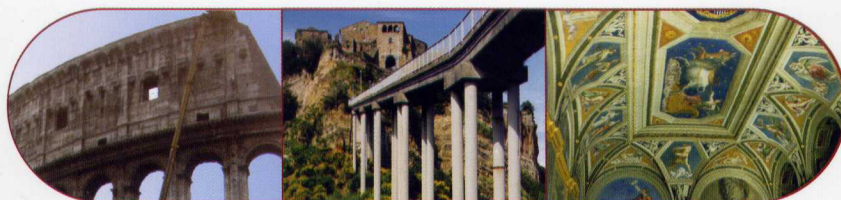




L'ANALISI DINAMICA SPERIMENTALE NELLA SALVAGUARDIA DEI BENI CULTURALI

Alcune esperienze dell'ENEA

Paolo Clemente



ENEA

ENTE PER LE NUOVE TECNOLOGIE,
L'ENERGIA E L'AMBIENTE

L'analisi dinamica sperimentale nella salvaguardia dei beni culturali
Alcune esperienze dell'ENEA
Paolo Clemente

2002 ENEA
Ente per le Nuove tecnologie,
l'Energia e l'Ambiente

Lungotevere Thaon di Revel 76
00196 Roma

ISBN 88-8286-012-4



ENTE PER LE NUOVE TECNOLOGIE,
L'ENERGIA E L'AMBIENTE

L'ANALISI DINAMICA SPERIMENTALE NELLA SALVAGUARDIA DEI BENI CULTURALI

Alcune esperienze dell'ENEA

Paolo Clemente

Settembre 2001

Premessa

L'Italia è un paese sismico. La severità del fenomeno la colloca tra quelli a maggior rischio, alla pari con la California e il Giappone, e come questi l'Italia deve fronteggiare l'intreccio, sempre più complesso, tra naturalità e socialità, con le importanti componenti economiche e culturali di una nazione sviluppata.

Questa situazione di fatto ha determinato la formazione di rilevanti competenze scientifico-tecniche, che tuttavia solo negli anni più recenti stanno conoscendo le forme di aggregazione adeguate per rispondere alle esigenze del Paese.

L'ENEA ha partecipato a questo processo di formazione delle competenze fin dagli anni 70, spinta da un piano energetico che prevedeva anche il ricorso all'energia nucleare. L'insediamento di impianti nucleari di potenza e la loro progettazione richiedevano lo sviluppo rapido ed efficiente di un vasto apparato di esperienze ai massimi livelli scientifici, visto il grado di sicurezza richiesto.

Un impianto nucleare è una struttura di formidabile complessità: valutare il suo comportamento sotto l'azione sismica richiede l'apporto di notevoli conoscenze sia per la modellazione della struttura, sia per la definizione del cosiddetto terremoto di progetto, ovvero la sollecitazione sismica massima attesa nel sito candidato ad ospitare l'impianto.

Dopo l'abbandono del nucleare, questo bagaglio di competenze è stato messo al servizio di numerose altre esigenze che la difesa dai terremoti ha sottoposto alla comunità scientifica. In alcuni campi di applicazione l'esperienza maturata, nonostante gli elevati livelli scientifici raggiunti, è stata messa a dura prova dalla complessità dei problemi da affrontare.

Sicuramente ciò è avvenuto nello studio del comportamento dinamico dei monumenti storici. La loro vetustà, le incertezze sui materiali, la mancata integrità della struttura sono i fattori più importanti della complessità dello studio dinamico. Peraltro, questi manufatti hanno generalmente un valore inestimabile, che rende obbligatorio cercare di adeguare gli studi ai massimi livelli di qualità raggiungibili.

Nel volume sono riportati alcuni casi esemplificativi delle esperienze dell'ENEA nel campo della salvaguardia del patrimonio artistico dal rischio sismico, a partire dalla metà degli anni 80. Si è cercato di selezionare le situazioni

più significative o per l'importanza del monumento in studio o per la emblematicità dell'analisi condotta. È merito dell'ing. Paolo Clemente essere riuscito a rappresentare in modo sinteticamente efficace l'esperienza condotta in questi quindici anni di lavoro nel campo, anche grazie al fatto che li ha vissuti da protagonista insieme ai colleghi che componevano il Laboratorio *Ingegneria dei Siti*, storica palestra scientifica per molti di noi.

Mauro Basili

Sommario

Le prime attività dell'ENEA nel campo dell'analisi dinamica sperimentale risalgono alla metà degli anni 80, quando prese avvio, in collaborazione con la Soprintendenza Archeologica di Roma, un progetto relativo al rilievo delle vibrazioni ambientali sui principali monumenti della capitale. L'analisi dei risultati delle campagne sperimentali, condotte dall'ISMES per conto dell'ENEA, ha consentito di valutare l'effetto delle vibrazioni ambientali sui monumenti, con particolare riferimento a quelle dovute al traffico veicolare e ferroviario, e di analizzare il comportamento dinamico di tali strutture, fornendo utili indicazioni nella definizione degli eventuali interventi di miglioramento strutturale. I valori delle velocità massime ottenute sono sempre inferiori ai massimi suggeriti da normative esistenti (usualmente ci si riferisce a quella tedesca); questa constatazione, unita a quella del cattivo stato di salute dei nostri monumenti, ci suggerisce come tali prescrizioni siano inadeguate per la salvaguardia dei nostri edifici monumentali.

In precedenza era stato condotto uno studio pilota sull'Obelisco Flaminio di Piazza del Popolo a Roma, analizzando il comportamento dinamico del monumento sia in presenza di vibrazioni ambientali che forzate, utilizzando un vibratore. Erano state effettuate, inoltre, prove soniche in corrispondenza di tre zone della colonna, che presentavano un evidente stato di degrado. Il modello numerico ad elementi finiti dell'obelisco, definito assegnando ai conci in corrispondenza delle suddette zone rigidità ridotte sulla base dei risultati delle prove soniche, ha fornito valori dei parametri dinamici della struttura perfettamente coincidenti con quelli sperimentali ed è stato utilizzato per la verifica sismica dell'Obelisco.

In tempi più recenti è stato effettuato lo studio sperimentale del Tempio Rotondo al Foro Boario, per il quale la Soprintendenza Archeologica di Roma aveva avviato un programma di lavori per il consolidamento strutturale. L'ENEA ha effettuato delle campagne sperimentali per il rilievo delle vibrazioni ambientali e indotte dal traffico, con l'obiettivo di identificarne il comportamento strutturale.

Lo studio ha evidenziato un comportamento fortemente non-lineare della struttura, a dimostrazione dello scarso grado di connessione tra il fusto centrale, che presentava discrete caratteristiche strutturali, e le colonne laterali. L'intervento di consolidamento ha, quindi, riguardato essenzialmente questo aspetto.

L'effetto delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare è stato l'oggetto anche di un altro interessante lavoro che ha riguardato Villa Farnesina, sede di rappresentanza dell'Accademia dei Lincei. Al riguardo va fatta una premessa di carattere generale. L'elevata sismicità di buona parte del territorio italiano mette a dura prova il tessuto edilizio esistente, specialmente ove questo è costituito da vecchie costruzioni in muratura. Spesso, però, la resistenza di una struttura è logorata dagli effetti di carichi dinamici che la sollecitano pressoché costantemente. Una struttura, lentamente ma inesorabilmente logorata dalle vibrazioni dovute al traffico, si presenterà particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche. Una soluzione interessante è quella proposta da Gustavo Colonnetti alla fine degli anni 50, per proteggere la villa rinascimentale della Farnesina dai danni provocati dal traffico pesante: in un tratto dell'omonimo Lungotevere fu realizzata una sovrastruttura stradale collegata al sottofondo per mezzo di un sistema di isolamento dalle vibrazioni. L'ENEA ha effettuato due campagne sperimentali volte ad analizzare l'efficacia della pavimentazione antivibrante e gli effetti al piede dell'edificio.

Nell'ambito di una convenzione con la Regione Emilia Romagna prima e con il Servizio Sismico Nazionale poi, l'ENEA ha condotto uno studio volto ad analizzare il comportamento strutturale, in presenza di azioni di tipo dinamico, dell'edificio in muratura adibito a poliambulatorio nel Comune di Pievepelago, inserito tra gli edifici pubblici di particolare rilevanza e oggetto di un intervento di miglioramento antisismico. In particolare lo studio ha riguardato l'analisi del comportamento dinamico dell'opera nel suo stato originale e in quello a lavori effettuati, con l'obiettivo di verificare l'efficacia dell'intervento. Particolare attenzione è stata prestata al giunto sismico tra l'edificio e il corpo ascensore di nuova realizzazione. L'ENEA ha quindi collaborato con il Servizio Sismico Nazionale alla progettazione ed installazione di una rete accelerometrica fissa per il monitoraggio sismico della struttura.

Il sisma del 15 ottobre 1996, che interessò la provincia di Reggio Emilia ($M_L=4,8$, $I_0=VII$ MCS, epicentro $44^\circ 48' 00''$ N $10^\circ 42' 00''$ E), causò notevoli danni al patrimonio storico monumentale. Tra gli edifici danneggiati, il Campanile della chiesa di S. Giorgio in Trignano a S. Martino in Rio, fu scelto come

applicazione pilota di dispositivi in lega a memoria di forma, nell'ambito del progetto comunitario ISTECH (*Development of innovative techniques for the improvement of stability of cultural heritage, in particular seismic protection*). Il danno più evidente dovuto al sisma era una lesione pressoché orizzontale, formatasi appena al di sopra del livello delle coperture degli edifici adiacenti e interessante tre lati del Campanile. La parte superiore aveva anche ruotato rispetto a quella inferiore determinando uno spostamento relativo di circa 3 cm in corrispondenza di una spigolo. L'analisi sperimentale in sito si è svolta in tre fasi: pochi giorni dopo l'evento furono effettuate prove di vibrazioni ambientali e forzate per caratterizzare dinamicamente la struttura; successivamente fu installata una rete accelerometrica che, in circa due mesi, ha registrato il comportamento del Campanile sotto l'azione di 67 *aftershocks*; infine è stata effettuata la caratterizzazione dinamica della struttura dopo il consolidamento mediante prove di vibrazioni ambientali e forzate.

A seguito del sisma umbro-marchigiano del settembre-ottobre 1997 l'ENEA ha effettuato prove dinamiche su strutture di interesse monumentale, al fine di valutarne la vulnerabilità. Tra le più interessanti vanno ricordate la Basilica di S. Maria Infraportas a Foligno e il Duomo di Orvieto, dove per effetto del sisma si erano aperte alcune preoccupanti lesioni nella volta della Cappella del Corporale.

Nell'ambito dei lavori di consolidamento, ricerca, studio e sperimentazione, finalizzati alla prevenzione del rischio sismico della Chiesa di S. Rocco in Guardia Sanframonti e del Campanile della Chiesa di S. Francesco in Montesarchio, entrambi in provincia di Benevento, la Soprintendenza per i Beni Ambientali, Architettonici, Artistici e Storici per le province di Caserta e Benevento (SBAAAS) ha affidato all'ENEA il compito di effettuare un insieme di studi riguardanti la caratterizzazione dinamica delle strutture citate, mediante il rilievo delle vibrazioni ambientali e forzate, le indagini sulla sismicità dei siti e le prove sismiche su tavola vibrante di elementi strutturali selezionati. Quest'ultima linea di attività, in particolare, ha riguardato test sismici su due archi in muratura di tufo.

L'analisi dell'integrità strutturale attraverso prove dinamiche sta trovando un particolare interesse nel campo dei ponti. Una particolare citazione meritano i ponti murari ad arco: basti pensare ai numerosi esempi di ponti romani giunti fino ai nostri giorni, nonché alle numerose realizzazioni di questo secolo, specialmente in campo ferroviario. Mentre per i primi, la cui importanza è legata al loro interesse storico ed artistico, si pone il problema del recupero e del rafforzamento che non

stravolgano il comportamento statico originario, in modo da conservare la testimonianza storica unitamente al valore architettonico ed artistico, per i secondi va valutata la loro adeguatezza a sopportare i nuovi carichi, effettivi o da normativa, nel rispetto del richiesto grado di sicurezza. Numerosi sono stati i contributi dell'ENEA nella modellazione numerica del comportamento degli archi murari sotto azioni statiche e dinamiche. In campo sperimentale le applicazioni di maggior interesse sono state quelle relative al viadotto pedonale di accesso a Civita di Bagnoregio e al ponte strallato in località Indiano a Firenze.

Nel presente volume, realizzato nell'ambito del Programma ENEA – MURST “Catastrofi naturali e loro conseguenze sul patrimonio culturale ed ambientale italiano - Mitigazione e previsione di alcune tipologie di eventi”, sono illustrate alcune esperienze dell'ENEA nel campo dell'analisi dinamica sperimentale, già oggetto di lavori scientifici riportati in bibliografia. Le attività hanno coinvolto il gruppo di ricercatori e tecnici di ingegneria sismica, che voglio qui ricordare con stima e simpatia. Il mio riconoscimento va, in particolare, a Dario Rinaldis, instancabile coordinatore del gruppo, e Giovanni Bongiovanni, col quale ho condiviso la piacevole fatica di moltissimi lavori.

Settembre 2001



Indice

Introduzione	15
1. Vibrazioni indotte dal traffico sui monumenti	19
1.1 Introduzione	
1.2 Rilievo delle vibrazioni indotte dal traffico	
1.3 Il primo esempio di pavimentazione antivibrante	
1.4 Conclusioni	
2. L'Obelisco Flaminio	29
2.1 Risultati sperimentali	
2.2 Modello numerico	
2.3 Verifica sismica	
2.4 Conclusioni	
3. La Colonna Antonina	39
3.1 Introduzione	
3.2 Indagini sperimentali ed elaborazione dei dati	
3.3 Modello numerico	
3.4 Analisi sismica	
3.5 Conclusioni	
4. L'Anfiteatro Flavio	53
4.1 Analisi sperimentale	
4.2 Analisi spettrale	
4.3 Altri risultati	

5.	Il Tempio di Minerva Medica	61
5.1	Analisi sperimentale	
5.2	Analisi dei dati	
5.3	Conclusioni	
6.	Analisi dinamica di un edificio in muratura	71
6.1	Descrizione dell'edificio	
6.2	Analisi dinamica prima dell'intervento	
6.3	Analisi dinamica a struttura migliorata	
6.4	Verifica del sistema di monitoraggio	
6.5	Modello numerico	
7.	Villa Farnesina	97
7.1	Introduzione	
7.2	La Farnesina: cenni storici	
7.3	Gli studi del Colonnati	
7.4	Gli studi sperimentali dell'ENEA	
7.5	Conclusioni	
8.	Il Campanile di S. Giorgio in Trignano	111
8.1	Introduzione	
8.2	L'intervento di restauro	
8.3	Analisi dinamica prima dell'intervento	
8.4	Risposta sismica della struttura danneggiata	
8.5	Analisi dinamica dopo l'intervento	
8.6	Conclusioni	
9.	Il Duomo di Orvieto	127
9.1	Descrizione della struttura	
9.2	Strumentazione e analisi dei dati	
9.3	Caratteristiche dinamiche della struttura principale	
9.4	Le volte del coro e del transetto	
9.5	La Cappella del Corporale	
9.6	Conclusioni	

10. Analisi sismica di un arco murario	139
10.1 Caratteristiche geometriche dell'arco e materiali	
10.2 Descrizione delle prove	
10.3 Risultati	
11. Il viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio	149
11.1 Introduzione	
11.2 Descrizione della struttura	
11.3 Elaborazione dei dati e analisi dei risultati	
11.4 Conclusioni	
Appendice	161
A.1 Analisi dei segnali	
A.2 Risposta dinamica delle strutture	
Bibliografia	177

Introduzione

L'analisi sperimentale dovrebbe seguire una costruzione nel corso della sua vita, con obiettivi e finalità diverse:

- nella fase di *progettazione*, mediante prove su modelli in scala dell'opera (si pensi alle prove in galleria del vento per i ponti di grande luce e gli edifici alti) o di suoi componenti, e prove per la caratterizzazione dei materiali strutturali e del terreno di fondazione;
- nella fase di *collaudo*, con l'obiettivo di determinare l'effettivo comportamento dell'opera, da confrontare con quello previsto in fase di progetto, e di verificare la capacità della struttura di assolvere ai compiti per cui è stata costruita;
- nella fase di *esercizio*, per valutare lo stato di salute dell'opera, al fine di diagnosticare la presenza di danni e/o fenomeni di degrado e definire i necessari interventi di ripristino. A tal fine è di fondamentale importanza il confronto con i risultati ottenuti in fase di collaudo o, comunque, in precedenti prove sperimentali. Nei casi di maggiore interesse e laddove l'importanza strategica ed economica della struttura lo giustifichi, si può ricorrere al monitoraggio della struttura, attraverso l'installazione di una strumentazione fissa, che raccolga dati al continuo, operando una vera e propria sorveglianza dell'opera.

Limitandosi alla sperimentazione dinamica, va ricordato che un problema dinamico si presenta secondo lo schema di figura 1: una struttura, soggetta ad un certo input (in termini di spostamento imposto, velocità, accelerazione o forzante), risponde con un certo output (in termini di spostamento, velocità, accelerazione o sollecitazione). Il problema può presentarsi in diverse forme, secondo quali sono le informazioni note e quali le incognite. Se l'incognita è l'output il problema si dice diretto; se l'output è noto il problema si dice inverso. Il primo caso consiste nel problema di verifica: nota la struttura (ovvero una descrizione del sistema) e assegnato l'input, si vuole conoscere la risposta dinamica della struttura all'input assegnato. Nel secondo caso vanno distinte tre situazioni:

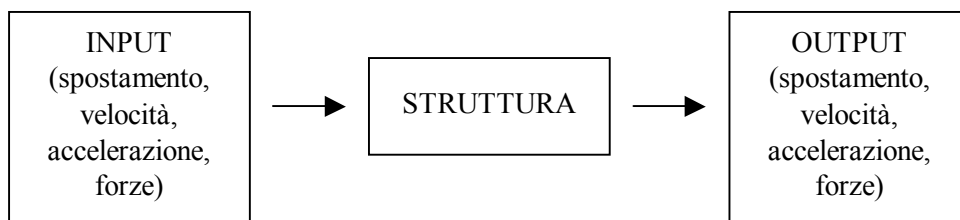


Fig. 1

- se è assegnato l'input e si fissa l'output e si vuole definire la struttura, si è di fronte ad un problema di progettazione, duale del precedente problema di verifica; l'input potrebbe essere rappresentato dalle azioni di progetto e l'output dalle massime sollecitazioni e/o spostamenti tollerabili;
- se si conoscono struttura e output, il problema consiste nel definire l'input;
- se sono noti input e output e si vuole definire una descrizione del sistema, si è di fronte ad un problema di identificazione; input e output sono noti dall'analisi sperimentale.

La tabella 1 riassume quanto detto.

Dati	Richieste	Problema
Input Descrizione sistema	Output	Diretto (Risposta dinamica)
Input Output	Sistema	Inverso (Progettazione)
Descrizione sistema Output	Input	Inverso (Definizione input)
Input Output	Descrizione sistema	Inverso (Identificazione parametri)

Tab. 1

Si può quindi definire l'analisi dinamica sperimentale come un insieme di processi relativi a prove su una struttura o su suoi componenti, aventi come obiettivo quello di ottenere una descrizione matematica del loro comportamento dinamico. Essa consiste nel rilevare il comportamento di una struttura in presenza

di vibrazioni ambientali e/o forzate; sulla base dei risultati sperimentali si cerca, successivamente, di tarare un modello numerico, che consenta l'analisi della struttura anche in presenza di azioni di tipo diverso da quelle presenti al momento della prova.

Più in dettaglio, lo studio completo del comportamento dinamico di una struttura dovrebbe svilupparsi attraverso le seguenti fasi:

- a) *Analisi del comportamento dinamico sperimentale*: si dispongono, sulla base del comportamento previsto, sensori velocimetrici o accelerometrici sulla struttura e si effettuano più serie di misure sia in presenza di solo rumore ambientale che sotto l'azione di forzanti prodotte tramite vibrodine o altri mezzi;
- b) *Analisi dei dati sperimentali*: si analizzano i dati registrati sia nel dominio del tempo (analisi statistiche, ricavando i valori di picco e quelli efficaci) sia nel dominio della frequenza (analisi spettrale, per determinare le caratteristiche dinamiche della struttura, ossia frequenze proprie, forme modali e smorzamenti); nel caso di strutture a comportamento non lineare l'analisi dei dati risulta più complessa;
- c) *Identificazione strutturale*: sulla base dei dati sperimentali si definisce un modello della struttura da utilizzare per studiare la risposta strutturale ad una qualsivoglia azione dinamica (per esempio all'azione di un terremoto reale e di normativa). Ove possibile, e in particolare qualora siano disponibili informazioni affidabili sulla geometria e sui materiali, è preferibile definire un modello ad elementi finiti, tarato in base ai dati sperimentali.

Per strutture di particolare rilevanza lo studio può essere completato con l'installazione di una strumentazione fissa, con funzionamento a soglia. Nei casi d'intervento di consolidamento o adeguamento sismico, il confronto tra il comportamento sperimentale prima e dopo i lavori può consentire di verificare l'efficacia dell'intervento stesso.

L'importanza dell'analisi dinamica sperimentale è ovvia quando si pensa a strutture soggette ad azioni dinamiche nel corso della propria vita. È questo, principalmente, il caso di opere in zona sismica o soggette all'azione del vento (ponti di grande luce, edifici alti, strutture in prossimità delle coste ecc.). Tra le altre principali cause di vibrazioni non va dimenticato il traffico veicolare e ferroviario, sia sulle strutture direttamente interessate, come ponti e viadotti, sia su edifici adiacenti a strade o ferrovie. Di minore diffusione, ma non meno importanti sono le esplosioni, specialmente per strutture in prossimità di cave. Va anche osservato che quasi mai i carichi applicati sono effettivamente statici. Inoltre, gli

effetti dinamici diventano importanti nei casi di strutture leggere, strutture poco smorzate, e di carichi impulsivi e/o ripetuti. Vanno ricordati, infine, i problemi di fatica e di rumore.

L'interesse per l'analisi dinamica sperimentale non si esaurisce nel campo delle strutture soggette, in fase di esercizio, ad azioni di tipo dinamico, potendo essere utilizzato come un efficace strumento di diagnosi. Infatti, nel caso di opere di nuova realizzazione l'analisi dinamica sperimentale consente di verificare le ipotesi assunte in sede di progetto (rigidezze strutturali, caratteristiche dei materiali, efficacia dei collegamenti ecc.); nel caso di strutture non di nuova realizzazione, è possibile stimarne lo stato di salute individuando la presenza e il livello di un eventuale danneggiamento e ricavando utili informazioni per la definizione del relativo intervento di consolidamento.

Nei capitoli che seguono sono descritte alcune esperienze dell'ENEA nel campo dell'analisi dinamica sperimentale con riferimento a strutture di interesse storico e artistico. In Appendice sono sintetizzati i concetti fondamentali relativi agli strumenti matematici utilizzati.

1. Vibrazioni indotte dal traffico sui monumenti

In collaborazione con la Soprintendenza Archeologica di Roma e l'ISMES, l'ENEA ha effettuato alcune campagne sperimentali volte a valutare gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico su alcuni monumenti di Roma e la vulnerabilità degli stessi ad azioni di tipo dinamico, anche ai fini della loro salvaguardia a fronte di eventi sismici. I dati sperimentali sono stati analizzati sia nel dominio del tempo, evidenziando i valori di picco ed efficaci delle velocità, sia in quello della frequenza, attraverso la classica analisi spettrale. Nell'ambito di un'altra iniziativa, in collaborazione con l'Accademia Nazionale dei Lincei, si sono analizzate le vibrazioni indotte dal traffico su Villa Farnesina, per proteggere la quale fu realizzata, agli inizi degli anni 70, una pavimentazione antivibrante realizzata sull'omonimo Lungotevere.



Foto 1.1 - Arco di Costantino



Foto 1.2 - Colonna Traiana

1.1 Introduzione

È ben noto che gli edifici monumentali, oltre al degrado causato dalla naturale vetustà dei materiali e delle strutture, sono vulnerabili anche ad altri eventi sia di origine naturale, quali sismi, alluvioni e inondazioni, sia di origine antropica, quali inquinamento, vibrazioni ed elevata e non corretta fruizione. In particolare considerando i monumenti siti nei centri storici, che nel nostro Paese sono la maggior parte, è stato evidenziato un forte aumento del rischio di degrado chimico-fisico e di dissesto strutturale. Il crescente inurbamento avvenuto in questo secolo, lo sviluppo delle tecnologie energetiche e di trasporto hanno portato ad una diffusione e diversificazione delle sorgenti di inquinanti aerodispersi e ad un aumento delle fonti di vibrazioni.

I mezzi di trasporto, originando vibrazioni sia sul terreno che sull'edificio, possono dar inizio a fenomeni di dissesti/cedimenti/distacchi con danni più o meno gravi sulla struttura e/o sui materiali. Nella maggior parte dei casi queste cause, che alterano lo stato originale della struttura, agiscono contemporaneamente o consecutivamente e sinergicamente ad altre rendendo complessa una valutazione, sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo, dello stato di conservazione di un edificio monumentale.

Limitandosi alle vibrazioni originate da mezzi di trasporto come causa di deterioramento strutturale, si possono fare alcune considerazioni. Le vibrazioni indotte dal traffico non rappresentano, in generale, un pericolo immediato per le costruzioni, ma possono contribuire, nel corso degli anni, al loro continuo e progressivo deterioramento. In particolare, nei centri storici, gli edifici in muratura, spesso di interesse storico-monumentale, costruiti in epoche in cui non esisteva il problema del traffico, non sono protetti dall'ambiente circostante. Nella valutazione complessiva del deterioramento va considerato, inoltre, che nella maggior parte dei casi lo stress da vibrazioni è sempre una concausa, che affianca altri tipi di stress quali quelli da carico e ambientali.

Le vibrazioni indotte dal traffico diventano particolarmente pericolose su strutture già danneggiate, sia per carenza di manutenzione che per effetto di eventi naturali, come quelli sismici e climatici. In molti casi la presenza del danno e la sua entità non sono evidenti alla semplice ispezione visiva. Lo stesso vale per l'individuazione del degrado sui materiali costitutivi (murature, intonaci, paramenti lapidei ecc.) che necessitano di utilizzo di tecniche ad hoc.

Il primo passo nell'analisi dei danni legati alle vibrazioni indotte dal traffico consiste nello studio del comportamento della struttura in presenza di sollecitazioni dinamiche. In questo l'analisi dinamica sperimentale rappresenta uno strumento essenziale anche se va osservato che, nel caso di strutture monumentali,

non è quasi mai possibile effettuare prove di vibrazioni forzate a causa della difficoltà nella scelta dell'intensità dell'eccitazione, che potrebbe provocare danni all'opera, specialmente se vetusta e in condizioni statiche non ottimali.

Nel seguito si riportano i risultati di studi sperimentali condotti su alcuni monumenti di Roma, con particolare riferimento all'influenza delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare e ferroviario.



Foto 1.3 - Terme di Caracalla

1.2 Rilievo delle vibrazioni indotte dal traffico

Al fine di condurre uno studio pilota, sono stati selezionati alcuni monumenti della capitale, tutti di epoca romana, di forma e materiali diversi dislocati in situazioni ambientali e di viabilità diverse. Essi sono elencati in tabella 1.1 insieme con le loro principali caratteristiche. Ciascun monumento è stato strumentato mediante velocimetri e trasduttori di spostamento. I segnali, registrati in forma analogica, sono stati quindi digitalizzati con una frequenza di campionamento pari a 200 Hz. Per ogni struttura sono state effettuate più registrazioni in varie condizioni di traffico, in diverse ore del giorno.

I dati sono stati analizzati dapprima nel dominio del tempo. I diagrammi di velocità alla base presentano tratti di rumore ambientale e traffico veicolare. Per quelli in prossimità di linee ferroviarie, si distinguono tratti con vibrazioni

maggiori, legate al passaggio dei treni. Durante il passaggio dei treni si sono riscontrati picchi cinque volte maggiori di quelli relativi al rumore ambientale. Sono stati, quindi, calcolati i valori di picco e i valori efficaci delle velocità, in successivi intervalli di tempo della durata di 1,28 s. Indicato con x il valore della velocità registrato e con t_n-t_1 l'intervallo di tempo, il valore efficace è fornito da:

$$x_{ef} = \sqrt{\int_{t_1}^{t_n} x^2 dt / (t_n - t_1)}$$

Monumento	Periodo di costruzione	Materiale
Arco di Costantino	IV sec.	Marmi di provenienza varia
Tempio di Minerva Medica	IV sec.	Laterizi
Colonna Antonina	II sec.	Marmo lunense
Colonna Traiana	I sec.	Marmo
Anfiteatro Flavio	I sec.	Travertino
Trofei di Mario	III sec.	Ruderi di fontana monumentale
Terme di Caracalla	III sec.	Resti di complesso/laterizi

Tab. 1.1 - Monumenti

Nella tabella 1.2 sono riportati i massimi dei valori efficaci e di picco rispettivamente alla base e alla sommità di ciascun monumento, mentre in tabella 1.3 sono consegnati i rapporti tra i valori, efficaci e di picco, registrati in sommità e alla base. Come si può vedere, i risultati sono molto dispersi. In alcuni casi il rapporto tra i valori in sommità e quelli alla base è molto basso, denotando una scarsa amplificazione. Ciò avviene per strutture tozze, come i Trofei di Mario, e per strutture come l'Anfiteatro Flavio, dove le vibrazioni in sommità alla parete più esterna sono indipendenti da quelli alla base, almeno per quel che riguarda le ampiezze. In questi casi, l'effetto del passaggio della metropolitana, ben visibile nelle registrazioni alla base, non è evidente in quelle in sommità. L'amplificazione risulta molto elevata nel caso delle colonne, come facilmente prevedibile, ma anche per il Tempio di Minerva Medica, adiacente alla Stazione Termini e alle Ferrovie Laziali. Per questo monumento anche i valori di picco in sommità sono particolarmente elevati.

Successivamente è stata effettuata l'analisi nel dominio delle frequenze, tracciando per ciascun segnale la funzione densità spettrale di potenza (auto-spettro o PSD) e, per ogni coppia significativa di segnali, la funzione densità spettrale di

potenza incrociata (cross-spettro o CSD), in termini di ampiezza e fattore di fase, e la corrispondente funzione di coerenza. Dalle ampiezze spettrali si è anche tentato di risalire alle prime forme modali, ove ciò era possibile. Infatti, si è spesso riscontrato un evidente comportamento non lineare, denunciato nell'analisi incrociata sia dai valori non sempre significativi dei fattori di fase sia dai bassi valori della funzione di coerenza.

Monumento	Base		Sommità	
	Valori efficaci	Valori di picco	Valori efficaci	Valori di picco
Arco di Costantino	0,097	0,340	0,210	0,283
Tempio di Minerva Medica	0,115	0,379	0,711	2,210
Colonna Antonina	0,026	0,064	0,130	0,284
Colonna Traiana	0,033	0,094	0,340	0,478
Anfiteatro Flavio	0,122	0,155	0,121	0,325
Trofei di Mario	0,072	0,128	0,069	0,245
Terme di Caracalla	0,032	0,075	0,164	0,395

Tab. 1.2 - Valori massimi efficaci e di picco (*mm/s*) alla base e in sommità

Monumento	Valori efficaci	Valori di picco
Arco di Costantino	2,16	0,93
Tempio di Minerva Medica	6,18	5,83
Colonna Antonina	5,00	4,44
Colonna Traiana	10,3	5,08
Anfiteatro Flavio	1,00	2,10
Trofei di Mario	0,96	1,91
Terme di Caracalla	5,12	5,27

Tab. 1.3 - Rapporti tra i valori in sommità e alla base delle massime velocità efficaci e di picco

1.3 Il primo esempio di pavimentazione antivibrante

Per limitare gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico si può adottare un sistema di isolamento alla base. Siffatti sistemi, oramai ampiamente utilizzati per nuove costruzioni, non sono, per ovvi motivi, di facile inserimento alla base di edifici già esistenti, specialmente nel caso di strutture monumentali.

In alternativa, si può ricorrere a pavimentazioni antivibranti. Rinviando alla letteratura specifica sulle moderne tecniche, si vuole qui ricordare la soluzione interessante - e per l'epoca pionieristica - proposta da Gustavo Colonnetti alla fine degli anni 50, per proteggere dalle vibrazioni dovute al traffico l'edificio cinquecentesco di Villa Farnesina a Roma. Dopo aver scartato soluzioni che prevedevano un intervento intorno all'edificio, si decise di isolare per un tratto di opportuna lunghezza la pavimentazione stradale dal terreno, realizzando la prima su un graticcio di travi in c.a.p. poggiate su appoggi elastici, a loro volta disposti su una soletta in c.a. direttamente appoggiata al suolo. Prove effettuate all'epoca dimostrarono una riduzione dell'ampiezza delle vibrazioni dell'ordine dell'80%. Il progetto fu realizzato nel 1970. Soluzioni analoghe, in verità, erano state già adottate, ma solo nel caso di strutture di nuova realizzazione: a piazzetta S. Paolo, a Milano, la struttura di copertura di un'autorimessa era stata poggiata su tamponi in gomma; a Roma l'allora nuova via Parigi era stata realizzata con travi poggiate su elementi in gomma per impedire il propagarsi delle vibrazioni alle mura delle Terme di Diocleziano. Gli appoggi in gomma erano, peraltro, utilizzati nel campo dei ponti.

Va ricordato che Villa Farnesina è stata oggetto di studi interdisciplinari da parte dell'ENEA. Si tratta di una villa rinascimentale, che conserva vari affreschi di Raffaello e della sua scuola. In particolare va ricordato il famoso affresco raffigurante la favola di Psiche, dipinto in una delle logge a nove arcate. In occasione di un cantiere di restauro diretto dall'Istituto Centrale per il Restauro che ha avuto sia finalità di studio (attribuzione di alcune scene dell'affresco) che di risanamento di alcune lesioni nella volta e di stesura di alcune parti (cieli, festoni vegetali, grottesche delle lunette), l'ENEA ha condotto analisi non distruttive con la fluorescenza X per la caratterizzazione dei pigmenti e con l'infrarosso termico per la comprensione dello stato di conservazione degli intonaci. Sono state individuate le diverse stesure degli azzurri dei cieli, alcune composizioni originali differenti e dei rifacimenti (attribuiti al pittore Carlo Maratti). Le immagini nell'infrarosso termico hanno permesso di evidenziare e localizzare alcuni distacchi dell'intonaco ed una serie di grappe, con funzione di ancoraggio dell'intonaco, utilizzate nei restauri precedenti.

Più recentemente, allo scopo di verificare il comportamento della struttura isolante ideata dal Colonnetti in presenza delle sollecitazioni indotte dall'odierno traffico veicolare, è stata effettuata un'analisi accurata delle vibrazioni indotte dal traffico. Rinviando ad un successivo capitolo per un'esposizione dettagliata dello studio svolto, si riportano qui i risultati di una campagna preliminare effettuata considerando due postazioni di misura, rispettivamente al piano di campagna attuale, presso lo zoccolo dell'edificio (S in fig. 1.1), e al livello del piano di posa della fondazione, a circa 4 m di profondità. Sono state utilizzate due terne velocimetriche Kinematics SS-1, collegate ad un acquisitore multicanale HP 35655A e sono state effettuate sia misure di vibrazioni indotte dal traffico veicolare, che di quelle indotte dalla caduta di un peso.

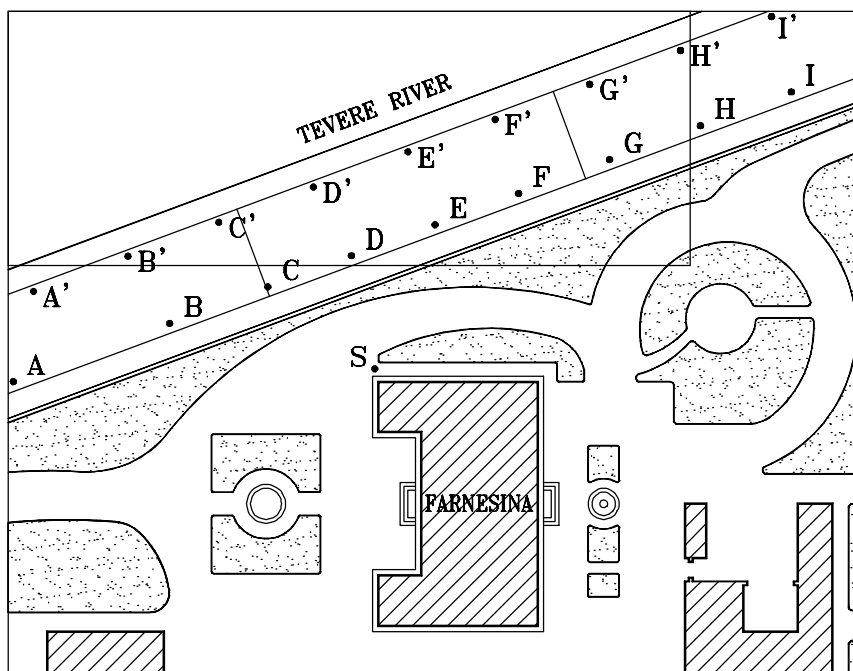


Fig. 1.1 - Planimetria con punti di misura (S) e di input (A=I e A'=I')

In figura 1.2 sono riportati i diagrammi delle velocità prodotte dal traffico veicolare, relativi a un intervallo di tempo di 32 s. La registrazione verticale in superficie (fig. 1.2b) mostra valori di velocità circa doppi di quelli della corrispondente registrazione al basamento (fig 1.2a). Ciò è dovuto ad un maggior contenuto alle alte frequenze, come evidenziato dal confronto tra le ampiezze di Fourier delle due registrazioni. L'analisi spettrale evidenzia, inoltre, picchi negli

auto-spettri e nei cross-spettri, cui corrispondono significativi valori del fattore di fase e della coerenza (fig. 1.3) e che, pertanto, potrebbero essere legati alle caratteristiche dinamiche dell'edificio. Sarebbe opportuno effettuare una campagna sperimentale volta a identificare il comportamento dinamico della struttura, nonché gli effetti delle vibrazioni ambientali su di essa.

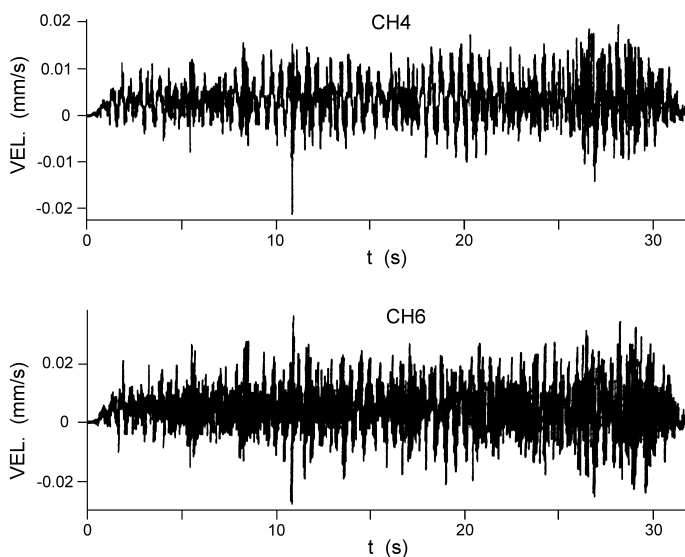


Fig. 1.2 - Velocigrammi ottenuti al basamento (CH4) e in superficie (CH6)

Le prove d'urto sono state effettuate lasciando cadere una massa in corrispondenza dei punti indicati in figura 1.1 con le lettere da A a I e da A' a I', coincidenti con quelli adottati all'epoca in analoghe prove d'urto, e ubicati in corrispondenza dei marciapiedi, non interessati dalla struttura isolante. Dei risultati ottenuti si parlerà in un capitolo successivo.

1.4 Conclusioni

I valori riportati nelle tabelle 1.2 e 1.3 sono nettamente inferiori a quelli suggeriti come valori massimi al piede di costruzioni monumentali dalla normativa tedesca, e pari a 2 mm/s . Da tale analisi sembrerebbe di poter affermare che le vibrazioni indotte dal traffico non rappresentano un pericolo immediato per i monumenti osservati. Va tenuto presente però che, a causa dell'evidente pessimo stato di conservazione di alcuni di essi, tali riferimenti normativi non possono essere

ritenuti affidabili e andrebbero definiti valori opportunamente tarati sulla base dell'esperienza italiana.

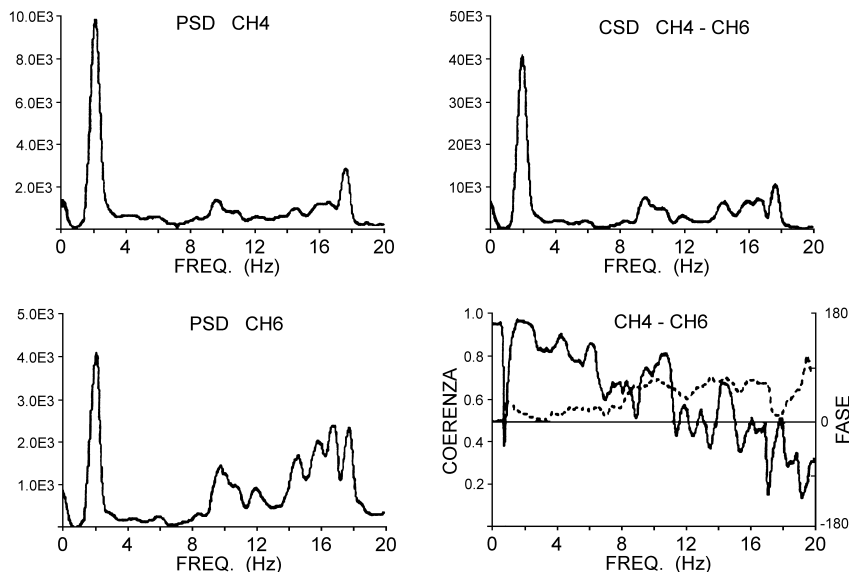


Fig. 1.3 - Auto-spettri (PSD) e cross-spettro (CSD) dei segnali al basamento (CH4) e in superficie (CH6)

Inoltre, la definizione dei valori massimi, come proposto dalla normativa tedesca, non può da sola risolvere il problema della limitazione degli effetti dovuti al traffico sugli edifici monumentali. La vulnerabilità di un edificio, infatti, va riferita alle sue caratteristiche dinamiche in relazione al contenuto in frequenza dell'input. Com'è noto, picchi di notevole entità risultano influenti se relativi a campi di frequenza non contenenti le risonanze strutturali dell'edificio o di sue componenti. Al riguardo si vuole sottolineare come frequenze non pericolose per la struttura nel suo complesso, possono essere, invece, dannose per elementi o parti di essa. In particolare, vibrazioni ad alta frequenza, come possono essere quelle indotte dal traffico, non hanno effetti diretti su un edificio usuale nel suo complesso, ma possono sollecitare componenti della struttura che per dimensioni e vincoli presentano risonanze strutturali a valori della frequenza ben maggiori.

Grazie ai notevoli progressi sia nel campo dei mezzi di trasporto che delle pavimentazioni stradali e all'impegno delle municipalità nella manutenzione stradale, gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico sono contenuti rispetto alla situazione di alcuni anni fa. Ciò nonostante le vibrazioni indotte dal traffico, su

gomma e su rotaia, risultano ancora molto insidiose per le vecchie costruzioni in muratura. Vibrazioni di piccola ampiezza ma caratterizzate da elevata frequenza e di durata non trascurabile, infatti, possono causare il deterioramento della malta e il distacco dai blocchi lapidei. Tali effetti sono esaltati nel caso di malte povere, come quelle di alcuni monumenti.

Sarebbe opportuna, ove possibile, la chiusura al traffico delle strade adiacenti a edifici monumentali in non perfette condizioni statiche. In alternativa, l'adozione di pavimentazione antivibranti appare, oggi, la soluzione più efficace.

