

# Tecnologie per i problemi strutturali

di Adalgisa Donatelli e Alessia Placidi

## 5.1

### Diagnostica strutturale

#### 5.1.1. Introduzione

La diagnostica strutturale applicata al restauro architettonico rappresenta una modalità di approfondimento delle conoscenze relative ai materiali, alle tecniche, alle vicende costruttive e agli eventuali dissesti strutturali presenti nella fabbrica.

Le procedure d'indagine e i metodi di analisi strutturale possono contribuire alla comprensione e alla valutazione quantitativa prima di progettare interventi volti alla conservazione e alla messa in sicurezza degli stati di danno presenti in un edificio storico, a volte non totalmente identificabili con le sole analisi visive. In tal senso, l'insieme delle indagini si pone come parte integrante del progetto di restauro strutturale e al medesimo progettista dovrebbero essere affidate la redazione del piano diagnostico e la progettazione di un intervento che tenga conto, fra l'altro, delle indagini stesse (Binda *et al.*, 2001).

Una costruzione antica presenta il più delle volte un organismo strutturale costituito da materiali e tecniche costruttive disomogenee, raramente riconducibili a un unico tipo murario, per via delle modifiche subite nel corso dei secoli. Per tale ragione, risulta determinante il ruolo affidato alla comprensione storico-architettonica della fabbrica: la stessa lettura strutturale tramite lo studio del quadro fessurativo e deformativo deve saper riconoscere, assieme alle evidenze patologiche, i fenomeni fisiologici legati alle trasformazioni. Le analisi strumentali finalizzate a valutare le caratteristiche meccaniche delle murature, se condotte dopo lo studio documentario e le indagini dirette sulla fabbrica, forniscono dati quantitativi sufficientemente affidabili, anche se circoscritti alla zona esaminata (Gallo Curcio, 1992). Solo il vaglio e il confronto dei risultati strumentali con quelli dell'analisi storico-critica potrebbero consentire di estendere i dati sperimentali localmente desunti ad aree omogenee più ampie e di ragionare su come valutare le caratteristiche meccaniche da associare a tutte le murature, accettando margini cautelativi ma pur sempre aderenti alla storia dell'edificio. Nel cosiddetto Palazzo di Bonifacio VIII ad

Anagni, ad esempio, l'impossibilità di eseguire un campionamento esteso a tutte le murature, per via del loro numero e del loro valore storico e architettonico, ha imposto di ricavare valori medi, cautelativi, delle caratteristiche meccaniche delle murature a partire dai dati sperimentali puntualmente confrontati con le fasi costruttive della fabbrica (Carbonara, 1989).

Le stesse procedure d'indagine utilizzate per progettare interventi di restauro statico possono essere applicate per controllarne l'efficacia. Un protocollo di manutenzione programmata dovrebbe poi comprendere la redazione di un piano d'indagini diagnostiche in grado di prevenire interventi futuri e di monitorare il comportamento strutturale dell'edificio. Lo stesso piano può infine costituire un utile ausilio per prevedere il comportamento degli edifici in caso di sisma o di altri eventi eccezionali.

I dissesti riconducibili a cedimenti fondali o gli interventi che incrementano l'entità dei carichi sulle fondazioni richiedono di indagare sulle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, sulla geometria e le caratteristiche meccaniche delle fondazioni. In primo luogo è opportuno, «per quanto possibile, individuare le modifiche intervenute nel tempo per cause naturali o antropiche, come ad esempio scavi, costruzioni adiacenti, variazioni nel regime delle falde, dissesti idrogeologici» (*Linee guida*, 2006, p. 33). Per definire i profili stratigrafici del terreno di fondazione si ricorre a sondaggi subverticali a carotaggio continuo associati a prelievi di "campioni indisturbati", che consentono di descrivere dal punto di vista litologico gli strati del sottosuolo. Prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati permettono di definire quantitativamente le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni. L'identificazione degli strati e la definizione dei loro parametri meccanici sono agevolate dalla conduzione di prove penetrometriche, che integrano i risultati e riducono il numero dei sondaggi necessari. Presso la Rocca Sanvitale di Fontanellato (edificio a pianta quadrata con corte interna e quattro corpi ai lati, di origine duecentesca e profondamente trasformato nei secoli XV e XVI) sono state condotte prove *in situ* (un sondaggio e una prova penetrometrica statica) e in laboratorio (edometriche e triassiali) per la caratterizzazione meccanico-geometrica del terreno e delle fondazioni, una campagna di indagini sperimentali sulle strutture in elevazione, cui ha fatto seguito l'impiego di un sistema di monitoraggio per il controllo del quadro fessurativo riscontrato sia su muri e colonne che su volte e solai lignei. Lo studio geognostico, in particolare, ha permesso di evidenziare la buona attitudine del terreno ad assolvere la funzione portante della fabbrica, anche in presenza di acqua nel fossato che corre intorno all'intero edificio (Giani *et al.*, 2000).

Si ricorda poi che le indagini geognostiche condotte nel sottosuolo della Torre di Pisa hanno evidenziato che i materiali sono a sud mediamente più ricchi di limo e argilla e lo strato di sabbie superiori si assottiglia da nord verso sud; questa variazione degli strati litologici ha così dato origine all'inclinazione della torre (Viggiani, 2005).

Le indagini piezometriche consentono lo studio del regime idrico sotterra-

neo, delle sue variazioni stagionali e il monitoraggio degli interventi antropici, soprattutto legati a emungimenti e drenaggi.

La raccolta dei dati relativi a geometria, consistenza e quota di appoggio fondale muove innanzitutto dal reperimento delle notizie disponibili sulla configurazione originaria delle strutture fondali e su eventuali trasformazioni passate, nonché sulla possibile presenza di strati archeologici. L'ispezione diretta, in genere preceduta dal puntellamento delle strutture e spesso veicolata da un controllo archeologico, si serve di scavi eseguiti in aderenza all'edificio e può fornire indicazioni relative alla tipologia costruttiva, alle dimensioni, nonché all'eventuale presenza di cedimenti non denunciati da dissesti in elevazione.

La campagna di scavi archeologici condotta presso il complesso (ex monastero e chiesa) della Ss.ma Annunziata in Tredozio (Forlì-Cesena) ha consentito di verificare l'esistenza di ambienti sotterranei, in particolare un cospicuo numero di sepolture all'interno della chiesa, e di accertare la geometria e la consistenza delle fondazioni dei muri (Romeo, 2006).

Per strutture fondali molto profonde, a volte si ricorre a sondaggi subverticali a carotaggio continuo, associati a prelievi di "campioni indisturbati", che vengono normalmente sottoposti a test di laboratorio per definire i parametri fisici e meccanici, con modalità analoghe alle murature in elevazione.

La valutazione della qualità muraria delle strutture in elevato avviene in primo luogo (e, naturalmente, in assenza di rivestimenti) attraverso un rilievo visivo che, una volta individuati i tipi di apparecchi presenti nella fabbrica, evidenzia per ognuno di essi le dimensioni degli aggregati di base e dei giunti di malta, il tipo di posa in opera, l'efficacia degli ingranamenti fra le parti murarie (nei rari casi in cui sia possibile osservare la sezione muraria), la natura e lo stato di conservazione di malte e componenti lapidee o laterizie. Maggiore è il grado di approfondimento di queste analisi, minori e meno invasive risulteranno le tecniche diagnostiche successive, ad esempio utili per conoscere il nucleo dei muri esaminati o i parametri meccanici di deformabilità e resistenza strutturale.

Le strutture del castello di Avio (Trento) sono interessate dalla presenza di lesioni passanti (soprattutto presso le angolate), fuori piombo e deformazioni (accentuate nella facciata meridionale), nonché da crolli (un'intera torre ha ceduto nel XIX secolo); le indagini strumentali sono state progettate sulla base dei dati forniti dalla ricerca storica, dal rilievo geometrico, da un'analisi stratigrafica delle murature e da un rilievo del quadro fessurativo. L'insieme dei dati scaturiti dalla realizzazione di prove soniche, martinetti piatti, georadar, prove di laboratorio per la caratterizzazione chimica e mineralogico-petrografica, nonché dal monitoraggio statico ha aiutato a identificare le fasi costruttive e a "mappare" le lesioni e le discontinuità da costruzione o trasformazione (Binda *et al.*, 2005). Queste procedure sono state estese anche a centri storici colpiti da sismi, come ad esempio a Montesanto di Sellano e a Roccanolfi di Preci (Umbria) dopo il terremoto umbro-marchigiano del 1997 (Binda, Baronio, Palma, Penazzi, 2000; Binda *et al.*, 2001, 2004).

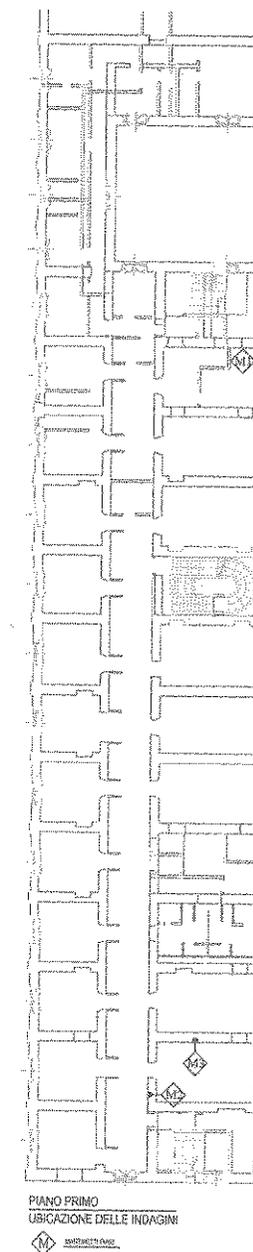
La valutazione dello stato tensionale della muratura può essere effettuata in cantiere tramite l'impiego di martinetti piatti singoli, mentre le caratteristiche di resistenza a rottura e deformabilità richiedono prove con martinetti piatti doppi. Entrambe le indagini comportano la realizzazione di tagli orizzontali nel muro al cui interno inserire martinetti sottili in acciaio collegati con un circuito oleodinamico per la messa in pressione del sistema (FIGG. 5.1-5.4). Queste prove consentono di avere risultati sufficientemente attendibili se applicate su murature in pietra a tessitura regolare o in mattoni con giunti di malta sottili, come nella torre campanaria del Duomo di Monza (Binda, Tiraboschi, 2000), o del cosiddetto Tempio di Romolo nel Foro romano (Blasi, Rossi, 1988). Su apparecchi con giunti di malta di notevole spessore il taglio viene collocato immediatamente al di sotto del corso di mattoni, per evitare eccessivi spostamenti superiori, come si è fatto nel S. Vitale a Ravenna e nella Chiesa Rossa a Milano, mentre nelle murature in pietra a tessitura irregolare l'esecuzione di tagli orizzontali è consentita dall'impiego di seghe a disco, utilizzate ad esempio nella cattedrale di Noto (Binda, Tiraboschi, 2000).

La determinazione della resistenza e del modulo a taglio può essere ottenuta con prove di laboratorio, che prevedono una compressione diagonale su pannelli quadrati o sollecitazioni di compressione e taglio su pannelli rettangolari di altezza maggiore rispetto alla larghezza. Queste tecniche vengono applicate nell'ambito di attività sperimentali su modelli, a volte in scala, di murature reali appositamente realizzati, per studiare le loro caratteristiche meccaniche (Molina *et al.*, 2001) o l'efficacia di possibili interventi (Rocco, Sorace, Terenzi, 1999). Solo in casi eccezionali queste procedure, molto distruttive, vengono applicate *in situ*. Un progetto di ricerca antisismica è stato promosso in Umbria, dopo il terremoto del 1997, su 15 pannelli ricavati da 7 edifici localizzati nei comuni di Foligno e Sellano (PG), per studiare l'efficacia di tecniche di rinforzo, quali le iniezioni con miscele a base di calce e l'applicazione di nastri in fibra di carbonio o di vetro. I pannelli sono stati tagliati con la tecnica del filo diamantato e isolati dalla rimanente parte della muratura (Borri, Corradi, Vignoli, 2000).

In generale, i dati desunti dalle prove tensionali (martinetti piatti, prove di compressione e taglio) sono poi impiegati nelle simulazioni numeriche, così da rendere i risultati di calcolo più aderenti alla situazione reale. Per misurare la resistenza alle sollecitazioni di taglio fra gli elementi lapidei o laterizi e i giunti di malta è possibile eseguire il cosiddetto *shove test* ("prova di taglio"), che comporta la rimozione di un elemento murario e della malta presso uno dei due giunti verticali aderenti, il posizionamento nella cavità così ottenuta di un martinetto idraulico collegato a un circuito oleodinamico e l'applicazione di sollecitazioni a taglio controllate (Giacchetti, Bufarini, D'Aria, 2005).

Per rilevare la costituzione del nucleo interno, lo stato generale di conservazione della struttura, la presenza di vuoti o cavità e di eventuali anomalie nella tessitura si può procedere eseguendo piccoli scassi in profondità, funzionali al rilievo della sezione muraria, oppure tramite l'effettuazione di carotaggi

FIGURA 5.1  
Roma, caserma Ferdinando di Savoia. Pianta del primo piano con indicazione delle prove eseguite con martinetti piatti



BCD Progetti srl - Roma.

FIGURA 5.2  
Roma, caserma Ferdinando di Savoia. Messa in opera di martinetti piatti singoli per la misura dello stato tensionale esistente nella muratura

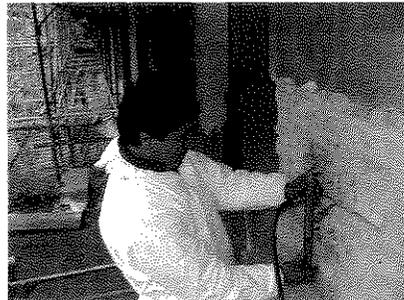


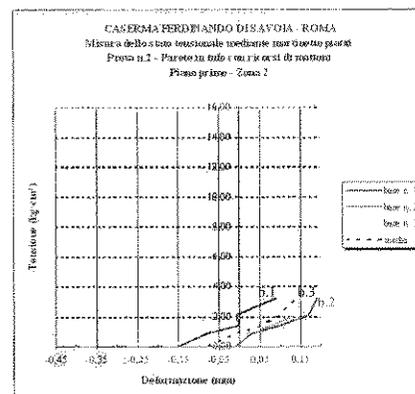
Foto BCD Progetti srl - Roma.

FIGURA 5.3  
Roma, caserma Ferdinando di Savoia. Esecuzione della prova con martinetti piatti doppi per la determinazione della resistenza a compressione della muratura



Foto BCD Progetti srl - Roma.

FIGURA 5.4  
Roma, caserma Ferdinando di Savoia. Diagramma riportante i risultati ottenuti dalla prova con martinetto piatto singolo



Elaborato grafico BCD Progetti srl - Roma.

finalizzati allo studio della stratigrafia delle carote prelevate o alla conduzione di esami videoendoscopici. Questi ultimi, realizzabili anche sfruttando cavità preesistenti nelle pareti, si basano sull'impiego di sonde collegate a macchine fotografiche o a telecamere in grado di visualizzare le strutture interne. Nel piano di indagini svolte tra il 1998 e il 1999 sul Ponte Nomentano sull'Aniene a Roma (edificato nel II secolo a.C., ricostruito nel 549 d.C., ampliato nei secoli XII e XV, danneggiato nella parte centrale nel 1849 e nuovamente riparato nel 1856) sono stati eseguiti diversi sondaggi endoscopici che, insieme a un congruo numero di prove di laboratorio su campioni di malta, il prelievo di microcarote e la caratterizzazione dei materiali di rivestimento (cortina laterizia, blocchi squadri di pietra Gabina e travertino), prove sclerometriche sugli elementi lapidei e penetrometriche per la caratterizzazione delle malte, hanno consentito d'individuare i diversi materiali costituenti le strutture del ponte nelle varie fasi costruttive e d'impiegare i dati sperimentali in un modello tridimensionale su cui verificare la capacità portante e gli stati tensionale e deformativo. I rilievi endoscopici sono stati puntualmente documentati su schede tecniche e fotografiche (Ferrini, 2000).

L'analisi endoscopica condotta nel coronamento di palazzo Belimbau in piazza dell'Annunziata a Genova si è servita di 5 fori derivati dalla rimozione di reintegrazioni cementizie; essa ha consentito di comprenderne il sistema costruttivo, costituito da mensole verticali di ardesia ammortate nel muro perimetrale, che sorreggono una doppia fila di lastre orizzontali. Questo sistema, tipico nell'architettura genovese a partire dal XVI secolo, presentava alcune specificità, come la variazione dell'interasse fra le mensole, il numero delle lastre orizzontali, la presenza o meno di elementi metallici d'ancoraggio, la presenza di mattoni "a coltello" con funzione di distanziatori fra le lastre (Musso, 2005).

