

PROVE DI CARICO E LORO RICADUTA PROGETTUALE NEL CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI STORICI

Lorenzo Jurina

www.jurina.it

Politecnico di Milano

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

Premessa

Negli interventi di consolidamento statico degli edifici storici è fondamentale il rispetto per l'oggetto esistente e perciò la proposta progettuale deve comportare il minimo disturbo e deve essere basata su una comprovata necessità. Ne discende che la soluzione adottata deve essere strettamente correlata alle conclusioni diagnostiche ottenute da una accurata analisi del manufatto. Tale analisi sfocia usualmente in un modello di calcolo (più o meno raffinato) in grado di fornire risposte sull'attuale grado di sicurezza dell'edificio e quindi sulla necessità o meno di intervenire con correttivi passivi o attivi.

La formulazione del modello interpretativo, come sempre nei problemi riguardanti le costruzioni, necessita di informazioni relative alla geometria della struttura, ai carichi cui è sottoposta ed alle caratteristiche dei materiali che la costituiscono.

Quest'ultimo aspetto, vale a dire la caratterizzazione meccanica dei materiali, risulta spesso di gravosa soluzione nel caso di edifici antichi e soprattutto nel caso di murature in laterizio o pietra, talora molto eterogenee.

Il prelievo di numerosi campioni da sottoporre a prove distruttive in laboratorio risolverebbe il problema ma l'approccio risulterebbe proibitivo in termini di costi, poco affidabile a causa dei disturbi arrecati al campione durante il prelievo ed il trasporto e, da ultimo, impossibile da effettuare quando la struttura abbia una rilevanza storica che ne vieti qualunque danneggiamento, anche a scopo diagnostico.

Va aggiunto inoltre che la eterogeneità intrinseca del *materiale* muratura impone l'esecuzione di prove su campioni di dimensioni ragguardevoli, il che rende ancora più improponibile la soluzione dei prelievi.

Vanno pertanto adottate tecniche alternative di indagine non distruttiva o perlomeno poco distruttiva.

Nella presente memoria verranno analizzate alcune tecniche di prova, utili a definire le caratteristiche meccaniche delle murature e delle strutture nel loro complesso. Verranno analizzate diverse categorie di prove diagnostiche che si differenziano tra loro per il fatto di riferirsi a campioni caratterizzati da una diversa scala geometrica, ossia piccola, media e grande. Esamineremo le prove penetrometriche che si riferiscono alle componenti elementari della muratura,

vale a dire il singolo mattone e il singolo strato di malta interposta alta. Saranno poi descritte le prove con **martinetti piatti** che si riferiscono a campioni di estensione 0.50–1,00 mq, ossia campioni che contengono un numero statisticamente significativo di componenti elementari, e da ultimo si esamineranno le **prove statiche e le prove dinamiche** le quali si riferiscono a campioni che coincidono con tutta o con buona parte della struttura muraria sotto indagine.

A) PROVE “A PERCUSSIONE” PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MALTE

Negli ultimi decenni sono stati proposti vari strumenti per la caratterizzazione meccanica delle murature che si basano su sollecitazioni puntuali di carattere statico o dinamico applicate alle malte o ai mattoni.

Ne illustriamo alcuni tra i più noti ed utilizzati.

A)- Lo sclerometro a pendolo.

La prova consiste nel far cadere una massa contro la superficie muraria da analizzare, dopo di che o si analizza la traccia lasciata dalla massa sulla superficie oppure si osserva il rimbalzo della massa stessa dopo l’urto.

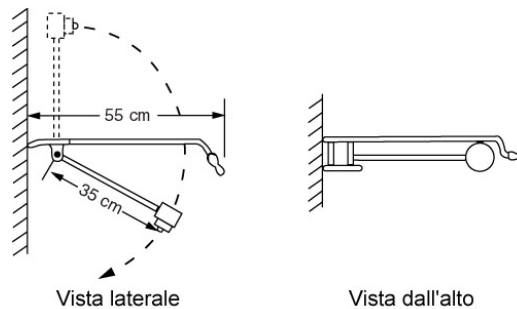


Figura 1: Schema di funzionamento dello sclerometro a pendolo



Figura 2: Sclerometro a pendolo con modifiche di Van Der Klugt

La misura del diametro e della profondità della traccia permettono di risalire, tramite apposite tabelle alla resistenza alla penetrazione e di compressione del materiale esaminato.

B) La Sonda Windsor.

Il metodo di penetrazione con sonda Windsor consiste nella valutazione della resistenza del mattone in situ mediante la misurazione della profondità di penetrazione raggiunta da una speciale sonda. La profondità di penetrazione è inversamente proporzionale alla resistenza della muratura.

La strumentazione comprende una pistola con carica esplosiva opportunamente dosata che consente la penetrazione della sonda.



Figura 3: Strumentazione per la prova di penetrazione con sonda Windsor.

C)- Penetrometro di Liberatore e Spera

Questa prova penetrometrica applicabile ai giunti di malta quantifica le caratteristiche meccaniche delle malte mediante microdistruzioni del materiale con un penetrometro costituito da una massa battente che, spinta da una molla tarata, agisce su un tamburo al quale è collegata la punta.

Al procedere della perforazione, l'intensità del colpo rimane costante grazie al sistema dei due cilindri coassiali che vengono traslati l'uno rispetto all'altro dopo ogni colpo, permettendo di riportare la massa battente a contatto con la testa del tamburo. L'intensità dell'energia cinetica fornita alla massa ad ogni colpo può essere regolata.



Figura 4: Foto dell'apparecchiatura durante una prova in situ

D)- Il penetrometro di R.Felicetti - 2006

E' stato predisposto recentemente da R.Felicetti del Politecnico di Milano un nuovo strumento per rilevare la resistenza della malta nelle murature attraverso una prova penetrometrica in situ. Ne sono precursori la prova penetrometrica dinamica (SPT, Standard Penetration Test) che è una prova discontinua, usata per trarre informazioni sullo stato di addensamento e sulla resistenza alla penetrazione dei terreni. L'indagine consiste nell'infissione, sul fondo di un foro predisposto a profondità prefissata, di una punta standardizzata conica. Il principio su cui si basa la prova è intuitivo: la punta, per penetrare nel terreno, deve crearsi dello spazio spingendo e comprimendo il materiale di lato.

La resistenza alla penetrazione viene misurata attraverso la somma del numero di colpi necessari all'avanzamento nei vari tratti.

E' stato previsto un apposito connettore per collegare l'asta all'estremità di un normale sclerometro battente, ampiamente diffuso tra i tecnici che si occupano di calcestruzzi.

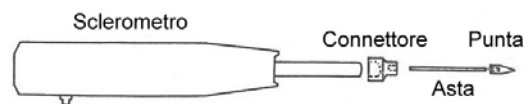


Figura 5: Schema dell'attrezzatura.

Il nuovo strumento proposto per eseguire prove penetrometriche nei giunti di malta in situ si basa sul conteggio dei colpi, applicati ad energia costante, necessari per far penetrare la sonda di una profondità assegnata..

Una caratteristica è la semplicità di esecuzione della prova. Per questo è stato scelto, come erogatore di colpi, lo sclerometro. Questo apparecchio permette di trasmettere colpi di energia costante e nota in tutte le direzioni, è maneggevole e poco ingombrante. Sono state predisposte aste di lunghezze differenti (6, 8 e 10 cm) per eseguire indagini a profondità diverse.

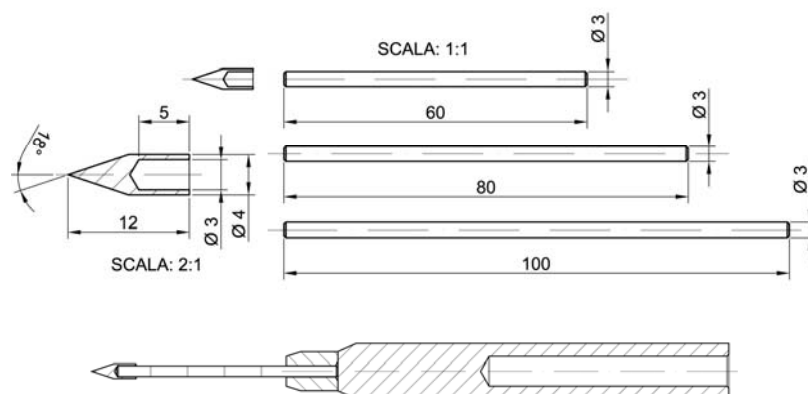


Figura 6: Schema delle sonde progettate

Per registrare i risultati della prova vengono annotati i colpi necessari per ottenere una penetrazione di 1 centimetro.

I risultati vengono poi riportati mediante istogrammi in cui sull'asse delle ascisse viene riportata la profondità di riferimento di ciascun dato, e sull'ordinata il numero di colpi necessario per superare la stessa profondità.



Figura 7: Immagine dello strumento, vista generale

La strumentazione è stata recentemente adottata durante una campagna diagnostica particolarmente estesa, condotta sotto la direzione dell'autore (nell'ambito di un progetto PRIN) sulle murature del paese di Laino Castello (Cosenza). Le prove hanno fornito i risultati riportati in figura che hanno consentito di caratterizzare quattro zone del paese stesso, diverse per caratteristiche della malta, evidentemente costruite un periodi successivi e pertanto con materiali o tecnologie diverse.



Figura 8: veduta di Laino Castello

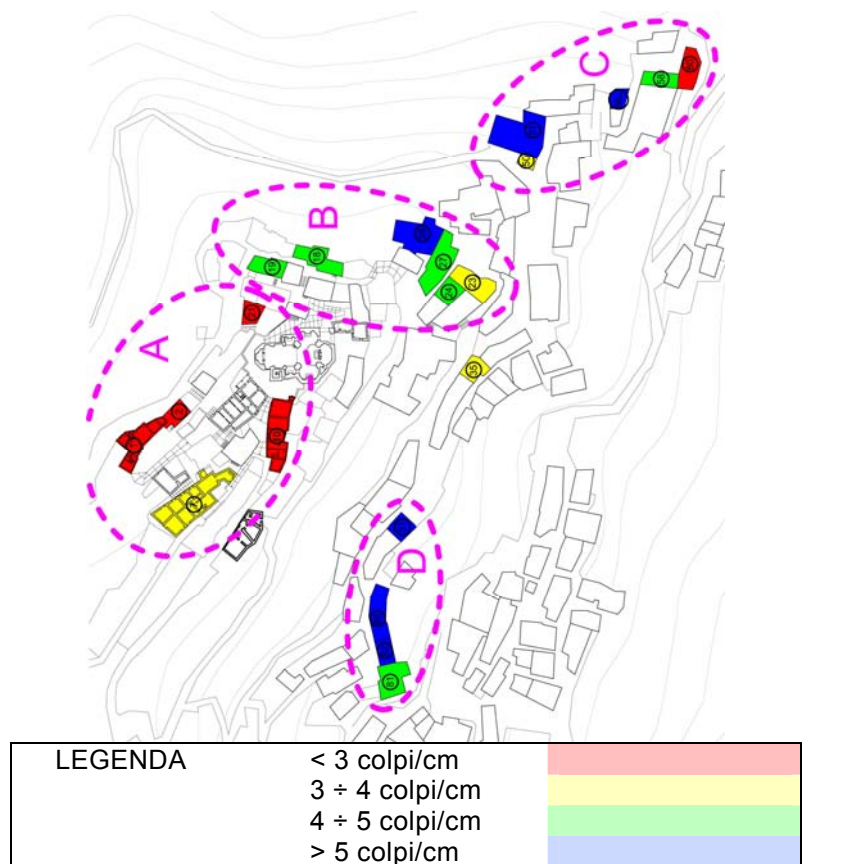


Figura 9: La mappatura degli edifici su cui sono state effettuate le prove

Conclusioni sulle prove locali “a percussione”

Dall’esame della letteratura tecnico-scientifica in materia di malte è stato possibile analizzare i vari tipi di tecniche diagnostiche attualmente esistenti che consentono una caratterizzazione in situ dei materiali costituenti la muratura (ossia i mattoni e le malte) mettendone in evidenza l’affidabilità, la praticità di impiego e la maggiore o minore invasività per la struttura esaminata. È questo il primo passo per la caratterizzazione delle malte antiche sotto l’aspetto chimico, fisico e meccanico e quindi per una corretta valutazione dei metodi conservativi più idonei dell’edificio storico sotto indagine, compresa la scelta del materiale da iniezione.

