  N/mm<sup>2</sup>.



abbastanza regolare, con i primi quattro modi traslazionali che attivano la quasi totalità delle masse (93% e 95% lungo x e y rispettivamente, mentre in direzione z è necessario considerare un numero molto elevato di modi), e con quelli torsionali che attivano una percentuale di massa molto contenuta (16%). È da segnalare inoltre la buona corrispondenza tra i periodi propri di vibrazione discendenti dall'analisi numerica e quelli ricavati dalle misurazioni sperimentali mediante microtre-mori. Questo riscontro contribuisce ad avvalorare la qualità della modellazione strutturale effettuata ed i risultati che ne sono discesi.

3.2.3 *Analisi dinamica modale con spettro di risposta*

La successiva analisi spettrale ha permesso di valutare i livelli di sollecitazione associati all'imposizione dell'input sismico precedentemente descritto. In particolare nel seguito si esaminano i risultati riguardanti lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV): per ciascun allineamento murario sono stati calcolati quattro distinti fattori di sicurezza in termini di meccanismo a

flessione in piano e fuori piano e meccanismo a taglio in piano e fuori piano. I valori medi di resistenza utilizzati in tali verifiche sono indicati dalla normativa e sembrano in buona sintonia con i risultati delle prove sperimentali effettuate.

Resistenza a compressione:

$$3.2/1.35 \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 4.6 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza alla sollecitazione tangenziale:

$$0.076/1.35 \cdot 1.5 \cdot 1.3 + 0.4 \cdot \sigma_0 = 0.11 + 0.4 \cdot \sigma_0 \text{ N/mm}^2$$

È da precisare, a fronte dei risultati ottenuti, che le verifiche sono state eseguite in modo prudente, cioè applicando il fattore di conoscenza più svantaggioso e non considerando il fattore migliorativo che la norma permette di applicare in presenza di malta con buone caratteristiche. Sotto tale ipotesi, la verifica dei vari allineamenti murari, come illustrato nelle figure e nelle tabelle che seguono, ha messo in evidenza come una limitata porzione delle murature sia caratterizzata da una capacità inferiore ai 2/3 di quella richiesta per fronteggiare un sisma con le caratteristiche di accelerazione previste per il sito in esame.

Tabella 6 - Periodi propri di vibrazione e masse partecipanti dei primi quattro modi del modello

Modo	Periodo (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.2774	<b>83.1361</b>	83.1361	0.0360	0.0360	0.0000	0.0000	0.0083	0.0083	22.4724	22.4724	1.0667	1.0667
2	0.2628	0.0123	83.1485	<b>87.4501</b>	87.4862	0.0000	0.0000	21.4925	21.5008	0.0081	22.4805	0.2271	1.2938
3	0.1605	9.4347	92.5831	0.4416	87.9278	0.0000	0.0000	0.4289	21.9296	9.5652	32.0457	<b>16.3512</b>	17.6450
4	0.1143	0.4487	<b>93.0318</b>	7.0332	<b>94.9610</b>	0.0000	0.0000	39.3249	61.2545	1.9917	34.0373	4.1549	21.7999

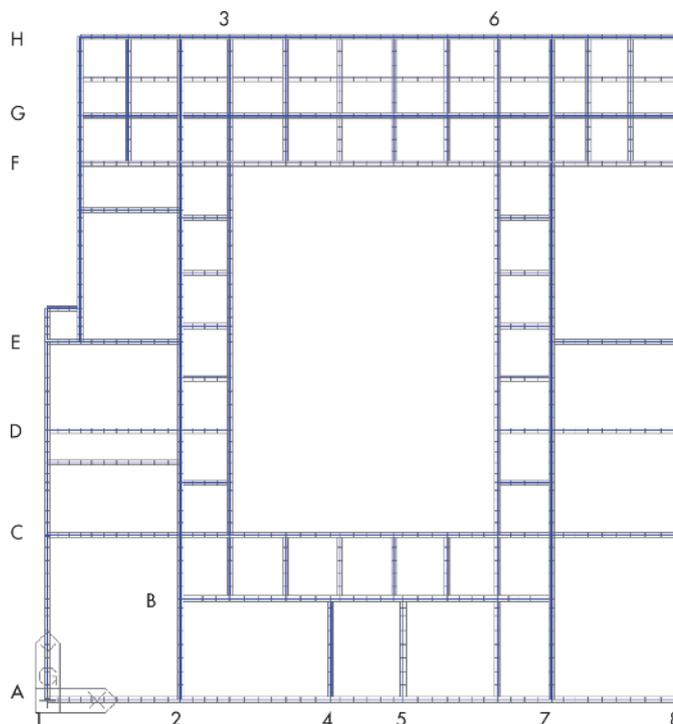
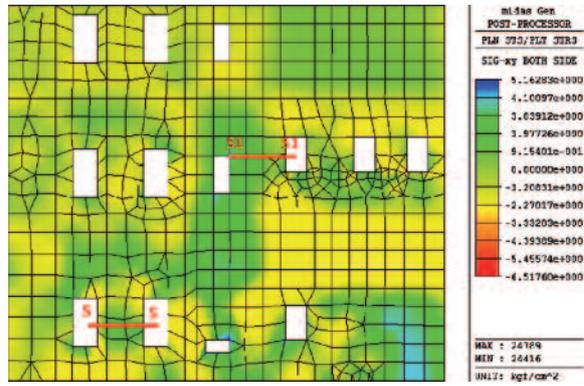


Figura 15  
Allineamenti principali dei setti murari.

Figura 16  
Allineamento 1.



