CRASC'06
Convegno Nazionale
CROLLI E AFFIDABILITA' DELLE STRUTTURE CIVILI
Università degli Studi di Messina
Messina, 20-22 Aprile 2006



VERIFICHE SPERIMENTALI DEI CINEMATISMI DI COLLASSO E DELLA PROPAGAZIONE DEL DANNO NEI MACROELEMENTI STRUTTURALI DI EDIFICI STORICO MONUMENTALI

G. DE CANIO[1], P.GIAQUINTO[1], M.L. MONGELLI[1], M.POGGI[1], N.RANIERI[1], G. ZINGONE[2]

1.ENEA C.R. Casaccia, Via Anguillarese 301 00060 S.M. di Galeria Roma
2.Centro di Prevenzione e Istruzione Sismica, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica,Università degli Studi, Palermo

INTRODUZIONE

I manufatti d'interesse storico monumentale sono particolarmente esposti ai rischi dovuti a cedimenti strutturali sia per la particolare tipologia cui appartengono, sia per lo stato di danneggiamento accumulato per effetto degli eventi storici, sismici e dell'invecchiamento.

Questi edifici sono in genere molto complessi, di difficile modellazione ed il comportamento di essi non è certamente lineare.

Nonostante ciò, i macroelementi strutturali appartenenti alla stessa tipologia, hanno risposte dinamiche e meccanismi di rottura simili; per cui, quasi sempre, si rende possibile pervenire ad una classificazione tipologica, basata sui meccanismi di collasso ed in termini di danno, relativamente a ciascuno dei macroelementi considerati.

Le prove dinamiche su tavola vibrante di macroelementi strutturali significativi (Arco, Timpano, Volta, ecc...), forniscono utili informazioni sui meccanismi di collasso che possono attingersi, sulla propagazione dello stato di danneggiamento e sulla distribuzione delle fratture.

I risultati così acquisiti, consentono di programmare le tecniche d'intervento più appropriate e meno invasive per il consolidamento del particolare macroelemento preso in esame che, in definitiva, si traduce in una operazione di adeguamento sismico e mitigazione del rischio dell'intero sistema strutturale.

Pertanto, si ritiene che le verifiche sperimentali su tavola vibrante dei macroelementi tipici delle diverse opere appartenenti al patrimonio storico monumentale, assumano una fondamentale importanza per la corretta interpretazione del comportamento in fase di collasso e per la individuazione di interventi efficaci e poco turbativi, adatti alla salvaguardia e tutela del patrimonio stesso.

CLASSIFICAZIONE TIPOLOGICA DELLE STRUTTURE STORICO MONUMENTALI

Il primo passo da effettuare per qualsivoglia intervento su un edificio storico monumentale consiste nell'analisi dettagliata della sua storia e degli eventi che ne hanno interessato l'esistenza. Essi sono particolarmente esposti ai rischi dovuti a cedimenti strutturali sia per la particolare tipologia cui appartengono, sia per lo stato di danneggiamento accumulato per effetto degli eventi storici, sismici e dell'invecchiamento.

Questi edifici sono in genere molto complessi, di difficile modellazione ed il comportamento di essi non è certamente lineare. Tuttavia, in molti casi è possibile definire alcuni elementi comuni nell'evoluzione storica, derivanti da connotazioni socio culturali omogenee, che connotano in maniera più o meno marcata la storia dei monumenti interessati e consentono una classificazione tipologica dei manufatti. Questi elementi comuni consentono di definire delle tipologie strutturali ben definite [1] [2].

In generale, i macroelementi strutturali appartenenti alla stessa tipologia, hanno risposte dinamiche e meccanismi di rottura simili; per cui, quasi sempre, si rende possibile pervenire ad una classificazione tipologica, basata sui meccanismi di collasso ed in termini di danno, relativamente a ciascuno dei macroelementi considerati.

Alcuni degli aspetti fondamentali di queste tipologie strutturali sono:

- le forme architettoniche che consentono di collocare il monumento in un dato periodo storico,
- geometrie e dimensioni dei macro elementi strutturali (facciate, portali, arco, timpano, volta…)
- materiali usati, tecnologie costruttive

L'analisi del degrado e dei quadri fessurativi, una volta identificata la loro origine (carichi verticali, sismici, incendi, devastazioni, ecc…) , fornisce informazioni utili sulla qualità degli ammorsamenti e dei meccanismi di trasferimento degli sforzi tra i macroelementi strutturali ed i corpi murari. Il monitoraggio in sito e le prove dinamiche su tavola vibrante di macroelementi strutturali significativi (Arco, Timpano, Volta, ecc...) [3] [4], forniscono utili informazioni sui meccanismi di collasso possibili, sulla propagazione dello stato di danneggiamento e sulla distribuzione delle fratture.

PROVE IN SITO SUL MACRO ELEMENTO STRUTTURALE "FACCIATA" E PROVE SPERIMENTALI SU UN MODELLO IN MURATURA SOLLECITATO FUORI PIANO

Le problematiche della tutela, protezione, e valorizzazione delle risorse storico-architettoniche coinvolgono un ampio spettro di discipline e di tecniche, alcune specifiche, altre maturate da una pluralità di settori di ricerca, in cui risultano essere coinvolti i problemi della conoscenza (storica e materiale), della diagnostica, del monitoraggio dei fenomeni e delle tecniche di restauro e di miglioramento sismico dei sistemi tecnologico-strutturali. Si può sostenere a buon diritto che quella dei Beni Culturali è materia multidisciplinare per eccellenza in cui occorrono le conoscenze, la strumentazione e le attrezzature necessarie per affrontarne le problematiche, incentrando la propria attività sulla ferma convinzione che la messa in sicurezza dell'edilizia vincolata debba avvenire nel pieno rispetto dell'identità storico- culturale del bene oggetto di intervento.

L' approccio al problema consiste in:

- una approfondita conoscenza del manufatto oggetto dell'intervento e delle relative problematiche sullo stato di conservazione attraverso una diagnostica "intelligente", in grado di caratterizzare il sistema con l'ausilio di avanzate tecnologie non distruttive;
- una progettazione sostenibile di interventi di rinforzo con materiali tradizionali o innovativi, al fine di renderne minima l'invasività;
- un'applicazione delle moderne tecniche antisismiche, al fine di ridurre le azioni dinamiche trasmesse dal terremoto, piuttosto che incrementare la resistenza strutturale.

Per poter verificare e validare in laboratorio l'efficacia dei materiali innovativi proposti e delle relative metodologie di applicazione per il rinforzo sismico dei sistemi strutturali in muratura, è individuato "un cantiere-pilota" caratterizzato da operazioni volte al recupero ed al consolidamento di un organismo architettonico con pregio storico-artistico: la Chiesa di Santa Maria in Gradi a Viterbo.

La conoscenza di questo organismo architettonico e del relativo comportamento sismico sono aspetti prioritari nell'elaborazione di un progetto di restauro statico, che si deve basare sull'individuazione dei meccanismi di collasso più pericolosi, in funzione della vulnerabilità tipologica e specifica del manufatto. Le diverse tecniche murarie che caratterizzano la facciata e le murature perimetrali della Chiesa di Santa Maria in Gradi non permettono di poter fare affidamento su un comportamento monolitico dell'apparato, soprattutto nelle porzioni dove i setti risultano costituiti da paramenti accostati, senza un reale ammorsamento trasversale. In questo caso, un'azione sismica che colpisce la parete fuori dal piano, determinerebbe un'espulsione del paramento più esterno per valori di accelerazione inferiore rispetto a quelli che possono essere sopportati dalla parete in funzione della sua geometria.

Le attività sono state articolate nelle seguenti fasi:

- preliminare raccolta ed organizzazione delle notizie storiche e delle informazioni sui precedenti interventi di consolidamento eseguiti sull'intero complesso architettonico;
- rilievo critico e speditiva osservazione delle caratteristiche tecnologico-costruttive del manufatto, fotografando e registrando sul supporto cartaceo i punti critici di macroscopica manifestazione delle anomalie;
- progettazione ed esecuzione delle indagini con strumentazione non distruttiva, con l'opportunità di ottenere, con rapidità e semplicità, informazioni globali sulla tipologia e sull'integrità della struttura indagata, ma soprattutto fornire risultati quantitativi, qualitativi e comparativi.

Tecnologia	**Obiettivo:**
RILIEVO SPEDITIVO	Attraverso i tradizionali sistemi di rilevamento in situ e con l'ausilio delle moderne tecnologie offerte dal laser-scan, è stato ottenuto il dimensionamento dell'intero organismo architettonico ed un puntuale rilievo dell'impianto tecnologico- costruttivo, espresso anche con immagini tridimensionali.
MONITORAGGIO STRUTTURALE	Statico e dinamico che, con l'ausilio di un'apposita strumentazione articolata in eccitatori, accelerometri e centralina di acquisizione dati, permetterà di registrare il comportamento della struttura ad un determinato input dinamico.
ENDOSCOPIA	Utilizzando aperture, scassi o tasche esistenti sulla muratura e seguendo quanto previsto dalla mappatura dei punti d'indagine, l'ispezione diretta produrrà una serie di stratigrafie in grado di qualificare morfologicamente le sezioni selezionate sulla facciata principale.
GEORADAR	Attraverso lo studio delle scansioni prodotte dallo strumento, attendibili fino ad una profondità di circa 3 metri, verrà riscontrata la presenza o meno di preesistenze al di sotto dell'originaria navata centrale, definendo sommariamente le caratteristiche del sistema di fondazione. Inoltre attraverso un'apposita ed innovativa antenna per il rilevamento e la scansione verticale si potranno qualificare (dimensioni e morfologia) i sistemi costruttivi che compongono la porzione di muratura selezionata dalla facciata principale.
ULTRASUONI	Per adattarla il più possibile allo studio ed all'analisi dei sistemi costruttivi non omogenei, si cercherà di posizionare la sensoristica su porzioni di muratura caratterizzata da grandi blocchi squadrati di significative dimensioni; saremo così in grado di qualificare morfologicamente la sezione, individuando la presenza di vuoti, difetti o lesioni.