Ci si è soffermati su tecniche basate sulla resistenza alla penetrazione, che hanno mostrato di fornire risultati incoraggianti nello studio di materiali diversi dalle malte, quali suoli, legnami e materiali cementizi. Questi metodi sono di particolare interesse perché permettono di ricostruire in maniera puntuale la stratigrafia del materiale, mediante strumenti semplici e poco invasivi.

Ci pare promettente la proposta per un nuovo strumento per effettuare prove penetrometriche sui giunti di malta caratterizzato da semplicità e

velocità di esecuzione della prova e dall'economicità dello strumento, che sfrutta, con opportune modifiche, un comune sclerometro per calcestruzzi.

Nell'ambito del "Progetto di rilevante interesse Nazionale - PRIN 2003" dal titolo "Sicurezza strutturale dell'edilizia muraria tradizionale e strategie di intervento. Un caso di studio in Calabria: sistema informativo per il recupero del borgo storico di Laino Castello" (di cui l'autore è uno dei responsabili) si è effettuata un'ampia campagna di prove in situ con tale nuovo strumento. Le analisi sono state affiancate da prove di perforazione eseguite con un trapano strumentato che consente di registrare l'energia impiegata per forare il materiale. I risultati ottenuti tramite le due diverse metodologie hanno confermato la validità dello strumento proposto. L'ampia campionatura resa possibile dall'analisi sul patrimonio edilizio di Laino Castello ha permesso di generare una mappatura per zone molto significativa.

Nell'ipotesi che l'energia fornita dallo sclerometro ad ogni colpo sia costante (2.1 J), si può determinare la resistenza media all'avanzamento della punta imponendo l'uguaglianza col lavoro dissipato (forza media per incremento dell'avanzamento della sonda).

Da valutazioni sperimentali, qui non riportate, si è riscontrata un' influenza non trascurabile sui risultati legata alla porosità del materiale, al livello di carbonatazione della malta ed al carico di confinamento. Lo spessore del giunto di malta influenza i risultati solo per valori inferiori a 15 mm. Tali fattori non sono tuttavia tali da inficiare la validità dei risultati ottenuti mediante i metodi illustrati.

In sintesi, le prove di tipo penetrometrico sono strumenti diagnostici facili ed economici da usare in situ, che consentono una possibilità di caratterizzazione meccanica non distruttiva delle malte e dei mattoni, agendo per confronto tra le varie porzioni esaminate e per successiva verifica con metodi distruttivi su un numero limitato di campioni, successivamente ad un prelievo.

Al fine di un loro utilizzo per la verifica dell'edificio e quindi a fini progettuali, le prove illustrate, che sono locali e non distruttive, devono essere successivamente integrate con metodi di prova che analizzino il comportamento meccanico di porzioni più ampie di muratura, temi dei quali si tratta nelle parti successive di questa nota.

B) PROVE CON MARTINETTI PIATTI

Premessa

La caratterizzazione meccanica delle murature è un presupposto fondamentale per la valutazione della sicurezza di una struttura esistente ed i parametri ottenuti entrano come “dati di progetto” in tutti i modelli numerici, dal più semplice al più complesso, che il progettista intenda utilizzare per valutare gli attuali stati di sforzo e di deformazione presenti nell’edificio.

Nella parte iniziale dell’articolo si sono esaminate tecniche e strumenti che consentono la determinazione puntuale delle caratteristiche dei componenti della muratura, vale a dire la malta ed i mattoni, al fine di poterne dedurre, in modo indiretto, le caratteristiche del sistema composto, vale a dire della “muratura”. Tale operazione di composizione presenta sempre dei limiti e delle incertezze, soprattutto tenendo conto che le informazioni disponibili sono locali, anche se potenzialmente numerose e quindi statisticamente affidabili.

Le cosiddette “prove soniche” potrebbero rappresentare una interessante risposta alla caratterizzazione rapida e poco costosa di porzioni di muratura di volume consistente. La misura della velocità di penetrazione di un’onda di frequenza medio-bassa all’interno della parete, effettuata adottando una griglia sufficientemente estesa (alcuni metri quadrati) di punti di emissione e punti di ricezione dell’onda, consente di realizzare una “tomografia sonica” della parete che permette di ricavare informazioni preziose sulla densità media del materiale esaminato e sulla presenza di eventuali zone di densità bassa. Una correlazione statistica tra densità e resistenza del materiale consentirebbe una caratterizzazione della muratura ma i fattori di disturbo di questa prova indiretta sono particolarmente numerosi e pertanto questa tecnica di indagine ha usualmente più una utilità di confronto, rivolta alla definizione di “zone” di murature tra loro omogenee, che alla definizione assoluta della loro resistenza.

Questa seconda parte dell’articolo sulla caratterizzazione meccanica delle murature e delle strutture mediante prove di carico si occuperà di una prova diretta, invece che indiretta, che, sollecitando meccanicamente la muratura, interessa una zona di estensione geometrica non trascurabile ai fini della caratterizzazione media di una muratura.

Tale prova è disponibile da quasi trent’anni ed è chiamata “prova con martinetti piatti”. Essa consente la definizione in situ delle caratteristiche medie del materiale “muratura” e, riferendosi a campioni di maggiori dimensioni geometriche, appare più affidabile, anche se più complessa e, sfortunatamente più costosa, delle prove puntuali di tipo penetrometrico.

In occasione del restauro del Palazzo della Ragione di Milano (1979) l’ingegner P.P.Rossi dell’ISMES ed il sottoscritto hanno proposto e messo a punto una tecnica di prova diretta, in situ, di tipo *poco distruttivo*, basata sull’impiego di speciali martinetti piatti, che consente la caratterizzazione meccanica di una porzione rappresentativa di muratura e che specializzava al caso delle murature un metodo già in parte utilizzato nel campo della meccanica delle rocce. La tecnica, ormai diffusa in tutto il mondo e normata da ASTM e da RILEM, è stata

ampiamente sviluppata e migliorata tanto da essere divenuta estremamente affidabile e, in alcuni casi, addirittura insostituibile.

Relativamente al progetto di consolidamento del Palazzo della Ragione di Milano, i risultati ottenuti con martinetto piatto hanno consentito di ottenere informazioni quantitative sullo stato tensionale di una quindicina di punti ubicati in varie posizioni del palazzo. Ciò ha permesso di calibrare un modello agli elementi finiti, contenente le principali fessure, che ha consentito di individuare, aritroso, il più probabile cedimento delle fondazioni e, di conseguenza, il coefficiente di sicurezza puntuale su tutte le pareti. La conclusione ottenuta è stata la possibilità di escludere interventi drastici sulle murature limitandosi a locali interventi di iniezione e di cucitura, senza necessità di intervenire sulle fondazioni.

Nei paragrafi seguenti vengono descritte le modalità della prova, le potenzialità ed i limiti, oltre ad alcuni prevedibili sviluppi ed applicazioni.

Non è superfluo osservare che anche questa prova ha carattere locale e quindi i suoi risultati sono significativi se e solo se la zona scelta è rappresentativa dello stato tensionale medio della parete e del materiale costituente. Gravi anomalie geometriche o di carico presenti in prossimità alle zone esaminate (aperture, cambi di spessore, elementi spingenti, appoggi di travi) modificano sensibilmente i risultati. Altrettanto si può dire per il materiale le cui caratteristiche medie, sia in termini di resistenza che di deformabilità, sono influenzate dalla presenza di eterogeneità locali.

Dettagli operativi delle Prove con Martinetti Piatti

Tra le varie prove in situ oggi disponibili, quella con i martinetti piatti è particolarmente interessante perché consente di fornire informazioni attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche di una struttura in termini di deformabilità, stato di sforzo e resistenza.

La prova si può definire “quasi non distruttiva” e si articola in due fasi distinte:

- a) FASE 1: misura dello stato di sollecitazione;
- b) FASE 2: determinazione delle caratteristiche di deformabilità e della tensione di collasso per compressione.

L'indagine con il **martinetto piatto singolo** consiste nell'eseguire un taglio in una parete per poi applicare sulle superfici del taglio una pressione nota che porti al ripristino delle condizioni iniziali del corpo. L'esecuzione di un taglio piano in direzione normale alla superficie di un elemento provoca una richiusura dei lembi della fessura. Introducendo un martinetto piano all'interno della fessura (ossia introducendo una tasca metallica molto sottile nella quale si può iniettare olio a pressione nota) è possibile riportare i lembi della fenditura nelle condizioni iniziali.

Dalla forza esercitata del martinetto per ripristinare la situazione iniziale è possibile individuare lo stato tensionale originariamente presente nella muratura (in situ stress). Si tratta in definitiva di una applicazione del metodo di “liberazione delle tensioni” già noto in altri settori di ricerca.

La metodologia prevede anzitutto l'esecuzione del taglio e la misura della

convergenza della fessura, la cui entità viene rilevata attraverso misure di spostamento relativo fra due o più punti situati in posizione simmetrica rispetto allo stesso taglio, tramite un trasduttore di spostamento. Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio, esso viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidezza del martinetto.

La tensione in situ vale pertanto:

$$\sigma = P \cdot K_t \cdot K_m \quad (1)$$

Dove:

P = Pressione del martinetto per la quale si recupera lo stato di sollecitazione antecedente il taglio;

σ = Valore di sforzo calcolato;

K_m = Costante adimensionale data dal rapporto tra area del martinetto ed area del taglio (<1);

K_t = costante adimensionale che dipende dalla geometria e dalla rigidezza del martinetto. Viene usualmente riportata sul certificato di taratura del martinetto stesso (<1);



Figura 10: Taglio, installazione del martinetto e lettura della convergenza a cavallo del taglio

L'indagine con **doppio martinetto piatto** si basa sul fatto di eseguire due tagli paralleli nella muratura a debita distanza, indicativamente da 40 a 80 cm, a seconda della muratura, all'interno dei quali posizionare due martinetti piatti. Mandando contemporaneamente in pressione i due martinetti si provoca uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra i due martinetti, riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelli di un test uniassiale convenzionale.

La misura degli spostamenti va effettuata con comparatori collocati nella zona compresa tra i due martinetti. La prova può proseguire fino al raggiungimento di pressioni molto superiori a quelle iniziali, in modo da ottenere

indicazioni sulle caratteristiche di resistenza a collasso della muratura.

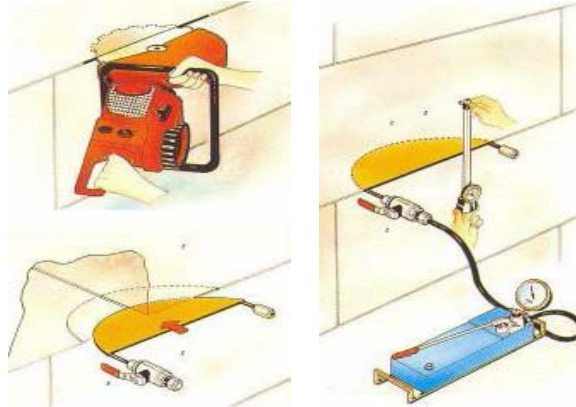


Figura 11: Apparecchiatura per la prova di martinetto semplice

Il rapporto tra la tensione limite così determinate e il valore della tensione d'esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, fornisce un coefficiente di sicurezza relativo al maschio murario in esame.