Il livello di compattezza e le caratteristiche di omogeneità della muratura, influenzati dalla presenza di vuoti e dalle caratteristiche dei materiali costitutivi, possono essere valutati attraverso l'applicazione di prove soniche. Questa tecnica consente la misura del tempo di propagazione di onde elastiche longitudinali attraverso lo spessore noto di una parete; l'acquisizione di questa variabile permette poi di calcolare la velocità di transizione nel mezzo analizzato e, indirettamente, di caratterizzare materiale e struttura interni al muro. L'esperienza ha mostrato che questa procedura deve essere impiegata associata ad altri tipi d'indagine, come prove tensionali e ispezioni dirette, perché la sola determinazione della velocità sonica, non accompagnata dall'indagine visiva dei tipi murari e dallo studio delle fasi costruttive, non consente di cogliere pienamente le caratteristiche del muro trattato. Nella cattedrale di S. Maria Assunta a Reggio Emilia e nel campanile di S. Zeno a Verona tale tecnica ha consentito di precisare i modelli tridimensionali agli elementi finiti realizzati per studiare la risposta sismica delle fabbriche (Casarin *et al.*, 2007). Il complesso monumentale a Toscolano Maderno (Brescia), presso il lago di Garda, è costituito dalle chiese di S. Andrea (costruita nel XII secolo su preesistenze

romane e trasformata nel corso dei secoli xv e xvi) e dell'Immacolata; entrambe le fabbriche sono state danneggiate dal terremoto che nel 2004 ha colpito la Lombardia orientale, e sono state oggetto di una campagna d'indagini rivolta alla comprensione dei tipi e delle cause dei dissesti. Le prove soniche hanno registrato sulla muratura principale di S. Andrea valori di velocità piuttosto bassi, sintomo di una scarsa compattezza interna, a fronte di valori tensionali più elevati, desunti da prove con martinetti piatti effettuate sul paramento esterno. L'ispezione diretta ha poi mostrato che l'apparecchio murario è costituito da due paramenti in blocchi di pietra squadrati separati da un nucleo inconsistente e con numerosi vuoti all'interno (Binda *et al.*, 2007). Le indagini soniche sono soprattutto utilizzate per controllare le caratteristiche della muratura trattata con iniezioni di miscele leganti: l'incremento della velocità di propagazione dell'onda elastica riscontrato confrontando i risultati prima e dopo il consolidamento indica una buona diffusione interna della miscela. Un controllo di questo tipo è stato fatto nella cattedrale di Noto, per scegliere le miscele da iniettare nelle murature (Binda, Saisi, Tiraboschi, 2000).

La prova di carico fa ormai parte della consueta procedura di collaudo dei nuovi solai o di strutture orizzontali consolidate o rinforzate per far fronte a nuove esigenze di carico; essa è anche utilizzata per verificare l'efficacia di solai in legno e di volte presenti in edifici storici. Il sistema più ricorrente di prova consiste nel posizionare serbatoi in pvc, detti "vasconi", sul piano di calpestio e nel riempirli progressivamente di acqua fino a raggiungere il carico prestabilito. Questi serbatoi sono in genere dotati di una cordicella collegata al tappo di chiusura, che consente all'operatore di scaricarli rapidamente all'insorgere di fessure durante la prova. Nelle strutture decorate all'intradosso (volte affrescate o solai lignei dipinti), per evitare eventuali infiltrazioni di acqua, si utilizzano sacchi di cemento, sabbia o altro materiale pesante. La misura delle deformazioni corrispondenti ai diversi incrementi di carico fornisce chiare indicazioni sulla resistenza offerta dalle strutture (Colombo, 2002).

I solai e le coperture di edifici storici solitamente sono realizzati in legno; la comprensione della loro puntuale costituzione e dello stato di conservazione può richiedere una mirata campagna investigativa, basata sull'osservazione diretta e sull'impiego di tecniche d'indagine strumentale realizzabili *in situ* e in laboratorio. Le analisi della copertura e del controsoffitto lignei tardo ottocenteschi del "Salone delle Feste", in villa Demidoff a Firenze (Tampone, 2002a), sono state svolte «con una metodologia visuale e strumentale» (Macchioni, 2002, p. 150) comprensiva di identificazione della specie legnosa (abete bianco), misurazioni di umidità con metodo elettrico, classificazione visiva delle membrature principali, identificazione e stima dei danni di tipo meccanico e della profondità di degrado con metodi strumentali (indagini penetrometriche con il "Resistograph"), stima delle sezioni resistenti residue. In un palazzo del centro storico di Napoli è stato condotto uno studio sperimentale in laboratorio, con prove di compressione, trazione e taglio, su piccoli campioni

lignei, sani e danneggiati, estratti da travi in legno di castagno del 1700-1800 (Giubileo, Calderoni, Mazzolani, De Matteis, 2006). Ogni tipo di procedura può essere distinta sulla base delle proprietà misurate: la durezza superficiale, ad esempio, può essere misurata con il cosiddetto "metodo Turrini e Piazza" o con lo strumento "Pilodyn", entrambi in grado di fornire valori convenzionali di calcolo delle principali proprietà meccaniche, come la valutazione della resistenza alla trapanatura o le misurazioni su "carotine". La stima delle caratteristiche statiche dei legni può derivare da prove di tipo dinamico, basate sul principio che le proprietà dinamiche sono controllate dagli stessi meccanismi che caratterizzano il comportamento meccanico statico del materiale: esse misurano la velocità di propagazione di onde meccaniche (soniche e ultrasoniche) in direzione parallela alle fibre (Macchioni, Mannucci, 2002b).

Le travi principali dei solai lignei dei palazzi di Las Águilas e di via Viejos a Siviglia, del xvii-xviii secolo, sono state ad esempio danneggiate da attacchi di differenti specie di xilofagi; esse sono state analizzate *in situ* attraverso l'applicazione di prove ultrasoniche (300 test) e di prove statiche a flessione. Sono state poi studiate opportune correlazioni fra le misure di velocità sonica e la diminuzione di densità rilevata sulle parti danneggiate. Sono state infine proposte, sulla base dei risultati sperimentali, diverse soluzioni di consolidamento, calibrate sulla capacità portante e sullo stato di conservazione del legno (Liñán, Hita, Cózar, 2001).

Le tecniche di monitoraggio strutturale, basate sulla misura delle deformazioni murarie nel tempo, vengono applicate quando una struttura antica appare interessata da quadri fessurativi importanti, di cui è opportuno verificare l'eventuale progressione. Questo controllo avviene attraverso l'applicazione di sensori (come fessurimetri, inclinometri, misuratori di umidità, termometri, livellometri, sismometri e accelerometri) su punti opportunamente individuati e collegati, tramite un sistema di cavi, a una centralina di acquisizione dati posta all'interno dell'edificio. Sul Duomo di Pavia, dal 1989, anno in cui crollò la Torre civica, è stato installato un «minuzioso monitoraggio in linea» (Macchi, 1993, p. 88), in attesa di elaborare i rilievi e le indagini diagnostiche su cui progettare l'eventuale consolidamento; la basilica di S. Carlo al Corso a Roma, interessata da numerose lesioni distribuite lungo le murature della cupola, del tamburo e sulla sommità degli archi di sostegno del tamburo stesso, nel 1992 è stata sottoposta al restauro degli affreschi e al controllo statico. Il monitoraggio ha utilizzato deformometri, per descrivere la deformazione delle lesioni, estensimetri, per misurare allungamenti e allargamenti fessurativi, e pendoli diritti, per controllare le inclinazioni; una livellazione geometrica di precisione ha infine consentito la misura degli spostamenti verticali delle fondazioni. Dopo un anno, tale monitoraggio ha assicurato una buona stabilità della fabbrica (Giussani, Vassena, 1993). Il monitoraggio perde di significato se effettuato per meno di 12 mesi, in quanto l'interpretazione dei dati non è in grado in questo modo di escludere l'influenza dei "fisiologici" spostamenti ciclici stagionali.

L'applicazione di prove dinamiche *in situ* presenta come fine principale il controllo della risposta strutturale alle vibrazioni ambientali (dovute ad azioni sismiche o al vento) o indotte. Queste ultime possono essere prodotte da sistemi di martellamento locale o da "vibroline", misurabili con una rete di accelerometri installati in parti significative della struttura (Binda *et al.*, 2001). Sul timpano superiore della facciata della basilica di S. Marco, ad esempio, nel periodo febbraio-luglio 1990, è stata eseguita una campagna di misure di vibrazioni ambientali attraverso un sistema di monitoraggio computerizzato in grado di registrare tutti gli eventi che superavano le soglie prefissate (Bonarrigo, 1993). Un'applicazione di test dinamici, indotti da un martello strumentato, ha riguardato le colonne del chiostro della cattedrale di Girona in Spagna (XI-XII secolo): l'installazione di accelerometri a circa metà altezza di ogni colonna ha consentito di eseguire 48 prove (2 per colonna), riprodotte poi in laboratorio su modelli. Si è cercato in tal modo di stimare la portanza delle strutture lapidee attraverso "l'identificazione dinamica", misurando le frequenze naturali in relazione al carico verticale (Llorens, Mata, Araiza, Roca, 2001).

Il quadro delle tecniche di indagine brevemente illustrato per componente strutturale e per tipo di controllo (terreno e fondazioni, strutture in elevato, orizzontamenti, monitoraggi statici e dinamici) appare spesso sistematizzato sulla base di criteri diversi, come il livello di perturbazione introdotto o la distinzione fra metodiche che indagano le condizioni strutturali in atto e sistemi investigativi idonei al confronto fra situazione precedente e successiva all'intervento (Binda *et al.*, 2001; Mariani, 2006b, 2006c). Al di là delle classificazioni, come già detto, un piano di indagini strutturali non può prescindere da un percorso preliminare di conoscenza della fabbrica, onde evitare un impiego eccessivo e casuale delle strumentazioni. Nell'utilizzare una tecnica occorre stimare, almeno qualitativamente, la natura dei risultati attesi e, ammessa l'attendibilità dei dati strumentali, occorrerebbe sempre garantire una documentazione efficace e accessibile ad approfondimenti futuri.

#### 5.1.2. Lettura complessiva dell'organismo edilizio

Lo studio del comportamento strutturale è finalizzato a conoscere le capacità portanti della fabbrica storica nei confronti dei carichi gravitazionali e delle sollecitazioni orizzontali, di natura statica o derivanti da sismi, e dà luogo a valutazioni di natura qualitativa e quantitativa. La "lettura strutturale" (Gallo Curcio, 2007) delle fabbriche nasce dal rilievo, in pianta e negli alzati, del quadro fessurativo, di quello deformativo e degli interventi pregressi riconosciuti o desunti dalle fonti scritte; in tal modo, si descrivono gli eventuali stati di danno osservati e i plausibili schemi di meccanismo cinematico che possono interessare l'organismo nella sua globalità. L'identificazione delle lesioni e degli spostamenti consente di comprendere le forme di dissesto strutturale e,

con esse, le sue possibili cause, orientando così la scelta e la collocazione delle successive indagini strumentali (FIGG. 5.5-5.7; Alva, 1983; Mezzadri, 1983).

Il rilievo strutturale di un edificio nasce dall'osservazione diretta della fabbrica e da una prima, sintetica, indicazione delle componenti strutturali, della loro effettiva capacità portante, della presenza di finiture originali o di pregio, di precedenti interventi consolidativi (come cordoli in cemento armato, solette di calcestruzzo su solai e volte, iniezioni, catene metalliche ecc.) e, infine, dello stato dei dissesti. A questa prima indagine conoscitiva fa seguito il rilievo delle discontinuità costruttive (derivanti ad esempio da cantonali inglobati nei muri, scarsa ammorsatura fra apparecchi murari, sopraelevazioni, tamponature o aperture di vani – soprattutto se non allineati verticalmente –, canne fumarie), che possono introdurre "vulnerabilità specifiche" nel comportamento della costruzione (Marino, 2007), delle patologie di degrado (come marcescenza delle travi lignee, dilavamento dei giunti murari, disgregazione delle componenti lapidee ecc.) e delle condizioni degli elementi protettivi, come manti di copertura e sistemi di smaltimento delle acque.

La descrizione dei dissesti strutturali (lesioni, fratture, lacune negli apparecchi murari, sfilamento delle travi dalle sedi di appoggio, rottura di elementi portanti lignei o metallici, crolli ecc.) e, insieme, degli stati deformativi (perdita di verticalità, deformazione delle strutture ad arco, sconnessione fra gli elementi portanti di capriate, traslazioni di masse murarie ecc.), accompagnata da un'opportuna documentazione fotografica, deve essere elaborata graficamente per consentire una visione sinottica dei dati (Jurina, 1989; Doglioni, Mazzotti, 2007). I cinematismi in atto o dovuti a eventi eccezionali, come i sismi, possono infine essere descritti tramite schemi semplificati e sintetiche descrizioni. In definitiva, il rilievo strutturale diventa la base per la stesura del progetto diagnostico e per l'individuazione preliminare degli interventi necessari a garantire la sicurezza e, nel contempo, la conservazione degli edifici storici (Giuffrè, 1993).

La basilica di S. Gaudenzo a Novara, costituita da un impianto su cui s'innesta la cupola ottocentesca di Alessandro Antonelli, è stata oggetto di un complesso monitoraggio strutturale, opportunamente definito dopo aver approfondito la ricerca storica, la conoscenza geometrica e materica delle strutture, un accurato rilievo del quadro fessurativo. Durante la fase di rilievo delle fessure, in particolare, sono state messe in luce lesioni subverticali nelle pareti della cupola, testimonianza dello sprofondamento dei pilastri di sostegno rispetto alle altre murature della basilica, aperture «orizzontali ai piedi di fulcri più esterni del primo tamburo della cupola» (Zonca, Germanino, 2000, p. 85), fessure subverticali in corrispondenza di piattabande ai vari livelli, già documentate in epoca ottocentesca, e recenti lesioni apparse nella muratura e nei fulcri della "gran tazza" (lo sviluppo interno della cupola è raggiunto grazie alla sovrapposizione di una serie di tazze cupoliformi, di dimensioni più piccole salendo in altezza). Il Duomo di Parma è stato recentemente oggetto di uno studio congiunto di natura storico-artistica e tecnico-costruttiva e di una

FIGURA 5.5  
Bugnara (Sulmona, L'Aquila), chiesa di S. Nicola. Fasi costruttive

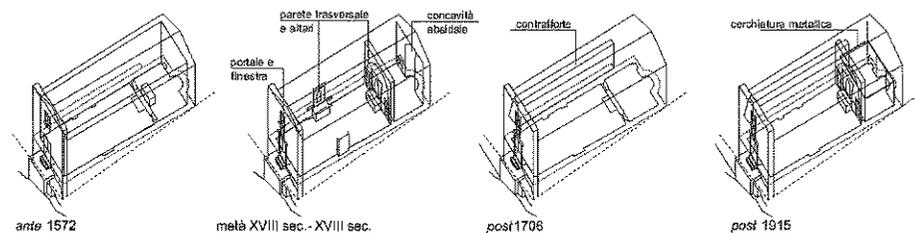
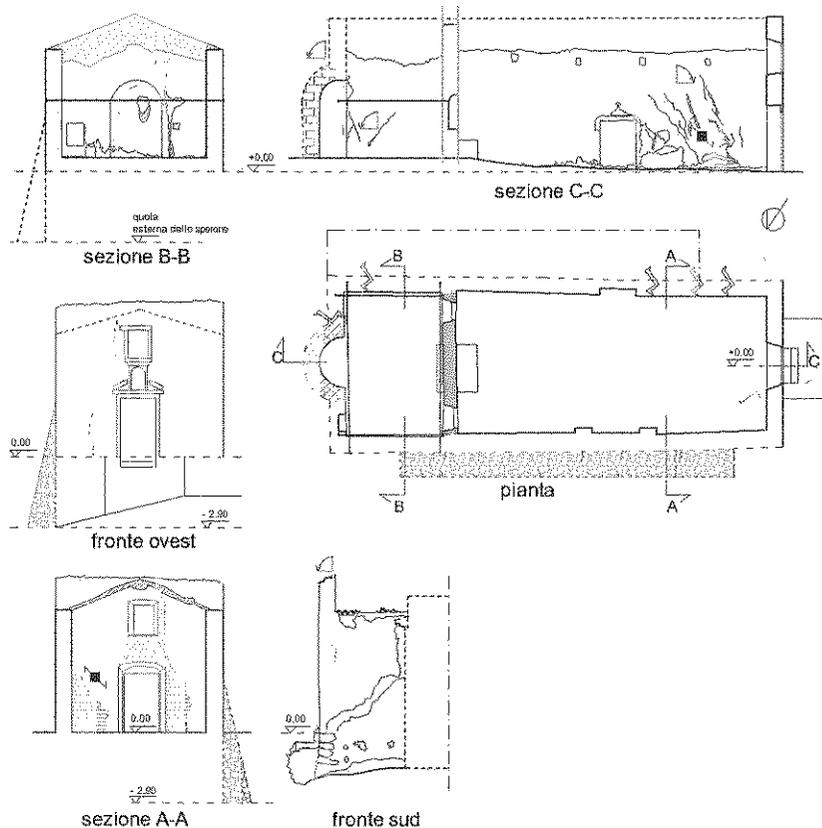


FIGURA 5.6  
Bugnara (Sulmona, L'Aquila), chiesa di S. Nicola. Lettura strutturale



Si osservano lesioni inclinate e un conseguente distacco di una porzione muraria, dovuti ad azioni sismiche complanari. Presso l'architrave del portale d'ingresso si nota la formazione di un "arco di scarico" per effetto di un sovraccarico. La concavità absidale e la facciata tendono a ribaltare verso l'esterno, come evidenziato dai profondi distacchi dalle pareti d'ambito.

