

# Il martellamento strutturale: metodo di analisi e strategia di adeguamento sismico della chiesa del Sacro Cuore di Firenze

Fabio PRATESI - Gloria TEREZI - Mauro COZZI - Leonardo BANDINI

## SOMMARIO

*Il fenomeno di martellamento si verifica quando la distanza che separa edifici adiacenti non è sufficiente ad evitarne la collisione. Come noto, il danno può essere significativo, fino a provocare il collasso strutturale. Emblematico in tal senso risulta essere il caso di studio considerato, riguardante una chiesa composta da due corpi di fabbrica differenti per materiale e geometria, separati da un giunto di pochi cm. Nell'articolo vengono innanzitutto illustrati i risultati di una ricerca basata sull'implementazione di un originale modello viscoelastico non lineare in un software di analisi strutturale di tipo commerciale. I risultati dell'applicazione dello stesso al caso di studio ribadiscono come il martellamento induca significativi incrementi dello stato tensionale caratterizzante le strutture adiacenti, particolarmente localizzate in prossimità della zona d'impatto. Nella seconda parte dell'articolo vengono altresì proposte due strategie d'intervento, finalizzate all'eliminazione del problema di martellamento. La prima consiste nel collegare le due strutture con dispositivi fluido-viscosi, mentre la seconda nel realizzare un sistema a massa accordata avvalentesi della presenza delle campane. Pur a fronte di una minore invasività di quest'ultima, entrambe le soluzioni sono da considerare valide, in quanto in grado di annullare pressoché totalmente il pericolo d'impatto.*

## ABSTRACT

*Structural pounding occurs when the distance between adjacent buildings is not enough to avoid their collision. As known, the damage can be considerable, up to determine structural collapse. Emblematic in this sense is the case study analyzed, represented by a church situated in Florence, composed of two structures with different material and geometry, and separated by a very little gap. In the first section of the paper, the implementation of an original non linear viscoelastic model in a commercial structural software, is presented. The application of the model to the case study highlights that the pounding leads to significant increases of stress states in the structures, especially near the impact zone. In the second section, two strategies to mitigate or prevent pounding are proposed. The first one consists in linking the structures by fluid-viscous dampers, whereas the second one, less invasive, in using bells as masses to generate a Tuned Mass Damper system. Both solutions offer satisfactory results.*

## INTRODUZIONE

Il martellamento strutturale è quel fenomeno per il quale due o più edifici adiacenti tendono a collidere sotto l'effetto di azioni dinamiche orizzontali, tipo vento o sisma. L'intensità ed il numero di contatti dipendono da molteplici fattori, tra cui principalmente il periodo proprio delle strutture coinvolte e la loro distanza reciproca. La possibilità di prevedere i danni da martellamento acquista particolare importanza nel caso di edifici esistenti per i quali si intendano adottare

specifiche tecniche di mitigazione (Jeng e Tzeng 2000, Lin e Weng 2001a, Lin e Wen 2001b, Dogan e Gunaydin 2009, Mirtheri et al. 2010).

A tale riguardo si ricorda, ad esempio, come in occasione del terremoto di Loma Prieta, nel 1989, si siano rilevate collisioni riguardanti circa 500 edifici presenti in un'area molto vasta, comprendente le città di San Francisco, Oakland, Santa Cruz e Watsonville (Maison e Kasai 1992, Kasai 1997, Jankowski 2008, Yongqiang et

al. 2008, Jankowski 2009, Wei et al. 2009). Si aggiunge inoltre come il martellamento sia un problema di particolare rilievo per quegli edifici strategici od industriali che prevedano l'accostamento, anche in tempi diversi, di strutture di differente tipologia. Un esempio classico in tal senso è rappresentato dalla realizzazione di stabilimenti industriali in calcestruzzo armato in adiacenza a torri in acciaio, o ciminiera.

Lo studio del martellamento associato agli edifici civili è piuttosto recente e prende le mosse dalla progettazione delle infrastrutture viarie. Se da un punto di vista puramente teorico la dinamica dello stesso fenomeno è stata sufficientemente indagata, rimangono ancora molte incertezze sulla possibilità di definirne degli specifici modelli da implementare in codici di calcolo automatici a diffusione commerciale. Ciò è da attribuire altresì alla difficoltà di verifica in laboratorio degli stessi, anche legata all'alto costo delle prove. A partire da risultanze sperimentali di letteratura (Goldsmith 1960, Bentur et al. 1986, Jan van Mier et al. 1991, Filiatrault et al. 1995, Zhu et al. 2002, Chau et al. 2003, Jankowski 2005, Chau et al. 2006, Jankowski 2010), nel lavoro ne viene proposto uno specifico, utilizzabile ad esempio in programmi tipo SAP2000NL (CSI 2006). Lo stesso modello è stato utilizzato nell'ambito del caso di studio esaminato, rappresentato dalla chiesa del Sacro Cuore a Firenze. Si tratta di un edificio ottocentesco completamente ristrutturato negli anni Cinquanta. In quell'occasione la vecchia struttura muraria fu integrata con telai in calcestruzzo armato ed al vecchio campanile in muratura fu sostituito l'originale traliccio in cemento armato, talvolta attribuito a Pier Luigi Nervi. Le due strutture sono indipendenti e separate da un giunto di circa 3 cm, con configurazione evidentemente critica dal punto di vista del martellamento.

## 1. MODELLI ANALITICI INTERPRETATIVI DEI FENOMENI D'IMPATTO

Prevedere l'andamento temporale e le forze in gioco in un episodio di martellamento rappresenta un problema di non facile soluzione. L'impatto è infatti un fenomeno di durata molto breve, in cui ad un comportamento apparentemente solo elastico si associano fenomeni dissipativi ad oggi non del tutto noti. La non linearità del comportamento di due corpi collidenti porta quindi a difficoltà nella modellazione, dal punto di vista sia analitico che computazionale.

Sarebbe necessario, a tal proposito, un numero maggiore di analisi su edifici in modo da poter confrontare le previsioni con dei dati sperimentali. Una prima distinzione tra i modelli teorici proposti per lo studio dei problemi di contatto può essere fatta in base al tipo di informazioni che si vogliono ottenere dall'analisi. Da una parte, infatti, l'approccio stereomeccanico (Papadrakakis 1991, Jankowski 2005, Sorace e Terenzi 2007, Jankowski 2010) prevede la valutazione, a partire dai dati iniziali del problema, delle velocità che due corpi collidenti avranno dopo l'urto, supposto istantaneo. In esso non vengono tenute in conto le deformazioni e le forze che si manifestano durante l'evento. Si osserva inoltre come il modello stereomeccanico sia di difficile implementazione da un punto di vista computazionale, almeno nei software più diffusi ad uso commerciale. Ben più agevole è invece l'applicazione in essi di tutti quei metodi di analisi del problema di martellamento basati sulla stima dell'intensità delle forze di contatto, nonché sulla ricostruzione della loro evoluzione nel tempo. Ciò consente altresì l'immediata definizione delle sollecitazioni sulle strutture, nonché della durata del contatto e dell'effetto di penetrazione fra i due corpi.

La riproduzione dei fenomeni d'impatto nei codici di calcolo agli elementi finiti si basa generalmente sul cosiddetto "penalty method" (Papadrakakis et al. 1991, Muthukumar e DesRoches 2006, Sorace e Terenzi 2007), che prevede l'interposizione, tra le masse impattanti, di una molla di rigidezza  $\varepsilon$ , rappresentativa dell'elemento penalizzante da cui trae origine la denominazione del metodo (Figura 1).

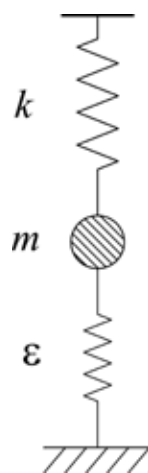


Figura 1. Modello d'impatto secondo il "penalty method". La molla con costante  $k$  simula la rigidezza della struttura, schematizzata come oscillatore semplice di massa  $m$

Esso tiene conto della forza con cui i corpi si respingono e della penetrazione che avviene durante l'urto, ma presenta il problema di una non facile calibrazione delle proprietà deformative dell'elemento elastico. Successivi sviluppi hanno portato all'introduzione di elementi dissipativi che tengano conto anche della perdita di energia dovuta a fenomeni di attrito e di danneggiamento. Il modello di base rappresentativo del fenomeno è, in questo caso, semplicemente schematizzabile mediante un sistema di molle e smorzatori realizzanti il contatto fra le due strutture adiacenti, a loro volta ricondotte ad oscillatori semplici (Figura 2).

E' importante osservare che l'adozione di tali elementi d'interfaccia permette di trattare la struttura come un sistema dinamico lineare. La gestione delle non linearità, concentrate nelle zone di contatto, può pertanto essere effettuata ricorrendo al metodo di analisi FNA (Fast Nonlinear Analysis – Wilson 2004, Sorace et al. 2006), che consente di essere implementato anche in software a diffusione commerciale, contenendone al contempo i tempi di calcolo. E' tuttavia ancora in atto una dibattuta discussione in merito alla definizione delle caratteristiche da attribuire agli elementi *nl-link* riproducenti il fenomeno di contatto ed al loro assemblaggio. In Figura 3 viene mostrato uno dei modelli più semplici messi a punto allo scopo, consistente in una molla lineare o non lineare, in serie con un elemento gap che simula il distacco fra i due edifici adiacenti, a loro volta schematizzati come oscillatori semplici.

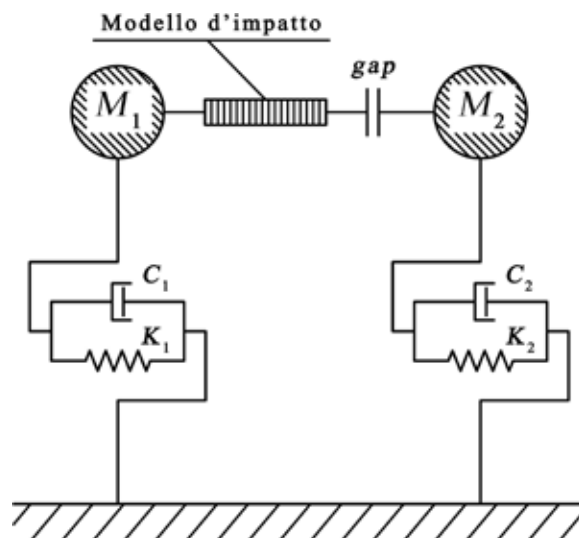


Figura 2. Modello elementare rappresentativo della condizione di contatto fra due edifici adiacenti, secondo il "penalty method". Il sistema di molle e smorzatori (modello d'impatto) collega i due edifici e viene attivato solo quando l'elemento gap, che simula l'effetto del giunto strutturale, si chiude

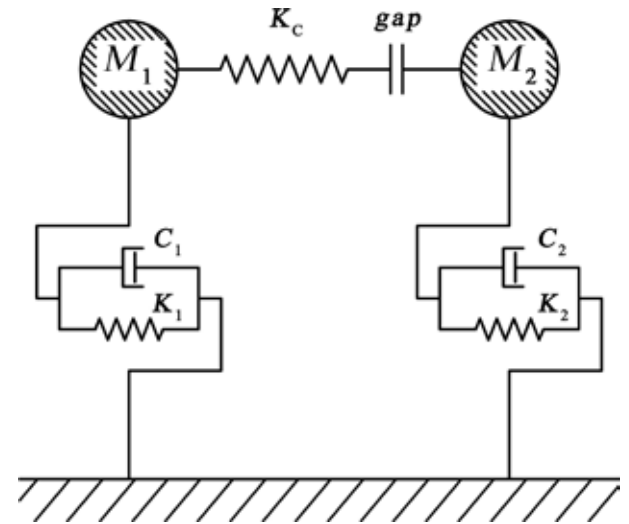


Figura 3. Modello di contatto elastico lineare fra due edifici adiacenti

Nel caso lineare alla molla viene generalmente attribuito un valore di rigidezza estensionale pari a quella delle strutture collidenti (Muthukumar e DesRoches 2006). Si osserva ad esempio come, per i solai, si assumano solitamente valori compresi tra 856500 e 2855000 kN/m. Tale modello trascura tuttavia l'effetto dissipativo presente durante l'urto.