Fig. 1 la facciata della chiesa di S.M. in Gradi, laser-scanner: nuvola di punti, endoscopia, monitoraggio, georadar.

Negli studi di Lagomarsino ed altri [1] e di Restepo-Vélez e Maganes [2] si descrivono vari meccanismi di collasso per l'elemento strutturale "facciata". Per ognuno di questi meccanismi si possono definire più casi a seconda del tipo di ammorsamento e della disposizione delle aperture. Per la facciata presa in esame, stante il quadro fessurativo esistente, ed in relazione al tipo di ammorsamento alle pareti saranno considerati tre meccanismi.

1. meccanismo di tipo I : ribaltamento verso l'esterno dell'intera facciata
2. meccanismo di tipo II: ribaltamento verso l'esterno del solo timpano
3. meccanismo di tipo III: rottura a taglio per azioni nel piano della facciata

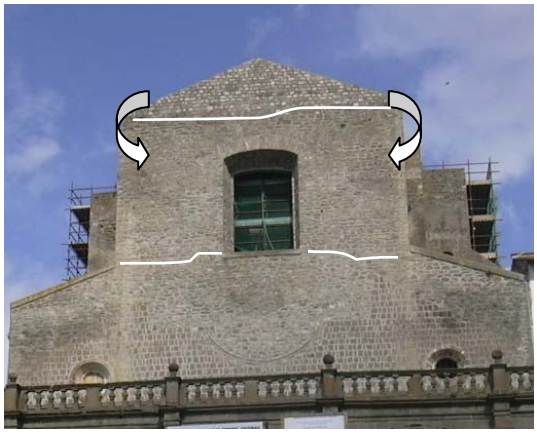


Fig. 2 Meccanismo N°1 e N°2



Fig. 3 Meccanismo N° 3

Il calcolo dei moltiplicatori critici di collasso consente di individuare il valore critico rispetto al cui meccanismo di collasso definire l'intervento di consolidamento. Nel caso della facciata di S.M. in Gradi si propone la tecnica CAM (Cucitura Attiva Muratura) sia per l'ammorsamento della facciata e del timpano alle pareti perimetrali (meccanism1 N°1 e N°2) sia rispetto alle azioni taglianti nel piano (meccanismo N°3).
La simulazione numerica agli elementi finiti della struttura consente di individuare i meccanismi principali. In Fig. 4 si vede la rappresentazione FEM generata con il codice PATRAN dei principali elementi strutturali :

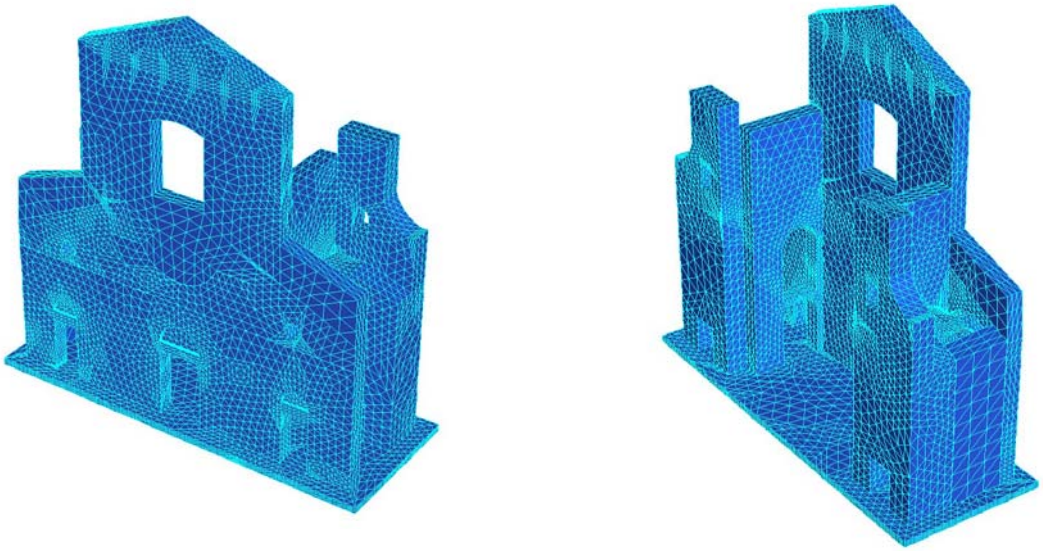


Fig. 4 Rappresentazione FEM dei principali macroelementi strutturali considerati: timpano, facciata

In Fig. 5 è mostrata la distribuzione della densità dell'energia di deformazione [J/m^3] per effetto di un'accelerazione orizzontale costante di 1g fuori piano della facciata, con la messa in evidenza del meccanismo di tipo 1 e 2, confermato anche dalla prima forma modale a 5.42 Hz ottenuta con il codice STRAUSS , mentre in Fig.6 si vede la distribuzione di energia di deformazione per un'accelerazione costante di 1g nel piano che innesca il meccanismo di tipo 3.

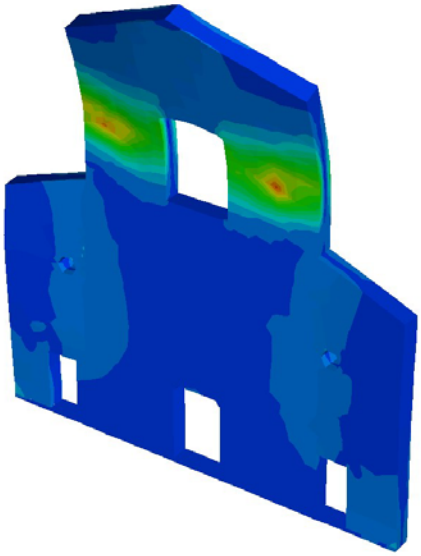


Fig. 5 Azione fuori piano, meccanismi di tipo 1 e 2 .

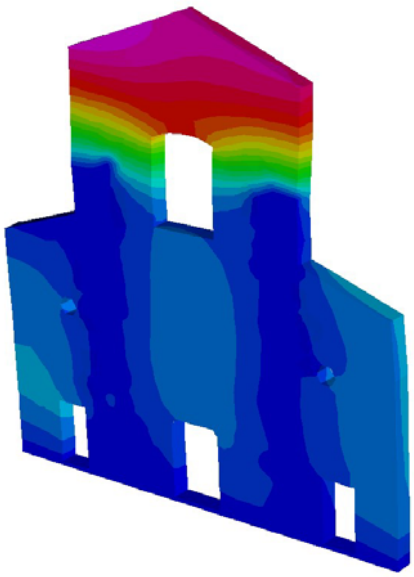


Fig. 6 Azione nel piano, meccanismo di tipo 3

I parametri di input dei materiali sono descritti in Tab. N°1

Tab. 1 caratteristiche dei materiali

	cemento	**muratura**
E [PA]	3.8E+10	1.7E+9
δ [KG/M^3]	2400	1600
ν	0.2	0.25

Con cui sono stati ottenuti i valori in Tab. 2 di max spostamento, di max energia di deformazione e di max sollecitazione, con evidente condizione di collasso della struttura.

Tab. 2 risultati dell'analisi FEM, analisi statica per azione fuori piano

spost. max [m]	1.53 E-2
strain energy max [j]	633.21
σ$_{ND1540}$ (von mises)[pa]	2.56 E+6

Per quanto riguarda i meccanismi per le azioni fuori piano, presso il laboratorio di dinamica strutturale e controllo delle vibrazioni dell'ENEA C.R. Casaccia sono state effettuate due campagne sperimentali con le tavole vibranti a 6 Gradi di libertà nell'ambito del progetto ISTECH[1]. Obiettivo dell'esperimento è stata la verifica di una nuova tecnica di ancoraggio dell'elemento strutturale "timpano" mediante smorzatori sismici realizzati con leghe a memoria di forma (SMA). Nel corso della campagna sperimentale sono state sottoposte ad una serie di prove sismiche due pareti in muratura (vedi

[1] Progetto finanziato dalla CEE e svolto in collaborazione tra F.I.P. industriale, ENEA, ISMES, ISPRA e le Università di Roma, Lisbona e Salonicco.

Fig. 7) caratterizzanti l'elemento strutturale "Timpano", ancorate l'una con dispositivi convenzionali e l'altra con i dispositivi a memoria di forma.
Nel corso di un evento sismico, una parete ancorata con dispositivi convenzionali presenta un sovraccarico di tensioni in corrispondenza delle piastre di inserimento delle barre nel muro, con conseguente rischio di formazione di fratture. Obiettivo dei dispositivi antisismici realizzati con leghe a memoria di forma denominate SMA (Shape Memory Alloy) è di ridurre lo stato tensionale nei punti di attacco.
Nel corso della prova con eccitazione alla base di 0.45g, il muro con i dispositivi convenzionali (vedi Fig. 7) ha presentato una frattura netta nelle zone di maggiore sollecitazione, mentre sul muro con i dispositivi antisismici a memoria di forma non vi sono state fratture.

