

**LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MURATURE
PARTE TERZA: PROVE DINAMICHE**

Lorenzo Jurina

www.jurina.it

Politecnico di Milano

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

Premessa

La valutazione della sicurezza e dello stato di conservazione delle strutture in muratura si presenta sempre più spesso nella pratica professionale dell'ingegnere strutturista e dell'architetto soprattutto in riferimento al patrimonio storico monumentale. Negli ultimi anni si è potuto osservare da parte del mondo accademico e professionale un serio impegno nello studio di tali problematiche finalizzato alla messa a punto degli strumenti necessari alla determinazione del livello di danno dei materiali e delle patologie della struttura, e finalizzato alla validazione di adeguate soluzioni di consolidamento.

Il crollo della Torre Civica di Pavia nel 1989 ha dato inizio a questo processo virtuoso di riappropriazione culturale della meccanica delle murature, dopo molti decenni di abbandono, per il quale, come al solito, occorre disporre di dati affidabili sui parametri principali, ossia geometria, materiali e carichi.

E' evidente che lo strumento più adatto nella diagnosi del danno strutturale è costituito dal confronto tra un modello numerico e la struttura reale e nella ricerca delle eventuali discrepanze. La procedura consiste nella ricerca dei valori assunti da rigidezze, masse, vincoli della struttura che consentono di soddisfare al meglio il confronto tra la risposta del modello e la risposta sperimentale.

Abbiamo visto nelle prime due parti del presente articolo sulla "caratterizzazione meccanica delle murature" che è possibile individuare le caratteristiche locali degli elementi costituenti la muratura, a scala piccola (prove penetrometriche) e a scala media (martinetti piatti), ma che è oltremodo sentita la necessità di una caratterizzazione a grande scala, coincidente con quella dell'edificio o di una sua parte rappresentativa.

Le operazioni di "identificazione parametrica" necessitano di un modello numerico che rappresenti un buon compromesso tra realismo e semplicità e di dati sperimentali sulla risposta a condizioni di carico note, che siano numerosi e ridondanti. L'operazione di minimizzazione della discrepanza tra valori misurati e valori calcolati può essere realizzata direttamente utilizzando un modello ad elementi finiti variando per tentativi le grandezze in gioco, sia controllando a posteriori la differenza tra le risposte che utilizzando tecniche di minimizzazione automatica della funzione errore.

Poiché il livello delle forze utilizzate nella fase di sperimentazione sulle strutture è, di solito, modesto e tale da non attivare il comportamento non lineare del materiale, i problemi vengono affrontati di regola con approcci lineari. Data la dimensione geometrica rilevante delle strutture da esaminare, non sempre è possibile o consigliabile utilizzare sollecitazioni di tipo statico, e a queste vengono preferite prove di tipo dinamico.

La caratterizzazione dinamica consiste nella determinazione delle proprietà dinamiche della struttura attraverso prove sperimentali condotte in situ utilizzando eccitatori di varia potenza e con possibilità di generare forzanti con differenti contenuti in frequenza.

Una forza variabile di entità considerevole, in generale, permette di evidenziare in modo più netto le caratteristiche dell'oscillazione in quanto migliora il rapporto segnale-rumore rispetto a quello di altre eccitazioni che interessano la struttura come ad esempio il vento o le vibrazioni dell'ambiente.

Gli obiettivi fondamentali della caratterizzazione dinamica applicata al costruito sono i seguenti: individuare la risposta della struttura in termini di velocità e accelerazioni di alcuni punti, verificare che il comportamento di una struttura risponda ai requisiti richiesti dai codici di progetto, identificare il danno strutturale attraverso le variazioni della matrice di rigidezza, indagare sull'efficacia di dissipatori o isolatori nella risposta ad eventi sismici.

Metodologie di prova e campi di applicazione

L'impiego della caratterizzazione dinamica alla diagnosi strutturale mediante eccitazione forzata ed acquisizione dei dati mediante trasduttori a controllo computerizzato, risale agli anni 50.

I metodi di sperimentazione dinamica sono stati utilizzati per la caratterizzazione dei suoli, delle rocce, delle piattaforme offshore e delle centrali nucleari. Vasta è la letteratura relativa alla sperimentazione dinamica sui ponti e sui viadotti. Tra i primi lavori relativi agli studi di caratterizzazione dinamica di strutture monumentali si segnalano quelli di Castoldi sulla cupola del Brunelleschi a Firenze, e di Chiarugi relativo alle prove realizzate sul Tempio di Marte Ultore a Roma.

Esistono vari tipi di generatori artificiali di vibrazione:

- meccanici (una vibrodina; grazie alle masse controrotanti, genera una forza sinusoidale in una direzione fissa); elettromeccanici (la forza viene generata grazie al movimento di una massa provocato dalla variazione di un campo magnetico); elettroidraulici (due masse a disco vengono calettate su un albero il cui movimento longitudinale viene guidato da un sistema di elettrovalvole).

Se l'eccitazione viene applicata con un eccitatore a masse rotanti (vibrodina), le frequenze vengono eccitate singolarmente e viene quindi perso l'effetto di contemporaneità di eccitazione sulle frequenze che si ha nei sismi reali; se invece si utilizzano sistemi di eccitazione elettroidraulici capaci di produrre forzanti con spettro assegnato su un determinato intervallo di frequenza è possibile eccitare contemporaneamente tutte le frequenze proprie del sistema coinvolte nella successiva fase di calibrazione.

In alternativa alle prove con forzante artificiale, la caratterizzazione dinamica di una struttura può essere realizzata con l'eccitazione indotta dalle vibrazioni ambientali legate al traffico cittadino, alla metropolitana, al vento, alle campane, al sisma.

I maggiori problemi nelle prove con vibrazione ambientale derivano dal basso rapporto segnale-rumore; in questi casi gli spettri dei segnali contengono non solo la risposta del sistema ma anche il rumore generato dalla vibrazione di fessure, tamponamenti o porzioni dei paramenti distaccate.

Non essendo nota a priori l'eccitazione del sistema risulta difficile dare una corretta interpretazione delle funzioni di trasferimento per la struttura e ricavare le forme modali. I risultati di numerose sperimentazioni evidenziano una notevole stabilità delle frequenze proprie ricavate in diverse condizioni di temperatura ed umidità relativa prima del consolidamento; dunque i fattori ambientali non sembrano avere influenza sul comportamento dinamico nell'ambito di questo livello di forza. Un modesto incremento si è avuto invece sulle frequenze di risonanza superiori alla seconda flessionale nelle prove realizzate dopo il consolidamento delle strutture. Gli smorzamenti critici, per il range di frequenze nel quale è possibile fare il confronto, manifestano una discreta stabilità. Gli smorzamenti tendono a diminuire nelle prove post-consolidamento a conferma dell'effetto di richiusura delle fessure causato dalla post-tensione dei tiranti messi in opera.