In quello elastico non lineare la molla segue invece la legge proposta da Hertz:

$$F(t) = \beta \delta^{\frac{3}{2}}(t) \quad (1)$$

che consente di tenere conto della deformazione che i corpi collidenti via via subiscono e il relativo incremento della superficie di contatto. Nella (1)  $\beta$  rappresenta il parametro di rigidezza d'impatto, che dipende dalle proprietà dei materiali e dalla geometria degli oggetti collidenti. Risultati sperimentali indicano che, nel caso di elementi in calcestruzzo, esso può assumere valori compresi fra 40 e 80 kN/mm<sup>3/2</sup> (Van Mier et al. 1991).

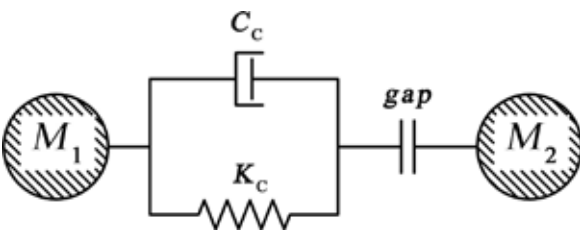
Il modello viscoelastico lineare rappresenta un affinamento rispetto a quello elastico lineare nel senso che considera l'effetto smorzante presente durante il fenomeno per combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso con una molla a comportamento non lineare (Figura 4). La relativa costante  $C_c$  è valutabile come segue (Anagnostopulos 1988):

$$C_c = 2\xi_{s_1} \sqrt{\left( K_c \frac{M_1 M_2}{M_1 + M_2} \right)} \quad (2)$$

Nella (2) le  $M_i$  rappresentano le masse dei corpi impattanti,  $K_c$  la costante caratteristica della molla e  $\xi$  viene calcolato in base al coefficiente di restituzione  $r$ , ovvero al rapporto tra la velocità di approccio e quella di allontanamento, variabile in funzione dei materiali:

$$\xi_i = \frac{-\ln r}{\sqrt{\pi^2 + (\ln r)^2}} \quad (3)$$

Una delle critiche più ricorrenti fatte a tale modello riguarda il manifestarsi, poco prima del definitivo distacco dei corpi, di una forza di attrazione che tende a farli avvicinare. Lo smorzatore si oppone infatti alla riapertura della molla con una forza che cresce all'aumentare della velocità di allontanamento dei due corpi per poi superare, poco prima della loro separazione, quella della molla, ormai quasi del tutto scarica. Per ovviare a questa situazione fisicamente non coerente, Jankowski (2005) ha proposto il modello viscoelastico non lineare, in cui il dissipatore, viscoso non lineare, viene disattivato da un elemento *gap* nella fase di allontanamento dei due corpi, come indicato in Figura 5.



In esso è altresì presente una seconda molla di rigidezza pari a  $K_A$ , calibrata sulla specifica reattività dello smorzatore in modo tale da garantire la chiusura dell'ulteriore *gap*<sub>1</sub> nella fase di allontanamento delle masse collidenti. Conformemente a quanto rilevato in occasione di numerose campagne sperimentali (Jankowski 2005), la dissipazione di energia avviene pertanto nella fase di avvicinamento dei corpi e non in quella di allontanamento.

La costante dello smorzatore assume la seguente legge di variazione nel tempo:

$$C_c = 2\xi_s \sqrt{\left( \beta \sqrt{\delta(t)} \frac{M_1 M_2}{M_1 + M_2} \right)} \quad (4)$$

dove  $\delta$  rappresenta il valore della penetrazione tra i due corpi e  $\xi$  viene calcolato come segue, in base al coefficiente di restituzione  $r$ :

$$\xi = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1-r^2}{r|r(9\pi-16)+16|} \quad (5)$$

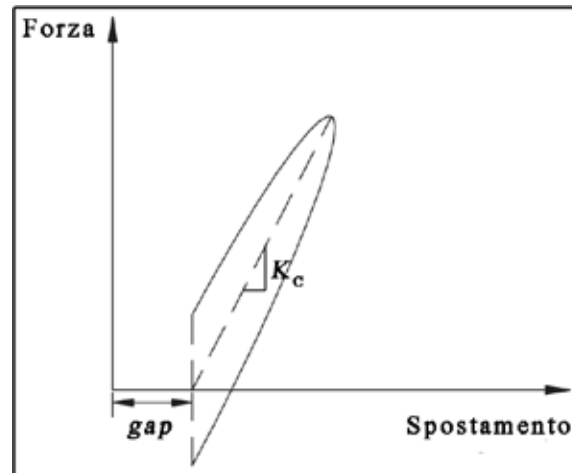


Figura 4. Modello viscoelastico lineare, rappresentativo del contatto fra due edifici adiacenti di massa  $M_1$  e  $M_2$ , e relativo ciclo di comportamento

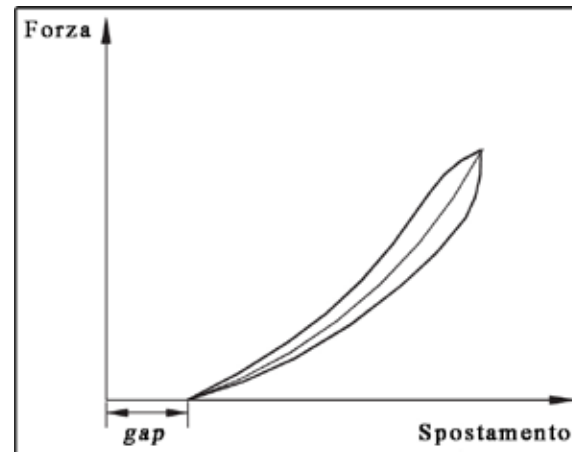
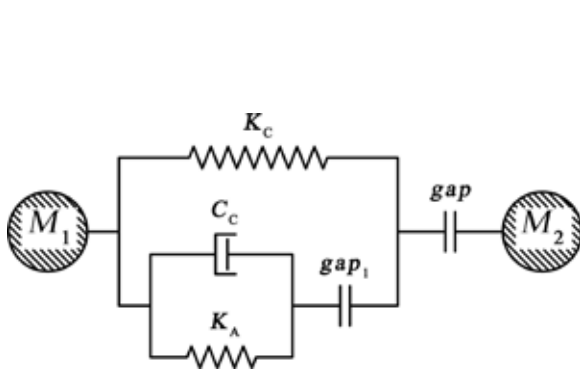


Figura 5. Modello viscoelastico non lineare, rappresentativo del contatto fra due edifici adiacenti di massa  $M_1$  e  $M_2$ , e relativo ciclo di comportamento

## 2. PROPOSTA DI UN MODELLO A PIÙ PARAMETRI PER L'IMPLEMENTAZIONE DEL COMPORTAMENTO VISCOELASTICO NON LINEARE

Ai fini dell'implementazione del fenomeno di martellamento in codici di calcolo a diffusione commerciale, verificata la natura non lineare di entrambi i comportamenti, sia elastico che dissipativo ad esso associati, in (Pratesi 2011) è stato definito uno specifico modello a più parametri come quello rappresentato in Figura 6.

In codici di calcolo a plasticità concentrata, tipo SAP2000NL (CSI 2006), la libreria generalmente non dispone di elementi *nl-link* con proprietà di viscosità la cui non linearità derivi dalla variabilità del coefficiente di smorzamento  $C_c$ . E' stato tuttavia osservato che è possibile raggiungere un buon livello di approssimazione di tali funzioni utilizzando una serie di smorzatori posizionati in modo da entrare in azione uno

dopo l'altro, all'aumentare della penetrazione dei corpi impattanti. Tale comportamento è stato ottenuto associando ad ogni dissipatore semplice  $C_i$  un elemento gap, indicato come  $gap_{3-C_i}$ , che all'avvicinarsi dei corpi si chiude e attiva il relativo dispositivo. All'aumentare della penetrazione si chiudono in successione i  $gap_3$  e di conseguenza aumenta la capacità smorzante del sistema di *nl-link*. In questo modo la dissipazione aumenta gradualmente e l'effetto ottenuto è molto prossimo a quello teorico.

In generale, il numero di dissipatori impiegati influenza sensibilmente la durata dell'analisi e dovrà pertanto essere scelto in base alla complessità della struttura modellata. Per verificare quanto ciò possa influire sui risultati, è stato condotto un confronto fra tre diverse versioni del modello viscoelastico non lineare: quella ad un solo dissipatore e le varianti a cinque e nove dissipatori, conformi agli schemi riprodotti in Figura 7.

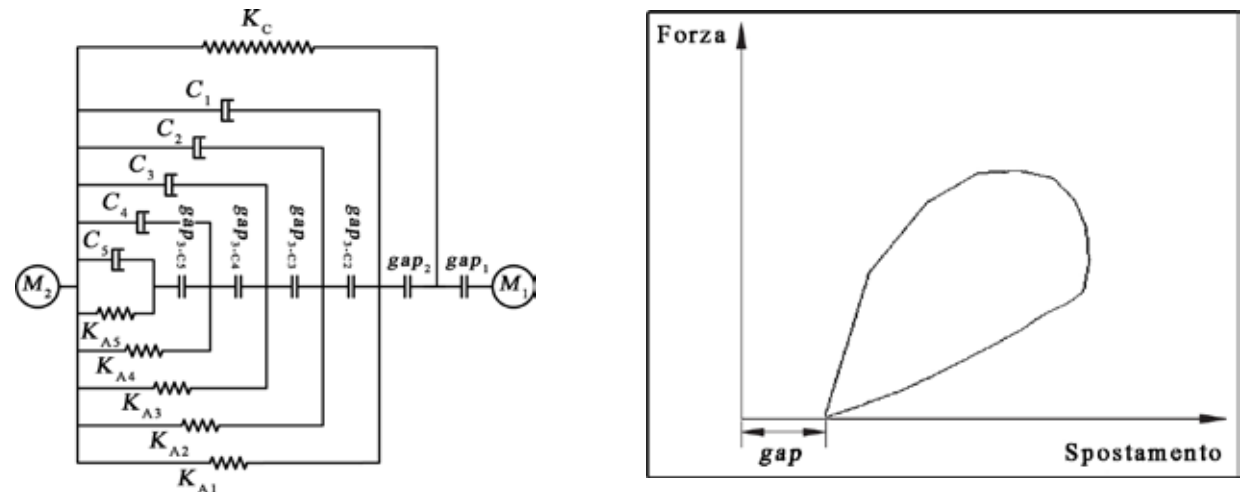


Figura 6. Modello viscoelastico non lineare a più parametri, rappresentativo del contatto fra due edifici adiacenti di massa  $M_1$  e  $M_2$ , e relativo ciclo di comportamento

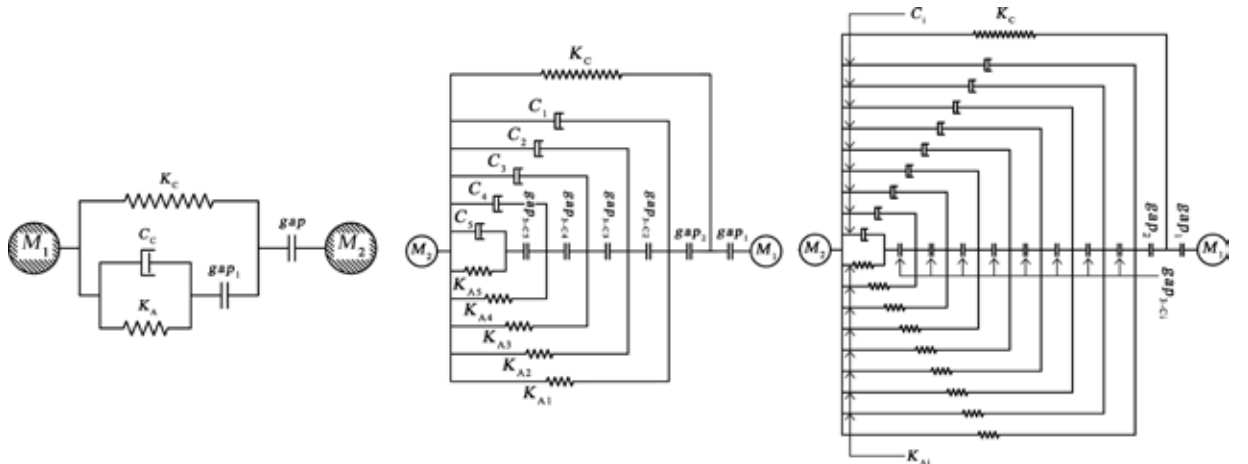


Figura 7. Confronto fra tre versioni del modello viscoelastico non lineare

Il modello strutturale utilizzato allo scopo rappresenta due telai elementari ad una sola campata e due impalcati, con masse di piano concentrate al livello dei solai (Figura 8) e sistemi impattanti concentrati alle quote delle travate sommitali. L'analisi sismica effettuata ha previsto l'applicazione del metodo FNA (Wilson 2004, Sorace et al. 2006).