FIGURA 5.7  
Legende per la lettura strutturale

| LEGENDA QUADRO FESSURATIVO  | LEGENDA QUADRO SPOSTAMENTI   | LEGENDA INTERVENTI EFFETTUATI  |
|-----------------------------|--|--|
| LESIONE PROFONDA            | ROTAZIONE NEL PIANO - attorno asse ortogonale al piano considerato                       | TRASFORMAZIONI PLANIMETRICHE (aggiunta di corpi)   |
| LESIONE SUPERFICIALE        | ROTAZIONE FUORI PIANO - attorno all'asse orizzontale                                     | TRASFORMAZIONI DI ELEVATO (es.: facciata e/o abside mozzati in fase successiva al nucleo originario) |
| LESIONE RISARCITA           | ROTAZIONE attorno all'asse verticale   | SOPRAELEVAZIONI  |
| SPACCIAMENTO                | ROTAZIONE ANGOLARE FUORI PIANO secondo direzione non coincidente con gli assi principali | AMPLIAMENTI DELLA MURATURA   |
| FUGIRIPOMO                  | SCHIACCIAMENTO   | CONTRAFFORTI   |
| TESSITURA MURARIA ALLENTATA | TRASLAZIONE  | CATENE E TIRANTI METALLICI   |
| ESPULSIONE DI MATERIALE     | CEDIMENTO DEL TERRENO  | CORDOLI  |
| RIGONFIAMENTI               | PUNTO O LINEA DI CERNIERA  |  |
| CROLLO                      | PREVALENTE MECCANISMO DI ROTTURA NEL PIANO DEL PANNELLO MURARIO                          |  |

mirata diagnostica; esso ha evidenziato la presenza di cedimenti differenziati dei piloni che sostengono la cupola derivanti da variazioni della falda (Blasi, Coisson, 2006).

### 5.1.3. Indagini di approfondimento per la diagnostica strutturale

#### *Indagini sui terreni e sulle fondazioni*

La comprensione delle caratteristiche geotecniche di un terreno si avvale, in primo luogo, dello studio degli aspetti geologici generali propri dell'area analizzata, attraverso il reperimento di informazioni bibliografiche e cartografiche esistenti, nonché dei dati sperimentali già acquisiti, relativi all'assetto geologico-stratigrafico più vicino possibile all'edificio indagato.

Le carte geologiche, in genere, evidenziano i principali strati litologici presenti nel territorio indagato ed evidenziano (anche con eventuali allegati) la presenza di depositi vulcanici e alluvionali, lo spessore dei terreni di riporto, i dissesti e i vuoti individuati. A questi dati vanno aggiunte le informazioni relative alla morfologia del sito (in pianura o su pendio), alle possibili alterazioni dovute a cause naturali o antropiche, alla presenza di complessi idrogeologici.

Solo il completamento di questa ricerca preliminare consente di ragionare

sull'eventuale necessità di condurre indagini dirette e di scegliere le prove più adatte per riconoscere i tipi litologici e le relative caratteristiche meccaniche.

Alle prove geotecniche vengono solitamente abbinate, soprattutto in mancanza di dati specifici derivanti dalle ricerche bibliografiche e archivistiche, le indagini sulle fondazioni, eseguibili mediante la realizzazione di scavi e rilievi diretti, con sondaggi geotecnici subverticali (in grado di determinare il piano di posa e la profondità delle strutture) e con carotaggi (necessari per prelevare campioni da esaminare in laboratorio).

Nel giugno del 2005 l'Accademia di Francia (Ministère de la Culture – Ambassade de France en Italie) ha promosso una campagna di indagini geognostiche presso villa Medici a Roma, all'interno di un progetto più ampio di restauro dell'edificio. Il piano diagnostico (eseguito dalla società SPC srl di Roma) voleva accertare la consistenza e l'andamento delle fondazioni del locale che ospitava la centrale elettrica e determinare la natura litologica del terreno, prevedendo per questo la realizzazione di due sondaggi a carotaggio continuo (uno dei quali inclinato) e di tre carotaggi in fondazione (due dei quali inclinati). Sui campioni litologici prelevati (FIG. 5.8) sono state quindi eseguite in laboratorio quattro prove di compressione a espansione laterale libera (per ricavare il valore della resistenza al taglio non drenata "Cu"), due prove di taglio diretto (per ricavare i valori dell'angolo di attrito " $\phi$ " e della coesione "C"), la caratterizzazione fisica con l'ausilio dell'analisi granulometrica (per la misura del peso specifico nelle fasi naturale, saturo, secco, dell'indice dei vuoti, del grado di saturazione e dei limiti di consistenza) e la prova edometrica (per valutare l'andamento nel tempo dei cedimenti in fondazione; Rocchi, 2001).

Dalla cartografia geologica del centro storico di Roma (Ventriglia, 2002) si è visto che l'edificio è collocato al limite di un settore ricoperto dai depositi vulcanici ascrivibili alla formazione delle "piroclastiti di ricaduta". La carta dei depositi vulcanici indicava uno spessore dei depositi variabile da pochi decimetri (presso la facciata su piazza di Spagna) a 10 m (verso piazza di Siena), dati confermati dalle successive perforazioni. Lungo il versante che da piazza del Popolo si dirige verso piazza Barberini lo strato vulcanico copre un banco superficiale di argille e limi sabbiosi di terrazzo marino, intercettato dalle perforazioni. La sequenza stratigrafica del sito è chiusa dalle argille marine grigio-azzurre, sovraconsolidate, che costituiscono il *bedrock* di tutta l'area romana. L'edificio si trova sulla sommità di un pendio, esattamente al margine sud-occidentale del *plateau* vulcanico che occupa gran parte del settore orientale di Roma; a nord-est il sito è pianeggiante, a 60 metri s.l.m., mentre a partire da villa Medici (posizionata a circa 46 metri s.l.m.) il terreno degrada rapidamente verso piazza di Spagna (23 metri s.l.m.), a sud-ovest.

Le fonti bibliografiche, puntualmente confermate dalle indagini eseguite, indicano spessori dei terreni antropici che, seguendo l'originario profilo morfologico, aumentano gradualmente da 2-5 metri (presso i giardini di villa Medici) a 15 metri (muraglione che sostiene viale Trinità dei Monti all'altezza di

FIGURA 5.8  
Roma, villa Medici. Cassetta catalogatrice relativa al sondaggio n. 5, eseguito fino a 2 m di profondità

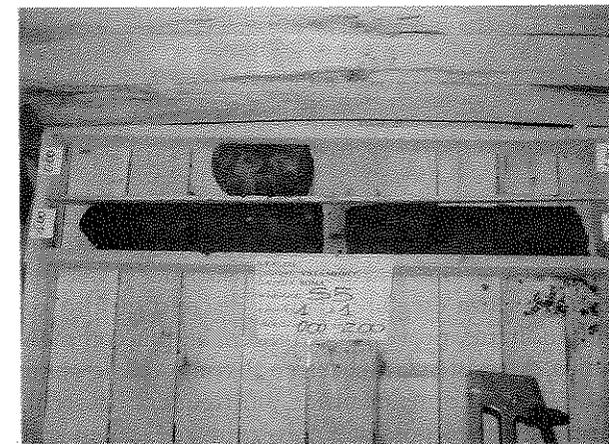


Foto SPC srl – Roma.

FIGURA 5.9  
Roma, villa Medici. Sonda a corona diamantata (diametro esterno 160 mm) utilizzata per carotaggi nel terreno

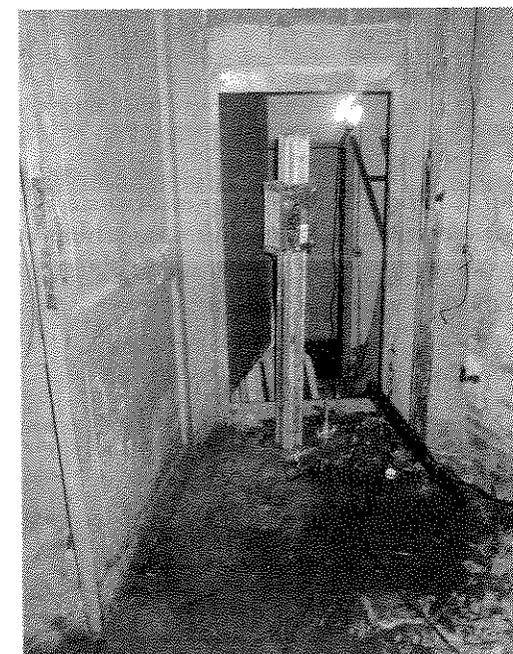


Foto SPC srl – Roma.

piazza di Spagna); esse indicano poi la presenza di una cisterna sotterranea e non fanno riferimento a eventuali dissesti. La carta idrogeologica segnala la presenza del livello idrico sottostante l'edificio a circa 25 metri s.l.m. e di due altri corsi acquiferi, rispettivamente all'interno dei materiali vulcanici (circa 35 metri s.l.m.) e nelle ghiaie di base (circa 15 metri s.l.m., in pressione). Considerata l'esautività dei dati, non sono state effettuate indagini piezometriche (a tubo aperto, per terreni a elevata permeabilità, o tipo "Casagrande", per terreni a bassa permeabilità) né prove di permeabilità (tipo "Lefranc" o "Lugeon"; Rocchi, 2001).

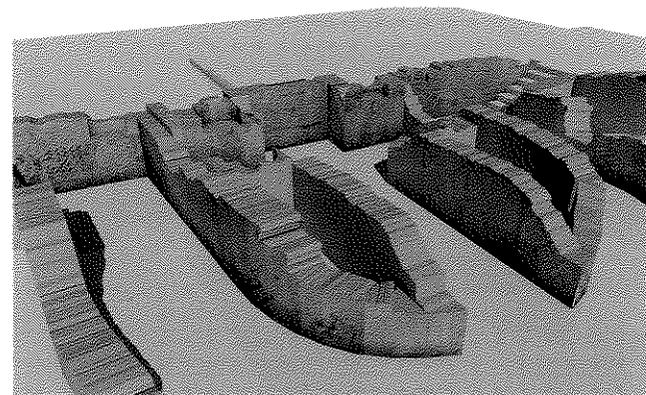
I sondaggi nel terreno sono stati eseguiti fino a una profondità massima di 10 m (cfr. FIG. 5.9). In alcune zone è stata effettuata la misurazione del valore della coesione non drenata unicamente per mezzo del penetrometro tascabile (*pocket penetrometer*), senza eseguire, dato il discreto quadro conoscitivo fornito dalle indagini indirette, prove penetrometriche più complesse (rivolte alla misura di un indice di resistenza del terreno) come quelle statiche o dinamiche o le cosiddette "SPT", normalmente le più frequenti (Rocchi, 2001).

Grazie ai sondaggi è stato possibile ricostruire tre sezioni stratigrafiche che mostrano la presenza di terreni alluvionali limoso-sabbiosi-argillosi su cui poggiano depositi vulcanici (tufi terrosi a luoghi semilitoidi, pozzolane e cineriti fortemente addensate; FIG. 5.10). Le strutture di fondazione di Villa Medici sono appoggiate a quote diverse, dislivellate fino a un massimo di 2,3 metri, e ammorsate al pendio naturale. Gli spessori dei terreni di riporto presso la fabbrica sono modesti, diversamente da quanto avviene dalla parte dei giardini e lungo viale Trinità dei Monti.

Prove di laboratorio a compressione e fonti bibliografiche hanno indicato valori di resistenza dei depositi piroclastici sui quali appoggiano le fondazioni variabili da 500 kPa (nei tufi terrosi più profondi) a 1.000 kPa (nelle cineriti grigie più superficiali). Ulteriori analisi hanno evidenziato il buon livello di attrito e di coesione dei sedimenti alluvionali limoso-sabbiosi-argillosi rinvenuti al di sotto dei depositi vulcanici, caratterizzati da qualità meccaniche nel complesso discrete.

I risultati complessivi sembrano sufficienti a delineare il quadro geotecnico dell'area indagata, per cui non sono state eseguite procedure più specifiche come le prove dilatometriche, pressiometriche, finalizzate ad analizzare le deformabilità del terreno, o le prove scissometriche (*vane test*) per la determinazione della coesione.

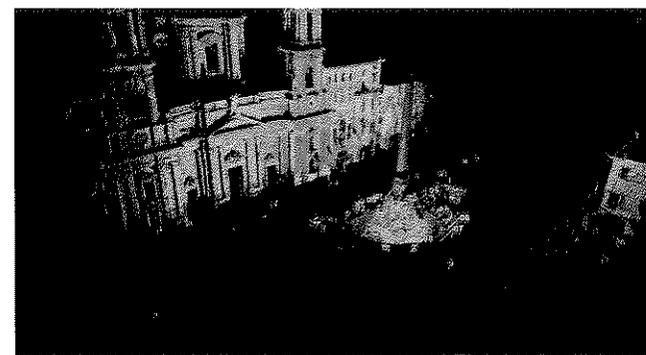
Se le tecniche d'indagine descritte non possono essere eseguite a causa di condizioni del terreno sfavorevoli o per la possibile presenza di strati archeologici, si può ricorrere alle prove soniche, in genere impiegate sugli elevati, o a indagini radar (sistema GPR). Queste ultime permettono di indagare sulla struttura e sulla composizione del sottosuolo (rilevando cavità, variazioni stratigrafiche tra litotipi, preesistenze, strati archeologici, spessore delle fondazioni) attraverso l'analisi delle riflessioni di onde elettromagnetiche trasmesse ad alta frequenza (FIGG. 5.11-5.13; Bussi, 1996).



a) Modello 3D della cripta anulare di S. Vincenzo al Volturno, con il montaggio degli affreschi (elaborazione di L. Cantalini e A. Placidi).

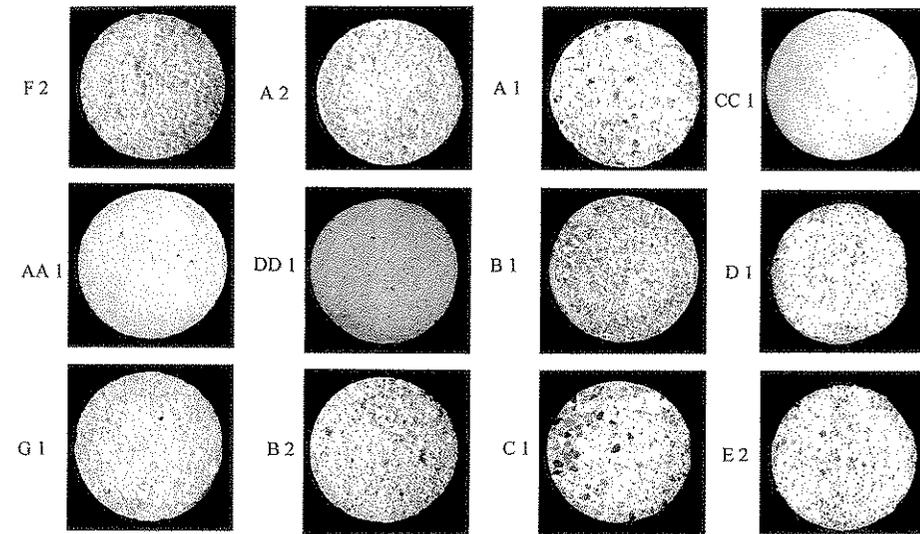


b) Ricostruzione virtuale del Tempio di Giove Capitolino sul Campidoglio (Studio Altair 4 - Roma).