Prove condotte da Fanelli e Macchi sulla torre Fraccaro di Pavia

Tra i primi lavori nel campo della caratterizzazione delle murature e la definizione di danno strutturale vanno ricordate le ricerche condotte da M.Fanelli (ENEL) e dal prof.G.Macchi (Università di Pavia) sulla torre Fraccaro, proprietà dell'Università di Pavia, dove sono stati realizzati tests dinamici con forzante sinusoidale realizzati prima e dopo le opere di consolidamento. Nel caso in esame è stata utilizzata una vibrodina generatrice di vettore rotante con una potenza di 3.5 kW montata a sbalzo sulla parete Nord della torre dell'Università a quota 27.25 m. Il sistema remoto di controllo ha consentito di pilotare la macchina in entrambi i sensi di rotazione regolando inoltre l'eccentricità della massa e la velocità angolare.

I risultati delle prove con forzante armonica, condotte prima del consolidamento, mostrano una buona sovrapposibilità a quelli ottenuti con le vibrazioni ambientali. Le prime due frequenze flessionali relative all'oscillazione nel piano est-ovest, l'unico nel quale si sono effettuate le indagini sperimentali con vibrazione ambientale, differiscono da quelle rilevate nelle prove con forzante sinusoidale per pochi centesimi di Hz. Più consistente, invece, è la differenza sulla terza frequenza flessionale. Anche per la frequenza torsionale la differenza tra le due prove è molto contenuta (4.18 Hz contro 4.25 Hz). Per gli smorzamenti valgono le stesse considerazioni.

Per le prove successive al consolidamento è stata utilizzata la stessa apparecchiatura di eccitazione e di rilevamento. I primi due autovalori della struttura hanno mantenuto sostanzialmente gli stessi valori essendo variati solo di pochi centesimi di Hz. Sulla prima frequenza torsionale e sulla terza flessionale, invece, si hanno incrementi di alcuni decimi di Hz a conferma di un incremento di rigidità della struttura apportato dal sistema di diaframmi e tiranti in opera sulla torre. Gli smorzamenti hanno subito una generale diminuzione che è probabilmente dovuta alla richiusura delle fessure all'interno della muratura. Analoghe considerazioni si possono fare osservando le forme modali rilevate sperimentalmente. Sulle terze forme modali sono state riscontrate differenze apprezzabili nella posizione dei punti di massima curvatura e degli spostamenti relativi alla sommità.

La sperimentazione dinamica condotta sulla torre dell'Università di Pavia ha inteso caratterizzare il suo comportamento con due differenti metodologie di indagine, eccitazione con vibrazioni ambientali e forzante sinusoidale, in due differenti condizioni: prima e dopo il consolidamento.

Si sono ottenute conclusioni interessanti ed applicabili ad altre strutture alte in muratura.

Anzitutto I risultati ottenuti con le vibrazioni ambientali sono sovrapponibili a quelli ottenuti con forzante sinusoidale, in termini di frequenze e smorzamenti relativi, almeno fino al modo torsionale; a partire dalla terza frequenza flessionale i due comportamenti iniziano a divergere probabilmente a causa dei diversi livelli di forza agenti nei due casi.

Gli spettri e le densità spettrali di potenza nel caso di prove con vibrazioni ambientali risultano ben definite ed evidenziano una maggiore amplificazione sul secondo modo nei casi di assenza di vento. I valori dei parametri individuati non risentono, nel caso di eccitazione con vibrazioni ambientali, dei cambiamenti di temperatura e di umidità relativa.

Le prove post-consolidamento determinano cambiamenti apprezzabili in termini di frequenze proprie e traslazione dei punti di flesso, di massima curvatura o di variazione degli spostamenti sul primo modo torsionale e sul terzo modo flessionale.

La variazione sulle autofunzioni è, in generale, più apprezzabile rispetto ai corrispondenti autovalori, infatti mentre gli autovalori si spostano di pochi decimi di Hz i

punti di flesso e i punti di massima curvatura delle forme modali variano la loro posizione di 1 - 2 metri.

La ricerca ha condotto ad una conclusione di carattere generale: i mutamenti strutturali sono rilevabili in modo significativo sui modi con un maggior numero di flessi. I risultati di queste campagne di prova hanno permesso di concludere che in strutture a torre (in muratura) le misure con le vibrazioni ambientali consentono di ottenere, per campi di frequenza limitati a 8 Hz - 10 Hz, risultati molto simili a quelli con l'eccitazione forzata artificiale in termini di frequenze e di smorzamenti; questo rappresenta un risultato di notevole importanza nell'ottica di una sperimentazione sistematica su tutte le strutture assimilabili ad una torre.

In termini di identificabilità, la calibrazione del modello o più in generale la caratterizzazione delle proprietà fisiche e meccaniche della massa muraria, comprendendo i vincoli della struttura col terreno, si presenta come un problema di difficile soluzione.

Per sua natura il problema si presenta come un'analisi inversa rispetto alla tradizionale analisi governata dalle equazioni di congruenza-equilibrio-legame. In questo caso non sono gli spostamenti ad essere incogniti, bensì i moduli elastici o le masse e gli smorzamenti, se si tratta di problemi dinamici..

Uno dei nodi fondamentali è dunque la riscrittura delle equazioni del problema di analisi in forma tale da consentire la soluzione nelle nuove incognite. Le soluzioni di questi nuovi problemi vanno ricercate con l'ausilio di strumenti di ottimizzazione matematica di funzioni che esprimono la discrepanza tra il comportamento sperimentale e quello teorico del modello. Accade che le soluzioni ottenute sono o inaffidabili in quanto troppo imprecise oppure non sono uniche. Le cause di questi due spiacevoli inconvenienti sono da ricercarsi nella forma stessa del problema ovvero nel buono o cattivo condizionamento e nell'errore di determinazione dei dati sperimentali che costituiscono la base di partenza per l'identificazione del modello. Esistono comunque degli algoritmi di trattamento dei dati che in opportune condizioni operative riescono a depurare i dati sperimentali dagli errori di misura o quanto meno ad attenuare i negativi effetti sul risultato finale; ma al momento la loro applicazione su strutture spesso molto complesse e ricche di fonti di incertezza come le strutture monumentali appare prematura.