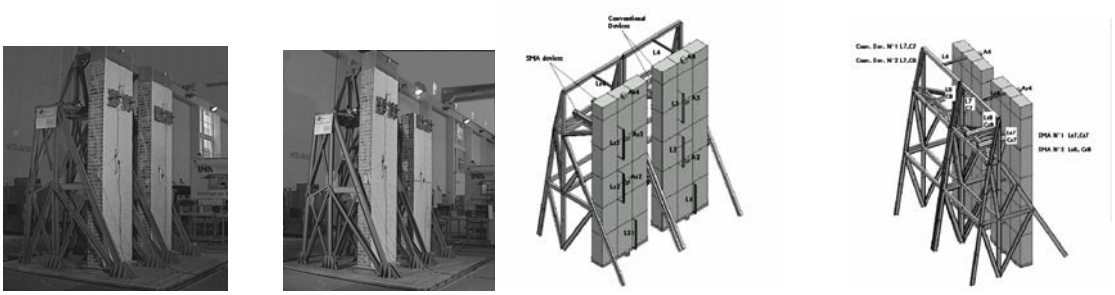


Fig. 7 Posizionamento sulla tavola vibrante, frattura in mezzeria, disposizione dei sensori per il monitoraggio

La tabella seguente illustra i risultati della campagna sperimentale con il confronto dei risultati per il muro A e per il muro B.

Tab. 3 matrice di prova

Macro elemento strutturale "**Timpano**" consolidato con: **A)** dispositivi SMA " a memoria di forma" ; **B)** dispositivi convenzionali			
Nome del Test	Accelerazione Alla Base [g] Max / min	Muro (**A**) Esito sul Muro con Dispositivi SMA:	Muro (**B**) esito sul muro con dispositivi convenzionali:
1.1. BN 0	+0.09 / -0.06	Ok	ok
BN1	+0.17 / -0.18	Ok	ok
BN3	+0.36 / -0.41	Ok	ok
BN4att	+0.51 / -0.58	Ok	ok
BN4	+0.56 / -0.65	Ok	Frattura in prossimità delle flange d'attacco
Interruzione della prova Rimozione della parte superiore del muro B fratturato			
BN5att	+0.68 / -0.72	Ok	Frattura in mezzeria
BN5	+0.77 / -0.83	Ok	Frattura alla base Distruzione del muro
Interruzione della prova per collasso del muro **B** con dispositivi tradizionali. Il muro **A** con i dispositivi **SMA** non ha riportato alcun danno.			

PROVE SPERIMENTALI SUL MACRO ELEMENTO STRUTTURALE "ARCO ROMANO", ANALISI DEI CINEMATISMI DI COLLASSO

L'arco, nelle sue varie forme e composizioni è uno dei macroelementi strutturali più comuni a partire dal periodo Etrusco. Nell'esempio che segue viene presa in considerazione la forma più comune nel periodo Romanico, quella semicircolare. Schematicamente, i meccanismi di rottura dell'arco possono essere classificati in 4 categorie:

1. Per eccessiva tensione nei giunti di malta
2. Per superamento della sollecitazione di compressione critica nel materiale
3. Per taglio-scorrimento ed espulsione della chiave di volta
4. Cedimento dei piedritti

Nell'esempio che segue, nel corso della prova sperimentale su tavola vibrante di un arco in mattoni a doppio paramento, la rottura avviene per espulsione in chiave di volta dovuta ad instabilità dei piedritti a seguito dell'azione sismica nel piano orizzontale. In Fig. 8 si vede l'arco posizionato sulla tavola vibrante, la disposizione dei sensori di accelerazione e le deformazioni massime relative alla prima forma modale ottenuta con la schematizzazione FEM: in a) l'asse neutro esce fuori dalla sezione, si supera la tensione limite nella malta e si forma la cerniera con espulsione dei mattoni in chiave di volta., la configurazione è isostatica, ma quando in b) si ha il moto nella direzione opposta l'asse neutro non tocca la chiave e la cerniera plastica si allarga espellendo altro materiale dall'estradosso. Ciò porta alla distruzione progressiva della chiave di volta fino al crollo dell'arco come si vede in Fig. 9.

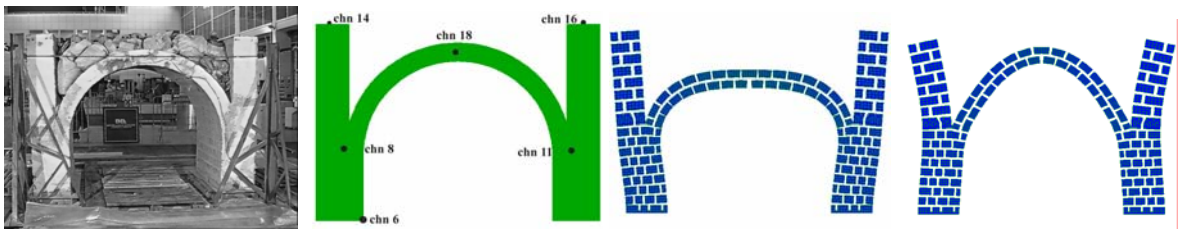


Fig. 8:, posizione dei sensori e max spostamenti (a) e (b) della prima forma modale



Fig. 9 Formazione della doppia cerniera ravvicinata in chiave di volta e crollo dell'arco

PROVE SPERIMENTALI SUL MACRO ELEMENTO STRUTTURALE "TAMBURO", ANALISI DEI CINEMATISMI DI COLLASSO

La chiesa di San Nicolò l'Arena, ubicata nel centro storico di Catania, è dotata di una cupola con tamburo di rilevante snellezza, della stessa tipologia di quella del duomo di Noto (Sicilia) che, nell'arco di due secoli, è andata fuori servizio per ben sei volte, sempre riprogettata con metodi tradizionali non adatti allo scopo. La chiesa di San Nicolò è inserita in un progetto di ricerca sulla prevenzione sismica (progetto Catania 2 promosso e finanziato dal GNDT-INGV), nel cui ambito sono state effettuate prove di caratterizzazione dinamica tramite analisi vibrazionale in situ. L'analisi nel dominio del tempo e della frequenza dei dati acquisiti ha consentito di trarre informazioni di rilevante interesse sulla risposta del sisma e sullo stato di danneggiamento. In particolare ha evidenziato una situazione di rischio per torsione del tamburo della cupola di cui si è avuto conferma attraverso i modi di vibrare dedotti tramite analisi FEM in campo lineare. Con riguardo alla definizione degli interventi migliorativi da introdurre al livello del tamburo per migliorare le prestazioni rispetto alla domanda di duttilità per i moti torsionali riscontrati, si è ritenuto opportuno sviluppare un'indagine teorico sperimentale in campo non lineare. Non potendosi utilizzare la chiesa per indagare sul comportamento non lineare fino al collasso, attraverso prove in sito, è stato realizzato un modello in scala ridotta del sistema cupola-tamburo sottoposto a prove dinamiche su tavola vibrante presso l'ENEA C. R. Casaccia. In Fig. 10 e 11 sono rappresentati il progetto del modello in scala 1:6 del tamburo della cupola e la sua realizzazione con conci in muratura e piastra di sommità con masse aggiuntive per riprodurre i carichi della cupola.

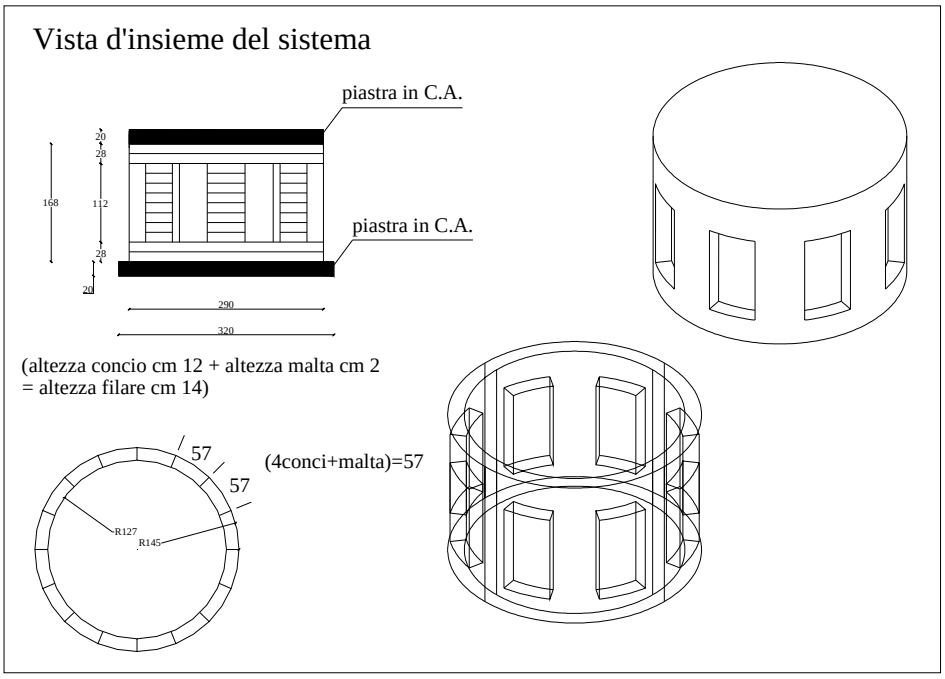


Fig. 10 progetto del modello per le prove su tavola vibrante



Fig. 11 modello in scala del tamburo

Con le prove su tavola vibrante è possibile acquisire utili informazioni per la metodologia di analisi non lineare e per verificare l'efficacia di diversi tipi di interventi migliorativi, ad effetto antisismico, sia tramite rinforzo strutturale sia tramite l'introduzione di elementi dissipativi da inserire tra i vani del tamburo. Di ciascuno di essi è possibile valutare l'incidenza del livello di duttilità del sistema strutturale migliorato, pervenendo ad una classificazione tipologica in termini di duttilità, da utilizzare per la scelta del tipo di intervento meno turbativo nei confronti della duttilità stessa. In particolare sono stati considerati 3 tipi di interventi:

1. Inserimento di telai di irrigidimento inseriti nei vani del tamburo
2. Inserimento di telai controventati
3. Applicazione del sistema DIS-CAM (Cucitura Attiva della Muratura) + elementi dissipativi inseriti nei vani del tamburo.