2. L'Obelisco Flaminio

L'Obelisco Flaminio di Piazza del Popolo a Roma è stato oggetto di uno studio a fini conservativi molto dettagliato. Prove di vibrazioni e ambientali forzate, effettuate mediante l'ausilio di un vibratore, hanno consentito l'individuazione delle caratteristiche dinamiche della struttura. È stato quindi messo a punto un modello ad elementi finiti dell'Obelisco, tarato anche sulla base dei risultati di prove soniche e nel quale elementi elastici alla base tengono conto dell'interazione suolo-struttura. I risultati numerici sono in accordo con quelli sperimentali sia in termini di frequenze proprie che di forme modali. Il modello così definito è stato utilizzato per una verifica sismica del monumento, effettuata in conformità alle vigenti norme sismiche italiane, mettendo a confronto i due casi di struttura integra e struttura danneggiata.

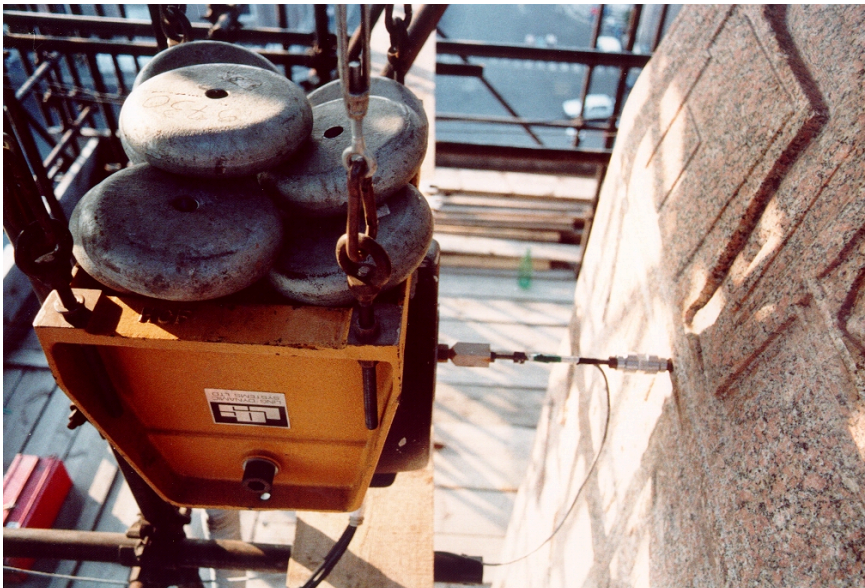


Foto 2.1 - Obelisco Flaminio: prove di caratterizzazione dinamica

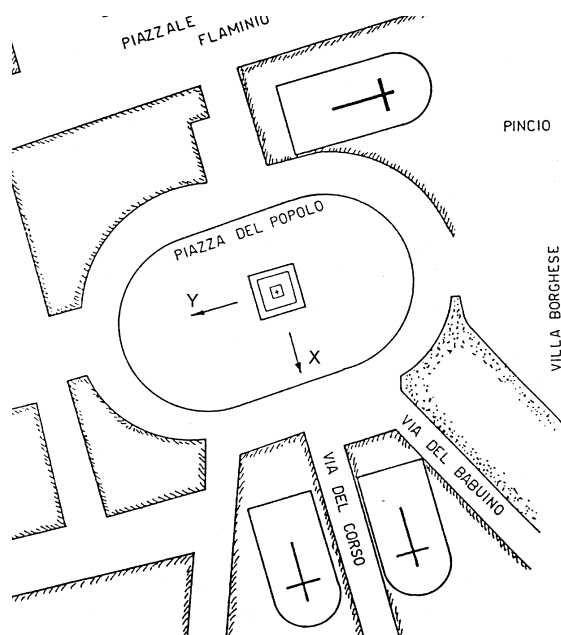


Fig. 2.1 - Planimetria

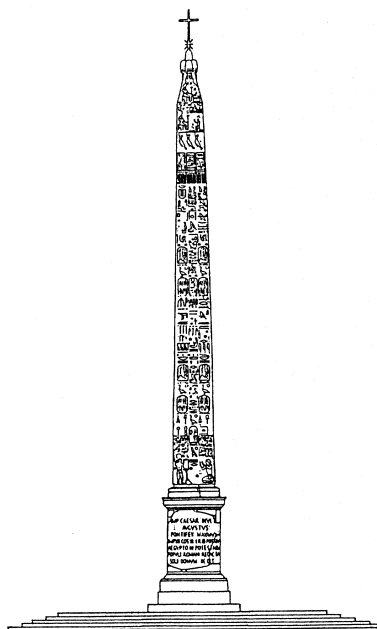


Fig. 2.2 - Vista dell'Obelisco

2.1 Risultati sperimentali

L'Obelisco Flaminio (fig. 2.1) ha certamente sofferto, nel passato, i numerosi terremoti che hanno interessato la capitale, anche se non esistono documenti specifici al riguardo. L'Obelisco propriamente detto, alto 28 m, è composto di tre blocchi monolitici di granito e poggia su una base prismatica a pianta rettangolare. I blocchi si presentavano molto danneggiati, specialmente nelle zone di contatto, dove erano visibili esternamente ganci metallici tra i blocchi stessi. La figura 2.2 mostra una vista dell'Obelisco.

Le proprietà dinamiche della struttura sono state valutate attraverso prove di vibrazione forzate, condotte dall'ISMES per conto dell'ENEA nel 1984. Le zone danneggiate (fig. 2.3) sono state sottoposte a prove soniche, considerando percorsi sia nei piani orizzontali sia spaziali, tra sezioni a quote diverse, come mostrato nelle figure 2.4 e 2.5. Misurato il tempo di percorrenza e nota la distanza, è stata calcolata per ogni percorso la velocità di propagazione, in base alla quale sono state stimate le proprietà elastiche e le condizioni di integrità del mezzo.



Foto 2.2 - Accelerometro A8



Foto 2.3 - Trasduttore di spostamento
relativo alla base



Foto 2.4 - Trasduttore di spostamento
relativo su lesione

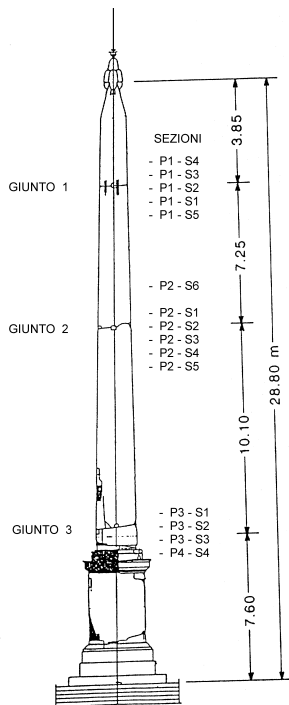


Fig. 2.3 - Giunti e sezioni analizzate con test sonici

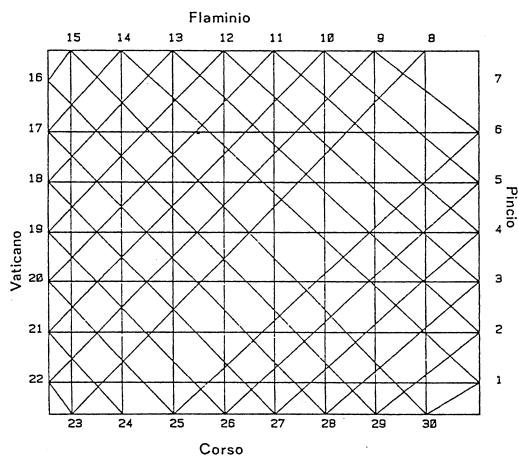


Fig. 2.4 - Test sonici: percorsi nel piano

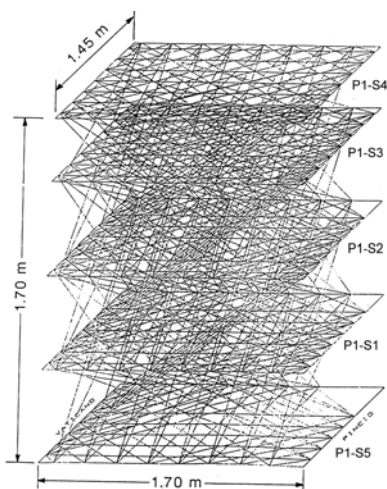


Fig. 2.5 - Percorsi nello spazio

Per un mezzo omogeneo e in assenza di discontinuità, la distribuzione delle velocità sarebbe di tipo normale, caratterizzata da un valore medio e da una varianza, quest'ultima legata ad errori di misura. Nel caso in esame la distribuzione è risultata non simmetrica (fig. 2.6). Individuato il valore di soglia della velocità al di sotto del quale la distribuzione perde la simmetria, i percorsi possono essere classificati in due categorie, rispettivamente con velocità maggiore ed inferiore a quella di soglia. Ogni sezione trasversale presa in esame è stata divisa in elementi rettangolari, ciascuno dei quali attraversato da un certo numero di percorsi. La percentuale di percorsi aventi velocità superiore a quella di soglia è stata assunta come misura dell'integrità, definendo tre classi di elementi:

- elementi tipo A, con un numero di percorsi con velocità superiore a quella di soglia maggiore del 50% (rettangoli con tratteggio diagonale in figura 2.7, dove sono rappresentati i risultati ottenuti per il giunto 2);
- elementi tipo B, con un numero di percorsi con velocità superiore a quella di soglia compreso tra il 25% e il 50% (rettangoli con linee punteggiate verticali in figura 2.7);
- elementi tipo C, con un numero di percorsi con velocità superiore a quella di soglia minore del 25% (rettangoli bianchi in figura 2.7).

2.2 Modello numerico

L'Obelisco è stato schematizzato con elementi *beam*, le cui proprietà sono state definite sulla base delle risultanze sperimentali delle prove soniche. Ad esempio, al concio 12 (fig. 2.8), in corrispondenza del giunto 1, sono stati attribuiti i valori medi delle caratteristiche delle sezioni tra P1-S1 e P1-S5. Per ciascuna sezione le proprietà geometriche sono state valutate attribuendo a ciascun elemento rettangolare un peso sulla base della classificazione prima definita:

- elementi tipo A: peso = 0,50;
- elementi tipo B: peso = 0,25;
- elementi tipo C: peso = 0,00.

Sono stati assunti i seguenti valori per il granito: modulo di elasticità $E = 50000 \text{ MPa}$, peso specifico $\rho = 23,00 \text{ kN/m}^3$, coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$. Per tener conto degli effetti di *rocking*, alla base sono state introdotte due molle alla rotazione, le cui costanti sono state valutate mediante la relazione suggerita da Clough e Penzien, ottenendo:

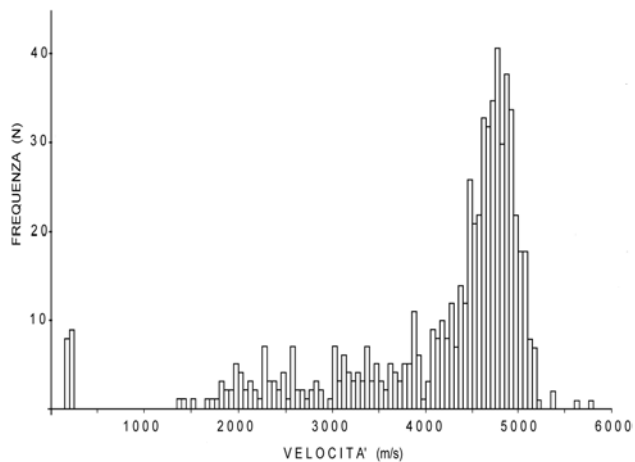


Fig. 2.6 - Distribuzione delle velocità (P2-S5)

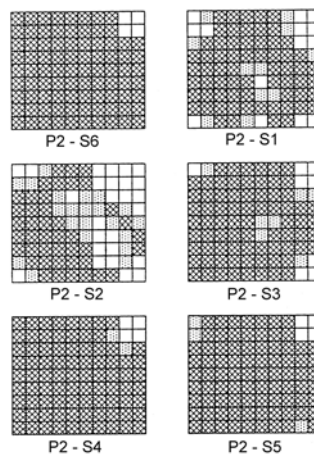


Fig. 2.7 - Classificazione delle sezioni (giunto 2)

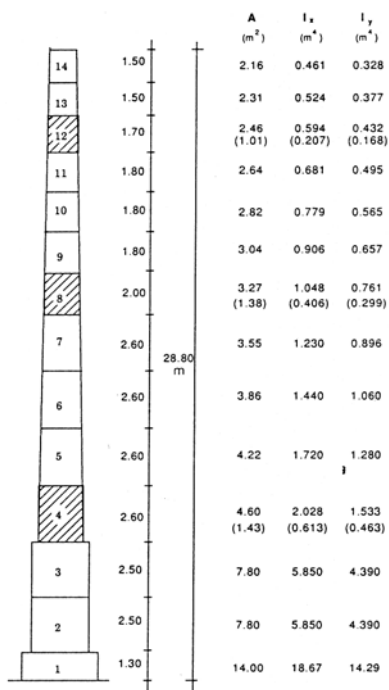


Fig. 2.8 - Modello ad elementi finiti e caratteristiche geometriche dei conci. Per i conci danneggiati (4, 8, 12) sono indicati in parentesi i valori ridotti

$$K_{\Phi_y} = 0,125 \cdot 10^7 \text{ tm/rad} \quad K_{\Phi_x} = 0,150 \cdot 10^7 \text{ tm/rad.}$$

In tabella 2.1 sono riportate le frequenze relative al modello e i corrispondenti valori sperimentali. In figura 2.9 sono rappresentate le forme modali ottenute dal modello numerico, confrontate con quelle sperimentali.

Modo	Frequenze numeriche	Frequenze sperimentali
1	1,60	1,63
2	1,79	1,79
3	7,39	7,42
4	8,40	8,56
5	18,10	-
6	20,70	-

Tab. 2.1 - Frequenze numeriche e sperimentali

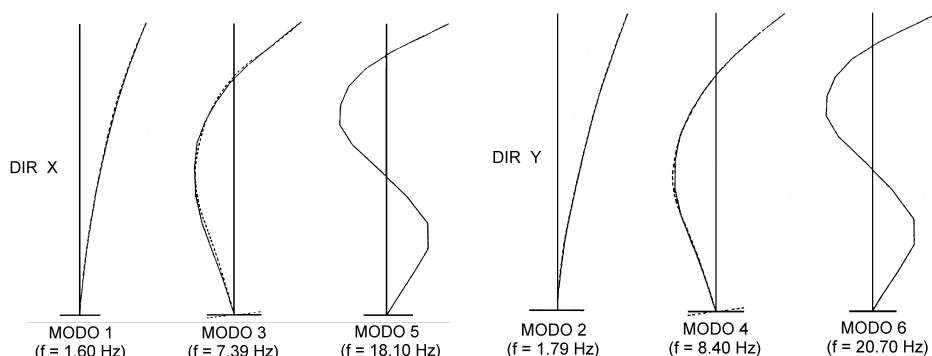


Fig. 2.9 - Confronto tra forme modali ottenute con il modello ad elementi finiti (linea continua) e quelle sperimentali (linea tratteggiata)

2.3 Verifica sismica

Il modello definito è stato utilizzato per l'analisi allo spettro di risposta, effettuata in conformità alle norme sismiche italiane, assumendo un coefficiente di intensità sismica $S = 6$, relativo alle zone a bassa sismicità. Ne risulta uno spettro di progetto che nella zona di interesse assume un valore pari a: $a/g = 0,04$. Al riguardo va

ricordato che il Comune di Roma non è inserito tra le zone sismiche.

L'analisi è stata condotta considerando il sisma agente separatamente nelle due direzioni ortogonali. Gli effetti dei vari modi, valutati tenendo conto dei coefficienti di partecipazione precedentemente calcolati e riportati in tabella 2.2, sono stati combinati tramite la relazione:

$$F = \sqrt{\sum_i F_i^2}$$

Tagli di piano e momenti sono diagrammati in figura 2.10. Infine sono state effettuate le verifiche delle sezioni dei vari conci utilizzando sia le proprietà originali sia quelle ridotte per tener conto del danneggiamento. Le proprietà dei conci 4, 8 e 12 sono riportati in tabella 2.3. In tabella 2.4 sono riportate le caratteristiche della sollecitazione nelle due ipotesi di sezioni integre e danneggiate, mentre nelle tabelle 2.5 e 2.6 sono riportati i valori delle tensioni rispettivamente per le sezioni integre e danneggiate.

Modo	Direzione	Coefficiente
1	x	3,907
2	y	3,938
3	x	2,697
4	y	2,655
5	x	1,740
6	y	1,702

Tab. 2.2 - Coefficienti di partecipazione

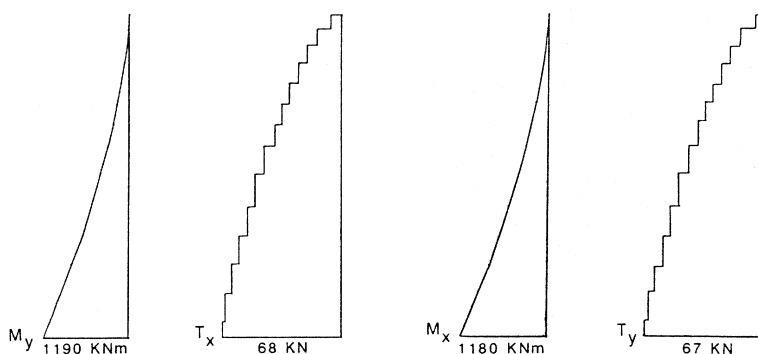


Fig. 2.10 - Tagli e momenti risultanti dall'analisi dinamica

Elem.	Sezioni integre			Sezioni danneggiate		
	A_0 (m^2)	I_0 (m^4)	W_0 (m^3)	A (m^2)	I (m^4)	W (m^3)
4	4,6	1,533	1,533	1,43	0,463	0,408
8	3,2	0,761	0,911	1,38	0,299	0,337
12	2,5	0,432	0,596	1,01	0,168	0,223

Tab. 2.3 - Caratteristiche geometriche delle sezioni

Elem.	Sezioni integre			Sezioni danneggiate		
	N (kN)	M ($kN\ m$)	V (kN)	N (kN)	M ($kN\ m$)	V (kN)
4	1800	800	58	1800	830	60
8	830	299	38	830	300	39
12	330	66	20	330	66	20

Tab. 2.4 - Caratteristiche della sollecitazione (analisi allo spettro di risposta)

Elem.	A (m^2)	I (m^4)	W (m^3)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	τ (MPa)
4	4,6	1,533	1,533	0,93	- 0,15	0,013
8	3,2	0,761	0,911	0,59	- 0,07	0,011
12	2,5	0,432	0,596	0,24	0,02	0,008

Tab. 2.5 - Verifiche (sezioni integre)

Elem.	A (m^2)	I (m^4)	W (m^3)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	τ (MPa)
4	1,43	0,463	0,408	3,2	- 0,7	0,04
8	1,38	0,299	0,337	1,5	- 0,3	0,03
12	1,01	0,168	0,223	0,6	0,03	0,02

Tab. 2.6 - Verifiche (sezioni danneggiate)

L'esame delle tabelle 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6 consente di affermare che:

- le caratteristiche geometriche delle sezioni sono fortemente ridotte rispetto ai loro valori originali; pertanto, le tensioni relative al caso danneggiato presentano notevoli incrementi rispetto al caso integro;
- le tensioni dovute alle azioni orizzontali rappresentano circa il 60% dei valori totali;
- i valori delle tensioni risultano comunque inferiori a quelli tollerabili dal granito, che possono assumersi pari a: tensione di compressione $\sigma_c = 124-134$ MPa, tensione di trazione $\sigma_t = 9-14$ MPa, tensione tangenziale $\tau = 14-19$ MPa.

2.4 Conclusioni

Allo studio sperimentale dell'Obelisco è stato associato un accurato studio numerico, definendo un modello ad elementi finiti sulla base dei risultati di prove sismiche. Il confronto ha fornito i seguenti risultati:

- la proprietà dinamiche del modello numerico sono risultate molto simili a quelle sperimentali; a tal fine è stato necessario introdurre delle molle alla rotazione alla base;
- le sollecitazioni sul modello danneggiato sono risultate molto maggiori di quelle del modello integro. Gli sforzi dovuti alle azioni orizzontali sono confrontabili a quelle dovute ai carichi fissi (peso proprio); pertanto, gli incrementi di sollecitazione sono dovuti principalmente alla riduzione delle proprietà delle sezioni trasversali.

Va osservato, in conclusione, che le tensioni risultanti sono comunque inferiori a quelle tollerabili dal materiale costituente l'Obelisco. Tale considerazione consente di affermare che le cattive condizioni dell'Obelisco, al momento delle prove, non erano da attribuire a passati terremoti anche se esso si presentava molto vulnerabile ad eventi sismici.

3. La Colonna Antonina

La Colonna Antonina e, in generale, le strutture a blocchi rigidi sovrapposti sono state oggetto di numerosi studi di natura prevalentemente teorica. Nel presente capitolo si riporta lo studio del comportamento sperimentale della Colonna soggetta alle vibrazioni indotte dal traffico veicolare. Queste, di natura diversa da quelle sismiche, costituiscono un'insidia continua specialmente per quelle opere situate nelle vicinanze di strade ad elevata densità di traffico. La limitata ampiezza delle sollecitazioni ha consentito di individuare le caratteristiche dinamiche della struttura nell'ipotesi di comportamento elastico-lineare. Sulla base del comportamento sperimentale è stato tarato un semplice modello lineare ad elementi finiti, utilizzato successivamente per l'analisi dinamica col metodo dello spettro di risposta al fine di verificare lo stato di sollecitazione nella Colonna in caso di terremoti deboli.



Foto 3.1 - Sensori S3R e S4T lungo la scala

3.1 Introduzione

La Colonna Antonina (figg. 3.1 e 3.2) è senz'altro tra i monumenti di maggior rilievo della capitale. Costruita intorno al 170 d.C. e dedicata a Marco Aurelio e Faustina per celebrare le vittorie sui Sarmati e i Marcomanni, la Colonna propriamente detta è composta da 19 rocchi cilindrici di marmo, di diametro medio pari a 3,72 m ed alti circa 1,55 m, semplicemente appoggiati l'uno sull'altro ed internamente scavati in modo da ricavare la scala elicoidale, che divide la sezione trasversale in due zone: un nucleo centrale pieno di diametro $\phi=1,00$ m ed una corona circolare esterna di spessore $s=0,60$ m. La scala stessa garantisce il collegamento fra le due zone e, quindi, la conservazione di forma della sezione trasversale.



Fig. 3.1 - Planimetria

Il tutto poggia su di un piedistallo costituito da una serie di sette blocchi sovrapposti, alcuni dei quali a loro volta realizzati mediante l'accostamento di due blocchi, ed alloggiato su di una platea costituita da blocchi di travertino, che rappresenta la parte superiore della fondazione. Attualmente i primi tre blocchi del piedistallo sono incassati nel terreno; pertanto, non essendo disponibili informazioni dettagliate sulle caratteristiche del sottosuolo, nella successiva modellazione si è considerata la Colonna a partire dal quarto blocco. Va inoltre detto che la parte emergente del piedistallo è stata impellicciata, in un restauro del XVI secolo, mediante delle grandi lastre di travertino che, oltre ad offrire il loro contributo ai fini della determinazione della sezione resistente, garantiscono un

comportamento monolitico del piedistallo stesso. Di ciò è stato tenuto conto nella successiva modellazione.

L'indagine storica ha mostrato come terremoti violenti, e in particolare quello del 22 gennaio 1349 con epicentro in Abruzzo, abbiano provocato slittamenti fra i rocchi e rotazioni rigide relative fra di essi (*rocking*) con danni notevoli all'opera. L'interpretazione di tali fenomeni richiederebbe la definizione di un modello non lineare con notevole complessità di calcolo. Numerosi sono stati gli interventi di restauro per rimettere a posto i vari rocchi e per chiudere le lesioni che si aprivano.

Nel seguito si riporta lo studio del comportamento della Colonna in presenza di vibrazioni indotte dal traffico veicolare. Si propone anche un semplice modello lineare ad elementi finiti, che interpreta bene il comportamento dinamico della struttura soggetta alle vibrazioni ambientali e che viene utilizzato per effettuare la verifica sismica della Colonna secondo le prescrizioni della normativa italiana vigente.



Foto 3.2 - Sensori S1R e S2T al basamento

3.2 Indagini sperimentali ed elaborazione dei dati

La campagna di misure è stata effettuata dall'ENEA in collaborazione con l'ISMES nel maggio 1985, utilizzando dei sismometri Geotech-Teledyne, mod.18.300. I segnali, registrati in forma analogica su nastro magnetico, sono stati amplificati e quindi filtrati; successivamente sono stati inviati ad un convertitore A/D ed acquisiti con un passo di campionamento di 5 ms.

In figura 3.2 è mostrata la disposizione dei sismometri: sono state previste 18 postazioni, delle quali 6 in direzione verticale in prossimità del basamento e 12 lungo il fusto della Colonna, in direzione orizzontale, sia radiale che tangenziale rispetto alla sezione trasversale.

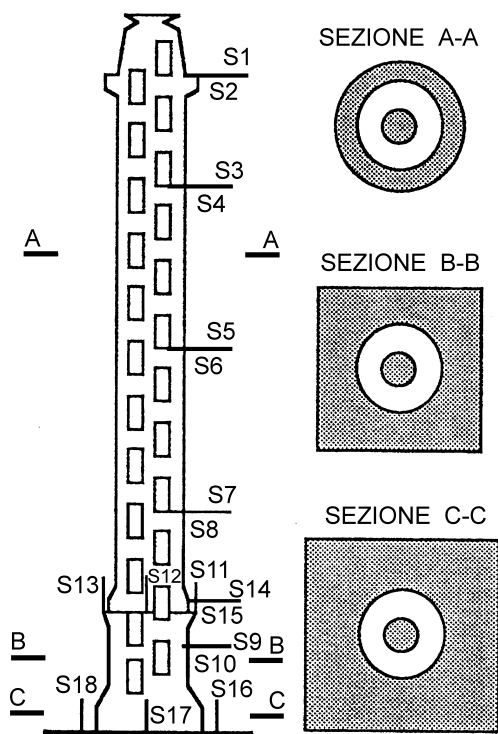


Fig. 3.2 - Sezioni e posizione dei sismometri

Sono state effettuate numerose serie di misure delle velocità, della durata di 90 min ciascuna, in diversi periodi della giornata, in condizioni di traffico intenso ma comunque scorrevole; tre di queste che presentavano segnali di entità maggiore

sono state prese in considerazione ed esaminate al fine di individuare le porzioni di segnali a maggior contenuto di energia. Da queste sono stati estratti, quindi, dei campioni sincroni della durata di 300 s. In figura 3.3 sono riportate le registrazioni ottenute nelle postazioni S1 ed S7, e relative ad una durata di 20 s.

La successiva analisi nel dominio della frequenza ha messo in luce con chiarezza soltanto la presenza di una frequenza, che fa supporre l'eccitazione di un modo proprio della struttura a 1,33 Hz. Nelle figure 3.4 e 3.5 sono riportati gli auto-spettri, rispettivamente delle postazioni S1 ed S7: si nota la presenza del picco a 1,33 Hz e anche di un secondo picco a 6,9 Hz.

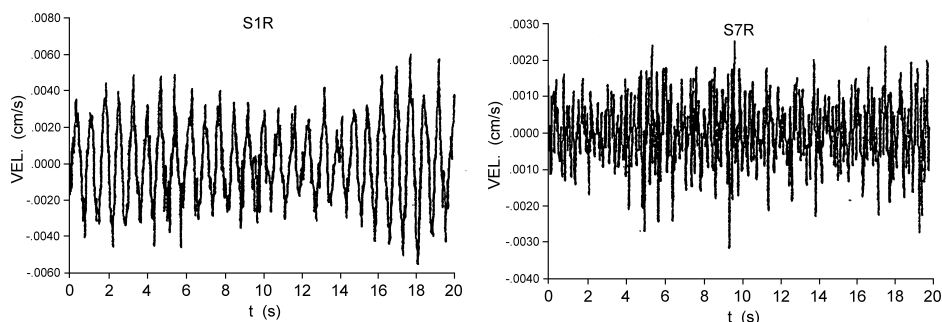


Fig. 3.3 - Time history S1 e S7

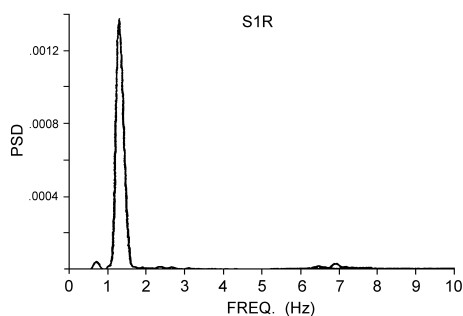


Fig. 3.4 - Auto-spettro S1

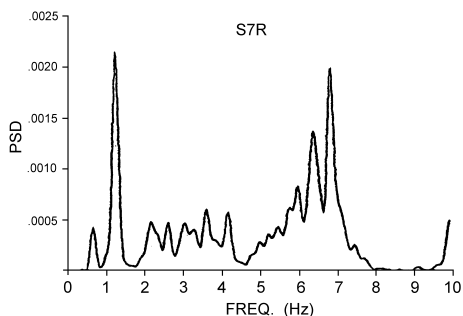


Fig. 3.5 - Auto-spettro S7

Per identificare tali picchi con le prime due frequenze proprie della Colonna è stata fatta una stima del cross-spettro e della coerenza tra alcuni segnali lungo la Colonna, nell'ipotesi verosimile di piccolo smorzamento. In figura 3.6 sono riportati ampiezza del cross-spettro, fase del cross-spettro e coerenza relativi

alle coppie di segnali S1-S7 ed S3-S7. In tabella 3.1 sono consegnati i risultati relativi a fase e coerenza per le frequenze in esame.

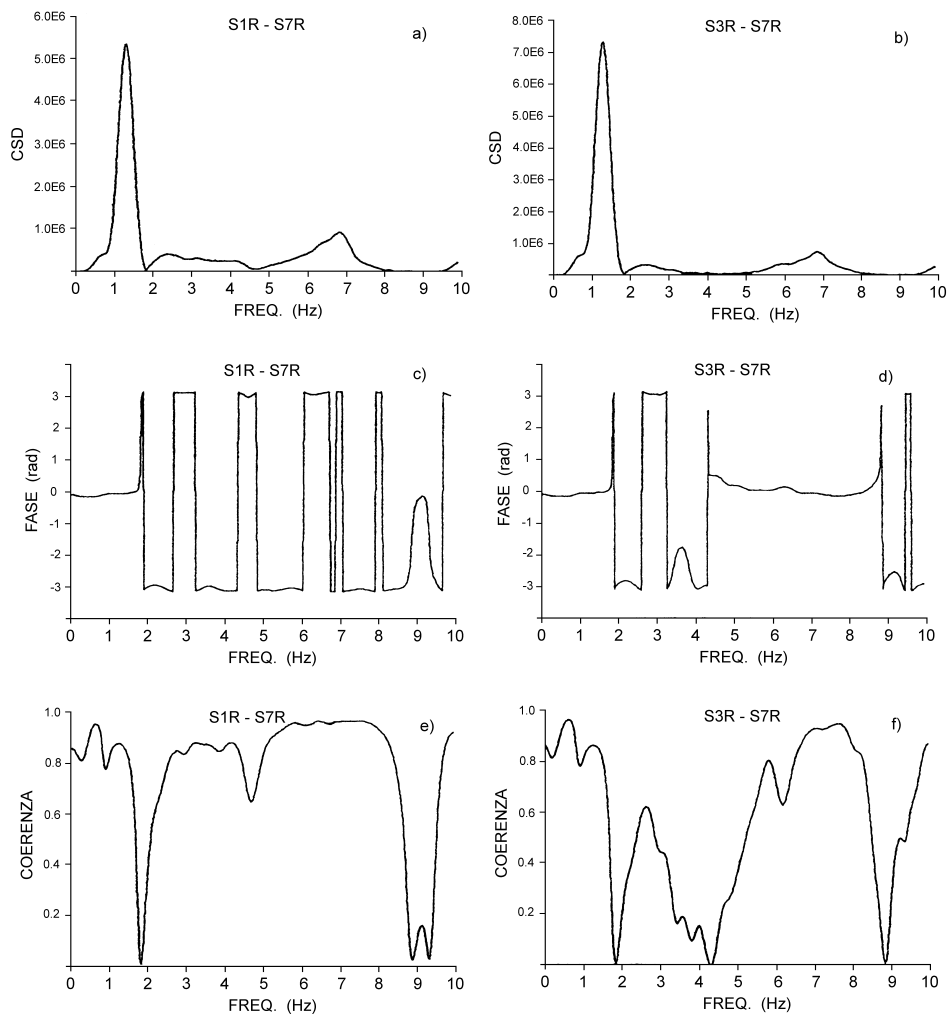


Fig. 3.6 - Cross-spettri S1-S7 e S3-S7

I valori di coerenza molto elevati e l'andamento della fase offrono sufficiente sicurezza per poter affermare che ai valori di 1,33 e 6,90 Hz corrispondono le prime due frequenze proprie della struttura. La forma modale associata alla prima frequenza è stata stimata utilizzando la relazione

$$F_i(z_j) = [G_j(f_i)]^{1/2}$$

dove $G_j(f_i)$ è il valore dell'auto-densità spettrale relativo al modo i -esimo ed all'ascissa z_j ed è mostrata nella successiva figura 3.8.

L'entità delle vibrazioni registrate è risultata particolarmente modesta: i valori di picco rilevati sono stati di 0,32 mm/s lungo la Colonna, mentre gli strumenti disposti sul piedistallo hanno registrato velocità massime di vibrazione di 0,15 mm/s . Un termine di confronto è fornito dalla normativa DIN 4150 che suggerisce un massimo valore della velocità di oscillazione risultante al piede di edifici monumentali e di interesse archeologico pari a 2÷3 mm/s .

Postazioni	Frequenza (Hz)	Fase	Coerenza
S1-S7	1,33	0	0,85
	6,90	180	0,95
S3-S7	1,33	0	0,85
	6,90	0	0,95

Tab. 3.1 - Fase e coerenza per le coppie di sensori S1-S7 e S3-S7

3.3 Modello numerico

La struttura è stata schematizzata mediante un modello lineare ad elementi finiti (fig. 3.7), costituito da elementi trave di dimensioni pari a quelle dei blocchi lapidei, collegati tramite piccoli conci, di spessore pari a 0,05 m , di materiale il cui modulo elastico è notevolmente inferiore (100 volte) rispetto a quello dei blocchi stessi, simulando così la presenza delle discontinuità dove sono localizzate la maggior parte delle deformazioni. Il piedistallo, come già detto monolitico, è stato suddiviso in 4 elementi trave di cui i 3 superiori uguali fra loro. In tabella 3.2 sono riportati i valori delle caratteristiche geometriche dei vari elementi.

Poiché l'analisi dei segnali non ha mostrato la presenza di effetti di interazione suolo-struttura, la Colonna è stata considerata incastrata rigidamente alla base. Per il materiale sono stati assunti i seguenti valori delle caratteristiche, pari a quelli tipici del marmo: modulo di Young $E = 60000 \text{ N/mm}^2$, peso specifico $\rho = 27,00 \text{ kN/m}^3$, coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$. Per i conci fra i rocchi si è assunto: $E' = 600 \text{ N/mm}^2$. Risulta quindi: $E/E' = 100$.

L'analisi dinamica effettuata mediante il codice SAP V ha dato le frequenze proprie riportate nella tabella 3.3, dove sono indicate, per confronto, anche quelle ottenute sperimentalmente. In figura 3.8 è anche riportata la prima forma modale confrontata con quella sperimentale. La buona rispondenza fra i valori teorici e quelli sperimentali testimonia la validità del modello adottato.

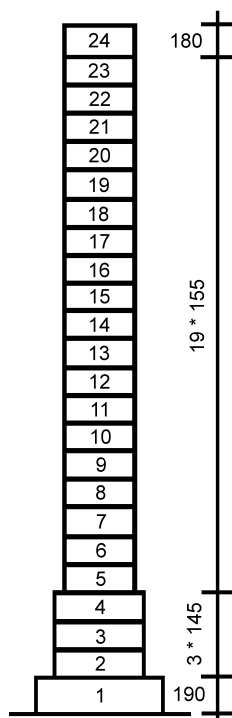


Fig. 3.7 - Modello (quote in cm)

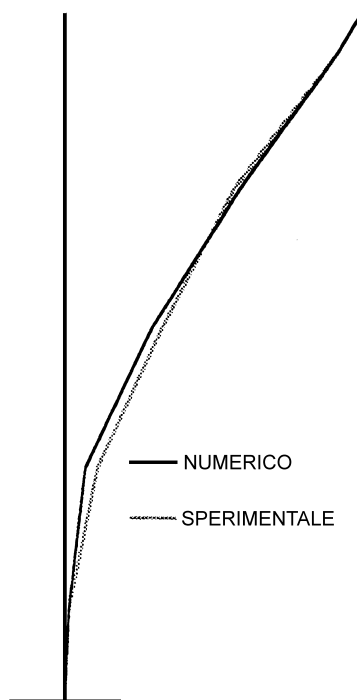


Fig. 3.8 - Primo modo di vibrazione: confronto tra risultati numerici e sperimentali

3.4 Analisi sismica

Il modello definito è stato utilizzato per l'analisi sismica della Colonna, eseguita col metodo dello spettro di risposta, assumendo come tale quello proposto dall'attuale normativa italiana per le costruzioni sismiche. Non essendo attualmente il Comune di Roma inserito fra le zone sismiche, si è assunto un grado di sismicità $S = 6$, relativo alle zone a bassa sismicità. Si sono considerati i soli primi tre modi

di vibrare ed in tabella 3.4 sono riportati i relativi coefficienti di partecipazione. Gli effetti dei tre modi sono stati sovrapposti secondo la formula

$$S = \left[\sum S_i^2 \right]^{1/2}$$

Elemento trave	Area (m ²)	Momento d'inerzia (m ⁴)	Lunghezza (m)
1	28,29	86,04	1,90
2÷4	20,80	50,15	1,45
5÷23	6,80	8,00	1,55
24	6,80	8,00	1,80

Tab. 3.2 - Caratteristiche geometriche degli elementi finiti

Modo	Frequenze numeriche (Hz)	Frequenze sperimentali (Hz)
1	1,33	1,33
2	7,80	6,90
3	20,3	-

Tab. 3.3 - Confronto tra frequenze numeriche e sperimentali

Modo	Coefficienti di partecipazione
1	6,10
2	3,53
3	2,31

Tab. 3.4 - Coefficienti di partecipazione

L'ipotesi di linearità, posta alla base del presente lavoro, è valida fin tanto che non sia vinto l'attrito fra i rocchi e non siano attinte tensioni di trazione nelle sezioni di discontinuità, ossia la risultante dei carichi non capiti all'esterno del nocciolo d'inerzia della sezione. Nel primo caso si verificherebbero slittamenti con conseguente perdita della geometria della Colonna; nel secondo cadrebbe in difetto il modello adottato non potendosi certamente accettare sforzi di trazione in corrispondenza delle discontinuità. Quest'ultima difficoltà sarebbe facilmente superabile introducendo nel modello, in corrispondenza delle discontinuità, dei cuscinetti di molle non reagenti a trazione.

In tabella 3.5 sono riportati, per ogni sezione, i valori del taglio V e dello sforzo normale N . Essendo:

$$(V/N)_{max} = 0,07$$

e potendo assumersi per il marmo un coefficiente di attrito dinamico (inferiore a quello "di primo distacco" per il quale si potrebbe assumere $f_a > 1,5 f$):

$$f \geq 0,65$$

il minimo coefficiente di sicurezza risulta:

$$\eta \geq 9,3$$

Si è quindi costruito il dominio $N-e$, con $e=M/N$, delle sezioni di discontinuità della Colonna, definito dalle seguenti relazioni:

- a) $N \geq 0$ (compressione), non essendo la sezione in grado di resistere a trazione;
- b) $|e| \leq e_{max}$, essendo $e_{max}=0,60 m$ il raggio di nocciolo; tale condizione equivale ad escludere la parzializzazione della sezione;
- c) $\sigma \leq \sigma_{am}$, dove σ_{am} è la tensione ammissibile di compressione del marmo; può assumersi $\sigma_{am} = \sigma_{rott}/10 = 10 N/mm^2$.

In figura 3.9 è riportato il suddetto dominio con riferimento ai parametri: e/e_{max} ed N/N_0 , essendo $N_0 = A \cdot \sigma_{am}$. Per quanto detto, la curva limite è definita da:

- la retta $N/N_0 = 0$ che corrisponde alla condizione a);
- le rette $e/e_{max} = \pm 1$ che corrispondono alla condizione b);
- la curva $N/N_0 = 1/(1+ e/e_{max})$ che definisce la condizione c).

Nella tabella 3.5 sono riportate le coppie di valori $N-e$. Risulta sempre:

$$N \ll N_0 \qquad e < e_{max}$$

pertanto si è sempre lontani da un eventuale schiacciamento ma il pericolo maggiore viene dalla parzializzazione della sezione, essendo l'eccentricità e di poco inferiore ad e_{max} , specialmente per le sezioni in prossimità del piedistallo. Va

detto, però, che rispetto al ribaltamento si ha un coefficiente di sicurezza minimo, alla base della colonna, pari a 3,25.

Sezione	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	e (m)
1	9632,3	155,3	4230	0,44
5	5738,0	154,6	3287	0,57
6	5453,4	154,1	3056	0,56
7	5168,8	153,2	2826	0,55
8	4884,2	151,5	2600	0,53
9	4599,6	149,2	2376	0,52
10	4315,0	146,2	2156	0,50
11	4030,4	142,6	1941	0,48
12	3745,8	138,4	1731	0,46
13	3461,2	133,7	1527	0,44
14	3176,6	128,3	1331	0,42
15	2892,0	122,2	1142	0,39
16	2607,4	115,3	963	0,37
17	2322,8	107,6	794	0,34
18	2038,2	99,2	636	0,31
19	1753,6	90,0	492	0,28
20	1469,0	79,8	361	0,24
21	1184,4	68,4	246	0,21
22	899,8	55,4	149	0,17
23	615,2	40,5	74	0,12
24	330,6	23,3	23	0,07

Tab. 3.5 - Sforzo normale, taglio, momento e eccentricità nelle varie sezioni

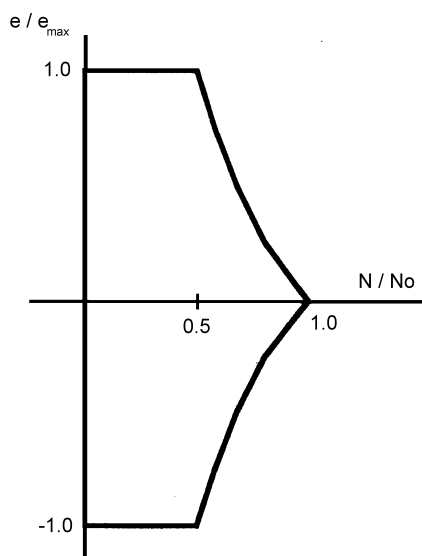


Fig. 3.9 - Dominio $N-e$ della sezione trasversale della colonna

3.5 Conclusioni

I risultati ottenuti sono confortanti per quel che riguarda la stabilità dell'opera, almeno in relazione alle sollecitazioni causate dalle vibrazioni ambientali e da terremoti deboli. Le limitazioni del modello si sono rivelate inessenziali essendo sempre soddisfatte le ipotesi di base, come ha dimostrato l'analisi dinamica della struttura, tanto che non si è ritenuto necessario ricorrere a modelli più sofisticati e per questo più incerti.

Va ricordato, al riguardo, che il modello proposto non ha la pretesa di rispecchiare fedelmente la realtà fisica ma solo di offrirne un'interpretazione matematica che permetta delle valutazioni semplici ma efficaci sulla stabilità dell'opera. In altre parole, la definizione di un modello più sofisticato richiederebbe anche la conoscenza di parametri di difficile valutazione, quale ad esempio la non perfetta planarità delle superfici di contatto fra i rocchi per effetto della quale può assumersi un comportamento complessivamente ancora lineare, almeno nell'ambito delle piccole oscillazioni. Il modello proposto, nel quale l'elasticità dei conci è stata tarata sulla base dei risultati sperimentali, interpreta molto bene questo fenomeno.