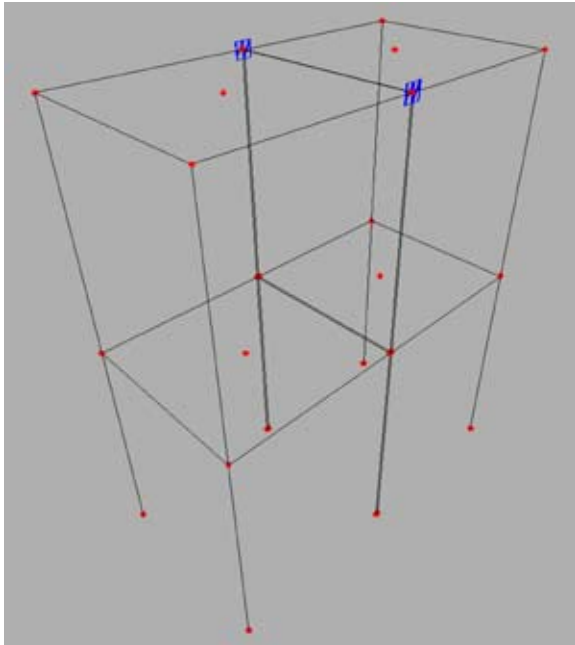


Figura 8. Modello di telai elementari utilizzato per il confronto tra i modelli d'impatto. In blu i sistemi d'impatto utilizzati

Il primo confronto ha riguardato la deformazione massima della molla multilineare elastica, rappresentativa della penetrazione tra i corpi adiacenti. Le analisi condotte hanno portato a rilevare per essa un dato di 15,9 mm per il modello a 9 dissipatori, di 15,82 mm (- 0,5 %) per quello a 5 elementi e 16,34 mm (+ 2,7 %) per il modello singolo. In seconda istanza è stata esaminata la forza d'impatto massima, valutata come sforzo assiale sul  $gap_1$ . Per essa il modello a 9 dissipatori ha restituito un valore di 920,4 kN, quello a cinque 901,8 kN (- 2 %) e il più semplice 881,1 kN (+ 4,27 %). I tagli che ne sono derivati sui pilastri sono quindi sostanzialmente gli stessi per i due modelli a più parametri. Sono stati infine posti a confronto i relativi cicli d'isteresi, rappresentativi della legge di variazione dello sforzo assiale sul  $gap_1$  in funzione della deformazione subita dalla molla multilineare elastica. A titolo di esempio nelle successive Figure 9, 10 e 11 si riportano i cicli riferiti ad uno degli impatti emersi dalle analisi.

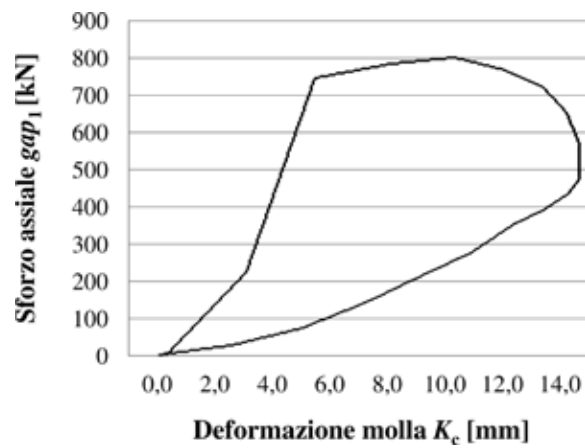


Figura 9. Cicli dissipativi relativi al quarto impatto per il modello ad un solo dissipatore

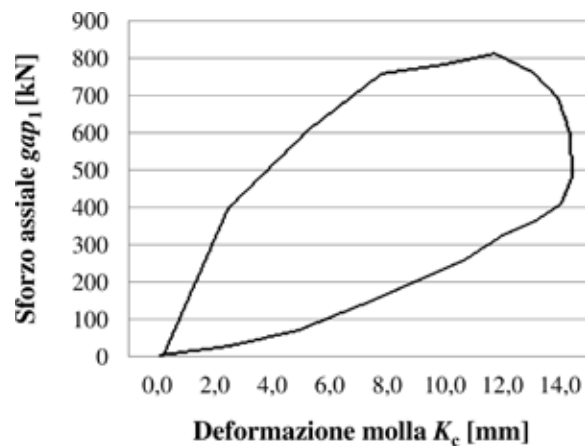


Figura 10. Cicli dissipativi relativi al quarto impatto per il modello a cinque dissipatori

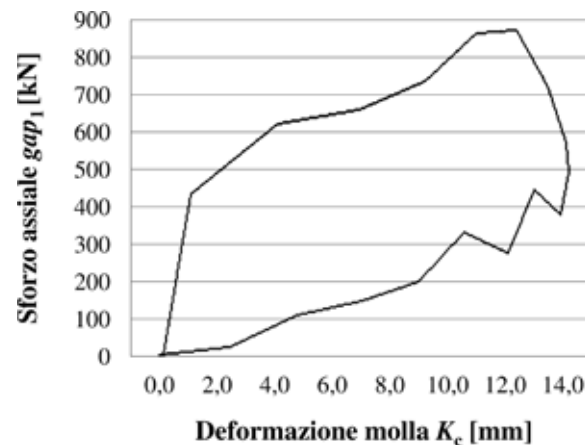


Figura 11. Cicli dissipativi relativi al quarto impatto per il modello a nove dissipatori

Dall'esame delle stesse figure emerge come il modello a 5 dissipatori (Figura 10) comporti un'applicazione della componente dissipativa più graduale rispetto al sistema dotato di un singolo elemento (Figura 9). Lo stesso ciclo è altresì più aderente alla realtà del modello a 9 dissipatori (Figura 11) in quanto meno discontinuo e numericamente più stabile. Il confronto

energetico effettuato in riferimento ai tre cicli ha infine evidenziato una sostanziale corrispondenza di risultati nei tre casi con variazioni contenute entro il  $\pm 10\%$ . In ragione delle considerazioni sopra esposte, per poter conciliare al contempo le proprietà di maggiore accuratezza interpretativa del fenomeno e di non eccessivo aggravio dell'onere computazionale per la successiva trattazione è stato conclusivamente prescelto di utilizzare il modello a cinque dissipatori.

### 3. ANALISI DELLA CHIESA DEL SACRO CUORE

Nel caso di studio rappresentato dalla Chiesa del Sacro Cuore di Firenze, le costanti  $C_i$  caratterizzanti il modello a cinque dissipatori sono state calcolate tenendo conto del fatto che l'impatto possa verificarsi in cinque zone preferenziali, da localizzare alla quota della copertura della chiesa ed in prossimità delle travi orizzontali che collegano i due telai principali del campanile. Nell'equazione (4) le due masse complessive  $M_1$  (rappresentativa del campanile) ed  $M_2$  (riproduttrice l'edificio) sono state pertanto suddivise in cinque parti. In Tabella 1 con  $C_{tot}$  vengono indicate le costanti del dissipatore equivalente, calcolate per ogni singolo valore di penetrazione  $\delta$ , mentre con  $C_i$  sono rappresentate le costanti relative ad ogni specifico dissipatore.

$\delta$ [mm]	$C_{tot}$ [kNs/m]	$C_i$ [kNs/m]	Elemento
0 - 1,4	1170	1170	$C_1$
1,4 - 2,8	1539	370	$C_2$
2,8 - 4,2	1749	210	$C_3$
4,2 - 5,6	1903	154	$C_4$
5,6 - 7	2026	123	$C_5$

Tabella 1. Coefficienti di smorzamento caratterizzanti il modello viscoso non lineare a più parametri

In riferimento allo schema in Figura 7, i  $gap_3$ , responsabili della successiva attivazione dei dissipatori, sono stati assunti con apertura pari a 1,4 mm, il  $gap_1$  rappresenta la dimensione del giunto strutturale e il  $gap_2$ , con la funzione di disattivare il meccanismo di dissipazione nella fase di allontanamento dei corpi, ha apertura iniziale di 0 mm. Si osserva come, al fine della definizione dell'ampiezza del  $gap_1$ , ci si sia basati sulla testimonianza dell'Ing. Lisindo Baldasini, progettista delle strutture del campanile. Quest'ultimo ha infatti affermato che il campanile

fu costruito a ridosso della facciata della chiesa utilizzando, come elemento di separazione, uno strato di materiale non resistente di pochi cm. Le analisi sono state pertanto eseguite supponendo aperture di 1, 1,5, 2, 2,5 e 3 cm per il  $gap_1$ .

Le rigidità delle molle  $K_{Ai}$  sono state calibrate in modo da permettere ai dissipatori di riaprirsi dopo l'impatto. L'elemento molla  $K_C$ , rispondente alla legge (1), rappresenta infine la componente elastica dell'impatto. La sua rigidità è stata valutata per differenza fra quella estensionale degli elementi impattanti e la somma delle rigidità  $K_{Ai}$  via via attivate. In Tabella 2 vengono ricapitolate le caratteristiche attribuite agli elementi molla e  $gap$ .