I sistemi 1 e 2 sono stati verificati tramite le prove su tavola vibrante, le prove con il sistema N°3 sono tuttora in corso. Per la simulazione numerica in campo lineare, la geometria della struttura in esame è stata discretizzata mediante 8645 elementi FEM di tipo 3D (exa ad 8 nodi) per un totale di 7185 nodi. Una prima analisi è stata condotta su un modello privo di rinforzi e irrigidimenti. L'analisi numerica è stata effettuate considerando le proprietà meccaniche del cemento riportate in Tab. 4, per quanto riguarda la muratura sono state effettuate le analisi per i diversi valori del modulo di elasticità riportati in Tab. 5.

Tab. 4 caratteristiche meccaniche del C. A.

Cemento	
E [Pa]	3.8E+10
δ [kg/m^3]	2400
ν	0.2

Tab. 5 caratteristiche meccaniche della muratura

Muratura		
E [Pa]	**δ [kg/m^3]**	**ν**
1.0E+8Pa	1600	0.2
9.6E+8Pa	1600	0.2
1.3E+9Pa	1600	0.2
1.7E+9Pa	1600	0.2

Sul modello completamente vincolato in tutti i 6 gradi di libertà alla base, è stata applicata una forzante orizzontale di 30000N al baricentro della piastra superiore. In Tab. 6 vengono riportati gli spostamenti massimi ottenuti al baricentro della piastra superiore.

Tab. 6 spostamenti piastra superiore

	E [Pa]	**Spostamenti piastra superiore [m]**
Test 1	1.0E+8Pa	7.84E-3
Test 2	9.6E+8Pa	8.36E-4
Test 3	1.3E+9Pa	6.23E-4
Test 4	1.7E+9Pa	4.81E-4

Lo spostamento pari a 7.84 mm si ottiene assumendo E=1.0E+8 Pa: modulo elastico limite corrispondente al raggiungimento della tensione massima nel punto di maggiore sollecitazione corrispondente alla base del maschio murario come si vede in Fig. 12. In Tab. 7 sono riportati i max valori di sollecitazione alla base dei maschi murari per un carico orizzontale di 30 KN.

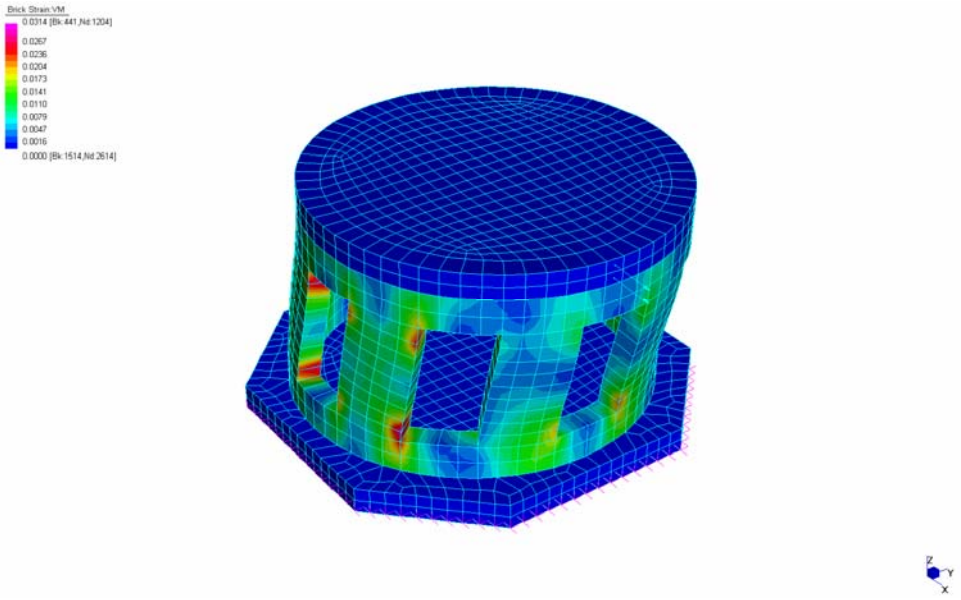


Fig. 12: distribuzione delle tensioni per un carico orizzontale di 30 KN

Tab. 7: max valori di sollecitazione in corrispondenza dei punti maggiormente sollecitati.

	E [Pa]	$\sigma^{**}_{nd1540\ (Von\ Mises)}$[Pa]	$\sigma^{**}_{nd1670\ (Von\ Mises)}$[Pa]	$\sigma^{**}_{nd1800\ (Von\ Mises)}$[Pa]
Test 1*	1.0E+8Pa	3.42187E+5	5.11527E+5	1.07418E+5
Test 2	9.6E+8Pa	3.43258E+5	5.12476E+5	1.07545E+5
Test 3	1.3E+9Pa	3.43654E+5	5.12836E+5	1.07595E+5
Test 4	1.7E+9Pa	3.44097E+5	5.13243E+5	1.07653E+5

In Fig. 13 si riportano le prime due forme modali ottenute per E = 1.7E+9 Pa ed in Tab. 8 le frequenze dei primi 6 modi per i quattro valori delle caratteristiche meccaniche della muratura

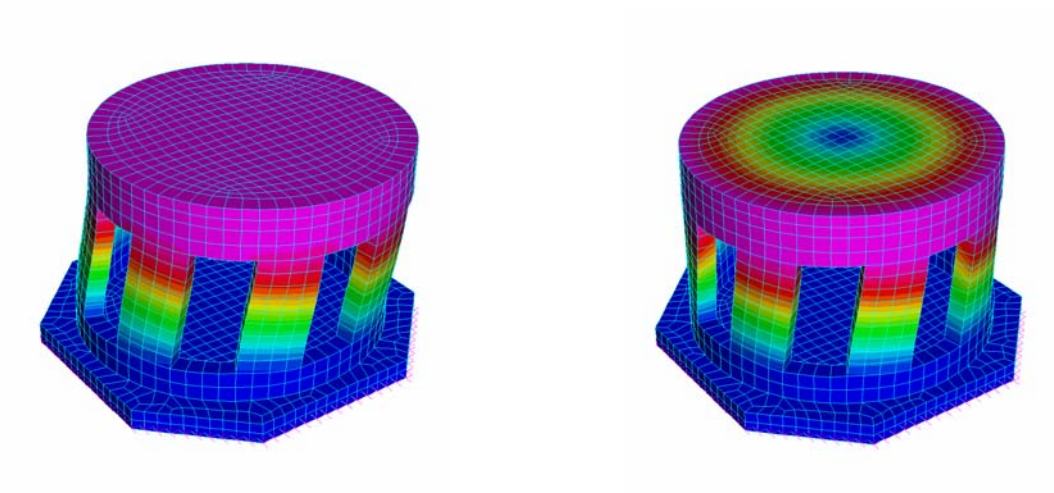


Fig. 13: primi due modi di vibrare (flessionale e torsionale) del tamburo della cupola di San Nicolò l'Arena

Tab. 8 primi 6 modi del tamburo rinforzato con telai in acciaio

	Test 1 1.0E+8Pa	**Test 2 9.6E+8Pa**	**Test 3 1.3E+9Pa**	**Test 4 1.7E+9Pa**
Modo	**Hz**	**Hz**	**Hz**	**Hz**
1	4.8184	14.882	17.298	19.755
2	4.8263	14.906	17.326	19.788
3	8.0220	24.803	38.841	32.952
4	18.263	51.886	58.408	64.360
5	21.300	65.194	75.539	85.894
6	21.574	65.969	76.371	86.866

- Effetto dei telai di rinforzo ai vani finestra.

I telai di rinforzo sono stati discretizzati agli elementi finiti come elementi monodimensionali a sezione rettangolare cava di fig. 14

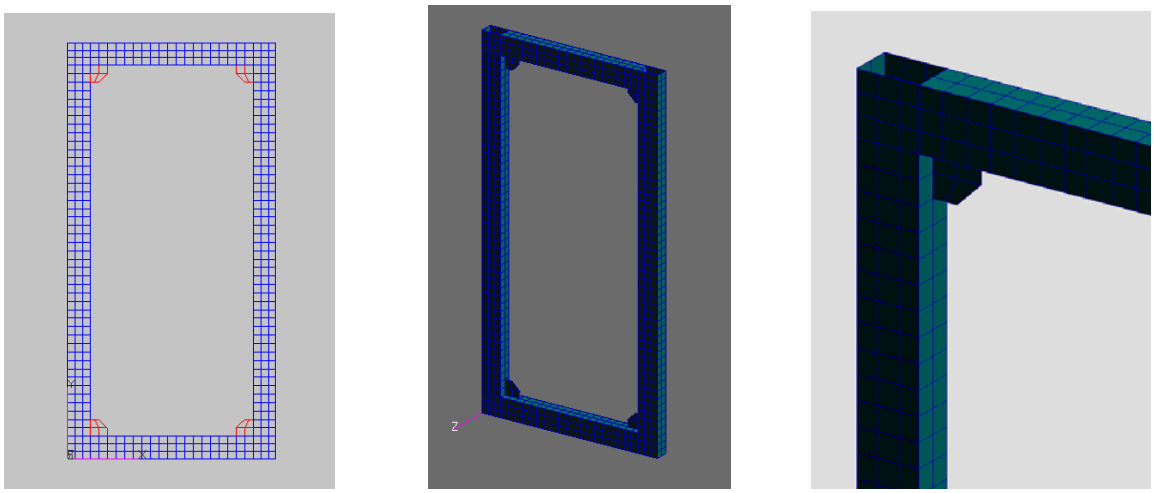


Fig. 14 rappresentazione FEM dei telai in acciao di rinforzo dei vani del tamburo.