In alternativa a questi metodi rigorosi esistono le procedure di calibrazione dei modelli che sono in generale notevolmente più semplificate rispetto alle tecniche di identificazione dei sistemi. Si tratta di procedure basate sul confronto numerico-sperimentale in uscita ovvero confrontando le risposte di modello e sperimentazione modificando i parametri dai quali dipende la risposta del modello all'interno di un campo di variazione definito a priori con campagne sperimentali apposite e all'ausilio di analisi di sensitività operate allo scopo di comprendere la dipendenza del comportamento dai parametri adottati. Ovviamente il loro utilizzo richiede una maggiore sensibilità e spirito critico da parte dell'operatore, ma questo in generale viene premiato da un più immediato risultato in termini di distribuzioni di modulo elastico o di massa. Le soluzioni ottenute sono spesso poco precise ma sono comunque molto valide per una valutazione di prima approssimazione dei problemi connessi al danneggiamento delle struttura ed alle conseguenti opere di consolidamento.

Negli esempi seguenti, relativi alla Torre Pretoria di Cremona e alla Torre Civica di Mortara si è operato con tale approccio euristico per il confronto delle risposte prima e dopo gli interventi di consolidamento.

Prove condotte sulla Torre Pretoria di Cremona

Per la determinazione delle caratteristiche complessive della Torre Pretoria di Cremona è stata condotta, dal sottoscritto, una indagine dinamica di tipo attivo, con sollecitazione indotta, non distruttiva, non invasiva.

La sollecitazione è stata indotta da una fune vincolata alla estremità superiore della torre e a terra, utilizzando un autocarro zavorrato ubicato nella piazza antistante. Dopo aver messo in trazione la fune ad un carico noto, la rottura repentina appositamente consentita di un anello calibrato della catena di tiro generava un impulso sulla struttura muraria che veniva rilevato da accelerometri disposti su tutta l'altezza della torre.

Con questo tipo di prove è stato possibile individuare alterazioni dell'assetto strutturale complessivo e seguirne le sue evoluzioni future.

I dati sperimentali raccolti possono servire alla validazione del modello strutturale che è stato elaborato a simulazione della struttura.

Ripetendo la prova a distanza di tempo con le stesse condizioni al contorno, risarebbe possibile verificare le evoluzioni del degrado e del dissesto della struttura, oppure evidenziarne i miglioramenti dovuti ad un corretto intervento di consolidamento.

Si è proceduto anzitutto a scegliere con precisione la posizione dei sensori, in quanto una modellazione numerica preventiva individuava in quelle certe posizioni i punti maggiormente interessati da eventuali vibrazioni, così come i punti in cui si presupponeva (e sperava!), di leggere valori molto contenuti.

Sono stati indicati i valori di tiro della fune che si ritenevano opportuni per avere le corrette risposte senza provocare danni alla Torre stessa.

Si sono effettuate prove facendo crescere il livello dei carichi applicati e quindi l'intensità dell'urto indotto. La specifica utilizzazione della torre come serbatoio cittadino per l'acqua potabile consentiva di ripetere le prove sulla medesima torre (stesso materiale e stessi vincoli,) ma con differenti masse presenti (a serbatoio pieno e a serbatoio vuoto). Si sono ripetute le varie prove, a parità di tiro, con le due condizioni sopra descritte. Notiamo che la differenza è ragguardevole, trattandosi di circa 350 metri cubi di acqua.

Sono stati applicati carichi crescenti da 500 a 1000 e poi a 2000 daN posizionando tra l'attacco della fune e l'attacco all'autocarro di zavorra un provino a rottura calibrata collegato ad un martinetto idraulico.

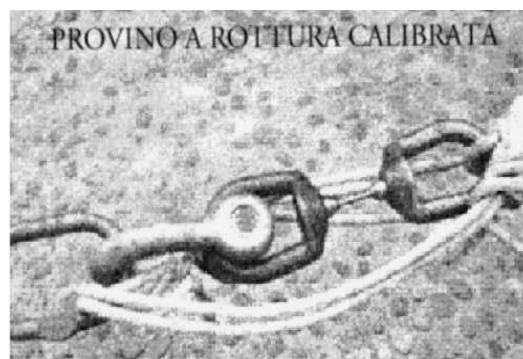


Figura 1: Anello "calibrato" della catena di tiro, a rottura controllata

Descrizione della strumentazione e della prova

La strumentazione impiegata per la rilevazione è stata la seguente :

- 16 accelerometri piezoelettrici con uscita pari a 500mV/g
- 1 unità condizionatore PCB F584A opzione 013;
- 1 computer μ P 486 da 120 Mb Toshiba

Le caratteristiche dei sensori impiegati sono le seguenti:

- modello PCB 393M19;
- sensibilità 500mV/g;
- campo di frequenza da 0,025 Hz a 800 Hz

Sia i sensori che il condizionatore hanno un DTC di 10 secondi.

Il condizionatore ha la possibilità di amplificare il segnale di 10 o 100 volte.

La frequenza di campionamento può arrivare fino a 10kHz.

La risoluzione, in base all'amplificazione, può essere spinta fino a 10^{-4} g.

I segnali sono stati filtrati all'ingresso con filtri hardware da 20 Hz tipo Butterworth.

Le prove sono state condotte dalla 4EMME Service di Bolzano.

La Torre è stata sollecitata tramite il tiro di una catena fissata ad un'estremità alla struttura, ad una altezza di 41,5 m di altezza, e all'altra estremità ad un autocarro che ha permesso il contrasto al tiro della struttura.

Il tiro è stato applicato mediante un martinetto idraulico. Al raggiungimento del carico prefissato, "l'anello debole" della catena si è spezzato lasciando libera la corda e di conseguenza, imponendo alla Torre di vibrare.

Le oscillazioni sono state registrate sull'apposita apparecchiatura, sino al completo esaurimento dei vari cicli.

La prova è stata ripetuta più volte applicando carichi differenti (500-1000-2000 kg), prima con il serbatoio pieno e successivamente con il serbatoio vuoto.

Sulla Torre sono stati collocati 16 accelerometri che hanno consentito la lettura delle oscillazioni .



Figura 2: Autocarro utilizzato per il contrasto e cavo di tiro

Nelle fotografie sono evidenziate le posizioni di alcuni degli accelerometri e la posizione del carico applicato .