Le prove con martinetti talora comportano la perdita dello strumento, anche se nella maggior parte dei casi il recupero è possibile.

Nel caso di installazione fissa, il martinetto viene cementato nella fessura e servirà al rilevamento a medio e lungo termine delle misure di pressione nel punto di installazione, utili per una fase di monitoraggio della struttura.

Lo scopo della prova è quello di:

- Distinguere la fase essenzialmente elastica da quella caratterizzata da deformazioni irreversibili;
- Individuare il modulo elastico della muratura
- Individuare la tensione di prima fessurazione;
- Individuare la tensione di collasso del blocco murario.

Il valore della pressione effettivamente applicata alla muratura viene definito mediante la seguente formula:

$$\sigma = P \cdot K_m \cdot \left(\frac{A_m}{A_t} \right), \quad (2)$$

dove: P = Pressione erogata ai martinetti;

K_m = Valore medio dei 2 coefficienti di taratura dei martinetti;

A_m = Area del martinetto;

A_t = Valore medio delle 2 aree di taglio.

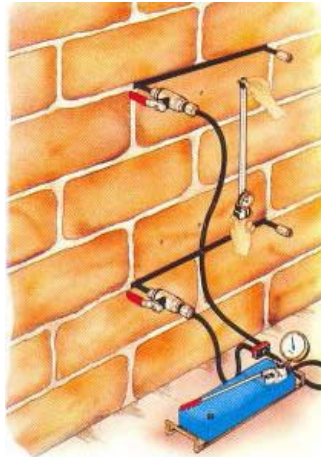


Figura 12: Apparecchiatura per la prova di martinetto doppio

Dal rapporto tra la tensione applicata e la deformazione misurata si ricava il valore del modulo elastico della muratura.

Per valutare la resistenza limite a compressione della muratura il carico viene aumentato fino all'apparire delle prime microfratture nei mattoni. La prova viene eseguita applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità via via crescente. Per questo tipo di prove è raccomandato l'utilizzo dei martinetti piatti aventi maggiori capacità di deformazione.

A causa dell'anisotropia del materiale e della presenza del confinamento laterale, per una corretta determinazione del modulo elastico verticale e del coefficiente di Poisson è necessario effettuare una analisi dei risultati che tenga conto della impedita deformabilità trasversale. Questo è possibile sia mediante prove sperimentali condotte in laboratorio, sia mediante il confronto con un modello numerico che simuli la situazione esaminata. In questo modello vengono fatti variare i parametri di deformabilità del materiale fino a trovare quelli che al meglio giustificano i risultati sperimentali. (si tratta di una tecnica di "back analysis")

Rispetto a quanto descritto, una semplice variante consiste nel praticare i due tagli orizzontali e successivamente anche due *tagli verticali*, in modo da delimitare un prisma quasi totalmente isolato dal contorno murario.

Il collegamento rimane presente, infatti, solo sulla faccia più nascosta, parallela alla superficie esterna. Questa variante elimina pressoché totalmente l'effetto del contenimento laterale e quindi fornisce risultati più facilmente interpretabili in quanto più prossimi a quelli ottenibili da prove monodimensionali. È evidente che questa modalità di prova danneggia maggiormente il paramento murario e pertanto usualmente non viene consentita dagli organi di tutela e controllo quando si operi su edifici monumentali.

Per determinare la resistenza a compressione della muratura, (informazione che è indispensabile per una corretta verifica di sicurezza della struttura esistente), è possibile incrementare le pressioni applicate fino all'apparire delle

prime fessure verticali nei mattoni.

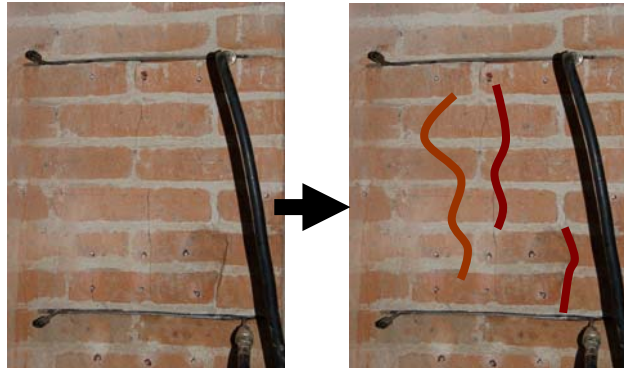


Figura 13: In prossimità del carico di collasso appaiono fessure con andamento verticale

Una estrapolazione della curva tensioni - deformazioni consente una buona approssimazione del valore di sigma limite. Anche in questo caso naturalmente è necessario apportare una correzione dovuta al *contenimento* esercitato dalla muratura adiacente la zona esaminata. Questa correzione risulta in pratica trascurabile nel caso si praticino i due tagli verticali.

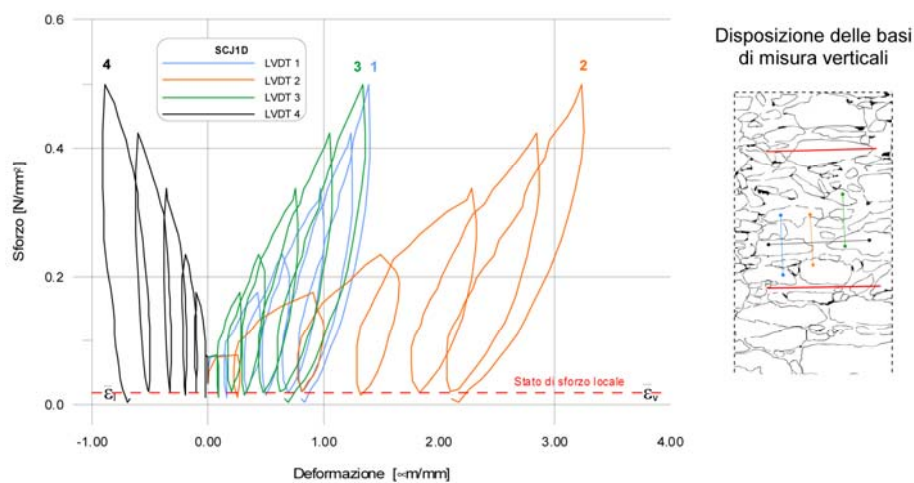


Figura 14: Diagramma sforzi-deformazioni nelle prove con martinetti doppi

E' possibile che la dimensione geometrica degli elementi di mattone o pietra che costituiscono la muratura del materiale induca problemi di "scala" nella prova. Infatti la dimensione dell'area investigata con la usuale tecnica del martinetto doppio è adeguata per murature regolari costituite da filari di mattoni e malta (tipologia di muratura per la quale la prova è stata introdotta) ma nel caso di murature in pietrame di grossa pezzatura è opportuno lavorare su prismi murari di dimensioni maggiori. Con tali finalità è stata ideata dall'autore una tecnica di indagine innovativa, attualmente oggetto di sperimentazione, che ha trovato una prima applicazione nella diagnostica della sede della Magnifica

Comunità di Val di Fiemme ed una seconda applicazione nello studio delle caratteristiche meccaniche delle murature di Laino Castello.

La prova ha come obiettivo la valutazione del carico ultimo a rottura di una muratura eterogenea, oltre che del modulo di elasticità, su una porzione di muratura di dimensione significativa di circa 1 mq. Si opera con l'adozione di 4 pistoni oleodinamici (2 da una parte e 2 dall'altra della parete), collegati mediante perni passanti attraverso la muratura.

La preparazione della prova, che risulta decisamente più laboriosa di quella con soli martinetti piatti, passa attraverso una prima esecuzione di 8 carotaggi al fine di permettere l'inghisaggio alla muratura delle barre in acciaio filettate. Successivamente viene posizionato su uno dei due paramenti un martinetto piatto. Si possono poi posizionare le basi di misura ed infine montare le piastre a forma di T, a cui collegare i martinetti.

Le basi estensimetriche installate al centro del prisma murario consentono la determinazione del diagramma sforzi -deformazioni, potendo disporre del valore

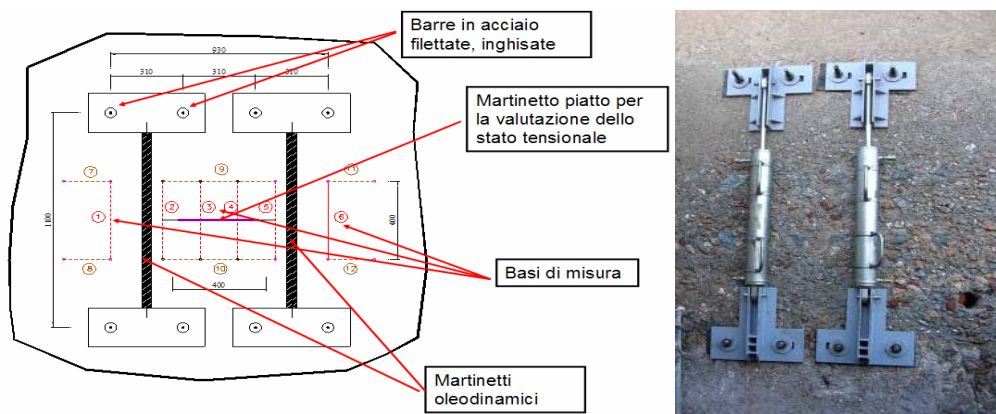


Figura 15: Prova con martinetti oleodinamici, geometria della prova

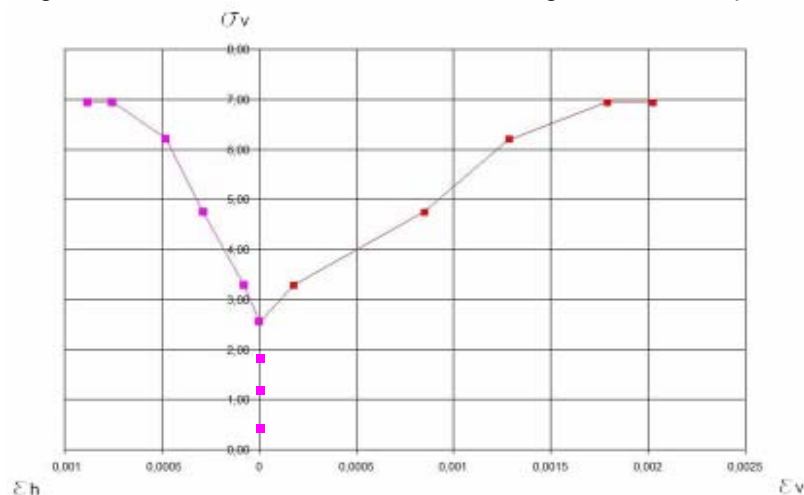


Figura 16: Diagramma Tensione verticale - Deformazione verticale ($\sigma_v - \epsilon_v$) e Tensione verticale - Deformazione orizzontale ($\sigma_v - \epsilon_h$)

delle tensioni verticali presenti nel “cuore” dell’area indagata, misurato attraverso un martinetto piatto appositamente alloggiato.

Tornando ai martinetti standard si presentano alcune osservazioni, frutto della ormai lunga esperienza acquisita dalle migliori società di servizi nel campo della diagnostica.