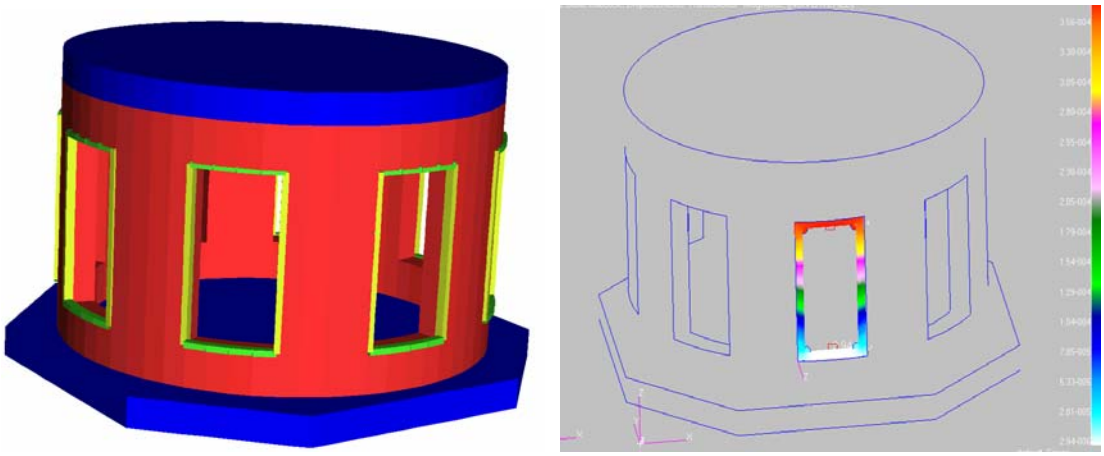


Fig. 15 simulazione FEM dell'effetto del telaio

L'analisi modale mostra che le forme dei primi sei modi coincidono con quelle relative alla configurazione senza controventi, le frequenze dei primi 6 modi sono:

Tab. 9: Primi 6 modi del tamburo con telai di rinforzo

E=1.7E+9Pa	
modo	**Hz**
1	21.133
2	21.148
3	35.687
4	64.728
5	85.465
6	85.482

L' analisi statica del modello con telaio di rinforzo con carico di 30KN e muratura di caratteristiche meccaniche E=1.7E+9Pa mostra uno spostamento max della piastra superiore pari a 4.02 E-4 m.

- Effetto dei rinforzi controventati:
Successivamente sono stati inseriti i controventi di sezione 0.03 x 0.006 [m]come illustrato in Fig. 16.

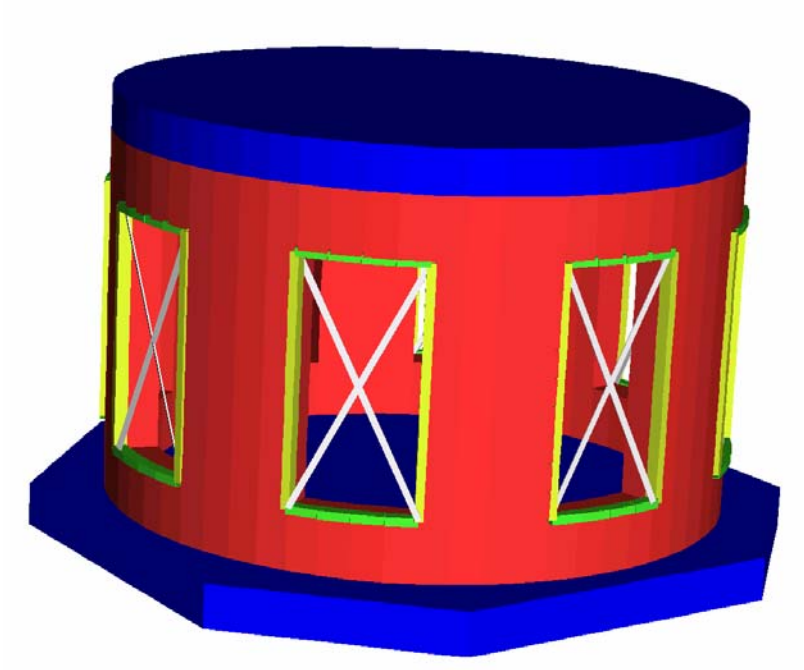


Fig. 16 modello con telai controventati.

L'analisi statica del modello controventato con valori del modulo di elasticità della muratura pari ad E= 1.7E+9 Pa fornisce il max valore di spostamento del baricentro della piastra in C.A. pari a 1.77E-04 m
Le frequenze dell'analisi modale del modello rinforzato con i controventi ai vani finestra sono indicate in Tab. 10

Tab. 10 primi 6 modi del modello con telaio-controventi

E=1.7E+9Pa	
Modo	**Hz**
1	27.514
2	27.517
3	50.504
4	64.791
5	86.609
6	86.618

ANALISI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DUTTILITA' CON I CONTROVENTI, SENZA CONTROVENTI IN PRESENZA DEL TELAIO E SENZA ALCUN TIPO DI RINFORZOALLA TESTA E AL PIEDE DEI MASCHI MURARI.
Ai due filari di conci situati alla testa ed al piede dei maschi è stato assegnato un modulo elastico ridotto di valore E = 9.6E+8 Pa. Tale valore corrisponde al regime danneggiato in cui è stato ipotizzato l'insorgere di un meccanismo piano per cui i maschi murari si comportano come pendoli con formazione di cerniere plastiche alla testa e al piede. In Tab. 11 e 12 si riportano i risultati degli spostamenti [m] fin qui ottenuti nei nodi 498 e 1798

posizionati in prossimità degli elementi alla testa e ai piedi dei maschi murari. In Tab. 11 i risultati suddetti sono relativi ad E=1.7E+9Pa per tutta la parte muraria, in Tab. 12 è stato applicato il modulo elastico ridotto E = 9.6E+8 Pa ai due filari di conci situati alla testa ed al piede dei maschi murari.

Tab. 11: spostamenti alla testa ed al piede dei maschi murari più sollecitati

Modello non danneggiato			
Nodo	**Struttura**	**Telaio**	**Controventi**
498	4.46 E-4	3.81 E-4	1.77 E-4
1798	4.70 E-5	4.00 E-5	2.20 E-5

Tab. 12: Spostamenti allo stato limite ultimo

Analisi stato Limite ultimo e duttilità			
Nodo	**Struttura**	**Telaio**	**Controventi**
498	6.43 E-4	4.21 E-4	2.55 E-4
1798	4.70 E-5	4.10 E-5	2.70 E-5

PROVE SISMICHE SPERIMENTALI ESEGUITE SUL MODELLO RIPRODOTTO IN LABORATORIO IN SCALA 1:6 DEL TAMBURO DELLA CHIESA DI SAN NICOLO'

La campagna di prove sperimentali è stata condotta nei laboratori ENEA della Casaccia presso MAT-QUAL su una tavola vibrante dalle dimensioni di [m] 4 x 4 a 6 gradi di libertà.



Fig. 17 modello rinforzato con telai e controventi, linee di frattura dopo la prova su tavola vibrante

Le prove sono state eseguite sul modello in scala utilizzando in input il sisma registrato dalla stazione di Parco Gioeni a Catania di cui vengono di seguito riportate le caratteristiche e le time history in X, Y, Z (Tab. 13, Fig. 18-21)

Stazione: Catania Parco Gioeni Lat= 37°.52 N , Lon= 15°.08E : Evento N° 1 : Registrazione del 21-11-2005

Epicentro: Sicilia Orientale Lat=37°.6 N lon=14°.16 E Profondità 63.2 Km MI=4.7

Distanza Epicentrale stazione = 82.07 Km; Max Picchi accelerazione cm/sec**2:

Longitudinale = 0.983 ; Verticale = 1.28 ; Trasversale = 1.312

Tab. 13 parametri sisma N°1

Sisma N° 1			
	Lon (X)	**Ver (Z)**	**Lat (Y)**
Max Acc g	0.122	0.113	0.097
RMS Acc g	0.013	0.014	0.010
Arias m/s	0.048	0.060	0.031
Ic	0.006	0.007	0.004

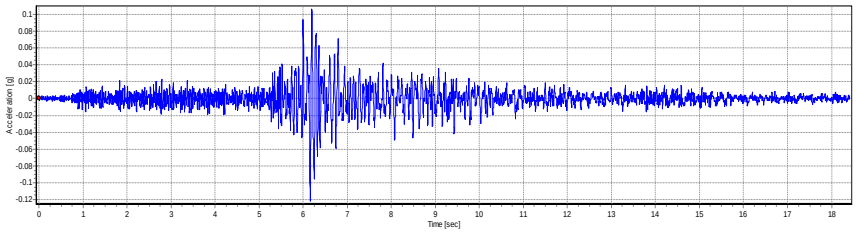


Fig. 18,19: Sisma N°1 Scalato 0.1g picco, Time History Componente X e Y (EW e NS)