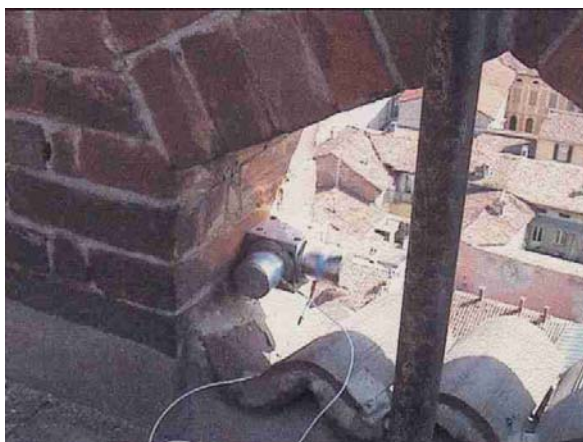


Figura 3: Accelerometri 1 - 2



Figura 4: Accelerometri 5 - 6



Figura 5: Accelerometri A - B

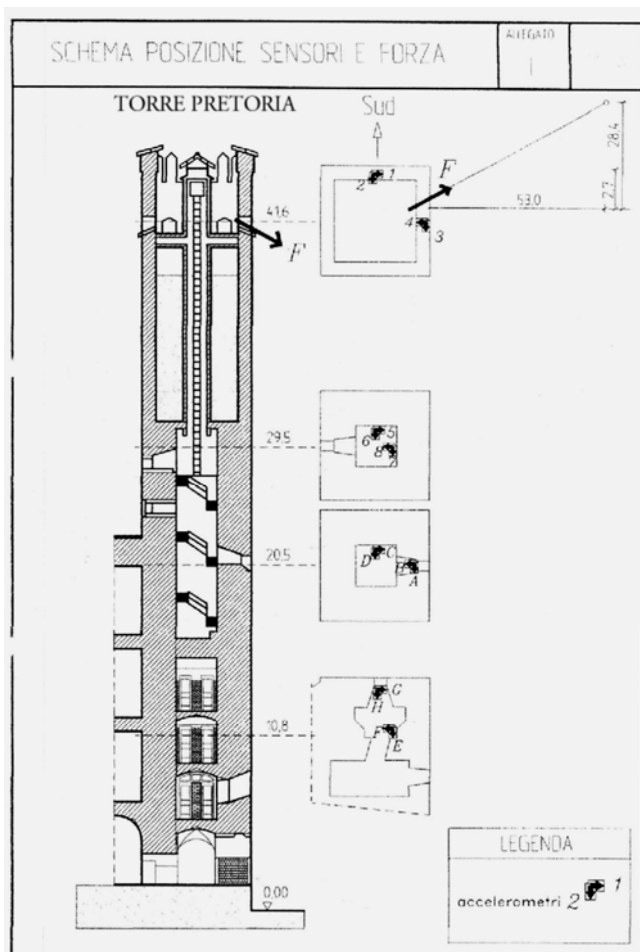


Figura 6: Geometria della torre e posizione degli strumenti e del tiro applicato

Analisi delle acquisizioni

Di seguito vengono riportati gli oscillogrammi e alcune elaborazioni tra quelle più significative.

Nel primo grafico (Grafico 1) viene riportato l'oscillogramma della prova eseguita a serbatoio vuoto con il provino da 2.000 kg.

Di seguito saranno indicate con la simbologia 500V/1000V/2000V le prove effettuate con 500/1000/2000 kg di tiro a serbatoio vuoto, mentre con 500P/1000P/2000P intenderemo le stesse prove, ma a serbatoio pieno.

In ascissa dei grafici viene riportato il tempo nell'intera scala di 20 secondi ed in ordinata le accelerazioni in fondo scala 500 mV. Essendo applicata l'amplificazione 100 si determina una equivalenza di $500 \text{ mV} = 0,1 \text{ m/sec}^2$, corrispondente ad ogni divisione punteggiata orizzontale (chiaramente visibile nel Grafico 6).

Lo scansionamento è di 10 mS corrispondente ad un campionamento di 100 Hz.

Possiamo osservare come l'oscillazione porti in fase tutti i sensori posti nella stessa direzione, anche se a quote diverse, a significare che questo tipo di oscillazione rappresenta il **“primo modo di vibrare”**.

L'oscillazione assume un andamento sinusoidale con smorzamento tipicamente lineare.

L'ampiezza massima a quota 41,6 m si riferisce al sensore n.4 ed è pari a $\pm 0,032$ m/sec².

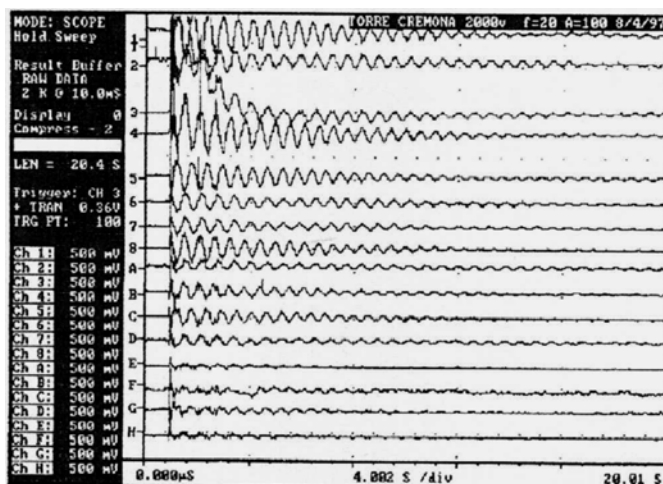


Figura 7: Grafico 1, segnali rilevati nella fase **2000V**

Risultando la frequenza 1,756 Hz, in direzione est-ovest, si può calcolare lo spostamento massimo dividendo il quadrato della pulsazione, determinando un valore di $\pm 0,26$ mm.