Criteri per l’esecuzione del taglio

Il taglio della muratura deve essere eseguito in maniera tale da non danneggiare le parti circostanti della muratura stessa e generalmente viene eseguito con particolari seghe (trancatrici eccentriche) a lama diamantata che producono una incisione leggermente superiore allo spessore del martinetto.

Nelle murature di mattoni il taglio per l’inserimento del martinetto viene solitamente (ma non sempre) eseguito in corrispondenza dei corsi di malta. Nelle murature in pietra di pezzatura eterogenea l’applicazione della tecnica è complicata dalla difficoltà di individuare giunti di malta regolari.

Il taglio a secco, ma anche il taglio con raffreddamento ad acqua della lama, comporta sempre inconvenienti per lo strato di malta. Infatti, in particolari murature, per effetto del riscaldamento localizzato si possono manifestare variazioni dimensionali, mentre l’acqua usata per il raffreddamento può causare dilavamenti.

L’orizzontalità del taglio praticato può essere assicurata montando le attrezzature di taglio su appositi telai rigidi di supporto.

Difficoltà di misurazione e interpretazione

L’attendibilità dell’intera procedura può essere compromessa da effetti di concentrazione di sforzi o da deformazioni non elastiche dopo il taglio, oppure dalla scelta di punti di prova a quote troppo alte dell’edificio, per le quali il limitato peso della muratura soprastante non può fornire un adeguato contrasto alla azione divaricante esercitata dal martinetto. Questa considerazione è particolarmente importante nella fase di prova con utilizzo di due martinetti.

I valori di spostamento misurati sulle basi di misura a cavallo del taglio, nella prima fase di prova, non sono uguali, ma tendono ad essere maggiori al centro. Ci sarà quindi una concentrazione di tensione più accentuata al bordo. Le misurazioni delle varie basi non daranno mai tutte lo stesso valore e raramente il ripristino della distanza originaria avviene contemporaneamente sulle basi al raggiungimento dello stesso valore di sollecitazione applicato dal martinetto. Ci si dovrà pertanto limitare ad un ripristino “in media” della geometria precedente. Questa circostanza è ancora più frequente quando, a causa della disomogeneità della muratura, si verificano variazioni irregolari del campo di tensione.

E’ opportuno rilevare la geometria della tessitura muraria nel momento in cui si effettua il taglio e successivamente quando si vanno a rilevare gli spostamenti. Per esempio in murature di pietre irregolari il taglio non deve essere effettuato nei giunti di malta ma va effettuato nel corso di pietra; questa scelta è giustificata dal fatto di limitare la disomogenea distribuzione di sforzi in

murature di questo tipo.

Riferimento normativo

In Italia non esiste normativa in merito all' utilizzo dei martinetti. Si fa riferimento alle norme americane ASTM C 1196 (1991) ed ASTM C 1197 (1991) e alle norme Rilem, per la corretta esecuzione della prova.

Aspetti tecnologici della prova

a) I martinetti

I primi martinetti avevano forme rettangolari e dimensioni 40x20x0,8 cm. Tali dimensioni consentivano di inserire agevolmente il martinetto all'interno di un giunto orizzontale di malta e di interessare una zona le cui dimensioni sono pari approssimativamente ad 1,5 volte la dimensione delle eterogeneità presenti nel mezzo (ossia le dimensioni medie dei mattoni o delle pietre).

Su elementi strutturali di dimensioni ridotte (quali archi, volte, colonne isolate) è possibile utilizzare martinetti più piccoli {12x12 e 12x24 cm),

Per murature in pietra e pareti in calcestruzzo sono stati proposti martinetti di forma semicircolare realizzati con una semplice sega rotante. Negli anni successivi hanno trovato larga diffusione martinetti estremamente sottili (4 mm) caratterizzati da una forma allungata, composta da un semicerchio prolungato con un rettangolo.

Martinetti ancora più allungati, in grado di fornire risultati anche in murature con mattoni o pietre di grandi dimensioni, si possono realizzare facilmente per settori affiancati, dopo aver praticato il taglio mediante una traslazione della troncatrice circolare.

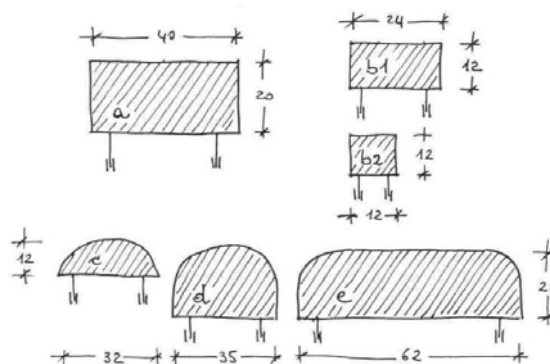


Figura 17: Dimensioni geometriche dei martinetti piatti più frequentemente adottati

b) L'apparecchiatura di taglio

La forma dei martinetti deve essere tale da consentire di riempire quanto più esattamente possibile l'area del taglio praticato nella muratura (al fine di avere un coefficiente K_m il più possibile prossimo ad 1).

Questa è una delle ragioni che ha portato alle maggiori modifiche della

forma dei martinetti.

- Per i martinetti *rettangolari* il taglio viene di norma realizzato nello spessore della malta tra due corsi di mattoni mediante una serie di fori paralleli eseguiti col trapano e successivamente raccordati con una fresa.

- Per i martinetti *semicircolari* (o a settore semicircolare) si utilizza una sega a disco diamantato.

- Per i martinetti a *semicerchio-allungato* si utilizza ancora una sega a disco diamantato di particolare concezione, dove il movimento del disco rotante viene impresso eccentricamente rispetto al centro del disco stesso.

Quest'ultimo tipo di martinetto, oggi il più diffuso, presenta una superficie di contatto molto più ampia di quelli semicircolari.

Un sensibile miglioramento nella precisione del taglio (e quindi nella facilità di inserimento del martinetto, e nel ridotto spessore dell'incisione) si è ottenuto recentemente montando la sega circolare su un sostegno a colonna dotato di un dispositivo per l'avanzamento a velocità regolabile.

Riguardo all'ubicazione del taglio, le prime esperienze sono state condotte con *tagli praticati nella malta* tra mattone e mattone, in quanto, al termine della prova, la malta poteva essere più facilmente risarcita mediante miscele debolmente espansive introdotte nella fessura. Attualmente, ove possibile, la tendenza è piuttosto di praticare il taglio *in corrispondenza dei mattoni* in quanto il taglio risulta molto più netto e minore è il pericolo di movimento dei mattoni superiori, causato dal rotolamento dagli inerti di maggiore pezzatura presenti nella malta.

c) La strumentazione e la disposizione delle basi estensimetriche

In entrambe le fasi della prova (ossia la individuazione della tensione in sito e la ricerca dei moduli elastici), le deformazioni vengono misurate mediante comparatori centesimali fissi o rimovibili (di lunghezza nota), che individuano le variazioni di distanza tra piastrine metalliche ("basi") incollate o comunque ancorate alla muratura. Risultati più rapidi ed affidabili si ottengono utilizzando trasduttori di spostamento collegati in continuo ad una apparecchiatura di registrazione automatica. Alla stessa centralina vengono collegati anche i trasduttori che rilevano la pressione dell'olio nella pompa e nei martinetti. È possibile così ottenere, in tempo reale, i grafici tensione-deformazione-tempo che facilitano l'interpretazione delle prove. Riguardo alle posizioni delle basi per gli estensimetri risulta certamente consigliabile disporle a metà circa di un mattone in modo da essere meno influenzati da disturbi locali.

Per la *prima fase della prova*, ossia la determinazione della tensione in sito, vengono adottate abitualmente almeno tre basi estensimetriche *"a cavallo"* del taglio. In questo modo si ottiene una misura diretta della convergenza tra i due bordi del taglio, e la misura del suo annullamento, quando venga imposta nuovamente la tensione in sito. È stata proposta recentemente una diversa disposizione delle basi di misura che prevede 3 comparatori ubicati al di sopra e 3 al di sotto del taglio.

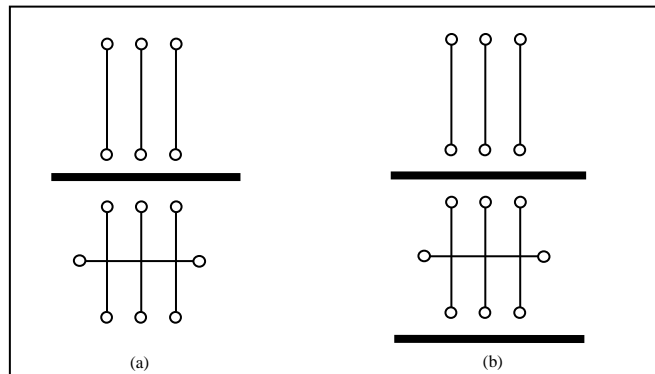


Figura 18: Disposizione delle basi di misura per prove con martinetto semplice e doppio

Se le basi estensimetriche sono abbastanza lunghe (50 - 60 cm per martinetti di dimensione 30 - 40 cm), il punto più distante dal taglio praticamente non si sposta ed è possibile ottenere gli stessi dati di convergenza per differenza tra gli spostamenti superiori e quelli inferiori. Questa disposizione, va sottolineato, ha un grosso vantaggio rispetto a quella tradizionalmente usata. Separando infatti le informazioni relative alle due zone (superiore ed inferiore) è possibile:

- 1) effettuare il taglio della muratura *in presenza dei comparatori*
- 2) *interpretare separatamente* i risultati della zona superiore (che risulta soggetta ad una debole trazione al termine del taglio) e quelli della zona inferiore (sempre compressa).

Il punto (1) consente di ottenere informazioni sulla convergenza del taglio a *varie profondità* del taglio stesso. Torneremo su questo punto più avanti per vedere come è possibile ottenerne informazioni relative *al gradiente delle tensioni* lungo lo spessore della muratura.

Il punto (2) consente, almeno in parte, di depurare i risultati dagli effetti di non linearità introdotti sia *da rotture localizzate* in prossimità dei bordi del taglio (conseguenti agli elevati gradienti di tensione che si vengono a creare), sia *dallo stato di debole trazione* che si manifesta al di sopra del taglio (e che, in murature molto povere, può dare luogo a movimenti irreversibili di un mattone rispetto all'altro). Gli spostamenti assoluti misurati nella zona inferiore infatti, benché più modesti come entità, sono meno influenzati dal comportamento non lineare del materiale, e consentono, ad esempio, una valutazione approssimata del modulo elastico verticale anche utilizzando un solo martinetto.

Per la *seconda fase della prova*, dove si utilizzano i due martinetti piatti, è opportuno sistemare almeno tre basi estensimetriche verticali ed almeno una orizzontale. Risulta di scarsa rilevanza disporre ulteriori basi esternamente alla zona compresa tra i due martinetti a meno di voler tenere conto dell'influenza di eventuali anomalie (zone molto più rigide o molto più deformabili) presenti attorno alla zona esaminata. Queste anomalie, agendo come condizioni al contorno non-standard, potrebbero infatti influenzare pesantemente i risultati.

d) Valutazione della resistenza a taglio

È possibile ottenere ulteriori informazioni sottoponendo contemporaneamente la muratura ad una tensione tangenziale e ad una compressione verticale. I dati ottenuti sono particolarmente significativi nel caso di verifiche relative a strutture in zona sismica.