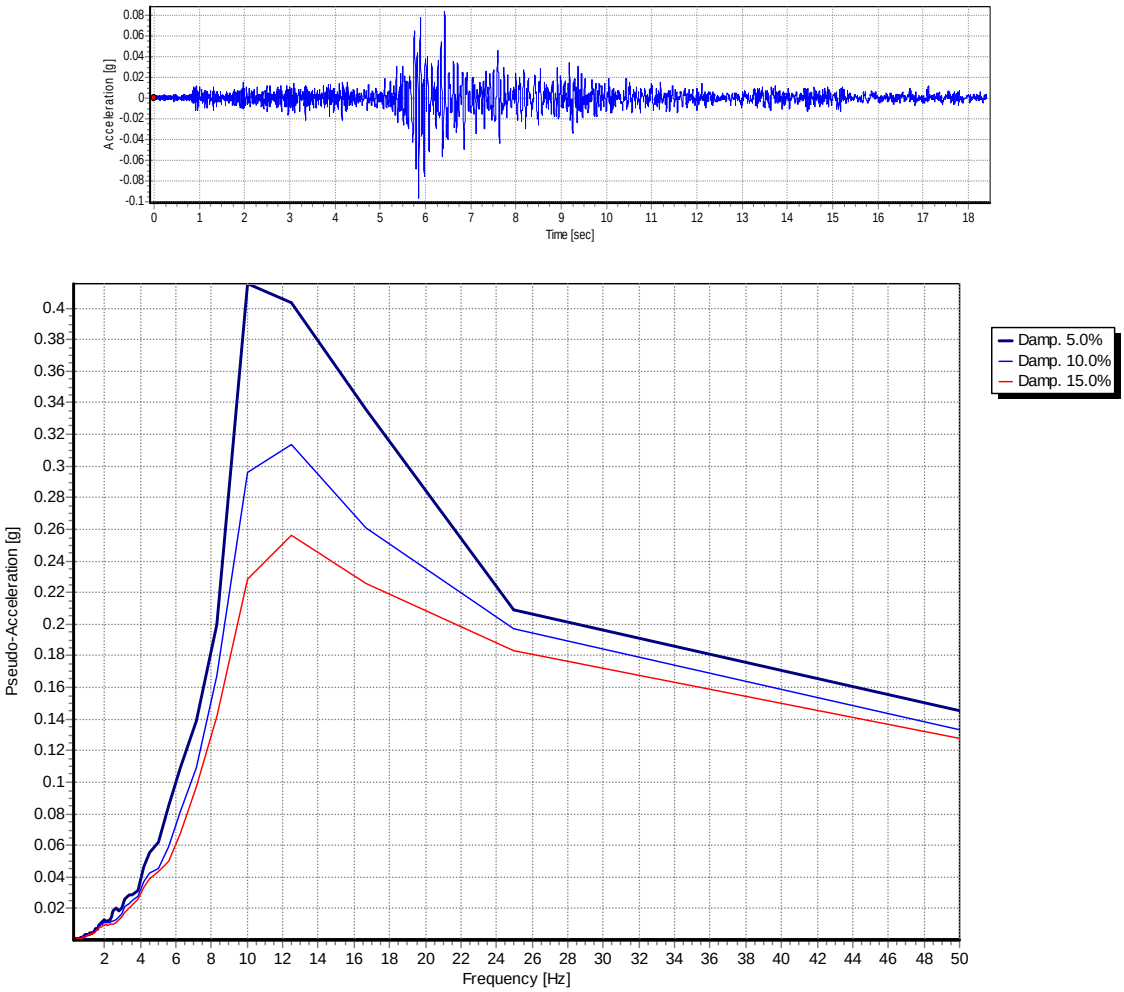


Fig.20: Sisma N°1 Scalato 0.1g picco, Pseudo Accelerazione Sa(Hz) Componente X (EW longitudinale)

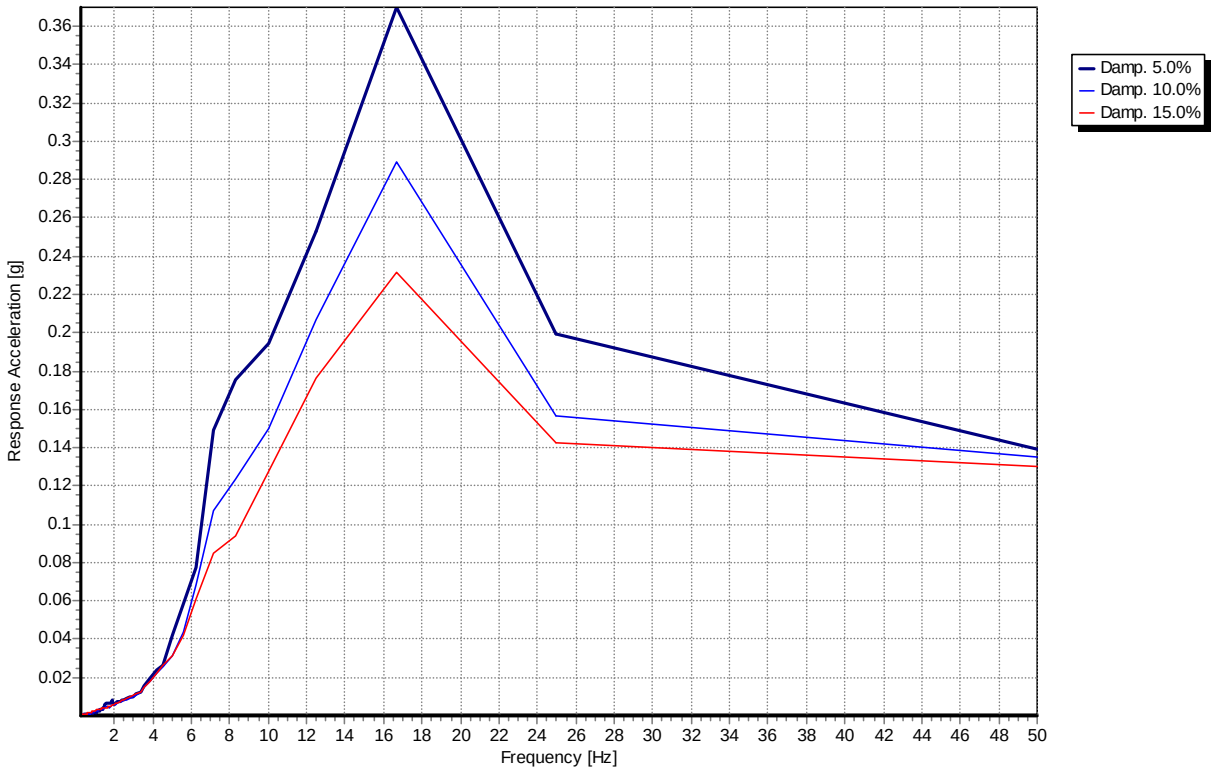


Fig. 21: Sisma N°1 Scalato 0.1g picco; Pseudo Accelerazione Sa(Hz); Componente Y (NS Trasversale)

Sono stati posti 5 accelerometri sulla tavola (A01x, A01y, A01z, A02y, A02z), 3 accelerometri sul tamburo (A11x, A11y, A12y) e dei misuratori di spostamento (LA1, LA2, LB1, LB2, LD1, LD2) in corrispondenza delle aperture A,B, D indicate in Fig. 22.

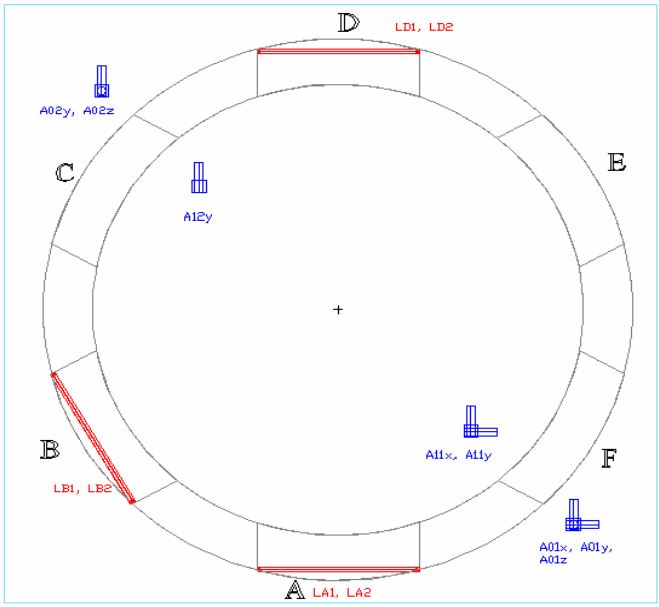


Fig. 22: posizionamento sensori sul tamburo

Vengono riportati i risultati delle prove sperimentali condotte sulla struttura non rinforzata.
Le prove su telai e controventi sono ancora in fase di elaborazione e saranno oggetto di un documento successivo. In una prima fase sono state effettuate prove senza e con masse aggiuntive per riprodurre l'effetto del peso della cupola. In Fig. 23 e 24 si vedono gli effetti in termini di picco di accelerazione in sommità in funzione del picco di accelerazione alla base della tavola.