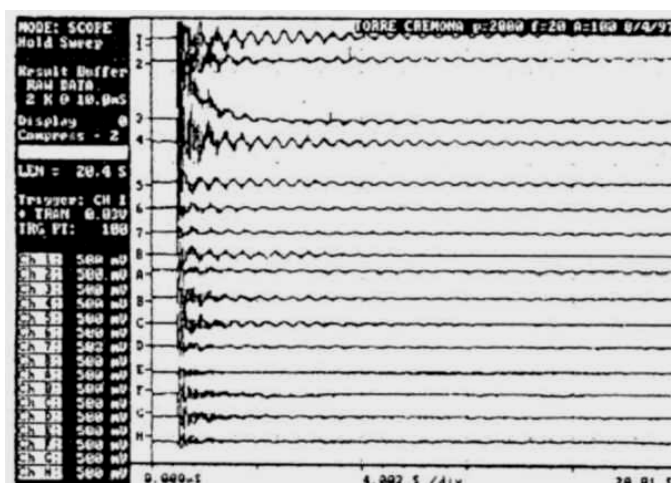


Figura 8: Grafico 2, segnali rilevati nella fase **2000P**

- Nel **Grafico 6** viene presentato lo spettro del sensore n°4 nella fase **2000P**. L'oscillogramma indicato con "S" corrisponde al segnale originale, mentre con "R" si identifica il suo spettro di potenza.

La frequenza prevalente è individuata dal cursore "left" in 1,51 Hz, mentre il cursore "right" individua una frequenza di ordine superiore pari a 10,833 Hz

- Nel **Grafico 7** sono stati selezionati ed amplificati i 4 sensori posti in direzione est-ovest (direzione del tiro) sul lato ovest, durante la fase **2000P**.

Il cursore verticale si posiziona, in tutti e 4 gli oscillogrammi, sul punto morto superiore. Ciò indica che la frequenza rilevata nello spettro rappresenta il "**primo modo di vibrare**" della struttura.

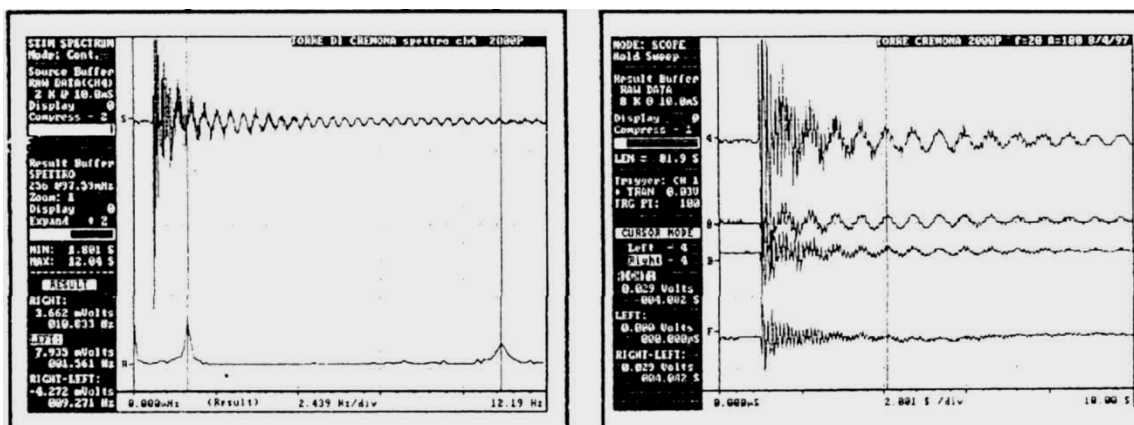


Figura 9: Grafico 6, spettro del ch4 nella fase 2000P e Grafico 7, analisi modale della fase 2000P

- Il **Grafico 8**, aperto in una finestra temporale dell'oscillogramma del sensore N° 4, individua 10 oscillazioni di ordine superiore in un tempo di 920,552 mS. Questo corrisponde ad un periodo $T=0,092$ S pari appunto alla frequenza di 10,8 Hz che già è stata individuata nella trasformata di Fourier.
- Nel **Grafico 9** i cursori verticali mostrano che il sensore n.4 è in contro fase assieme al sensore n.8, mentre il sensore B e il sensore F risultano appena in ritardo. Questo dato indica con precisione l'andamento della deformata, ed appunto che la frequenza individuata rappresenti il **"secondo modo di vibrare"** della struttura.

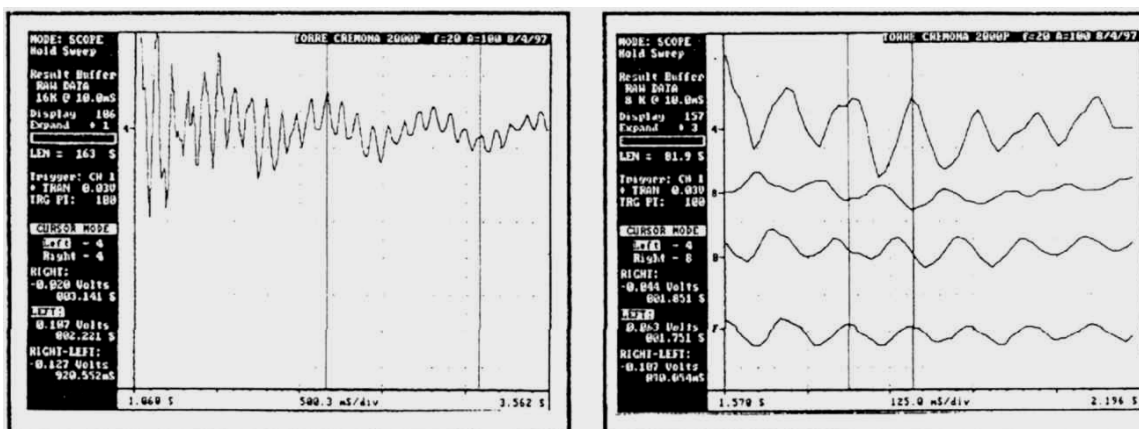


Figura 10: Grafico 8, finestra del ch4 nella fase 2000P e Grafico 9, analisi modale del secondo modo

- Nel **Grafico 10** viene presentato lo spettro del sensore N°2, posto in direzione nord-sud, nella fase 2000P. L'oscillogramma identificato con "S" corrisponde al segnale originale, mentre con "R" si identifica il suo spettro di potenza: La frequenza prevalente è individuata dal cursore "left" in 1,463 Hz, mentre il cursore "right" individua una frequenza di ordine superiore pari a 10,735 Hz.
- Nel **Grafico 11** è stato elaborato lo spettro del sensore N°1 nella fase 2000P. La posizione di questo sensore fa sì che sia prevalente l'effetto torsionale. Confrontando quindi lo spettro del sensore N°4 con lo spettro del sensore N°1, si può ritenere che la frequenza registrata sul cursore "right", pari a 7,807 Hz, rappresenti un

modo torsionale in vibrare, in quanto questo sensore subisce sia gli effetti longitudinali nella direzione est-ovest, che appunto quelli torsionali provocati dal tiro diagonale.