Fattore di  
sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione	Taglio	
S-S	In piano	2.46	0.88	Fuori piano	19.96	1.12
S1-S1	In piano	9.37	0.58	Fuori piano	51.49	1.09

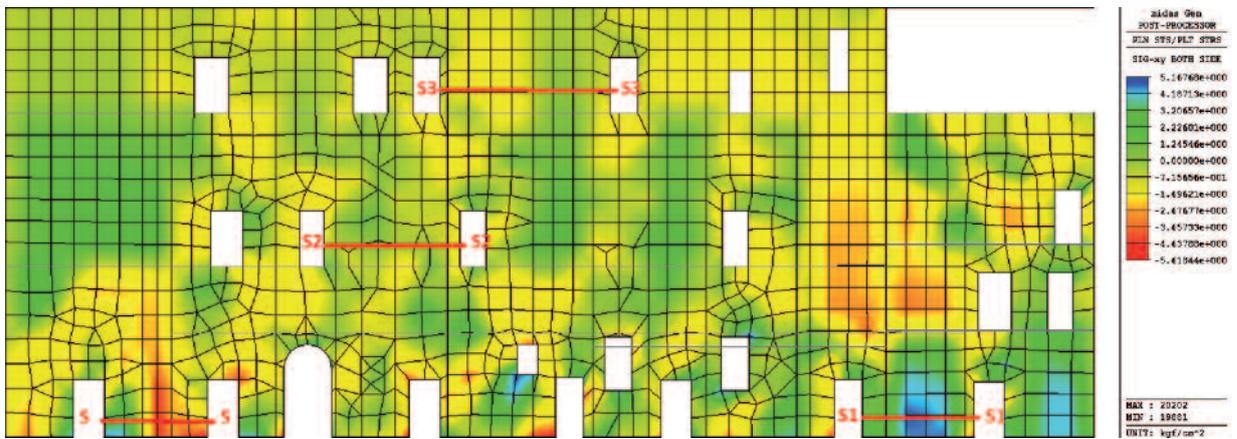


Figura 17  
Allineamento 2.

Fattore di  
sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione	Taglio	
S-S	In piano	3.50	0.52	Fuori piano	28.27	0.52
S1-S1	In piano	6.15	0.78	Fuori piano	312.6	1.54
S2-S2	In piano	16.90	1.24	Fuori piano	507.10	2.65
S3-S3	In piano	2.21	0.99	Fuori piano	13.95	2.41

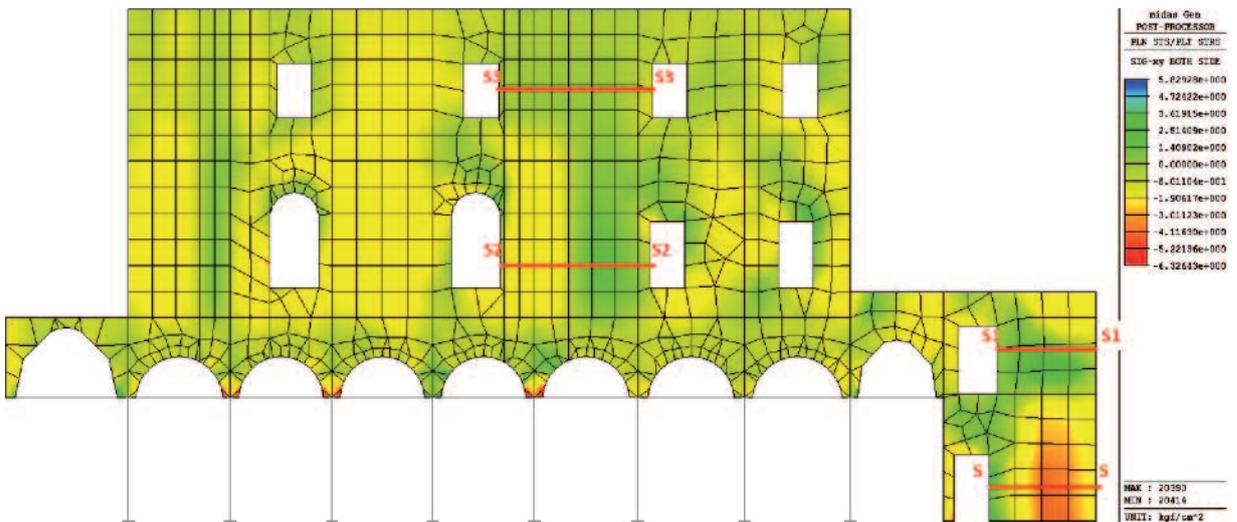


Figura 18  
Allineamento 3.

Fattore di  
sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione	Taglio	
S-S	In piano	19.79	0.65	Fuori piano	207.90	1.09
S1-S1	In piano	26.70	0.77	Fuori piano	24.75	2.26
S2-S2	In piano	29.39	0.78	Fuori piano	25.79	2.57
S3-S3	In piano	12.03	1.33	Fuori piano	9.42	5.91

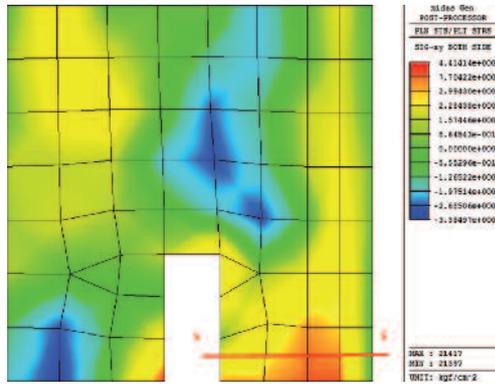
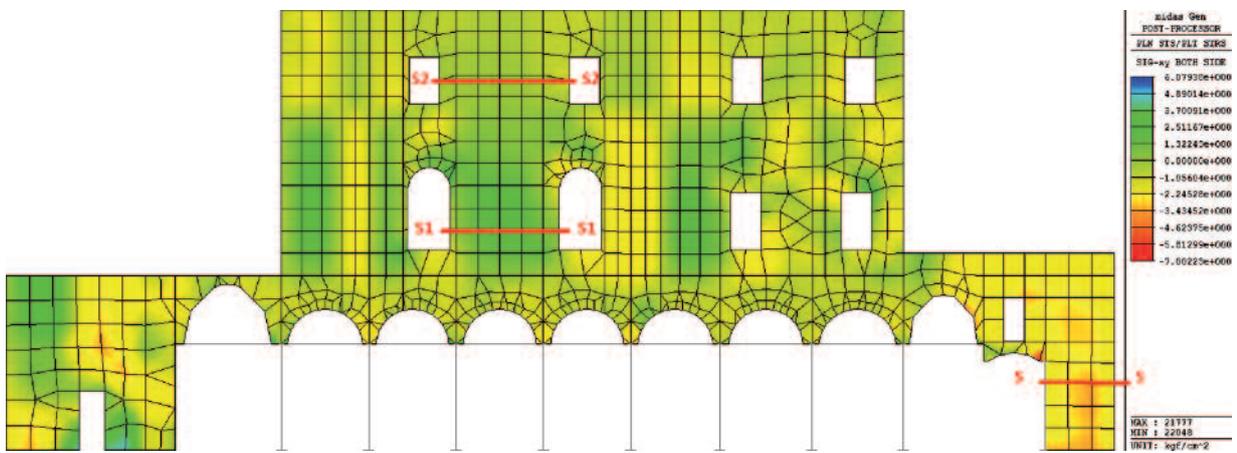