Elemento	Rigidità [kN/m]	
$K_C$	Legge multilineare elastica	
$K_{A5}$	1170	
$K_{A4}$	370	
$K_{A3}$	210	
$K_{A2}$	154	
$K_{A1}$	123	
Elemento	Apertura [mm]	Rigidità [kN/m]
$gap_1$	10 - 30	720000
$gap_2$	0	720000
$gap_{3-C1}$	1,4	720000

Tabella 2. Coefficienti di rigidità caratterizzanti il modello viscoso non lineare a più parametri e dati specifici attribuiti agli elementi  $gap$

Il modello della chiesa è stato definito grazie ad una serie di rilievi eseguiti sul manufatto ed alla congiunta consultazione di tutte le fonti reperite nella fase di analisi storica che ha costituito la prima parte della tesi di laurea del primo autore (Pratesi 2011). Particolarmente da queste ultime è stato possibile ricomporre il progetto architettonico e strutturale, nonché del cantiere della chiesa, risalente agli anni Cinquanta. A testimonianza della stessa indagine nelle successive Figure 12 e 13 vengono riportate un'immagine fotografica del cantiere (Figura 12) ed una tavola strutturale del campanile (Figura 13). La testimonianza del progettista ha altresì contribuito a chiarire aspetti problematici come quello del rapporto tra le due strutture adiacenti. Egli

ha infatti confermato la non contemporaneità di edificazione della chiesa e del campanile, accostati tramite un giunto di pochi cm (Figura 14). Appena terminata la costruzione del campanile, le due strutture furono collegate al livello della copertura della chiesa mediante tiranti in acciaio tuttora presenti. Il loro effetto è stato tuttavia trascurato nella modellazione dal momento che si tratta di barre scariche, appoggiate sul con-

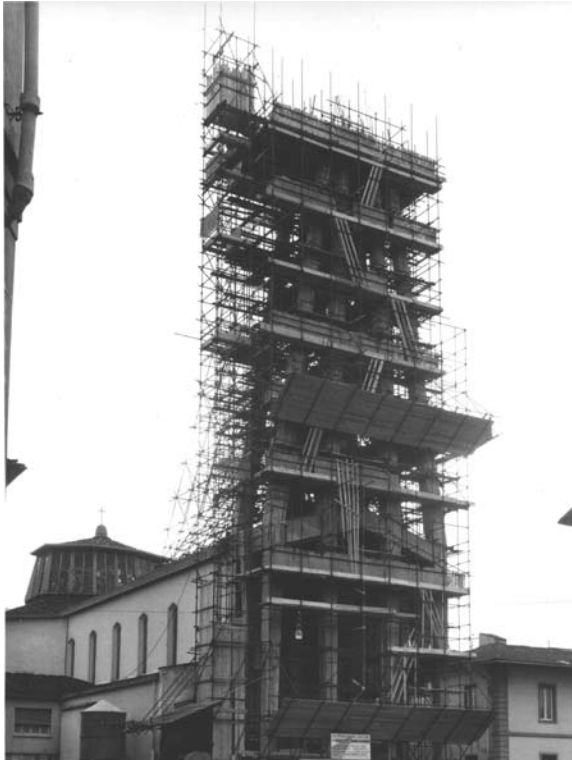


Figura 12. Vista fotografica del cantiere del campanile



Figura 14. Dettaglio del giunto che separa il campanile dalla chiesa del Sacro Cuore

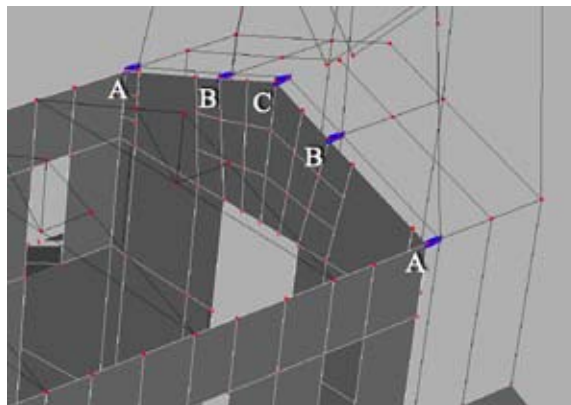
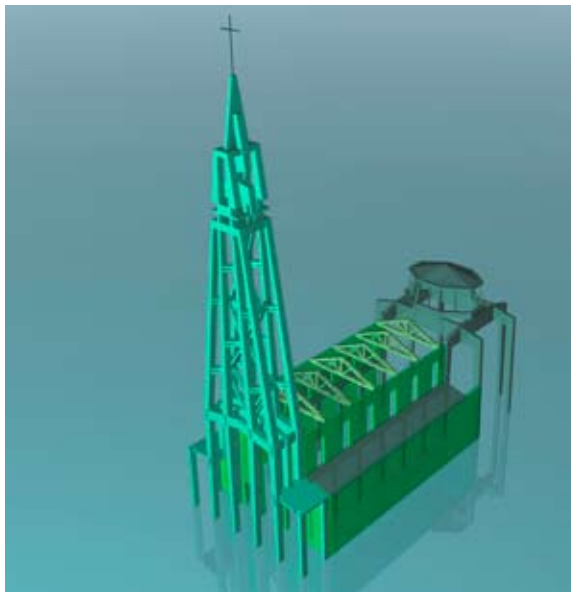


Figura 15. Modello geometrico della chiesa del Sacro Cuore e dettaglio d'inserimento dei sistemi di contatto alla quota della copertura dell'edificio

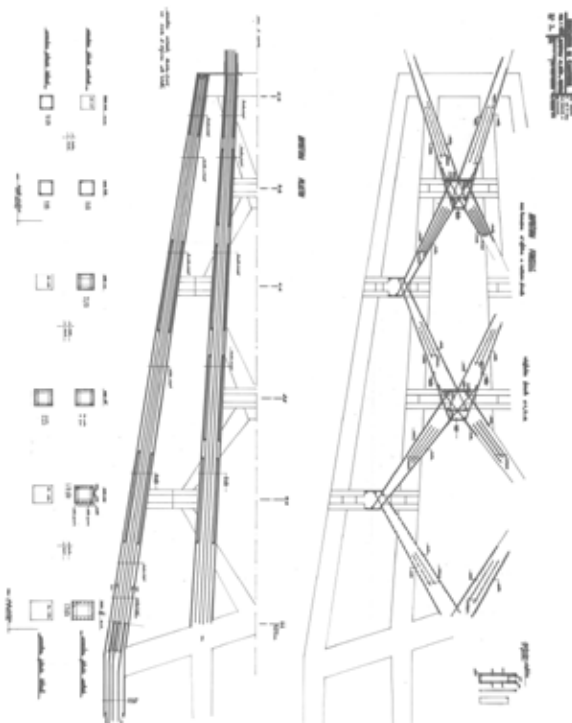


Figura 13. Tavola strutturale del campanile

trosoffitto della chiesa, e che quindi entrerebbe in funzione ad impatto già avvenuto. L'unico rapporto reciproco simulato mediante il codice di calcolo è stato pertanto quello rappresentativo della condizione di contatto, garantita dagli elementi *nl-link* costituenti il modello a cinque parametri (Figura 15).



L'analisi sismica è consistita nell'applicazione di storie accelerometriche spettrocompatibili, con durata di 30 s nella direzione del martellamento. Il corretto funzionamento del modello utilizzato è stato confermato dalla differente reattività dei dissipatori in relazione al livello di penetrazione. A titolo di esempio in Figura 16 vengono poste in sovrapposizione le risposte relative agli elementi 1 e 4 facenti parte di uno dei cinque sistemi di contatto per uno dei segnali utilizzati. Come emerge dalla stessa figura, le molle  $K_{A1}$ , adeguatamente calibrate, hanno consentito il pressoché completo ricentraggio dei dissipatori al termine dell'impatto.

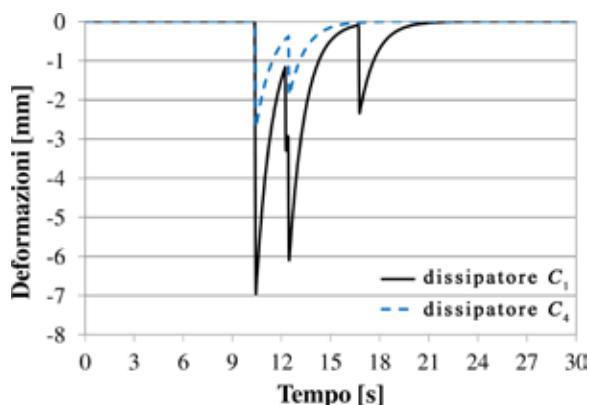


Figura 16. Deformazioni dei dissipatori  $C_1$  e  $C_4$ , nel caso di giunto di 20 mm

Nella successiva Figura 17 viene infine mostrato il comportamento del  $gap_2$ , atto a disinserire il sistema d'impatto nella fase di allontanamento delle strutture, e del  $gap_3$ , impiegato invece per garantire la successiva attivazione dei vari dissipatori per prestabiliti livelli di penetrazione tra le due strutture. Da essa emerge come il  $gap_2$  si apra dopo ogni impatto (deformazione positiva) per poi richiudersi ad opera delle molle adibite alla riapertura dei dissipatori nel tempo intercorrente tra un impatto e quello successivo.

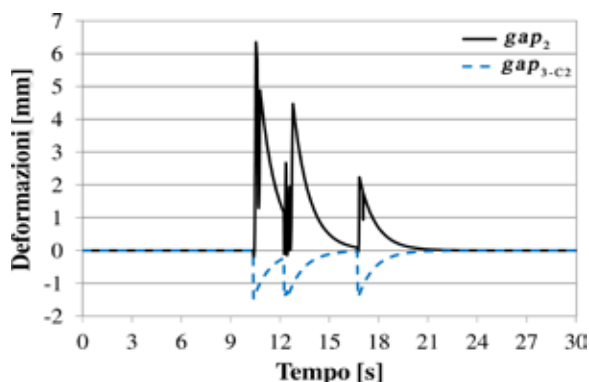


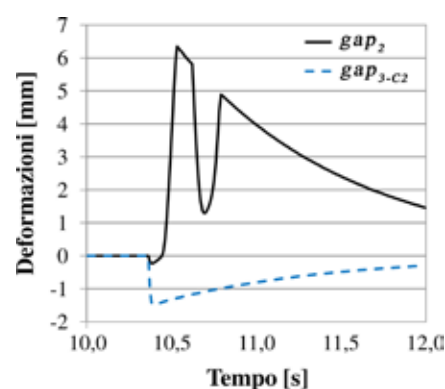
Figura 17. Deformazioni dei  $gap_2$  e  $gap_{3-c2}$ , nel caso giunto di 20 mm

Il  $gap_{3-c1}$ , in questo caso quello che deve attivare il dissipatore  $C_2$  ( $gap_{3-c2}$ ), si chiude quando il dissipatore  $C_1$  ha raggiunto la deformazione di 1,4 mm e quindi si riapre nella fase di allontanamento delle strutture.

Il controllo sulla deformazione della molla multilineare ci permette di sapere se le due strutture siano soggette a martellamento. Si può osservare come gli impatti si manifestino per qualsiasi valore stimato del giunto e, come è ragionevole aspettarsi, diminuiscano al crescere della dimensione dello stesso (Figura 18). In riferimento all'assunzione di un'ampiezza del giunto pari a 10 mm, in Figura 19 vengono mostrati gli spostamenti stimati nella zona A di contatto (si veda al riguardo lo schema in Figura 15), per entrambi i punti di contatto appartenenti alla chiesa ed al campanile. Dagli stessi grafici emerge come gli spostamenti della chiesa siano pressoché trascurabili in confronto a quelli del campanile ben più deformabile.

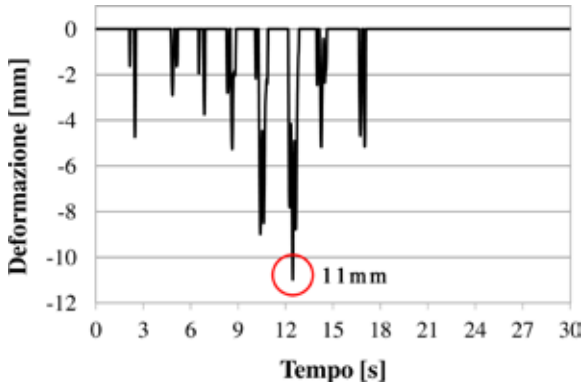
In Tabella 3 vengono indicati i risultati relativi agli incrementi di sollecitazione, espressi in termini di momento (M), taglio (T) e sforzo normale (N), per uno dei pilastri più sollecitati. Nella stessa tabella il dato  $F_{max}$  rappresenta la forza d'impatto calcolata a livello del  $gap_1$ . Per completezza d'informazione, in essa è inoltre riportato il valore assunto da ciascuna delle sollecitazioni nella condizione di assenza di contatto per il medesimo segnale in ingresso.