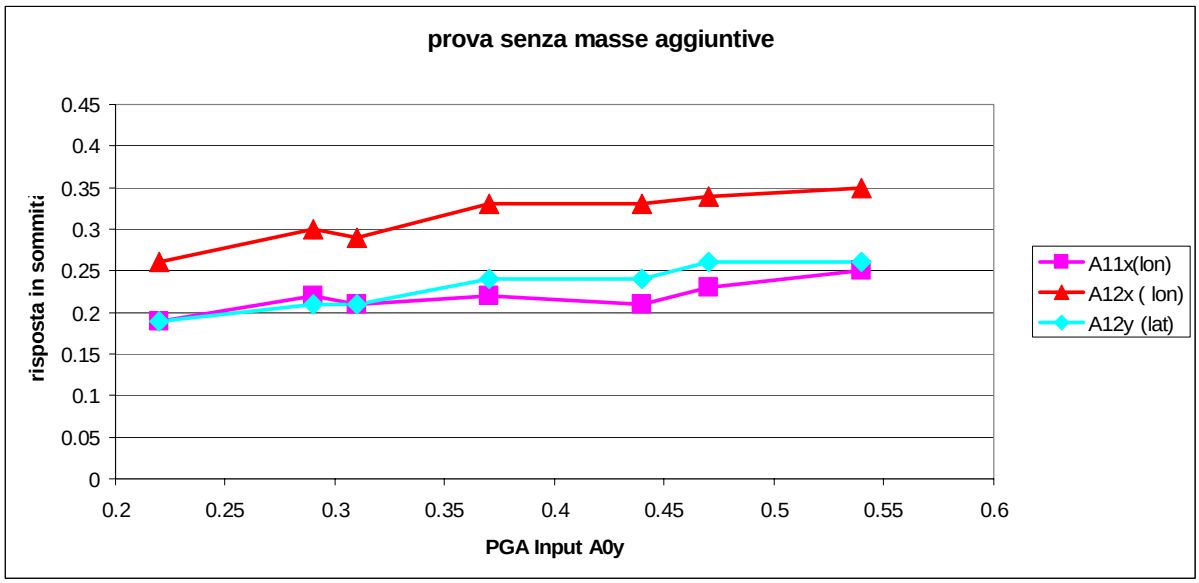


Fig. 23: picchi di accelerazione in sommità del tamburo in funzione del PGA alla base.

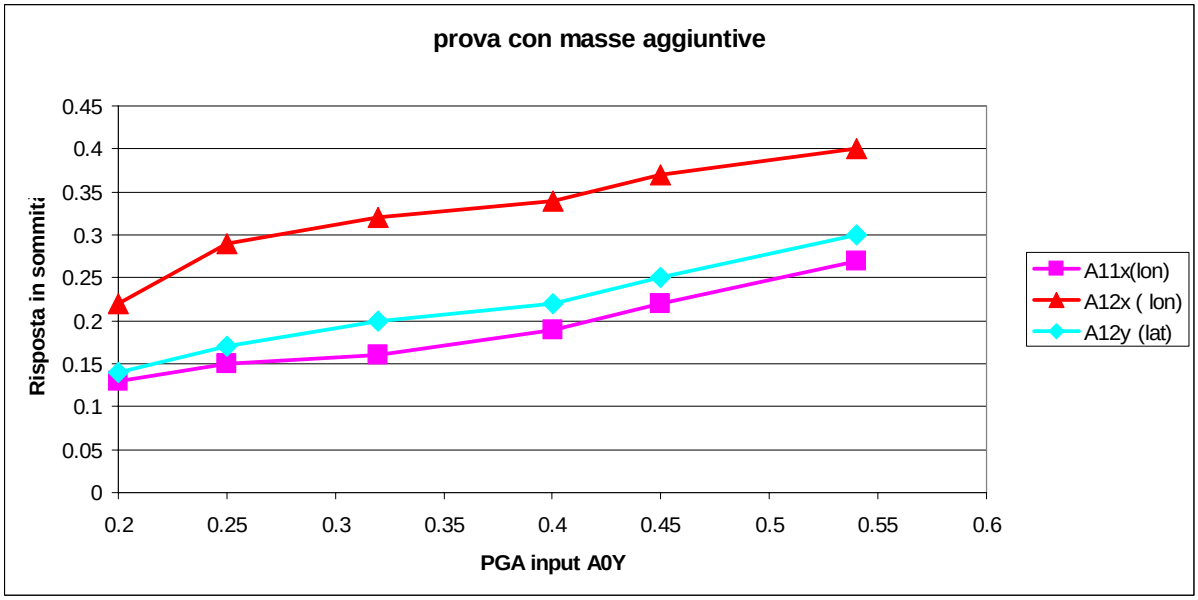


Fig. 24 Effetto delle masse aggiuntive di 9000Kg per il rispetto della similitudine in scala.

Per valutare l'effetto dei rinforzi con telai di irrigidimento e controventi si è applicato il sisma di Colfiorito (Umbria) caratterizzato da un forte impulso ad alta frequenza, particolarmente dannoso per le murature. Data la breve durata per effetto della riduzione in scala (circa 7 sec), il sisma è stato concatenato 3 volte:

Umbria Marche 1997 MI=5.9; Località Colfiorito lat= 43°.037 N lon=12°.921E; Distanza Epicentro 5Km; Suolo : Stiff

Tab. 14 Caratteristiche input Colfiorito

	Colfiorito x3		
	Lon (X) EW	**Ver (Z)**	**Lat (Y) NS**
Max Acc g	0.295	0.161	0.212
RMS Acc g	0.044	0.031	0.044
Arias m/s	0.587	0.309	0.569
Ic	0.0417	0.025	0.040