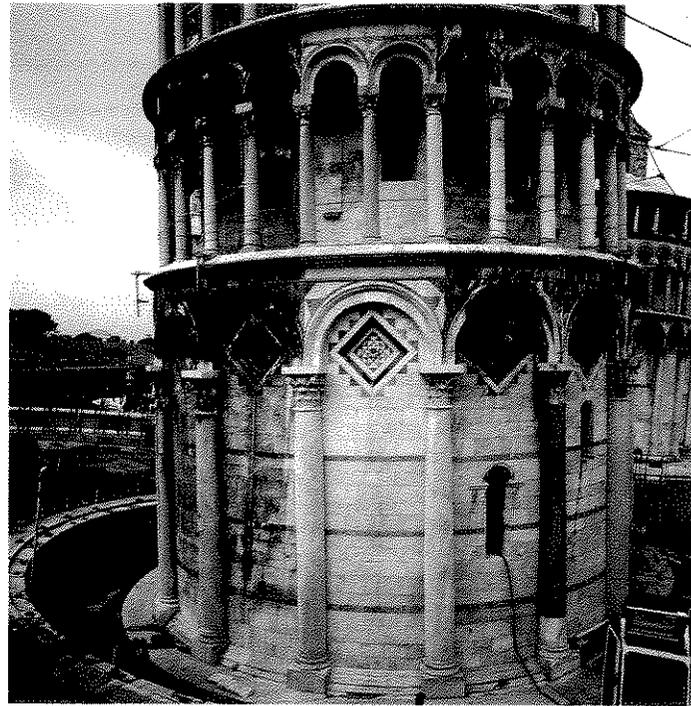


c) Roma, Fontana dei Fiumi in piazza Navona. Nel raggio d'azione dello strumento appare la facciata di S. Agnese in Agone, puntualmente restituita, mentre sono esclusi i lati corti della piazza. I numeri indicano i target posizionati per il montaggio delle scansioni effettuate girando intorno alla fontana, mentre i raggi corrispondono ai pannelli trasparenti nella recinzione del cantiere, dove lo strumento ha potuto "vedere" anche la pavimentazione.

Rilievo eseguito con scanner laser 3D (Leica HDS 4500/software Leica HDS Cyclone) da S. D'Amico con la collaborazione di A. Rubino (ISCR, 2008).

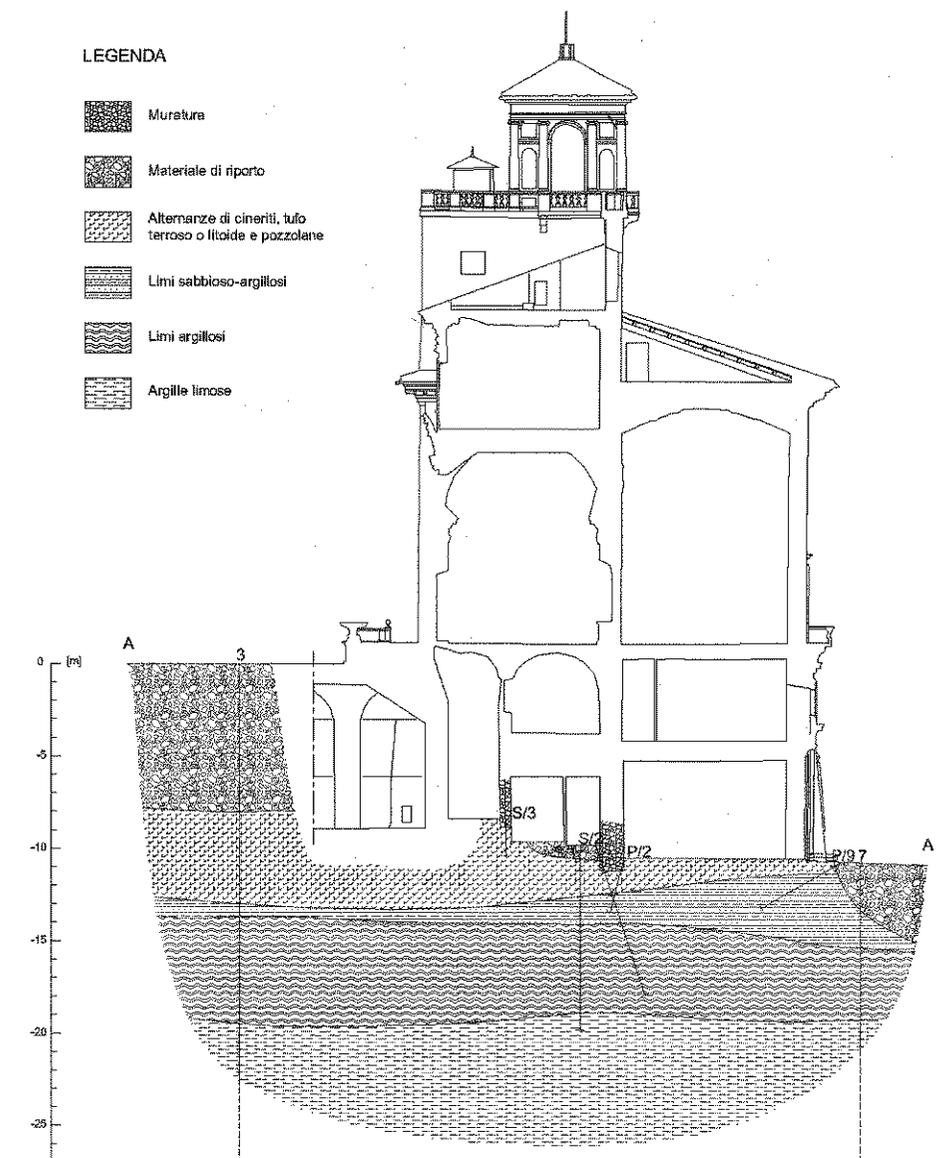


a) Torre di Pisa: campioni delle differenti tipologie di malte (tutte a base di grassello di calce) utilizzati nelle stuccature; le varie composizioni cercano di assecondare i toni cromatici e l'aspetto materico delle diverse pietre presenti nella fabbrica (da D'Elia, Capponi, 2005).



b) Uno dei tasselli scelti per il "cantiere di progetto" ripreso al termine delle operazioni di restauro. L'immagine costituisce un efficace accostamento della situazione *ante operam* al risultato finale; è ben visibile, specialmente nel loggiato del secondo ordine, la cura con cui sono state conservate le patine stese dal tempo sulle superfici del monumento (da D'Elia, Capponi, 2005).

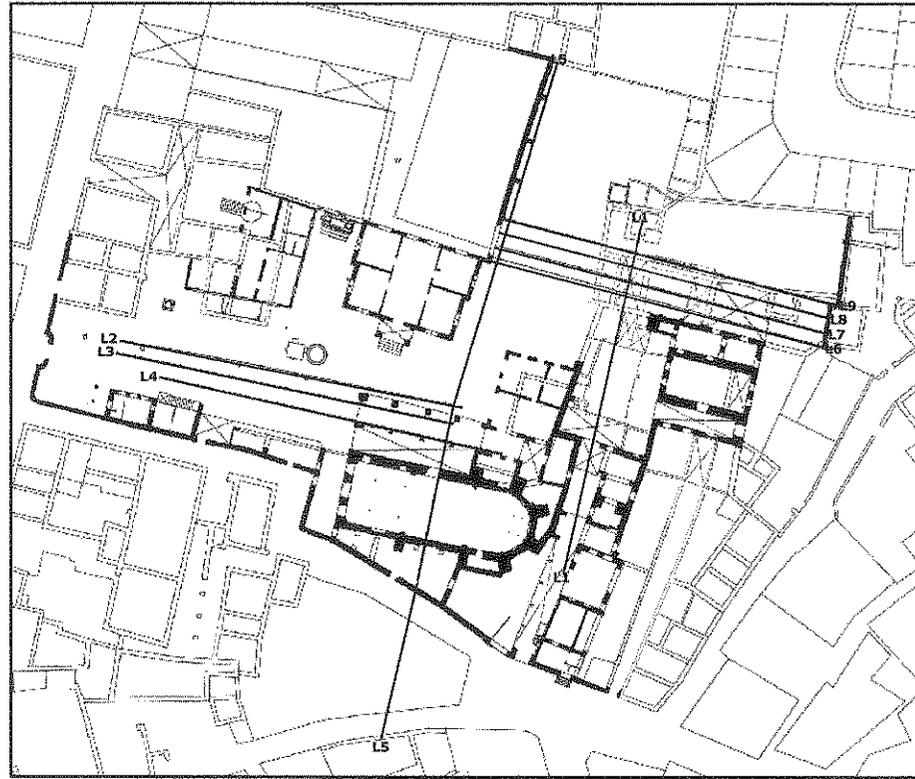
FIGURA 5.10  
Roma, villa Medici. Sezione stratigrafica rappresentativa delle indagini geognostiche condotte



Elaborato grafico spc srl - Roma.

FIGURA 5.11

Nicosia (Cipro), chiesa e convento degli Armeni. Planimetria con indicazione dei tracciati delle linee geoelettriche



Elaborato grafico BCD srl - Roma.

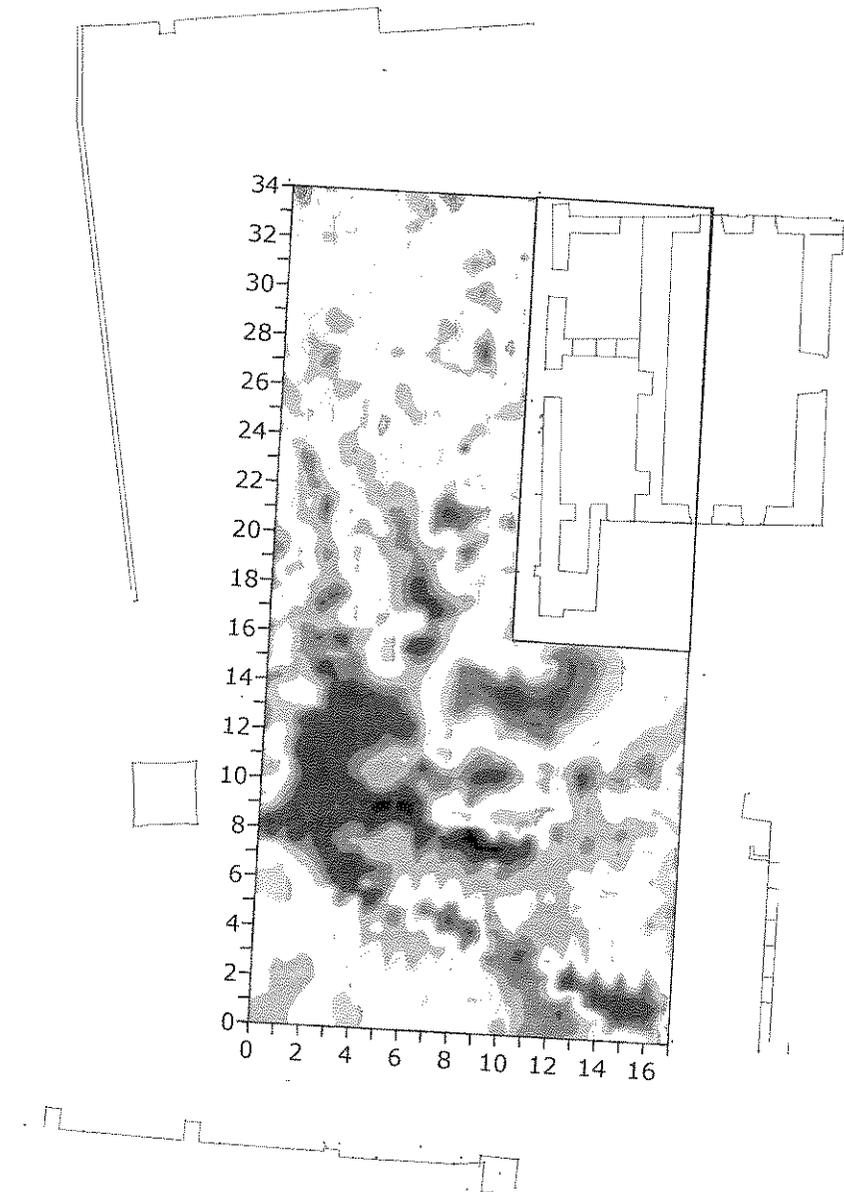
*Indagini sulle strutture in elevazione:  
il caso della chiesa di S. Biagio a Montepulciano*

La chiesa di S. Biagio a Montepulciano, realizzata su progetto di Antonio da Sangallo il Vecchio tra il 1518 e il 1552, è collocata poco al di fuori delle mura urbane; essa presenta un impianto a croce greca, caratterizzato a sud da una tribuna absidale semicircolare e a nord da un'ampia facciata con due campanili a struttura indipendente inseriti tra i bracci (quello occidentale incompiuto). I paramenti esterni e interni sono in conci squadrati di travertino a ricorsi orizzontali.

L'edificio presenta numerose lesioni ad andamento subverticale e distacchi di materiali lungo due dei pilastri interni (a sud-est e nord-ovest) che sorreggono gli archi d'imposta della cupola centrale (FIG. 5.14). La Soprintendenza

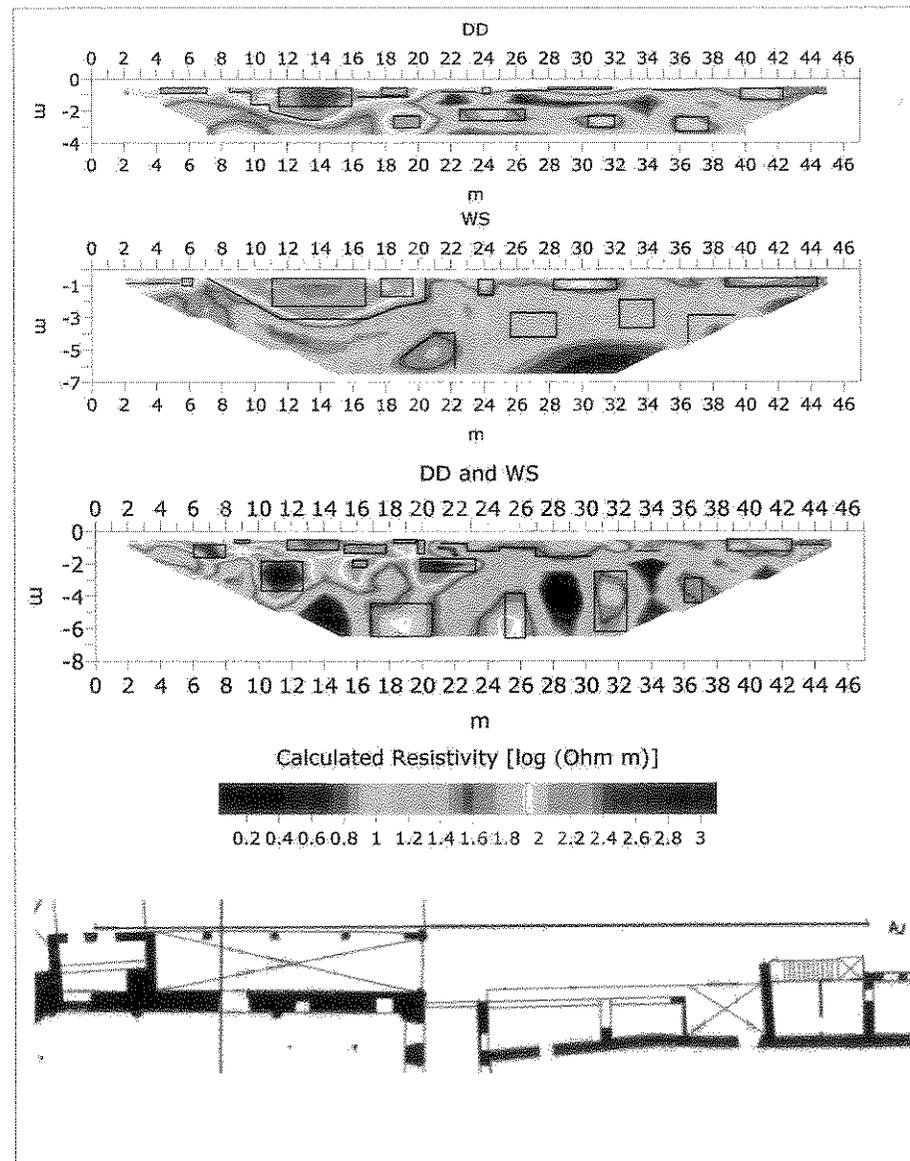
FIGURA 5.12

Nicosia (Cipro), chiesa e convento degli Armeni. Mappa "gradiometrica" ottenuta attraverso la sovrapposizione delle linee geoelettriche lungo le due direzioni