Trattandosi di incrementi significativi e peraltro confrontabili con quelli illustrati in molti studi teorici e sperimentali consultati, i pilastri sono stati verificati a pressoflessione e taglio, utilizzando le prescrizioni della nuova normativa tecnica del 2008 (NTC 14/01/2008). Le caratteristiche geometriche e di armatura attribuite al modello di analisi, ricavate dalla documentazione progett-

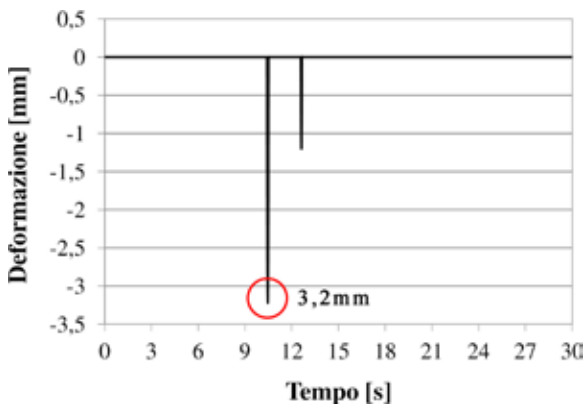


tuale recuperata nella fase di analisi storiografica dell'opera, sono quelle di Figura 20.

Come si può notare dal dominio di resistenza riportato in essa, nei casi di martellamento il pilastro esaminato presenta un regime tensionale critico che ha motivato lo studio di specifiche strategie di protezione da applicare al complesso strutturale.



a)



b)

Figura 18. Penetrazione tra le strutture: a) giunto di 10 mm; b) giunto di 30 mm

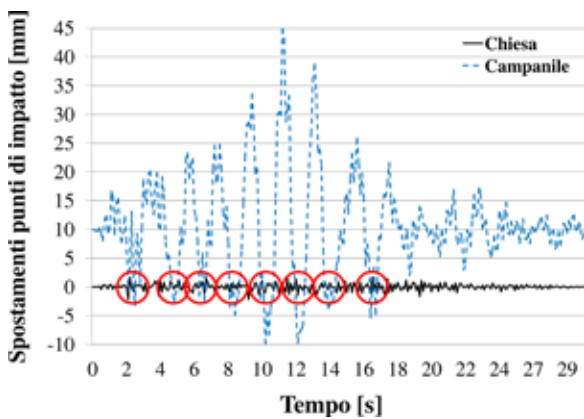


Figura 19. Caso di giunto di 10 mm: spostamenti della chiesa (in blu) e del campanile (in nero) al livello della zona A d'impatto.

Caso	gap <sub>1</sub> [mm]	M [kNm]	ΔM	T [kN]	ΔT	N [kN]	ΔN	F <sub>max</sub> [kN]
Martellamento	10	1096	+100%	273	+116%	1855	+19,3%	373
	15	996	+82,4%	246	+95%	1832	+17,8%	280
	20	886	+62,3%	216	+71,4%	1806	+16,2%	229
	25	870	+59,3%	210	+66,6%	1815	+16,7%	180
	30	857	+58%	205	+62,7%	1826	+17,5%	113
Assenza di martellamento	-	546	-	126	-	1554	-	-

Tabella 3. Dati sollecitativi rilevati per uno dei pilastri del campanile, nel caso di martellamento con giunto di varie dimensioni

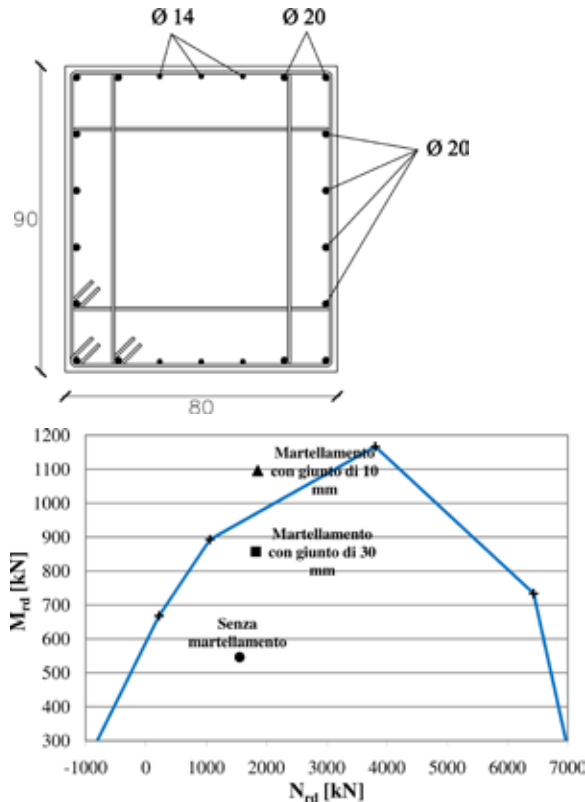


Figura 20. Dettaglio strutturale della sezione di verifica del pilastro del campanile analizzato e relativo dominio di resistenza

#### 4. PROPOSTE D'INTERVENTO: SOLUZIONE CON DISPOSITIVI FLUIDO-VISCOSI PRESSURIZZATI

In presenza di problemi di martellamento si è generalmente indotti ad intervenire vincolando rigidamente le strutture adiacenti. Questa strategia ha tuttavia dei forti limiti quando gli edifici risultino avere differenti altezze. Per il caso di studio della chiesa del Sacro Cuore sono state pertanto esaminate due soluzioni alternative, basate entrambe sull'impiego di sistemi di dissipazione supplementare di energia. Di esse la prima è consistita nella inclusione, a cavallo tra il coronamento della facciata della chiesa e la travata orizzontale del campanile, di dissipatori puri fluido-viscosi pressurizzati, con legge di smorzamento fortemente non lineare, rispondente alla seguente formulazione (Terenzi 1994, Terenzi 1999):

$$F = c \cdot \text{sign}(v) \cdot \text{abs}(v)^\alpha \quad (6)$$

Nella (6)  $c$  rappresenta una costante, mentre l'esponente  $\alpha$  può assumere valori compresi tra 0,1 e 0,3. La scelta di tali dispositivi è motivata dalle scarse necessità di manutenzione degli stessi e dalla stabilità del comportamento meccanico che li caratterizza (Sorace e Terenzi 2001, Molina et al. 2004). Il progetto ha portato alla selezione di dispositivi fluido-viscosi pressurizzati della serie ASR, prodotti dalla ditta Jarret, da disporre in corrispondenza della zona A d'impatto. In Figura 21 viene mostrata un'immagine fotografica rappresentativa di un dispositivo facente parte della stessa serie, benché di dimensioni ben più grandi rispetto a quelle degli elementi prescelti per la presente applicazione. Classificati come ASR500-100, essi hanno caratteristiche di forza massima pari a 500 kN, corsa massima di  $\pm 50$  mm, capacità energetica  $E_d$  e coefficiente di dissipazione  $c$  rispettivamente di 100 kJ e  $599 \text{ kN(s/m)}^\alpha$ , essendo  $\alpha$  pari a 0,15.



Figura 21. Esempio di applicazione di un dissipatore della serie ASR ad un impalcato da ponte

Dal punto di vista computazionale l'inclusione dei dissipatori ha richiesto la sostituzione dei sistemi d'impatto posizionati negli stessi allineamenti, con elementi *nl-link* del tipo "damper" a comportamento non lineare.

In Figura 22 vengono mostrati gli spostamenti del campanile registrati in prossimità del centro della facciata della chiesa, nel duplice caso di libertà di movimento e di presenza dei dispositivi predetti. Come emerge dai grafici in essa riportati, lo spostamento massimo delle strutture nella condizione protetta è di 19,5 mm, inferiore rispetto alla dimensione stimata per il giunto.

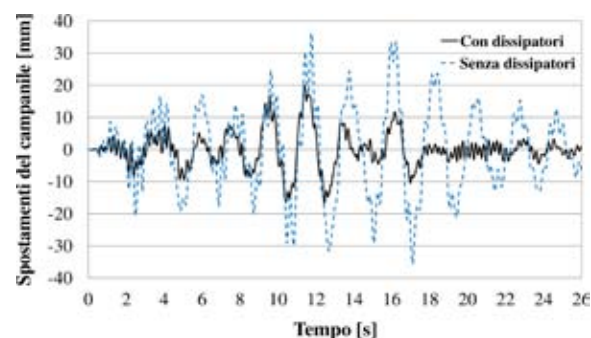


Figura 22. Spostamenti del campanile in prossimità del centro della facciata della chiesa nel caso di libertà di movimento ed in quello di presenza di due dispositivi fluido-viscosi pressurizzati

In Tabella 4 vengono riportati i dati relativi alle massime sollecitazioni (N, M, T) stimate per il pilastro centrale del campanile, alla quota della copertura della chiesa in presenza ed in assenza di martellamento, nel caso di collegamento rigido fra campanile e chiesa e nella condizione protetta tramite dispositivi ASR500-100. Nella stessa tabella vengono altresì indicati i risultati di forza d'impatto  $F_{\text{max,imp}}$ , calcolata a livello del

Caso	M [kNm]	$\Delta M$	T [kN]	$\Delta T$	N [kN]	$\Delta N$	$F_{\text{max,imp}}$ [kN]	$F_{\text{max,disp}}$ [kN]	
Martellamento	gap: 10 mm	1096	+100%	273	+116%	185 5	+19,3%	373	-
	gap: 15 mm	996	+82,4%	246	+95%	183 2	+17,8%	280	-
	gap: 20 mm	886	+62,3%	216	+71,4%	180 6	+16,2%	229	-
	gap: 25 mm	870	+59,3%	210	+66,6%	181 5	+16,7%	180	-
	gap: 30 mm	857	+58%	205	+62,7%	182 6	+17,5%	113	-
Assenza di martellamento	546	-	126	-	155 4	-	-	-	
Collegamento rigido	958	+75%	240	+90,4%	155 4	+0%	-	478	
Dissipatori ASR500-100	486	-10,9%	110	-12,7%	109 8	-29,3%	-	417	

Tabella 4. Dati sollecitativi rilevati per uno dei pilastri del campanile, nel caso di martellamento con giunto di varie dimensioni

gap<sub>1</sub>, nonché quelli di forza di reazione massima  $F_{max,disp}$ , esplicita dai dissipatori. Le percentuali fanno riferimento all'incremento, od al decremento, relativo alla condizione di libertà di movimento del campanile.

E' evidente come l'ipotesi di collegamento rigido tra le due strutture non comporti alcun vantaggio in termini di riduzione delle azioni; infatti, essendo le due strutture di differente altezza, in tal caso si innescherebbe un meccanismo a colpo di frusta con ricadute negative sullo stato sollecitativo dei pilastri appartenenti alle facciate solidarizzate.