Ciò nonostante, va sottolineata la necessità di definire un modello completo che tenga conto di tutti gli aspetti del comportamento, sia per verificare il comportamento della struttura in caso di terremoti medio-forti e garantirne la stabilità nel tempo, sia per approfondire gli studi in corso sui terremoti storici avvertiti a Roma, di cui le vicissitudini della Colonna sembrano essere una delle principali testimonianze.

4. L'Anfiteatro Flavio

L'Anfiteatro Flavio, simbolo del patrimonio monumentale italiano, e forse mondiale, versa in non buone condizioni statiche per molte ragioni, tra le quali le vibrazioni indotte dal traffico caotico di Roma. La struttura è stata oggetto di una campagna sperimentale per analizzare gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare e ferroviario, dovuto alla vicina linea della metropolitana, e per valutarne le proprietà dinamiche. Lo studio ha riguardato la parete più alta. Sono stati utilizzati 13 sismometri, che sono stati disposti in quattro diverse configurazioni. I dati raccolti sono stati analizzati sia nel dominio della frequenza, ricavando le frequenze di risonanza e le forme modali associate, sia in quello del tempo, valutando i valori efficaci e di picco della velocità.



Foto 4.1 - L'Anfiteatro Flavio durante le prove



Foto 4.2 - Sismometro S8 in sommità



Foto 4.3 - Sismometro 27V alla base

4.1 Analisi sperimentale

Le misure sono state effettuate dall'ISMES per conto dell'ENEA nel maggio 1985, utilizzando 13 sismometri Teledyne Geotech S13800. I segnali, registrati su nastro magnetico in forma analogica, sono stati successivamente digitalizzati con un passo di campionamento di 0,005 s.

In figura 4.1 sono indicate le postazioni sismometriche considerate. Le postazioni da S1 a S7 sono state mantenute fisse in sommità alla parete. Sono stati quindi individuati tre allineamenti verticali, lungo ciascuno dei quali sono stati disposti, in tempi diversi, gli altri sei sensori. Nella quarta configurazione, 4 sensori sono stati disposti sul basamento per valutare le vibrazioni verticali (postazioni da 25V a 28V). Sono state effettuate registrazioni della durata di 30 min, a diverse ore del giorno e in giorni diversi. Tutte le registrazioni sono state analizzate e sono stati estratti intervalli di 5 min, caratterizzati dal più alto contenuto di energia, per i quali è stata effettuata un'analisi approfondita.

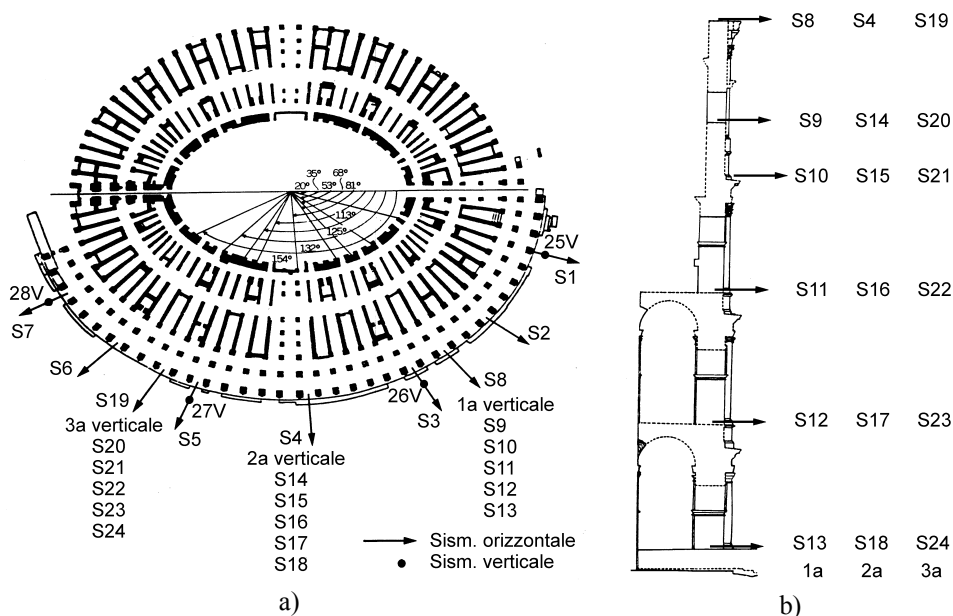


Fig. 4.1 - Planimetria (a) e sezione (b)

4.2 Analisi spettrale

L'analisi spettrale ha interessato tutte le serie di misure. Sono stati valutati gli auto-spettri (PSD) di tutti i segnali e i cross-spettri (CSD) tra ciascun segnale e uno preso come riferimento, utilizzando la routine IMSL-CSSWD.

Sono stati analizzati intervalli di 100 s individuando in essi il passaggio dei treni. In figura 4.2 sono diagrammate due *time-history*, rispettivamente al piede (S13) e in sommità (S8), ottenute durante il passaggio del treno della metropolitana. Il passaggio del treno è evidente soltanto al basamento, mentre non si distingue nella registrazione in sommità a causa dell'amplificazione del segnale su tutto l'intervallo di tempo. L'analisi nel dominio della frequenza ha dimostrato che, in occasione del passaggio del treno, il comportamento dinamico della struttura non si differenzia rispetto a quello in presenza delle sole vibrazioni ambientali. Sono state individuate delle possibili frequenze di risonanza e le forme modali associate. Tra tutte le frequenze individuate, soltanto le seguenti sono risultate comuni a tutte le verticali:

$$f_1 = 1,46 \text{ Hz} \quad f_2 = 1,70 \text{ Hz} \quad f_3 = 2,75 \text{ Hz}$$

In corrispondenza di esse, inoltre, si sono riscontrati significativi valori di fase e coerenza. In tabella 4.1 sono riportate fase e coerenza relative alla prima verticale.

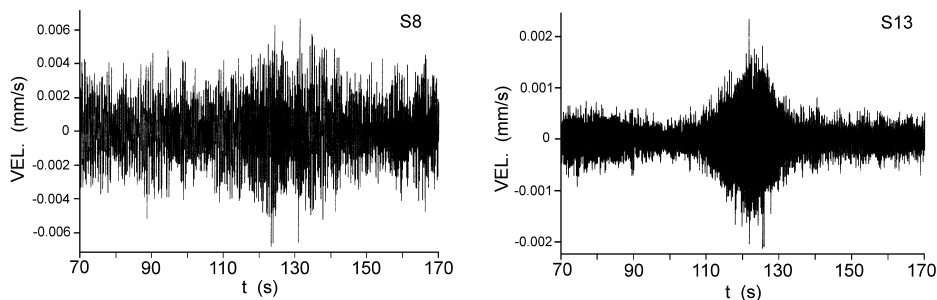


Fig. 4.2 - Time-history ottenute durante il passaggio della metropolitana in sommità (S8) e al basamento (S13)

In figura 4.3 sono illustrate le corrispondenti forme modali, nelle quali si legge la variazione di rigidezza in corrispondenza della postazione S11, S16 e S22 rispettivamente per la prima, seconda e terza verticale. Gli auto-spettri dei record alle postazioni S13 e S8 e il relativo cross-spettro sono rappresentati nelle figure 4.4, 4.5 e 4.6 anche al fine di illustrare la complessità della risposta. Dai record ottenuti in sommità si deduce che:

- l'analisi incrociata evidenzia le stesse due frequenze degli allineamenti verticali, $f_1=1,46 \text{ Hz}$ and $f_2=1,70 \text{ Hz}$;
- i valori della coerenza sono ottimi per tutti i cross-spettri in corrispondenza della frequenza f_2 , mentre sono poco significativi in corrispondenza di f_1 per i cross-spettri S5-S1, S6-S1 e S7-S1. Ciò può essere dovuto alla piccola ampiezza del segnale, come si ricava dagli auto-spettri o anche a quanto si dirà nel seguito con riferimento ai sensori verticali.

I sismogrammi di figura 4.7 sono relativi ai sensori verticali 25V, molto vicino alla metropolitana, e 26V. Si nota che l'effetto del passaggio del treno si smorza rapidamente allontanandosi dalla linea ferroviaria. Gli auto-spettri dei record da 25V a 28V mostrano picchi evidenti alla frequenza f_1 , già riscontrata nei record in direzione orizzontale. L'analisi incrociata conferma che la frequenza individuata è da ritenersi una risonanza strutturale. Le figure 4.8, 4.9 e 4.10 mostrano le auto-densità spettrali e il cross-spettro dei record 25V e 26V.

Nonostante il numero di sensori sia limitato, può asserirsi che il basamento della struttura non ha un movimento di *rocking*, come evidenziato dall'analisi spettrale. Questo comportamento porta ad ipotizzare la presenza di una soluzione di

continuità della parte superiore del basamento e/o di un'eterogeneità del terreno di fondazione del monumento.

Sensori		Freq. 1 (1,46 Hz)	Freq. 2 (1,70 Hz)	Freq. 3 (2,75 Hz)
S13-S12	Fase	0	0	0
	Coerenza	1,00	1,00	0,90
S13-S11	Fase	0	0	0
	Coerenza	0,98	1,00	0,97
S13-S10	Fase	0	0	0
	Coerenza	0,98	0,98	0,92
S13-S9	Fase	0	0	π
	Coerenza	0,98	0,98	0,90
S13-S8	Fase	0	0	π
	Coerenza	0,98	0,98	0,80

Tab. 4.1 - Fase e coerenza in corrispondenza delle risonanze strutturali

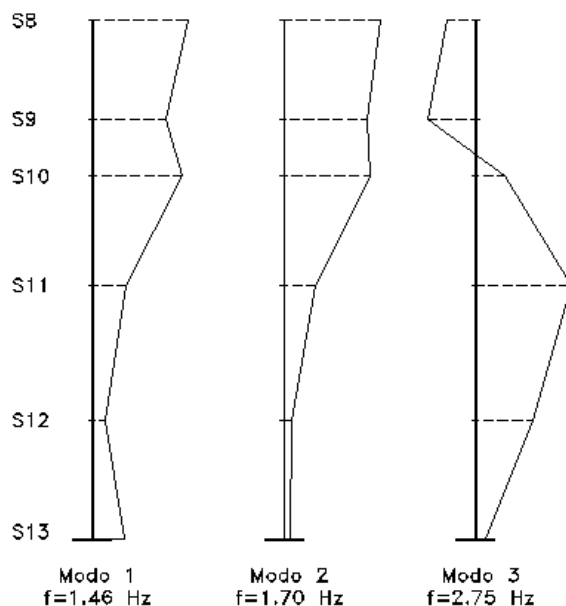


Fig. 4.3 - Forme modali della prima verticale

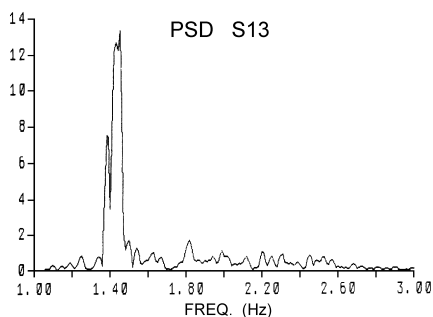


Fig. 4.4 - Auto-spettro S13

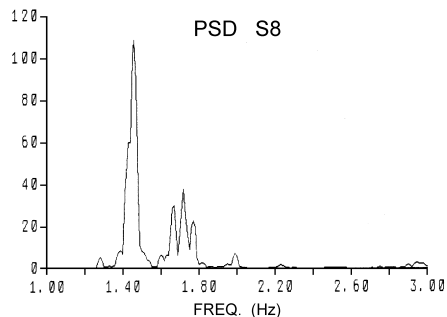


Fig. 4.5 - Auto-spettro S8

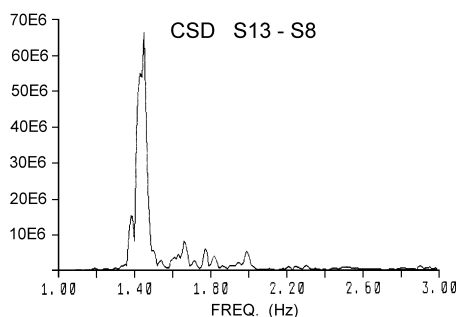


Fig. 4.6 - Cross-spettro S13-S8

4.3 Altri risultati

Sono stati valutati i valori efficaci e di picco della velocità su successivi intervalli di tempo di 1,28 s. La velocità efficace è stata valutata con la formula:

$$x_{ef} = \sqrt{\int_{t_1}^{t_n} x^2 dt / (t_n - t_1)}$$

dove x_{ef} è la velocità efficace, x il valore della velocità registrato e $t_n - t_1$ l'intervallo di tempo. I valori efficaci delle velocità sono sempre inferiori a 0,12 mm/s e quelli di picco sono sempre inferiori a 0,32 mm/s e, quindi, molto inferiori a quelli indicati dalla normativa tedesca DIN 4150 come valori massimi tollerabili al piede di edifici monumentali, pari a 2-3 mm/s. Tale considerazione, unitamente a quanto precedentemente detto con riferimento ai sismogrammi dei sensori S13 e S8, consente di affermare che le vibrazioni indotte dal traffico possono aver contribuito, nel corso degli anni, al danneggiamento del monumento ma non rappresentano un pericolo immediato per esso.

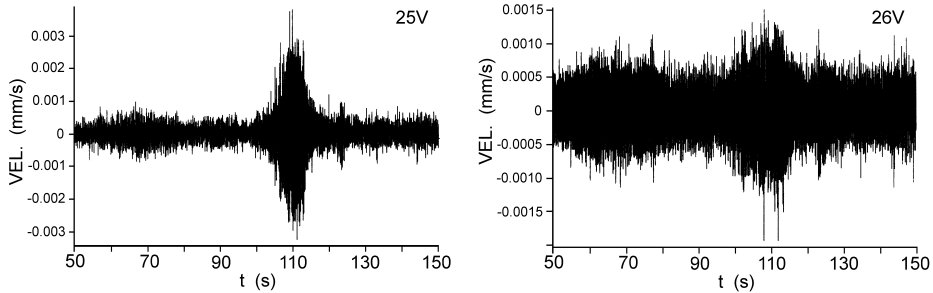


Fig. 4.7 - Time-history alle postazioni 25V e 26V ottenute durante il passaggio della metropolitana

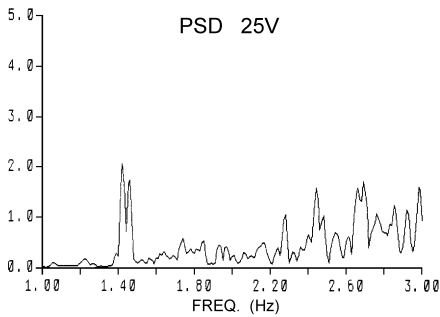


Fig. 4.8 - Auto-spettro 25V

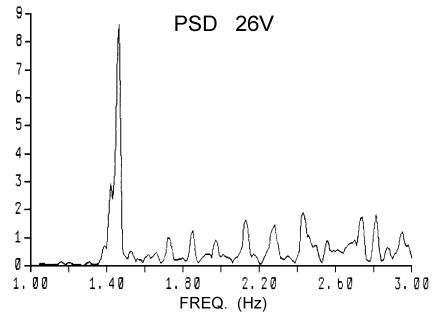


Fig. 4.9 - Auto-spettro 26V

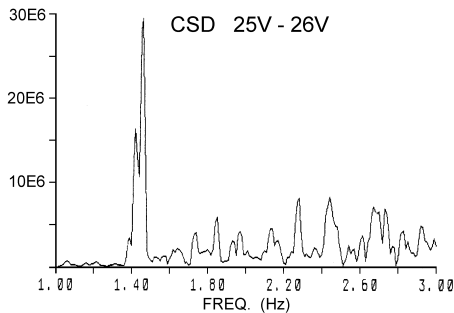


Fig. 4.10 - Cross-spettro 25V-26V

Le cattive condizioni statiche dell'Anfiteatro Flavio sono da attribuire alle condizioni ambientali, inquinamento e piogge acide. Il monitoraggio del monumento e indagini geotecniche approfondite sarebbero auspicabili per definire eventuali interventi di miglioramento.

5. Il Tempio di Minerva Medica

Il Tempio dedicato a Minerva Medica risale al IV secolo e conteneva una statua della dea Minerva con il serpente, antico simbolo della scienza medica. Il monumento versa in pessime condizioni a causa di molti fattori: sono in gran parte distrutte la volta di copertura e una parte della parete circolare esterna, mentre la parte di parete tuttora esistente è molto danneggiata. La struttura risulta, pertanto, molto vulnerabile alle vibrazioni indotte dal traffico, specialmente quello ferroviario proveniente sia dalla vicina Stazione Termini sia dalla adiacente linea delle Ferrovie Laziali. L'ENEA, in collaborazione con la Soprintendenza Archeologica di Roma ha effettuato una campagna sperimentale per valutare gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico al fine di programmare eventuali interventi di protezione.



Foto 5.1 - Rilievo delle vibrazioni indotte dal traffico ferroviario

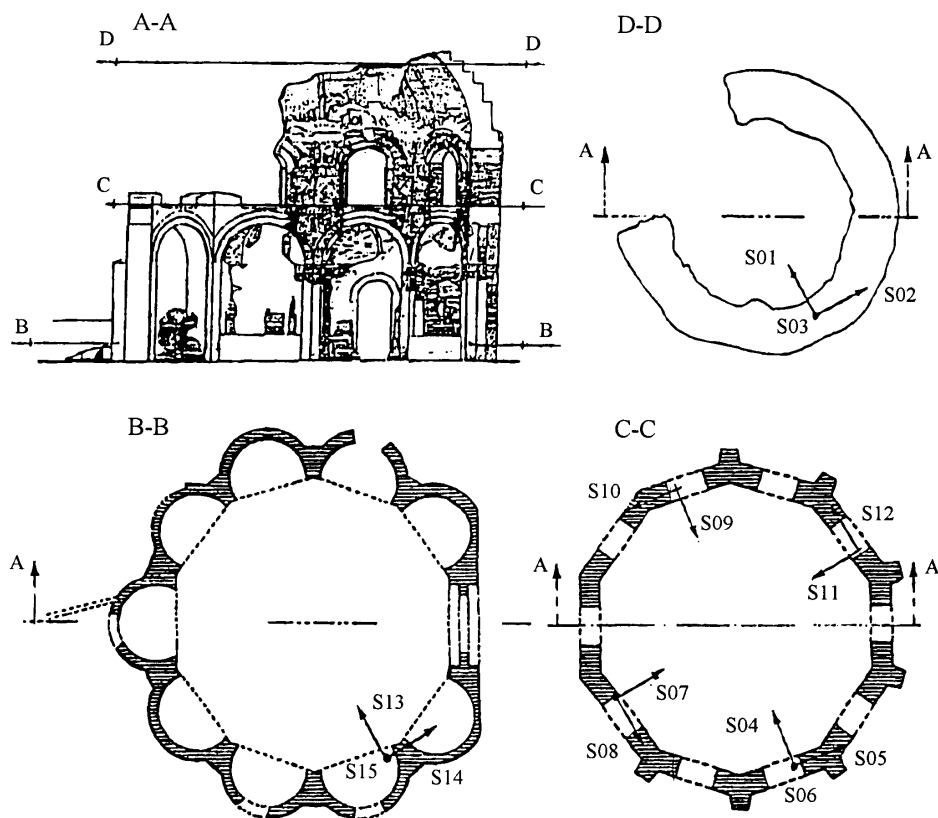


Fig. 5.1 - Sezioni e disposizione dei sensori

5.1 Analisi sperimentale

Le prove sono state effettuate dall'ISMES per conto dell'ENEA, utilizzando 13 sismometri. Sono state considerate 15 postazioni di misura indicate in figura 5.1. Le postazioni S13, S14 e S15 erano sul basamento, rispettivamente in direzione radiale, tangenziale e verticale; le S01, S02 e S03 erano in sommità della parete rispettivamente in direzione radiale, tangenziale e verticale. Le altre postazioni erano ad un livello intermedio: le S04, S07, S09 e S11 in direzione radiale, le S05, S08, S10 e S12 in direzione tangenziale e la S06 in direzione verticale.

I sensori sono stati disposti in tre configurazioni. Nella prima sono state strumentate le postazioni dalla S01 alla S10; nella seconda sono state considerate le postazioni dalla S01 alla S12; nella terza dalla S01 alla S06 e dalla S09 alla S15.

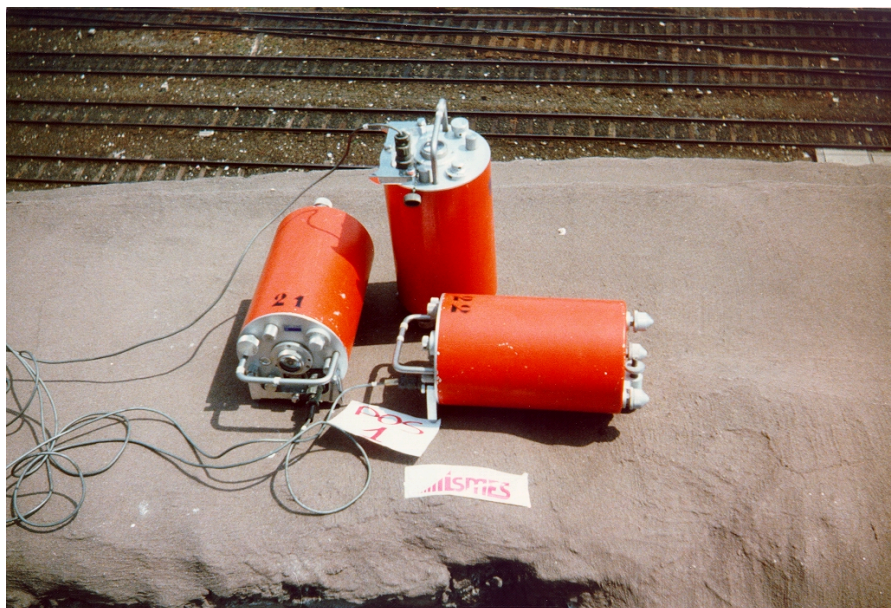


Foto 5.2 - Terna di sismometri in sommità



Foto 5.3 - Terna di sismometri alla base

Le postazioni S13, S14 e S15 sul basamento, quelle S04, S05 e S06 al livello intermedio e quelle S01, S02 e S03 erano lungo la stessa verticale.

Sono state effettuate più registrazioni, a diverse ore di traffico intenso e in diversi giorni. I dati raccolti sono stati dapprima analizzati per estrarre, da ogni registrazione, un intervallo di 5 min, caratterizzato dal contenuto di energia più elevato. L'analisi dei dati raccolti è stata effettuata sia nel dominio del tempo che in quello della frequenza.

5.2 Analisi dei dati

I dati sono stati analizzati nel dominio della frequenza calcolando, per ogni record, l'auto-densità spettrale di potenza (PSD). Scelto, quindi, un sensore di riferimento, sono stati valutate le densità spettrali incrociate (CSD) tra ciascun record e quello del sensore di riferimento.

Nelle figure 5.2, 5.3 e 5.4 sono riportati i sismogrammi registrati al basamento e in sommità, durante il test 5. In tutti i diagrammi è evidente il passaggio del treno; l'eccitazione della struttura dura circa 2 min per ciascun passaggio e l'ampiezza delle oscillazioni cresce visibilmente procedendo dal basso verso l'alto. L'amplificazione risulta diversa per le tre direzioni: in direzione radiale il valore della velocità in sommità è circa 5 volte quello misurato al basamento dei sensori S01R, S13R rispettivamente). In direzione tangenziale l'amplificazione è circa pari a 2 (sensori S02T e S14T). La componente verticale della velocità in sommità è circa 2,5 volte quella misurata al basamento (sensori S03T e S15T).

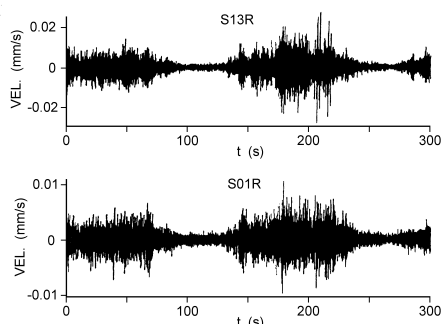


Fig. 5.2 - Time-history S13R e S01R (Test 5)

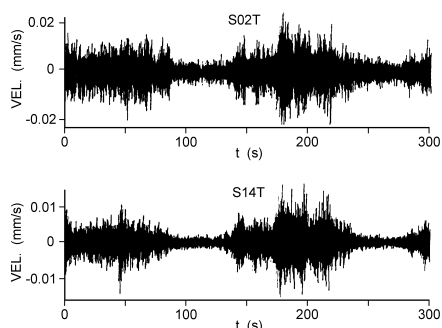


Fig. 5.3 - Time-history S02T e S14T (Test 5)

Nelle figure 5.5, 5.6, 5.7, 5.8 e 5.9 sono riportati alcuni sismogrammi relativi al test 1. In particolare sono considerati quelli dei sensori posti in sommità e i corrispondenti del livello intermedio. Anche in questo caso il passaggio dei treni è evidente, con frequenza e durata simili a quelli del test 5. Le amplificazioni dal basamento alla sommità sono, in questo caso, inferiori: infatti, in direzione tangenziale e verticale non c'è amplificazione, mentre nella direzione radiale la velocità in sommità è circa tre volte quella misurata al livello intermedio. Le velocità in direzione radiale sono sempre maggiori di quelle in direzione verticale e tangenziale.

I segnali sono stati analizzati anche al fine di calcolare le velocità efficaci e di picco in successivi intervalli di 1,28 s. Le velocità efficaci sono sempre inferiori a 0,71 mm/s e quelle di picco minori di 2,20 mm/s.

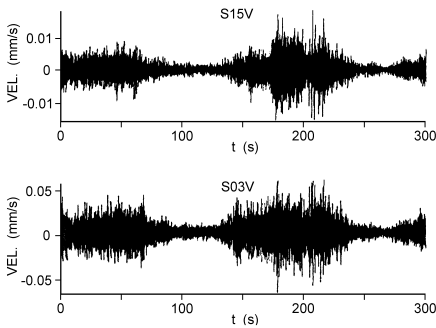


Fig. 5.4 - Time-history S15V e S03V (Test 5)

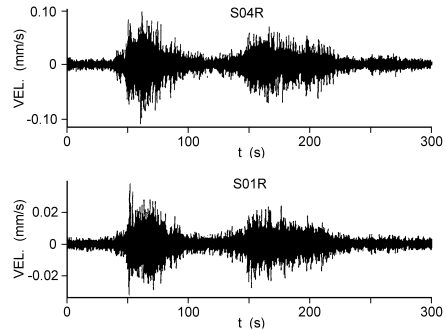


Fig. 5.5 - Time-history S04R e S01R (Test 1)

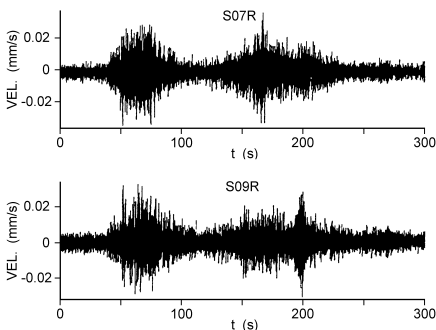


Fig. 5.6 - Time-history S07R e S09R (Test 1)

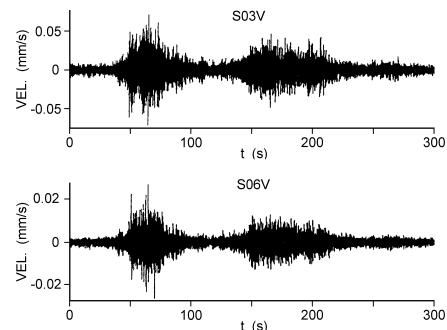


Fig. 5.7 - Time-history S03V e S06V (Test 1)

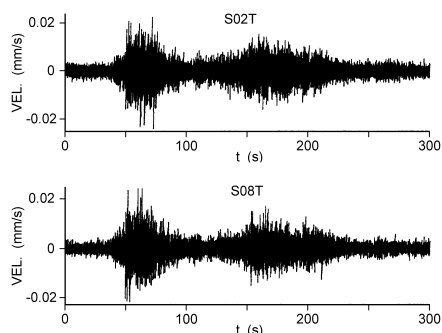


Fig. 5.8 - Time-history S02T e S08T (Test 1)

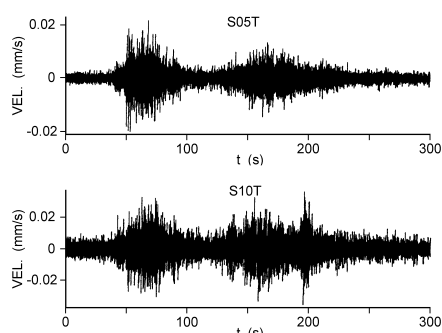


Fig. 5.9 - Time-history S05T e S10T (Test 1)

Al basamento la massima velocità è di $0,52 \text{ mm/s}$, inferiore a quella suggerita come massima tollerabile dalla normativa DIN 4150, pari a $2\text{-}3 \text{ mm/s}$; essendo la struttura molto danneggiata e la sollecitazione indotta dal traffico ferroviario pressoché continua, non si può asserire che la struttura sia in condizioni di sicurezza.

Nei auto-spettri relativi del test 1, diagrammati nelle figure 5.10 e 5.11, sono evidenti molte frequenze di risonanza. Solo alcune di esse, però, possono essere assunte come frequenze proprie della struttura, come dimostra l'analisi dei cross-spettri, dei fattori di fase e delle funzioni di coerenza (fig. 5.12). In particolare le frequenze selezionate sono: $1,9$, $2,8$ e $3,8 \text{ Hz}$.

Picchi alla frequenza di $1,9 \text{ Hz}$ sono evidenti soltanto negli auto-spettri dei sensori S02T, S05T e S07T. L'analisi incrociata mostra ottimi valori della coerenza tra S05T e S02T, e S05T e S07T (figg. 5.12a e 5.12b). I tre segnali sono in fase alla frequenza di $1,9 \text{ Hz}$. Gli altri segnali non contengono una componente a questa frequenza. Questa potrebbe essere correlata a un modo flessionale della porzione superiore del monumento, molto più deformabile rispetto a quella inferiore.

La seconda frequenza, $2,8 \text{ Hz}$, è presente in tutti i segnali. Nelle figure 5.12a e 5.12c sono riportati i cross-spettri, con fattore di fase e funzione di coerenza, per le coppie di segnali S05T-S07T e S05T-S04R. I record S07T e S05T sono in fase a questa frequenza e la coerenza è significativa. I record S05T e S04R sono in opposizione di fase e lo stesso accade per la coppia di record S05T e S10T. Si deduce che tale frequenza è associata ad un modo flessionale nella direzione NW-SE, essendo NS e WE rispettivamente le direzioni orizzontale e verticale in figura 5.1.

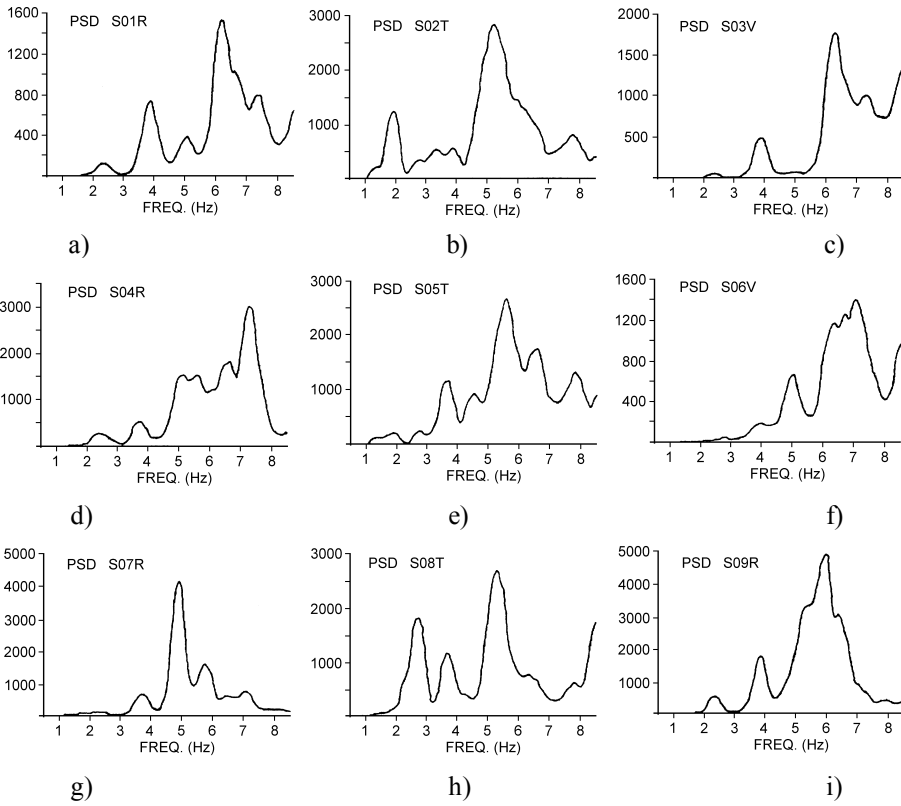


Fig. 5.10 - Auto-spettri S01 (a), ..., S09 (i) - Test 1

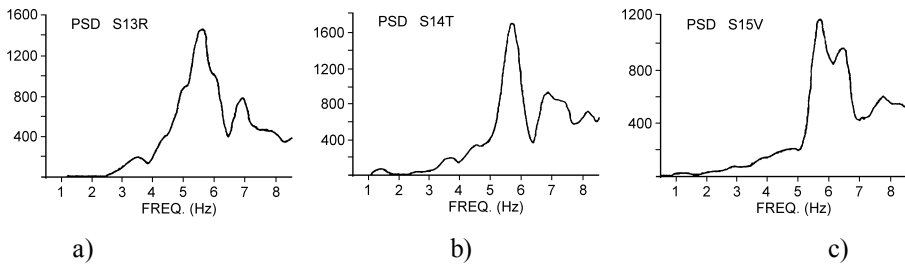


Fig. 5.11 - Auto-spettri S13 (a), S14 (b), S15 (c) - Test 5

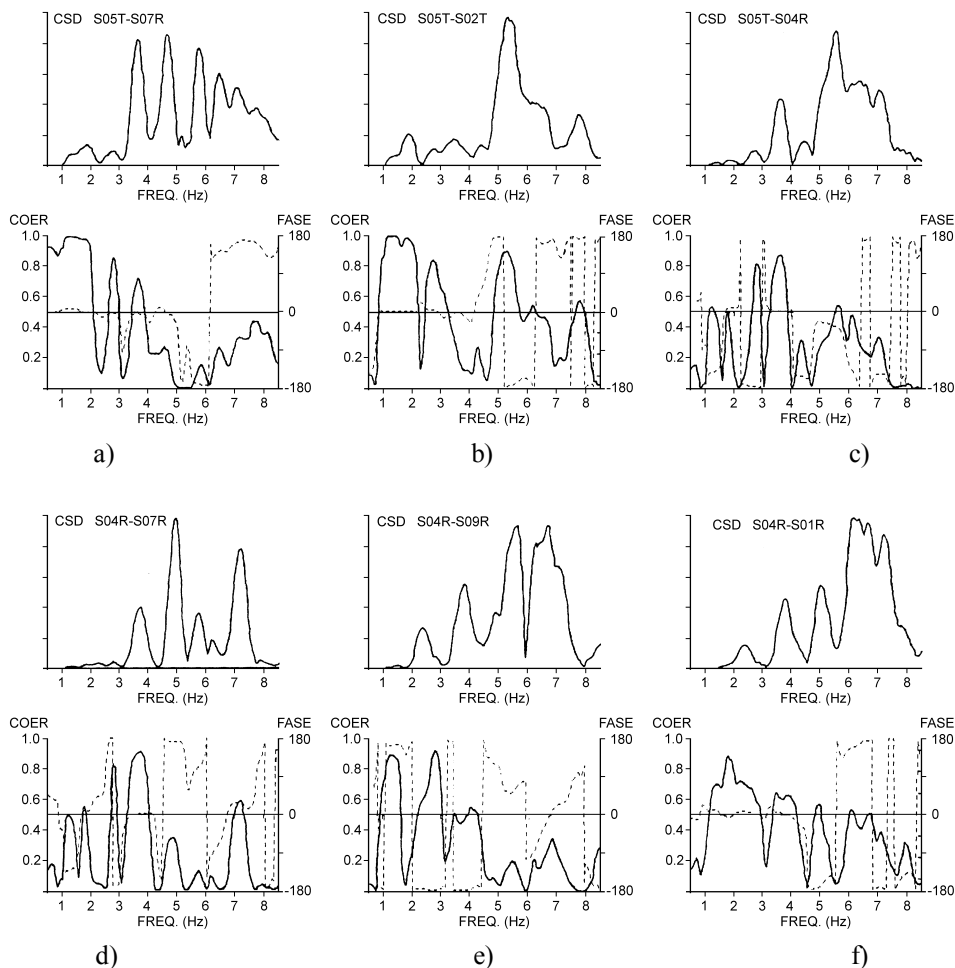


Fig. 5.12 - Cross-spettri S05-S07 (a), S05-S02 (b), S05-S04 (c), S04-S07 (d), S04-S09 (e), S04-S01 (f) - Test 1

Picchi alla frequenza di 3,8 Hz sono evidenti in quasi tutti gli auto- e cross-spettri. I record S04R e S07R (fig. 5.12e) sono in opposizione di fase con un valore di coerenza appena sufficiente.

In figura 5.12f è riportato il cross-spettro della coppia S04R-S01R con fattore di fase e coerenza: i segnali sono in fase alla frequenza di 3,8 Hz con coerenza buona. Una forma modale con spostamenti in direzione NE-SW è associata a questa frequenza.

Picchi a frequenze maggiori (5,0 e 6,2 Hz) sono evidenti negli auto- e cross-spettri, che sembrano essere relativi a forme modali con spostamenti di segno opposto in sommità e al livello intermedio. Va osservato, però, che fattore di fase e coerenza non hanno valori significativi a queste frequenze, che pertanto non vengono assunte come risonanze strutturali.

5.3 Conclusioni

I risultati ottenuti possono essere così sintetizzati:

- il Tempio di Minerva Medica è soggetto a vibrazioni indotte dal traffico, specialmente ferroviario, che, giorno dopo giorno, contribuiscono al cattivo stato di conservazione del monumento;
- l'analisi spettrale ha consentito di individuare le prime frequenze di risonanza, che risultano inferiori a quelle attese per una siffatta struttura; le ragioni di ciò sono da ricercarsi nell'assenza di alcune porzioni della struttura originaria e nel cattivo stato di conservazione dei materiali;
- lo studio ha evidenziato un comportamento complesso della struttura, legato ad evidenti non-linearità, confermando la presenza di uno stato di conservazione non buono; andrebbe approfondita l'analisi delle proprietà meccaniche dei materiali e del terreno di fondazione.

Sarebbe auspicabile la costruzione di un sistema di isolamento della struttura rispetto al terreno, per attutire gli effetti delle vibrazioni indotte dal traffico o la costruzione di una pavimentazione antivibrante per le linee ferroviarie più vicine al Tempio.

6. Analisi dinamica di un edificio in muratura

Il Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali della Presidenza del Consiglio dei Ministri ha affidato all'ENEA l'incarico per l'esecuzione delle attività occorrenti per il completamento dello studio delle proprietà dinamiche dell'edificio in muratura sede del poliambulatorio nel Comune di Pievepelago (MO), selezionato come edificio campione con struttura in muratura nell'ambito del progetto *Osservatorio Sismico delle Strutture*. L'edificio, sul quale erano stati effettuati dei lavori di miglioramento antisismico, era già stato segnalato come “edificio pubblico di particolare rilevanza” e oggetto di studio nell'ambito di una collaborazione tra l'ENEA e la Regione Emilia Romagna. Sono state effettuate in totale tre campagne sperimentali: prima dell'intervento (1992), a struttura migliorata (anche se i lavori di rifinitura non erano stati ultimati – 1995) e a lavori ultimati (1997) con l'obiettivo di testare il sistema di monitoraggio installato dal Servizio Sismico Nazionale.



Foto 6.1 - Prove sul giunto sismico

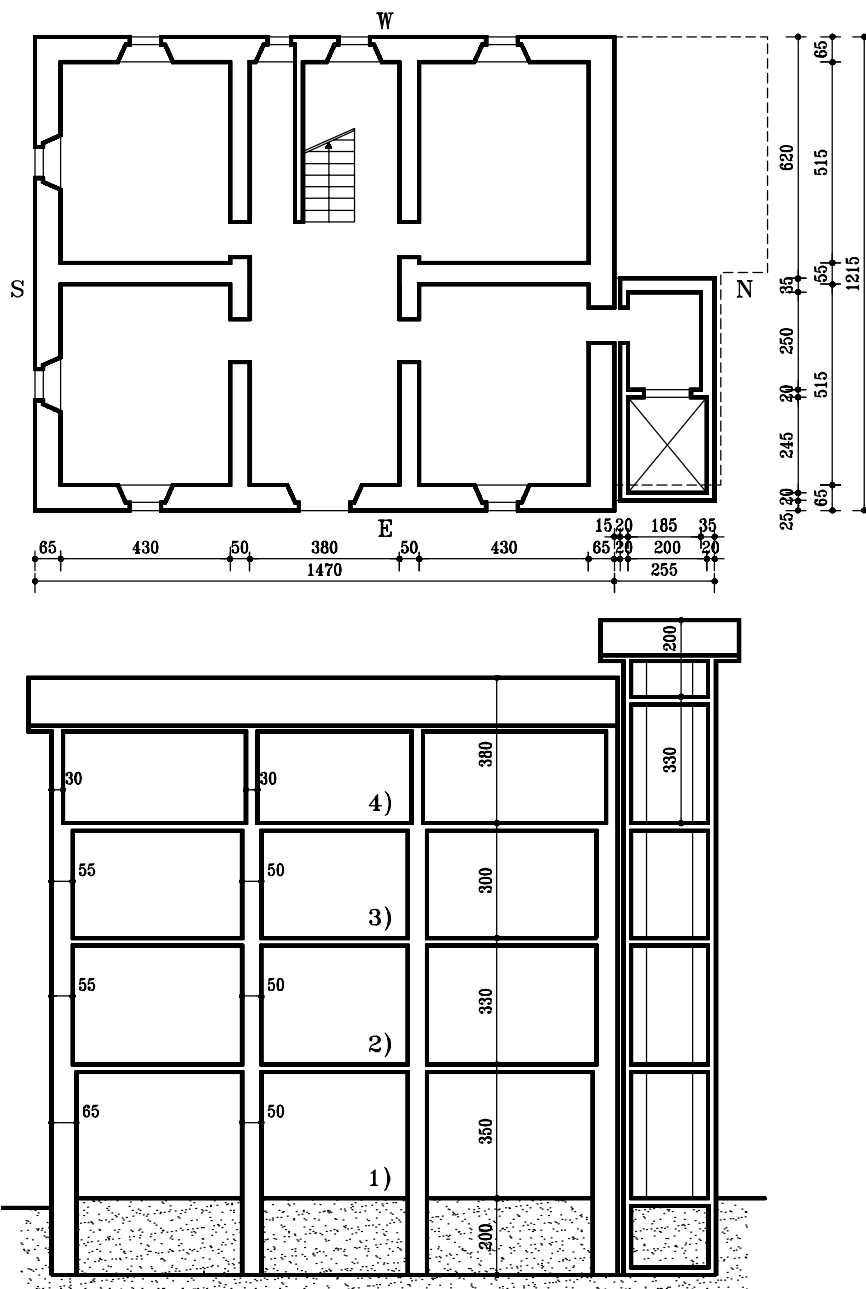


Fig. 6.1 - Pianta tipo e sezione verticale (quote in cm)

6.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio, costruito nel 1910, è costituito da un corpo principale avente in pianta forma rettangolare (fig. 6.1). La struttura portante è formata da un doppio ordine di pareti in muratura di pietrame sbozzato di buona fattura: quelle esterne hanno spessore pari a 65 cm al primo livello (piano terra) e 55 cm ai piani secondo e terzo; la parete interna longitudinale (N-S) ha spessore pari a 55 cm, quelle trasversali 50 cm. I muri, pur presentandosi in buono stato di conservazione, sono stati oggetto di interventi localizzati per la risarcitura di alcune lesioni visibili; inoltre sono state effettuate iniezioni di malta cementizia in corrispondenza di alcuni maschi murari che si presentavano in condizioni di conservazione non ottimale.