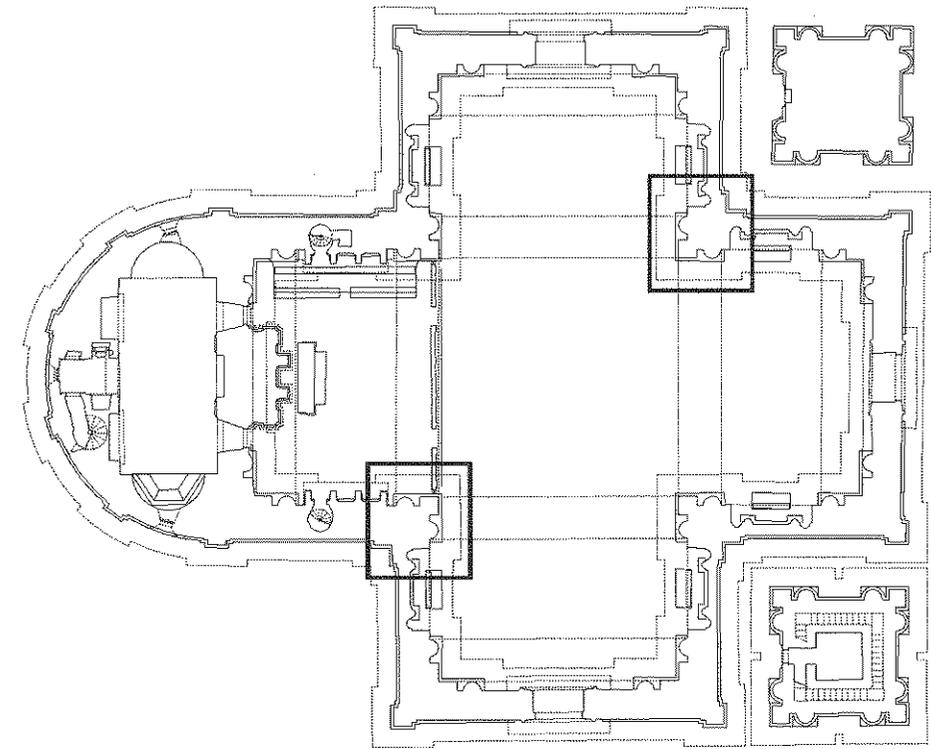
Elaborazione BCD Progetti srl - Roma.

FIGURA 5.13  
Nicosia (Cipro), chiesa e convento degli Armeni. Diagramma che illustra la composizione verticale del terreno relativa alla linea geoelettrica numero 4



Elaborazione BCD Progetti srl - Roma.

FIGURA 5.14  
Montepulciano (Siena), chiesa di S. Biagio. Pianta con indicazione dei pilastri su cui sono stati condotti carotaggi, indagini videoendoscopiche e prove soniche



Elaborato grafico SPC srl - Roma.

per i Beni Architettonici e per il Paesaggio di Siena e Grosseto ha pertanto avviato, a partire dal 2005, uno studio approfondito della fabbrica, che comprende la redazione del rilievo architettonico, l'analisi delle vicende costruttive, l'elaborazione di un dettagliato quadro fessurativo e lo svolgimento di una prima analisi numerica, così da ottenere un dato di riferimento in merito allo stato tensionale dei pilastri. La realizzazione di quattro carotaggi nei pilastri fessurati ha fornito ulteriori elementi relativi alla composizione e ad alcune caratteristiche tecniche dei materiali costitutivi (Binda *et al.*, 2001), ulteriormente arricchiti da prove fisiche e da osservazioni al microscopio in luce trasmessa su sezioni sottili (NORMAL Raccomandazioni 10:1982, 14:1983) realizzate sui campioni ricavati dalle carote. In tal modo si sono acquisite informazioni sulla composizione mineralogico-petrografica degli impasti delle malte e dei materiali lapidei naturali. Le analisi numeriche hanno chiarito la sofferenza a compressione dello strato corticale dei pilastri in assenza di collaborazione fra

nucleo interno e paramenti: la portanza strutturale verrebbe infatti interamente affidata al travertino posizionato all'esterno, con chiari problemi d'inadeguatezza della sezione resistente ai carichi agenti.

Gli studi storici sulla fabbrica ricordano che la chiesa, costruita per onorare la Madonna di S. Biagio a seguito di un evento miracoloso riportato dalla tradizione popolare, fu sottoposta alla valutazione degli organi competenti dell'epoca (gli "Otto di Pratica") al fine di ottenere i permessi necessari per l'avvio dei lavori (Giorgi, 1999; Cozzi, 1992). Dagli atti relativi a questa istruttoria si comprende la preoccupazione di evitare che la chiesa, posizionata al di sotto della fortezza, divenisse un ricovero per eventuali nemici: la struttura doveva pertanto risultare facilmente demolibile in caso di necessità, requisito perseguibile con la costruzione di una struttura portante puntuale, limitata ai pilastri di sostegno delle volte, opportunamente tamponata con una muratura meno resistente. Già a partire dal primo decennio del Novecento sono documentati cedimenti nei pilastri interni, nell'intradosso degli arconi sovrastanti, nell'architrave del portale di ingresso; a essi si aggiungono problemi d'infiltrazione dal basso e dall'alto, dovuti all'assenza di un sistema di smaltimento delle acque meteoriche adeguato. Nel 1987 sono stati eseguiti alcuni saggi per indagare le caratteristiche del terreno, le fondazioni e il livello di falda in corrispondenza della parte umida, soprattutto presso il presbiterio. Questa campagna di indagini idrogeologiche e geologico-tecniche, come si legge sulla relazione finale, evidenzia che il tempio poggia su fondazioni a sacco molto superficiali, a soli 80 cm dal piano di campagna, larghe quanto gli elevati. Le lesioni sui pilastri sembrano però dovute a fenomeni di schiacciamento e non a cedimenti in fondazione.

Sulla base di questo quadro informativo, si è deciso di approfondire lo studio dei dissesti dei due pilastri interni tramite un monitoraggio strumentale condotto dall'aprile 2005 al maggio 2007; la realizzazione di ulteriori indagini, videoendoscopiche, soniche e di compressione a rottura sulle carote di estrazione (eseguite dalla società SPC srl di Roma), hanno poi aiutato a dimensionare l'intervento di consolidamento sui pilastri; questo appariva infatti indispensabile per aumentare la resistenza a compressione e migliorare la collaborazione tra paramenti e nucleo delle strutture, così da ridistribuire il carico verticale con maggiore omogeneità, evitando le cerchiature esterne o gli interventi parziali, limitati a garantire la sola adesione del travertino distaccato. L'esecuzione di quattordici videoendoscopie lungo due lati ispezionabili dei due pilastri e su tre livelli diversi (3, 5, 7 m) ha consentito di ricostruire l'esatta geometria e la composizione muraria, nonché di evidenziare presenza di cavità o lesioni interne; queste sono state eseguite con una sonda di diametro 6 mm, lunga 5 m e inserita all'interno di fori orizzontali realizzati con una carotatrice elettrica a rotazione con punta diamantata (diametro 60-80 mm) e lunghezze variabili tra i 103 e i 156 cm. Il posizionamento dei fori è avvenuto lungo i margini dei conci, in zone che non compromettessero la percezione unitaria della superficie architettonica. Una microtelecamera dotata di un servomecca-

nismo per la rotazione sino a 150° e un sistema di illuminazione a fibre ottiche sono stati sistemati all'estremità della sonda in modo da ispezionare e riprendere l'interno delle cavità (FIG. 5.15). Le videoendoscopie hanno evidenziato la presenza di una tecnica costruttiva piuttosto uniforme, analoga a quella visibile presso il tratto incompiuto del pilastro angolare del campanile occidentale. Il paramento esterno, profondo dai 10 ai 25 cm, è costituito da blocchi di travertino locale abbastanza compatto e privo di grandi cavità, il nucleo presenta un conglomerato di malta di calce, laterizi rossi e bozze lapidee (calari e arenarie) di diverse dimensioni, con poche cavità interne.

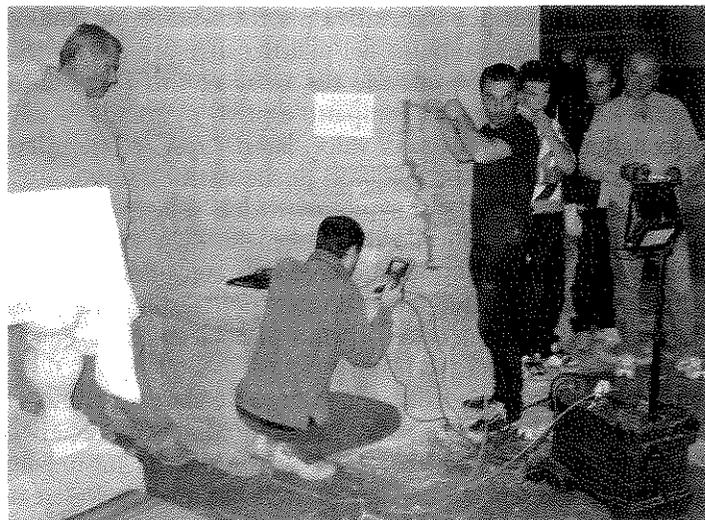
Sei indagini soniche, quattro sui pilastri e due sulle pareti del transetto, hanno poi aiutato a stimare il livello di omogeneità del materiale, da confrontare con i risultati ottenuti dopo l'intervento di consolidamento. Le misure sono state effettuate con la cosiddetta tecnica "per trasparenza" (Binda *et al.*, 2001), posizionando un trasmettitore di tipo piezoelettrico su una parete e il ricevitore sul lato opposto (FIG. 5.16).

Sui due lati corrispondenti della zona indagata è stato costruito un reticolo quadrato (80 x 80 cm) definito da sedici punti equidistanti indicati con adesivi rimovibili; in ogni punto del reticolo è stata effettuata la misurazione, emettendo da una parte un segnale con un martello strumentato e registrandolo dall'altra con il trasmettitore corrispondente. La misura è stata campionata in tempo reale attraverso un computer portatile collegato ai sensori, predisposto per acquisire i segnali sotto forma di onde; ogni misura è stata desunta da sedici battute, che hanno fornito il tempo di emissione del segnale, e di corrispondenti sedici ricezioni, che hanno fornito la velocità di propagazione. È stato poi eseguito il trattamento dei dati attraverso il calcolo del rapporto percentuale fra la deviazione standard " $\sigma$ " e la velocità media di propagazione " $V_m$ ", elaborando un indice che esprime l'uniformità della velocità attraverso l'elemento strutturale; tale indice è stato confrontato con un valore di riferimento, compreso tra il 7 e il 10%, così da valutare il grado di uniformità della parte indagata. In generale, valori alti di  $\sigma/V_m$  indicano la possibile presenza di lesioni e sono comunque tipici di una muratura disomogenea. Le indagini condotte in S. Biagio attraverso l'intero spessore del pilastro hanno fornito un valore medio di propagazione dell'onda dell'ordine di 1.1000 m/s, indicativo di una muratura discretamente conservata.

L'impiego delle prove soniche a fianco dei saggi videoendoscopici ha consentito di elaborare parametri numerici utili a verificare i futuri risultati del consolidamento, mentre l'uso della termografia non avrebbe in questo caso offerto particolari indicazioni soprattutto sul nucleo, dato lo spessore significativo (in media pari a 15 cm) del rivestimento esterno (la termografia può offrire indicazioni, grazie a un buon riscaldamento della superficie architettonica, fino a 10-20 cm di profondità al massimo; Romeo, 1999).

La tecnica d'indagine radar, ad esempio il sistema GPR (Binda *et al.*, 2001), consente di ottenere informazioni sulle parti non visibili del terreno e della fabbrica in modo assolutamente non invasivo; essa è basata sulla tra-

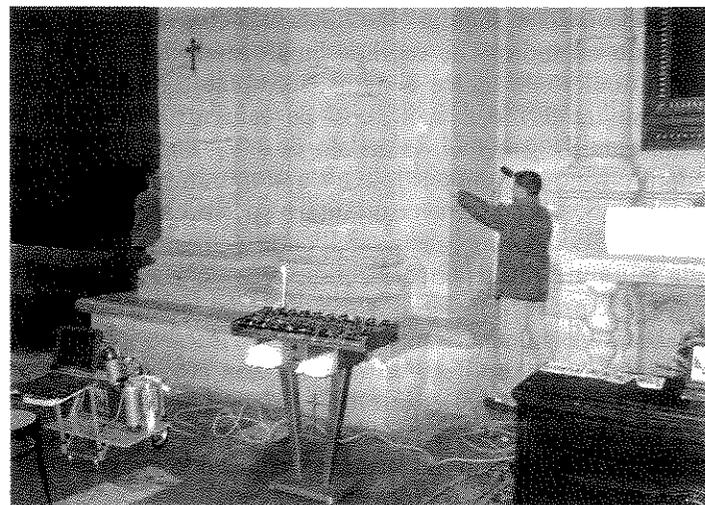
FIGURA 5.15  
Montepulciano (Siena), chiesa di S. Biagio. Esecuzione di un'indagine videoendoscopica (test n. 9, quota 3,47 m)



L'operatore in piedi mantiene il più possibile orizzontale la sonda d'ispezione, mentre l'altro controlla l'esatta registrazione dei videogrammi.

Foto SPC srl - Roma.

FIGURA 5.16  
Montepulciano (Siena), chiesa di S. Biagio. Esecuzione di una prova sonora "per trasparenza"



I punti di emissione e ricezione sono posizionati in due facce opposte del pilastro.

Foto SPC srl - Roma.

smissione e sulla ricezione di onde elettromagnetiche che vengono elaborate graficamente in profili paralleli, in scala di grigi o a colori, strettamente correlati alla disposizione e alla forma degli elementi nascosti. Questa procedura è particolarmente efficace per evidenziare la presenza di parti metalliche o in legno interne alla muratura, come ad esempio le barre metalliche suborizzontali, inserite all'interno di alcuni rocchi delle colonne del tempio "C" di Selinunte, rinvenute da una campagna di test GPR (48 profili lungo la direzione longitudinale delle colonne, 47 trasversali, 14 sui capitelli e 40 sull'architrave) completata nel giugno 2000 (Fabbrocino, Manfredi, Giangreco, 2001).

Anche l'efficacia di questa metodica dipende dalla profondità di penetrazione: l'impiego di antenne a frequenze più basse, a minore risoluzione, consente di raggiungere distanze maggiori. In genere, si possono investigare con questa tecnica murature spesse fino a 50 cm, per cui, ancora una volta, i pilastri di S. Biagio sarebbero stati indagati solo per una parte del nucleo.

Materiali, paramenti e nuclei dei pilastri sono stati infine soggetti a prove per la determinazione di peso specifico, resistenza a compressione e modulo elastico: sono state eseguite sei prove di compressione su cinque campioni cilindrici, due prelevati con le carote delle videoendoscopie dal nucleo e tre dal travertino esterno. Sono state inoltre misurate le deformazioni durante le fasi delle prove a compressione assiale, predisponendo su ogni provino tre ponti estensimetrici, disposti a  $120^\circ$ , direttamente incollati sulla superficie esterna (FIG. 5.17). I valori forniti da queste prove hanno evidenziato che il travertino del paramento esterno possiede un peso specifico corrispondente a quello del travertino "montemerano" (2.300 kg/mc circa), mentre la sua tensione di rottura è più bassa (compresa fra 37 e 41 N/mm<sup>2</sup>), probabilmente per la presenza di cavità interne. I valori del modulo elastico sono tutti compresi tra 40.000 e 45.000 N/mm<sup>2</sup>. Meno esaustive appaiono le informazioni ottenute sul nucleo, costituito da elementi eterogenei: i valori delle caratteristiche meccaniche ottenuti testando due provini sono risultati difforni fra loro. In particolare, i valori del modulo elastico, compresi tra 13.180 e 29.780 N/mm<sup>2</sup>, sono molto inferiori rispetto a quelli relativi al paramento esterno: si conferma così l'ipotesi che i carichi trasmessi ai pilastri migrino verso la zona più rigida, che viene così sovraccaricata.