Figura 19  
Allineamento 4 e 5.

Fattore di  
sicurezza (FS)

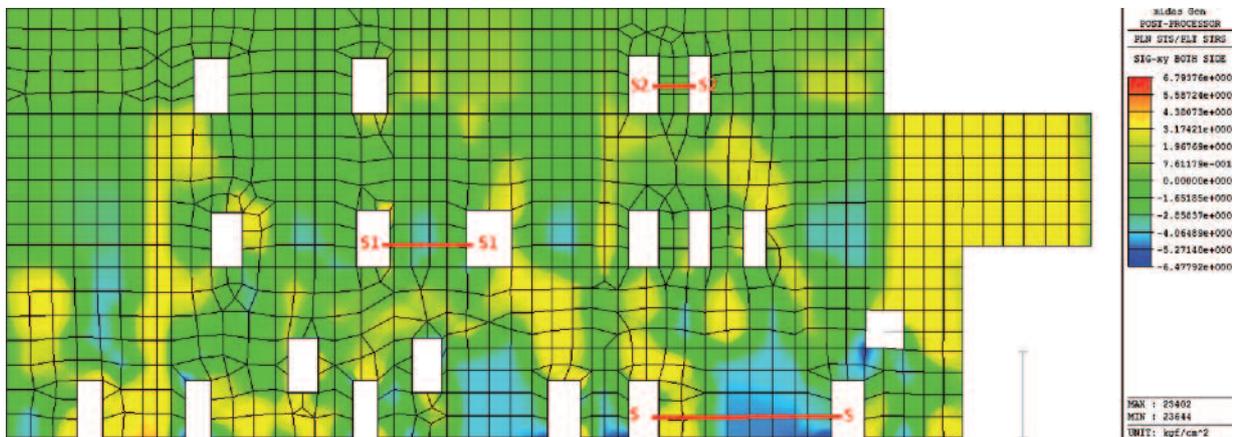
Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S		3.84	13.52	0.62	1.06



Fattore di  
sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S		4.46	105.87	0.80	1.22
S1-S1		2.55	62.21	0.75	1.82
S2-S2		12.57	9.58	1.64	6.93

Figura 20  
Allineamento 6.



Fattore di  
sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S		3.51	11.22	0.70	1.55
S1-S1		2.11	21.96	0.73	1.54
S2-S2		19.73	7.57	3.52	10.46

Figura 21  
Allineamento 7.

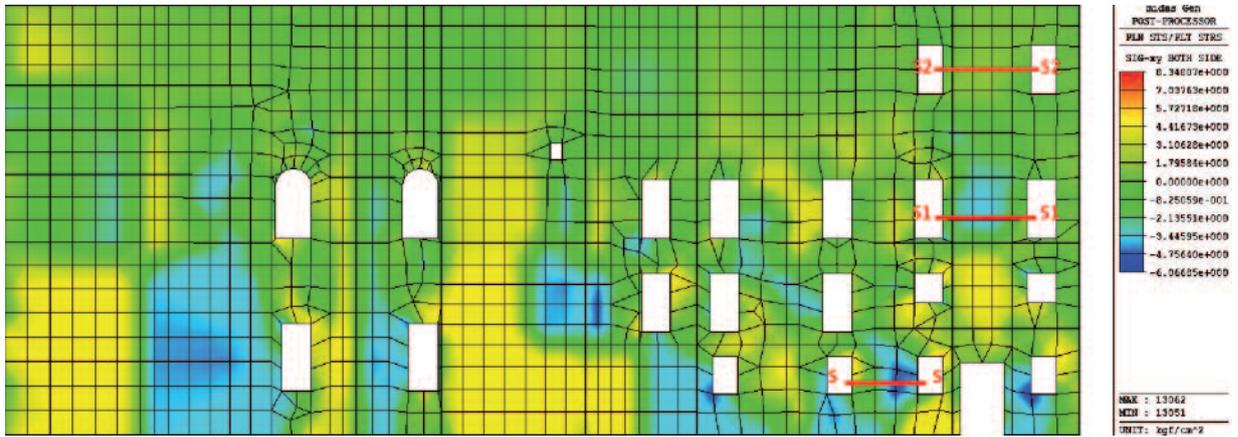


Figura 22  
Allineamento 8.

**Fattore di  
sicurezza (FS)**

Sezione		Pressoflessione	Taglio		Pressoflessione	Taglio
S-S	In piano	7.82	0.51	Fuori piano	33.16	0.32
S1-S1	In piano	1.91	0.62	Fuori piano	27.57	0.45
S2-S2	In piano	17.61	1.10	Fuori piano	11.35	1.27