Foto 6.2 - L'edificio prima dell'intervento

Al piano di sottotetto la muratura esistente è stata sostituita con muratura in blocchi semipieni, avente lo spessore di 30 *cm*.

I solai del primo e secondo livello, costituiti da putrelle e tavelloni, sono stati rinforzati realizzando una soletta in calcestruzzo di spessore 4 *cm* con rete elettrosaldata, collegata alle esistenti travi metalliche tramite connettori saldati. Solo in alcuni campi il solaio a travi metalliche è stato sostituito con un solaio latero-cementizio. Il solaio di sottotetto e la copertura, entrambi con struttura portante in legno, sono stati sostituiti con solai in latero-cemento.

In adiacenza alla parete Nord del corpo principale esistevano due corpi (linea tratteggiata in fig 6.1), uno, ad un solo livello, adibito a magazzino e l'altro sviluppantesi su due piani e contenente una scala. Entrambi sono stati demoliti ed è stata realizzata una struttura scatolare in c.a. contenente il vano ascensore, separata strutturalmente dal corpo principale in muratura mediante un giunto di 16 *cm*.

6.2 Analisi dinamica prima dell'intervento (1992)

6.2.1 Strumentazione e prove

Sono stati utilizzati sei sismometri Kinematics SS-1 a corto periodo (frequenza propria $\cong 1$ Hz) e due acquisitori Lennartz MARS-88 a tre canali. I canali sono stati sincronizzati con segnale DCF per cui l'errore di sincronizzazione è pari, in valore assoluto, al passo di campionamento (0,008 s). L'edificio è stato sollecitato mediante l'utilizzo di due mezzi pesanti, un camion carico di terra ed un rullo per pavimentazioni stradali, moventesi contemporaneamente lungo una o entrambe le strade adiacenti alla struttura (lati W e S). È stato anche considerato il caso di solo rumore.

Sono state effettuate, nei giorni 10 e 11 novembre 1992, 15 prove disponendo gli strumenti in 4 diverse configurazioni. Nella configurazione 1 (fig. 6.2a) gli strumenti sono stati disposti sulle pareti longitudinali (E ed W) ai livelli 2°, 3° e 4°. A causa della notevole deformabilità dei solai si è preferito disporre gli strumenti direttamente sulle pareti laterali in corrispondenza dei vani finestra. Nella configurazione 2 (fig. 6.2b) gli strumenti sono stati disposti sulle pareti trasversali (N ed S) ai livelli 2°, 3° e 4°. Anche in questo caso gli strumenti sono stati posizionati in corrispondenza dei vani finestra. Nella configurazione 3 (fig. 6.2c) gli strumenti sono stati disposti tutti sul suolo (marciapiede) in corrispondenza di due spigoli dell'edificio. Infine, nella configurazione 4 (fig. 6.2d) i sismometri sono stati tutti allocati sul pavimento al piano terra.

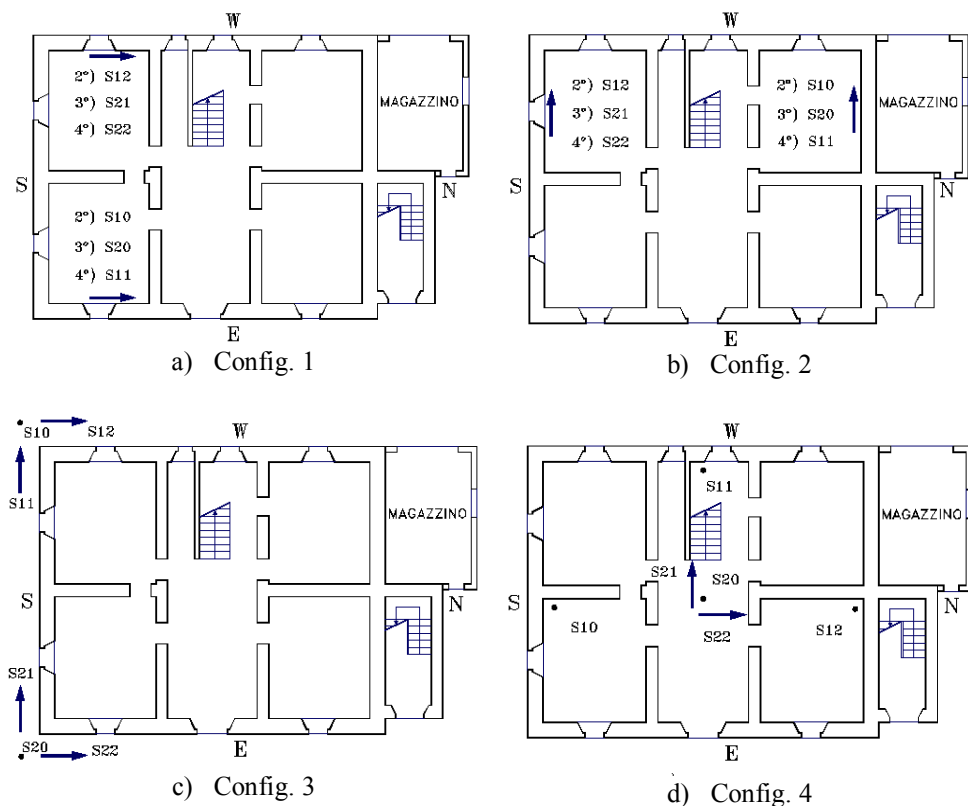


Fig. 6.2 - Fase 1 – Configurazioni (per ciascun sensore è indicato il livello al quale il sensore è posizionato)

6.2.2 Risultati

I risultati dei test relativi alla prima configurazione possono essere sintetizzati come segue. Picchi molto evidenti e significativi valori dei fattori di fase e della funzione di coerenza sono presenti in corrispondenza dei valori 4,4 e 6,4 Hz della frequenza. In figura 6.3a è riportato il cross-spettro, con rispettive fase e coerenza, dei record ottenuti al 2° e 4° livello della parete E (test 02). La figura 6.3b mostra gli analoghi diagrammi relativi alla parete W. Infine nella figura 6.3c sono diagrammati gli auto-spettri dei record ottenuti al 4° livello delle pareti longitudinali, il relativo cross-spettro, il fattore di fase e la coerenza.

L'analisi dei fattori di fase consente l'interpretazione del comportamento strutturale. I record di ciascuna parete sono sempre in fase tra di loro, pertanto gli spostamenti delle relative forme modali sono dello stesso segno.

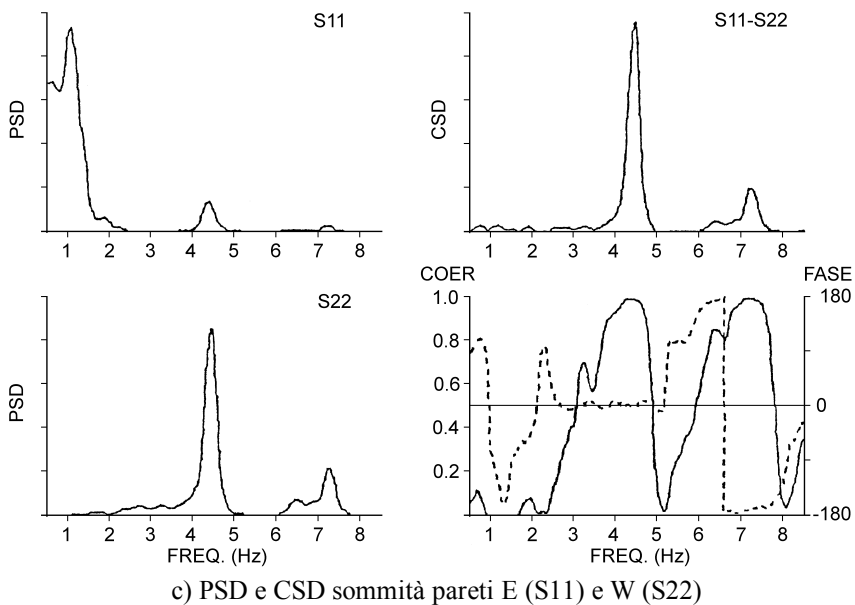
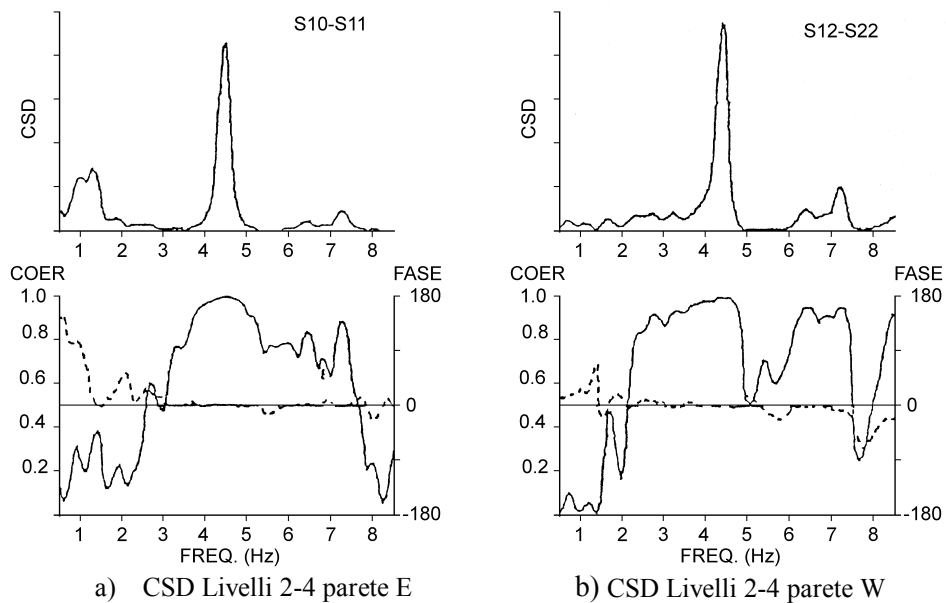


Fig. 6.3 - Fase 1 - Config. 1: Auto- e Cross-spettri

I record relativi di due pareti differenti sono in fase in corrispondenza della prima frequenza e in opposizione di fase in corrispondenza della seconda. Si può concludere che alla prima risonanza, 4,4 Hz, corrisponde una forma modale con spostamenti in direzione N-S, mentre alla seconda, 6,4 Hz, corrisponde un modo torsionale.

Simili considerazioni possono farsi con riferimento ai risultati dei tests della seconda configurazione. I diagrammi delle figure 6.4a e 6.4b sono relativi alle pareti N e S rispettivamente, mentre in figura 6.4c sono riportati gli auto-spettri, il cross-spettro con fase e coerenza dei record ottenuti in sommità alle pareti N ed S. Si individuano le frequenze di risonanza 5,0 e 6,4 Hz, la prima associata ad una forma modale con spostamenti prevalenti in direzione W-E, la seconda relativa a un modo torsionale.

I test relativi alla configurazione 3 forniscono informazione sull'input. In figura 6.5 sono riportati gli auto-spettri delle componenti UP e WE. Sono visibili picchi in corrispondenza del valore della frequenza 2,7 Hz. In figura 6.6 sono mostrati gli auto-spettri, i cross-spettri, fase e coerenza dei sensori verticali posizionati in prossimità delle pareti S e N nella configurazione 4.

In definitiva tre risonanze strutturali sono state individuate: $f_1=4,4$ Hz, $f_2=5,0$ Hz, $f_3=6,4$ Hz. Forme modali con spostamenti prevalenti nelle due direzioni N-S e W-E sono associate alle prime due frequenze, rispettivamente, mentre la terza frequenza è relativa ad un modo torsionale. La presenza della componente a 2,7 Hz potrebbe essere associata alle caratteristiche del suolo.

6.2.3 Modello numerico

I risultati sperimentali sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante un modello ad elementi finiti. Sono stati considerati quattro differenti modelli:

- modello A, nel quale è stata trascurata la presenza dei corpi adiacenti ed è stato assunto un vincolo rigido in fondazione;
- modello B, nel quale è stata considerata la presenza dei corpi adiacenti ed è stato assunto un vincolo rigido in fondazione;
- modello C: solo il corpo principale con vincoli elastici in fondazione;
- modello D: corpo principale e corpi adiacenti con vincoli elastici in fondazione.

Il comportamento dei modelli B e D è risultato alquanto diverso da quello sperimentale, pertanto tali modelli non sono stati presi in considerazione per un'analisi più approfondita.

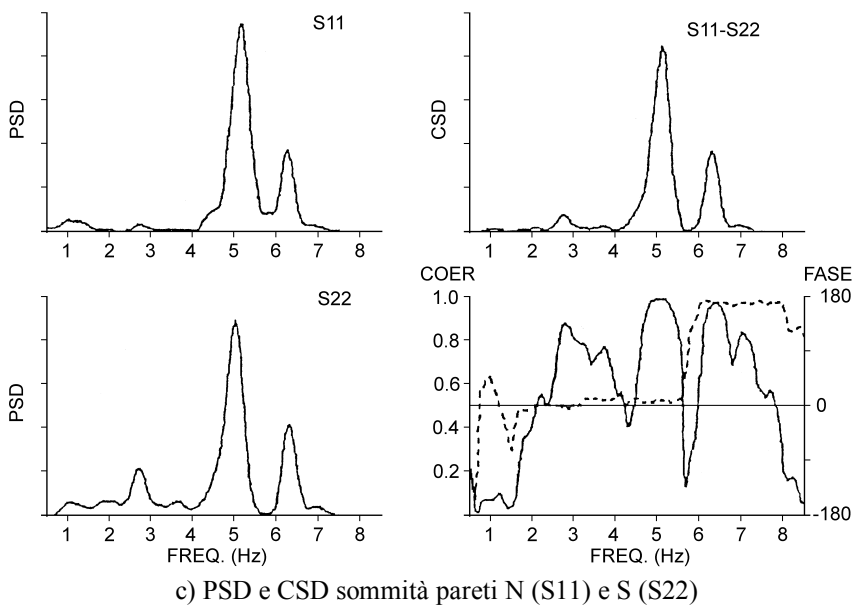
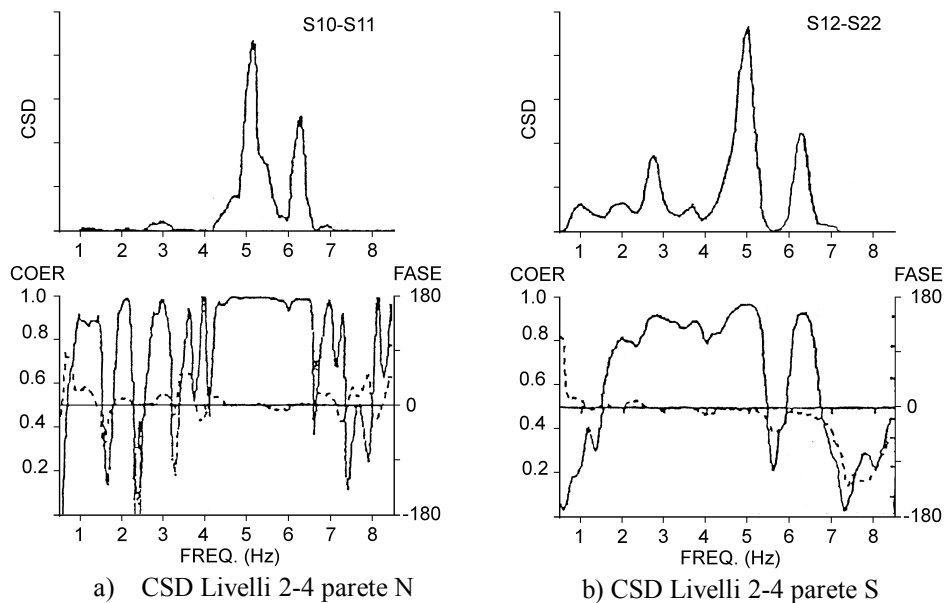


Fig. 6.4 - Fase 1 - Config. 2: Auto- e Cross-spettri

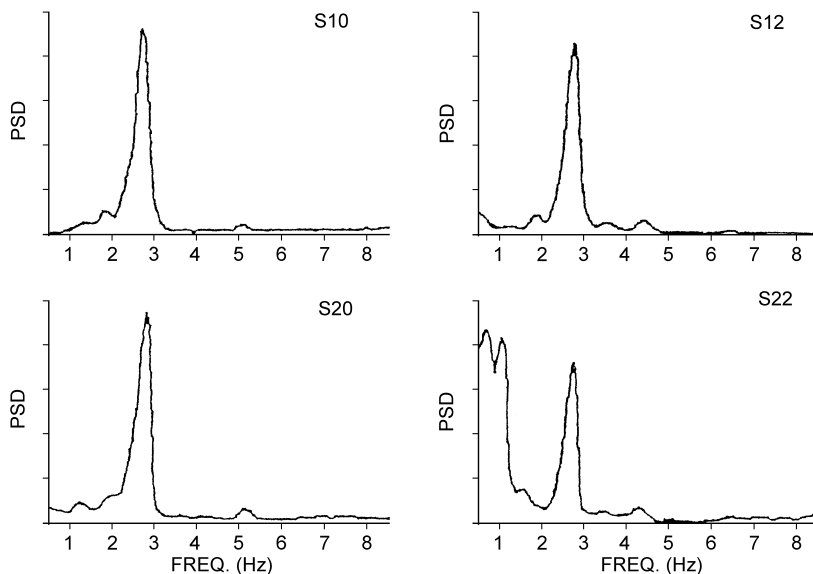


Fig. 6.5 - Fase 1 - Config. 3: PSD reg. UP (S10 e S20) e WE (S12 e S22), terreno

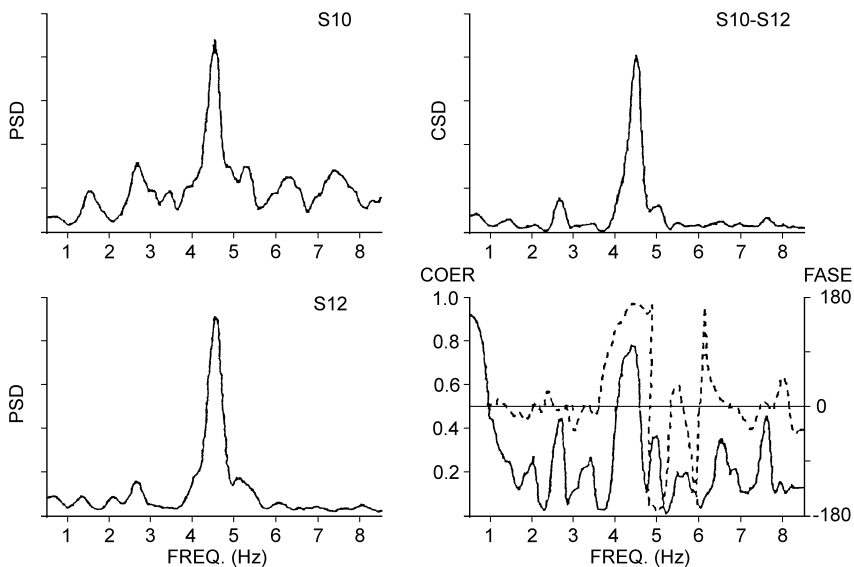


Fig. 6.6 - Fase 1 - Config. 4: PSD, CSD reg. UP, pareti S (S10) e N (S12), livello 1

I modelli A e C, invece, hanno fornito risultati molto simili tra loro e prossimi a quelli sperimentali. Si deduce che il contributo dei corpi adiacenti è trascurabile, considerazione avvalorata dalla presenza di lesioni tra il corpo principale e quelli secondari. In definitiva si è scelto come rappresentativo della struttura reale il modello A, ponendo l'incastro alla base a 1,5 m al di sotto del calpestio del piano terra.

La struttura portante è stata modellata mediante elementi *shell* aventi sia rigidità flessionale che estensionale, caratterizzati da un modulo di Young $E=1000 \text{ MPa}$, e un coefficiente di Poisson $\nu=0,15$. Il primo e il secondo impalcato sono stati modellati con elementi *shell* aventi $E=30000 \text{ MPa}$ e spessore pari a 15 cm. Per i solai del terzo e quarto impalcato si è assunto un modulo di Young molto basso per simulare la loro elevata flessibilità e il cattivo grado di connessione alle pareti.

L'analisi modale ha fornito i seguenti risultati:

- le prime tre frequenze sono molto simili a quelle sperimentali e le forme modali ad esse associate rispecchiano quelle sperimentali;
- le forme modali associate alle frequenze superiori comportano la deformazione non trascurabile degli impalcati e, a frequenze ancora maggiori, anche il contributo dei blocchi adiacenti diventa significativo.

6.2.4 Conclusioni

Le condizioni statiche dell'edificio sono apparse buone. Le connessioni tra le pareti ortogonali sono risultate valide ad eccezione di quelle tra le pareti del corpo principale e di quelli secondari. La vulnerabilità dell'edificio era essenzialmente dovuta all'assenza di diaframmi orizzontali rigidi, necessari a garantire una adeguata distribuzione delle azioni sismiche. L'intervento di miglioramento antisismico doveva riguardare essenzialmente questo aspetto.

Il modello numerico relativo alla struttura nel suo stato precedente l'intervento di miglioramento antisismico ha fornito risultati in buon accordo con quelli sperimentali, a conferma del buono stato di salute dell'edificio, che ha mostrato un comportamento lineare in presenza dei modesti livelli di sollecitazione considerati. L'intervento di miglioramento successivo doveva garantire un adeguato grado di connessione tra pareti e solai, nonché una sufficiente rigidità dei solai nel loro piano, in modo da ottenere una efficiente ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti verticali.

6.3 Analisi dinamica a struttura migliorata (1995)

6.3.1 Strumentazione e prove

La strumentazione utilizzata era costituita da otto velocimetri Kinematics SS-1 a corto periodo (frequenza propria $\cong 1$ Hz) e da un acquirettore HP3566A a otto canali. Sono state effettuate 28 prove disponendo gli strumenti in sei diverse configurazioni. Per ognuna delle configurazioni sono state eseguite diverse serie di misure, ciascuna della durata di 64 s, con una frequenza di campionamento di 128 punti al secondo. L'edificio è stato sollecitato mediante l'utilizzo di due mezzi pesanti, un'autobetoniera ed un rullo per pavimentazioni stradali, moventesi contemporaneamente lungo una od entrambe le strade adiacenti alla struttura (lati W e S). Sono state effettuate anche misure di vibrazioni ambientali.

Nella configurazione 1 (fig. 6.7a) sono stati disposti sei sismometri nella direzione N-S, in prossimità delle pareti W e E, rispettivamente ai livelli 2°, 3° e 4° e due nella direzione W-E, in prossimità della parete N, rispettivamente ai livelli 2° e 4°. Nella configurazione 2 (fig. 6.7b) sono stati disposti sei sensori in direzione W-E, in prossimità delle pareti N e S, rispettivamente ai livelli 2°, 3° e 4° e due nella direzione N-S, in prossimità della parete W, rispettivamente ai livelli 2° e 4°.



Foto 6.3 - L'edificio durante i lavori di miglioramento antisismico

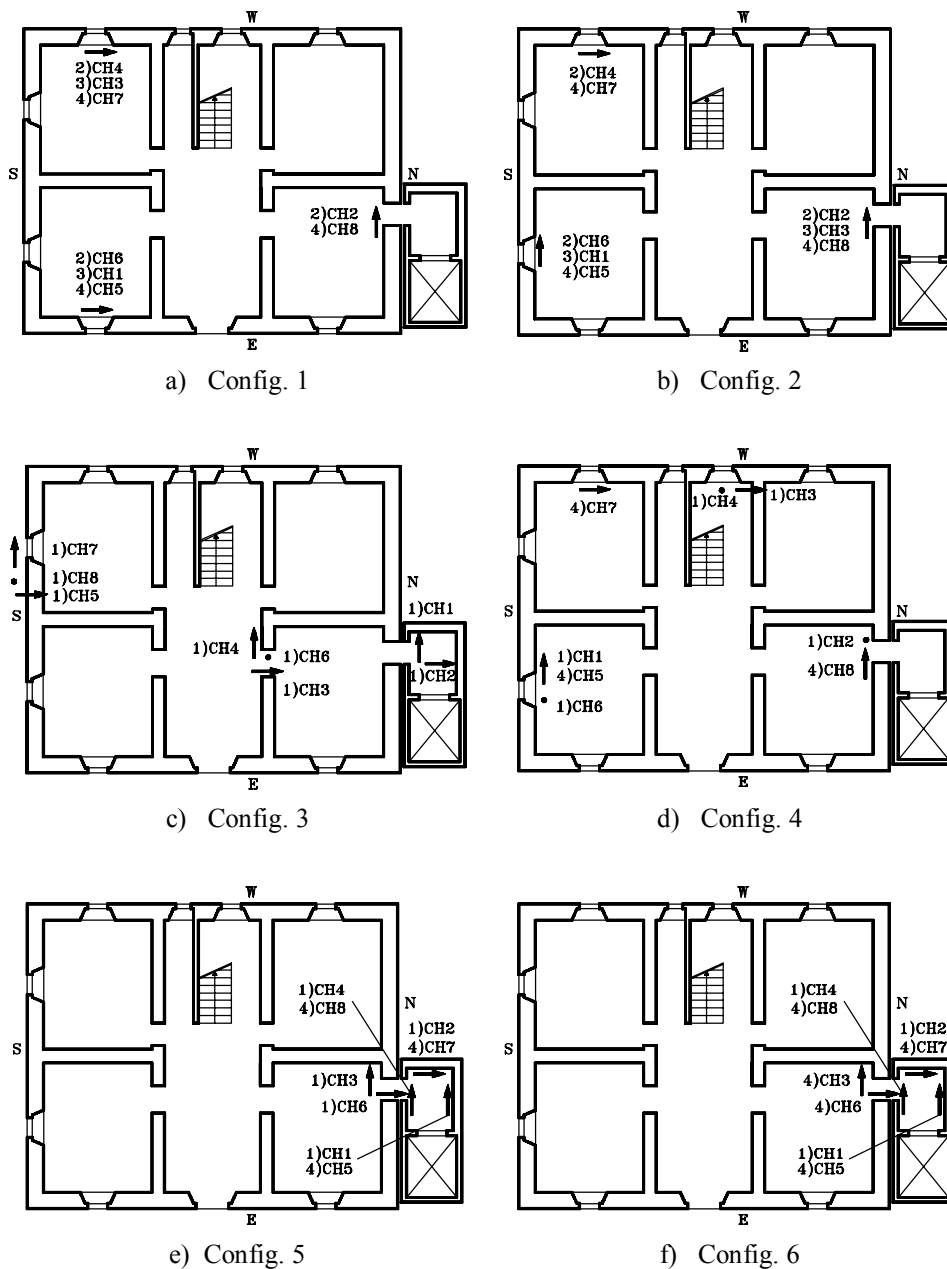


Fig 6.7 - Fase 2: Configurazioni

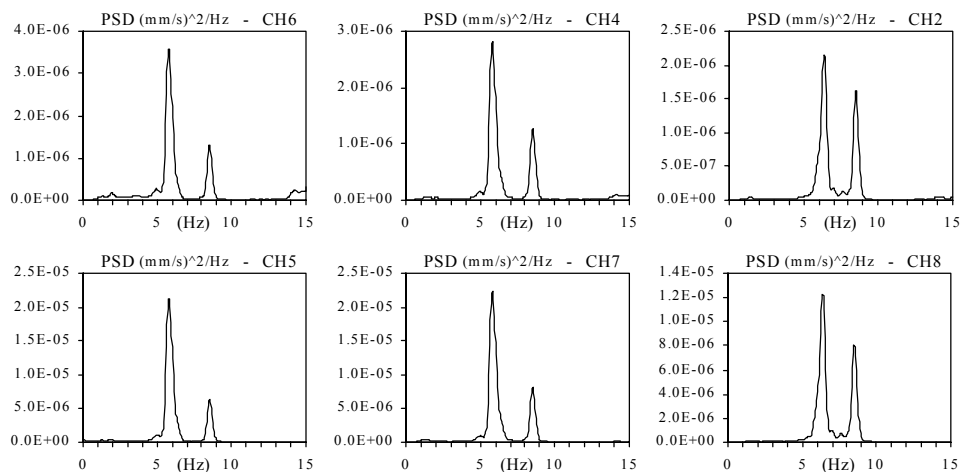
Nella configurazione 3 (fig. 6.7c) una terna di sensori è stata disposta sulla pavimentazione stradale lungo il lato S dell'edificio; una seconda terna era al primo piano (piano terra) all'interno dell'edificio e due sismometri erano posizionati al primo livello nel corpo ascensore nelle due direzioni orizzontali. Nella configurazione 4 (fig. 6.7d) cinque sensori erano al primo livello (piano terra), tre in direzione verticale (UP) e due rispettivamente nelle direzioni orizzontali N-S e W-E; tre strumenti erano, invece, al quarto livello in direzione orizzontale. Nella configurazione 5 i sensori erano tutti in direzione orizzontale (fig. 6.7e): sei sismometri erano posizionati nel corpo ascensore, al primo e quarto livello, due al primo livello del corpo principale. Nella configurazione 6 i sensori erano tutti in direzione orizzontale (fig. 6.7f): sei sismometri erano posizionati nel corpo ascensore, al primo e quarto livello, due al quarto livello del corpo principale. In ciascuna configurazione gli strumenti sono stati posti preferibilmente nei vani finestra o, dove ciò è risultato impossibile, in adiacenza alle pareti murarie portanti.

6.3.2 Risultati

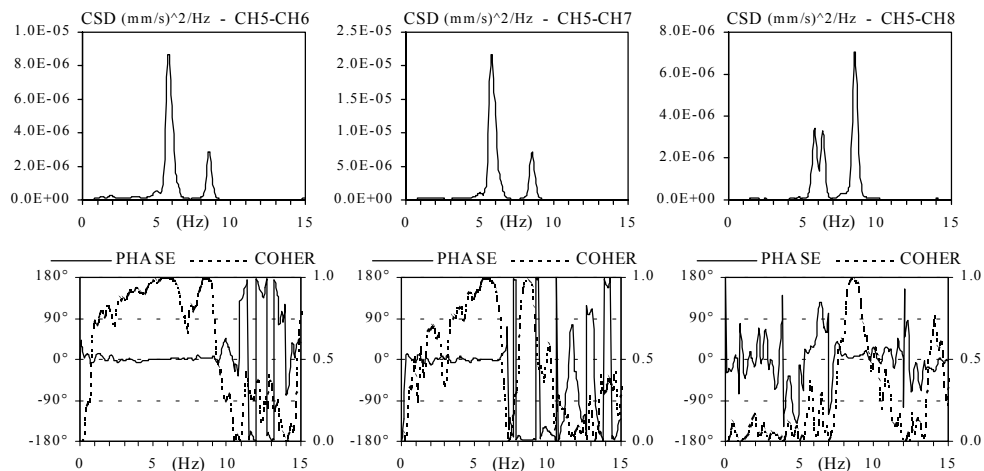
In figura 6.8a sono riportati gli auto-spettri dei record più significativi della configurazione 1, relativi a prove di rumore ambientale. Picchi in corrispondenza delle frequenze 5,7 e 8,4 Hz sono evidenti negli spettri dei sensori CH4, CH5, CH6 e CH7, in direzione N-S. Alle stesse frequenze si ritrovano picchi evidenti nei cross-spettri, con valori significativi di fase e coerenza (fig. 6.8b). Negli auto-spettri dei record CH2 e CH8, in direzione W-E, si notano picchi a 6,2 Hz.

I record relativi alla stessa parete sono sempre in fase alle frequenze menzionate, pertanto lungo ciascuna parete si hanno spostamenti dello stesso segno in ciascuna delle due forme modali corrispondenti. I record relativi alle due pareti W e E sono in fase alla prima frequenza e in opposizione alla seconda. Si può concludere che una forma modale con spostamenti prevalenti in direzione N-S è associata alla risonanza 5,7 Hz e una forma torsionale alla risonanza 8,4 Hz. In corrispondenza di quest'ultima frequenza i record relativi alla parete N sono in fase con quelli della parete E e in opposizione con quelli della parete W.

Il comportamento strutturale alla frequenza 6,2 Hz può essere meglio analizzato attraverso i record della seconda configurazione. In figura 6.9a sono diagrammati gli auto-spettri relativi alle vibrazioni forzate. Picchi alle frequenze 6,2 e 8,4 Hz sono evidenti per i record dei sensori CH2, CH8, CH6 e CH5 in direzione W-E. La prima frequenza è relativa ad una forma modale con spostamenti prevalenti in direzione W-E, come può dedursi dai valori del fattore di fase, la seconda alla già evidenziata forma torsionale.

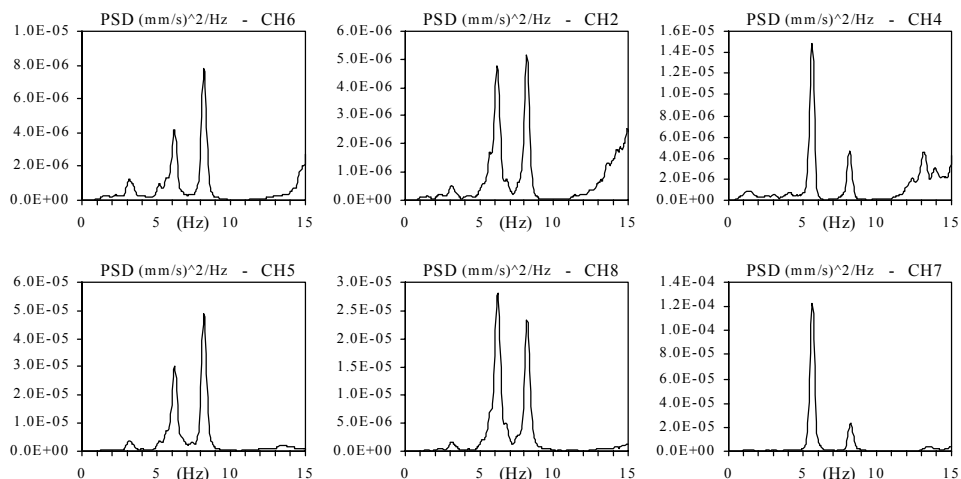


a) Auto-spettri CH6, CH5, CH4, CH7, CH2, CH8

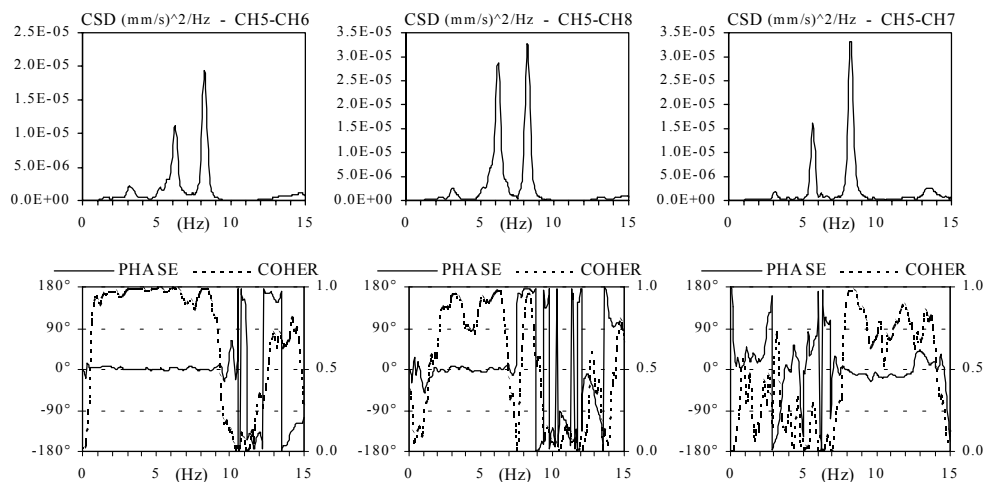


b) Cross-spettri CH5-CH6, CH5-CH7, CH5-CH8

Fig. 6.8 - Fase 2 - Config. 1: Auto- e Cross-spettri



a) Auto-spettri CH6, CH5, CH2, CH8, CH4, CH7



b) Cross-spettri CH5-CH6, CH5-CH8, CH5-CH7

Fig. 6.9 - Fase 2 - Config. 2: Auto- e Cross-spettri

Si può affermare che la struttura presentava valori delle risonanze strutturali maggiori rispetto alla prima fase, nonostante la presenza dei solai di sottotetto e di copertura di nuova realizzazione e, quindi, l'incremento di massa in sommità. Va anche ricordato che al momento delle prove i lavori di rifinitura non erano stati completati. Va anche notato che alle prime frequenze è associata anche una rotazione dell'edificio intorno ad un asse orizzontale. Infatti, picchi alle frequenze 5,7 e 6,2 Hz sono evidenti negli auto-spettri dei record dei sensori verticali al piano terra nella configurazione 3 (fig. 6.10) e nel cross-spettro tra questi e quelli orizzontali in sommità.

L'analisi delle ampiezze spettrali consente di affermare che l'edificio mostrava spostamenti non simmetrici rispetto ai due assi principali. Tale comportamento, evidente soprattutto per il modo torsionale, dove i sensori posizionati sulle due pareti parallele avevano ampiezze spettrali diverse, è dovuto alla presenza del corpo ascensore che al momento delle prove era collegato al corpo principale attraverso il massetto dei solai. La figura 6.11 mostra gli auto-spettri dei record dei sensori posizionali al quarto livello del corpo ascensore (CH7 e CH8 – Config. 6). Sono evidenti picchi di risonanza alle stesse frequenze riscontrate sul corpo principale. L'analisi incrociata con i record corrispondenti del corpo principale (CH6 e CH3 – Config. 6) mostra valori significativi per la fase e la coerenza.

In definitiva, sono state individuate le seguenti frequenze di risonanza: $f_1=5,7$, $f_2=6,2$, $f_3=8,4$ Hz. Picchi in corrispondenza di altre frequenze sono stati riscontrati negli spettri. In particolare componenti a 3,1, 3,8 e 12,7 Hz, presenti soltanto in presenza di vibrazioni forzate, sono state attribuite alle caratteristiche dell'input.

6.3.3 Conclusioni

Il comportamento strutturale dell'edificio era molto simile a quello riscontrato prima dell'intervento di miglioramento. Le differenze sono da attribuire ad un aumento della rigidezza della struttura.

Va evidenziato che il livello di energia trasmesso all'edificio era molto alto, anche se l'energia era prevalentemente concentrata in un campo di scarso interesse per la struttura: nel caso di vibrazioni forzate è stato misurato un picco di 0,4 mm/s, mentre in presenza di solo rumore si è misurato un picco di 0,004 mm/s; i record sul marciapiede hanno fornito picchi di 2 mm/s. Si può concludere che la struttura ha mostrato un buon comportamento in presenza di azioni dinamiche.

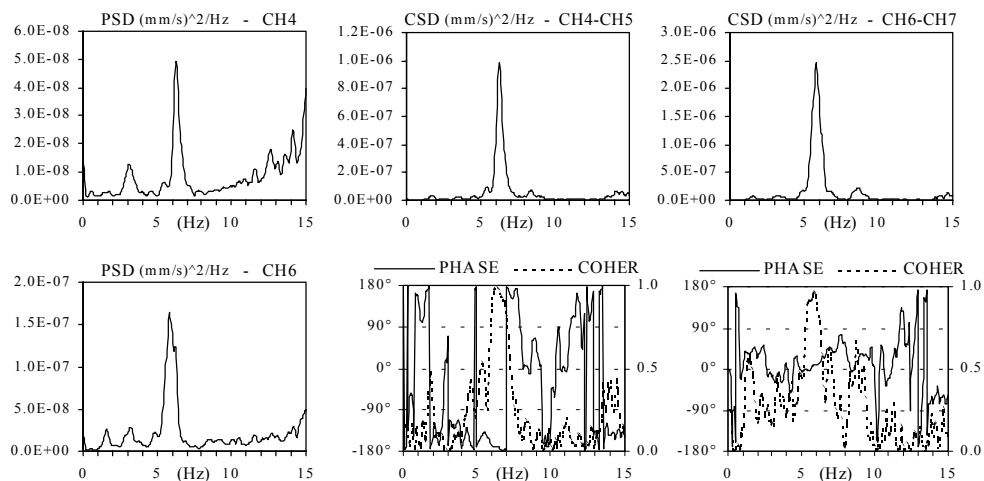


Fig. 6.10 - Fase 2 - Config. 3: Auto-spettri CH4 e CH6, Cross-spettri CH4-CH5 e CH6-CH7

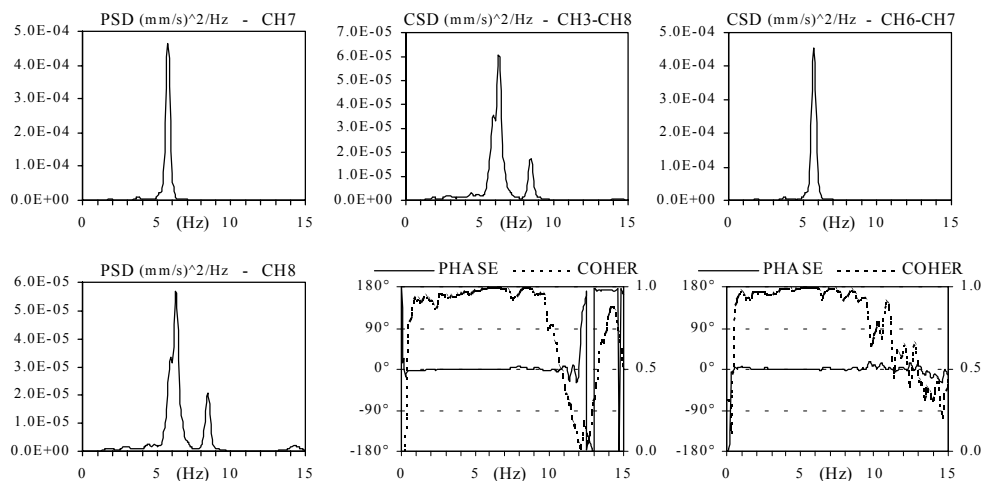


Fig. 6.11 - Fase 2 - Config. 6: Auto-spettri CH7 e CH8, Cross-spettri CH3-CH8 e CH6-CH7

6.4 Verifica del sistema di monitoraggio (1997)

6.4.1 Strumentazione e prove

La strumentazione fissa disposta dal Servizio Sismico Nazionale (SSN) consiste in una terna accelerometrica e 11 sensori accelerometrici monoassiali TERRATECH, connessi a un sistema di acquisizione GEOSYS. La disposizione dei sensori accelerometrici è illustrata in fig. 6.12.

La strumentazione mobile utilizzata era costituita da otto velocimetri Kinematics SS-1 a corto periodo (frequenza propria $\cong 1$ Hz) e da un acquirente HP3566A a otto canali. Sono state effettuate 30 prove disponendo i velocimetri in 6 diverse configurazioni illustrate in fig. 6.13. Per ognuna delle configurazioni sono state eseguite diverse serie di misure, ciascuna della durata di 64 s, con una frequenza di campionamento di 128 Hz.



Foto 6.4 - L'edificio a lavori ultimati

L'edificio è stato sollecitato mediante l'utilizzo di due mezzi pesanti, moventesi contemporaneamente lungo una od entrambe le strade adiacenti alla struttura (lati W e S). Sono state effettuate anche prove di solo rumore ambientale.