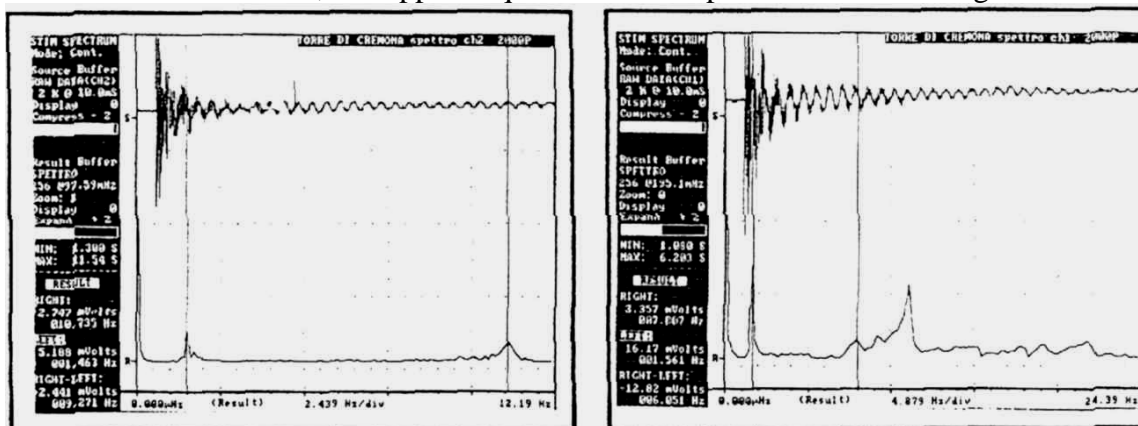


Figura 11: Grafico 10: spettro del ch2 nella fase 2000P e Grafico 11: spettro del ch1 nella fase 2000P

- Nel **grafico 12** viene presentato lo spettro del sensore n4 nella fase 2000V. La frequenza prevalente è individuata dal cursore LEFT in 1,756 Hz mentre il cursore RIGHT individua una frequenza di ordine superiore pari a **11,516 Hz**.
- Nel **grafico 13** sono stati selezionati ed amplificati i 4 sensori posti in direzione est-ovest sul lato ovest, durante la fase 2000V. Il cursore verticale si posiziona anche in questo caso, in tutti i 4 oscillogrammi, sul punto morto superiore.

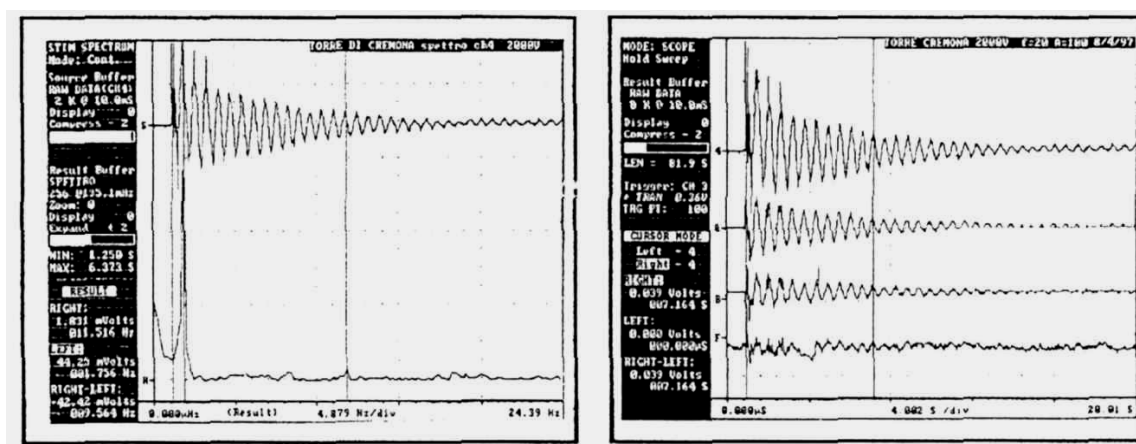


Figura 12: Grafico 12, spettro del ch4 nella fase 2000V e Grafico 13, analisi modale nella fase 2000V

- Nel **grafico 14** viene presentato lo spettro del sensore n.2 nella fase 2000V. La frequenza prevalente è individuata dal cursore LEFT in 1,659 Hz, mentre il cursore RIGHT individua una frequenza di ordine superiore pari a 11,321 Hz.
- Nel **grafico 15** è stato elaborato lo spettro del sensore n. 1 nella fase 2000V. La posizione di questo sensore fa sì che sia prevalente anche l'effetto torsionale. Confrontando quindi lo spettro del n.4 con questo, si può ritenere che la frequenza individuata dal cursore RIGHT, pari a 5,075 Hz, rappresenti un modo torsionale.

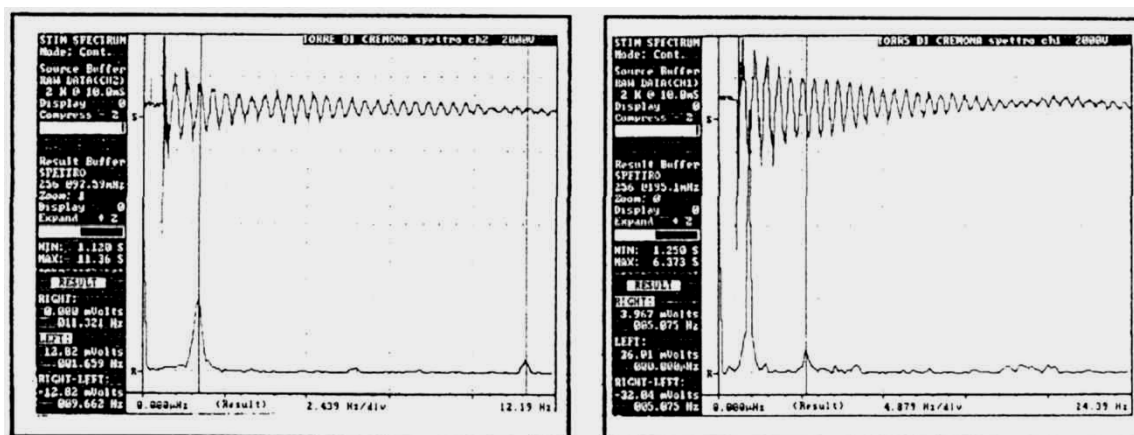


Figura 13: Grafico 14, spettro del ch2 nella fase 2000V e Grafico 15, spettro del ch1 nella fase 2000V

Sintesi dei risultati

Le elaborazioni effettuate hanno chiaramente evidenziato sia le frequenze fondamentali che i modi di vibrare. I valori ottenuti vengono riportati nelle tabelle a seguito.