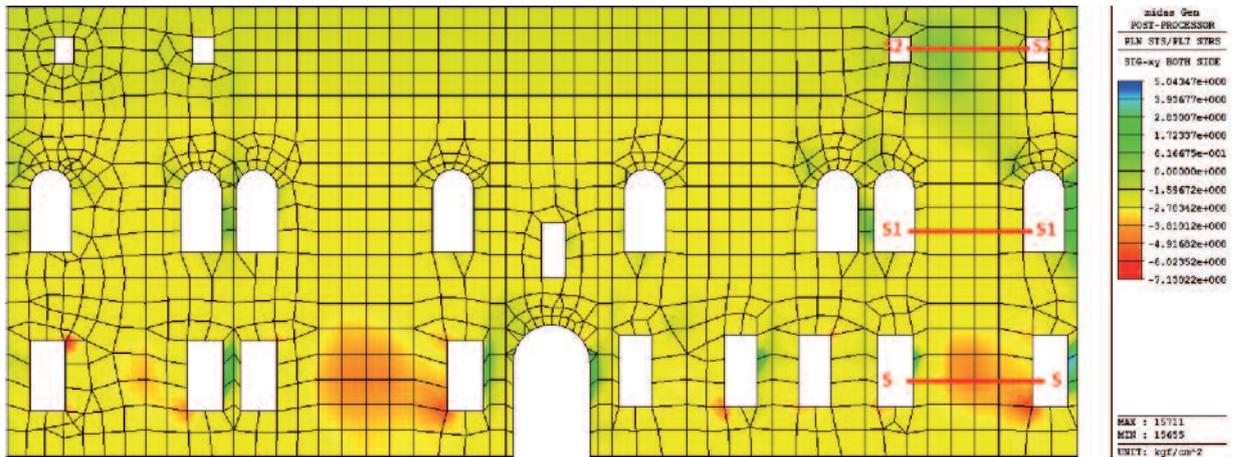


Figura 23  
Allineamento A.

**Fattore di  
sicurezza (FS)**

Sezione		Pressoflessione	Taglio		Pressoflessione	Taglio
S-S	In piano	3.04	0.59	Fuori piano	150.31	0.41
S1-S1	In piano	3.34	1.06	Fuori piano	14.08	0.95
S2-S2	In piano	9.83	2.61	Fuori piano	7.50	2.53

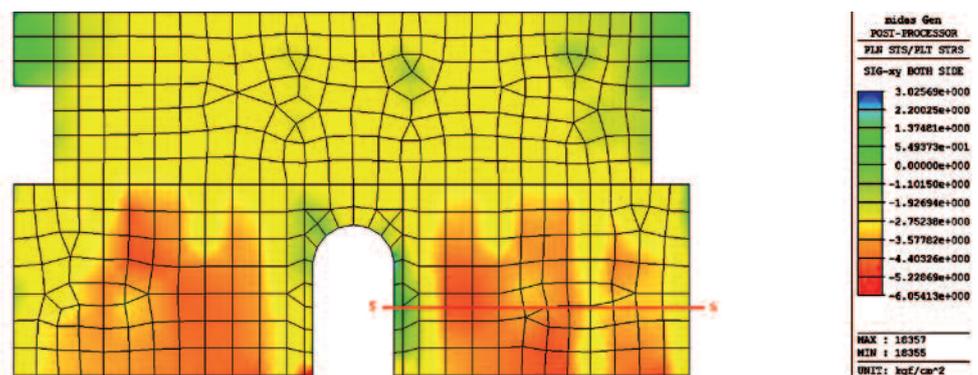
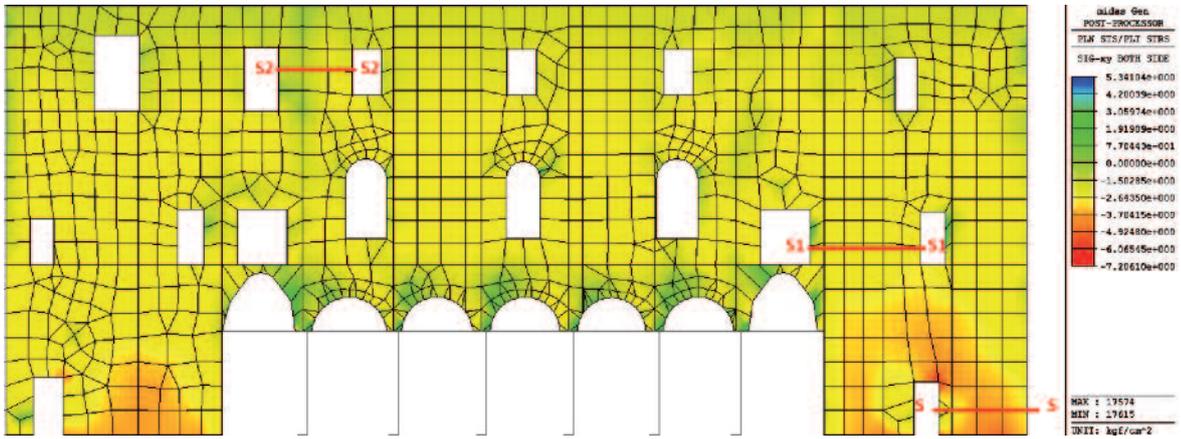


Figura 24  
Allineamento B.

**Fattore di  
sicurezza (FS)**

Sezione		Pressoflessione	Taglio		Pressoflessione	Taglio
S-S	In piano	4.48	0.27	Fuori piano	5.72	0.39



Fattore di sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S	In piano	6.03	31.95	0.84	0.49
S1-S1	In piano	11.06	496.97	0.96	0.76
S2-S2	In piano	5.79	8.26	1.13	1.09

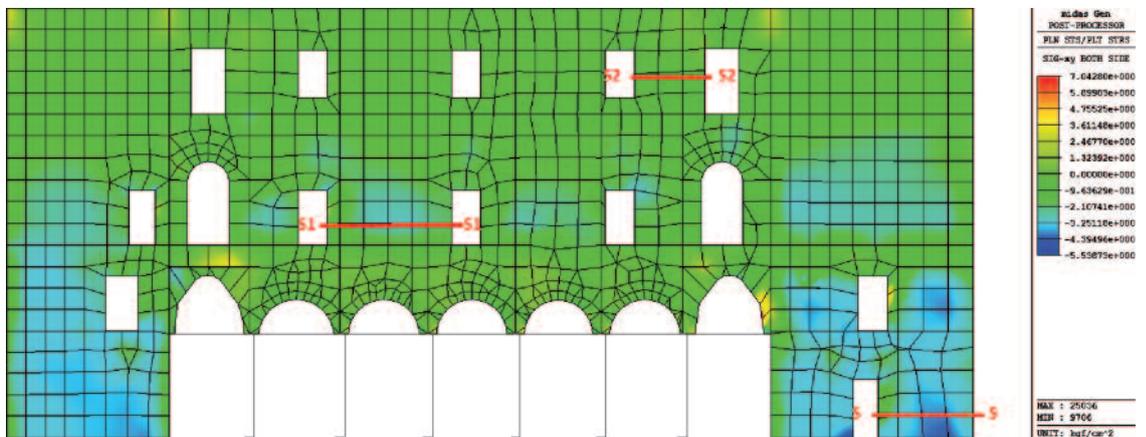
Figura 25  
Allineamento C.