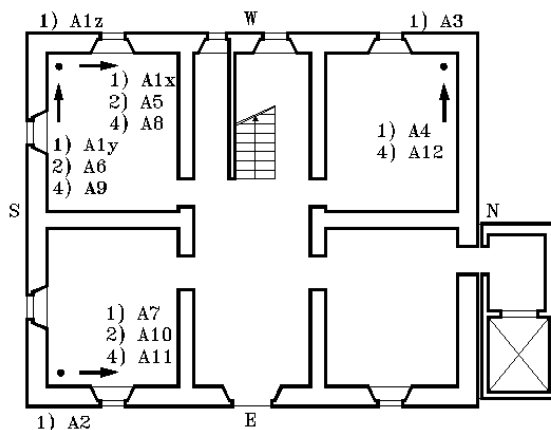


Fig. 6.12 - Fase 3: Disposizione accelerometri

6.4.2 Risultati

Sia le prove di vibrazione ambientale che quelle forzate hanno messo in evidenza la presenza di tre frequenze di risonanza nell'intervallo considerato, pari a 6,7, 7,2 e 9,2 Hz. Alla prima è associata una forma modale caratterizzata da spostamenti degli impalcati prevalentemente in direzione x (longitudinale); alla seconda è associata una forma modale con spostamenti prevalenti in direzione y (trasversale); alla terza, infine, è associata una forma modale con rotazione degli impalcati intorno ad un asse verticale. Il corpo ascensore si comporta come completamente solidale alla struttura principale, come evidenziato dai test relativi alle configurazioni E e F.

In figura 6.14 sono riportati gli auto-spettri relativi ad una registrazione accelerometrica (P6408). L'analisi dei dati accelerometrici ha fornito le stesse frequenze di risonanza già menzionate. Il confronto tra registrazioni dei sensori velocimetrici e quelle dei sensori accelerometrici è stato condotto ricavando le *time-history* in termini di accelerazione dalle registrazioni velocimetriche. La corrispondenza, sia in termini di *time-history* che di forme e valori spettrali può ritenersi soddisfacente, tenuto conto delle differenti caratteristiche degli strumenti, del diverso passo di campionamento e della distanza, non sempre trascurabile, tra i punti di misura corrispondenti.

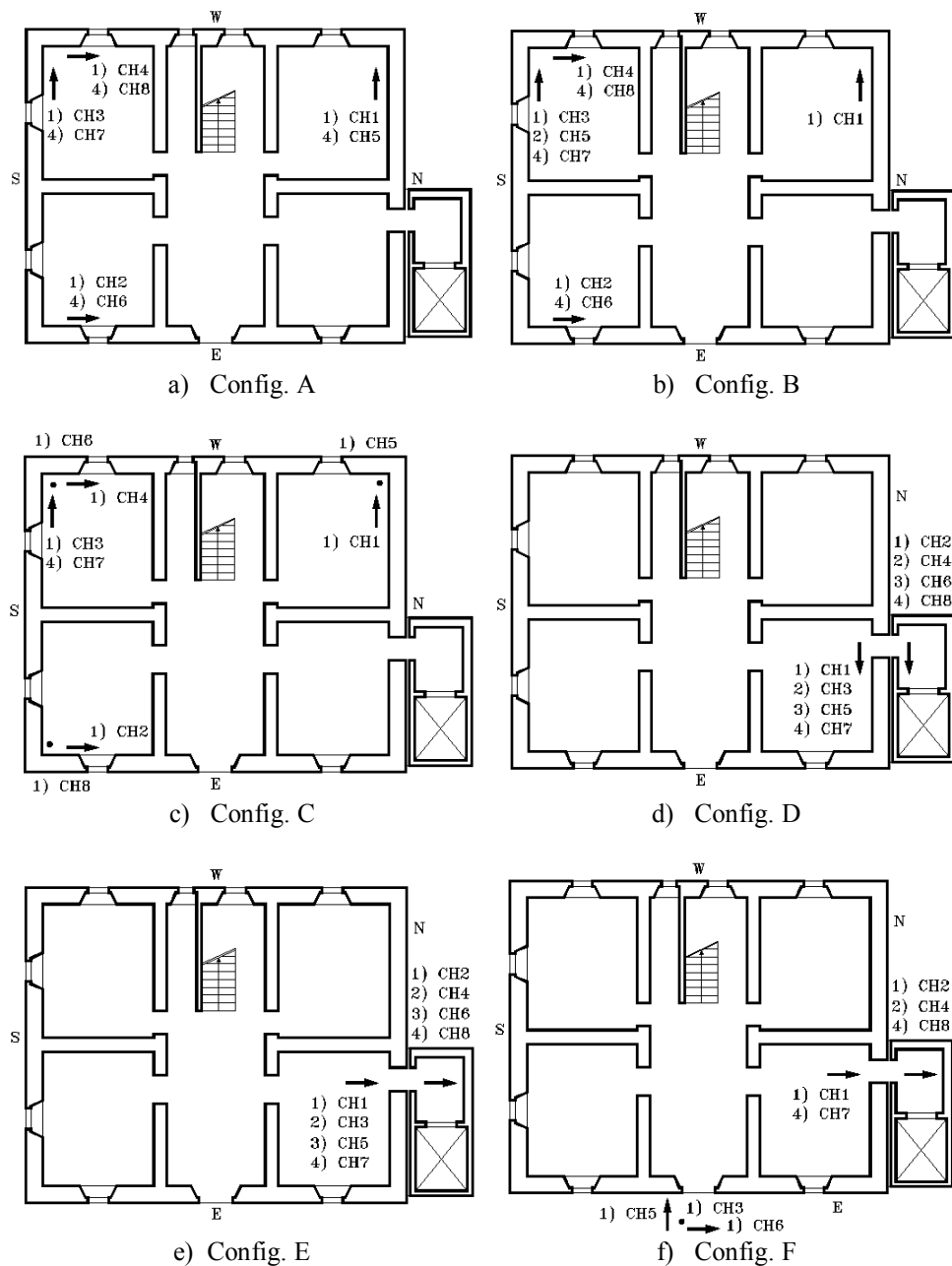


Fig. 6.13 - Fase 3: Configurazioni velocimetri

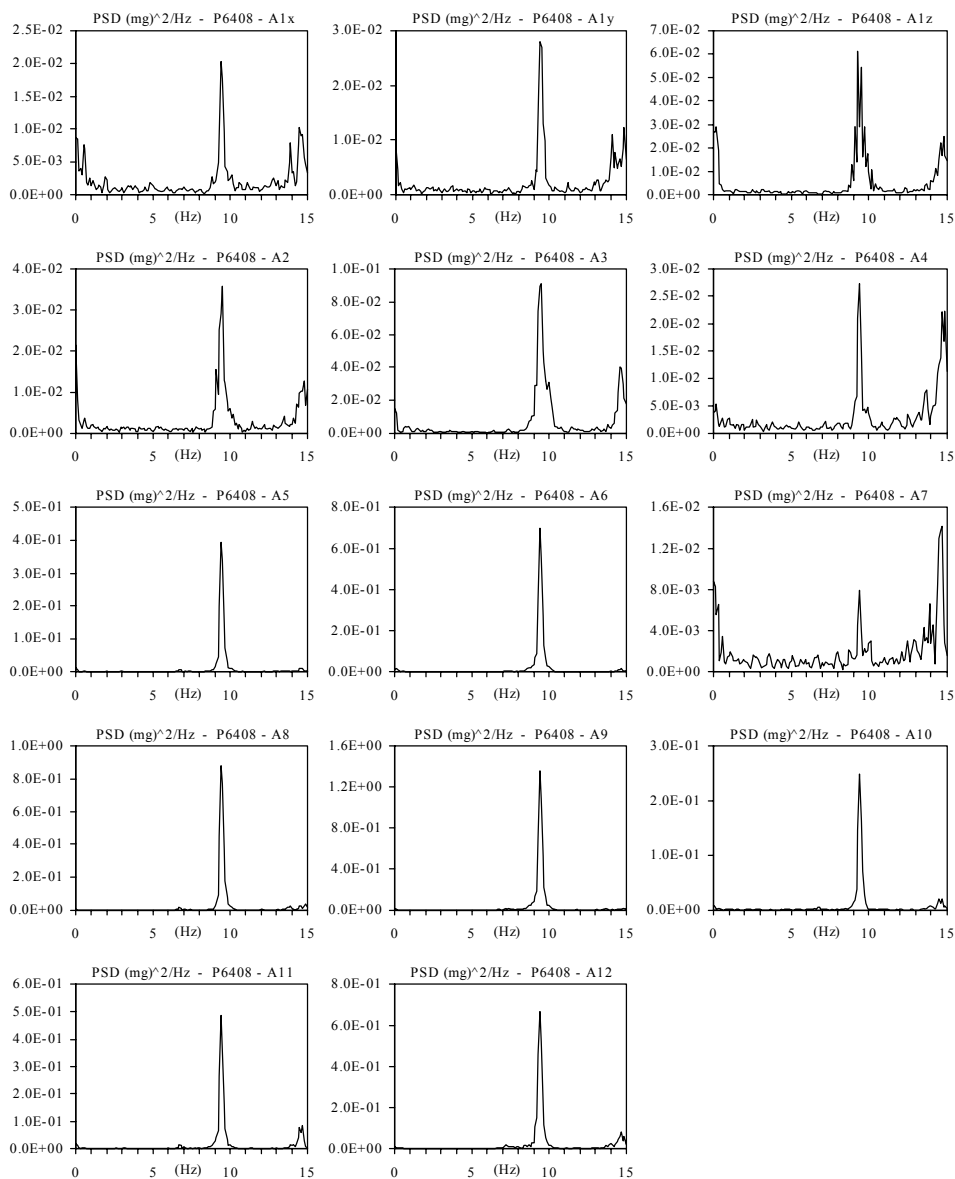


Fig. 6.14 - Fase 3: Auto-spettri (accelerometri)

6.5 Modello numerico

6.5.1 Descrizione del modello

Al fine di verificare ed interpretare i risultati delle prove sperimentali, sono stati realizzati due modelli ad elementi finiti utilizzando il codice di calcolo COSMOS versione 1.75, implementato su computer SUN Sparcstation 20. Entrambi i modelli riproducono il corpo principale in muratura; soltanto il secondo comprende anche il corpo ascensore.

Nella preparazione del modello di base si sono considerate dapprima separatamente le varie pareti portanti (tenendo conto delle aperture, delle variazioni nello spessore e del materiale costituente la muratura), i solai e la copertura. Tali sottomodelli sono stati quindi assemblati ottenendo il modello di calcolo finale.

La struttura consta di quattro livelli fuori terra (piano terra, piano primo, piano secondo e sottotetto), tre solai intermedi, la copertura e una soletta al piano terra, vincolata rigidamente alle pareti e dotata anche di vincoli che ne impediscono gli spostamenti verticali, per simulare la presenza del suolo al di sotto di essa. Il vincolo alla base è stato simulato ponendo un incastro perfetto per le pareti a 1,5 m al di sotto della soletta al piano terra.

Sono stati utilizzati elementi SHELL4T per le pareti in murature ed elementi SHELL4 per i solai e la copertura. Entrambi hanno quattro nodi e un comportamento del tipo lastra-piastra; il primo (SHELL4T) tiene conto anche degli effetti delle deformazioni dovute al taglio. Le aperture sono state posizionate contemperando le due esigenze di rispettare la geometria reale e di realizzare una *mesh* regolare.

Per le pareti dei primi tre livelli, in pietrame, sono state assunte le seguenti caratteristiche: modulo elastico di Young $E=1000 \text{ MPa}$, modulo di Poisson $\nu=0,15$, densità $\gamma=2000 \text{ kg/m}^3$. Lo spessore dei muri d'ambito è 65 cm al piano terra e 55 cm al piano primo e secondo. Il muro longitudinale (in direzione N-S) è 65 cm al piano terra e 55 cm al piano primo e secondo, mentre i due trasversali (in direzione est-ovest) sono rispettivamente 55 e 50 cm per tutti e tre i livelli. Per le pareti del sottotetto, in POROTON, si sono adottate le seguenti caratteristiche: modulo elastico di Young $E=1000 \text{ MPa}$, modulo di Poisson $\nu=0,15$, densità $\gamma=1100 \text{ kg/m}^3$. Lo spessore delle murature in POROTON è 30 cm.

Il solaio di copertura ha uno spessore di 20 cm con le seguenti caratteristiche: modulo elastico di Young $E=30000 \text{ MPa}$, modulo di Poisson

$\nu=0,15$, densità equivalente $\gamma=2000 \text{ kg/m}^3$ cui corrisponde un carico complessivo di $4,00 \text{ kN/m}^2$. Per i solai intermedi si è assunto un carico complessivo pari a $5,50 \text{ kN/m}^2$, cui corrisponde una densità equivalente di 2750 kg/m^3 , mentre le altre grandezze e misure sono analoghe a quelle del solaio di copertura. La soletta al piano terra ha uno spessore di 15 cm , densità effettiva di 2400 kg/m^3 e le restanti grandezze come gli altri solai.

Come detto il secondo modello si differenzia dal primo per la presenza del corpo ascensore. Questo è stato modellato con elementi SHELL4 e vincolato al corpo principale tramite elementi *beam*, in corrispondenza dei vari impalcati.

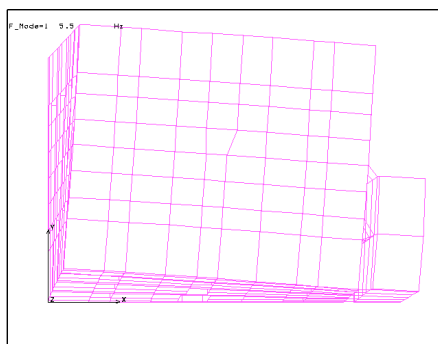
6.5.2 Analisi modale

L'analisi modale dei modelli descritti ha fornito per le prime cinque frequenze proprie i valori consegnati in tabella 6.1, nella quale sono riportate, per confronto, anche le frequenze sperimentali.

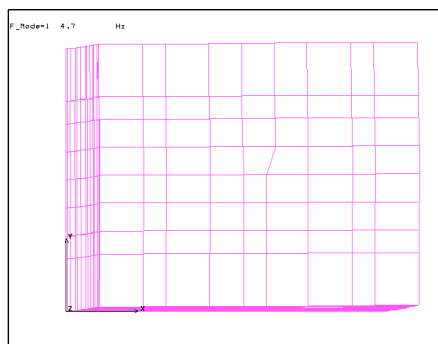
Modo	Frequenza sperimentale (Hz)	Frequenza FEM senza corpo asc. (Hz)	Frequenza FEM con corpo asc. (Hz)
1	6,7	4,69	5,45
2	7,2	4,82	5,93
3	9,2	6,73	9,25
4	---	12,09	12,61
5	---	12,21	14,13

Tab. 6.1 - Confronto tra le frequenze sperimentali finali e numeriche

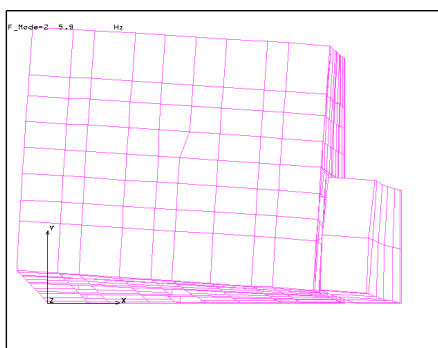
Le figure 6.15 e 6.16 mostrano le prime tre forme modali per i due modelli numerici esaminati. Conformemente ai risultati dell'analisi sperimentale, alla prima frequenza è associato un modo di vibrazione con spostamenti prevalenti in direzione longitudinale; alla seconda frequenza è associato un modo con spostamenti prevalenti in direzione trasversale, mentre alla terza frequenza corrisponde un modo torsionale, ossia in cui gli spostamenti prevalenti sono le rotazioni degli impalcati intorno ad un asse verticale.



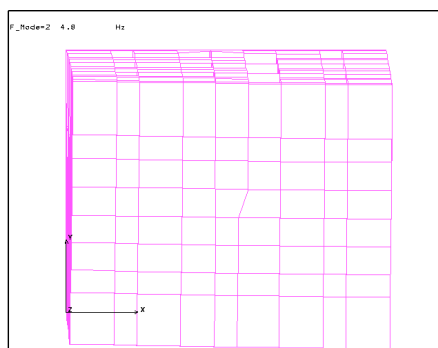
a) Primo modo di vibrazione



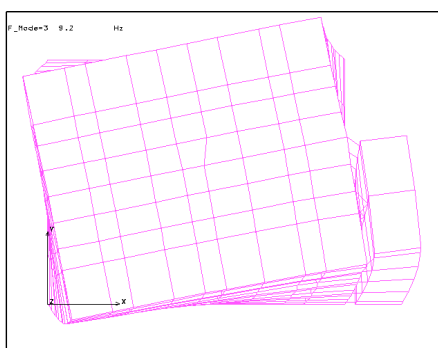
a) Primo modo di vibrazione



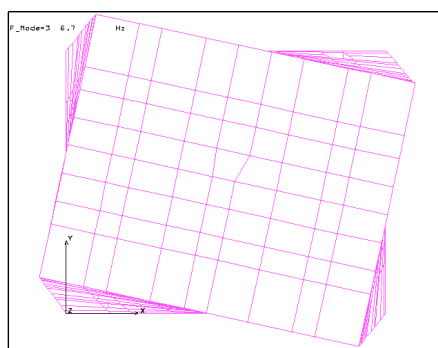
b) Secondo modo di vibrazione



b) Secondo modo di vibrazione



c) Terzo modo di vibrazione



c) Terzo modo di vibrazione

Fig. 6.15 - Forme modali (modello con nucleo ascensore)

Fig. 6.16 - Forme modali (modello senza nucleo ascensore)

6.5.3 Conclusioni

L'analisi numerica ha consentito di verificare che:

- il modello che rispecchia meglio il comportamento sperimentale in termini di forme modali è quello con nucleo ascensore, anche se i valori delle frequenze sono alquanto discosti dai corrispondenti valori sperimentali;
- il modello senza nucleo ascensore ha fornito valori delle frequenze ancor più distanti da quelli sperimentali;
- i valori delle frequenze sperimentali ottenuti nella campagna effettuata prima dell'intervento sono molto simili a quelli del modello del solo corpo principale, confermando il ruolo fondamentale del nucleo ascensore nelle variazioni delle proprietà dinamiche dell'edificio.

7. Villa Farnesina

La resistenza di una struttura è spesso logorata dagli effetti di carichi dinamici che la sollecitano pressoché costantemente, come quelli dovuti al traffico. Il problema, che riguarda soprattutto le vecchie costruzioni in muratura, può essere affrontato con tecniche analoghe a quelle adottate per la protezione sismica. Una siffatta soluzione fu proposta da Gustavo Colonnetti, alla fine degli anni 50, per proteggere la villa rinascimentale della Farnesina dai danni provocati dal traffico pesante: in un tratto dell'omonimo Lungotevere fu realizzata una sovrastruttura stradale collegata al sottofondo per mezzo di un sistema di isolamento dalle vibrazioni, costituito da cuscini in gomma. L'intervento, agendo sulla fonte delle vibrazioni, ossia isolando la causa, offre il vantaggio di essere efficace per un'ampia zona interessando più edifici e, pertanto, risulta particolarmente indicato nei centri storici.



Foto 7.1 - Villa Farnesina

7.1 Introduzione

L'elevata sismicità di buona parte del territorio italiano mette a dura prova il tessuto edilizio esistente, specie ove questo è costituito essenzialmente da vecchie costruzioni. È questo il caso tipico che si riscontra in gran parte dei centri storici delle città italiane, dove prevalgono costruzioni in muratura, spesso di non buona fattura, che pur hanno superato nei decenni, ed a volte nei secoli, le insidie derivanti da vari terremoti.

Per prevenire i danni del sisma sono state proposte varie tecniche di rinforzo ed adeguamento e, in alternativa, sistemi di isolamento sismico alla base delle strutture mediante interposizione di elementi elastomerici. Questi ultimi, peraltro, risultano di difficile, se non quasi sempre impossibile, realizzazione nel caso di strutture esistenti. Più recentemente si stanno sviluppando studi in relazione alla possibilità di installare sistemi di controllo attivo sulle strutture.

Spesso, però, la resistenza che una struttura può offrire in occasione di un terremoto è logorata dagli effetti di carichi dinamici che la sollecitano pressoché costantemente. Tale effetto è particolarmente sentito nelle strutture monumentali e negli edifici storici siti nei centri urbani, dove le vibrazioni ambientali sono tra le cause principali del lento degrado che interessa tali opere. Particolarmente dannose sono le vibrazioni indotte dal traffico veicolare e ferroviario. Una struttura, lentamente ma inesorabilmente logorata dalle vibrazioni dovute al traffico, si presenterà particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche.

7.2 La Farnesina: cenni storici

La Farnesina, sede di rappresentanza dell'Accademia Nazionale dei Lincei, fu costruita dal senese Baldassarre Peruzzi nel 1507-1509 per il conterraneo Agostino Chigi. L'edificio è definito unanimemente “una felicissima creazione artistica”: sono di Raffaello la *Galatea* al piano terreno, dove si trovano anche dipinti del Peruzzi (l'*Oroscopo*) e di Sebastiano del Piombo (il *Polifemo* e i dipinti delle lunette), e la decorazione della volta della Galleria, dove è rappresentata la *Favola di Psiche*; al primo piano, il Peruzzi curò la decorazione del Salone delle Prospettive, mentre Antonio Bazzi, detto il Sodoma, eseguì le *Nozze di Alessandro e Roxane*.

L'opera non ha meritato la stessa stima nei riguardi della robustezza. Già negli anni 70 e 80 del XIX secolo, in occasione della costruzione dei muraglioni del Tevere, si temette che l'azione dei battipali potesse danneggiare la struttura e, per fondare il muraglione in prossimità della Farnesina, si ricorse al sistema dei

cassoni ad aria compressa. Si evitò così, con costi elevatissimi, di indurre vibrazioni nel terreno.

Il quadro fessurativo generatosi sembrava oramai stabilizzato quando si accentuarono in modo preoccupante i fenomeni di frantumazione del peperino della decorazione esterna e il distacco di intonaci affrescati all'interno. La causa fu individuata nel notevole incremento di volume di traffico e del peso dei veicoli stessi, favorito dal miglioramento delle strade statali, verificatosi nel dopoguerra. Il Lungotevere della Farnesina, infatti, era diventato il passaggio obbligato di buona parte del traffico proveniente dall'Aurelia, comprendente i mezzi destinati al trasporto di laterizi e di nafta dalla Toscana. Il passaggio degli autotreni carichi di laterizi avveniva in genere all'alba e proprio in tali ore si verificarono, nell'autunno del 1953, nell'arco di pochi giorni, i crolli di tre mensoloni di peperino dal cornicione, di 35 kg l'uno. Nello stesso periodo si era aperta una grande lesione nella volta nella Sala di Galatea.

A seguito di questi eventi l'Accademia decise di intervenire. Furono dapprima effettuate delle campagne sperimentali di rilievo delle vibrazioni indotte dal traffico e successivamente fu nominata una commissione per lo studio dei danni arrecati dal traffico pesante alla Farnesina, presieduta dall'accademico Gustavo Colonnetti.



Foto 7.2 - La volta della Galatea

7.3 Gli studi del Colonnetti

Tra l'autunno del 1953 e la primavera del 1954 furono condotte dalla Società Saga due campagne sperimentali volte a valutare le entità delle accelerazioni cui era sottoposto l'edificio al passaggio di mezzi pesanti e veloci su via della Lungara e sul Lungotevere, determinando, inoltre, le posizioni dei veicoli più pericolose. I punti di misura erano due ed avevano la stessa ubicazione topografica ma erano a quote diverse (fig. 7.1): uno era sul terreno presso lo zoccolo dell'edificio, l'altro a livello del piano di posa della fondazione, a circa 4,0 m di profondità. In alcune prove furono rilevate le vibrazioni dovute al traffico veicolare, in altre l'eccitazione fu realizzata mediante un'attrezzatura di tipo battipalo, costituita da un peso di 70 kg lasciato cadere da 2,0 m di altezza sulla strada. Quest'ultimo tipo di sollecitazione simulava l'urto della ruota in una buca del manto stradale. I risultati dell'analisi dei dati raccolti furono sintetizzati nei seguenti punti:

- a) le vibrazioni più dannose provenivano dal Lungotevere e non dalla Lungara, e ciò anche per ovvie ragioni statistiche legate alla scarsa frequenza dei passaggi dei veicoli, specie quelli pesanti, lungo tale strada. In particolare fu circoscritto a circa 100 m di Lungotevere il tratto di influenza significativa e a circa 50 m, in corrispondenza della Farnesina, quello in cui gli effetti delle vibrazioni ivi provocate erano particolarmente dannosi;
- b) le vibrazioni in profondità (base fondazione) avevano in genere intensità pari alla metà di quella rilevata in superficie e, quindi, erano tutt'altro che trascurabili. Solo in alcune prove di urto fu rilevata in profondità una vibrazione maggiore di quella in superficie; tale effetto venne attribuito al cumulo dell'onda diretta con quella riflessa dal muraglione del Tevere;
- c) le onde trasmesse dal terreno avevano una intensità massima pari a 0,0045 g, che si reputava corrispondente al IV-V grado della scala Mercalli (l'intensità sismica era valutata probabilmente con la relazione intensità-picco di accelerazione di Gutenberg e Richter (1956): $\log a = I/3 - 1/2$ dove a è l'accelerazione del suolo in cm/s^2 , I è l'intensità macrosismica in MM), ma non erano paragonabili a quelle sismiche, essendo caratterizzate da frequenze comprese tra 16 e 32 Hz;
- d) l'edificio non presentava un comportamento monolitico, bensì era costituito da grossi blocchi ciascuno dei quali rispondeva a suo modo alle sollecitazioni che il terreno trasmetteva. Ciò nonostante la struttura fu ritenuta staticamente sicura, essendosi oramai stabilizzate da almeno 30 anni (tale era il periodo di

osservazione garantito dall'allora Conservatore della Farnesina, Massari) le lesioni verticaleggianti generatesi.

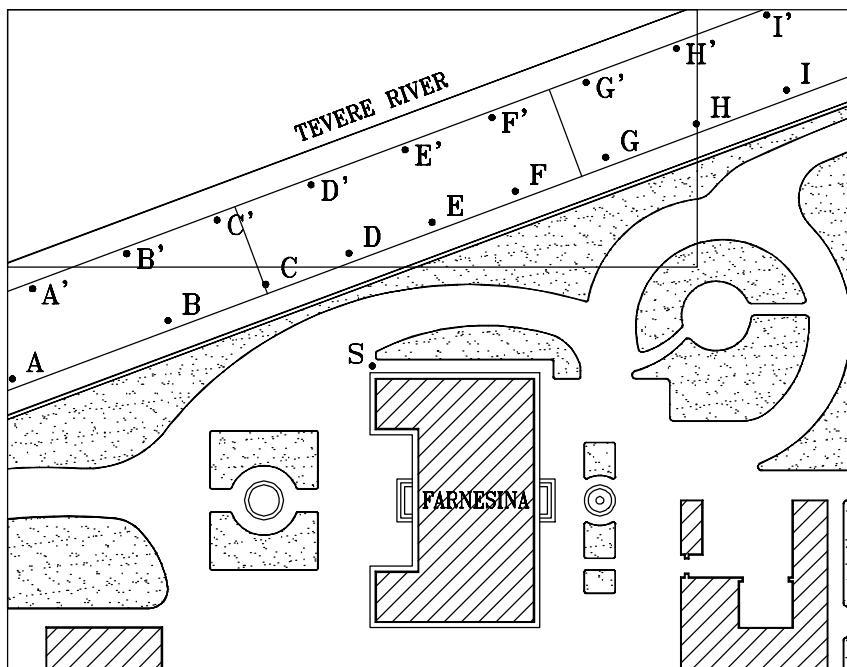


Fig. 7.1 - Planimetria con indicazione dei punti di misura (S) e di input (A=I e A'=I') nelle prove della Saga

Le soluzioni, già adottate in casi analoghi e prese in considerazione dal Colonnetti, furono l'inserimento di una cintura elastica tra marciapiede e zoccolo di fondazione (realizzata all'Hotel Quirinale a Roma) e la creazione di un'intercapedine intorno all'edificio. Entrambe furono scartate perché non capaci di intercettare le vibrazioni dirette alla base della fondazione. D'altra parte un approfondimento maggiore dell'intercapedine non era possibile a causa della presenza della falda. Ci si orientò allora sulla modificazione della struttura stradale con l'obiettivo di "creare una struttura intercettante al livello stradale che impedisse la discesa dell'onda entro il rilevato del Lungotevere, ed evitare l'amplificazione eventuale dovuta ad onde riflesse dal muraglione del Tevere". Si pensò ad un nuovo piano stradale poggiato su elementi elastici. La soluzione di piastra incernierata su appoggi in gomma, tipica delle piste di atterraggio degli

aerei, non si mostrò adatta al caso in esame sia per le differenze tra i due tipi di sollecitazione d'urto, che per quelle tra i requisiti di funzionalità nei due casi.

Fu proposta allora la realizzazione di un graticcio rigido in c.a., appoggiato su tamponi elastici e in tale ottica partì una terza campagna sperimentale volta a definire la disposizione ottimale dei tamponi. L'attrezzatura di prova consisteva in una pedana di ferro quadrata, di 2,5 m di lato, che venne appoggiata sulla massicciata mediante interposizione di tamponi elastici. I parametri della sperimentazione erano il tipo di sollecitazione e il tipo di tamponi. In particolare furono prese in considerazione sollecitazioni tipiche in modo da produrre treni di vibrazioni e urti da masse cadenti e furono considerati i casi di tappeto sottile (2 cm) di gomma e di 8 appoggi di spessore maggiore (12 cm). Quest'ultima soluzione diede risultati migliori con riduzioni delle ampiezze delle vibrazioni dell'80%.

Fu quindi redatto il progetto di un doppio graticcio di travi (figg. 7.2, 7.3 e 7.4), con quelle longitudinali in c.a.p.; ciascun graticcio era largo metà della sede stradale, rispettando anche le esigenze funzionali prospettate dal Comune di Roma. Fu messo a punto presso il Politecnico di Torino un modello in scala 1:11,1 in plexiglas, che consentì di valutare l'entità delle sollecitazioni e degli spostamenti.

Il progetto fu realizzato nel 1970. L'intervento interessava un tratto di 64,52 m di strada, larga 13,5 m e giungeva a una profondità di 1,65 m. Ciascuna delle due semicarreggiate aveva un peso di 400 t circa e poggiava su 1000 tamponi i quali, protetti dalla radiazione solare diretta, erano ritenuti indefinitamente affidabili. Alle due testate furono inseriti dei giunti da ponte. Il costo dell'opera fu di circa 50.000 lire al metro quadrato. La costruzione si sviluppò attraverso le seguenti fasi:

- 1) getto della soletta in c.a. sulla massicciata;
- 2) preparazione delle casseforme verticali e messa in opera dei tamponi di gomma;
- 3) getto di sabbia con il compito di costituire una base provvisoria per il getto delle travi;
- 4) disposizione delle armature e getto delle travi;
- 5) aspirazione della sabbia in modo da garantire che l'appoggio avvenisse solo per mezzo dei tamponi;
- 6) messa in opera di lastre prefabbricate appoggiate sulle travi e, su queste, del manto di bitume.

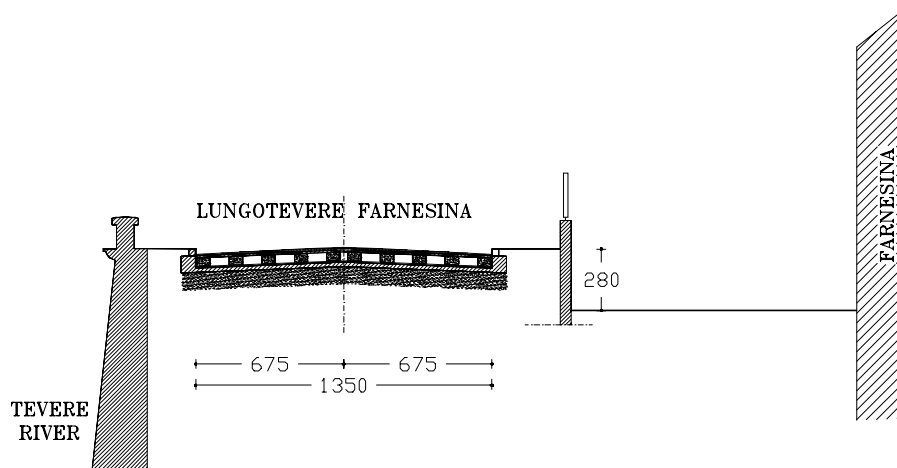


Fig.7.2 - Sezione trasversale (quote in *cm*)

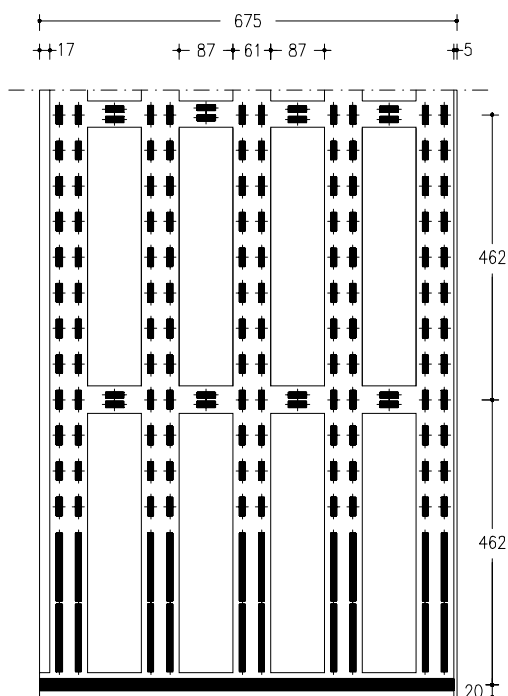


Fig.7.3 - Disposizione degli appoggi in gomma (quote in *cm*)

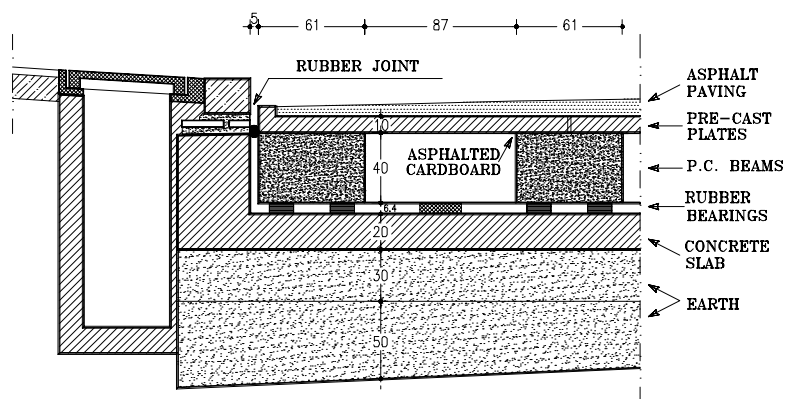


Fig.7.4 - Particolare della pavimentazione antivibrante (quote in *cm*)

La soddisfazione per la realizzazione fu grande e il Massari affermò (gennaio 1971): “Per quanto risulta è questo il primo caso in Europa (e fuori) di ristrutturazione di una strada per salvaguardare un monumento danneggiato dal traffico pesante di oggi”.

Soluzioni analoghe, in verità, erano state già adottate, ma solo nel caso di strutture di nuova realizzazione: a piazzetta S. Paolo, a Milano, la struttura di copertura di un'autorimessa era stata poggiata su tamponi in gomma; a Roma l'allora nuova via Parigi era stata realizzata con travi poggiate su elementi in gomma per impedire il propagarsi delle vibrazioni alle mura delle Terme di Diocleziano. Elementi in gomma erano, comunque, già allora utilizzati come appoggi per travi da ponte.

7.4 Gli studi sperimentali dell'ENEA

7.4.1 Prove di impatto

Allo scopo di verificare il comportamento della struttura isolante ideata dal Colonnetti in presenza di sollecitazioni indotte dal traffico veicolare attuale, è stata effettuata una campagna sperimentale preliminare, considerando due postazioni di misura, rispettivamente al piano di campagna attuale, presso lo zoccolo dell'edificio e al livello del piano di posa della fondazione, a circa 4 m di profondità, praticamente coincidenti con quelle adottate dalla Saga (posizione S in fig. 7.1). In ciascuna postazione è stata posizionata una terna velocimetrica.

Sono state effettuate prove di vibrazioni ambientali, i cui risultati sono stati già esposti nel capitolo 1, e prove d'impatto lasciando cadere, da un'altezza di 1,5 m, una massa di 50 kg sul marciapiede, non interessato dalla struttura isolante. La riduzione in peso e quota, rispetto alle prove della Saga, si è resa necessaria per evitare che la caduta provocasse gravi danni al manto stradale. I punti scelti per l'applicazione dell'impulso coincidono all'incirca con i punti C, D, E, F e G per i quali erano state rilevate, nelle sperimentazioni dell'epoca, le massime sollecitazioni (fig. 7.1).

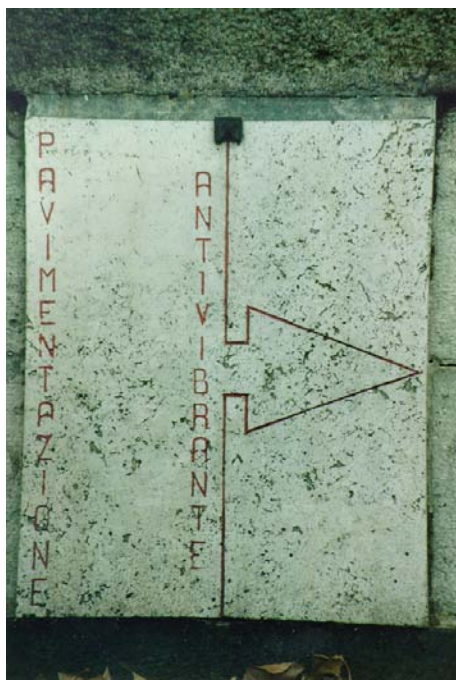


Foto 7.3 - Inizio del tratto di pavimentazione antivibrante sul Lungotevere

I risultati ottenuti non sono facilmente confrontabili con quelli dell'epoca, sia per quanto detto sull'attrezzatura utilizzata, sia perché non sono ben conosciute le caratteristiche degli strumenti utilizzati dalla Saga durante la campagna di misure. In figura 7.5 sono riportati i valori dei picchi di accelerazione registrati nelle tre direzioni (verticale e orizzontali parallele ai lati dell'edificio) in superficie, al livello dello zoccolo dell'edificio. È interessante notare come il livello di massima sollecitazione sia stato ottenuto con la sorgente nel punto D, mentre nelle sperimentazioni della Saga la massima sollecitazione si aveva con l'urto nel punto

E. Inoltre, i livelli di accelerazione misurati con la strumentazione attuale sono molto più elevati di quelli ottenuti in passato.

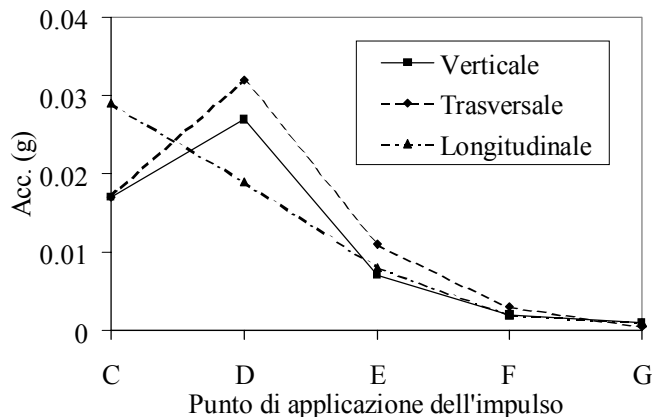


Fig.7.5 - Prove di impatto: valori di picco dell'accelerazione

7.4.2 *Analisi delle vibrazioni indotte dal traffico*

Nell'ottobre 1995 fu condotta una seconda campagna sperimentale per analizzare le vibrazioni indotte dal traffico ai piedi dell'edificio e per verificare l'efficacia dell'intervento dopo 25 anni.

In figura 7.6 sono indicati i punti di misura in corrispondenza dei quali sono stati disposti sensori in direzione orizzontale e verticale. I dati raccolti, record di 128 s con un passo di campionamento di 0,005 s, sono stati analizzati nel dominio della frequenza, diagrammando gli auto-spettri, e nel dominio del tempo, valutando i valori di picco ed efficaci su successivi intervalli di 1,28 s. I risultati ottenuti possono essere così sintetizzati:

- i valori delle velocità in P sono sempre molto maggiori di quelli in Q, R e S (fig. 7.7); le componenti verticali delle velocità sono sempre maggiori di quelle orizzontali, la differenza essendo maggiore in P;
- i valori delle velocità in presenza della pavimentazione antivibrante (P) sono molto maggiori di quelli in assenza della stessa (P' e P''), mentre non si riscontrano rilevanti differenze tra Q-R-S e i corrispondenti Q'-R'-S' e Q''-R''-S'' (fig. 7.8);

- gli spettri relativi alla postazione P mostrano ampiezze molto maggiori di quelli relativi a Q, R, e S, a tutte le frequenze; molte risonanze sono evidenti tra 10 e 20 Hz (fig. 7.9);
- gli spettri relativi alla postazione P mostrano ampiezze molto maggiori di quelli relativi a P' e P'' (fig. 7.9);
- un picco alla frequenza di 2 Hz è evidente in tutte le postazioni, eccetto che in P, ossia in corrispondenza della pavimentazione antivibrante;
- le velocità misurate al basamento dell'edificio (T) sono di modesta entità e simili a quelle ottenute sul terreno in prossimità dell'edificio stesso. I valori massimi sono sempre molto bassi. Gli auto-spettri mostrano picchi tra 10 e 13 Hz, presenti anche nei record verticali e orizzontali in P (fig. 7.10).

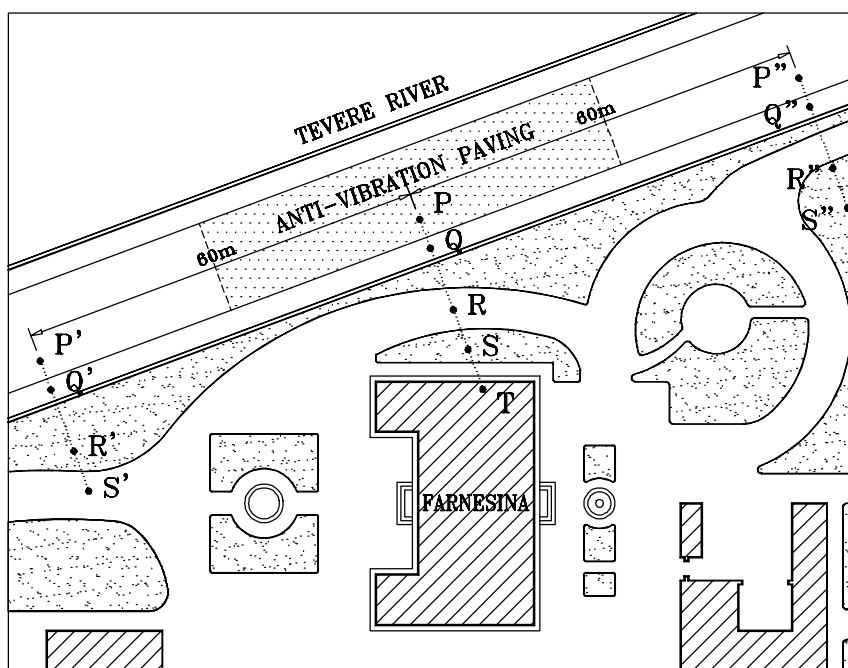


Fig.7.6 - Planimetria con indicazione dei punti di misura

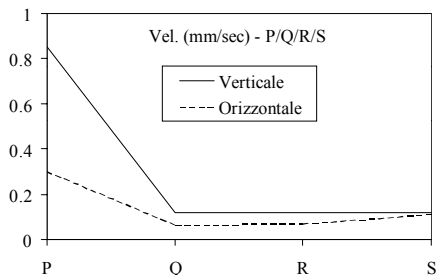


Fig.7.7 - Vibrazioni indotte dal traffico: valori di picco

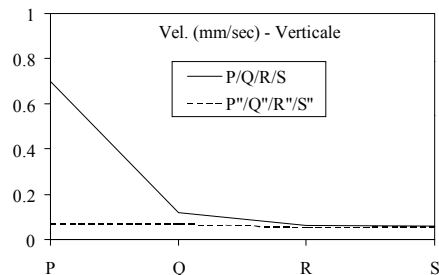


Fig.7.8 - Vibrazioni indotte dal traffico: valori di picco

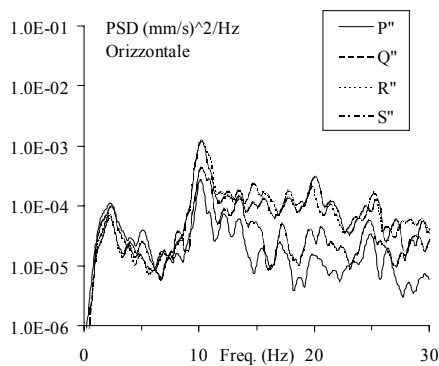
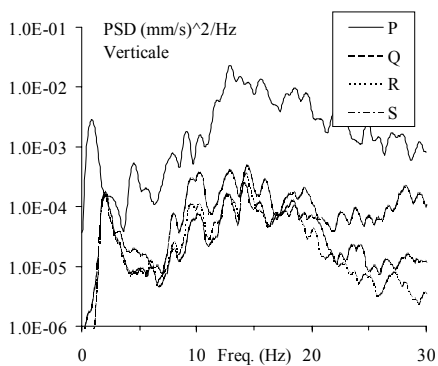


Fig.7.9 - Vibrazioni indotte dal traffico: auto-spettri

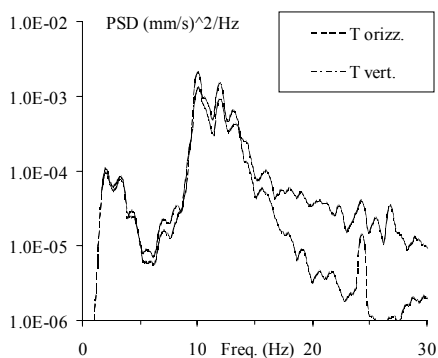


Fig.7.10 - Vibrazioni indotte dal traffico: auto-spettri al piede dell'edificio

7.5 Conclusioni

L'edificio della Farnesina è stato certamente meno sollecitato grazie alla presenza della struttura isolante. Soluzioni analoghe potrebbero essere adottate per i monumenti interessati da vibrazioni indotte dal traffico veicolare.