Direzione	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_t [Hz]
est - ovest	1,756	11,516	5,075
nord - sud	1,659	11,321	

Figura 14

Direzione	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_t [Hz]
est - ovest	1,561	10,833	7,807
nord - sud	1,463	10,735	

Figura 15

Lo smorzamento è pressoché di tipo lineare con un coefficiente pari a $C_{sl} = 588 S^3/m$.

A conclusione delle prove è possibile effettuare un calcolo teorico semplificato per valutare la corrispondenza dei modi con i valori sperimentali ottenuti.

Il modello più semplice è quello di una struttura incastrata alla base e libera all'estremo, per il quale è utilizzabile la formula:

$$fn = K_n \frac{n^2 \pi}{2L^2} \sqrt{g \frac{EJ}{P_1}} \quad (1)$$

dove il variare di n consente di calcolare le frequenze flessionali di ordine superiore, e K_n ci permette di valutare l'influenza dei diversi gradi di vincolo. Il valore di K_n viene

riportato nella tabella sottostante (Thomson 1989).

Estremo Sx	Estremo Dx	K₁	K₂	K₃	K₄
incastro	libero	0,36	0,56	0,69	0,77

Figura 16: Tabella di Thomson

Imponendo la condizione che la prima frequenza fondamentale sia pari a $1,756 \text{ Hz}$ corrispondente alla direzione est-ovest nel caso della cisterna vuota, e supponendo un peso lineare uniforme pari a $\sim I = 70.000 \text{ kg/m}$, una luce $L = 41,6 \text{ m}$, si ottiene una rigidezza pari a $EJ = 2,062 \cdot 10^{11} \text{ Kg m}^2$, con questo valore teorico si può calcolare la seconda frequenza fondamentale che risulta pari a $10,92 \text{ Hz}$.

Il risultato è prossimo alla seconda frequenza fondamentale, rilevata sperimentalmente, a conferma delle elaborazioni eseguite.

Attraverso la rigidezza calcolata, possiamo ipotizzare la freccia all'estremo ottenuta con un tiro di 2.000 Kg .

Dalla formula $f = FL^3 / 3EJ$ otteniamo una freccia pari a $0,23 \text{ mm}$, sostanzialmente corrispondente a quella calcolata dall'accelerazione massima e pari a $0,26 \text{ mm}$.

Il risultato più interessante della analisi numerica condotta è che ha consentito di determinare il grado di vincolo tra la Torre e l'edificio adiacente, vale a dire la sede del Municipio.

Il confronto tra la prova sperimentale e un modello agli elementi finiti, appositamente predisposto, ha consentito di individuare che il vincolo tra gli edifici, benchè costruiti in epoca successiva, è sufficientemente adeguato a ridurre la luce libera di oscillazione della Torre e pertanto la pericolosità delle sollecitazioni indotte da un possibile sisma agente nella zona.

Tale conclusione ha portato a scegliere un intervento di consolidamento della Torre di livello piuttosto ridotto, con iniezioni e legature locali, senza il ricorso a strutture parallele disposte all'interno della torre, come invece si è dovuto realizzare in alcune torri pavese, vedi la torre Fraccaro e successivamente la Torre S.Dalmazio e la Torre del Maino, di cui si è occupato l'autore.

Prove condotte sulla Torre Civica di Mortara



La Torre Civica di Mortara è una struttura in muratura di altezza 45 metri che risale al XII secolo. E' ipotizzabile che essa sia stata costruita con finalità difensive e che solo in un secondo tempo abbia acquisito funzioni di carattere religioso, divenendo torre campanaria dell'attuale Chiesa di S. Lorenzo, in addossamento al lato sud della torre stessa.

La mancanza di contemporaneità tra l'attuale Chiesa di S. Lorenzo e il Campanile è confermata anche dalle diversità costruttive e materiche del paramento murario, che nella torre appare più vetusto e degradato.

Documentano l'originario carattere difensivo della torre i numerosi rifacimenti superficiali del paramento esterno, riconducibili a passati attacchi ed episodi bellici.



Figura 17: Torre Civica di Mortara

INDAGINI DIAGNOSTICHE

L'analisi conoscitiva della Torre Civica è stata integrata tramite da indagini diagnostiche finalizzate alla valutazione dell'effettiva resistenza e deformabilità del materiale muratura così da pervenire alla definizione di un quadro diagnostico completo. Sono state svolte, dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, prove di caratterizzazione meccanica delle murature con **martinetti piatti** ed una **prova dinamica** sull'intero complesso prima e dopo le operazioni di consolidamento, che hanno comportato la chiusura di una ampia fessura presente sul lato nord della Torre.

La fessura passante attraversava l'intero spessore della muratura del campanile che, partendo dallo spigolo nord-ovest (ad un'altezza di 6 m circa dalla quota strada), si propagava diagonalmente fino al piedritto

centrale dell'ultima bifora tamponata (posta ad un'altezza di circa 27 m), per uno sviluppo complessivo di circa 20 m. Ad essa si aggiungono numerose altre fessure verticali meno estese, concentrate nella parte bassa del campanile, soprattutto in prossimità della prima finestra.

E' stato rilevato un fuori piombo del campanile verso nord pari allo 0,5%.

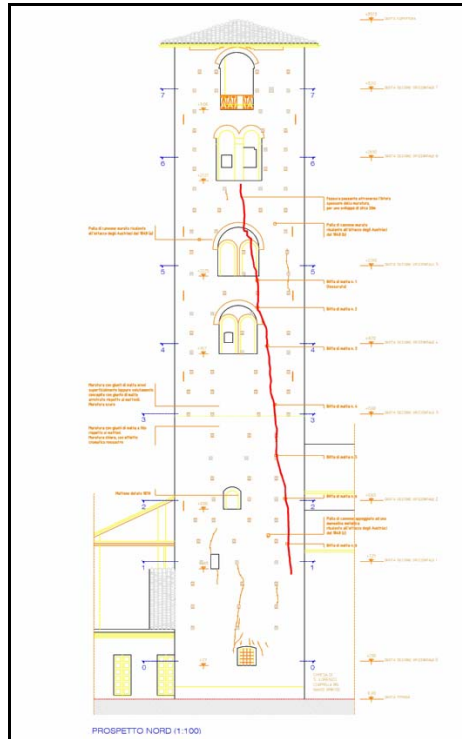


Figura 18: lato nord della torre interessata da una fessura passante

La prova meccanica con i “*martinetti piatti*” ha consentito di determinare lo stato di tensione in situ nel punto di prova, il modulo elastico della muratura ed inoltre un attendibile valore della tensione di rottura del materiale. Ciò ha permesso di ottenere una indicazione puntuale del coefficiente di sicurezza della muratura, sufficientemente tranquillizzante.