Fattore di sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S	In piano	9.13	30.04	0.67	0.49
S1-S1	In piano	10.93	20.75	0.79	0.79
S2-S2	In piano	24.97	4.26	1.31	1.64

Figura 26  
Allineamento D.



Fattore di sicurezza (FS)

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S	In piano	14.46	14.98	0.82	0.66
S1-S1	In piano	3.66	10.62	0.69	0.75
S2-S2	In piano	77.95	14.62	1.09	0.97

Figura 27  
Allineamento E.

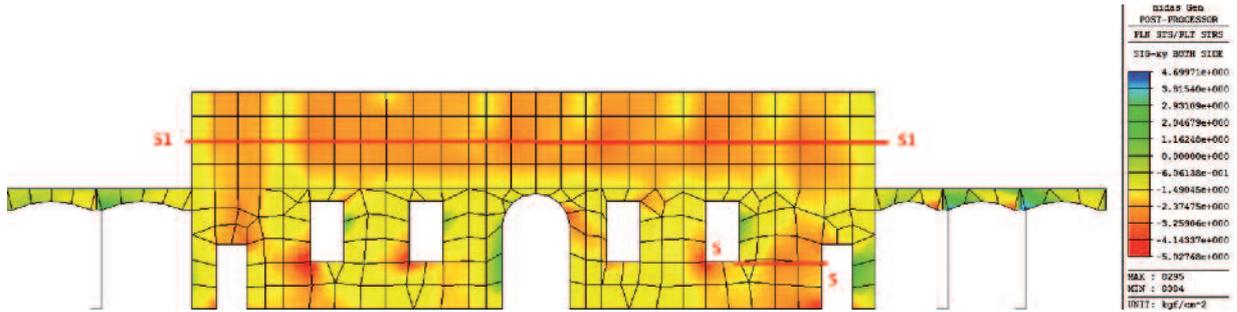


Figura 28  
Allineamento F.

**Fattore di  
sicurezza (FS)**

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S	In piano	37.53	241.78	25.09	24.21
S1-S1	In piano	19.85	82.97	262.37	376.77

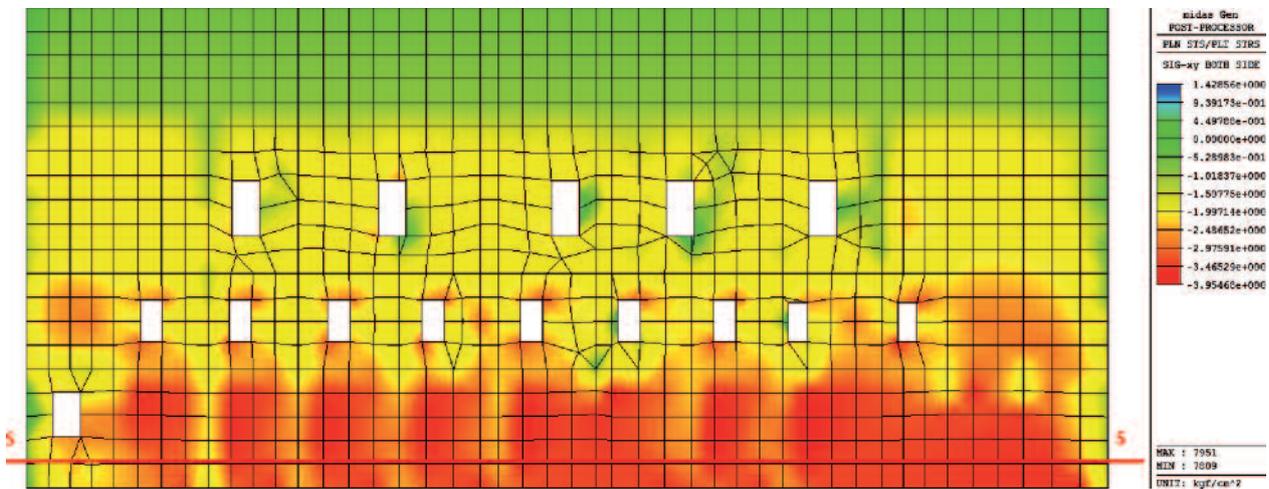


Figura 29  
Allineamento G.

**Fattore di  
sicurezza (FS)**

Sezione		Pressoflessione		Taglio	
		In piano	Fuori piano	In piano	Fuori piano
S-S	In piano	7.24	23.87	0.75	0.84

### 3.2.4 Analisi statica non-lineare

La buona regolarità strutturale del fabbricato, evidenziata dai risultati dell'analisi dinamica modale, ha incoraggiato ad effettuare una serie di analisi statiche non lineari al fine di valutare le ridistribuzioni delle sollecitazioni nelle murature quando in parti delle stesse viene raggiunta la soglia convenzionalmente attribuita al comportamento elastico, dunque applicando modalità coerenti con il comportamento meccanico elasto-plastico della muratura.

Le analisi sono effettuate secondo la direzione X (da nord a sud) e la direzione Y (da est ad ovest), sul modello 3D applicando un sistema di forze orizzontali proporzionali alle masse sismiche ed un sistema di forze gravitazionali discendenti dalla combinazione di carico allo stato limite di esercizio quasi permanente. In particolare si esaminano i casi in cui le distribuzioni di sollecitazione sono valutate in corrispondenza di valori di accelerazione:

- che hanno determinato il superamento della soglia prevista dall'analisi lineare elastica;
- comparabili a quelle riscontrate nella recente sequenza sismica emiliana.