Ragioni di fattibilità hanno sconsigliato l'opportunità di eseguire prove con martinetti piatti (Binda, Tiraboschi, 2000): il paramento dei pilastri di S. Biagio presenta giunti di malta sottilissimi, grazie alla configurazione tronco-piramidale dei conci di travertino (osservata con le videoendoscopie), e il taglio orizzontale avrebbe danneggiato la muratura; le condizioni compromesse dei paramenti, poi, avrebbe al più consentito un'unica prova, di per sé poco significativa.

La proposta finale di consolidamento ha disposto l'inserimento nei pilastri di barre in fibra aramidica (diametro 7,5 mm), in parte passanti e in parte autoancorate, disposte nelle perforazioni, pretese e rese infine solidali con



FIGURA 5.18  
Roma, Grande Aula dei Mercati di Traiano. Riempimento con acqua dei "vasconi" in PVC impiegati durante la prova di carico

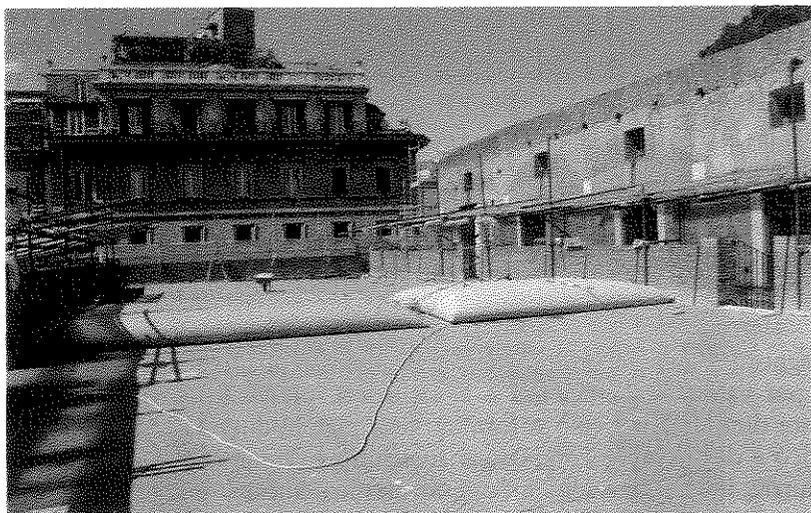


Foto SPC srl - Roma.

FIGURA 5.19  
Roma, Grande Aula dei Mercati di Traiano. Lettura a carico massimo applicato sulla volta durante la prova



Le misure di abbassamento sono state eseguite con l'ausilio di uno strumento ottico "Livello Zeiss" con lamina piana parallela e stadia invariabile da 3,00 m e di 11 basi disposte all'estradosso.

Foto SPC srl - Roma.

La verifica finale dell'efficacia del consolidamento ha richiesto una prova di carico finalizzata a simulare il comportamento della volta sotto il carico accidentale di progetto, pari a 400 daN/mq. Tale prova è stata effettuata dalla società SPC srl di Roma nel maggio 2007.

È stata quindi scelta una zona larga quanto uno degli ambienti laterali, sottoposta a carico tramite la disposizione di due serbatoi deformabili ad acqua (grandi 6 x 3 m e 4 x 3 m e sollevabili fino a un massimo di 0,75 m; FIG. 5.18).

Il carico è stato applicato in modo graduale e crescente sino a un'altezza massima del serbatoio pari a 45 cm, misurata lungo il bordo sud e corrispondente al valore medio di 400 daN/mq. Il piano d'appoggio non era perfettamente orizzontale, in quanto i due bordi laterali di ogni gommone erano sfalsati di circa 10 cm, pertanto il carico prodotto ha assunto una distribuzione trapezoidale, con un minimo di 350 daN/mq e un massimo di 450 daN/mq. Durante la fase di carico sono state eseguite letture degli abbassamenti a intervalli regolari. Il carico massimo è stato raggiunto dopo sei ore e mezzo ed è stato mantenuto per circa 50 minuti, sino alla completa stabilizzazione delle deformazioni (FIG. 5.19). Si è proceduto quindi alla rimozione progressiva della sollecitazione effettuando soste a intervalli regolari. Dopo circa un'ora è stata completata l'operazione di scarico di tutta la struttura, mentre le letture sono proseguite per circa 30 minuti, sino alla completa stabilizzazione delle deformazioni.

L'analisi dei valori registrati ha evidenziato che le misure appaiono congruenti con lo schema di carico applicato e che l'abbassamento massimo raggiunto, pari a 0,87 mm, corrisponde a 1/12.218 della luce della volta, pari a 10,6 m. Inoltre, durante l'esecuzione della prova non sono stati rilevati fenomeni fessurativi o dissesti evidenti sulla struttura.

#### *Indagini sulle strutture in legno*

Lo studio del comportamento strutturale dei legni in opera non può prescindere dalla preliminare individuazione della configurazione e del dimensionamento dell'elemento resistente, consentita dal rilievo geometrico (esteso alla forma delle sezioni, alle decorazioni, alle lavorazioni superficiali particolari, alla ferramenta di collegamento), dalla valutazione diretta della specie legnosa e dei difetti visibili (nodi, cipollature e canastri, fibrature deviate, fenditure da ritiro dritte o elicoidali), dallo studio storico del manufatto (Tampone, 1996; Aveta, Monaco, 2007). Segue il rilievo del degrado strutturale, attento all'individuazione di eventuali traslazioni (scorrimento sugli appoggi e abbassamenti), rotazioni (perdita di planarità e rotazioni rigide), deformazioni (svergolamenti, depressioni, inflessioni, contrazioni, dilatazioni, elongazioni, arcuature, falciature, imbarcamenti, schiacciamenti, rifollamenti, corrugamenti), fessurazioni (a ramo unico, passanti, diffuse), rotture (fibrose, nette), nonché delle degradazioni biotiche (funghi e insetti). Tutte queste

patologie costituiscono alterazioni superficiali, ma possono spesso determinare la diminuzione delle sezioni resistenti (Tampone, 2002b). Queste informazioni devono essere raccolte in tabelle riepilogative e carte tematiche (Lauriola, Macchioni, Mannucci, 2002), con l'ausilio di segni convenzionali in grado di fornire un quadro conoscitivo sinottico e sintetico su cui ragionare per la pianificazione di eventuali indagini strumentali e di interventi di consolidamento.

La datazione dei legni può essere determinata attraverso l'analisi dendrocronologica (Tampone, 1996; Romagnoli, Nocetti, Scarlatto, 2005; Bernabei, 2005), impiegata, ad esempio, per individuare il periodo di taglio delle travi di un solaio, "a regolo per convento" di circa 100 mq, posto a coprire due vani a piano terra in un palazzo seicentesco di Ancona, in via Pizzecolli 21 (Munafò, Tassi, Zizzari, 2005). L'indagine ha esaminato gli anelli legnosi visibili sulle sezioni di carote cilindriche, in buona parte integre nonostante la durezza e gli attacchi fungini, prelevate da tre travi; due di queste sono state in tal modo datate intorno alla fine del 1200, la terza fra il 1340 e il 1400; devono pertanto essere state recuperate da fabbriche più antiche per essere utilizzate nel palazzo barocco.

Sulle stesse travi sono state indagate le proprietà resistografiche, in primo luogo misurandone l'umidità, dato che il contenuto di acqua, oltre a favorire l'attacco biocida, influenza la resistenza del materiale (Aveta, Monaco, 2007). I valori di umidità, riscontrati con un igrometro elettrico, sono risultati elevati (superiori al 18%), soprattutto in prossimità degli appoggi, e hanno in tal modo spiegato la gravità dell'attacco da parte dei funghi xilofagi, tale da dimezzare in alcuni punti la sezione dei legni.

L'impiego dell'igrometro, costituito da un misuratore di resistenza elettrica collegato a due elettrodi, a loro volta infissi nell'elemento, implica la realizzazione di forature a profondità diverse e per tale ragione non è adatto alle superfici decorate. In questi casi si utilizzano misuratori "a radiofrequenza" (del tipo "a capacità" o "a dissipazione"), che determinano indirettamente il contenuto di umidità in funzione delle capacità dielettriche del materiale. Ulteriori informazioni sull'umidità di equilibrio che un legno può raggiungere nell'ambiente in cui è posizionato possono essere ottenute dai diagrammi dell'umidità relativa e della temperatura dell'aria tracciati da termoigrografi o da sonde termoigrometriche (Aveta, Monaco, 2007).

Le caratteristiche meccaniche del legname in opera dipendono, oltre che dalla specie legnosa, dalla qualità meccanica degli elementi, in larga misura dovuta alla presenza di particolari difetti. Ad esempio i nodi, punti di raccordo dei rami con il fusto, alterano localmente il normale andamento della fibratura, pertanto la loro diffusione può compromettere l'efficienza del materiale; la deviazione eccessiva della fibratura rispetto alla direzione longitudinale, le fessure da ritiro passanti, le cipollature (separazioni tra due anelli di accrescimento contiguo o all'interno di uno stesso anello), i cretti da gelo, da vento, da fulmine, le lesioni dovute all'attacco biotico, soprattutto degli xilofa-

gi, influenzano invece la classificazione dei legni eseguita con il metodo cosiddetto "secondo Giordano", che fornisce su due tabelle rispettivamente i criteri di classificazione a vista e le caratteristiche di resistenza sotto forma di tensioni ammissibili e di valore medio del modulo elastico. In tal modo si possono classificare empiricamente i legni con capacità portante alta, normale, bassa (Macchioni, Mannucci, 2002a; Mannucci, Togni, 2002). Le nuove regole di calcolo, basate sul metodo degli stati limite, riportate nell'Eurocodice 5, elaborano un sistema di classificazione specifico per ogni specie legnosa, oggi esistente soltanto per alcuni tipi di legno (UNI-ENV 1-2:1995).

Le indagini a vista non sempre sono sufficienti a classificare una struttura lignea, anche per l'impossibilità di osservare integralmente gli elementi, ad esempio le superfici estradossali delle travi di un solaio oppure le facce decorate, dipinte o rivestite. Per tale ragione si ricorre a tecniche strumentali, perlopiù ancora sperimentali, che misurano valori locali, rappresentativi dell'area prossima al punto di misura, o globali, riferibili all'intero elemento indagato. In assenza di decorazioni superficiali, i valori di resistenza possono essere misurati *in situ* con l'uso del cacciavite, infisso nella superficie del legno al fine di saggiare la resistenza offerta alla penetrazione (i legni degradati si lasciano penetrare più facilmente), o mediante l'estrazione di un chiodo o di una vite, inseriti nell'elemento e successivamente estratti per misurare la forza di contrasto del legno (i legni degradati oppongono meno resistenza all'estrazione). Queste procedure sono state messe a punto prevedendo la misurazione della forza di estrazione tramite celle di carico dinamometriche collegate a indicatori numerici (Aveta, Monaco, 2007). Altri metodi per la stima delle proprietà meccaniche sono basati sulla resistenza alla trapanatura (con trapani strumentati, come il "Resistograph" e il "Densitomat", dotati di due motori elettrici che attuano il movimento rotatorio e di avanzamento, per valutare la resistenza offerta dal legno alla penetrazione di una punta larga circa 3 mm, o come il "Decay Detting Drill 200", che registra graficamente la velocità di avanzamento della punta nel legno a pressione costante), ma manca ancora l'esatta correlazione fra i valori misurati e i parametri di resistenza consueti (Macchioni, Mannucci, 2002b; Aveta, Monaco, 2007).

Il modulo di elasticità può essere determinato misurando la durezza superficiale con prove dette "d'impronta", solitamente in laboratorio. La UNI ISO 3350 definisce il "metodo Janka", che utilizza una procedura simile al "metodo Brinell"; sono basati sulla misura l'uno della forza necessaria per far penetrare una sfera d'acciaio e l'altro del diametro dell'impronta della sfera sottoposta a un carico prefissato crescente. Più recentemente si è definito il cosiddetto "metodo Turrini e Piazza", simile alle procedure applicate con strumenti tipo il "Pilodyn", o il penetrometro "Wood Pecker". Tutte queste prove sono molto influenzate dalle condizioni superficiali della zona lignea indagata (Macchioni, Mannucci, 2002b; Aveta, Monaco, 2007).

La maggioranza delle misure globali è di tipo dinamico e si basa in parte sulla velocità di propagazione di onde meccaniche (soniche e ultrasoniche) in direzione parallela alla fibratura, in parte su metodi vibratorii che misurano le frequenze fondamentali di vibrazione (longitudinale e trasversale, libere o indotte) degli elementi lignei, ipotizzando specifiche condizioni di vincolo a cui essi sono sottoposti (Macchioni, Mannucci, 2002b). Nel primo caso vengono impiegate apparecchiature come il martello elettronico "metriguard" o il "sylvatest"; per entrambe le procedure è prevista la realizzazione di due forature, rispettivamente per infiggere due viti sui lati opposti della superficie indagata o per alloggiare due punte che emettono e ricevono onde (Aveta, Monaco, 2007).

Per valutare il modulo elastico di una trave si possono anche effettuare prove statiche *in situ*, così da misurare le deformazioni dell'elemento sottoposto a un carico noto; il risultato delle prove è però in parte compromesso dalle incertezze relative alle effettive condizioni di vincolo e alle condizioni della sezione resistente della trave.

Il prelievo di campioni di forma cilindrica ("carotine"), per effettuare prove di laboratorio per analisi meccaniche, fisiche e chimiche sul materiale sano e degradato, viene eseguito con speciali apparecchiature, come la cosiddetta "trivella di Pressler" (Macchioni, Mannucci, 2002b). Accompagnano spesso i prelievi e le tecniche che comportano forature nel legno le prove endoscopiche, che sfruttano i varchi aperti e utilizzano apparecchiature di precisione, costituite da lenti e prismi o strumentazioni a fibre ottiche o ancora dotate di microtelecamera (Aveta, Monaco, 2007).

La diagnostica sul legname in opera viene impiegata, nella maggior parte dei casi, con metodiche che prevedono l'associazione di più procedure, così da poter confrontare e valutare criticamente i risultati. L'esame delle capriate nella copertura ottocentesca del Teatro Sociale di Trento è stato condotto attraverso un *check up* completo che, dopo un accurato rilievo geometrico, ha comportato prove igrometriche, indagini con il Pylodin, con la macchina d'impronta, misure con il Resistograph, prove dinamiche, prove ultrasoniche con il Sylvatest, prove di flessione sui singoli elementi, nonché valutazioni numeriche verificate con i risultati della diagnostica; è stata anche effettuata una simulazione di carico ultimo su una capriata smontata e rimontata in laboratorio. Il lavoro, di carattere sperimentale, ha consentito di acquisire una conoscenza completa della struttura, nonché di mettere a punto metodiche investigative soprattutto attente alla correlazione fra riscontri diretti e analisi numerica (Brentari, Piazza, 2004).

#### *Indagini sulle componenti metalliche: verifica del tensionamento di catene*

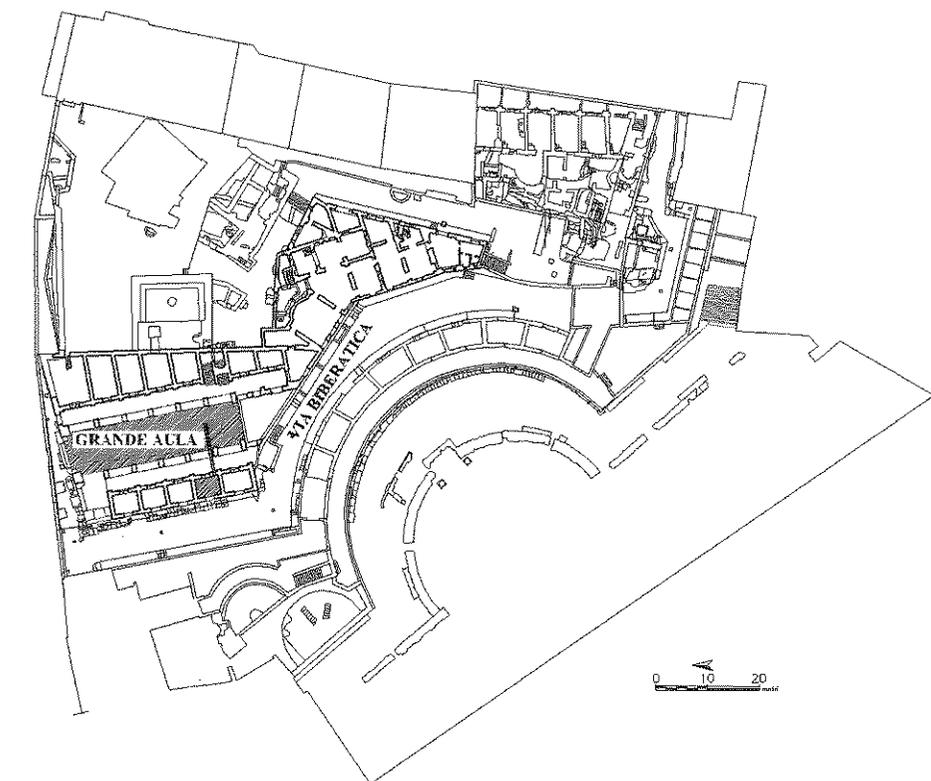
Lo stato tensionale di un tirante metallico può essere determinato con prove dinamiche quando l'elemento è in vista (ad esempio nelle catene alle reni di archi o volte). La prova viene eseguita imprimendo al tirante un impulso, soli-

tamente generato con un'apposita massa, e misurando le sollecitazioni attraverso un accelerometro monoassiale posizionato sulla mezzeria e a sua volta collegato a una centralina elettronica d'acquisizione dati (Rocchi, 2001).