Figura 19: Prova con martinetto piatto semplice e doppio

E' stata eseguita una indagine per la “*caratterizzazione dinamica della torre*”, finalizzata a misurare sperimentalmente, mediante accelerometri, la risposta di tipo vibrazionale della torre sottoposta a carichi impulsivi prodotti dal suono delle campane. Ciò ha consentito di ottenere un dato di risposta globale della torre, che è influenzato dalla effettiva consistenza e dal degrado del materiale oltre che dal quadro fessurativo esistente e dai vincoli presenti.



Figura 20: ubicazione di alcuni accelerometri per la prova dinamica

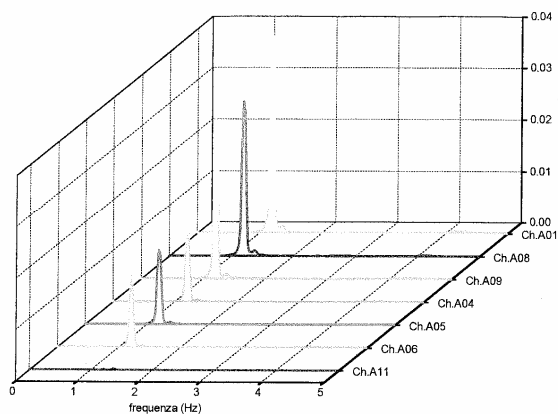


Figura 21: Autospettri delle velocità registrate direzione N-S

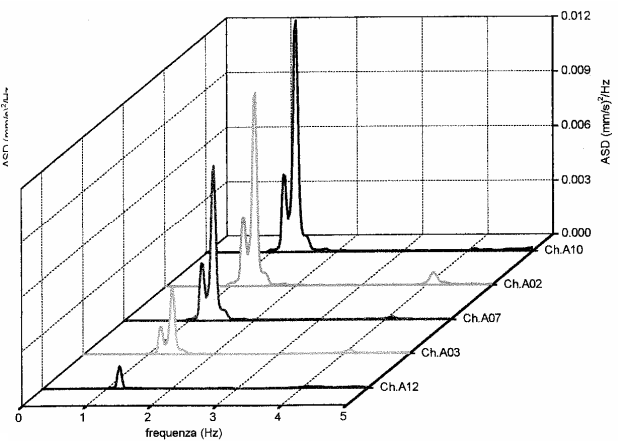


Figura 22: Autospettri delle velocità registrate direzione E-W

Il confronto tra la risposta sperimentale e la risposta ottenuta da un modello matematico agli elementi finiti della torre ha permesso di individuare correttamente i principali parametri meccanici descrittivi della struttura e, in definitiva, di valutarne lo stato tensionale in tutti i punti.

Il confronto con le prove di resistenza sulla muratura ha fornito indicazioni sulla sicurezza globale.

Dai risultati si evince che la muratura ha caratteristiche meccaniche soddisfacenti e che la ampia fessura presente sul lato Nord non presenta movimenti apprezzabili tra le due superfici contrapposte, durante le sollecitazioni imposte.

Il modello numerico agli elementi finiti messo a punto dimostra che il grado di vincolo esistente tra la torre e l'edificio accostato è significativo e contribuisce alla stabilità globale dell'insieme.

Il risultato progettuale della prima fase di indagine è stato quello di suggerire un intervento di consolidamento che potremmo definire di "medio livello". È stata evidenziata la opportunità di interventi di cerchiatura e di collegamento mutuo tra le parti ma, anche nel caso di questa Torre, non si è ravvisata la necessità di interventi di massiccio rinforzo interno.

Il proposito dei tecnici incaricati (L.Jurina e A.Chiari), esplicitamente dichiarato e perseguito, è stato di poter giungere ad una diagnosi corretta e affidabile in modo tale che gli interventi di **minimo consolidamento** proposti fossero, al meglio possibile, correlati con il degrado individuato e pertanto, oltre ad essere risolutivi, risultassero poco invasivi e contemporaneamente economici.

Il criterio adottato è che ogni denaro investito per la diagnosi debba essere recuperato ampiamente con un contenimento delle spese di intervento.

Conclusioni

Le prove di caratterizzazione meccanica “a grande scala”, una dimensione che in taluni casi coincide con l’intera struttura oggetto di indagine, si sono rivelate particolarmente utili per la validazione dei modelli numerici di riferimento ed, in definitiva, per la definizione delle migliori modalità di intervento.

Le difficoltà interpretative delle prove, che per semplicità sono usualmente rappresentate da prove dinamiche, discendono dalla necessità di discernere tra loro comportamenti vibrazionali che differiscono solo quando vengono attivati modi superiori di vibrare.

La sperimentazione in atto sta tuttavia procedendo su questi temi con promettente velocità.

Va ricordato che le anomalie geometriche devono essere adeguatamente introdotte nei modelli numerici di riferimento e che quindi una campagna di rilievo preventiva è assolutamente indispensabile.

La ricerca euristica delle caratteristiche meccaniche globali della muratura condotta coi metodi di identificazione che si appoggiano alle prove dinamiche richiede una preventiva caratterizzazione locale dei materiali mediante le prove descritte nelle prime due parti della presente nota, vale a dire prove penetrometriche e prove con martinetti piatti.

Bibliografia

- (1) F.Vestroni , Problematiche dell'Impiego di Prove Dinamiche per il Monitoraggio dello Stato di Integrità di una Struttura Seminario Internaz. CIAS , Corinto 1998
- (2) M.Fanelli, A.Pavese, Diagnosis of Masonry Towers by Dynamic Identification, IABSE Symposium, Roma 1993
- (3) Macchi, G.: Monitoring Medieval Structures in Pavia, Structural Engineering International, 1/93 IABSE, 1993, pp. 6-9.