Dai principali risultati ottenuti (Figure da 30 a 37), si è potuto stabilire che, indipendentemente dalla direzione considerata:

- se si applica un'accelerazione massima di 0.362 g (corrispondente all'ordinata dello spettro di progetto competente al fabbricato) si ha:
  - Una curva di capacità lineare, ad avvalorare il risultato dell'analisi dinamica lineare che evidenziava limitati e locali superamenti delle capacità della muratura con conseguente presunzione del mantenimento globale del fabbricato in campo elastico.
  - Una distribuzione delle tensioni tangenziali associata ad uno stato di danneggiamento molto limitato e locale.

- se si applica un'accelerazione massima di 0.8 g (corrispondente all'accelerazione misurata a Mirandola nel 2012 per periodo di 0.3 s e categoria di suolo compatibile con quella del fabbricato), si ottiene:
  - Una curva di capacità con tratto lineare e chiaro inizio del tratto non lineare, a indicazione dell'ingresso globale del fabbricato nel campo delle deformazioni plastiche.

- Una distribuzione delle tensioni tangenziali che evidenzia uno stato di danneggiamento esteso e riguardante principalmente la base della costruzione.

Apparentemente sembra che la costruzione disponga delle risorse utili a fronteggiare una azione sismica pari ai 2/3 di quella prevista per un nuovo fabbricato di caratteristiche comparabili (indice di rischio pari a 0.66).

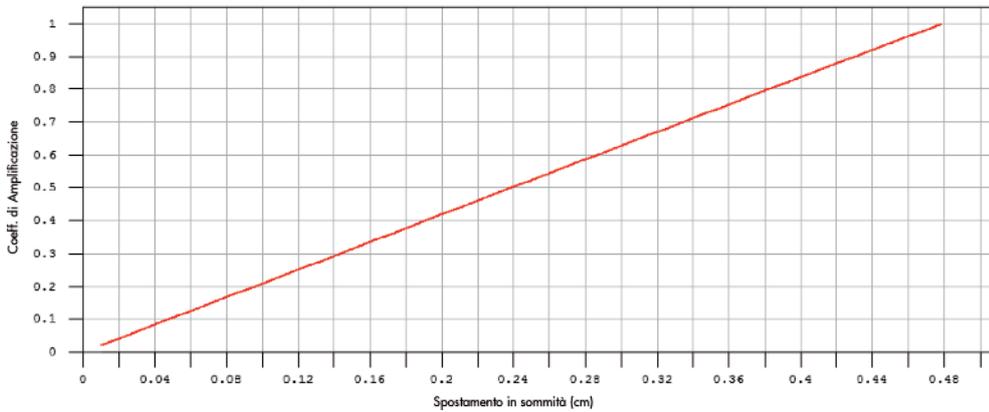


Figura 30  
Curva di capacità relativa allo spostamento lungo X della sommità SW del palazzo soggetto ad accelerazione crescente da 0 a 0.362 g (accelerazione di progetto per il modo principale secondo la direzione X).

134 dx (cm)  
- Summary -  
\* Max:1.000e+000 at 0.479  
\* Min:2.000e-002 at 0.010

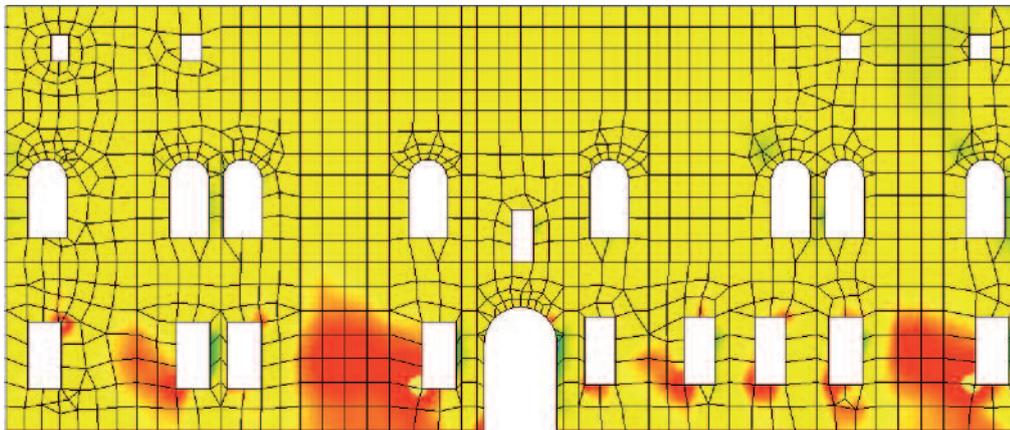


Figura 31  
Allineamento A: mappa delle tensioni tangenziali per un'accelerazione pari a 0.362 g (valori di sollecitazione tagliati a  $\tau = 0.35 \text{ N/mm}^2$ ).

max dx  
SIS-PROCESSOR  
FIL: SIS/212 SW3  
SIS-WY: BC7H SIDE  
4.14912e+000  
3.50000e+000  
2.72222e+000  
1.94444e+000  
1.16667e+000  
3.88889e-001  
-3.88889e-001  
-1.16667e+000  
-1.94444e+000  
-2.72222e+000  
-3.50000e+000  
-4.14912e+000  
MAX : 15500  
MIN : 15655  
UNIT : kgf/cm<sup>2</sup>

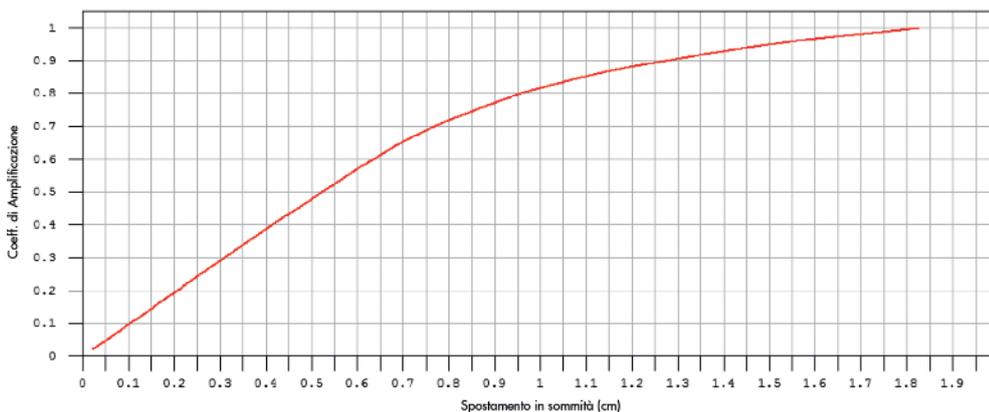


Figura 32  
Curva di capacità riportante lo spostamento lungo X della sommità SW del palazzo soggetto ad accelerazione crescente da 0 a 0.8 g (pseudo accelerazione corrispondente ad un periodo di 0.3 s registrata a Mirandola).