La prova prevede l'utilizzo di un martinetto idraulico di ridotte dimensioni in grado di esercitare spinte orizzontali su una parte del prisma soggetto a compressione. Estratto un mattone (in una zona laterale rispetto al prisma soggetto a compressione) si posiziona nel vano risultante un martinetto a pistone di ridotte dimensioni. Quest'ultimo agisce contro il mattone adiacente (già soggetto a compressione) inducendo una sollecitazione tangenziale nella malta di allettamento. Notiamo che il mattone prescelto deve essere preventivamente isolato rimuovendo la malta dei giunti verticali, sia dietro che lateralmente. Mantenendo costante, a diversi livelli, la tensione verticale di compressione, viene incrementata la forza laterale in modo da ottenere una tensione tangenziale nella malta e quindi uno scorrimento del mattone.

La tensione tangenziale viene valutata come $T = T/2A$ dove T è la forza applicata ed A è l'area del mattone.

È possibile pertanto determinare il valore dell'angolo di attrito interno e il valore della coesione della malta, riferiti alla resistenza a taglio, ottenendo relazioni del tipo:

$$t = c + s \operatorname{tg}(\Phi) \quad (3)$$

Questa relazione può essere ottenuta sia per valori di "picco" che per valori "residui" della tensione tangenziale, vale a dire prima e dopo l'inizio dello scorrimento.

Nei casi in cui sia possibile, risulta molto più rapido adottare uno o più martinetti piatti, inseriti nei due tagli verticali, anche per esercitare la spinta laterale. Questa modalità di prova, proposta recentemente dallo scrivente, è stata sperimentata nel borgo-cantiere di Laino Castello.

La prova consiste nell'isolare completamente una porzione di muratura, di dimensione circa 40x80cm, e di applicare poi dei sistemi di forza sia verticali che orizzontali mediante 6 martinetti piatti (2 orizzontali e 4 verticali). L'obiettivo è quello di valutare, al variare della tensione verticale, la resistenza a taglio della muratura.

In particolare, una volta effettuati i 2 tagli orizzontali nella muratura, inseriti i martinetti piatti e posizionate le basi di misura, si procede mantenendo costanti il valori della tensione verticale (nei martinetti 1-2) e applicando una azione tangenziale attraverso l'azione di una delle due coppie di martinetti verticali (3-4 oppure 5-6). Al generico ciclo, fissata la tensione verticale, una delle due coppie verticali di martinetti laterali viene rimossa, l'altra invece viene utilizzata per incrementare la tensione tangenziale. Alla fine del ciclo generico, quando cioè la muratura ha superato la resistenza di picco, si incrementa la tensione verticale e si inserisce la seconda coppia di martinetti verticali, assenti nel ciclo precedente. In sostanza al crescere della sollecitazione verticale si alterna la direzione di spinta orizzontale e si valuta l'incremento di resistenza a taglio.

La tensione verticale viene controllata con una pompa collegata alla coppia di martinetti 1e2.

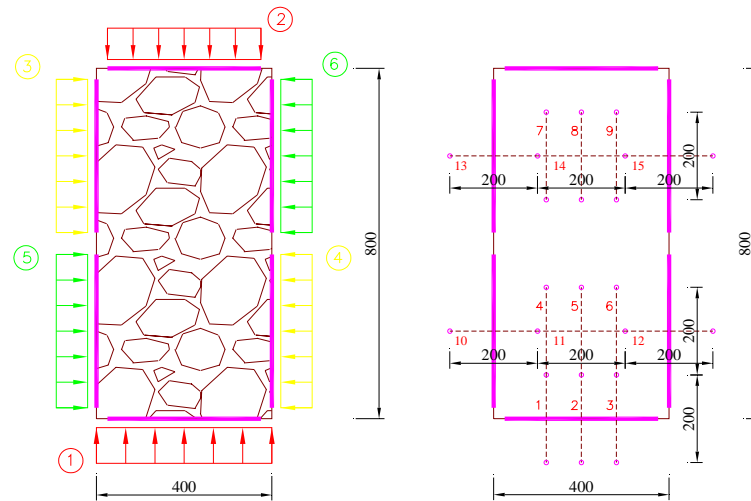


Figura 19: Prova con 6 martinetti piatti, geometria



Figura 20: Prova a taglio con 6 martinetti piatti

La tensione tangenziale viene incrementata attraverso un'altra pompa collegata, alternativamente, alla coppia di martinetti verticali (3-4 oppure 5-6). Le deformazioni vengono valutate attraverso letture sistematiche delle basi deformometriche con giacitura orizzontale, posizionate all'inizio della prova.

Nella figura seguente sono riportati i grafici della tensione tangenziale residua al variare dello spostamento orizzontale ed è possibile verificare come al variare della tensione verticale applicata dai martinetti 1 e 2 si ottenga un aumento della resistenza a taglio con una variazione sostanzialmente lineare.

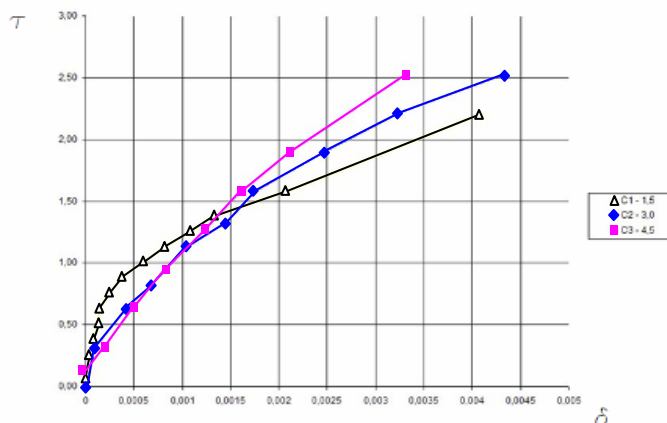


Figura 21: Prova a taglio con martinetti piatti, diagramma t-d

Ritornando alle classiche fasi 1 e fase 2 della prova, una campagna sperimentale a scala 1:1 condotte negli anno '90 presso i laboratori dell'ISMES consente di affermare che la misura dello stato di sollecitazione, su muratura in mattoni pieni con carico uniformemente distribuito, presenta differenze medie tra i valori applicati (e quindi noti) e quelli misurati mediante martinetti piatt, *non superiori ai 5%*, per prove correttamente condotte. Il risultato è stato ottenuto sia con martinetti 40x20 cm che con martinetti più piccoli (12x24 cm), dando risultati analoghi. Per martinetti di tipo semicircolare si ha una percentuale di errore inferiore al 20%.

Riguardo *all'effetto del contenimento* della muratura circostante nella determinazione del modulo elastico e poi del carico a rottura utilizzando due martinetti, ulteriori prove condotte dall'ISMES confermano che il modulo elastico ottenuto mediante martinetti piatt risulta molto prossimo a quello ottenuto con prove di compressione monoassiale di tipo convenzionale, il che evidenzia la scarsa influenza del contenimento laterale. Le differenze riscontrate sono risultate contenute entro 8% per martinetti di dimensioni 20x40, mentre per martinetti di dimensioni più ridotte (24x12 cm) l'errore è stato notevole, raggiungendo anche percentuali dell'80% nella sovrastime della rigidità del materiale. Per martinetti semicircolari la norma ASTM cita errori possibili dell'ordine del 24%.

Prove condotte fino a rottura evidenziano sovrastime pari al 10-15% nella determinazione della resistenza limite a compressione, anche per i martinetti di maggiori dimensioni, Differenze molto minori, anche se mancano conforti sperimentali, dovrebbero rilevarsi in prove dove si siano praticati anche i due tagli verticali.

Va ricordato che la pressione nel martinetto è distribuita in modo uniforme sulla muratura e quindi la tensione che si determina in sito ha valore di *tensione media*. Nel caso fosse presente una pressoflessione all'interno della parete esiste il rischio di una sovra o sotto-valutazione della tensione locale. Una soluzione, costosa ma praticabile, consiste nell'eseguire la prova prima su un lato e poi sull'altro lato della muratura determinando così la tensione media in

prossimità delle due superfici libere. Una interpolazione dei risultati consente poi di determinare l'andamento trapezoidale del diagramma delle tensioni all'interno della muratura.

Un promettente, alternativo, modo di operare deriva da alcune simulazioni numeriche, sviluppate dall'autore, con un modello 3D agli elementi finiti, in cui si evidenzia l'incremento di convergenza della fessura all'approfondirsi del taglio nella parete.

Il modello numerico ha simulato un prisma di dimensioni 180x130x50 cm in cui viene praticato un taglio di dimensioni 27x37 per la successiva introduzione di un martinetto standard.

Le tre curve illustrate in figura si riferiscono a diverse eccentricità del carico agente sulla parete ed in particolare, rispettivamente, (a) ad eccentricità verso il lato del taglio pari ad 1/6 dello spessore della parete, (b) a un carico centrato, e (c) ad un carico con eccentricità verso il lato opposto al taglio, pari ad 1/6 dello spessore.

La risultante del carico applicato viene mantenuta costante nei tre casi esaminati. Le curve sono state adimensionalizzate sia rispetto al valore massimo della convergenza sia rispetto alla profondità massima del taglio.

Pur nella semplicità del modello adottato è possibile notare che le curve (a,b) presentano una *concavità opposta* alla curva (c). In pratica, mentre nei casi (a-b) la tensione misurata dal martinetto è il valore massimo della tensione riscontrabile lungo lo spessore della parete, e quindi in termini di valutazione della sicurezza non è necessario proseguire nella ricerca, nel caso (c) il valore medio di tensione che si otterrà con la prova di martinetto piatto semplice è solo *una stima per difetto* della tensione massima in quella zona della muratura e quindi è opportuno eseguire una prova ulteriore sul lato opposto.

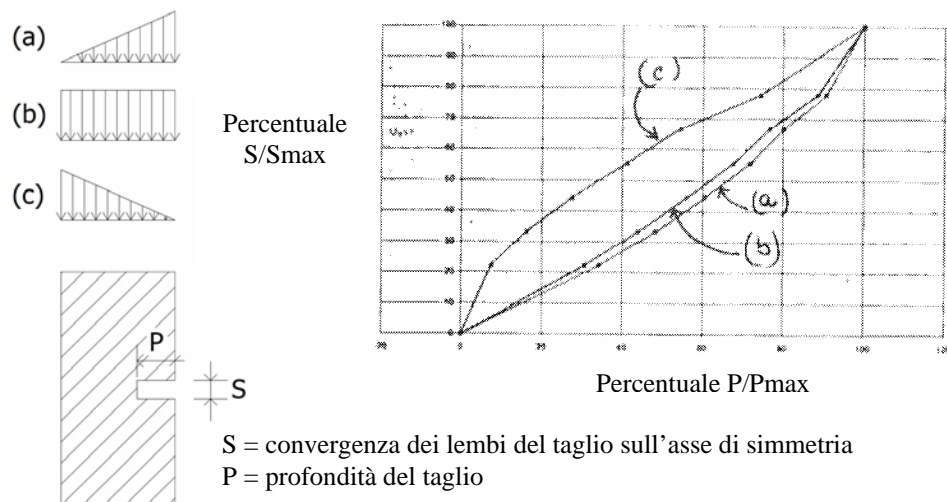


Figura 22: Convergenza della fessura al variare della profondità del taglio

Martinetti piatti: considerazioni conclusive, sviluppi e potenzialità

La tecnica di prova con martinetti piatti è relativamente recente e ancora oggetto di ricerca e di sviluppo.

La qualità ed affidabilità della prova è certamente aumentata con l'adozione di lame molto sottili e di martinetti sottili e poco rigidi.

L'uso di una strumentazione per l'acquisizione automatica dei dati in tempo reale ha fornito non solo la possibilità di ottenere un numero di dati rilevante, ma anche la possibilità di ripetere cicli di carico in tempi brevi, limitando le incertezze (difficilmente interpretabili) legate ai fenomeni di viscosità del materiale che si manifestano in prove di durata più lunga.