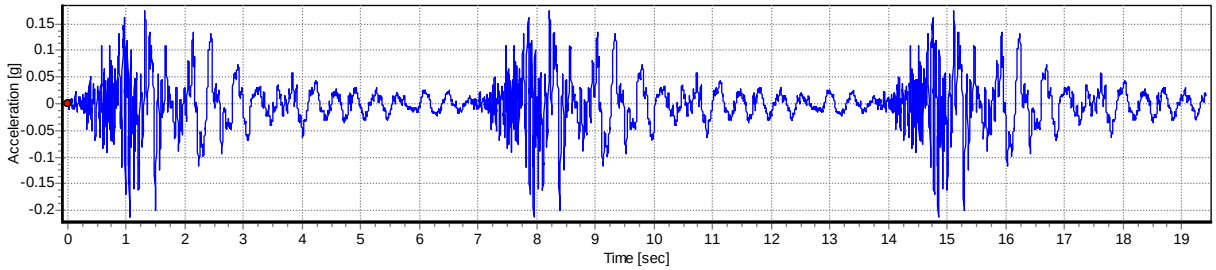


Fig. 25: Colfiorito NS concatenato 3 volte

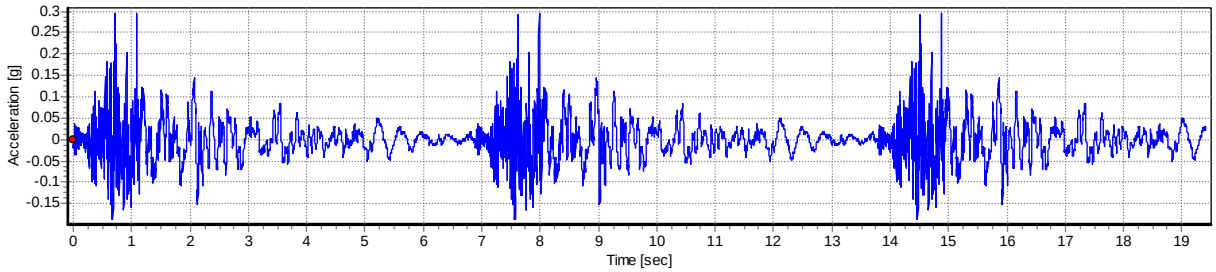


Fig. 26 Colfiorito EW concatenate 3 volte

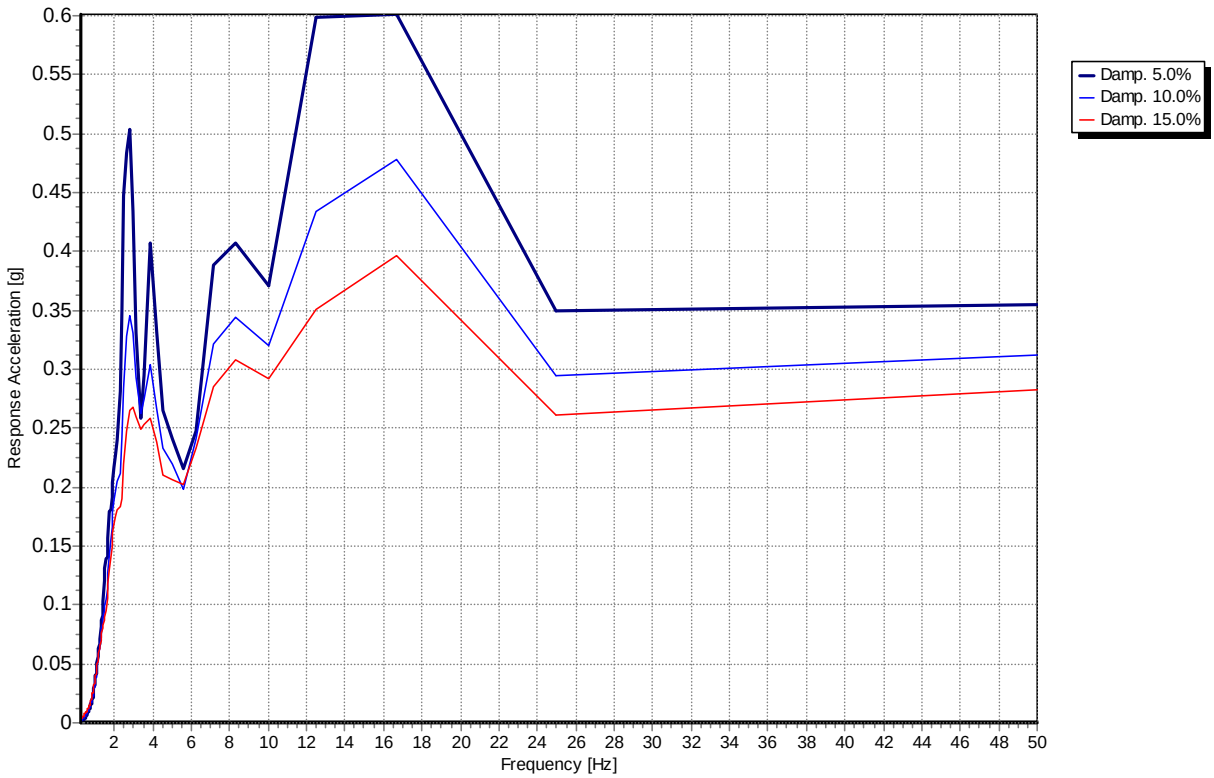


Fig. 27: Colfiorito NS concatenate 3 volte, Pseudo Accelerazione Sa(Hz)

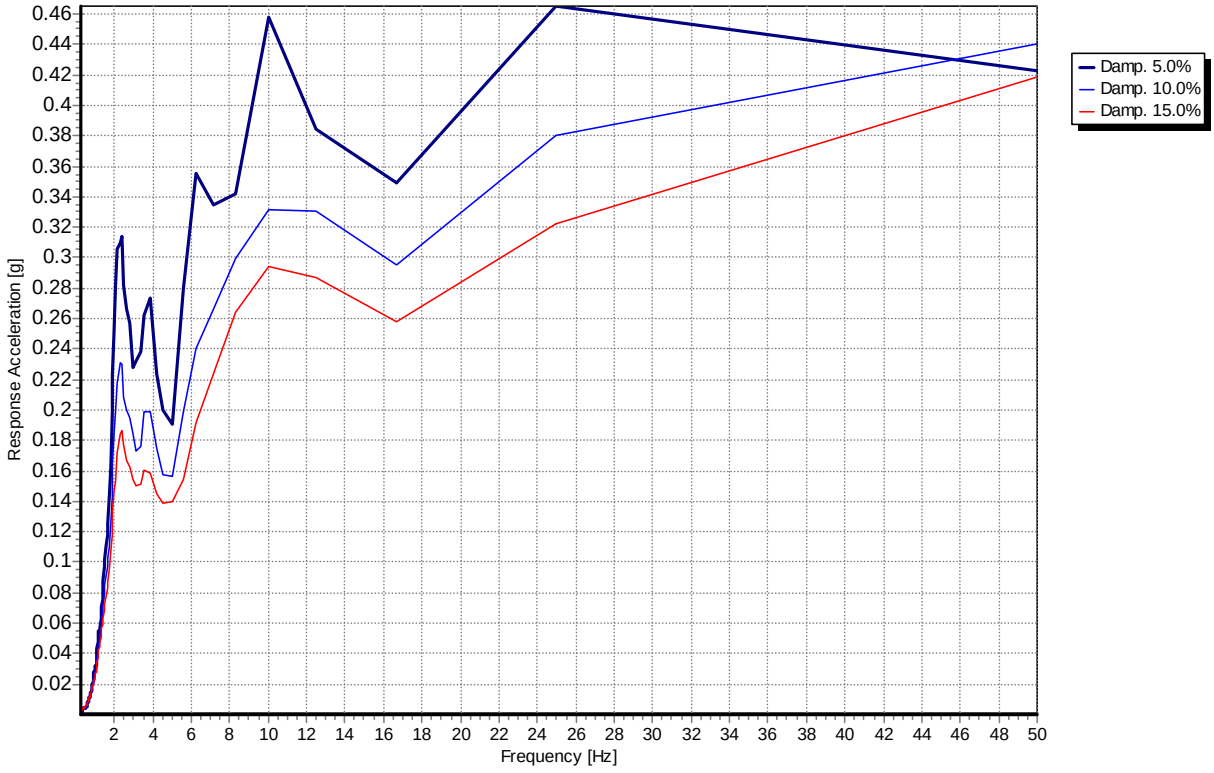


Fig. 28: Colfiorito EW concatenate 3 volte,. Pseudo Accelerazione Sa(Hz)

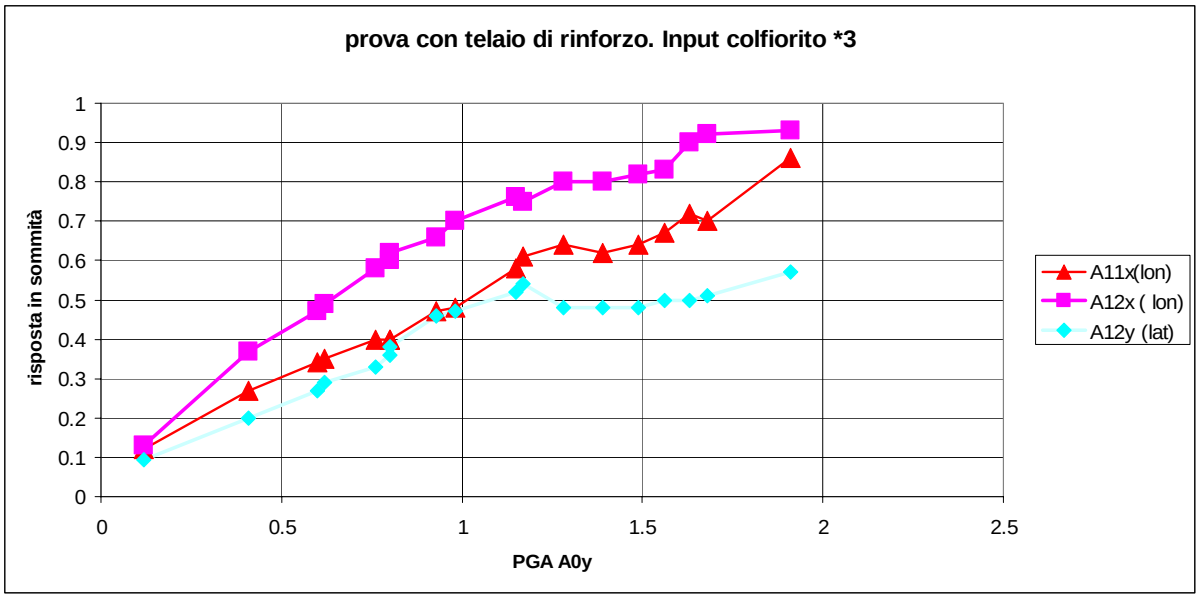


Fig. 29 Prova con telaio di rinforzo

Conclusioni:

I risultati acquisiti tramite le prove sperimentali su tavola vibrante, consentono di programmare le tecniche d'intervento più appropriate e meno invasive per il consolidamento del particolare macroelemento preso in esame che, in definitiva, si traduce in una operazione di adeguamento sismico e mitigazione del rischio dell'intero sistema strutturale .

Pertanto, le verifiche sperimentali su tavola vibrante dei macroelementi tipici delle diverse opere appartenenti al patrimonio storico monumentale, assumano una fondamentale importanza per la corretta interpretazione del comportamento in fase di collasso e per la individuazione di interventi efficaci e poco turbativi, adatti alla salvaguardia e tutela del patrimonio stesso.

Ringraziamenti:

Gli autori desiderano ringraziare il personale ENEA che ha partecipato alle prove in laboratorio ed ai rilievi della facciata di S. Maria in Gradi: Alessandro Colucci, Francesco di Biagio, Massimiliano Baldini e Paolo Maci per i rilievi con il laser scanner ed il Georadar; Angelo Tati, Nicola Labia e Stefano Bonifazi per i rilievi con gli ultrasuoni e l'endoscopia; Gianni Fabrizi per le prove di caratterizzazione dinamica.

Bibliografia:

[1] S. Lagomarsino, S. Podestà, S. Resemini, E. Curli & S. Parodi 2004: Mechanical models for the seismic vulnerability assessment of churches. Proc. *4th Int. Seminar on Structural Analysis of historical Constructions, 10-13 Nov. 2004, padova, Italy*

[2] L.F. Restepo-Vélez, G. Maganes 2004: Experimental testing in support of a mechanics-based procedure for the seismic risk evaluation of unreinforced msonry buildings. Proc. *4th Int. Seminar on Structural Analysis of historical Constructions, 10-13 Nov. 2004, padova, Italy*

[3] De Canio G.,2000: Large Scale experimental facilities at ENEA for seismic tests on structural elements of the historical/monumental cultural Heritage. Proc. *9th Int. Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Venice 19-24 June 2000*

[4] De Canio G., Giaquinto P., Ranieri N., Renzi E. Volpe R.,2001: Seismic tests for innovative anchorage systems of structural elements in historical monumental cultural heritage. Proc. *7th Int. Congress on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active control of Vibrations of Structure , Assisi,Italy, 2-5 October 2001*