I valori rappresentativi della fase vibratoria devono poi essere opportunamente elaborati e tradotti in termini di frequenze di vibrazione. Una volta individuate le frequenze proprie del tirante si risale alla determinazione dello sforzo totale che la catena impegna nei confronti delle sollecitazioni esterne. Noti lo sforzo totale e le caratteristiche geometriche, si risale alla tensione unitaria (Giuriani, Plizzari, Bassini, 1995).

Quando il tirante metallico è inserito all'interno di muri o nel terreno, come accade con le catene inserite nella parete di fondo di alcuni ambienti prospicienti la via Biberatica, presso i Mercati di Traiano a Roma, l'operazione

FIGURA 5.20  
Roma, Grande Aula dei Mercati di Traiano. Pianta al livello di via Biberatica con l'indicazione della sala e la posizione di una barra in acciaio parzialmente alloggiata nel terreno, in corrispondenza della *taberna campita*



Elaborato grafico SPC srl - Roma.

FIGURA 5.21

Roma, Mercati di Traiano. Particolare del martinetto e del flessimetro centesimale impiegati nella prova a sfilamento eseguita su una barra metallica alloggiata in una *taberna*

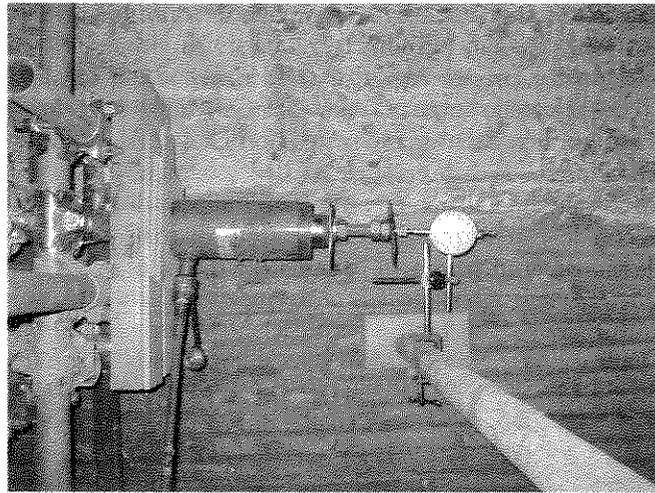


Foto spc srl - Roma.

di verifica diviene più complessa. Nel corso dei recenti lavori promossi dalla Soprintendenza comunale ai Beni culturali, Settore restauri di Roma per il consolidamento e il miglioramento sismico della Grande Aula, nella parete di fondo della seconda *taberna* (FIG. 5.20) è stato inserito un tirante, costituito da una barra di acciaio FeB44k di sezione circolare piena (con un diametro di 22 mm). La catena è stata alloggiata all'interno di una perforazione lunga circa 10 m (diametro 80 mm) eseguita nel sistema muratura-terreno retrostante e ancorata con iniezioni di malta idraulica.

La misurazione (eseguita dalla società spc srl di Roma, nell'ottobre del 2006) doveva verificare che la forza di aderenza del sistema di ancoraggio fosse in grado di sostenere un carico di trazione pari a 50 KN (5 tonnellate) ed è stata effettuata come una prova di sfilamento per trazione centrata (*pull-out test*), in cui la direzione di applicazione del carico si trova in asse con la barra metallica. L'applicazione della forza di trazione al tirante è stata realizzata con un sistema oleodinamico costituito da un martinetto cavo, un manometro, un tubo ad alta pressione e una centralina di pompaggio completa di valvola a spillo. Le misure degli spostamenti sono state eseguite mediante un flessimetro centesimale di tipo analogico, reso solidale a un punto fisso, il quale è stato posizionato con l'asse di misura nella direzione della barra in modo da rilevarne il movimento di sfilamento (FIG. 5.21).

TABELLA 5.1

Scheda riassuntiva dei valori della pressione esercitata dal sistema oleodinamico (in bar), della forza di trazione corrispondente applicata dal martinetto (in KN) e dei valori di spostamento rilevati dal flessimetro (in mm), nella prova di sfilamento eseguita su una barra metallica alloggiata in una *taberna* dei Mercati di Traiano

| Pressione (bar) | il ciclo   |                  |
|-----------------|------------|------------------|
|                 | Forza (KN) | Spostamento (mm) |
| 4               | 1,4        | 0,000            |
| 12              | 4,1        | 0,040            |
| 23              | 7,9        | 0,330            |
| 35              | 12,0       | 0,610            |
| 47              | 16,1       | 0,960            |
| 52              | 17,8       | 1,175            |
| 58              | 19,9       | 1,365            |
| 64              | 21,9       | 1,685            |
| 69              | 23,6       | 1,960            |
| 76              | 26,0       | 2,350            |
| 82              | 28,1       | 2,745            |
| 88              | 30,1       | 3,055            |
| 80              | 27,4       | 3,025            |
| 76              | 26,0       | 3,020            |
| 69              | 23,6       | 2,985            |
| 64              | 21,9       | 2,915            |
| 58              | 19,9       | 2,805            |
| 52              | 17,8       | 2,645            |
| 47              | 16,1       | 2,515            |
| 40              | 13,7       | 2,235            |
| 35              | 12,0       | 2,025            |
| 23              | 7,9        | 1,485            |
| 12              | 4,1        | 0,665            |
| 6               | 2,1        | 0,225            |
| 4               | 1,4        | 0,125            |

Elaborazione spc srl - Roma.

La prova di aderenza è stata effettuata con tre cicli di carico distinti, caratterizzati dall'applicazione di una forza massima di trazione via via crescente. Ogni ciclo ha contemplato una prima fase, in cui il carico è stato incrementato in maniera graduale fino al raggiungimento di un valore di picco, e una seconda fase di scarico, in cui si è valutata l'entità delle deformazioni permanenti provocate (TAB. 5.1).

I primi due cicli di carico, caratterizzati da valori massimi della forza di trazione rispettivamente pari a 10 e 30 KN, hanno determinato una risposta del sistema di ancoraggio di tipo elastico e un comportamento forza-spostamento relativo non del tutto lineare, probabilmente per l'assenza di un perfetto allineamento fra il sistema per la messa in trazione e la barra metallica. Durante l'esecuzione del terzo ciclo di carico si è verificata la rottura dell'ancoraggio per sfilamento della barra in corrispondenza del raggiungimento di

una forza massima dell'ordine di 35 KN. Una successiva messa in trazione della barra ha messo in evidenza come il sistema sia caratterizzato, comunque, da un carico residuo di sfilamento pari a 20 KN.

*Calcoli e verifiche: analisi tradizionali e modelli agli elementi finiti*

Il "percorso della conoscenza" storico-architettonica di un monumento (*Linee guida*, 2006), acquisito con i metodi e gli strumenti conoscitivi in uso nel restauro, rappresenta un presupposto fondamentale sia ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza strutturale, sia per la scelta di criteri di intervento volti a garantirne la conservazione. Ma appare necessario un ulteriore approfondimento che, partendo dal quadro delle conoscenze storiche e architettoniche dell'edificio, sia in grado di tradurre quantitativamente il livello di sicurezza attuale, di definire conseguentemente priorità di intervento e, attraverso analisi strutturali progressivamente più affinate, di dimensionare gli eventuali presidi richiesti.

D'altra parte non si può ragionare sul funzionamento strutturale di fabbriche storiche prescindendo dalle leggi della meccanica e da analisi che quantizzino le risorse che un organismo complesso, qual è quello murario, è in grado di offrire, soprattutto sotto sisma. Viceversa, il grado di attendibilità dei modelli numerici adottati per interpretare quantitativamente il funzionamento strutturale degli edifici in muratura è tanto più aderente alla realtà quanto più approfondito risulta il livello di conoscenza raggiunto.

I controlli numerici tradizionali, basati su schemi semplici isostatici e sul comportamento dei materiali elastico-lineare, hanno lo scopo, in primo luogo, di verificare ulteriormente le ipotesi qualitative formulate sul funzionamento delle strutture. La portanza di un solaio, di un arco o di un setto in muratura viene quantificata attraverso procedure che, partendo da un'analisi dei carichi presenti sull'elemento (peso proprio, carico permanente e accidentale) e dalla conoscenza delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali costitutivi, verificano staticamente gli elementi in termini di tensioni e deformazioni attraverso l'adozione di schemi di calcolo diversi, scelti in base al tipo di struttura considerata (ad esempio: la trave appoggiata per l'orditura portante di un solaio in legno, l'arco a tre cerniere per gli archi e le volte, la capriata per le incavallature in legno o metallo). Si tratta di analisi di singoli componenti strutturali – la trave, l'arco, il muro – grazie alle quali è possibile confrontare le tensioni e le deformazioni calcolate con le grandezze caratteristiche o quelle ammissibili (a seconda del metodo di verifica adottato) dei materiali, fornite dalla normativa o ricavate da indagini e prove diagnostiche preventivamente eseguite.

Il comportamento sotto sisma di edifici storici può essere controllato quantitativamente attraverso diversi metodi (l'analisi statica equivalente, che simula l'azione sismica sotto forma di una sollecitazione statica orizzontale; l'analisi dinamica modale, utile per definire l'importanza dei singoli modi di

vibrare), a seconda del modello che si utilizza per descrivere la struttura e il suo comportamento sismico. Il recente quadro normativo in materia di rischio sismico del patrimonio culturale prende in considerazione, per la stima della sicurezza sismica di monumenti, tre livelli di valutazione – "LV1", "LV2", "LV3". Questi corrispondono ad analisi progressivamente più approfondite che partono da stime semplificate, orientate a determinare semplicemente le priorità d'intervento fra monumenti vicini caratterizzati da un tipologia architettonico-costruttiva simile; metodologie più specifiche studiano poi i meccanismi locali di collasso su singole parti della costruzione (denominate "macroelementi") per arrivare infine a un livello di maggior dettaglio, che considera la sicurezza sismica della fabbrica nel suo complesso (*Linee guida*, 2006). Il ricorso, dunque, a un modello globale agli elementi finiti non appare sempre indispensabile e, in alcuni casi, è sostituibile con analisi locali estese a tutti i sistemi strutturali dell'edificio; esso non dovrebbe comunque prescindere dai metodi semplificati, che hanno il pregio di evidenziare comportamenti particolari della fabbrica a seguito di sismi, come avviene ad esempio con lo spostamento autonomo di porzioni omogenee dal punto di vista architettonico. Il fenomeno è stato soprattutto osservato nelle chiese ad aula unica, dove facciata, abside, arco trionfale tendono ad avere sotto sisma un comportamento disgiunto dal resto della fabbrica (Doglioni, Moretti, Petrini, 1994; Lagomarsino *et al.*, 1998; Guccione, Nappi, Recchia, 1999; Cifani, Lemme, Podestà, 2005).

Il calcolo automatico permette, con la discretizzazione tramite il metodo degli elementi finiti, la risoluzione numerica del comportamento delle strutture, in campo elastico lineare o, in modo più complesso, non lineare. La descrizione numerica dell'organismo murario si avvale, solitamente, di elementi finiti tridimensionali in grado di approssimare meglio il comportamento reale delle murature, permettendo la discretizzazione di elementi strutturali di notevole spessore, non riconducibili a schemi piani. Il comportamento strutturale della basilica di S. Pietro a Roma e, in particolare, della cupola (Cerone, Croci, 2006) e della facciata (Macchi, 2001), ad esempio, è stato studiato mediante modelli matematici che hanno schematizzato la fabbrica con elementi tridimensionali di tipo *brick*, definiti geometricamente mediante sei-otto nodi, la cui matrice di rigidezza associa tre gradi di libertà per ciascun nodo, relativi alle traslazioni nelle tre direzioni di un sistema globale di riferimento cartesiano. L'elemento *brick* presenta proprietà meccaniche isotrope e tiene conto anche di spostamenti incompatibili.

La simulazione del comportamento meccanico nel campo elastico lineare richiede, per ogni sistema strutturale omogeneo definito nel modello, la determinazione dei parametri caratteristici dei materiali, ovvero: il peso di volume, il modulo elastico longitudinale e il modulo elastico tangenziale. Questi parametri vengono definiti, sulla base dello studio degli apparecchi murari osservati, facendo riferimento a valori numerici tipici reperiti in letteratura o a dati forniti da una campagna diagnostica.

Metodi di analisi più sofisticati, come ad esempio le modellazioni dinamiche in campo non lineare, consentono di analizzare in modo più realistico il livello di sicurezza degli edifici storici. Il Monastero di Jerónimo a Lisbona, resistito al terremoto del 1755 e danneggiato, invece, in una colonna della navata centrale dopo la scossa del 1756, è stato studiato con diversi modelli di analisi, via via più raffinati; esso sembra raggiungere, considerando soltanto le strutture verticali e non le volte, valori di tensioni compatibili con le caratteristiche dei materiali in opera (Lourenço, Mourão, 2001).

#### 5.1.4. Monitoraggio statico e dinamico

*Il controllo del quadro fessurativo su due pilastri del Colosseo a Roma e la verifica del consolidamento della chiesa di S. Maria de Elexondo a Zeanuri (Paesi Baschi)*

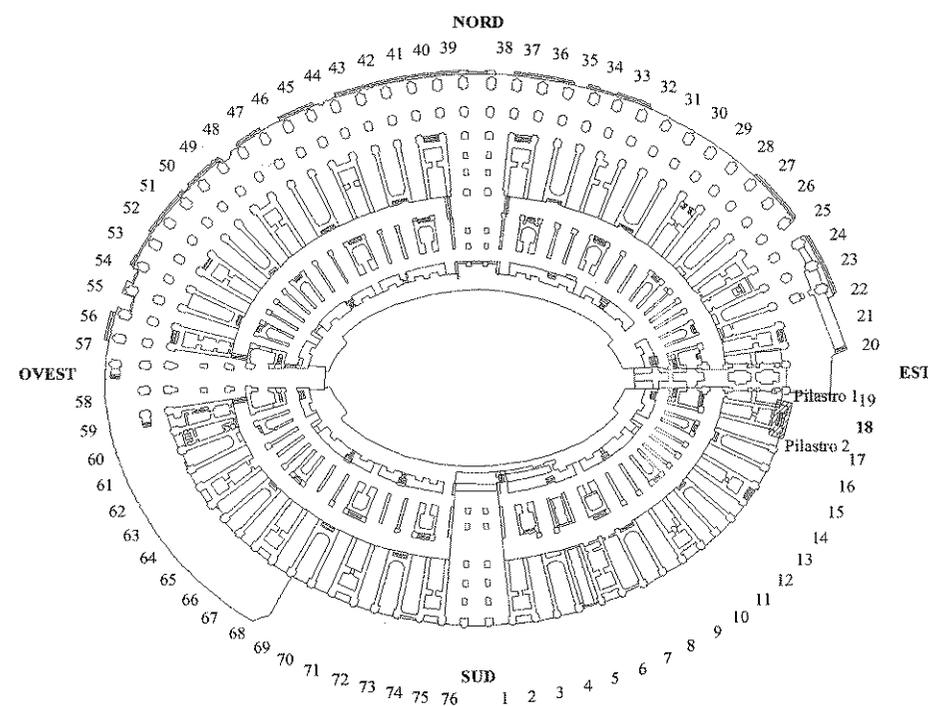
Il controllo del quadro fessurativo osservato su una costruzione in muratura, sia esso di tipo statico o dinamico, viene realizzato attraverso un sistema costituito da sensori posizionati nei punti rappresentativi della struttura monitorata e collegati a una centralina elettronica di acquisizione dati che consente, in tempo reale, di registrare le deformazioni o gli spostamenti avvenuti. L'acquisizione dei dati solitamente avviene grazie a un dispositivo elettronico che, in base alla programmazione impartita, registra i dati nella propria memoria. Il trasferimento dei dati può essere effettuato anche per via telematica, impiegando un modem collegato al sistema di rilevamento.