A giudizio dello scrivente è opportuno rendere ancora più ricche le informazioni ottenibili dalla *prima fase di prova*, quella dove si usa un solo martinetto, A questo proposito l'uso di comparatori *esterni* rispetto al taglio (e non a cavallo", come prevede la disposizione usuale) offre delle interessanti possibilità.

L'uso di comparatori disposti esternamente consente di eseguire il taglio e contemporaneamente misurare la "convergenza" del taglio alle varie profondità. In pratica si stanno eseguendo, durante la fase del taglio (che è unica e irripetibile !), *varie prove di carico a geometria variabile*.

La strada sembra promettente perché già durante la prima fase delle prove ci si può rendere conto della *eventuale presenza di eccentricità* e quindi valutare l'opportunità, (sia in termini di accuratezza diagnostica che in termini economici), di ripetere la prova sull'altro lato della muratura in modo da verificare quanto intuito riguardo al gradiente delle tensioni.

Riguardo alla seconda fase della prova, dove vengono disposti due martinetti tra loro paralleli, è da meglio verificare la stima del *confinamento* esercitato dalla muratura circostante il prisma. Risulta necessaria una campagna di prove comparate per valutare questo effetto in funzione di diversi parametri, prevalentemente geometrici, quali:

- la forma dei tagli
- la distanza tra i due tagli paralleli
- lo spessore del muro e le dimensioni medie dei mattoni
- la presenza o meno dei due tagli verticali.

L'adozione dei due tagli verticali (ove possibile) ridurrebbe notevolmente le difficoltà di interpretazione, isolando maggiormente il prisma sotto prova.

Questo accorgimento, come già illustrato, rende possibile inserire martinetti piatti anche in queste fessure verticali e (adottando due pompe idrauliche, una per i martinetti orizzontali ed una per quelli verticali) è possibile sottoporre la muratura a *stati tensionali bidirezionali*, determinando così alcuni punti del dominio di rottura in termini di tensioni principali. Questa informazione è, palesemente, molto utile in murature di edifici in zona sismica.

Resta da sottolineare un aspetto cruciale legato alla significatività della prova, che dipende in modo cospicuo dalla posizione scelta sull'edificio per effettuare la prova. E' opportuna una collaborazione stretta tra il tecnico incaricato di eseguire le prove ed il professionista che dovrà poi interpretarle e che dovrà

prendere decisioni in merito agli interventi da adottare o meno sull'edificio. La localizzazione va definita scegliendo porzioni rappresentative di muratura, sia per quanto riguarda la loro natura materiale, sia per quanto riguarda lo stato di tensione, sia, da ultimo, per l'assenza di singolarità geometriche difficili da tenere in conto (aperture, vani, cambiamenti di geometria in zone vicine).

A parte queste ovvie cautele, la prova costituisce un supporto estremamente prezioso per la valutazione della risposta strutturale di un edificio, sia per conoscerne lo stato attuale sia per prevederne le potenzialità in caso di nuove condizioni di utilizzo.

Dopo quasi trent'anni dalla sua introduzione ritengo giunto il tempo per la definizione di un nuovo standard cui riferirsi che costituirebbe garanzia nei confronti di procedure poco affidabili e poco sperimentate, le quali spesso sono fonte di nuovi problemi, invece che di aiuto, per il progettista che è chiamato a dare una interpretazione dei dati e a farne uso nel suo processo decisionale.

C) PROVE STATICHE E PROVE DINAMICHE

Premessa

La valutazione della sicurezza e dello stato di conservazione delle strutture in muratura si presenta sempre più spesso nella pratica professionale dell'ingegnere 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 sia alla messa a punto degli strumenti necessari alla determinazione del livello di danno dei materiali e delle patologie della struttura, sia 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 rigidità, 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 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 ragionati, le grandezze in gioco, ossia controllando a posteriori la differenza tra le risposte, utilizzando tecniche di minimizzazione automatica della funzione errore.

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.

C1) PROVE STATICHE SU SOLAI

La prova consiste nell'assogettare uno o più campi di solaio ad un carico predeterminato, mediante pistoni idraulici o mediante materassi ad acqua caricati progressivamente, per verificarne il comportamento elastico e l'entità degli spostamenti sotto carico.

Il carico di prova viene preventivamente calcolato con formule desumibili dalla letteratura tecnica e sottoposto a verifica durante l'esecuzione, in funzione del reale comportamento sotto carico crescente, valutato sia al di sotto della fascia caricata che delle fasce contigue; si tiene conto in tal modo della collaborazione tra le varie parti della struttura.

Le deformazioni prodotte dal carico imposto vengono usulamente registrate in tempo reale: i segnali provenienti da trasduttori di spostamento posti alla base di aste telescopiche vengono registrati da un acquisitore dati, trasformati in segnali digitali e trasferiti alla memoria di un PC, rendendone quindi possibile qualsiasi trattamento successivo sia dal punto di vista grafico ed interpretativo.

Il carico statico viene applicato usualmente con un materasso o con vasconi pieni d'acqua a simulazione delle azioni di esercizio, mediante un carico uniformemente distribuito. In carico raggiungibile non supera usualmente i 750 - 1000 daN/mq.

In alternativa la prova viene condotta con l'ausilio di pistoni idraulici in grado di applicare carichi concentrati equivalenti ai carichi distribuiti

Per ciascun incremento di carico la lettura degli spostamenti viene eseguita mediante aste telescopiche dotate di trasduttore rettilineo di posizione, usualmente di tipo potenziometrico, collegato a una centralina di acquisizione. Salvo il raggiungimento del carico equivalente di progetto o di una freccia pari a quella massima prevista dal progetto, la determinazione del carico limite applicabile viene effettuata sulla base di 3 parametri: linearità, ripetibilità e permanenza.

- Linearità = 85%, intendendo per linearità il rapporto percentuale tra le tangenti alla curva di isteresi passanti per i punti corrispondenti all'ultimo e al primo carico;
- Ripetibilità = 95%, intendendo per ripetibilità il rapporto percentuale tra i valori della freccia di due cicli consecutivi, a parità di carico;
- Permanenza = 5%, intendendo per permanenza il rapporto percentuale tra la freccia residua e la freccia massima, per ogni ciclo di carico.

DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

La rilevazione degli spostamenti viene effettuata con attrezzatura costituita da:

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni;
- trasduttori di spostamento di tipo LVDT
- cella di carico bidirezionale
- software di elaborazione

I trasduttori di spostamento sono portati a contatto dell'intradosso del solaio attraverso apposite aste telescopiche. La catena di misura, sensore - cavo - unità, deve comportare un errore massimo non superiore a + 1 %. I sensori impiegati hanno usualmente le seguenti caratteristiche:

- escursione 10-20 mm;
- sensibilità 0,002 mm;
- linearità 99,6%.



Figura 23: Trasduttore di spostamento

La cella di carico è uno strumento a funzionamento estensimetrico che consente di rilevare il valore della forza applicata.

La cella è installata direttamente sul martinetto utilizzato per l'applicazione del carico.

La catena di misura, strumento - cavo - unità, deve comportare un errore massimo pari a $\pm 1,5$ %.

La cella di carico ha usualmente le seguenti caratteristiche:

- escursione ± 250 kN;
- sensibilità 0,10 kN;
- linearità 99,4%.

Le caratteristiche dei pistoni oleodinamici usualmente adottati sono:

Sezione	stelo mm	corsa mm	altezza mm	peso kN
78.50	32	700	1025	0.42



Figura 24: Trasduttore di spostamento



Figura 25: applicazione del carico con pistone oleodinamico



Figura 26: basi per la distribuzione del carico sui solai



Figura 27: rilevatori di spostamento telescopici

METODOLOGIA DELLA PROVA DI CARICO

Le prove di carico di verifica hanno lo scopo di valutare la corrispondenza del comportamento sperimentale con quello teorico.

Il metodo di carico consiste nel posizionare sulla struttura in esame una o più forze concentrate F_{eq} , considerando un'impronta di carico di uno o più metri, e di rilevare in tempo reale gli spostamenti generati.

La forza equivalente F_{eq} è definita come :

forza applicata su una linea di un metro, in corrispondenza della mezzeria di un solaio, trasversalmente alle nervature, capace di indurre lo stesso momento massimo prodotto da un carico uniformemente distribuito q .

Per calcolare le F_{eq} partendo dal carico distribuito di prova q , si utilizza la formula:

$$F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L \quad (4)$$

dove:

C_v = coefficiente di vincolo; deriva dall'eguaglianza tra il momento dovuto al carico concentrato e distribuito;

b = fascia trasversale di solaio collaborante [m];

q = carico uniformemente distribuito di prova [daN/m²]; L = luce del solaio [m].

Nel caso di forze concentrate su più linee (ai terzi, ai quarti luce ecc..), la F_{eq} è intesa come la forza somma di tutte le forze applicate.

Il procedimento di calcolo del coefficiente C_v deriva dall'ipotesi di vincolo adottata. Per semplicità si ipotizzano vincoli eguali da entrambi i lati, mentre nell'eventualità di vincoli differenziati si adotterà la media dei valori ipotizzati.

Nella prova sperimentale durante il carico delle strutture oltre alla frecce e al carico sono costantemente tenuti sotto controllo tre ulteriori parametri: Linearità, Ripetibilità, Permanenza.

Nel caso illustrato nelle foto seguenti la prova è stata eseguita su una delle travi che costituisce la copertura dell'annesso di una villa storica.

Il carico è applicato con il metodo a "tiro" utilizzando cioè un pistone sistemato in mezzzeria della trave, agente mediante catene ed ancorato a terra tramite tasselli meccanici.



Figura 28: Sistema di tiro completo



Figura 29: Trasduttore di mezzeria e sistema d'ancoraggio



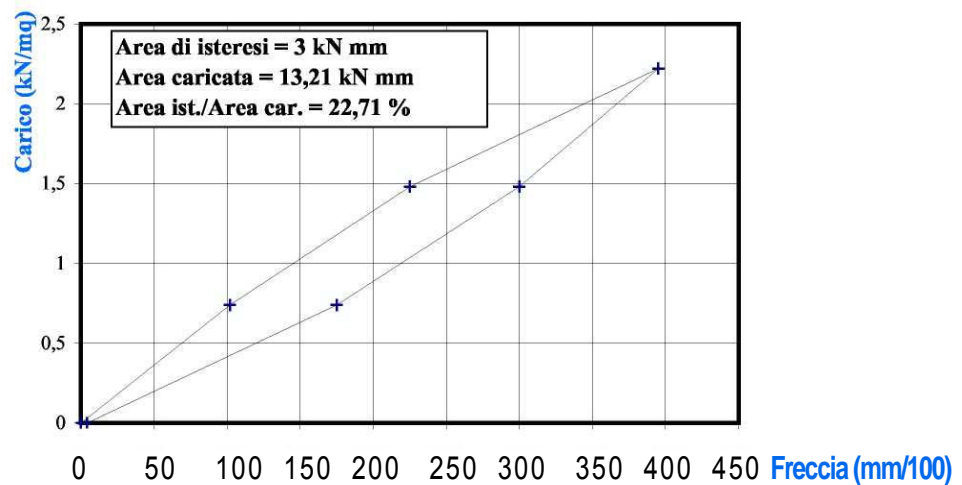
Figura 30: Trasduttore all'appoggio

La struttura è stata sollecitata a diversi cicli di carico e scarico fino ad arrivare al carico massimo con il conseguimento dei seguenti valori:

Forza unitaria kN	Carico kN/mq	Ch. 1 (mm)	Ch. 7 (mm)	Cedimento depurato	Linearità (%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
2,00	0,74	0,03	1,05	1,02	
4,00	1,48	0,07	2,32	2,25	90,67
6,00	2,22	0,13	4,08	3,95	77,47
4,00	1,48	0,11	3,11	3,00	
2,00	0,74	0,07	1,82	1,75	
0,00	0,00	0,02	0,06	0,04	

Residuo %	15,38	1,47	1,01
Ripetibilità %			96,93

**CURVA DI ISTERESI PER CARICO DISTRIBUITO
PROVA N° 2719 (trasduttore di mezzeria depurato)**



Una interessante descrizione delle diverse metodologie di prova sui solai, delle caratteristiche e dei rispettivi limiti è contenuta nel testo “Prove in sito” di Settimo Martinello, edito da 4EMME Service SpA, nel 2005. a cui si rimanda.