Nella Tabella 5 si riportano i risultati massimi di momento, taglio e sforzo normale, riferiti alla sezione del pilastro in corrispondenza dei punti di ancoraggio dei dissipatori. Dagli stessi dati, per confronto con quelli già presentati in Tabella 4, emerge come, nonostante si possa stimare un aumento delle azioni rispetto al caso ideale di libertà di movimento, i valori delle specifiche sollecitazioni rientrano ampiamente nei limiti di verifica. In Figura 23 vengono mostrate le storie rappresentative dell'energia in ingresso e di quella dissipata, ottenute per la soluzione protetta, da uno dei segnali sismici utilizzati. L'applicazione proposta presenta tuttavia un punto di criticità nella modalità di ancoraggio dei dispositivi al paramento murario della chiesa, venendo messe in gioco delle forze di reazione dinamica con valori di picco dell'ordine di 400 kN. Per risolvere tale problema è stata definita la tecnica di rinforzo del pannello murario mostrata in Figura 24, riguardante l'intorno dello scasso necessario all'alloggiamento del dispositivo. Lo schema in figura mostra come essa consista nell'introduzione, all'interno di un incavo da realizzare nella muratura, di due profili UPN 160,

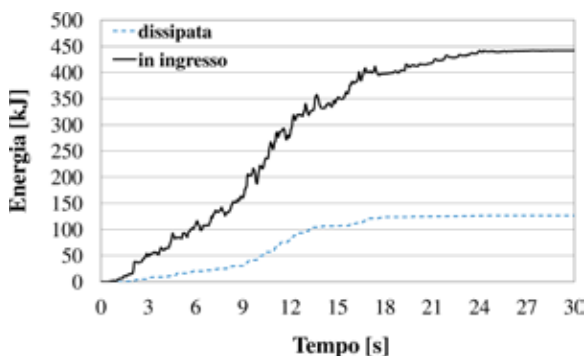
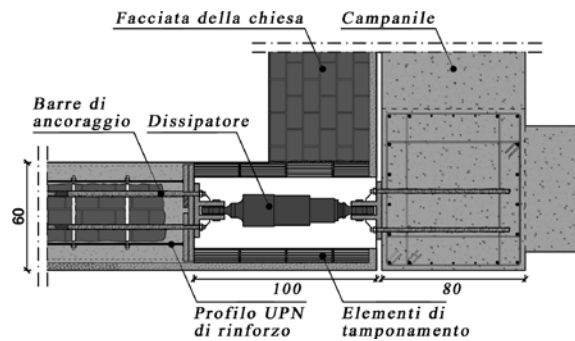


Figura 23. Energia in ingresso ed energia dissipata dai due dispositivi ASR500-100

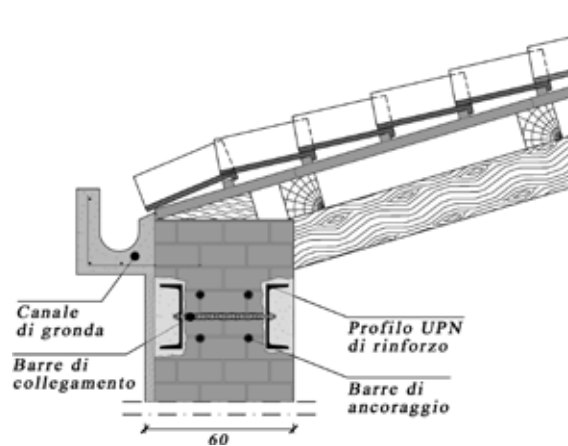
collegati tra loro con barre filettate, annegati in un getto di completamento che garantisca la scomparsa dell'intervento.

Caso	M [kNm]	$\Delta M$	T [kN]	$\Delta T$	N [kN]	$\Delta N$	$F_{max,imp}$ [kN]	$F_{max,disp}$ [kN]
Assenza di martellamento	453	-	77	-	165 4	-	-	-
Dissipatori ASR500-100	544	+20%	98	+27,2%	143 7	-13,1%	-	417

Tabella 5. Dati sollecitativi rilevati per uno dei pilastri del campanile collegato ad uno dei dispositivi



a)



b)

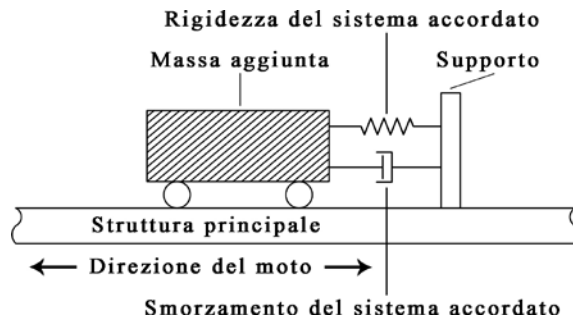
Figura 24. Posizionamento dei dissipatori con ipotesi di rinforzo della muratura. Sezione orizzontale (a) e verticale (b)

## 5. PROPOSTE D'INTERVENTO: SOLUZIONE CON SISTEMA MA

Le incertezze concernenti la trasmissione degli sforzi alla muratura hanno portato allo studio di un'ulteriore ipotesi d'intervento.

Si è ricercata in particolare una tecnologia che consentisse d'intervenire su una sola delle due strutture, in particolare quella più flessibile del campanile, e che comportasse operazioni semplici e poco onerose. La scelta è ricaduta su un sistema a massa accordata (MA - Figura 25), consistente in una massa, un elemento elastico

ed un dissipatore aggiunti alla struttura principale a cui sono solidarizzati e tali da abbattere la risposta per accordo della propria frequenza di vibrazione con la principale composizione spettrale della forzante applicata (Warburton 1982, Soong e Dargush 1997, Constantinou et al. 1998).



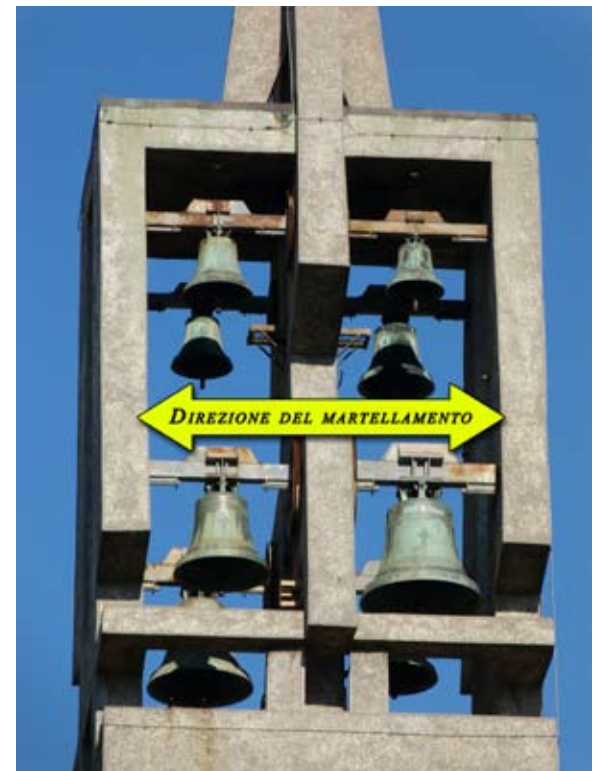
**Figura 25. Schema di funzionamento di un sistema MA, a massa accordata**

Solitamente un sistema a massa accordata viene posto in corrispondenza dell'ultimo impalcato. Nel caso della Chiesa del Sacro Cuore, non potendo disporre di un piano sommitale praticabile, si è invece optato per la soluzione prevedente lo sfruttamento della massa delle campane preesistenti. Ricordando infatti che il sistema risulta generalmente efficace quando la massa aggiunta è dell'ordine di grandezza di 1/100 della massa attivata dal modo di vibrazione che si voglia controllare, ed essendo per il campanile di entità circa pari a 45 kN, si è osservato come le sole campane più grandi, poste alla quota inferiore, potessero soddisfare il requisito richiesto. La loro massa complessiva, indicata esattamente nelle tavole di progetto originali, è infatti di 44,45 kN pari al 1,15 % della massa del campanile attivata dal modo relativo alla traslazione in direzione della chiesa, direttamente coinvolto nella condizione di martellamento.

Conferendo al sistema adeguate capacità elastiche e dissipative, si poteva in tal modo preservare anche il valore storico-architettonico del traliccio costituente la struttura del campanile. Per quanto concerne poi la modalità d'inserimento di ulteriori elementi elastico-dissipativi necessari al completamento del sistema, sono state fatte le seguenti considerazioni. Da Via Capo di Mondo la cella campanaria rende evidente come le campane siano sostenute da barre in acciaio che ruotano attorno al proprio asse e che in particolare giacciono lungo la direzione del possibile effetto di martellamento (Figura 26).

Il collegamento tra le campane e le rispettive barre di sostegno è modificabile trasformandone il vincolo da incastro a carrello. Se si fosse permesso alle campane di scorrere in direzione ortogonale alla facciata della chiesa si sarebbe realizzato un sistema a massa accordata di semplice esecuzione e di nessuna invasività sul prospetto. L'impatto estetico dell'intervento sarebbe risultato infatti minimo, derivando dalla sola introduzione dei dispositivi atti a conferire alle campane le necessarie caratteristiche elastico-dissipative, da posizionare sulla barra di sostegno delle campane e da collegare da una parte alla stessa barra e dall'altra alla campana. In Figura 27 viene mostrata un'immagine fotografica dello stato attuale di collocazione di una delle campane all'interno della cella, nonché uno schema rappresentativo della concezione dell'intervento, da effettuare secondo le seguenti fasi esecutive:

- scollegamento della campana dal proprio sostegno;
- rimozione dei vincoli (si tratta di quattro bulloni visibili in Figura 27a) che le impediscono di traslare in direzione della chiesa;
- interposizione, tra la barra principale di supporto e l'elemento d'acciaio cui è appesa, di due fogli di teflon che garantiscano lo scorrimento;

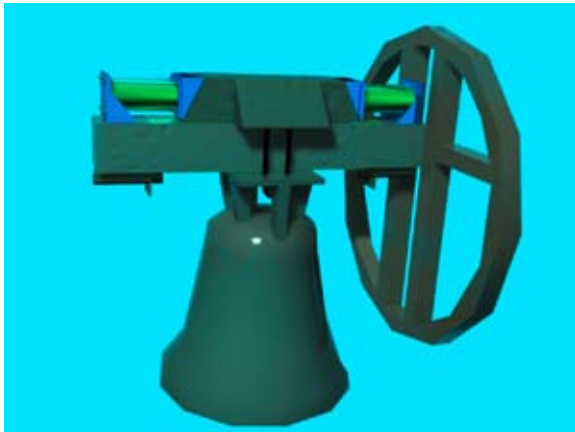


**Figura 26. Cella campanaria del campanile della chiesa del Sacro Cuore**

- saldatura del ritegno per le molle alla barra di sostegno;
- posizionamento delle molle e fissaggio delle stesse mediante bulloni e piastre in acciaio.



a)

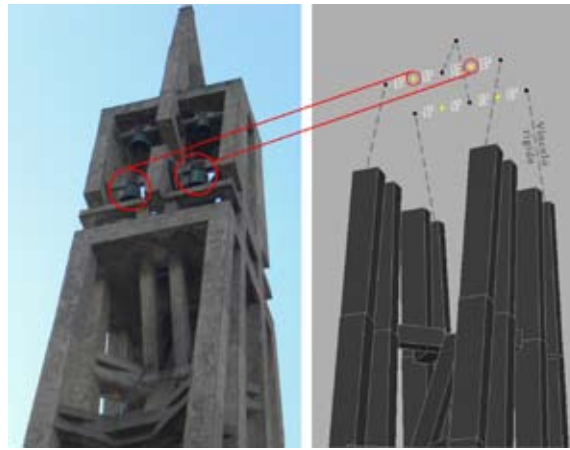


b)

**Figura 27. Dettaglio fotografico rappresentativo dell'ancoraggio di una delle campane allo stato attuale (a); schema di realizzazione del sistema a massa accordata (b)**

Le campane sono state modellate come punti dotati di massa (evidenziati da cerchi grigi in Figura 28), collegati alla cella campanaria mediante quattro *nl-link*, disposti a coppie su entrambe le parti di ciascun nodo. Essi rappresentano le molle ed i dissipatori operanti in parallelo, che riproducono il comportamento dei dispositivi fluido-viscosi inclusi nel sistema proposto.