Al riguardo va ricordato quanto il Colonnetti affermava con orgoglio nella sua relazione conclusiva nel 1959: “Mi sia consentito di dire che forse per la prima volta un edificio monumentale è stato tenuto così scientificamente sotto controllo diagnostico rispetto all'accelerazione delle forze generate intorno a lui dal traffico stradale del XX secolo. Mi auguro che i risultati di studio della Commissione siano resi noti, nell'interesse della protezione di tutti i monumenti che in tante città in Italia e fuori vengono a trovarsi sotto la persistente sollecitazione delle vibrazioni stradali”.

8. Il Campanile di S. Giorgio in Trignano

Il Campanile della Chiesa di S. Giorgio in Trignano (S. Martino in Rio, Reggio Emilia), gravemente danneggiato dal terremoto del 15 ottobre 1996, è stato scelto come oggetto dell'applicazione pilota di Tecniche Innovative Antisismiche (TIA) nell'ambito del progetto comunitario ISTECH (*Development of innovative techniques for the improvement of stability of cultural heritage, in particular seismic protection*). Sono state effettuate prove di caratterizzazione dinamica subito dopo l'evento sismico; successivamente è stata installata una rete accelerometrica, che ha consentito di registrare il comportamento della struttura sotto l'azione di 67 *aftershocks*; infine, un'ultima campagna sperimentale è stata effettuata a lavori di consolidamento ultimati.



Foto 8.1 - Il Campanile di S. Giorgio in Trignano

8.1 Introduzione

La Chiesa di S. Giorgio a Trignano, eretta nel 1302 insieme al Campanile, era un'antica cappella romanica. Nei secoli successivi, l'edificio di culto subì molti cambiamenti e aggiunte. Nel 1700 furono costruiti i fabbricati adiacenti e, nella seconda metà del 1800, fu pesantemente modificato il Campanile, fino a raggiungere la configurazione attuale; la cella campanaria, ora formata da bifore e cuspide ottagonale, fu sopraelevata rispetto alla precedente, chiudendo le preesistenti aperture.

Il Campanile (alto 18,5 m, a base quadrata di 3 m di lato) è circondato su tre fianchi da altri fabbricati, fino ad un'altezza di circa 7 m; più della metà del Campanile, quindi, si eleva libera sopra la chiesa e la sacrestia. La struttura portante era costituita da quattro pilastri angolari in muratura di spessore pari a 40 cm, tra i quali erano presenti pareti di riempimento, sempre in muratura, non saldamente collegate ai pilastri stessi e quindi senza apprezzabile efficacia strutturale. I materiali erano molto poveri: mattoni pieni cotti di tipo "bolognese" e malta in calce aerea con sabbia pozzolanica. I primi tre impalcati erano in legno, il quarto era stato sostituito da due voltine in mattoni, poggianti su due pareti perimetrali e su una trave metallica centrale ad I. Le scale erano alcune in legno e altre in acciaio.



Foto 8.2 - Particolare della lesione

A seguito del sisma fu rilevata la presenza di numerose lesioni sulle colonne d'angolo e di una frattura totale appena al di sopra del livello di copertura dei fabbricati adiacenti, nonché il distacco delle tamponature in più punti. La

sezione muraria era particolarmente debole e vulnerabile alle sollecitazioni sismiche, che causarono l'innesco della lesione tra la parte libera del Campanile e quella sottostante. Al termine delle oscillazioni, tra queste era presente una discontinuità di circa 30 mm. Altre fessurazioni furono notate alla base delle bifore della cella campanaria. La struttura fu dichiarata inagibile, la messa in sicurezza e il ripristino indispensabili, l'ingresso fu interdetto.

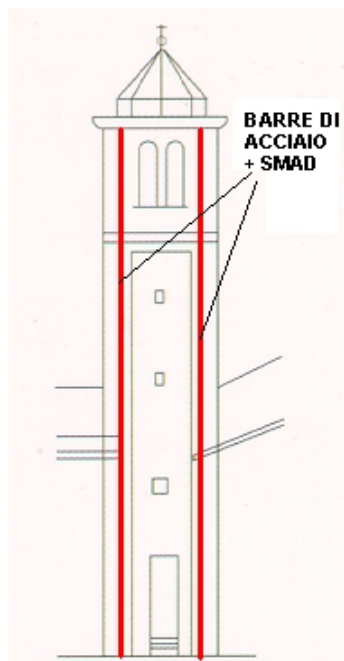


Fig. 8.1 - Applicazione di 4 tiranti post-tensionati in serie con gli SMAD

8.2 L'intervento di restauro

Il restauro effettuato si può suddividere in due parti: a) l'intervento di tipo convenzionale finanziato dal programma di ricostruzione regionale, avente come obiettivo il ripristino dell'integrità strutturale; b) l'intervento con TIA, finanziato dal progetto ISTECH, al fine di migliorare le prestazioni antisismiche del Campanile. L'ENEA, in pieno accordo con l'Ufficio Tecnico Comunale e le imprese esecutrici, ha fornito la supervisione tecnico-scientifica e il supporto tecnico al cantiere.

Preliminarmente, è stato eretto un ponteggio autoportante, al fine di evitare ogni carico aggiuntivo sulla struttura pericolante. Quindi si è proceduto ad un globale consolidamento della muratura fessurata, prevalentemente con operazioni “cuci e scuci”, in modo da fornire un’adeguata uniformità al tessuto murario in termini di rigidezza e resistenza strutturale. Successivamente, il Campanile è stato completamente intonacato, sia all’esterno che all’interno. Tutti i solai sono stati ricostruiti, utilizzando materiali leggeri e tipici (legno e tavelle). Si è intervenuto anche sul sistema campanario, rimuovendo, restaurando e quindi rimettendo le campane al loro posto al termine dei lavori.

L’intervento innovativo è consistito nell’inserimento di quattro tiranti metallici post-tensionati, formati da sei moduli componibili in modo da facilitarne l’assemblaggio, in corrispondenza degli angoli interni del Campanile, senza perforazione della muratura, al fine di aumentare la resistenza a flessione della struttura (fig. 8.1). In corrispondenza del terzo livello dell’edificio sono stati inseriti, in serie con i tiranti, quattro dispositivi a memoria di forma (SMAD, *Shape Memory Alloy Devices*). Ogni SMAD comprende 60 fili (ognuno di 1 mm di diametro e di 300 mm di lunghezza) in lega superelastica Nickel-Titanio. Sono stati realizzati, inoltre, opportuni ancoraggi (alle fondazioni e alla sommità del Campanile) al fine di supportare gli sforzi concentrati trasmessi dai tiranti. Gli SMAD sono stati tesati per garantire la costanza della compressione sulla muratura, mantenendo la forza applicata a ciascuno di essi al di sotto di 20 kN.

8.3 Analisi dinamica prima dell’intervento

Sono stati effettuati 19 test di 32 s ciascuno, disponendo i sensori in due configurazioni (fig. 8.2), che differiscono soltanto per la posizione del sensore Ch3. Nella configurazione A, Ch1, Ch2 e Ch3 erano al piano terra; Ch4 e Ch5 appena al di sopra della lesione; Ch6, Ch7 e Ch8 in sommità. Nella configurazione B il sensore Ch3 è stato spostato allo stesso livello dei sensori Ch4 e Ch5. Sono state effettuate sia prove di vibrazioni ambientali che forzate, registrando le vibrazioni dovute al solo rumore e quelle indotte da una massa battente al suolo in prossimità del Campanile.

I dati sono stati analizzati nel dominio della frequenza. Gli auto-spettri relativi alla configurazione A sono mostrati in figura 8.3. Picchi alla frequenza di 2,7 Hz sono evidenti negli spettri dei sensori nella direzione N-S (Ch2, Ch3, Ch7, Ch8), mentre la frequenza di risonanza di 2,9 Hz può essere notata negli spettri dei record nella direzione W-E (Ch1, Ch4, Ch6). Un picco a 2,55 Hz è spesso presente nelle PSD in direzione N-S. Molti picchi sono evidenti tra 6 e 8 Hz.

L'analisi dei cross-spettri ha consentito di individuare due forme modali, rispettivamente con spostamenti predominanti in direzione N-S e W-E, associate alle prime due frequenze. I sensori nella stessa direzione sono sempre in fase a queste frequenze (Ch2-Ch7, Ch3-Ch8, Ch7-Ch8 e Ch1-Ch4, Ch1-Ch6). I cross-spettri relativi alle coppie di sensori Ch6-Ch7 e Ch6-Ch8 ha confermato che a tali frequenze non sono presenti modi torsionali. La frequenza di 2,55 Hz non ha trovato riscontro nell'analisi incrociata.

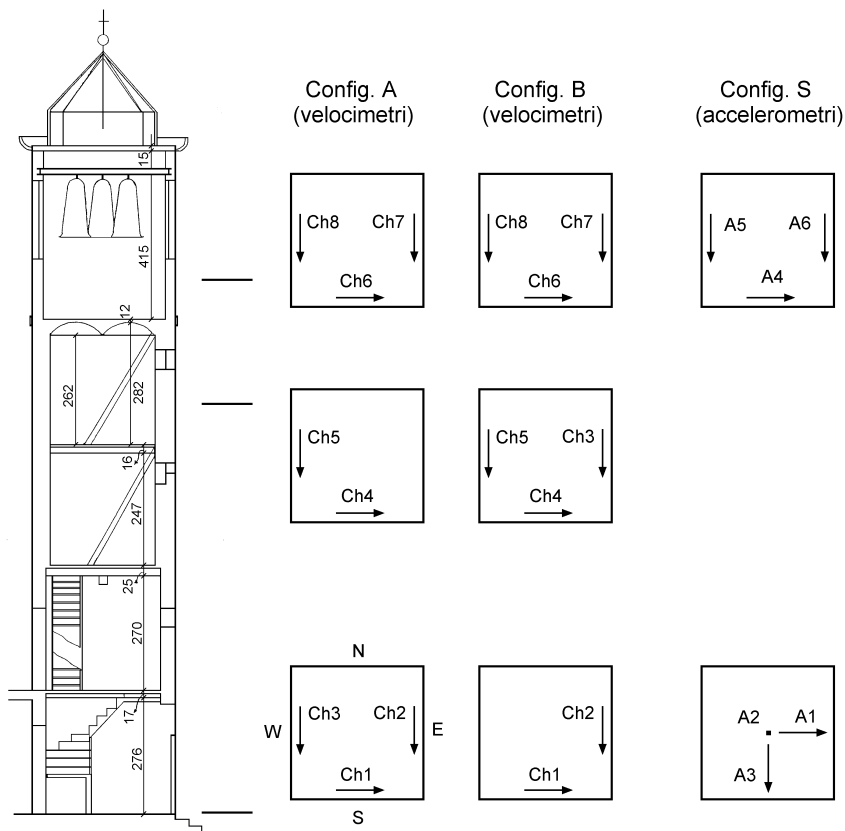


Fig. 8.2 - Disposizione dei sismometri (Config. A e B - prima dell'intervento) e degli accelerometri (Config. S)

Un picco a 6,9 Hz è presente in tutti gli spettri. L'analisi incrociata tra Ch7 e Ch8 ha mostrato che a questa frequenza è associata una forma modale torsionale. I cross-spettri più significativi sono riportati in figura 8.4, con i rispettivi fattori di fase e le funzioni di coerenza. I record del sensore Ch5 mostrano un basso contributo nell'intervallo]0, 4] Hz, mentre le ampiezze spettrali sono maggiori

nell'intervallo [6, 8] Hz. Pertanto, il sensore Ch5 non partecipa ai primi due modi di vibrare ma è interessato dal modo torsionale. Tale comportamento è dovuto alla presenza di altre strutture che influenzano le proprietà dinamiche del Campanile.

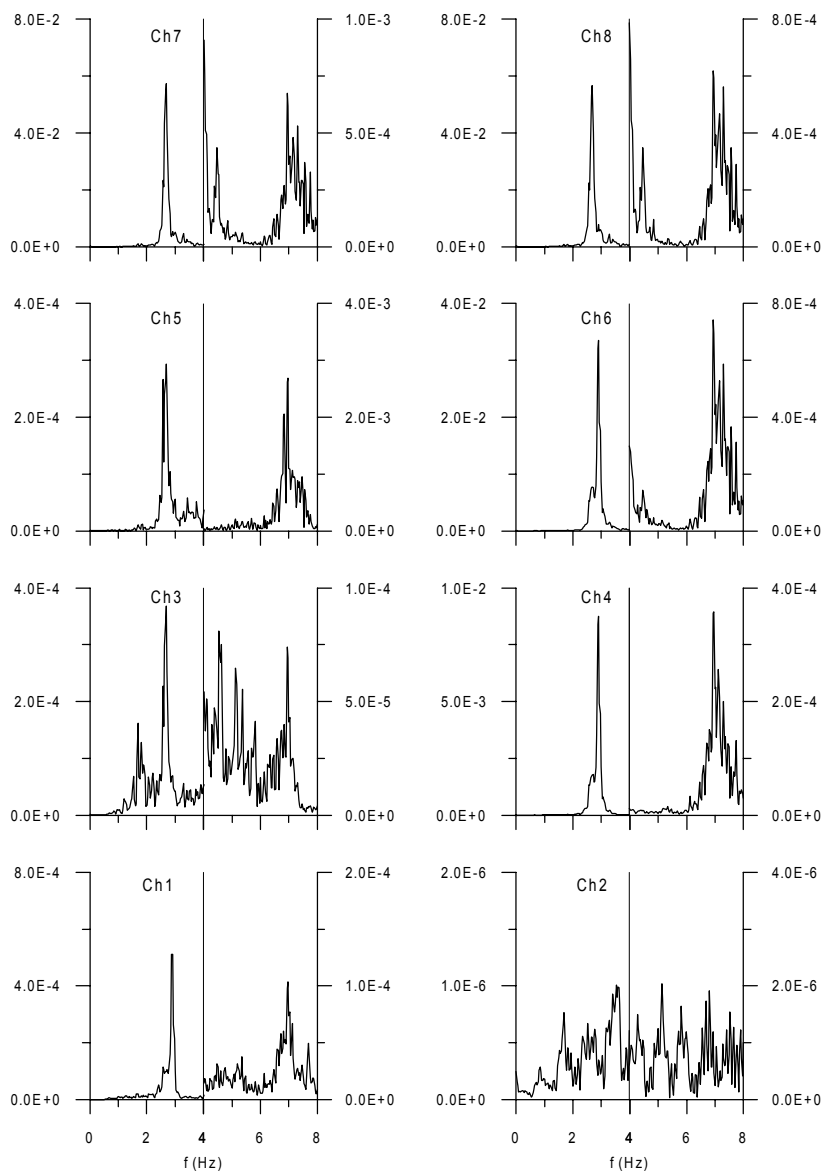


Fig. 8.3 - Config. A: auto-spettri $[(mm/s)^2/Hz]$

Il Campanile di S. Giorgio in Trignano

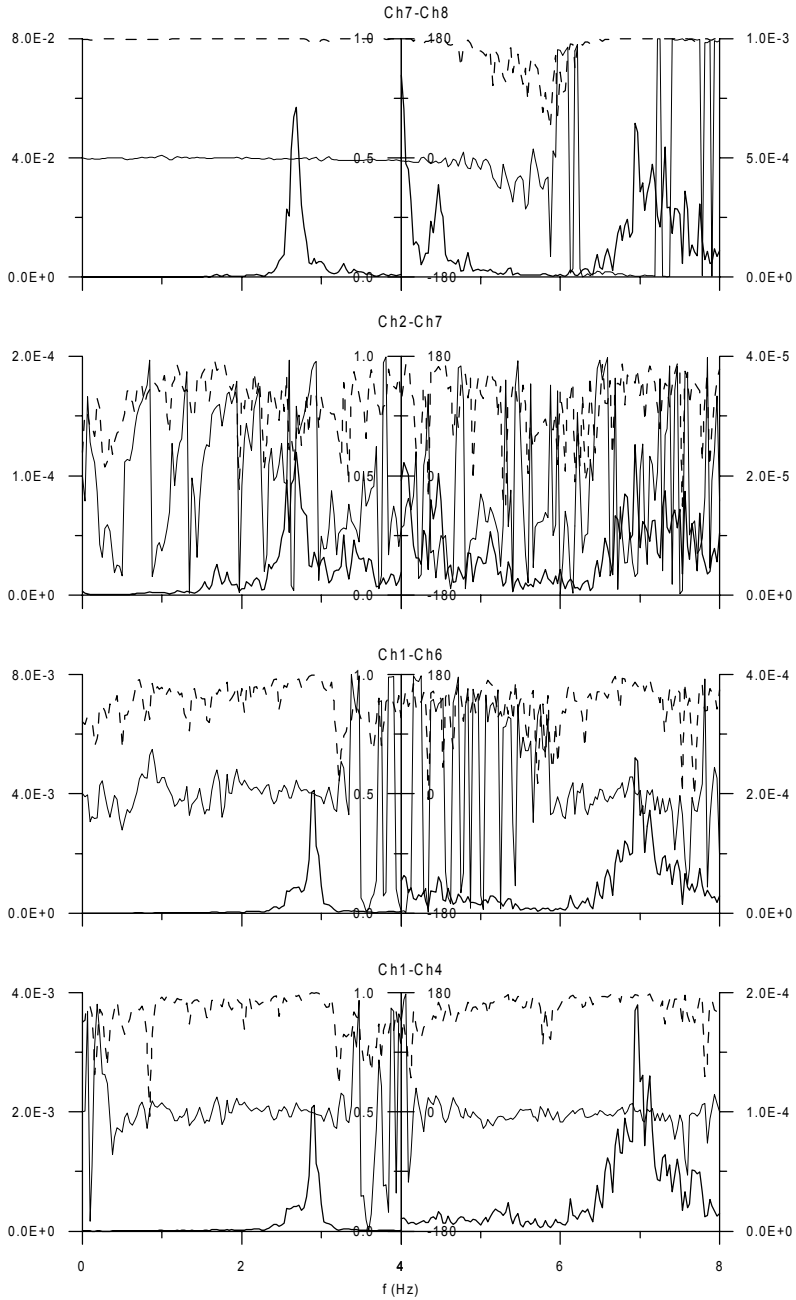


Fig. 8.4 - Config. A: cross-spettri $[(mm/s)^2/Hz]$

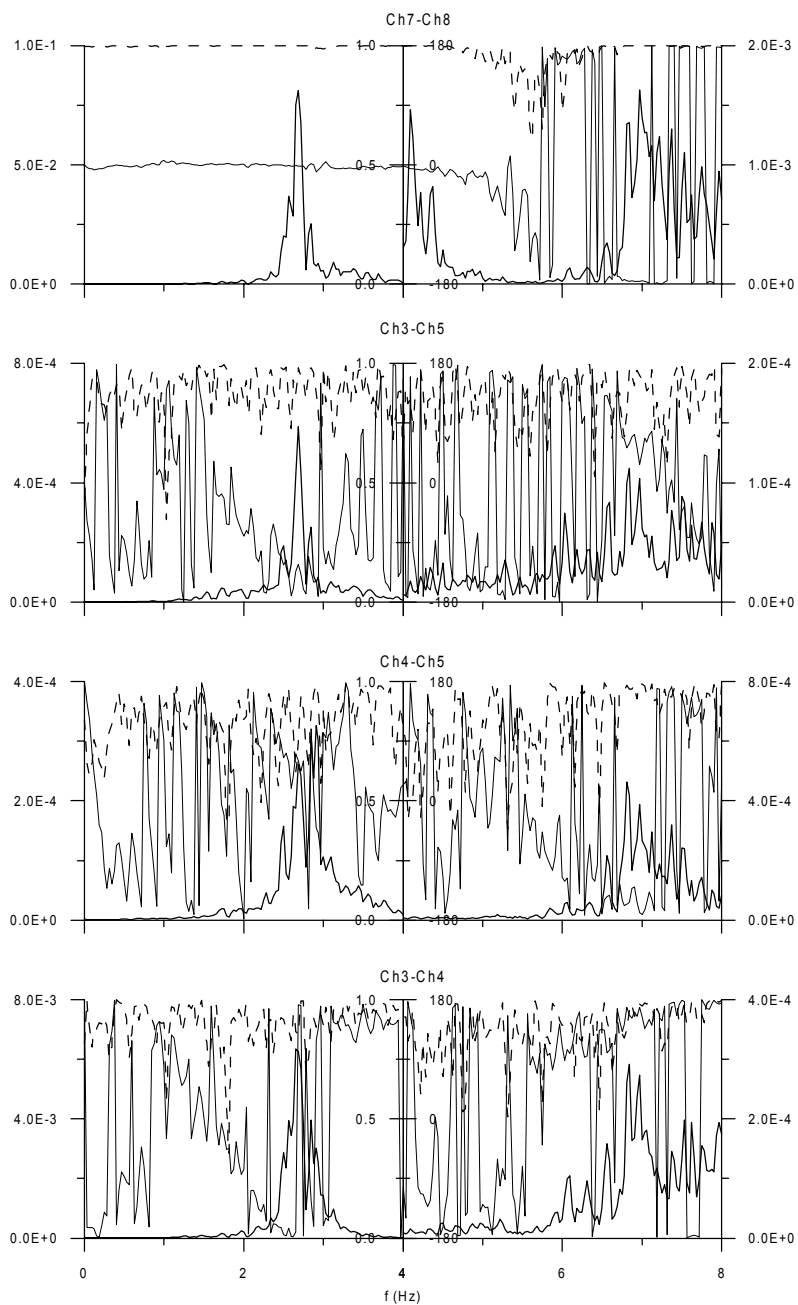


Fig. 8.5 - Config. B: cross-spettri $[(mm/s)^2/Hz]$

I record relativi alla configurazione B consentono di analizzare in maggior dettaglio i movimenti del piano al di sotto della lesione. I cross-spettri Ch3-Ch4, Ch4-Ch5 e Ch3-Ch5 sono consegnati in figura 8.5. La presenza delle già menzionate frequenze è confermata. A 2,7 e 2,9 *Hz* il fattore di fase del cross-spettro dei record Ch3 e Ch5 non è sempre significativo. Lo stesso accade per gli spettri dei record Ch3 e Ch4. La coerenza è sempre buona. Questo comportamento è dovuto sia alla presenza della lesione, che causa non-linearità, sia al basso contributo di Ch5 a queste frequenze. La fase del cross-spettro Ch3-Ch5 non è significativa nell'intervallo [4, 8] *Hz* così come quella del cross-spettro Ch4-Ch5. L'influenza degli edifici connessi risulta determinante nel comportamento dell'insieme strutturale.

8.4 Risposta sismica della struttura danneggiata

La rete accelerometrica fissa consisteva in una terna posizionata al basamento e tre sensori uniassiali posti in sommità (fig. 8.2). 67 *aftershocks* sono stati registrati tra ottobre e dicembre 1996; essi sono stati classificati sulla base dell'intensità di Arias I_A valutata al basamento.



Foto 8.3 - Terna accelerometrica alla base



Foto 8.4 - Accelerometri in sommità

Il comportamento in presenza di terremoti di bassa energia ha confermato i risultati della caratterizzazione dinamica: la frequenza di risonanza di $2,7 \text{ Hz}$ è presente in A5 e A6, mentre la frequenza di $2,9 \text{ Hz}$ è presente per A4. La frequenza di $6,9 \text{ Hz}$ relativa al modo torsionale è anche evidente. Gli auto-spettri mostrano il differente contenuto in frequenza dei record in sommità rispetto a quelli alla base, contenenti le caratteristiche del movimento sismico. Le caratteristiche dinamiche cambiano notevolmente in presenza di eventi a maggiore energia. Si nota una riduzione delle frequenze di risonanza: infatti, la prima frequenza scende a $2,25 \text{ Hz}$ ed è relativa ad un modo con spostamenti prevalenti in direzione N-S. La seconda frequenza è pari a $2,60 \text{ Hz}$ ed è relativa ad un modo con spostamenti prevalenti in direzione W-E.

La frequenza torsionale diventa pari a $5,5 \text{ Hz}$: essa è evidente nel cross-spettro dei sensori paralleli A5 e A6 in sommità, con un fattore di fase pari a 180° . A conferma di ciò va notato che le ampiezze degli auto-spettri dei tre record in sommità sono molto simili.

Un'analisi più dettagliata sui valori delle frequenze di risonanza di tutti gli eventi ha consentito di dividere l'intervallo di energia degli eventi sismici in due parti. Nella prima i valori delle frequenze di risonanza indipendenti dall'energia, nel secondo le prime tre frequenze decrescono linearmente con $\text{Log}(I_A)$. Lo smorzamento mostra valori piuttosto dispersi anche se cresce, ovviamente, con il livello di energia.

8.5 Analisi dinamica dopo l'intervento

Nel dicembre 1999 sono stati effettuati 66 test, disponendo i sensori in sette configurazioni; di queste soltanto tre, utilizzate nella presente analisi, sono mostrate in figura 8.6. Sono state effettuate prove di vibrazioni ambientali e forzate, queste ultime ottenute tramite una massa battente in prossimità del Campanile. Inoltre, si è analizzato il comportamento dinamico della struttura durante il funzionamento delle campane. La durata delle registrazioni era di 64 s per le prove di vibrazioni ambientali e a campane funzionanti, mentre nel caso delle prove forzate mediante impulso si sono analizzate record di 16 s, al fine di evidenziare le vibrazioni libere successive all'impulso.

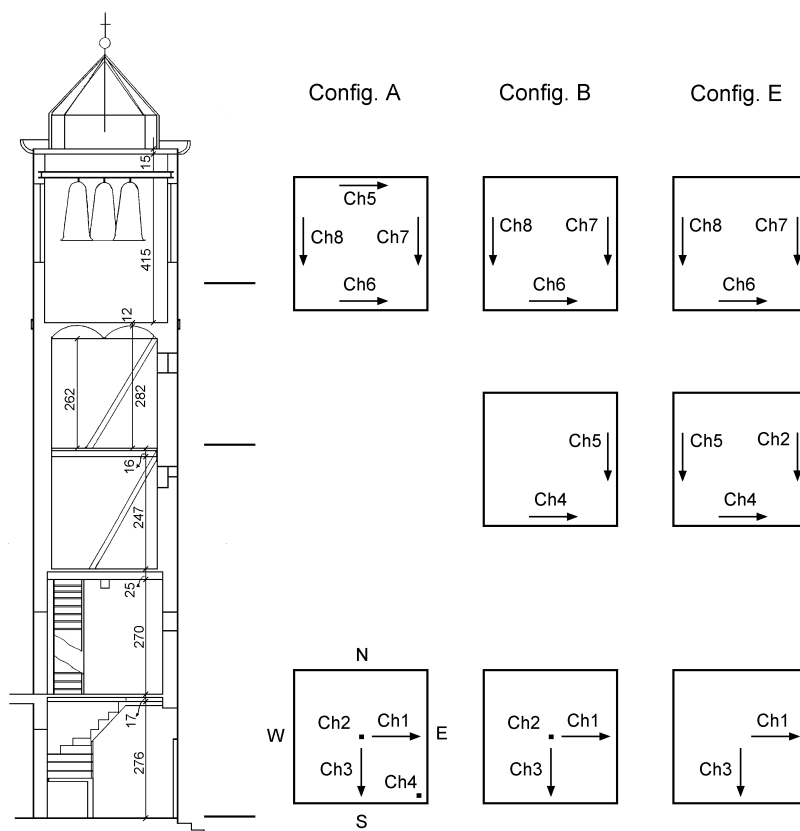


Fig. 8.6 - Configurazioni A, B e E (dopo l'intervento)



Foto 8.5 - Il Campanile dopo l'intervento



Foto 8.6 - Terna sismometrica alla base

Gli auto-spettri dei record relativi alla configurazione A (Test 10) sono consegnati in figura 8.7. Sono evidenti le seguenti frequenze: 3,2, 3,5, 8,0 e 10,0 *Hz*. Le prime due sono relative alle caratteristiche dinamiche del Campanile e le forma modali ad esse associate presentano spostamenti in entrambe le direzioni principali. Infatti, picchi di ampiezza simile, in corrispondenza delle due frequenze, sono presenti negli spettri di tutti i sensori disposti in sommità (Ch5, Ch6, Ch7, Ch8). Alle frequenze più alte sia la coppia di record Ch5-Ch6 sia la Ch7-Ch8 sono in opposizione di fase, evidenziando la presenza di modi torsionali per la torre. In figura 8.8 sono mostrati i cross-spettri più significativi.

L'analisi dei record della configurazione B ha consentito di attribuire l'esistenza di componenti tra 8,0 e 10,0 *Hz* alla presenza degli edifici adiacenti. Infatti, a tali frequenze, gli spettri dei sensori Ch4 e Ch5 mostrano picchi di ampiezza simile o maggiore di quelli degli spettri dei sensori in sommità. In altre parole, non si riscontra alcuna amplificazione a tali frequenze.

I test della configurazione E confermano quanto detto: i sensori sulla stessa parete (Ch2-Ch8 e Ch5-Ch7) sono sempre in fase a queste frequenze (8,0 – 10,0 *Hz*). Le ampiezze spettrali dei record sulla parete esterna (parete E) sono sempre maggiori di quelli della parete interna, essendo la prima connessa direttamente agli edifici adiacenti. In figura 8.9 sono riportati i cross-spettri più significativi.

8.6 Conclusioni

Il confronto tra il comportamento dinamico prima e dopo il consolidamento porta alle seguenti considerazioni:

- le prime frequenze di risonanza aumentano: la prima passa da 2,7 a 3,2 *Hz*, la seconda da 2,9 a 3,5 *Hz*. Può, quindi, asserirsi che la struttura risulta più rigida;
- le forma modali associate alle nuove frequenze sono diverse dalle precedenti, in quanto la struttura mostra spostamenti in entrambe le direzioni principali in corrispondenza delle prime due frequenze;
- la frequenza torsionale, molto evidente nella struttura danneggiata, risulta non molto chiara dopo l'intervento; l'input dovuto agli edifici adiacenti provoca effetti torsionali nella parte superiore della torre;
- il contributo dei dispositivi non è stato evidente in presenza di basse sollecitazioni: ciò sembra essere coerente con lo stato tensionale di progetto dei dispositivi stessi.

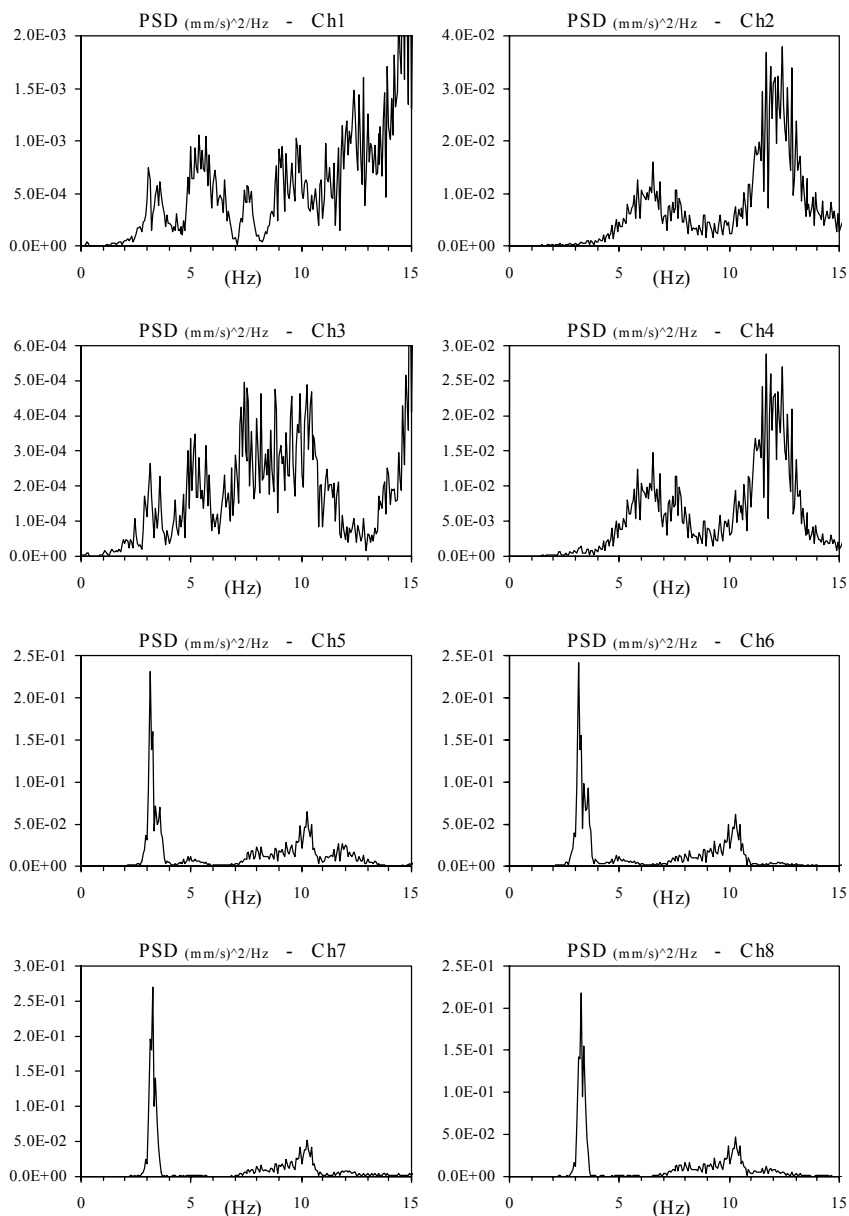


Fig. 8.7 - Config. A: auto-spettri

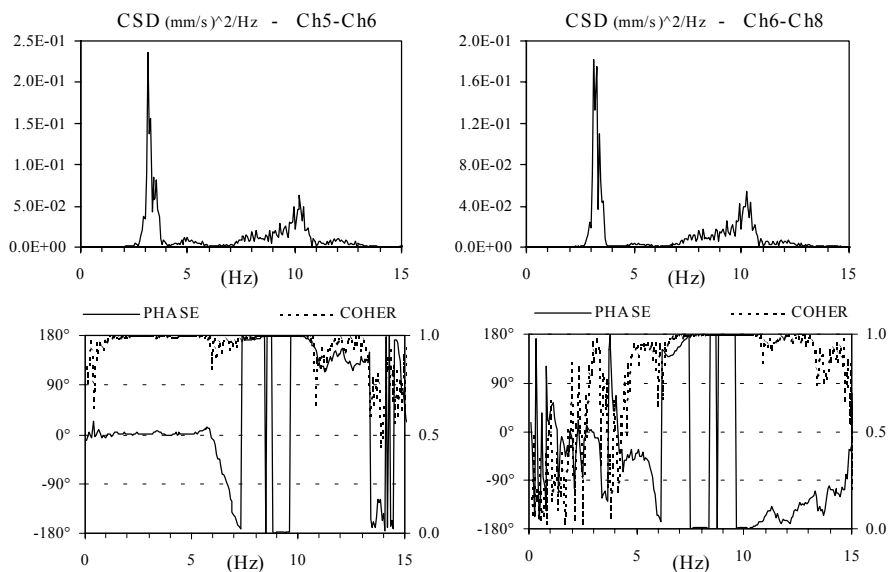


Fig. 8.8 - Config. A: cross-spettri Ch5-Ch6 e Ch6-Ch8

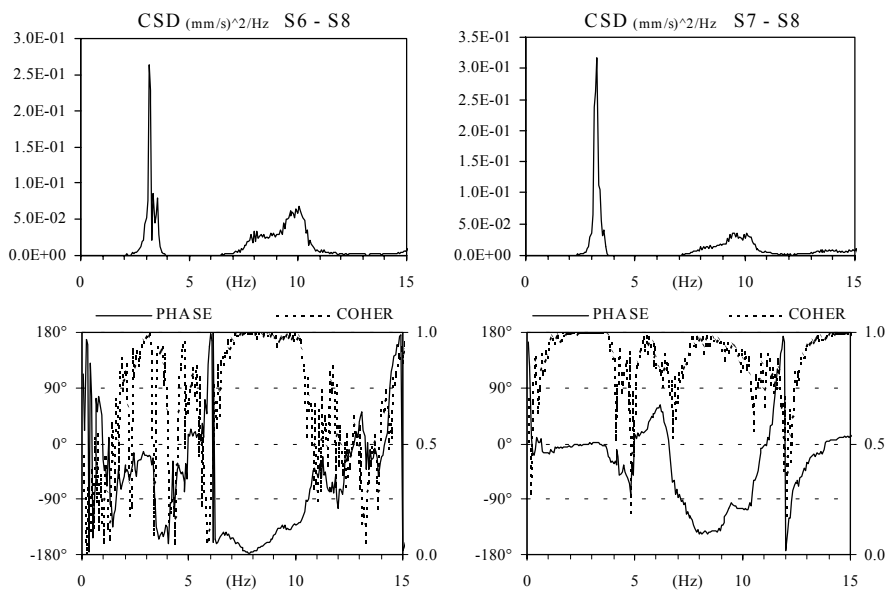


Fig. 8.9 - Config. E: cross-spettri Ch2-Ch5, Ch2-Ch8, Ch4-Ch6, Ch7-Ch8

9. Il Duomo di Orvieto

Le numerose scosse che hanno caratterizzato la crisi sismica umbro-marchigiana del settembre-ottobre 1997, hanno messo a dura prova il patrimonio monumentale della zona. Il primo evento, verificatosi il 26 settembre alle 2,33, ha avuto una magnitudo $M_L=5,5$; l'epicentro è stato localizzato a Colfiorito (Lat. $43,0^\circ\text{N}$, Lon. $12,9^\circ\text{E}$). Altre due scosse, di magnitudo 5,8 e 4,7 rispettivamente, sono state registrate alle 11,40 e 11,46 dello stesso giorno. Numerose altre scosse si sono verificate, molte delle quali con magnitudo maggiore di 3,0. Il sisma ha avuto effetti anche ad Orvieto, distante circa 70 km dalla zona epicentrale, dove si è temuto per la stabilità del famoso Duomo. Le prime scosse del 26 settembre, infatti, hanno determinato l'apertura di lesioni, in parte già esistenti, specialmente nelle volte della Cappella del Corporale. L'ENEA ha effettuato prove di vibrazioni ambientali e forzate pochi giorni dopo le prime scosse, focalizzando l'attenzione sulle volte lesionate.



Foto 9.1 - Il Duomo di Orvieto: la navata principale

9.1 Descrizione della struttura

Il Duomo di Orvieto, di stile Romanico-Gotico, fu realizzato tra il 1290 e il 1320. La sua famosissima facciata è costituita da una preziosa combinazione di marmi e mosaici. La navata principale, larga 17 m e lunga 59 m , è separata dalle navate laterali, larghe $8,5\text{ m}$, da due file di sei archi a tutto sesto poggianti su colonne circolari. La copertura è costituita da capriate in legno poggianti su setti murari sostenuti dagli archi a tutto sesto suddetti.



Foto 9.2 - Il Duomo di Orvieto: le colonne

La copertura del transetto è costituita da tre volte a crociera, la centrale larga come la navata principale e le altre due larghe quanto le navate laterali. Dal transetto è possibile accedere alle cappelle del Corporale e di San Brizio, entrambe con copertura a volta a crociera. L'attuale zona del coro era, originariamente, una semplice abside e, come le due cappelle laterali, è stata realizzata in fasi successive, murando preesistenti archi rampanti. Al di sotto del transetto e del coro sono presenti dei vecchi locali in muratura adibiti ad officina e deposito.

9.2 Strumentazione e analisi dei dati

Sono stati utilizzati otto sismometri Kinematics SS1, un acquisitore HP3566A e un computer portatile. I segnali registrati dagli otto sismometri sono stati raccolti dall'acquisitore ed analizzati, in tempo reale, tramite software HP per avere una prima stima dei risultati. I sensori sono stati disposti in numerose differenti configurazioni, per ognuna delle quali si sono registrate cinque *time-history* di 64 s, per verificare la ripetitività delle caratteristiche vibrazionali e per ottenere i valori medi.

Per ciascuna configurazione sono state effettuate prove di vibrazioni ambientali. Per le volte sono state effettuate anche prove di vibrazioni forzate. Le figure 9.1÷9.5 mostrano le configurazioni utilizzate nella presente analisi. Il processamento dei dati è stato effettuato nel dominio delle frequenze calcolando, per ciascuna registrazione, la densità spettrale di potenza (PSD) e per ogni coppia di registrazioni la densità spettrale incrociata (CSD), in termini di ampiezza e fase, e la relativa funzione di coerenza.

9.3 Caratteristiche dinamiche della struttura principale

Le figure 9.1a e 9.1b mostrano la disposizione dei sensori nelle due configurazioni relative alla struttura principale. I sismometri S1 e S7 erano al livello del calpestio della chiesa, gli altri erano sulle pareti al di sopra delle colonne. Auto- e cross-spettri più significativi sono riportati nelle figure 9.6 e 9.7, rispettivamente per le configurazioni di figure 9.1a e 9.1b. Negli spettri dei record in direzione trasversale è sempre presente un picco a 2,5 Hz (fig. 9.6). Le pareti della navata mostrano anche risonanze a 1,1 e 1,5 Hz, associate rispettivamente a modi di vibrazione antisimmetrico e simmetrico delle stesse, come si evince dall'essere S3 e S5 in opposizione di fase a queste frequenze. La frequenza 1,9 Hz è relativa ad un modo superiore delle pareti.

In direzione longitudinale sono state individuate le frequenze 1,35 e 2,0 Hz e sono presenti anche picchi in corrispondenza di 2,5 Hz. L'analisi dei record alla base della navata principale ha evidenziato la presenza di molte risonanze, in particolare 4,0, 7,3 e 22,8 Hz.

In figura 9.2 è mostrata la configurazione relativa al transetto. Picchi in corrispondenza di frequenze molto simili a quelle già individuate nelle precedenti configurazioni sono presenti negli spettri (fig. 9.8). Ciò dimostra l'esistenza di un'efficace connessione tra il transetto e la navata principale.