Un monitoraggio strutturale, insieme statico e dinamico, è tuttora installato su due pilastri in conci di travertino, posizionati presso il secondo ordine del fornice n. 18, disposto nella zona est del Colosseo (FIGG. 5.22-5.23). Questi pilastri presentano lesioni a prevalente andamento verticale distribuite lungo i blocchi lapidei, peraltro interessati da mancanze di materiale soprattutto dovute alla rimozione delle grappe metalliche effettuata nel XVII secolo.

Per controllare l'eventuale evoluzione del quadro fessurativo, la Soprintendenza archeologica di Roma ha avviato, nell'agosto del 2006, un'attività di monitoraggio (realizzata dalla società SPC s.r.l. di Roma); sono stati sinora esaminati i dati raccolti nei primi dodici mesi.

Il sistema di controllo statico è costituito da sette trasduttori di spostamento posti a cavallo delle lesioni più significative (FIG. 5.24), da un trasduttore di spostamento a filo disposto in direzione verticale sulla parete sud del pilastro n. 1 (FIG. 5.25), in modo da poter individuare possibili fenomeni di schiacciamento, e da due sensori di temperatura per il controllo dei parametri climatici (uno posizionato alla base dei pilastri monitorati, per rilevare le variazioni della temperatura esterna, l'altro in prossimità della centralina collocata negli ambienti ipogei, per le variazioni della temperatura interna; FIG. 5.26). Esso ha consentito di verificare l'evoluzione nel tempo delle lesioni e, contemporaneamente, di determinare la possibile correlazione con eventi esterni

FIGURA 5.22  
Roma, Colosseo. Pianta con indicazione dei pilastri controllati da un monitoraggio statico e dinamico



Elaborato grafico SPC srl - Roma.

(temperatura, particolari eventi meteorologici ecc.). Il sistema ha registrato i dati fisici provenienti dagli strumenti, con una cadenza di quattro acquisizioni al giorno, attraverso un modem GSM a essi collegato tramite dei cavi multipolari schermati.

Il monitoraggio dinamico, realizzato con una centralina digitale predisposta per l'acquisizione dei dati (FIG. 5.27), un trasduttore triassiale di velocità d'oscillazione (velocimetro) a essa collegato e posto alla base dei pilastri, per la rilevazione delle velocità indotte nelle tre direzioni principali (FIG. 5.28), e un microfono per la misura delle onde di sovrappressione aerea ha avuto il compito di controllare la velocità di spostamento di un punto rappresentativo della struttura, volendosi controllare i possibili effetti delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare o da eventuali sismi.

Il sistema di controllo dinamico è stato articolato in due fasi distinte: la prima, durata circa tre mesi, ha recepito le vibrazioni con continuità e registrato esclusivamente il valore di picco delle onde di sovrappressione aerea e

FIGURA 5.23  
Roma, Colosseo. Vista interna del pilastro 1 (fornice 18)



Foto spc srl - Roma.

delle onde sismiche; essa è servita fondamentalemente a tarare gli strumenti di misura e ottenere così una configurazione ottimale del sistema di registrazione; la seconda è stata finalizzata all'acquisizione delle forme d'onda complete, delle vibrazioni e delle sovrappressioni aeree, quando superavano determinate soglie minime.

Le misure rilevate dai trasduttori di spostamento, confrontate con l'andamento delle temperature, che mostravano una variazione ciclica legata al natu-

FIGURA 5.24  
Roma, Colosseo. Trasduttore di spostamento posizionato a cavallo di una lesione

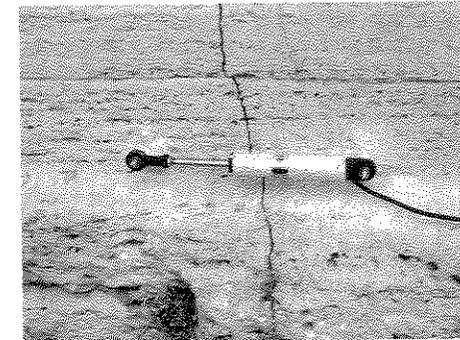


Foto spc srl - Roma.

FIGURA 5.25  
Roma, Colosseo. Trasduttore a filo per rilevare gli spostamenti verticali



Foto spc srl - Roma.

FIGURA 5.26  
Roma, Colosseo. Sensore di temperatura esterno

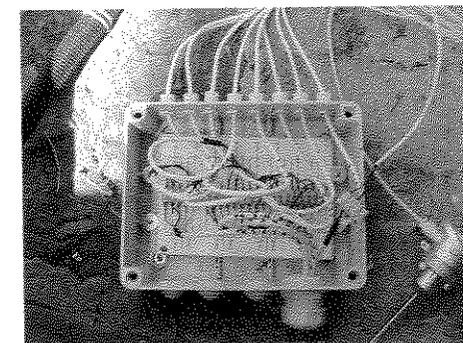


Foto spc srl - Roma.

FIGURA 5.27  
Roma, Colosseo. Centralina sismica con trasduttore di sovrappressione aerea

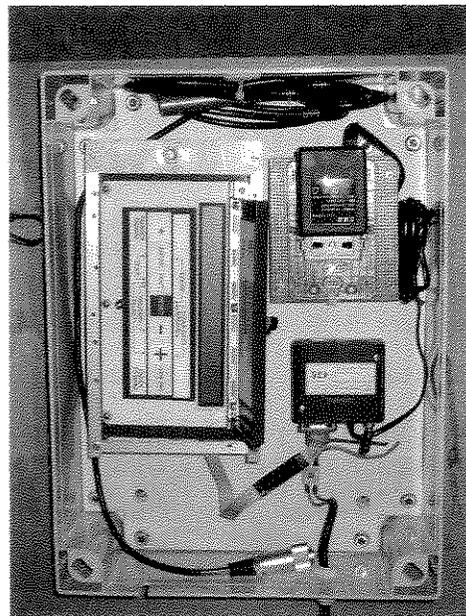


Foto SPC srl - Roma.

FIGURA 5.28  
Roma, Colosseo. Velocimetro triassiale

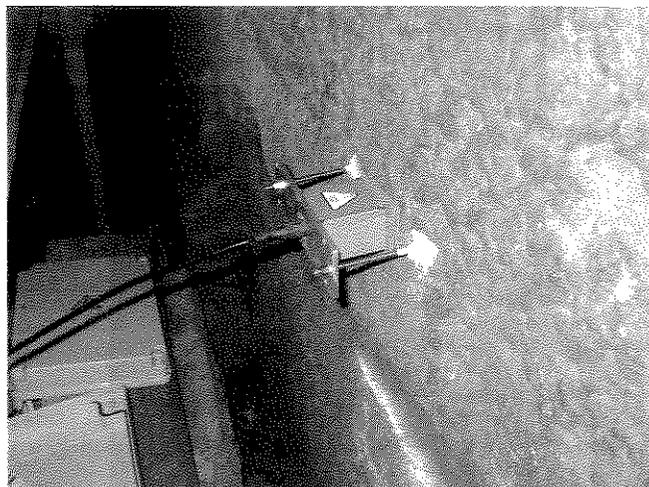


Foto SPC srl - Roma.

rale succedersi delle stagioni, hanno evidenziato la presenza di valori residui di deformazioni modeste (la maggior parte degli strumenti restituisce un andamento pseudociclico), compresi tra un minimo di  $-0,17$  mm e un massimo di  $-0,03$  mm. Le deformazioni residue misurate, inoltre, sono risultate tutte caratteristiche di lesioni che, anche se in misura decisamente esigua, tendono a chiudersi al diminuire delle temperature e non risultano così direttamente riconducibili all'azione dei fenomeni di dilatazione-contrazione termica dei materiali. In generale ci si aspetta infatti che le lesioni tendano ad aprirsi con un abbassamento di temperatura, per cui questo andamento anomalo può essere messo in relazione con movimenti di natura più complessa, come quelli dovuti alle dilatazioni termiche delle barre ottocentesche in acciaio, inserite alla base dei pilastri, o il comportamento d'insieme della parete curva del lato est del Colosseo.

L'andamento del trasduttore a filo ha rilevato oscillazioni molto limitate, caratterizzate da massime escursioni contenute tra  $-0,16$  mm e  $+0,16$  mm, che hanno determinato, alla fine del periodo di registrazione, una deformazione pressoché nulla.

Il panorama delineato dall'analisi strumentale, dunque, illustra una situazione di sostanziale stabilità del quadro fessurativo monitorato.

L'elaborazione dei dati derivanti dal monitoraggio dinamico, ovvero dei valori di picco della velocità sismica, del vettore somma delle tre direzioni e della sovrappressione aerea, analizzati dal punto di vista stagionale, giornaliero e orario, ha permesso di osservare che le vibrazioni maggiori si sono presentate mediamente dal lunedì al venerdì, all'interno di una fascia oraria compresa tra le 12:00 e le 20:00. È stata inoltre individuata una progressiva attenuazione dei picchi maggiori con l'approssimarsi dei mesi estivi. L'insieme di questi risultati ha portato a riconoscere nel traffico veicolare la principale sorgente del campo di vibrazioni: il passaggio degli automezzi, infatti, risulta concentrato nei giorni feriali, negli orari diurni e nei mesi in cui la città è maggiormente abitata.

La derivazione delle onde "sismiche" dai veicoli e la propagazione di queste al costruito avvengono in generale dalla trasmissione di quota-parte dell'energia degli automezzi alla strada e da questa ai terreni circostanti sotto forma di deformazione elastica generata dalle irregolarità del manto stradale (tombini, giunti, buche ecc.). Quando le onde raggiungono il manufatto producono su di esso vibrazioni alle quali sono associate sollecitazioni dinamiche.

L'afflusso turistico, concentrato perlopiù nelle stesse fasce orarie di sviluppo del traffico, ma con un andamento opposto nell'arco dell'anno (con picchi nella stagione estiva, quando il passaggio degli automezzi si riduce), può essere invece considerato un fattore d'importanza secondaria.

I rilievi della velocità e della sovrappressione aerea hanno presentato picchi di modesta entità e i valori massimi di velocità sismica oscillano prevalentemente intorno a una media di  $0,21$  mm/s, con la presenza sporadica di picchi che raggiungono al massimo gli  $0,86$  mm/s.

Per valutare gli effetti di tali vibrazioni sulle murature del Colosseo, sono stati confrontati i valori riscontrati con quelli ammissibili riportati nelle norme, considerando sia la tedesca "DIN 4150 parte 3", sia la francese "SN 6940312 a" (entrambe riportate nell'Appendice D della UNI 9916:2004). La prima prende in considerazione la tipologia dell'edificio in esame e la *peak component particle velocity* (PCPV), ovvero il picco nel tempo della singola componente di velocità (lungo gli assi di misurazione x, y e z); la seconda riguarda vibrazioni provocate nelle costruzioni dallo scoppio di mine, dalle attività di cantiere e dal traffico su strada e ferroviario e assume come grandezza di riferimento la *peak particle velocity* (PPV), ovvero il picco nel tempo del modulo del vettore velocità.

Il monitoraggio strumentale, oltre a essere impiegato per verificare l'evoluzione di un quadro fessurativo, può essere utilizzato per testare l'efficacia di un intervento di consolidamento. Ad esempio, la chiesa cinquecentesca di S. Maria de Elexondo a Zeanuri (Paesi Baschi), costituita da un impianto a tre navate coperte da crociere e disposta in collina, su un piano inclinato, ha riportato seri danni (con lesioni verticali concentrate nelle navate laterali, perdita di verticalità dei pilastri e deformazione di archi e volte) a seguito di movimenti del terreno; quest'ultimo è stato in seguito contenuto con la costruzione di un muro parallelo alla facciata della fabbrica. Fra il 1997 e il 1998 è stato installato un monitoraggio statico per testare l'efficacia del rinforzo introdotto, attraverso la disposizione di inclinometri, in corrispondenza di ogni pilastro, estensimetri, sulle principali lesioni, sensori per rilevare variazioni di temperatura e umidità, velocimetri; tutti collegati a un computer in grado di configurare il sistema e registrare *in situ* le misure, peraltro leggibili per via telematica. I dati acquisiti dopo un anno hanno evidenziato movimenti minimi e poco significativi (Palacio, Hernández, Aldasoro, 2001).

## 5.2

### Interventi di restauro statico nella fabbrica storica

#### 5.2.1. Introduzione

Le ragioni di un restauro statico di una fabbrica antica sono spesso strettamente legate alla storia stessa dell'edificio: la complessa vicenda costruttiva, infatti, quasi sempre costituita da trasformazioni e addizioni con materiali e fattura diversi, condiziona significativamente il comportamento delle strutture. L'insorgenza di fenomeni naturali, soprattutto terremoti, può determinare dissesti di varia entità, in grado di modificare nel tempo lo schema strutturale dell'organismo architettonico; spesso l'incuria e la mancanza di manutenzione compromettono sensibilmente le residue capacità resistenti delle membrature, già sottoposte a stress.

Diversamente, l'esigenza di un consolidamento può derivare dalla necessità di aumentare il livello di sicurezza della costruzione, come accade con alcune rifunzionalizzazioni che, a volte, richiedono capacità strutturali non previste in origine.

In ogni caso, un intervento sulle membrature portanti introduce sempre un mutamento irreversibile del comportamento statico e dinamico della struttura; tale mutamento, se non sufficientemente verificato, può condurre a danni maggiori di quelli a cui la medesima struttura sarebbe andata incontro senza subire modifiche. Ogni scelta d'intervento deve quindi fondarsi su un'approfondita indagine della fabbrica mirata alla lettura e all'interpretazione della logica statica dell'edificio, alla comprensione delle cause di dissesto e all'individuazione dei cinematismi potenzialmente attivabili dalle sollecitazioni attese. Come già accennato, particolarmente utile è la conoscenza delle fasi costruttive; che evidenzia le disomogeneità della fabbrica (negli apparecchi murari, nelle caratteristiche meccaniche delle strutture, in ammorsamenti e connessioni, nella modifica delle sollecitazioni nel tempo), le quali concorrono a definire il comportamento strutturale d'insieme. La lettura del quadro fessurativo rivela, nelle sconessioni prodotte negli elementi resistenti, le debolezze del sistema statico, ma anche i meccanismi di resistenza, ovvero le risorse che la fabbrica mette in campo per resistere alle azioni cui è soggetta. Questi semplici ma validi strumenti si affiancano alla verifica numerica, più o meno complessa, dello stato tensionale delle strutture ed, eventualmente, alla realizzazione di saggi d'indagine.

Lo scopo prioritario del restauro statico è la rimozione delle cause all'origine dei dissesti tramite la definizione dei presidi utili a impedire l'attivazione dei cinematismi esistenti. Una buona consapevolezza del comportamento e delle problematiche strutturali consente al progettista di raggiungere questo scopo con un intervento il meno invasivo possibile, nel rispetto della logica statica dell'organismo architettonico, anche attraverso la riabilitazione, quando possibile, dei sistemi resistenti già presenti ma compromessi nel tempo da eventi traumatici o resi inefficienti dal degrado. In alcuni casi, però, la conservazione della fabbrica necessita di interventi più invasivi, quali l'inserimento di elementi eterogenei e l'alterazione del sistema statico originario; anche in questo caso, una solida preparazione del progettista costituisce la migliore garanzia di evitare compromissioni serie della qualità finale dell'intervento e dell'efficacia strutturale dell'opera.

Dall'inizio del Novecento sono stati introdotti nel consolidamento delle costruzioni storiche materiali che non appartengono alla tradizione costruttiva storica, caratterizzati da resistenze decisamente più alte (TAB. 5.2).

L'impiego del cemento armato, in particolare, ha registrato una crescente diffusione a partire dagli anni sessanta e settanta; tuttavia il "collaudo" nel tempo degli edifici così restaurati ha mostrato come alcune tecniche di consolidamento si siano rivelate dannose. L'applicazione di strati in calcestruzzo