134 dx (cm)  
- Summary -  
\* Max:1.000e+000 at 1.827  
\* Min:2.000e-002 at 0.021

Figura 33  
Allineamento A: mappa delle tensioni tangenziali per un'accelerazione pari a 0.8 g (valori di sollecitazione tagliati a  $\tau = 0.35 \text{ N/mm}^2$ ).

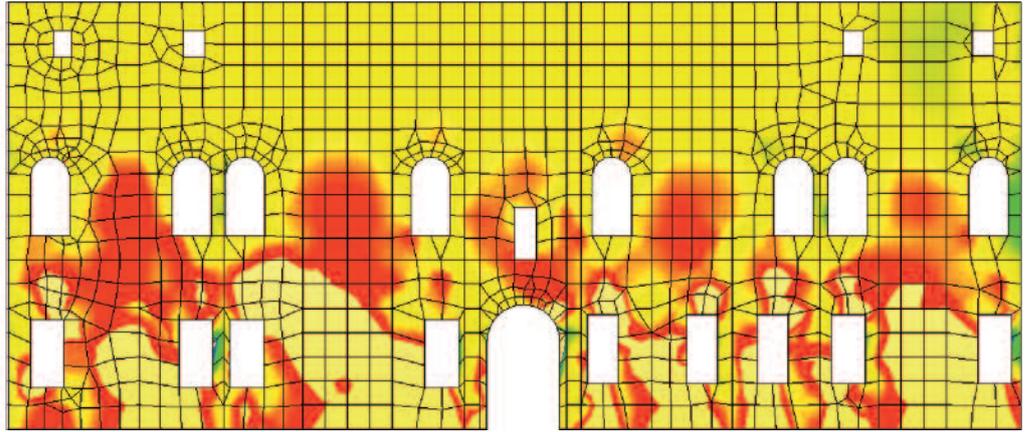
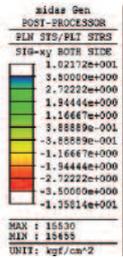


Figura 34  
Curva di capacità relativa allo spostamento lungo Y della sommità SW del Palazzo soggetto ad accelerazione crescente da 0 a 0.362 g (accelerazione di progetto per il modo principale secondo la direzione Y).

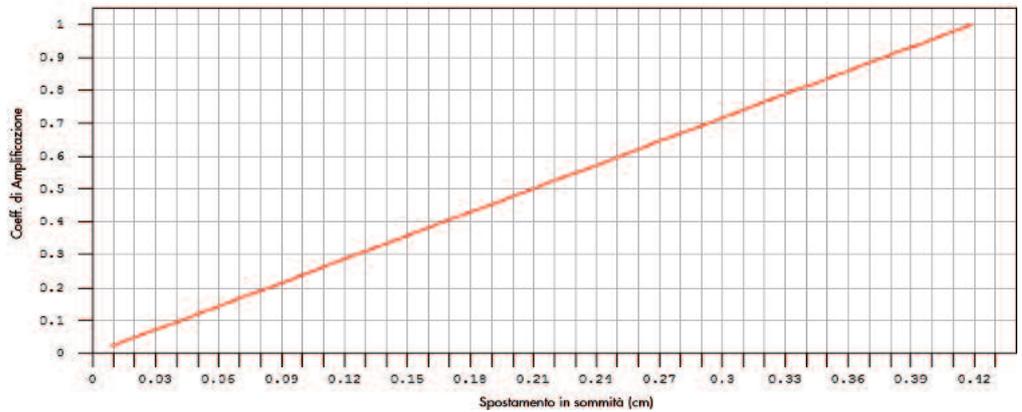
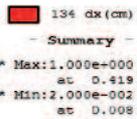


Figura 35  
Allineamento 8 Mappa delle tensioni tangenziali per un'accelerazione pari a 0.362 g (valori di sollecitazione tagliati a  $\tau = 0.35 \text{ N/mm}^2$ ).