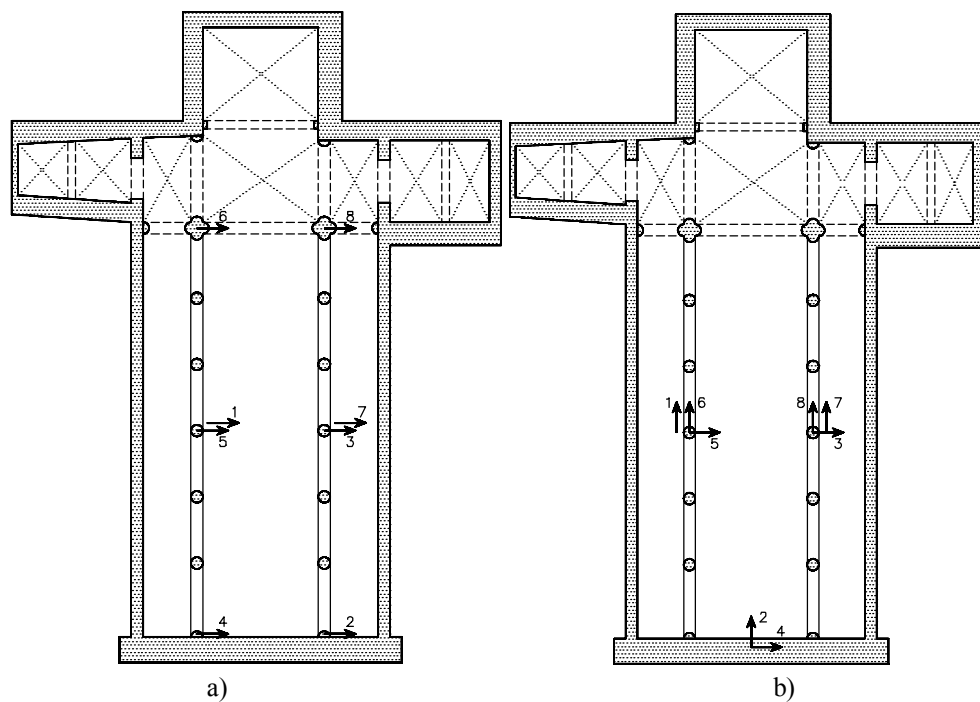


Fig. 9.1 - Disposizione dei sensori sulla struttura principale

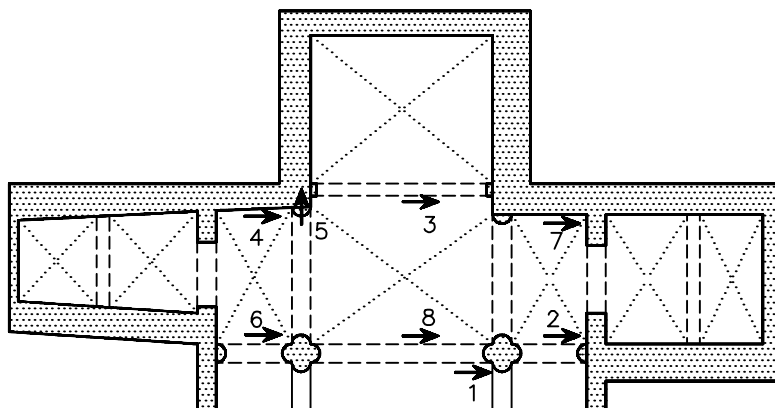


Fig. 9.2 - Disposizione dei sensori sul transetto

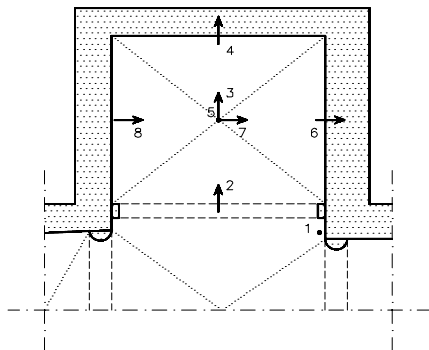


Fig. 9.3 - Volta del Coro

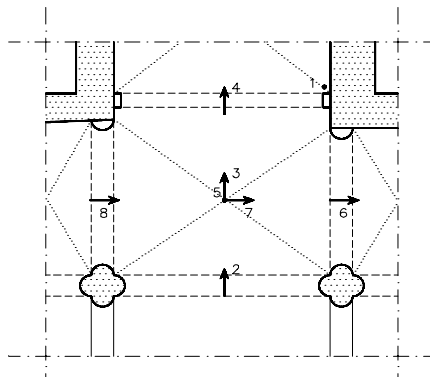
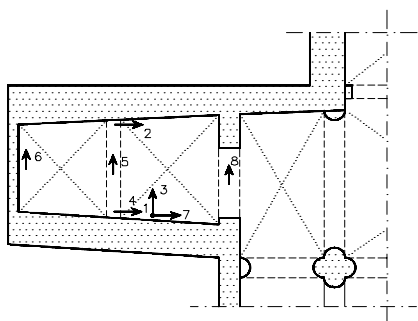
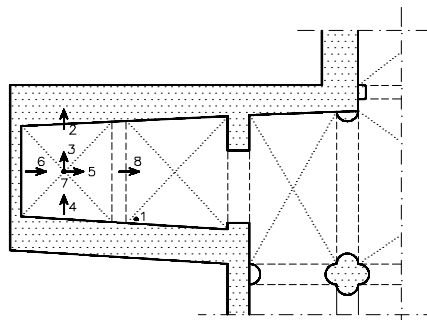


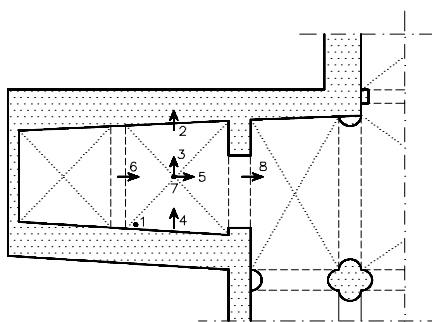
Fig. 9.4 - Volta del Transetto



a)



b)



c)

Fig. 9.5 - Cappella del Corporale

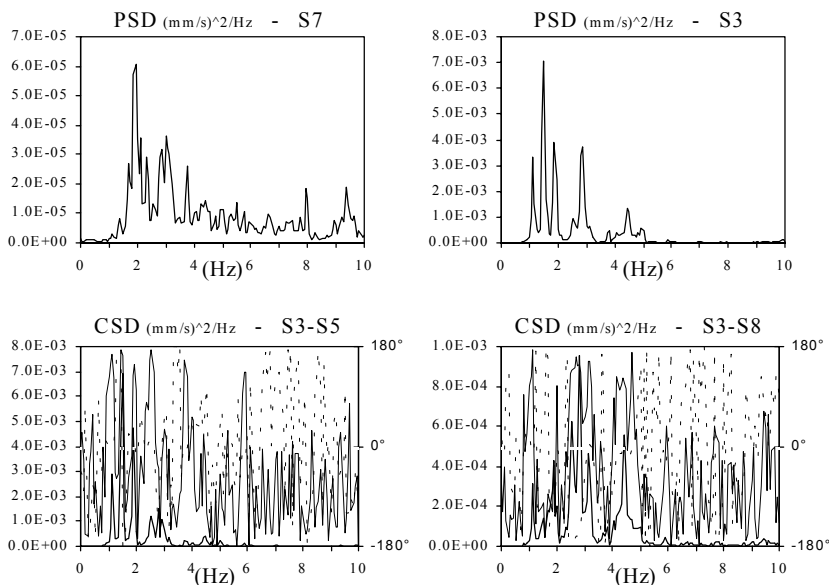


Fig. 9.6 - Auto-spettri S7 e S3, cross-spettri S3-S5 e S3-S8 (Config. fig. 1a)

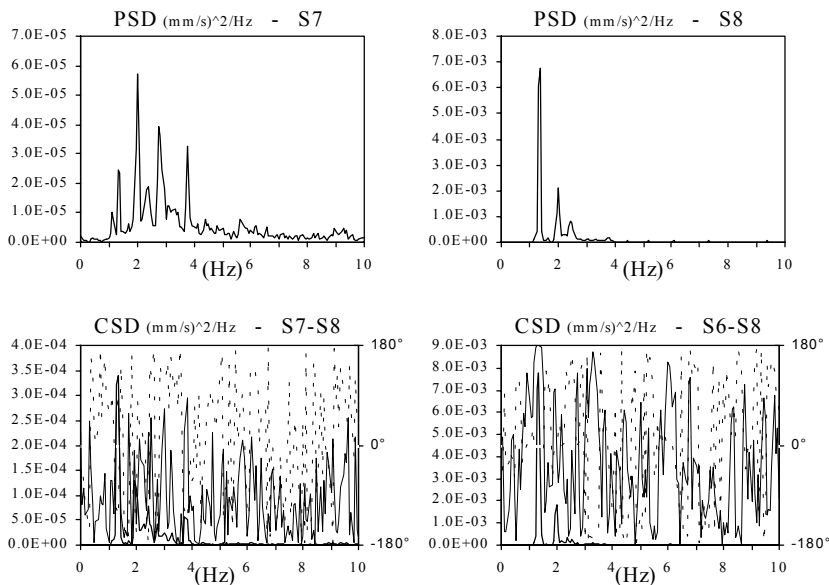


Fig. 9.7 - Auto-spettri S7 e S8, cross-spettri S7-S8 e S6-S8 (Config. fig. 1b)

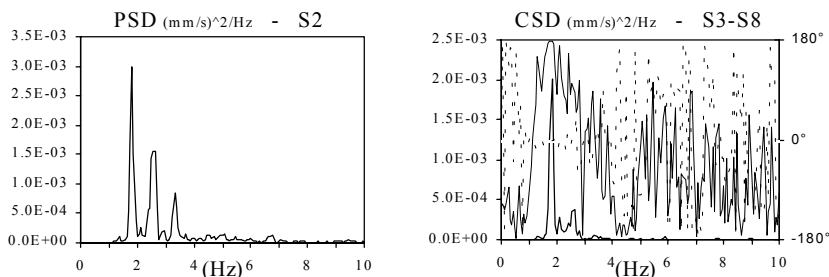


Fig. 9.8 - Auto-spettro S2, cross-spettro S3-S8 (Transetto)

9.4 Le volte del coro e del transetto

Con i sensori disposti sulla volta del coro (fig. 9.3) sono state effettuate sia prove di vibrazioni ambientali sia forzate. In figura 9.9 sono messi a confronto gli auto-spettri relativi al comportamento in presenza di solo rumore (a), in occasione di un evento di bassa intensità (b) e durante il suono delle campane, prendendo in esame sia il caso di una campana (c) che di cinque campane (d). Innanzitutto si nota la differente ampiezza spettrale nei vari casi e la variazione della posizione dei picchi. Infatti, picchi a 3,0 e 3,5 Hz sono evidenti nel caso di vibrazioni ambientali. Un picco molto evidente a 3,2 Hz si riscontra nel caso di una sola campana, mentre molti picchi sono presenti nel caso di cinque campane. La risposta sismica, infine, è caratterizzata da una frequenza principale a 1,9 Hz ma anche da molte altre componenti.

In figura 9.10 sono mostrate le *time-history* al livello del calpestio della chiesa e in chiave alla volta del coro. È evidente l'amplificazione dalla base alla sommità, che diventa ancora maggiore nel caso di sisma. Gli spettri più significativi ottenuti durante l'evento sismico sono riportati in figura 9.11. Un picco molto evidente a 1,9 Hz è presente in tutti i cross-spettri con valori significativi di fase e coerenza. S2 e S4 sono in fase a 1,9 Hz; lo stesso accade per S6 e S8, mentre S5 e S4 sono in opposizione di fase. Si deduce chiaramente che, nella forma modale corrispondente, mentre la chiave si muove verticalmente su e giù, le imposte si muovono orizzontalmente verso l'interno e l'esterno rispettivamente.

In presenza di vibrazioni ambientali, la volta del transetto presenta le stesse frequenze di risonanza della struttura principale. Il comportamento di questa volta in presenza di un impulso è stato analizzato lasciando cadere una piccola massa sulla volta stessa ed analizzando le successive vibrazioni libere per una durata di

4,0 s. L'impulso ha eccitato le stesse frequenze evidenziate nelle prove di vibrazioni ambientali e anche frequenze più elevate, tra 8,0 e 13,0 Hz e tra 30 e 40 Hz. La presenza di tali frequenze è molto importante, in quanto presenti anche nelle registrazioni del sisma umbro-marchigiano. La risposta sismica della volta del transetto è caratterizzata da due risonanze, 2,0 e 2,5 Hz (fig. 9.12). Gli scostamenti riscontrati tra la risposta alle vibrazioni ambientali e quella sismica è dovuta alla non-linearità del comportamento strutturale.

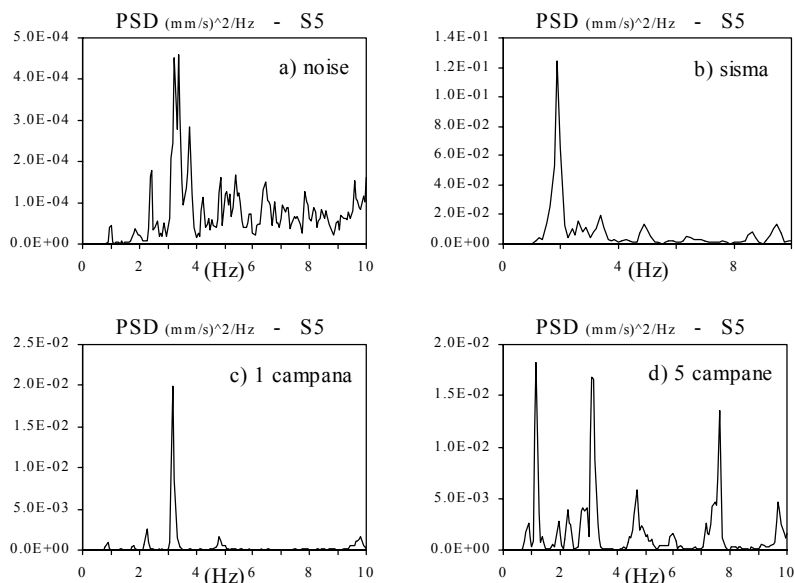


Fig. 9.9 - Auto-spettri S5 nei vari casi (Volta del coro)

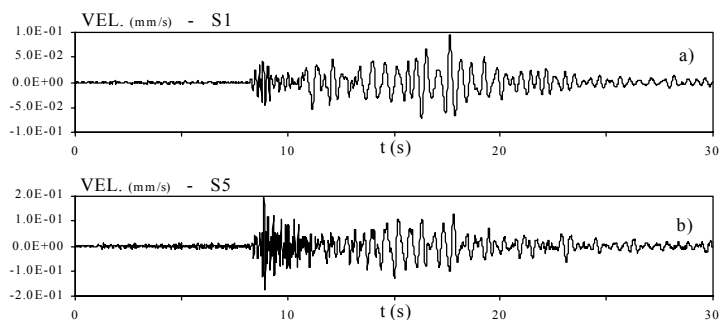


Fig. 9.10 - Time-history S1 e S5 (Volta del coro)

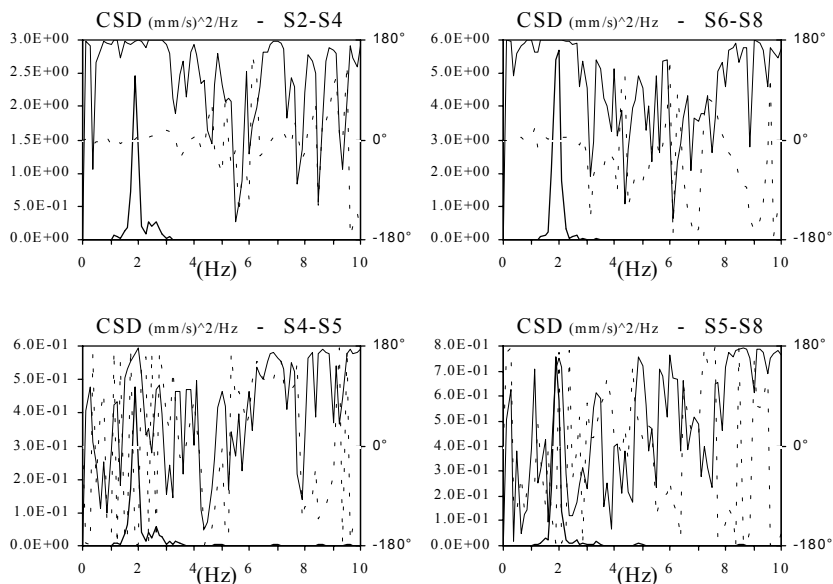


Fig. 9.11 - Cross-spettri S2-S4, S6-S8, S4-S5, S5-S8 (Volta del coro)

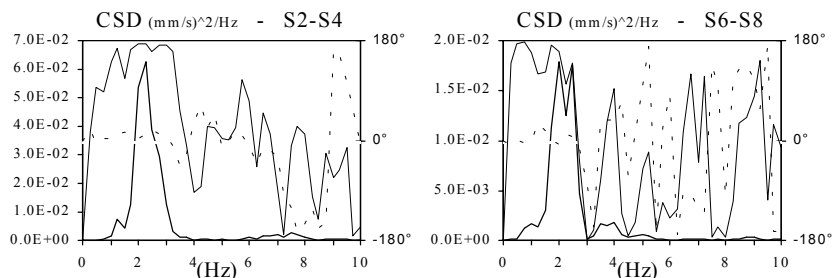


Fig. 9.12 - Cross-spettri S2-S4 e S6-S8 (Volta del transetto)

9.5 La Cappella del Corporale

Negli spettri dei record della Cappella del Corporale (fig. 9.13) sono presenti picchi a 1,8 e 2,5 Hz e altre risonanze tra 3,0 e 3,5 Hz, associate a modi locali, nei quali la struttura si muove in direzione longitudinale, indipendentemente dalla struttura della navata principale. In figura 9.14 sono riportati i cross-spettri relativi alle vibrazioni forzate della volta esterna della Cappella del Corporale (configurazione

di figura 9.5b). È evidente un picco a 11,5 Hz, associato ad un modo della volta, mentre il fattore di fase assume valori non sempre significativi a causa del comportamento non lineare della volta, danneggiata dal sisma.

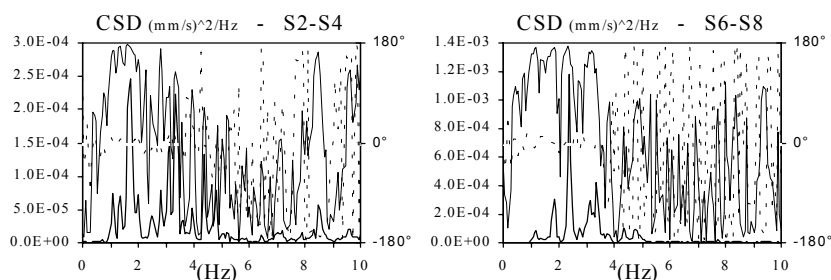


Fig. 9.13 - Cross-spettri S2-S4 e S6-S8 (Cappella del Corporale – 5a)

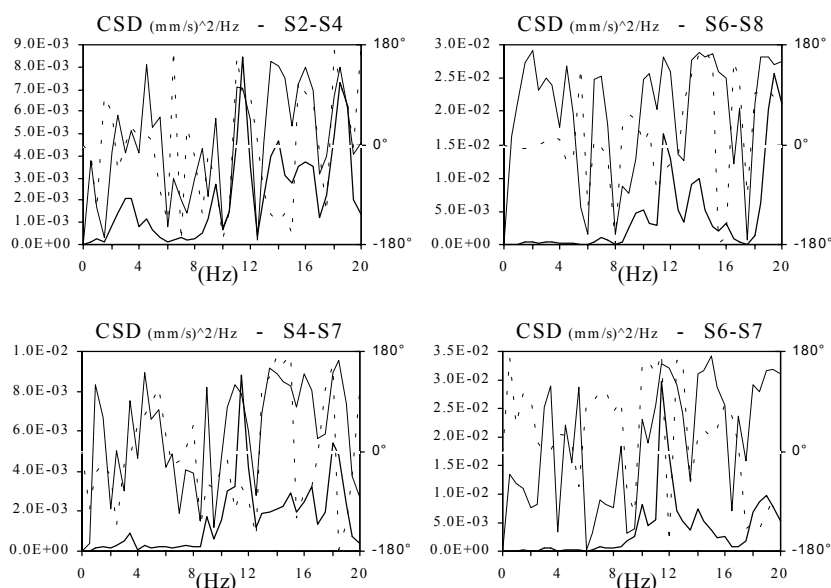


Fig. 9.14 - Cross-spettri S2-S4, S6-S8, S4-S7 e S6-S7 (Cappella del Corporale–5b)

Gli spettri in figura 9.15 sono relativi alla volta interna della Cappella del Corporale (configurazione di figura 9.5c). I picchi alle basse frequenze sono associati ai modi della Cappella già descritti analizzando gli spettri di figura 9.13. Appare una risonanza a 13,5 Hz. Anche in questo caso il fattore di fase e la funzione di coerenza non sono sempre significativi a causa del comportamento non

lineare della volta. Tale considerazione trova conferma nel confronto tra le vibrazioni forzate e libere della Cappella del Corporale, che presentano caratteristiche diverse.

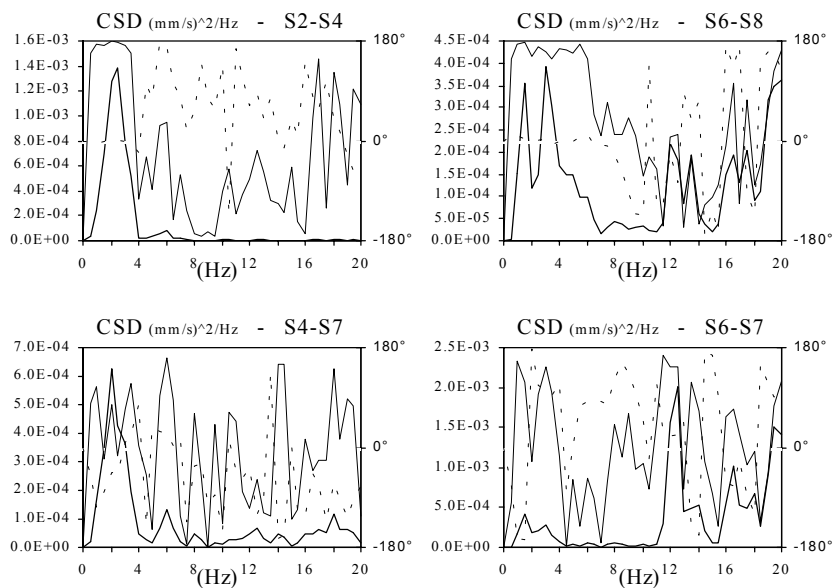


Fig. 9.15 - Cross-spettri S2-S4, S6-S8, S4-S7 e S6-S7 (Cappella del Corporale-5c)

9.6 Conclusioni

I risultati delle prove dinamiche del Duomo di Orvieto hanno mostrato un buon comportamento della struttura sia nel caso di vibrazioni ambientali che di quelle forzate. Il comportamento della struttura è quasi lineare per le sollecitazioni cui è stata sottoposta. I risultati delle prove di vibrazione ambientale hanno fornito le frequenze di risonanza della struttura e delle volte.

La struttura principale della navata mostra un buon comportamento anche se non esiste una connessione rigida tra i muri longitudinali. Infatti, la copertura in legno è semplicemente appoggiata sulle pareti murarie e il vincolo orizzontale è esclusivamente di tipo attritivo. Diverse risonanze strutturali, associate a diverse forme modali, sono state riconosciute.

Le prove forzate sulle volte mostrano frequenze di risonanza leggermente differenti da quelle ottenute con le vibrazioni ambientali. Significative differenze

sono state osservate nelle registrazioni sulle volte del coro e del transetto in presenza di azioni sismiche. Ciò è imputabile sia al comportamento non lineare della muratura sia alla presenza di alcune lesioni nelle volte.

10. Analisi sismica di un arco murario

Nell'ambito di una convenzione con la Soprintendenza per i Beni Ambientali, Architettonici, Artistici e Storici per le province di Caserta e Benevento (SBAAAS) per l'esecuzione di indagini relative ai lavori di consolidamento, ricerca, studio e sperimentazione, finalizzati alla prevenzione del rischio sismico della Chiesa di S. Rocco in Guardia Sanframonti e del Campanile della Chiesa di S. Francesco in Montesarchio, entrambi in provincia di Benevento, l'ENEA ha effettuato un insieme di studi riguardanti la caratterizzazione dinamica delle strutture citate mediante il rilievo delle vibrazioni ambientali e forzate, le indagini sulla sismicità dei siti e le prove su tavola vibrante di elementi strutturali selezionati. Quest'ultima linea di attività, in particolare, ha riguardato test sismici su due archi in muratura di tufo. Nel seguito si riportano i risultati delle prove effettuate sul secondo arco.



Foto 10.1 - I due archi soggetti a prova

10.1 Caratteristiche geometriche dell'arco e materiali

L'arco testato, rappresentato in figura 10.1, aveva l'intradosso semicircolare con diametro di 200 cm e spessore pari a 20 cm. Alle imposte esso poggiava su due pareti alte 70 cm e con spessore di 50 cm. La pareti proseguivano al di sopra della imposte, con uno spessore di 35 cm per contenere il rinfiacco. Ne consegue che l'angolo effettivo di apertura era $\beta=120^\circ$. La struttura, che voleva schematizzare la porzione centrale di una volta a botte, aveva una dimensione trasversale di 150 cm e non presentava timpani terminali né irrigidimenti trasversali intermedi.

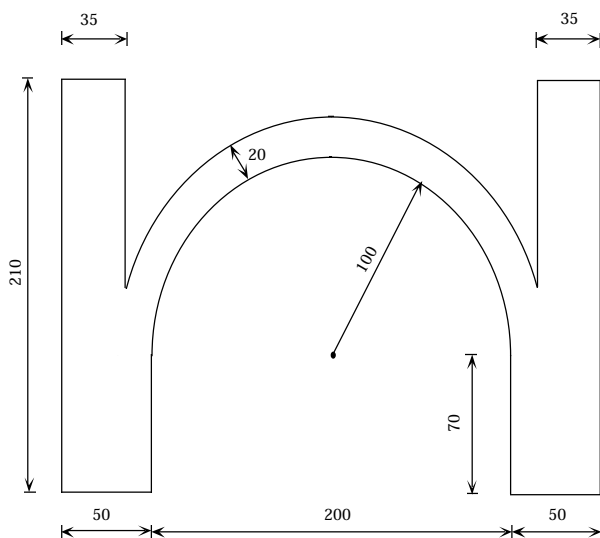


Fig. 10.1 - Caratteristiche geometriche dell'arco

L'arco, in muratura di tufo giallo e malta povera, molto comune nel sud Italia, pesava 51,0 kN; il riempimento, realizzato con sacchi riempiti con materiale di risulta, derivante dalla frantumazione dei blocchi di tufo, aveva un peso di 14,1 kN. La struttura è stata vincolata alla tavola mediante un telaio metallico, composto da profili ad U, posti al basamento delle pareti e bullonati alla tavola. Il peso degli elementi metallici era di 5,0 kN, quindi il peso totale risultante gravante sulla tavola era di 70,1 kN.

Le prove sono state effettuate al laboratorio del Centro Ricerche ENEA Casaccia (Dipartimento Innovazione Tecnologica). La tavola ha dimensioni 4,0 m*4,0 m e può sopportare un peso di 100 kN; ha sei gradi di libertà ed è pilotata attraverso un sistema di controllo (LMS) nell'intervallo di frequenza]0, 50[Hz. I

valori massimi tollerabili in termini di accelerazione, velocità e spostamento sono pari a 3 g, 5 m/s e 12,5 cm, rispettivamente.

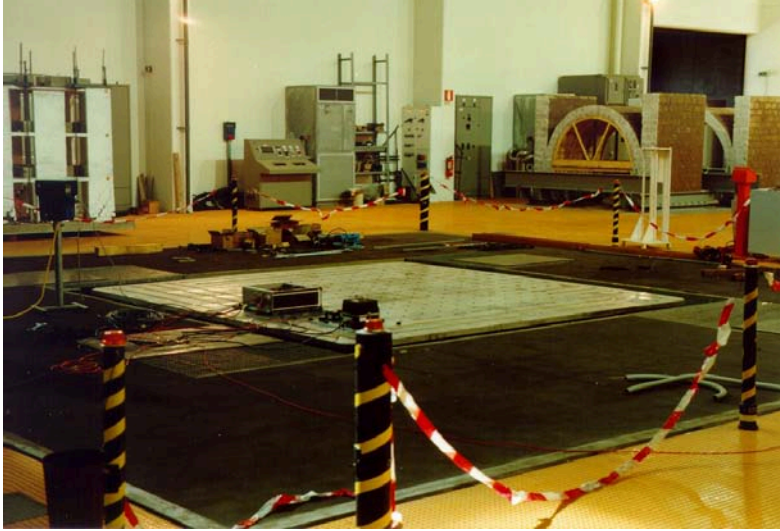


Foto 10.2 - La tavola vibrante del Centro Ricerche Casaccia

10.2 Descrizione delle prove

La strumentazione utilizzata consisteva in 20 accelerometri ENDEVCO 224C con banda passante in frequenza tra 2,0 and 15000 Hz, e sensibilità 10 pC/g. Sono stati anche disposti sulla struttura otto LVDT (trasduttori di spostamento relativo) con spostamento massimo di 2,54 cm, sensibilità pari a 0,2 V/mm, e banda passante fino a 50 Hz. La disposizione dei sensori (soltanto quelli necessari per la presente analisi) è mostrata in figura 10.2.

La struttura è stata sottoposta alla componente W-E dell'accelerazione registrata a Sturmo in occasione del sisma Campano-lucano del 1980, agente in direzione longitudinale, in modo da avere uno stato di sollecitazione piano. Il segnale è stato preventivamente filtrato alle basse frequenze, fino a 2,0 Hz per evitare spostamenti maggiori di quelli tollerabili dalla tavola.

È stata effettuata una prova di caratterizzazione dinamica (C1) e, successivamente, una serie di test ad intensità crescente. Nel primo test (T1) la *time-history* originaria è stata scalata in modo da avere un picco pari a 0,1 g; nella seconda (T2) il picco era 0,2 g e così via fino ad un picco massimo di 0,7 g, pari a

circa il doppio del picco effettivamente registrato a Sturno, che era pari a 0,34 g. La prova con picco di 0,7 g (T7) è stata interrotta per la caduta di alcuni blocchi di tufo ed è stata ripetuta (T8).

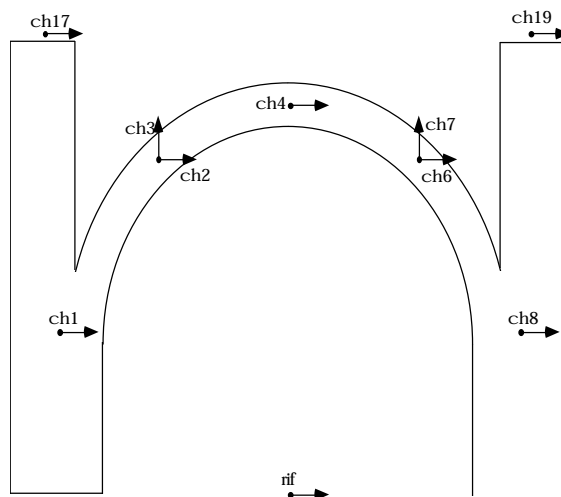


Fig. 10.2 - Disposizione dei sensori

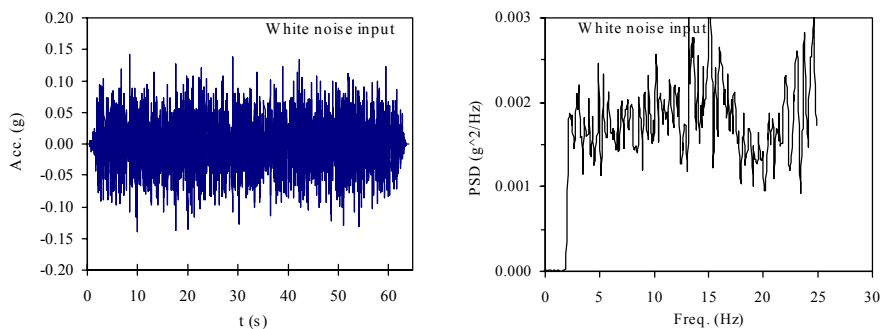


Fig. 10.3 - Rumore bianco: time-history e PSD

Ciascun test è stato seguito da una prova di caratterizzazione dinamica, al fine di valutare le variazioni delle proprietà dinamiche e gli effetti dei danni. In definitiva sono stati effettuati otto test sismici e nove prove di caratterizzazione dinamica. Queste ultime sono state effettuate sollecitando la struttura con un rumore bianco; in figura 10.3 sono riportate la *time-history* registrata sulla tavola

durante le caratterizzazioni e la relativa auto-densità spettrale. Tutte le *time-history* sono state digitalizzate con un passo di campionamento di 0,02 s.

La formazione delle successive lesioni è stata rilevata; l'arco ha raggiunto il collasso mediante la formazione di un meccanismo, con cerniere in corrispondenza delle sezioni fessurate. L'analisi è stata interrotta prima del crollo. I dati registrati sono stati analizzati nel dominio della frequenza, calcolando anche la funzione di trasferimento tra ciascun record e quello alla base.

10.3 Risultati

Un'analisi preliminare di tutti i test sismici ha consentito di determinare quelli in corrispondenza dei quali si sono verificate le variazioni più significative delle caratteristiche dinamiche dell'arco. Quindi l'attenzione è stata focalizzata sulle prove di caratterizzazione che hanno seguito tali test.

La figura 10.4 mostra la variazione della prima frequenza nelle successive caratterizzazioni. Come può notarsi, la riduzione della frequenza non è progressiva ma concentrata in tre fasi della sperimentazione. In particolare i test T3, T6 e T8 hanno determinato riduzioni molto importanti della prima frequenza di risonanza, mentre per gli altri non si sono riscontrate variazioni significative. Il valore finale della frequenza è pari a circa la metà del valore iniziale. In figura 10.5 sono diagrammati gli spettri relativi alle postazioni più significative.

La variazione delle proprietà dinamiche sono state correlate al danno crescente nella struttura.

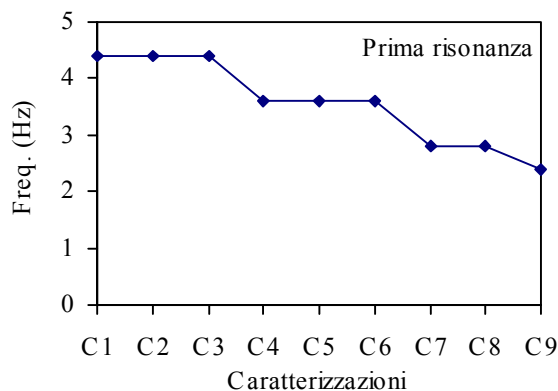


Fig. 10.4 - Prima frequenza nelle successive caratterizzazioni

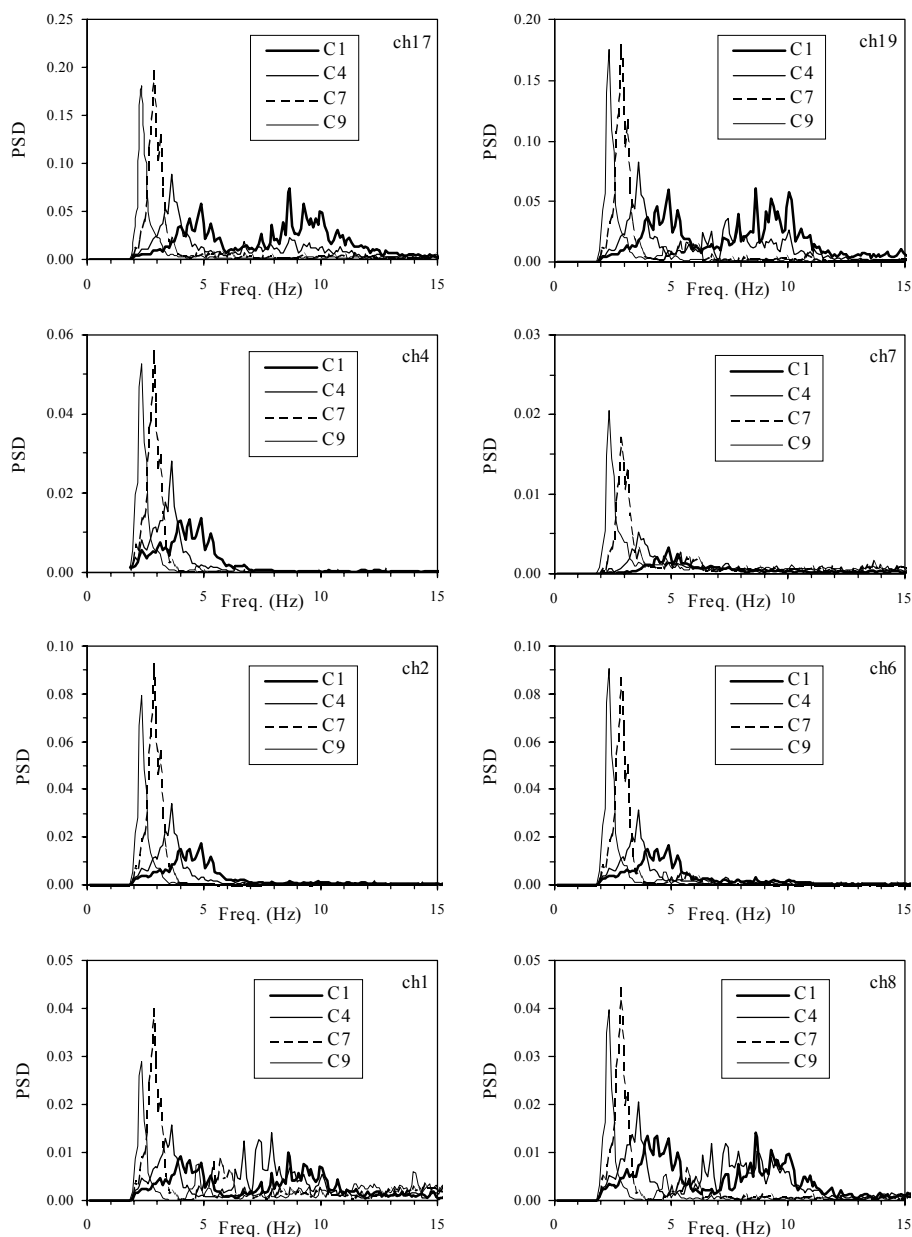


Fig. 10.5 - Auto-spettri nelle caratterizzazioni C1, C4, C7 e C9

Infatti, dopo il test T3 erano evidenti lesioni alle imposte e alle reni ed anche alla base delle pareti. Dopo il test T6, le lesioni interessavano l'intero spessore dell'arco, denotando la formazione delle cerniere; pertanto, da questo punto in poi, l'arco si è comportato come un meccanismo. Ovviamente la struttura era in equilibrio stabile sotto i carichi verticali. Come già detto alcuni blocchi sono caduti durante il test T7, che è stato ripetuto dopo aver ricollocato i blocchi al loro posto.

Gli spettri relativi alla C1 mostrano amplificazioni strutturali negli intervalli $[4, 5]$ Hz e $[9, 10]$ Hz, nei quali sono certamente presenti due frequenze della struttura. Va osservato che:

- più di un picco è evidente negli spettri in corrispondenza degli intervalli suddetti e, pertanto, le effettive frequenze sono di difficile identificazione. Tale comportamento è dovuto all'input adottato nelle caratterizzazioni (fig. 10.3) ma anche alla complessità della risposta dinamica della struttura. I vari spettri mostrano picchi a frequenze diverse tra loro. Dall'analisi delle funzioni di trasferimento si è ritenuto di poter assumere per le prime due frequenze i valori di 4,4 Hz e 8,6 Hz;
- la coerenza assume quasi sempre valore unitario, mentre la fase non è sempre significativa per tutte le coppie di sensori; dal cross-spettro tra i record ch1 e ch8 si deduce che la forma modale associata alla prima frequenza è emisimmetrica, mentre la seconda è simmetrica (fig. 10.6a);
- è evidente l'amplificazione dalle postazioni inferiori a quelle superiori, in particolare nell'intervallo di frequenza maggiore e con riferimento ai sensori ch17 e ch19; per questi i picchi sono traslati a frequenze maggiori.

Dopo il test T3 la prima frequenza di risonanza è diminuita a 3,6 Hz, il picco è più evidente nella C4 rispetto alla C1, ma sono presenti anche altri picchi; la seconda frequenza è pari a 7,9 Hz, pertanto le prime due frequenze hanno subito riduzione pari al 18% e 8%, rispettivamente. Gli spettri relativi alla C7 mostrano picchi molto evidenti a 2,8 Hz, mentre la seconda risonanza è a 5,7 Hz; le riduzioni corrispondenti sono rispettivamente del 36% e 34%. Nella C9 la prima frequenza è 2,4 Hz e la seconda 4,8 Hz; entrambe si sono ridotte del 45% del loro valore iniziale.

Passando dalla C1 alla C9 in tutti gli spettri i picchi diventano più evidenti e le ampiezze spettrali sempre maggiori. Essendo l'input costante nelle varie caratterizzazioni, si deduce che l'energia in input si trasferisce a componenti in frequenza più vicine a quella principale. Le forme modali associate a queste frequenze non subiscono variazioni significative.

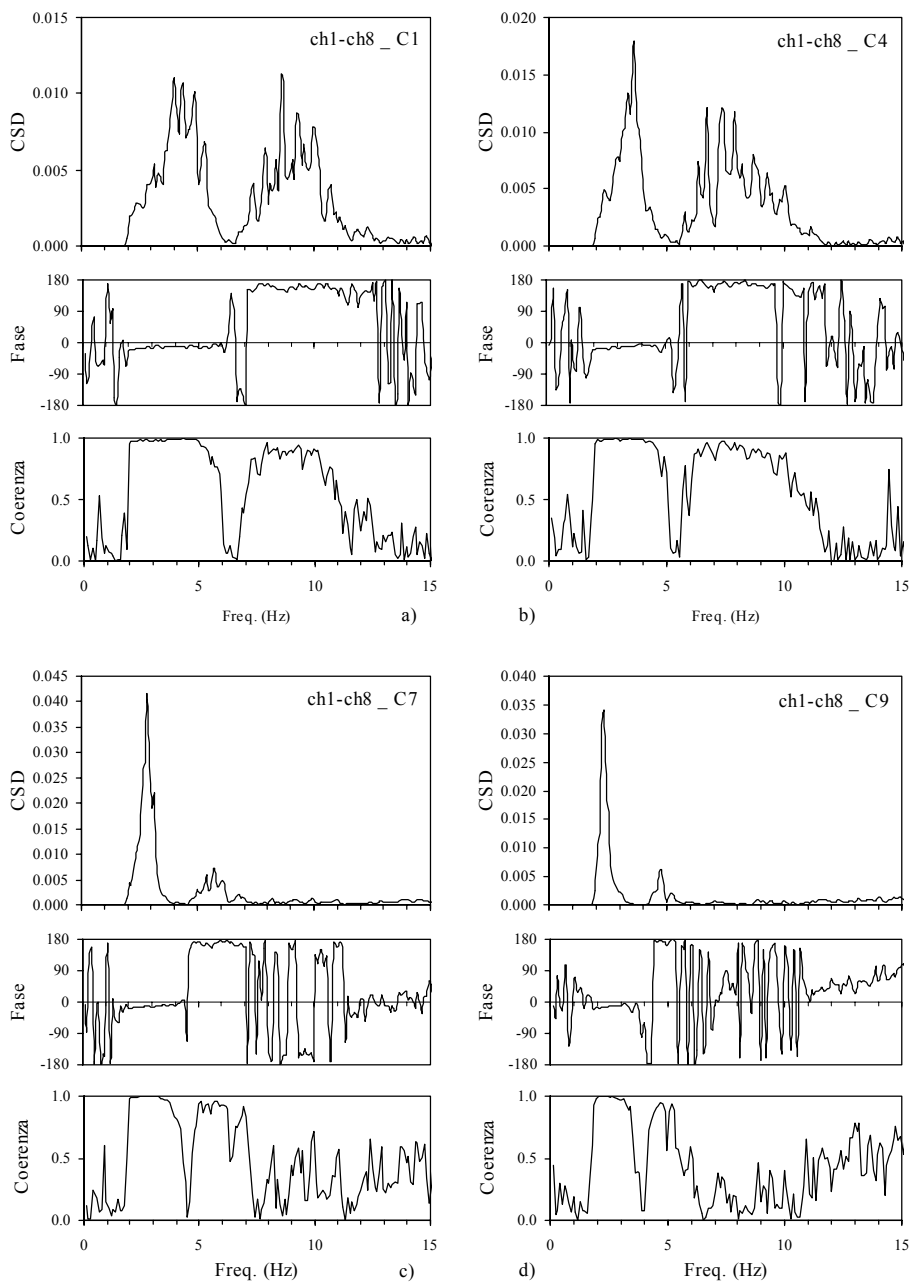


Fig. 10.6 - CSD ch1-ch8 nelle caratterizzazioni C1 (a), C4 (b), C7 (c), C9 (d)

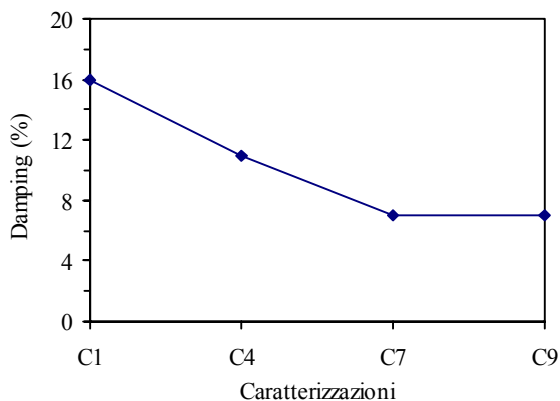


Fig. 10.7 - Smorzamento nelle successive caratterizzazioni

In figura 10.7 sono riportati i valori dello smorzamento, stimato con il metodo della semi-ampiezza di banda. Pur osservando che il metodo utilizzato non è certamente affidabile, sia per l'elevato valore dello smorzamento stesso che per la presenza di molte risonanze vicine tra loro, è evidente che lo smorzamento si riduce nelle successive caratterizzazioni. Tale risultato trova una giustificazione nella considerazione che nella struttura integra la presenza di microfessure determina un elevato valore dello smorzamento: ciò si verifica nella caratterizzazione C1. Quando, nelle caratterizzazioni successive, le fessure sono completamente aperte formando delle cerniere proprie, gran parte della dissipazione è concentrata in corrispondenza delle cerniere stesse e, quindi, la dissipazione totale diminuisce.