Tra i vari risultati ottenibili, la prova consente, con buona approssimazione, di individuare il tipo di vincolo alla estremità, mediante lo studio della deformata ed in modo particolare della variazione delle curvature. Ciò consente di verificare la presenza di vincoli di semplice appoggio oppure di perfetto incastro, o, caso più probabile, di semi-incastro. Tale informazione consente una migliore individuazione dello stato tensionale della trave e, dunque, una valutazione accurata del suo coefficiente di sicurezza nei confronti dei carichi applicati.

Va sottolineata l'importanza della prova statica sugli orizzontamenti che, in molti casi, ha consentito di evitare demolizioni indebite di solai, per lo più in legno, giudicati “inaffidabili” per il solo fatto di essere antichi e talora fortemente deformati per viscosità (e non certo per una prossimità al carico di collasso).

Le prove condotte su orizzontamenti costituiti da sistemi di volte in muratura sono altrettanto utili ma usualmente più complessi da interpretare perché l'ordine di grandezza degli spostamenti è molto ridotto.

Il rischio di collasso fragile va tenuto sempre presente e richiede l'adozione di puntellazioni di sicurezza, inserite sotto alla volta, ad una certa distanza dall'intradosso per consentire le deformazioni.

C2) PROVE DINAMICHE SU SOLAI

L'indagine consente di valutare il rapporto tra le rigidezze dei solai aventi la stessa tipologia di struttura portante e grado di vincolo simile.

L'obiettivo è quello di classificare i solai di un intero edificio in gruppi omogenei dal punto di vista della rigidezza flessionale. Una volta identificati i solai rappresentativi di tali gruppi omogenei, si potrà procedere su di essi ad una prova di carico statica, i cui risultati potranno essere estesi ai solai del gruppo. Per ogni solaio si prevede:

- generazione di un'oscillazione mediante percussione a massa battente di impulso;
- rilievo delle vibrazioni smorzate attraverso un accelerometro triassiale posto sul solaio;
- elaborazione dei dati con interpretazione mediante la teoria dell'elasticità: analisi in frequenza dei segnali accelerometrici in trasformata di Fourier e individuazione della frequenza del primo modo di vibrare;
- analisi numerica del comportamento dinamico del solaio con stima del fattore $f^2 L^4 = k EJ$ essendo f la prima frequenza libera, L la luce, E il modulo elastico, J il momento d'inerzia e k una costante di proporzionalità.

Eseguito il rilievo su tutti i solai, è possibile ordinarli in base alla rigidità flessionale e suddividerli in gruppi omogenei.

Conoscendo in modo dettagliato i pesi, la geometria e le caratteristiche dei materiali, la prova di identificazione dinamica consente di acquisire informazioni in merito alla rigidità, al modulo elastico e al grado di vincolo della struttura da analizzare.

Attraverso acquisizioni dinamiche, eseguite con accelerometri triassiali collocati in posizione opportuna sui solai, si determina tramite la trasformata di Fourier lo spettro di risposta in frequenza. Da quest'ultimo si ricavano i valori sperimentali delle frequenze dei primi modi di vibrare.

Successivamente, viene creato un modello numerico agli elementi finiti, simulando il comportamento strutturale e studiandone la risposta nei confronti di una eccitazione dinamica.

Il confronto tra l'analisi teorica e quella sperimentale consente di affinare il modello numerico, fino alla sua ottimizzazione, ossia fino alla restituzione di frequenze e di modi di vibrare prossimi a quelli rilevati sperimentalmente.

Raggiunta una soddisfacente corrispondenza tra il comportamento dinamico sperimentale e analitico, si individuano le grandezze caratteristiche equivalenti, con le quali è possibile eseguire il calcolo statico.

Più in generale il criterio della caratterizzazione dinamica mediante eccitazione forzata può essere applicato a qualunque struttura, anche di grandi dimensioni, a patto di conoscerne accuratamente la geometria, i vincoli ed i materiali costituenti. 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 rigidità, indagare sull'efficacia di dissipatori o isolatori nella risposta ad eventi sismici.

C3) PROVE DINAMICHE SU STRUTTURE MURARIE

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 un 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 l'intervallo 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 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 test 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 Fraccaro 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 sovrapposibili 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 sensibilità 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 strutture 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 ed 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.

Nel caso della Torre Pretoria le prove sono state condotte dalla 4EMME Service di Bolzano. 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 (e quindi con lo stesso materiale e gli 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 di massa 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 31: Anello “calibrato” della catena di tiro, a rottura controllata

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 32: 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 33: Accelerometri A - B

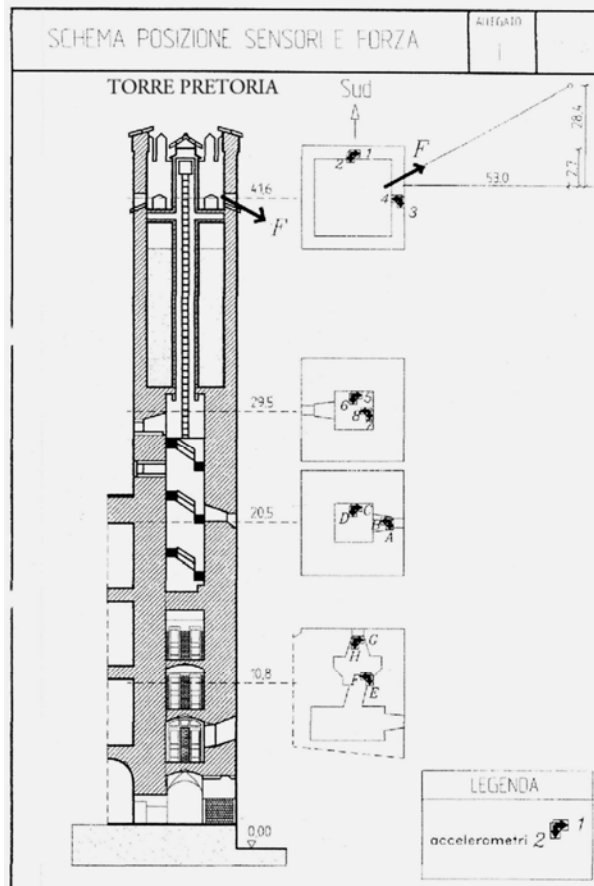


Figura 34: Geometria della torre e posizione degli strumenti e del tiro applicato

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. 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 $\pm 0,032 \text{ m/sec}^2$.

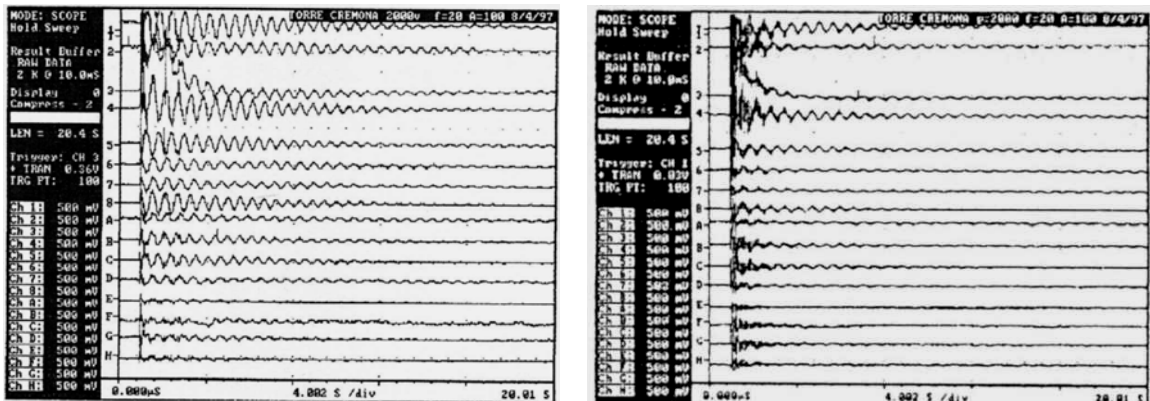


Figura 35: Grafico 1, segnali rilevati nella fase **2000V** e Grafico 2 **2000P**

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 $\pm 0,26 \text{ mm}$.

- 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.

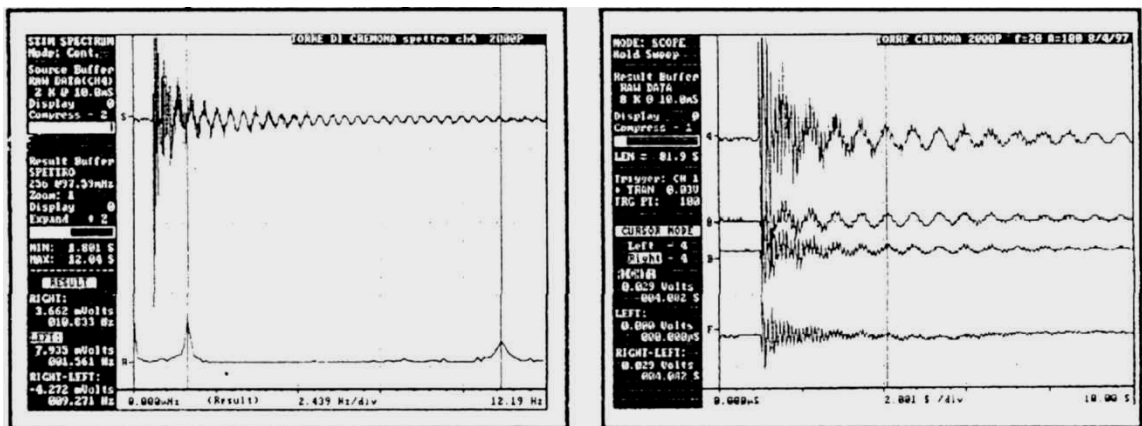


Figura 36: Grafico 6, spettro del ch4 nella fase 2000P e Grafico 7, analisi modale della fase 2000P

- 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. Questa dato indica con precisione l'andamento della deformata, ed appunto che la frequenza individuata rappresenti il “**secondo modo di vibrare**” della struttura.

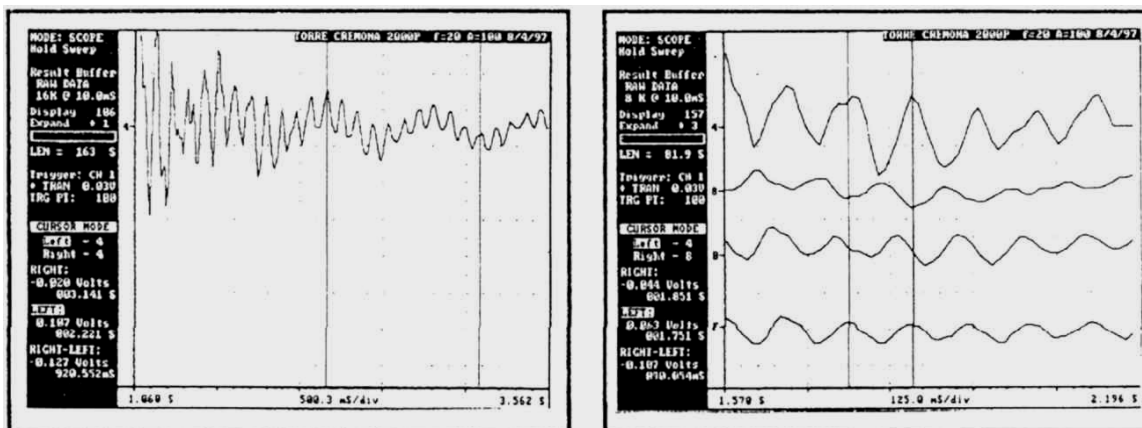


Figura 37: Grafico 8, finestra del ch4 nella fase 2000P e Grafico 9, analisi modale del secondo modo

- 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.