Partendo dagli studi di Frahm che nel 1909 ideò il sistema a masse accordate, la consultazione dei numerosi dati di letteratura concernenti le ricerche successivamente condotte sull'argomento soprattutto da Den Hartog (1956) e War-



**Figura 28. Dettaglio della cella campanaria nel modello agli elementi finiti. In nero sono indicati i punti delimitanti gli assi della cella, vincolati rigidamente tra loro ed alla struttura del campanile; in giallo sono invece rappresentati quelli individuanti le campane, vincolati alla stessa cella mediante elementi *nl-link* elastico-dissipativi (in bianco), riproducenti i dispositivi fluido-viscosi**

burton (1982), ai fini della progettazione ottimale delle caratteristiche di rigidità e smorzamento da attribuire al caso in esame sono state assunte le seguenti relazioni:

$$f = \left( \frac{\sqrt{1 - 0,5\mu} + \sqrt{1 - 2\xi^2 - 1}}{1 + \mu} \right) - \left[ 2,375 - 1,034\sqrt{\mu} - 0,426\mu \right] \xi \sqrt{\mu} + - (3,73 - 16,903\sqrt{\mu} + 20,496\mu) \xi^2 \sqrt{\mu} \quad (7)$$

$$\xi_{MA} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} + (0,151\xi - 0,17\xi^2) + (0,163\xi + 4,98\xi^2)\mu} \quad (8)$$

Il procedimento adottato per il dimensionamento delle molle e dei dissipatori è descritto nel diagramma di flusso in Figura 29, riferito ad una campana ideale di massa  $M_{MA}$  pari alla somma delle masse delle singole campane.

Il procedimento è di tipo iterativo dal momento che, modificando i valori di  $C_{MA}$  e  $K_{MA}$  dei dispositivi, cambiano anche le caratteristiche dinamiche dell'intero sistema. La procedura proposta è tuttavia rapidamente convergente, necessitando ogni volta al massimo di due processi correttivi. Dal momento che ogni campana ha una massa differente dalle altre, i valori di  $K_{MA}$  e  $C_{MA}$  risultanti sono stati opportunamente distribuiti tra le quattro campane in modo che tutte avessero la stessa frequenza propria. In Tabella 6 vengono presentati i dati relativi alla calibrazione del modello, risultanti dall'applicazione del procedimento di progetto.

Il corretto comportamento del sistema a mas-

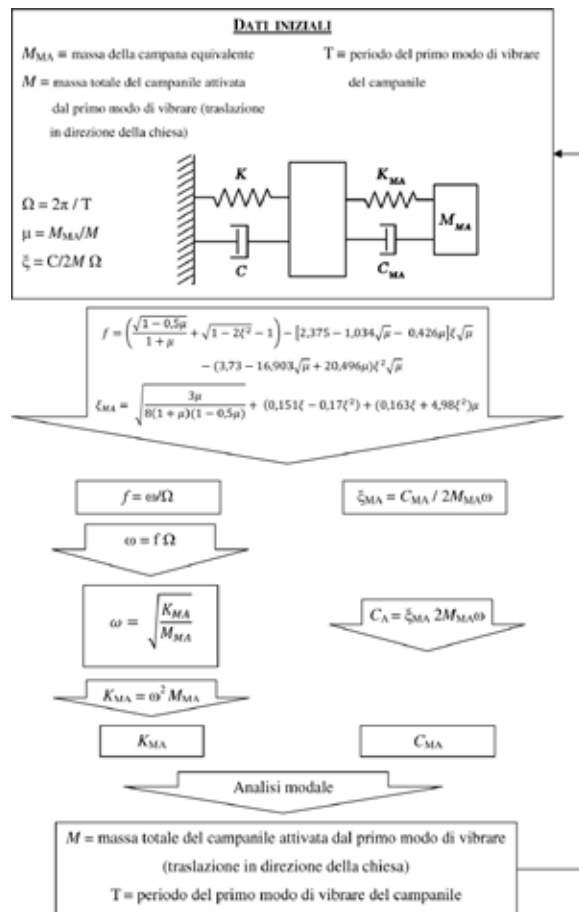


Figura 29. Diagramma di flusso relativo al procedimento di progetto del sistema MA

Campana	Massa (comprensiva del sistema di ancoraggio) [kN]	$K_{MA,i}$ [kN/m]	$C_{MA,i}$ [kNs/m]
1	7,52	38,4	1,411
2	10,66	54,5	2
3	13,51	69	2,53
4	8,26	42,1	1,55

Tabella 6. Dati di massa, rigidezza e smorzamento caratterizzanti il sistema MA proposto

sa accordata così concepito è stato controllato verificando l'andamento nel tempo degli spostamenti sia del campanile (ad esempio nel suo punto sommitale) sia delle singole campane (tenendo conto dei valori di  $K_{MA,i}$  e  $C_{MA,i}$  le quattro campane hanno sostanzialmente spostamenti coincidenti) sotto l'azione di una forzante sinusoidale con periodo di 2 s, prossimo a quello caratterizzante il primo modo di vibrazione della struttura. Come noto (Warburton 1982), tale condizione risulta ottimale al fine del buon funzionamento del sistema considerato. L'entità della forza applicata è stata scelta in modo da

indurre sul campanile non protetto spostamenti massimi pari a quelli stimabili dall'impiego di un accelerogramma con intensità di progetto. In una successiva fase dell'indagine sono state quindi applicate le forzanti aleatorie spettrocompatibili già utilizzate nella precedente sezione di studio. In Figura 30 vengono poste a confronto le storie di risposta ottenute per uno di tali segnali negli stessi punti di rilevamento assunti a riferimento per l'analisi con forzante di tipo armonico. Dai grafici ivi riportati emerge come anche in questo caso le campane oscillino in modo leggermente sfasato rispetto al campanile. In Tabella 7 vengono inoltre posti a confronto gli spostamenti massimi del campanile nelle due condizioni di assenza e presenza del sistema di protezione. Dai dati ivi indicati emerge come lo spostamento massimo del campanile, al di sotto dei 3 cm, garantisca l'assenza di martellamento.

In Tabella 8 vengono infine sintetizzati i risultati ottenuti in termini di sforzo normale, momento flettente e taglio relativamente a due sezioni critiche degli elementi più sollecitati del campanile, nelle differenti condizioni di presenza ed assenza del sistema di protezione MA.

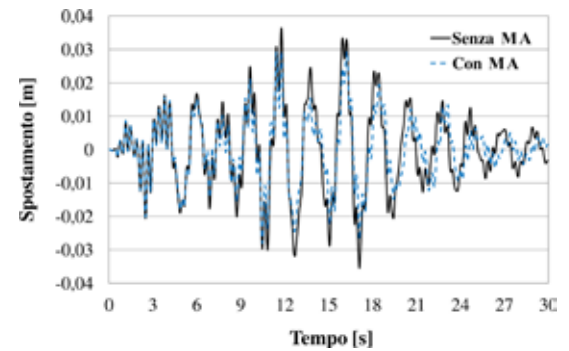
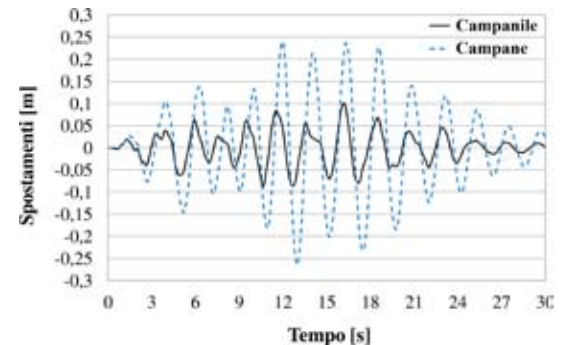


Figura 30. Caso di forzante aleatoria. Spostamenti del punto sommitale del campanile e delle campane nel caso di struttura protetta con MA (a) e del campanile al livello del giunto nel caso di struttura non protetta e protetta con MA (b).

	Senza sist. MA	Con sist. MA	Riduzione (%)
Spostamento del campanile in sommità [mm] con forzante aleatoria	123,7	101	-18,35
Spostamento del campanile in corrispondenza del giunto [mm] con forzante aleatoria	36,4	29,39	-19,25

Tabella 7. Risultati di spostamento dei punti di riferimento sul campanile

	M [kNm]	ΔM	T [kN]	ΔT	N [kN]	ΔN
Libertà di movimento del campanile	722	-	167	-	2724	-
Martellamento con giunto di 30 mm	764	+5,7%	183	+9,5%	1849	-32,1%
Con sist. MA	605	-16,2%	142	-14,9%	2208	-18,9%
Libertà di movimento del campanile	543	-	127	-	1564	-
Martellamento con giunto di 30 mm	857	+58%	205	+61,4%	1826	+16,7%
Con sist. MA	465	-14,3%	100	-21%	1395	-10,8%

Tabella 8. Risultati sollecitativi massimi, derivanti dalle varie analisi condotte

## 6. CONFRONTO FRA LE DUE SOLUZIONI D'INTERVENTO

In Figura 31 viene proposto il diagramma rappresentativo del dominio di resistenza del pilastro più sollecitato del campanile e dei punti individuanti lo stato sollecitativo della stessa colonna nella sezione d'impatto, per varie situazioni di martellamento (ovvero per giunti di dimensioni pari a 10 e 30 mm) ed assenza di sistemi di protezione, oppure nel caso di assenza di martellamento, conseguentemente all'impiego delle due tecniche di protezione mediante dispositivi fluido-viscosi, od il sistema MA.

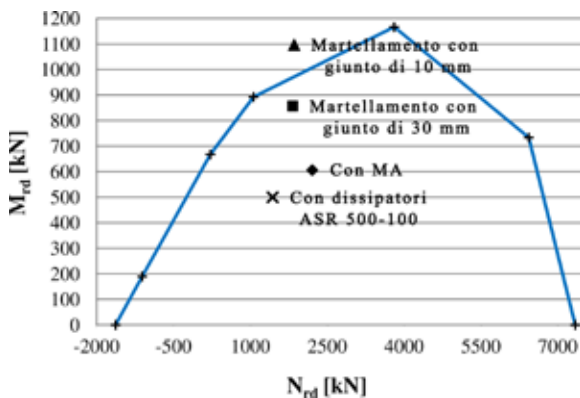


Figura 31. Dominio di resistenza e tensioni massime relative ai pilastri del campanile al livello della quota d'impatto nei casi di martellamento (con giunto di 30 mm e 10 mm), introduzione dei dissipatori ASR500-100 ed installazione del sistema MA

Tra le due soluzioni considerate, l'introduzione dei dispositivi di dissipazione supplementare è tuttavia quella più invasiva, dal momento che prevede interventi di un certo impegno sulla muratura oltre che lo smontaggio di una parte della copertura della chiesa. Riguardo all'applicazione del sistema MA si deve tuttavia precisare come l'installazione comporti operazioni da effettuare a 50 metri d'altezza ed il sollevamento di campane di peso fino a 900 kg. In quest'ultimo caso l'esecuzione richiede comunque tempi più brevi e la sola realizzazione di pochi elementi aggiuntivi in acciaio, non incidenti sulle proprietà generali, architettonico-strutturali delle due strutture adiacenti. In Tabella 9 viene fornita una sintesi dei requisiti attribuibili (√) o meno (∅), con diversa intensità, alle soluzioni proposte, di particolare interesse nella fase decisionale di quale debba essere la più efficace modalità d'intervento.

REQUISITI	DISPOSITIVI FLUIDO-VISCOSI PRESSURIZZATI	SISTEMA MA
Velocità dell'intervento	∅	√
Invasività dell'intervento	∅ ∅	√√
Efficacia	√	√
Impatto visivo	√√	√

Tabella 9. Confronto qualitativo dei requisiti attribuibili alle soluzioni d'intervento proposte

## CONCLUSIONI

Nell'articolo viene presentato un originale modello viscoelastico non lineare a più parametri finalizzato all'interpretazione del fenomeno del martellamento mediante codici di calcolo a diffusione commerciale. Esso costituisce un affinamento di già noti modelli basati sull'approccio del "penalty method". Dopo una prima fase di validazione dello stesso mediante risultati sperimentali di letteratura, esso è stato applicato al caso di studio della chiesa del Sacro Cuore di Firenze, caratterizzata dalla presenza in adiacenza di un corpo di fabbrica molto rigido in muratura e di un campanile estremamente deformabile in cemento armato. Lo studio condotto ha permesso di evidenziare la concretezza del problema dell'entrata in collisione delle due strutture, nonché di definirne la gravità del danno indotto in caso di sisma. Ciò ha motivato la proposta di soluzioni di adeguamento. In una prima fase è stato studiato un intervento consistente nell'inserimento, a cavallo del giunto, di dissipatori fluido-viscosi a matrice siliconica; benché efficace, tale soluzione risulta essere tuttavia invasiva sul complesso originale. Ne è



Fabio PRATESI nato a Firenze nel 1985, ha conseguito la Laurea Magistrale in Ingegneria Edile nel 2011 presso l'Università degli Studi di Firenze.