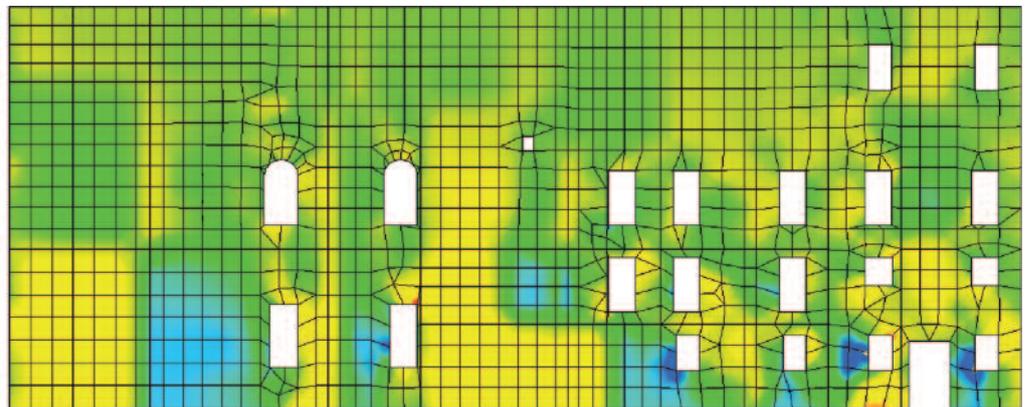
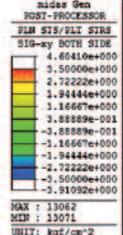
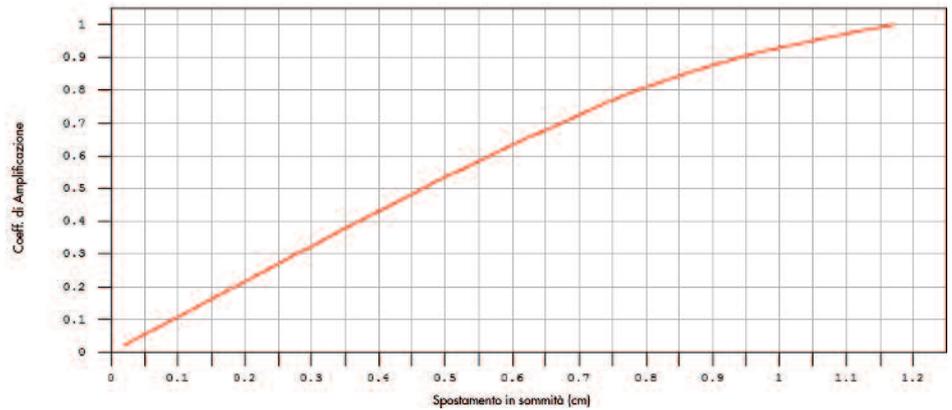
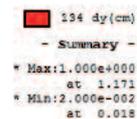


Figura 36  
Curva di capacità relativa allo spostamento lungo Y della sommità SW del Palazzo soggetto ad accelerazione crescente da 0 a 0.8 g (pseudo accelerazione per periodo pari a 0.3 s registrata a Mirandola).



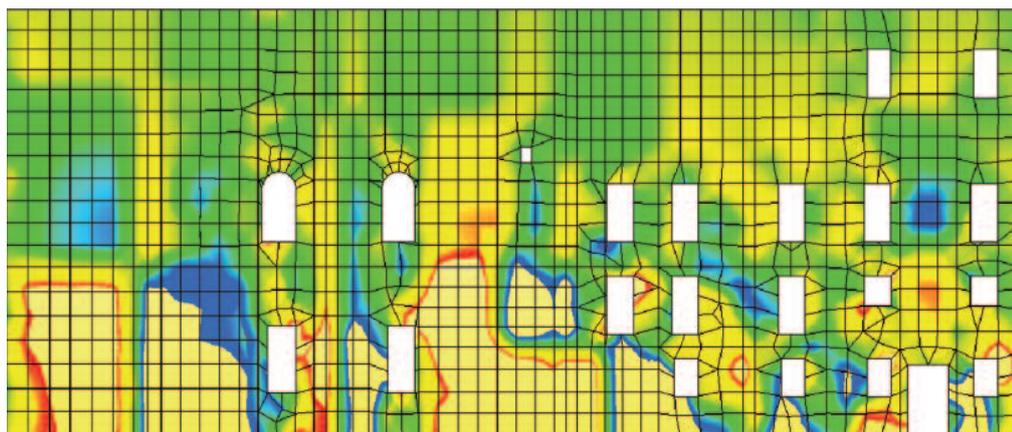
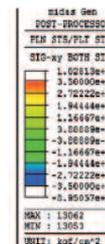


Figura 37  
Allineamento 8: Andamento delle tensioni tangenziali per un'accelerazione pari a 0.8 g (valori di sollecitazione tagliati a  $\tau = 0.35 \text{ N/mm}^2$ ).



#### 4. Considerazioni aggiuntive

Oltre a quanto già esposto, sembra opportuno aggiungere che non sono quantificabili, in questo ambito, le conseguenze di cedimenti del terreno per fenomeni di liquefazione o gli effetti dell'esposizione ad eventi sismici di entità molto superiore a quelli già conosciuti o statisticamente preventivati.

Il fabbricato è stato interessato da importanti ed efficaci interventi di consolidamento successivamente al sisma dell'anno 1996; i valori medi di sollecitazione delle murature in condizioni statiche sono stati calcolati e misurati in entità compatibili con le caratteristiche dei materiali presenti nella costruzione.

Le dimensioni più probabili delle fondazioni, in assenza delle avvenute sovraconsolidazioni del terreno immediatamente sottostante le stesse, porterebbero a probabili cedimenti in presenza di completa presenza dei carichi statici; sono pertanto assolutamente da evitare scavi o interventi estesi in prossimità delle stesse od impropri abbassamenti del livello delle falde acquifere superficiali.

Le analisi eseguite hanno evidenziato una buona uniformità di comportamento della costruzione, principalmente per la presenza di una orditura regolare del reticolo murario; un punto di possibile vulnerabilità è costituito dalla

presenza di dislivelli tra gli impalcati e nella quota delle murature in copertura, in quanto possibile fonte di azioni di martellamento.

In presenza di elevati spostamenti conseguenti all'azione sismica potrebbero evidenziarsi delle instabilità di elementi secondari quali pareti divisorie e controsoffitti.

In considerazione del buon comportamento globale evidenziato dalla costruzione durante la recente sequenza sismica dell'Emilia, si ritiene corretto mantenere invariata l'attuale configurazione strutturale. La grande presenza di arredi quali scaffali, espositori e librerie, inoltre, impone di assicurarne la parte sommitale alle pareti contigue ad escluderne i possibili ribaltamenti; potrebbe essere opportuno anche dotare i ripiani di ritegni ad evitarne la caduta del contenuto.

Al livello sottotetto, nella parte nord, è presente un importante distacco di una alta parete trasversale interna dalla parete interna del corridoio; è necessario procedere ad interventi di ricucitura per ripristinare la continuità ed escludere possibili ribaltamenti. Ancora sul fronte nord, è riconoscibile un distacco di intonaco in probabile corrispondenza della testata di una trave lignea, per cui occorre un intervento di ripristino dell'intonaco danneggiato in modo da evitare la marcescenza, soprattutto in caso di pioggia.