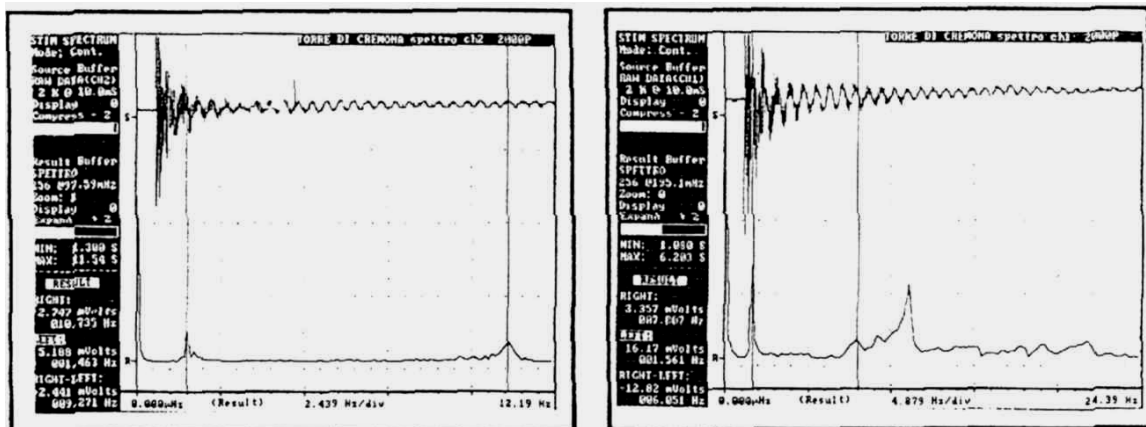


Figura 38: Grafico 10: spettro del ch2 nella fase 2000P e Grafico 11: spettro del ch1 nella fase 2000P

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 38

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 39

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 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, benché 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 (fig.40) 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.

L'analisi conoscitiva generale della Torre Civica è stata integrata 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, le quali 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%.

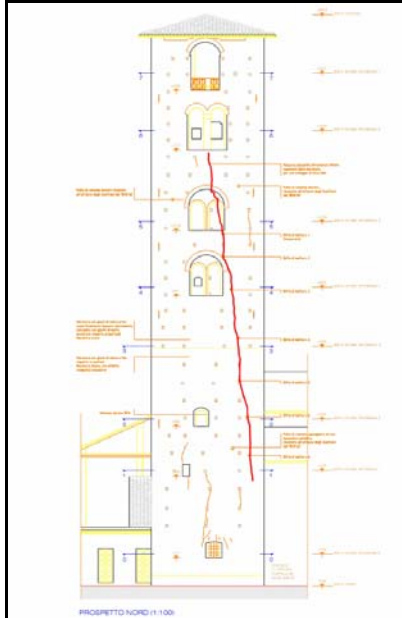


Figura 41: lato nord della torre interessato da una fessura passante

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 42: ubicazione degli accelerometri per la prova dinamica

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.

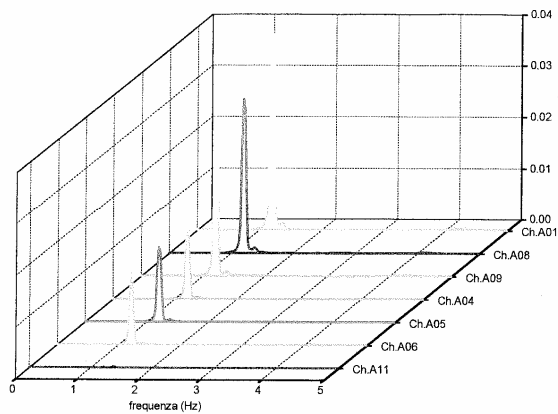


Figura 43: Autospettri delle velocità registrate direzione N-S

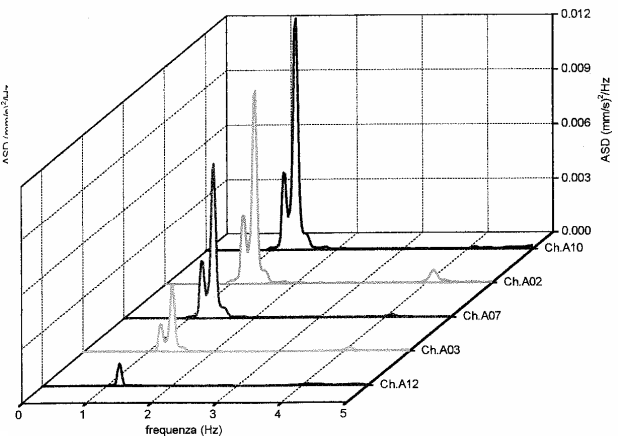


Figura 44: Autospettri delle velocità registrate direzione E-W

Il confronto tra la risposta sperimentale e la risposta ottenuta da un modello matematico agli elementi finiti della torre ha permesso di individuare 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". E' 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 da adottare è che ogni denaro investito per la diagnosi debba essere recuperato ampiamente con un contenimento delle spese di intervento.

In definitiva 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 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.

CONCLUSIONI

Le prove di carico eseguite su strutture storiche rappresentano uno strumento diagnostico poderoso per la definizione quantitativa dello stato di sicurezza della struttura in esame e sono tanto più rappresentative quanto maggiore è il volume della struttura coinvolta dalla prova.

Non è possibile tuttavia affrontare il tema della caratterizzazione globale senza prima avere eseguito prove di caratterizzazione locale.

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.

Una volta conseguito l'obiettivo della conoscenza della “grande macchina” che costituisce l'edificio storico oggetto di studio, si pone naturalmente il problema della scelta degli interventi più opportuni, ossia del “se” intervenire e del “come” intervenire.

I due criteri del restauro conservativo che si possono riassumere come quello del massimo rispetto del costruito e quello del minimo intervento necessario possono essere perseguiti con relativa tranquillità e nel rispetto delle normative solo una volta raggiunto un adeguato livello di conoscenza dei meccanismi di causa-effetto che la caratterizzano.

In presenza delle infinite incognite che caratterizzano gli edifici storici (e che riguardano la natura dei materiali, la geometria dei componenti ed il loro grado di vincolo, oltre ai carichi cui sono sottoposti) le prove di carico, adeguatamente interpretate mediante modelli numerici, sono l'unico strumento che possa guidare il professionista a scelte consapevoli e sicure.

Ringraziamenti

Un ringraziamento al prof R.Felicetti e all'ing.S.Martinello per il materiale fornito.

Bibliografia “prove penetrometriche”

- [1] Giuriani E., Gattesco N., Del Piccolo M.: Experimental Tests on the Shear Behaviour of Dowels Connecting Concrete Slabs to Stone Masonry Walls; *Mat. and Structures*, Vol. 26, pp.293-301 (1993).
- [2] Felicetti R., Gattesco N., Giuriani E.: Local Phenomena Around a Steel Dowel Embedded in a Stone Masonry Wall; *Materials and Structures*, Vol.30, pp.238-246 (1996).
- [3] Van Der Klugt L.J.A.R.: The Pointing Hardness Tester - An Instrument to Meet a Need; *Materials and Structures*, Vol.24, pp.471-476 (1991).
- [4] Chagneau F., Levasseur M.: Contrôle des matériaux de construction par dynamostratigraphie; *Materials and Structures*, Vol.22, pp. 231-236 (1989).
- [5] Tiano P., Viggiano A.: A new diagnostic tool for the evaluation of the hardness of natural and artificial stones; *Int. J. for Restoration of Buildings and Monuments*, Vol.6, N.5, pp.555-566 (2000).
- [6] Delgado Rodrigues J., Ferreira Pinto A., Rodrigues da Costa D.: Tracing of decay and evaluation of stone treatments by means of microdrilling techniques; *J.Of Cultural Heritage*, Vol.3, pp.117-125 (2002).
- [7] Gucci N., Barsotti R.: A non-destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ; *Materials and Structures*, Vol.28, pp.276-283 (1995).
- [8] TC 177-MDT: Rilem Recommendation MDT.D.1 - Indirect determination of the surface strength of unweathered hydraulic cement mortar by the drill energy method; *Mat and Struct*, Vol.37, pp.485-487 (2004).
- [9] Felicetti R.: The Drilling Resistance Test for the Assessment of Fire Damaged Concrete; *Journal of Cement and Concrete Composites*, Vol.28, pp.321-329 (2006).
- [10] Felicetti R., Gattesco N.: A penetration test to study the mechanical response of mortar in ancient masonry building; *Materials and Structures*, Vol.31, pp.350-356 (1998).
- [11] Liberatore D., Spera G., Racina V.: Calibrazione sperimentale della prova penetrometrica sui giunti di malta; *Atti del workshop “Dalla conoscenza e dalla caratterizzazione dei materiali e degli elementi dell’edilizia storica in muratura ai provvedimenti compatibili di consolidamento”*, DIS Politecnico di Milano, pp.189-197 (2004).

Bibliografia “martinetti piatti”

- [1] Bonaldi P, Jurina L., Rossi P.P., *“Indagini sperimentali e numeriche sui dissesti del Palazzo della Ragione di Milano”*, XIV Congr. Naz. Geotecnica, Firenze, 1980.
- [2] Rossi P.P., *“Analysis of mechanical characteristics of brick masonry by means of non-destructive in-situ tests”*, Proc. 6th LBMaC, Roma. 1982.

- [3] Rossi P.P., ' *Fiat jack test for the analysis of mechanical behavior of ofbrick masonry structures*', Proc. 7th IBMaC, Metbourne, 1985.
- [4] Jurina L., Califano F., "*Flat-jacks: cvolution ofthe test technique*", Int. Conf. on Monitoring and Predictive Maintcnance of Plants and Structures, Firenze, 1992.
- [5] Riccioni R., Rossi P.P., "*Resauro edilizio e monumentale. Diagnosi e consolidamento*", Editrice Il Cigno, Galileo Galilei, Roma, 1989.
- [6] ASTM, American Society for Testing and Materials, 'C 1196-91, *Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry stimated using flatjack measurements*', 1991.
- [7] ASTM, American Society for Testing and Materials, "C 1197-91, *Standard test method for in situ measurement of masonry deformmability properties using The flatjack method*", 1991.
- [8] Rossi P.P., "*L'impiego dei martinetti piatti nello studio delle murature*", seminano "*Sperimentazione su struttura, attualità ed affidabilità delle metodologie di indagine*", Venezia, 1993-
- [9] Locati S., Ruiu G., 1996. La tecnica dei martinetti piatti: uno studio teorico e sperimentale. *Tesi di laurea. Politecnico di Milano, Fac. Architettura, relatore prof L.Jurina*
- [10] Jurina L., "*Alcuni recenti sviluppi nella tecnica dei martinetti piatti*", Convegno Nazionale, La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina, 1996.

Bibliografia "prove statiche e dinamiche"

- (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.