Gloria TERENCEZI, nata a Fossombrone (PU) nel 1965, si è laureata nel 1991 in Ingegneria Civile - Sezione Edile presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma "La Sapienza". Nel 1995 ha ricevuto il titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria delle strutture per il settore scientifico-disciplinare ICAR/09- Tecnica delle costruzioni. Dal febbraio 2001 è ricercatrice universitaria presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è docente del modulo di "Tecnica delle Costruzioni II" nell'ambito del corso integrato di "Tecnica delle Costruzioni" per il Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile e del Corso di "Costruzioni in zona sismica" per il corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile. È autrice e co-autrice di circa cento pubblicazioni scientifiche di cui circa venti pubblicate su riviste internazionali e nazionali con referee - Progettista strutturale.

Mauro COZZI, nato a Firenze, nel 1948, si è laureato in Architettura presso l'Università degli studi di Firenze, nel 1975. È professore associato nel settore disciplinare ICAR 18, Storia dell'Architettura. Ha insegnato presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università della Calabria (Cosenza) e dal 1999, presso la Facoltà di Ingegneria di Firenze, dove attualmente tiene i corsi di Storia dell'architettura e Storia dell'architettura contemporanea. Insegna anche Storia del design presso l'ISIA (Industrial Design) di Firenze. Come studioso si è interessato dell'architettura del Cinquecento (una monografia su Antonio da Sangallo il Vecchio), e soprattutto dell'Ottocento/Novecento, pubblicando numerosissimi lavori: con R. Bosaglia ha curato una monografia sui Coppedè (1982), si è occupato delle vicende ottocentesche del duomo di Firenze (1987) e dell'edilizia in Toscana, dal '700 al '900, con tre diversi volumi.

Leonardo BANDINI, nato a Firenze nel 1974, si è laureato con una Laurea specialistica in Ingegneria Civile presso la Facoltà di Ingegneria della Università di Firenze. È esperto in valutazioni sismiche, progettazione ed adeguamento di strutture mediante l'ausilio di tecniche avanzate di protezione sismica e anche di modellazione numerica ed analisi non lineari. È Autore di numerose pubblicazioni e coautore della monografia "Protezione sismica delle strutture - Tecnologie innovative - Ricerca - Applicazioni" edito CISM. Dal 2008 socio della CSI Italia srl (per la quale lavora dal 2003): distributore unico per l'Italia dei codici di calcolo sviluppati dalla Computers and Structures Inc. di Berkeley (tra cui SAP2000). Dal 2007 socio fondatore dello Studio Brunetta Bandini Centa. Dal 2003 svolge l'attività di libera professione di ingegnere strutturista.

stata pertanto esaminata una seconda, ben più semplice e non meno originale, consistente nello sfruttamento delle campane per la realizzazione di un sistema a masse accordate. Pur richiedendo ulteriori approfondimenti, i risultati ottenuti in tal caso, sia in termini di riduzione dell'evenienza del martellamento, nonché di riduzione delle sollecitazioni indotte dal sisma sulle varie membrature, hanno posto in luce la validità dell'intervento proposto.

## BIBLIOGRAFIA

ANAGNOSTOPOULOS S. A. (1988). Pounding Of Buildings In Series During Earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(3), Pp. 443 - 456

BENTUR A., MINDESS S., BANTHIAN N. (1986). The Behaviour Of Concrete Under Impact Loading: Experimental Procedures And Method Of Analysis. *Matériaux Et Constructions*, 19 (113), Pp. 371 - 378.

CHAU K. T., WANG L. X., WEI X. X. (2006). Torsional Pounding Between Two Adjacent Asymmetric Structures, *4th International Conference On Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan, 12 - 13 Ottobre 2006, Paper N. 105.

CHAU K. T., WEI X. X., GUO X., SHEN C. Y. (2003). Experimental And Theoretical Simulations Of Seismic Pounding Between Two Adjacent Structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(4), Pp. 537 - 554.

COLE G., DHAKAL R., CARR A., DES BULL. (2011). An Investigation Of The Effects Of Mass Distribution On Pounding Structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(6), Pp. 641-659.

CSI, 2006. *Sap2000nl. Structural Analysis Programs*, Version No. 10.09, Computers & Structures, Inc., Berkeley, Ca.

CONSTANTINOU M.C., SOONG T.T., DARGUSH, G. F. (1998). *Passive Energy Dissipation Systems For Structural Design And Retrofit*, Mceer, Monograph Series, Buffalo, Ny.

DEN HARTOG, J.P. (1956). *Mechanical Vibrations*, Fourth Edition, Mcgraw-Hill, New York.

DOGAN M., GUNAYDIN A. (2009). Pounding Of Adjacent Rc Buildings During Seismic Loads. *Journal Of Engineering And Architecture Faculty Of Eski ehir Osmangazi University*, 22 (1), Pp. 129 - 145.

FILIATRAULT A., WAGNER P., CHERRY S. (1995). Analytical Prediction Of Experimental Building Pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(8), Pp. 1131 - 1154.

GOLDSMITH W. (1960). *Impact: The Theory And Physical Behaviour Of Colliding Solids*, Edward Arnold, London.

JANKOWSKI R. (2005). Non-Linear Viscoelastic Modelling Of Earthquake-Induced Structural Pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(6), Pp. 595 - 611.

JANKOWSKI R. (2008). Earthquake-Induced Pounding Between Equal Height Buildings With Substantially Different Dynamic Properties. *Engineering Structures*, 30(10), Pp. 2818 - 2829.

JANKOWSKI R. (2009). Non-Linear Fem Analysis Of Earthquake-Induced Pounding Between The Main Building And The Stairway Tower Of The Olive View Hospital. *Engineering Structures*, 31(8), Pp. 1851 - 1864.

JANKOWSKI R. (2010). Experimental Study On Earthquake-Induced Pounding Between Structural Elements Made Of Different Building Materials. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(3), Pp. 343 - 354.

JAN VAN MIER G. M., PRUYSSERS F. A., REINHARDT H. W., MONNIER T. (1991). Load-Time Response Of Colliding Concrete Bodies. *Journal Of Structural Engineering*, 117 (2), Pp. 354 - 374.

JENG V., TZENG W. L. (2000). Assessment Of Seismic Pounding Hazard For Taipei City. *Engineering Structures*, 22(5), Pp. 459 - 471.

KASAI K. (1997). Building Pounding Damage During The 1989 Loma Prieta Earthquake. *Engineering Structures*, 19(3), Pp. 195 - 207.

LIN J. H., WENG C. C. (2001a). Probability Analysis Of Seismic Pounding Of Adjacent Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(10), Pp. 1539 - 1557.

LIN J. H., WENG C. C. (2001b). Spectral Analysis On Pounding Probability Of Adjacent Buildings. *Engineering Structures*, 23(7), Pp. 768 - 778.

MAISON B. F., KASAI K. (1992). Dynamics Of Pounding When Two Buildings Collide. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(9), Pp. 771 - 786.

MIRTHERI S. M., ZANDI A. P., MAVANSDADI S., SAEDI DARRYAN A., ZIAEI M. (2010). Study The Possibility Of Seismic Collision Between Adjacent Structures: A Case Study Of Karimkhan Avenue In Tehran. *The Structural Design Of Tall And Special Buildings*, Doi: 10.1002/Tal.587.

MOLINA F.J., SORACE S., TERENCEZI G., MAGONETTE G., VIACCOZ B. (2004). Seismic Tests On Reinforced Concrete And Steel Frames Retrofitted With Damped Braces. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, John Wiley & Sons Ltd, New York, 33(11), Pp. 1373-1394

MUTHUKUMAR S., DESROCHES R. (2006). A Hertz Contact Model With Non-Linear Damping For Pounding Simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(7), 811-828.

NTC 2008, *Norme Tecniche Per Le Costruzioni*, Di Cui Al D.M.LI.Pp Del 14.01.2008.

PAPADRAKAKIS M., MOUZAKIS H., PLEVRIS N., BITZARAKIS S. (1991). A Lagrange Multiplier Solution For Pounding Of Buildings During Earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(11), 981-998.

PRATESI F. (2011). *La Chiesa Del Sacro Cuore A Firenze. Analisi Storico-Critica, Vicende Del Cantiere, Studio Del Martellamento Strutturale E Proposta Di Adeguamento Sismico*, Tesi Di Laurea In Ingegneria Edile, Università Degli Studi Di Firenze.

SOONG T.T., AND DARGUSH G. F. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems In Structural Engineering*, J. Wiley & Sons Eds., New York

SORACE S., TERENCEZI G. (2001). Non-Linear Dynamic Modelling And Design Procedure Of Fv Spring-Dampers For Base Isolation. *Engineering Structures*, 23(12), 1556-1567.

SORACE S., TERENCEZI G., BANDINI L. (2006). Le Potenzialità Della "Fna" Nell'analisi Dinamica Non Lineare Di Strutture DotaTe Di Sistemi Avanzati Di Protezione Sismica", *Atti Del 16° Convegno Nazionale Di Meccanica Computazionale - Gimc 2006*, Bologna, 26-28 Giugno 2006, Articolo 46.

SORACE S., TERENCEZI G. (2007). Martellamento Sismico Tra Edifici Adiacenti. *Analisi E Mitigazione Mediante Tecniche Di Protezione Passiva*, *Atti Del 12° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica In Italia"*, Pisa, 10-14 Giugno 2007, Ed. Plus, Pisa, Giugno 2007, Articolo 144, Cd-Rom.

TEREZI G. (1994). *Effetti Dissipativi Nell'isolamento Sismico*, Tesi Di Dottorato In Ingegneria Delle Strutture, Vii Ciclo, Università Di Firenze.

TEREZI G. (1999). Dynamics Of Sdof Systems With Nonlinear Viscous Damping, *Journal Of Engineering Mechanics*, Asce, 1999, 125(8), 956-963.

TAI H. C., LIN G. C. (1993). Optimum Tuned-Mass Dampers For Minimizing Steady-State Response Of Support-Excited And Damped Systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(11), Pp. 957 - 973.

VAN MIER J. G. M., PRUYSSERS A. F., REINHARDT H. W., MONNIER T. (1991). Load Time Response Of Colliding Concrete Bodies. *Journal Of Structural Engineering*, 117, Pp. 354 - 374

WEI X. X., WANG L. X., CHAU K. T. (2009). Nonlinear Seismic Torsional Pounding Between An Asymmetric Tower And A Barrier. *Earthquake Spectra*, 25(4), Pp. 899 - 925.

WERNER GOLDSMITH (1960), *Impact: The Theory And Physical Behaviour Of Colliding Solids*, 1st Ed., Edward Arnold, London, U.K., 1960.

WILSON E. (2004). *Static And Dynamic Analysis Of Structures*, 4th Edition, Csi, Berkeley, Ca.

WARBURTON, G.B. (1982). Optimal Absorber Parameters For Various Combinations Of Response And Excitation Parameters, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), 381-401.

YONGQIANG Y., SHUANG L., LI LI X. (2008). Research On Collision Of Beam-Type Structures Based On Hertz Damp Model. The 14<sup>th</sup> World Conference On Earthquake Engineering, Pechino, 12 - 17 Ottobre 2008.

ZHU P., ABE M., FUJINO Y. (2002). Modelling Three-Dimensional Non-Linear Seismic Performance Of Elevated Bridges With Emphasis On Pounding Of Girders. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(11), Pp. 1891 - 1913.