11. Il viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio

Civita di Bagnoregio, piccolo paese di origini etrusche, è sito sulla sommità di una collina tufacea a 443 *m s.l.m.* e 250 *m* al di sopra della valle circostante. Attualmente fa parte del Comune di Bagnoregio, cui è collegato tramite un viadotto pedonale che percorre una stretta sella. Nel dicembre 1996, durante un funerale, il ponte cominciò ad oscillare lentamente, probabilmente a causa del forte vento. Il Comune di Bagnoregio chiese all'ENEA di fornire un contributo alla comprensione del comportamento del viadotto, sul quale erano state precedentemente effettuate prove sperimentali statiche e dinamiche. Le prove dinamiche sulle pile, in particolare, avevano evidenziato un comportamento anomalo di una di esse. Si ritenne, pertanto, indispensabile effettuare un'ulteriore campagna sperimentale, volta a caratterizzare il comportamento dinamico delle pile.



Foto 11.1 - Il viadotto pedonale di accesso a Civita di Bagnoregio

11.1 Introduzione

Importante centro nel medioevo, Civita ha conosciuto successivamente un periodo di decadenza ed ha visto lentamente la sua popolazione ridursi; nella “città che muore”, com'è oggi chiamata, non si costruiscono nuovi edifici da oltre 200 anni. La storia del ponte ha seguito quella del paese. Eventi disastrosi documentati furono il collasso del 1684, il terremoto dell'11 giugno 1695, che causò anche 32 morti, i crolli del 1759 e 1764 dovuti a frane. Nel 1810 fu decisa l'evacuazione della città, ma 400 abitanti si opposero. Altre frane si sono verificate nel XX secolo e, infine, il ponte in muratura a più arcate fu distrutto dai tedeschi durante la loro ritirata nel 1944. La parte danneggiata fu sostituita da un ponte in legno che crollò nel 1963, quando fu decisa la costruzione dell'attuale viadotto, inaugurato il 12 settembre 1965.

11.2 Descrizione della struttura

Il viadotto pedonale di accesso a Civita di Bagnoregio è costituito da 14 travate semplicemente appoggiate su pile poste ad interasse di circa 18,90 *m*. Partendo da Civita, il viadotto presenta un tratto in discesa di notevole pendenza ($\approx 20\%$), che interessa 5 campate; le relative pile, dalla prima (P1) fino alla quinta (P5), presentano altezze comprese tra 11 e 15 *m* (la pila di maggiore altezza è la P4). Segue un tratto pressoché orizzontale, dalla pila P5 alla P9, e, infine un tratto in salita con una pendenza del 6%. In questi due tratti le pile presentano altezze molto minori rispetto alle precedenti.

Le travate sono formate da tre nervature in conglomerato cementizio armato precompresso, con soletta di completamento in c.a., per un'altezza complessiva della sezione resistente di circa 80 *cm*. L'interasse tra le nervature è di circa 90 *cm*, la larghezza complessiva della soletta è di 2,50 *m* e comprende due cordoli laterali di 15 *cm*, in corrispondenza dei quali sono incastrati i parapetti metallici. La luce di calcolo di ciascuna campata è di circa 16,70 *m*; solo la prima campata, a partire da Civita, ha una luce leggermente inferiore pari a circa 16 *m*.

Tutte le pile sono formate da quattro pilastri in c.a. a sezione circolare, con diametro di 50 *cm*, collegati in sommità tramite un pulvino a pianta rettangolare di altezza pari a 65 *cm*. I pilastri spiccano da un blocco di fondazione, anch'esso in c.a., poggiante su pali di profondità non ben definita, probabilmente variabile da pila a pila fino ad un massimo di 25 *m*. L'appoggio delle travi avviene, probabilmente, per mezzo di apparecchi in piombo.

Le strutture in elevazione si presentavano in cattive condizioni, essenzialmente a causa della carbonatazione del calcestruzzo, diffusa a tutte le superfici esposte. Risultavano danneggiate le nervature esterne di tutte le campate, dove i fenomeni di degrado del calcestruzzo erano stati favoriti dall'azione, spesso combinata, di vento e acqua. Nei pilastri delle pile la carbonatazione aveva causato lesioni diffuse, e in molti tratti l'espulsione del copriferro con conseguente esposizione dell'armatura. Risultavano danneggiati anche i pulvini.



Foto 11.2 - Le pile P1, P2, P3, P4 e P5

Il quadro negativo su esposto non trovava riscontro nei risultati delle prove statiche e dinamiche già effettuate: prove penetrometriche (*Cone Penetration Tests* – CPT e *Standard Cone Penetration Tests* - SCPT), prove sui materiali (*pull-out*, test con ultrasuoni, scerometrici e di carbonatazione), prove di carico statiche e prove dinamiche. Ciò rendeva probabile l'ipotesi che il danneggiamento fosse da considerarsi superficiale: l'opera era certamente recuperabile mediante interventi di consolidamento rientranti nelle usuali opere di manutenzione dei ponti. Le prove dinamiche sulle pile, invece, evidenziavano un comportamento anomalo delle stesse. Pertanto, la successiva campagna sperimentale condotta dall'ENEA

riguardò esclusivamente questo aspetto. In particolare furono testate le pile dalla P1 alla P5, ossia quelle di maggiore altezza. Una maggiore attenzione fu rivolta alla pila P2, individuata nella precedente campagna sperimentale come sede probabile di degrado delle strutture di fondazione e in elevazione, e alla pila P3.



Foto 11.3 - Il degrado delle travi

11.3 Elaborazione dei dati e analisi dei risultati

La struttura fu testata nel giugno 1997, utilizzando otto velocimetri Kinematics SS-1 a corto periodo (frequenza propria = 1 Hz) e un acquisitore HP3566A a otto canali. I sensori furono disposti in diverse configurazioni, per ciascuna delle quali furono effettuati numerosi test, ciascuno della durata di 64 s, con una frequenza di campionamento di 128 punti al secondo. Furono effettuate registrazioni sia con sole vibrazioni ambientali, ossia a ponte scarico, sia in presenza di carichi viaggianti, quali pedoni e motoveicoli di piccolo peso. Le principali configurazioni, utilizzate in questa analisi, sono mostrate in figura 11.1. I dati raccolti sono stati analizzati dapprima nel dominio del tempo, al fine di individuare i valori di picco. Successivamente è stata effettuata l'analisi nel dominio della frequenza. Per ciascun record è stata determinata l'auto-densità spettrale di potenza (*PSD*); per ogni coppia di record è stata valutata, inoltre, la densità spettrale incrociata di potenza (*CSD*) e la corrispondente funzione di coerenza.

Il viadotto di accesso a Civita di Bagnoregio

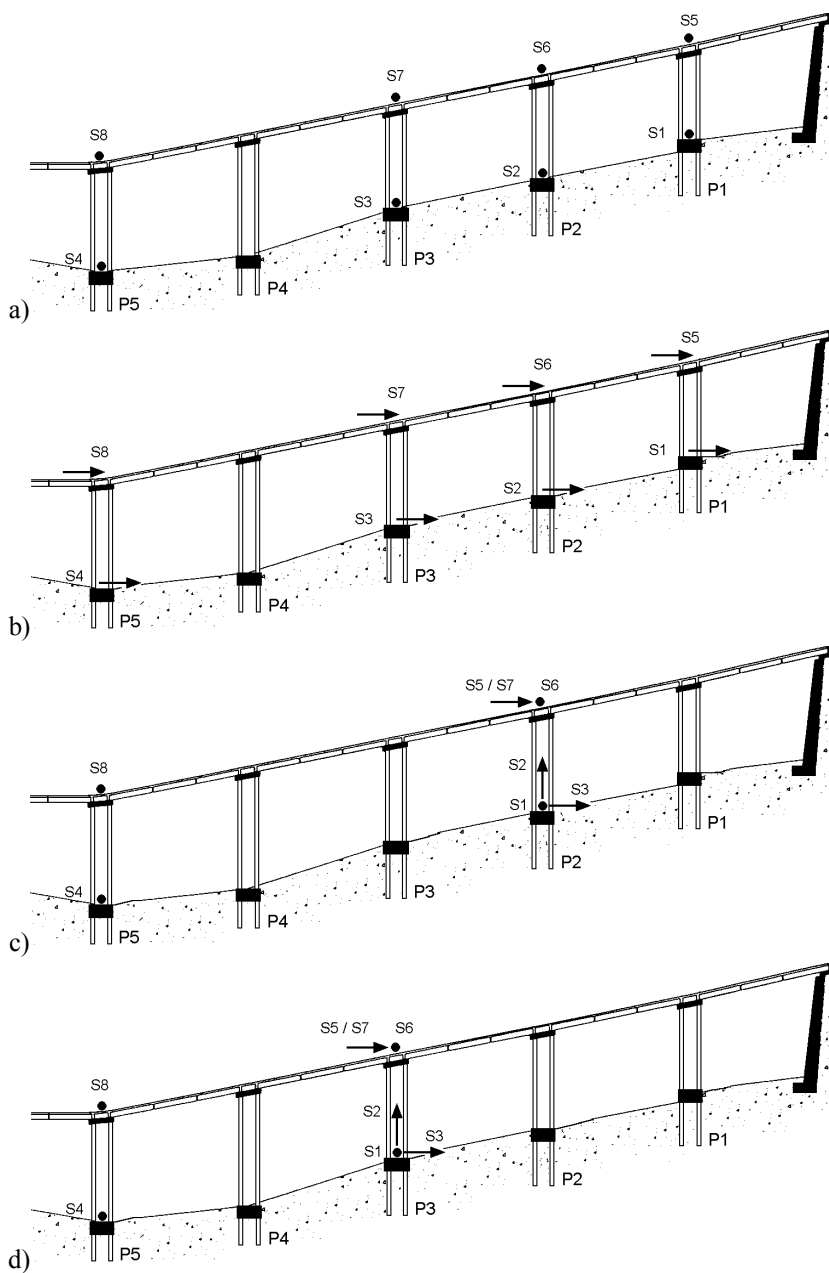


Fig. 11.1 - Configurazioni A (a), B (b), C (c) e D (d)



Foto 11.4 - Terna sismometrica al piede di una pila

Le configurazioni A e B hanno consentito di analizzare il comportamento del viadotto nel suo insieme, con particolare riferimento, come già detto, al tratto a pendenza maggiore, dove si trovano anche le pile di altezza maggiore. Dalle *time-history* in direzione trasversale (Config. A - fig. 11.2) si evidenzia che ai basamenti sono stati registrati valori di picco delle velocità pari a $0,02\pm 0,03$ mm/s, mentre sui pulvini sono stati riscontrati valori di picco non superiori a $1,00$ mm/s. In figura 11.3 sono riportati i cross-spettri tra i record al basamento e in sommità delle pile P1, P2 e P5.

L'analisi spettrale ha consentito di individuare le risonanze strutturali riportate in tabella 11.1. In corrispondenza di esse sono sempre presenti picchi evidenti negli auto-spettri e nei cross-spettri, con valori significativi del fattore di fase e della funzione di coerenza (fig. 11.4). In particolare i segnali al basamento e in sommità, relativi ad una stessa pila, sono sempre in fase. Si deduce che il comportamento dell'insieme costituito dalle pile e dalle travate era quello di un unico organismo strutturale.

Freq.	1	2	3	4	5
(Hz)	0,95	1,38	2,07	2,83	4,00

Tab. 11.1 - Frequenze proprie

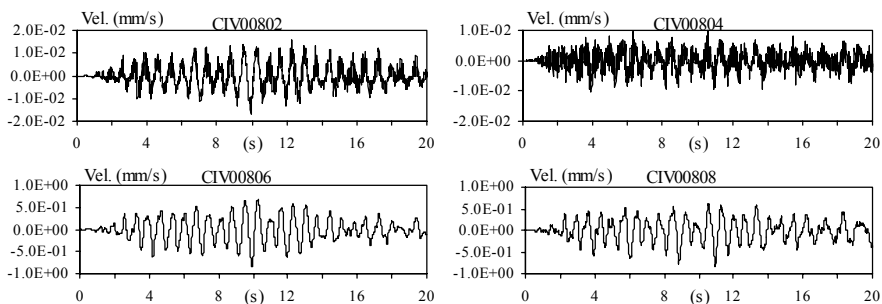


Fig. 11.2 - Time-history S2, S4, S6, S8 (Config. A, vibrazioni amb.)

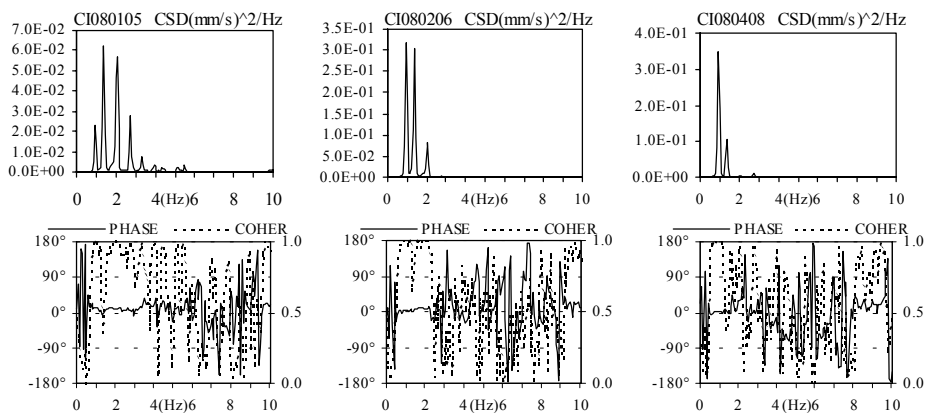


Fig. 11.3 - CSD S1-S5, S2-S6, S4-S8 (Config. A, vibrazioni ambientali)

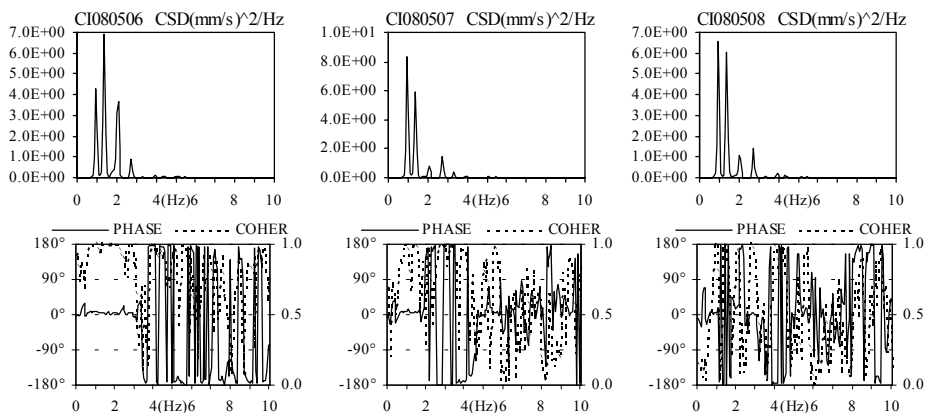


Fig. 11.4 - CSD S5-S6, S5-S7, S5-S8 (Config. A, vibrazioni ambientali)

Durante il passaggio di pedoni si sono registrate velocità di picco inferiori a $0,03 \text{ mm/s}$, alla base, e a $1,50 \text{ mm/s}$, in sommità (fig. 11.5), con fattori di amplificazione non superiori a 20 e 50, rispettivamente.

L'analisi incrociata ha confermato quanto già osservato riguardo il comportamento del ponte (figg. 11.6 e 11.7). Dalle forme modali associate alle risonanze individuate, diagrammate in figura 11.8, si evince che la travata si comportava come una trave su appoggi elastici in direzione orizzontale.

In direzione longitudinale (Config. B) si sono riscontrate, ai basamenti, velocità di picco di $0,005 \text{ mm/s}$, mentre in sommità non si superano i $0,03 \text{ mm/s}$, con un fattore di amplificazione pari a 6. Durante il passaggio di pedoni sono state registrate velocità di picco pari a $0,05 \text{ mm/s}$ e $0,15 \text{ mm/s}$, rispettivamente al basamento e in sommità. L'analisi nel dominio della frequenza ha evidenziato, oltre alle risonanze già individuate in direzione trasversale, anche picchi tra 4,5 e 8,5 Hz. Le ampiezze spettrali sono nettamente inferiori a quelle relative alla direzione trasversale.

Le configurazioni C e D hanno consentito di approfondire lo studio del comportamento dinamico delle pile P2 e P3, rispettivamente. Le velocità trasversali alla base erano molto maggiori di quelle longitudinali, sia al basamento che in sommità; le velocità verticali al basamento erano dello stesso ordine di grandezza di quelle longitudinali. Negli spettri si individuano le già definite risonanze strutturali. Inoltre, si osserva che i segnali relativi ai sensori S5 e S7, paralleli tra loro in sommità alle pile, sono risultati sempre in fase alle risonanze riscontrate, dimostrando che ad esse non sono associati modi torsionali delle pile. Nelle figure 11.9 e 11.10 sono riportati i cross-spettri relativi ai sensori S5 e S7 nelle configurazioni C e D rispettivamente.

Un modello ad elementi finiti ha fornito risultati molto simili a quelli sperimentali in termini di forme modali, ma con frequenze proprie alquanto diverse, a dimostrazione di una ridotta rigidità delle pile rispetto alla loro situazione originaria. Tale riduzione, però, appariva uniformemente distribuita lungo la struttura e non concentrata in un particolare elemento.

11.4 Conclusioni

I risultati della campagna sperimentale consentirono di affermare che il comportamento del complesso strutturale risultava abbastanza aderente a quello prevedibile teoricamente. In presenza di vibrazioni ambientali la struttura si comportava come un organismo unico, costituito dalle pile collegate tra di loro in sommità dalle travi.

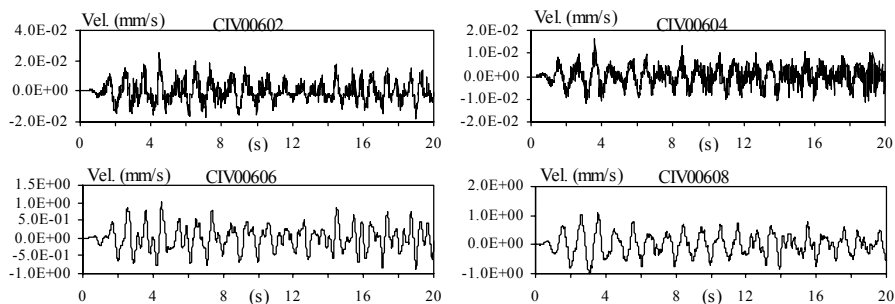


Fig. 11.5 - Time-history S2, S4, S6, S8 (Config. A, vibraz. forzate)

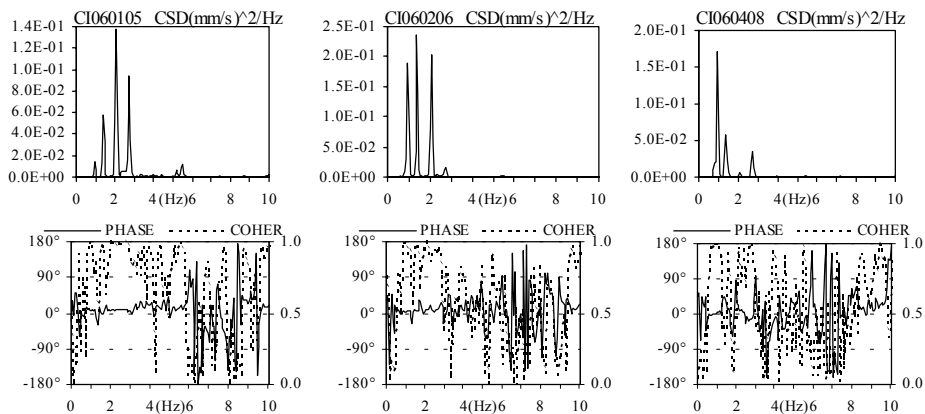


Fig. 11.6 - CSD S1-S5, S2-S6, S4-S8 (Config. A, vibrazioni forzate)

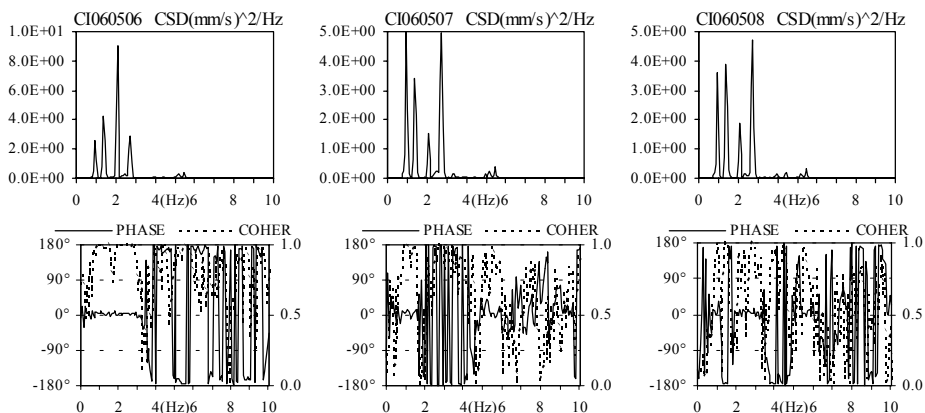


Fig. 11.7 - CSD S5-S6, S5-S7, S5-S8 (Config. A, vibrazioni forzate)

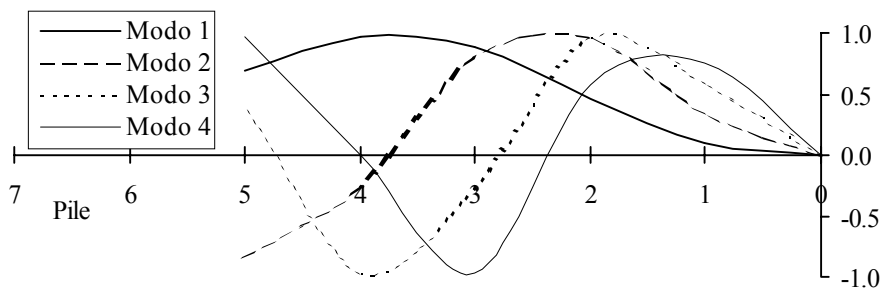


Fig. 11.8 - Forme modali sperimentali normalizzate

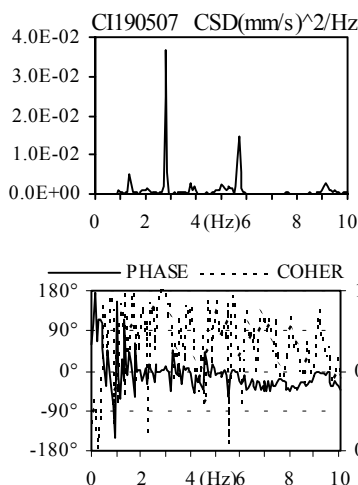


Fig. 11.9 - CSD S5-S7 (Config. C)

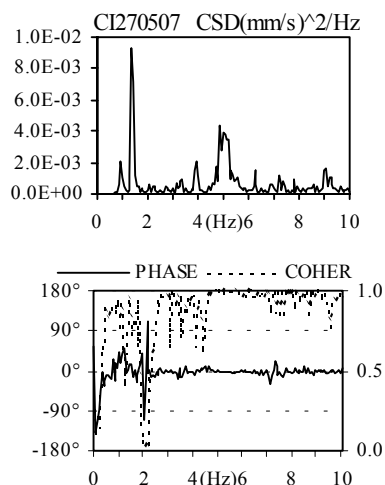


Fig. 11.10 - CSD S5-S7 (Config. D)

Non si riscontrò un comportamento anomalo di una pila rispetto alle altre. Inoltre, non esistevano indizi di un cattivo funzionamento delle strutture di fondazione. Al riguardo va ricordato che le prove penetrometriche avevano fornito risultati soddisfacenti.

La struttura risultava, peraltro, molto deformabile. Ciò era particolarmente evidente, com'è ovvio, nelle pile centrali del tratto di maggiore altezza. Tale deformabilità, legata alla snellezza delle strutture verticali ed accentuata dal degrado strutturale che aveva ridotto le sezioni efficaci dei già esili pilastri, rendeva il viadotto particolarmente vulnerabile alle azioni del vento, molto insidioso nella zona. In presenza di folla compatta sul viadotto, inoltre, si crea un ostacolo di considerevole altezza al naturale flusso del vento, determinando un

notevole aggravio delle sollecitazioni negli elementi strutturali verticali e amplificando le oscillazioni della struttura.

Si suggerì di intervenire su tutti gli elementi per bloccare il processo di carbonatazione del calcestruzzo in atto, asportando il copriferro danneggiato, applicando materiali idonei a proteggere l'armatura e ricostruendo il copriferro stesso. Particolarmente urgente era il consolidamento delle pile, da adeguare ai carichi verticali e orizzontali di esercizio, con interventi volti ad incrementarne la rigidità, senza modificarne il comportamento dal punto di vista qualitativo. Per le pile di maggiore altezza, si consigliò di intervenire con urgenza, incrementando la sezione resistente dei pilastri, con l'inserimento anche di altre barre di armatura, fino ad un diametro complessivo della sezione maggiore di 5÷10 *cm* rispetto a quello originario. Tale intervento aveva anche il pregio di non modificare l'aspetto estetico del viadotto.

Per ancorare le parti di nuova realizzazione a quelle esistenti, onde garantire il dovuto incastro, era inoltre necessario ingrossare il blocco di fondazione. Si sconsigliava, invece, per ovvi motivi, di appesantire il pulvino, per il quale l'intervento doveva essere effettuato nel rispetto delle dimensioni originarie. Non si ritenne necessario alcun intervento specifico sulle strutture di fondazione, raccomandandone però il monitoraggio e il controllo continuo, al fine di intervenire con tempestività in caso di frane e controllare gli effetti dell'erosione superficiale meteorica.

Appendice

L'analisi dinamica sperimentale rappresenta uno dei campi di maggior interesse per l'applicazione dell'analisi spettrale. Pur rinviando alla letteratura specifica per un'esposizione completa e dettagliata degli argomenti, si ritiene utile richiamare qui i concetti essenziali, utilizzati nei casi illustrati nel testo. Si introducono dapprima i concetti relativi all'analisi dei dati nel dominio della frequenza; successivamente si mostra come le grandezze introdotte siano correlate alle proprietà dinamiche delle strutture, soffermandosi, in particolare, sul caso, ricorrente nelle esperienze riportate, di input non noto.

A.1 Analisi dei segnali

Un fenomeno dinamico è usualmente descritto attraverso la misura di una grandezza (spostamento, velocità o accelerazione) in funzione della variabile tempo: una siffatta funzione prende il nome di *time-history*. Lo studio di tali funzioni costituisce l'analisi dei segnali (dinamici).

Distinguiamo:

- *segnali deterministici*, che possono essere previsti con accuratezza sulla base della conoscenza del fenomeno o di precedenti risultati sperimentali;
- *segnali random*, non prevedibili.

Un segnale può essere caratterizzato mediante il *valore medio temporale* (o anche *componente statica*)

$$\mu_x = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt$$

il *valore quadratico medio* (*mean square*, MS), fornito dall'espressione

$$\psi_x^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$$

e la *radice del valore quadratico medio* (*root mean square*, RMS)

$$\psi_x = \sqrt{\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt}$$

È opportuno sottolineare che sia MS sia RMS da soli non forniscono indicazioni significative sulle caratteristiche del segnale. Un'efficace caratterizzazione del segnale si ottiene attraverso la decomposizione del segnale stesso in una somma di funzioni sinusoidali, ciascuna caratterizzata da un'ampiezza e una frequenza: lo spettro in frequenza è il diagramma delle ampiezze di ciascuna componente in frequenza in funzione della frequenza stessa. La presenza di picchi nello spettro può essere correlata a risonanze strutturali.

La rappresentazione nel dominio della frequenza si differenzia per i vari tipi di segnali. Infatti, mentre nel caso di segnale periodico la scomposizione si effettua attraverso lo sviluppo in serie di Fourier, per un segnale non periodico bisogna ricorrere alla trasformata di Fourier del segnale; infine, per un segnale random si introduce il concetto di densità spettrale di potenza.

A.1.1 Segnali deterministici

Un segnale deterministico può essere:

- *periodico*, se si ripete nel tempo; il caso più semplice è il segnale *sinusoidale*, mentre nel caso di presenza di più componenti in frequenza (correlate tra loro) si parla di segnale *periodico complesso*;
- *non periodico*: si parla di segnale *quasi periodico*, nel caso di segnale ancora scomponibile in segnali sinusoidali anche se con frequenze non correlate tra loro; un segnale è *transitorio* quando è caratterizzato da lunghi periodi senza variazioni significative, intervallati da brevi periodi di intensa attività, non correlata con quanto precede e segue.

A.1.1.1 Segnali periodici: serie di Fourier

Il segnale periodico più semplice è il segnale sinusoidale espresso da:

$$x(t) = D + B \cos(\omega t + \phi)$$

Lo spettro in frequenza di un segnale sinusoidale ha ordinate ovunque nulle, eccetto che in corrispondenza della frequenza $f = 2\pi\omega$.

In generale, un segnale periodico $x(t)$, di periodo T , si esprime:

$$x(t) = x(t \pm kT) \quad k = 1, 2, 3, \dots$$

L'inverso del periodo T è la frequenza fondamentale:

$$f_1 = 1/T$$

Sotto opportune ipotesi, $x(t)$ può essere sviluppato in serie di Fourier, ossia scomposto nella somma di infiniti segnali sinusoidali:

$$x(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos 2\pi f_k t + b_k \sin 2\pi f_k t)$$

dove

$$f_k = kf_1 = k/T \quad k = 1, 2, 3, \dots$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_0^{\infty} x(t) \cos 2\pi f_k t \cdot dt \quad k = 0, 1, 2, 3, \dots$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_0^{\infty} x(t) \sin 2\pi f_k t \cdot dt \quad k = 1, 2, 3, \dots$$

Si noti che

$$\frac{a_0}{2} = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot dt = \mu_x$$

Un'espressione alternativa della serie di Fourier di $x(t)$ è:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} X_k e^{i2\pi f_k t}$$

dove

$$X_0 = \frac{a_0}{2} \quad X_k = \frac{1}{2}(a_k - ib_k) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot e^{-i2\pi f_k t} dt \quad k = \pm 1, \pm 2, \pm 3, \dots$$

Utilizzando quest'ultima, l'espressione della funzione $x(t)$ diventa:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} \frac{1}{T} \left(\int_0^T x(t) \cdot e^{-i2\pi f_k t} dt \right) e^{i2\pi f_k t}$$

Un segnale periodico può, quindi, essere ridotto in una serie di sinusoidi di frequenze opportune, relazionate tra loro. Invece, un segnale formato dalla somma di sinusoidi arbitrarie sarà, in generale, non periodico. Si può dimostrare che se le frequenze delle sinusoidi sono numeri razionali, il segnale è periodico, altrimenti si definisce *quasi periodico*, ed è esprimibile nella forma:

$$x(t) = \sum_{n=1}^{\infty} x_n \sin(2\pi f_n t + \vartheta_n)$$

La rappresentazione nel dominio della frequenza è simile a quella di un segnale periodico, con la differenza che le frequenze delle varie componenti non sono relazionate da numeri razionali.

A.1.1.2 Segnali transitori: trasformata di Fourier

I segnali non periodici possono essere descritti tramite una rappresentazione in frequenza continua e non discreta. Se il segnale non è periodico, possiamo supporre che sia periodico con $T \rightarrow \infty$. Ricordando l'espressione della funzione $x(t)$:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} \frac{1}{T} \left(\int_0^T x(t) \cdot e^{-i2\pi f_k t} dt \right) e^{i2\pi f_k t}$$

facendo tendere T ad ∞ , si ricava (con passaggi non proprio leciti):

$$\begin{aligned} \lim_{T \rightarrow \infty} \lim_{\tau \rightarrow \infty} \sum_{k=-\infty}^{\infty} \frac{1}{T} \left(\int_{-\tau/2}^{+\tau/2} x(t) \cdot e^{-i2\pi f_k t} dt \right) e^{i2\pi f_k t} = \\ = \lim_{f_1 \rightarrow 0} f_1 \sum_{k=-\infty}^{\infty} \left(\int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \cdot e^{-i2\pi k f_1 t} dt \right) e^{i2\pi k f_1 t} \end{aligned}$$

con

$$f_k = k f_1 \quad f_1 = 1/T$$

Quindi:

$$\begin{aligned} x(t) &= \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \cdot e^{-i2\pi f t} dt \right) \cdot e^{i2\pi f t} df = \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} X(f) \cdot e^{i2\pi f t} df \end{aligned}$$

La funzione

$$X(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-i2\pi f t} dt \quad -\infty < f < \infty$$

è la *trasformata di Fourier* della funzione $x(t)$. L'espressione precedente fornisce la *trasformata inversa di Fourier*, ed entrambe formano la *coppia di trasformate di Fourier*. Nelle pratiche applicazioni $x(t)$ è una funzione reale, mentre $X(f)$ è una funzione complessa:

$$X(f) = X_R(f) - iX_I(f)$$

con

$$\begin{aligned} X_R(f) &= |X(f)| \cos \theta(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \cos 2\pi f t \cdot dt \\ X_I(f) &= |X(f)| \sin \theta(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \sin 2\pi f t \cdot dt \end{aligned}$$

La trasformata può essere espressa in forma polare:

$$X(f) = |X(f)| \cdot e^{-i\theta(f)}$$

dove sono evidenziati l'ampiezza, o modulo, e la fase θ dello spettro.

A.1.2 Segnali random

Come già detto un segnale random non è prevedibile. Esso può essere:

- *stazionario*, se i parametri che lo descrivono sono costanti nel tempo;
- *non stazionario*, se i parametri che lo descrivono sono dipendenti dal tempo.

In realtà la singola *time-history* rappresenta soltanto una realizzazione di ciò che può accadere. L'insieme di tutte le possibili *time-history* definisce un processo random. Definiti valore medio, valore quadratico medio e auto-correlazione, rispettivamente, le funzioni:

$$\mu_x(t_1) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i(t_1)$$

$$\psi_x^2(t_1) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2(t_1)$$

$$R_{xx}(t_1, \tau) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i(t_1) \cdot x_i(t_1 + \tau)$$

i dati sono *stazionari* se tali parametri restano costanti al variare di t_1 ; se essi variano con t_1 , i dati sono non stazionari. Se i valori medi valutati al tempo t_1 sono uguali a quelli calcolati integrando nel tempo con riferimento ad una singola *time-history*, definiti da:

$$\mu_x = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt$$

$$\psi_x^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$$

$$R_{xx} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt$$

i dati si dicono *ergodici*. Nel seguito si prenderanno in esame segnali random stazionari ergodici.

A.1.2.1 Funzioni di correlazione

L'estensione ai segnali random degli strumenti dell'analisi in frequenza, si basa sul concetto di correlazione, che si esprime, nel dominio del tempo, tramite le funzioni di auto- e cross-correlazione e, nel dominio della frequenza, in termini di funzioni di densità spettrale. Si supponga di applicare su una struttura un carico di intensità x_i ($i=1, \dots, N$) e di misurare il corrispondente valore di uno spostamento y_i ($i=1, \dots, N$). Si considerino i seguenti possibili casi:

- a) i punti sperimentali si dispongono lungo una retta: tra x e y esiste una relazione perfettamente lineare;
- b) i punti sperimentali si dispongono in una stretta fascia intorno ad una retta: tra x e y esiste una relazione pressoché lineare, anche se a causa di elementi di casualità e/o di rumore i valori appaiono leggermente dispersi;
- c) i punti sperimentali si dispongono lungo una curva: tra x e y esiste una relazione non lineare;

d) i punti sperimentali si presentano dispersi: tra x e y non esiste alcuna relazione.

Una misura del grado di dipendenza lineare tra x e y è fornita dal *coefficiente di correlazione*

$$\rho_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y}$$

essendo

$$\sigma_x^2 = E[(x - \mu_x)^2] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu_x)^2$$

$$\sigma_y^2 = E[(y - \mu_y)^2] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \mu_y)^2$$

$$\sigma_{xy} = E[(x - \mu_x) \cdot (y - \mu_y)] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu_x) \cdot (y_i - \mu_y)$$

la *varianza* di x , la *varianza* di y e la *covarianza* di x e y , rispettivamente, mentre σ_x e σ_y sono le rispettive *deviazioni standard*. Risulta: $\rho_{xy}=0$ nel caso d), $\rho_{xy}=1$ nel caso a). In generale: $-1 \leq \rho_{xy} \leq 1$.

Si considerino due *time-history*, $x(t)$ e $y(t)$, rappresentanti due processi stazionari ed ergodici. Per ogni ritardo temporale τ , si definisce *funzione di covarianza* tra $x(t)$ e $y(t)$:

$$\begin{aligned} C_{xy}(\tau) &= E[(x(t) - \mu_x) \cdot (y(t + \tau) - \mu_y)] = \\ &= \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T (x(t) - \mu_x) \cdot (y(t + \tau) - \mu_y) dt = R_{xy}(\tau) - \mu_x \mu_y \end{aligned}$$

La funzione

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) y(t + \tau) dt$$

è detta *funzione di cross-correlazione* tra $x(t)$ e $y(t)$.

Analogamente, nel caso $y(t)=x(t)$:

$$\begin{aligned} C_{xx}(\tau) &= E[(x(t) - \mu_x) \cdot (x(t + \tau) - \mu_x)] = \\ &= \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T (x(t) - \mu_x) \cdot (x(t + \tau) - \mu_x) dt = R_{xx}(\tau) - \mu_x^2 \end{aligned}$$

e la funzione

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt$$

è detta *funzione di auto-correlazione* di $x(t)$.

La funzione di auto-correlazione è una misura di quanto, sulla base di osservazioni effettuate, sia possibile prevedere dati futuri. Essa descrive la dipendenza dei valori ad un certo istante di tempo da quelli ad un altro istante. Valgono le seguenti proprietà:

$$\begin{aligned} R_{xx}(-\tau) &= R_{xx}(\tau) & R_{xy}(-\tau) &= R_{yx}(\tau) \\ R_{xx}(0) &= \psi_x^2 = \sigma_x^2 + \mu_x^2 & R_{xx}(\infty) &= \mu_x^2 \\ |R_{xy}(\tau)| &\leq \sqrt{R_{xx}(0) \cdot R_{yy}(0)} \end{aligned}$$

Si definisce funzione coefficiente di correlazione, il rapporto

$$\rho_{xy}(\tau) = \frac{C_{xy}(\tau)}{\sqrt{C_{xx}(0) \cdot C_{yy}(0)}} = \frac{R_{xy}(\tau) - \mu_x \mu_y}{\sqrt{[R_{xx}(0) - \mu_x^2] \cdot [R_{yy}(0) - \mu_y^2]}}$$

Si considerino due *time-history*, $x(t)$ e $y(t)$, rappresentanti due processi stazionari ed ergodici. Si definisce *funzione di densità cross-spettrale* o *cross-spettro* tra $x(t)$ e $y(t)$, la trasformata di Fourier della funzione di correlazione tra i due records:

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

Analogamente si definisce *funzione di densità auto-spettrale* o *auto-spettro* (o, a volte, anche densità spettrale di potenza), la funzione

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

Dalle funzioni di densità spettrale a due bande, definite sia per valori positivi sia per valori negativi della frequenza ed aventi le seguenti proprietà

$$S_{xx}(-f) = S_{xx}(f) \quad S_{xy}(-f) = S_{yx}(f)$$

si passa alle funzioni di densità spettrale a una banda, definite soltanto nell'intervallo $f \geq 0$, ponendo

$$G_{xy}(f) = 2S_{xy}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

$$G_{xx}(f) = 2S_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

Essendo l'auto-correlazione funzione pari di t , l'auto-spettro è fornito dalla parte reale della sua trasformata di Fourier:

$$G_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \cos 2\pi f \tau \cdot d\tau = 4 \int_0^{\infty} R_{xx}(\tau) \cos 2\pi f \tau \cdot d\tau$$

e viceversa

$$R_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(f) \cdot e^{i2\pi f \tau} \cdot df = \int_0^{\infty} G_{xx}(f) \cos 2\pi f \tau \cdot df$$

Risulta:

$$R_{xx}(0) = \int_0^{\infty} G_{xx}(f) df = \psi_x^2 = \sigma_x^2 + \mu_x^2$$

$$\psi_x^2(f_1, f_2) = \int_{f_1}^{f_2} G_{xx}(f) df$$

ossia l'area sottesa dalla funzione densità spettrale è pari alla varianza più il quadrato della media, mentre l'area sottesa tra due frequenze fornisce il valore quadratico medio dei dati in quell'intervallo di frequenza.

Posto il cross-spettro nella forma:

$$G_{xy}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) \cdot e^{-i2\pi f \tau} d\tau = C_{xy}(f) - iQ_{xy}(f)$$

la trasformata inversa fornisce la funzione di cross-correlazione

$$\begin{aligned} R_{xy}(\tau) &= \int_{-\infty}^{\infty} S_{xy}(f) \cdot e^{i2\pi f \tau} \cdot df = \\ &= \int_0^{\infty} [C_{xy}(f) \cos 2\pi f \tau + Q_{xy}(f) \sin 2\pi f \tau] \cdot df \end{aligned}$$

In genere, però, il cross-spettro viene presentato in termini di modulo e fase:

$$G_{xy}(f) = |G_{xy}(f)| \cdot e^{-i\theta_{xy}(f)}$$

dove

$$|G_{xy}(f)| = \sqrt{C_{xy}^2(f) + Q_{xy}^2(f)} \quad \theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \left[\frac{Q_{xy}(f)}{C_{xy}(f)} \right]$$

Si noti che se $\theta > 0$, $y(t)$ segue $x(t)$.

A.2 Risposta dinamica delle strutture

Il comportamento di un sistema fisico ideale (fisicamente realizzabile, a parametri costanti, stabile e lineare) viene descritto attraverso la *risposta del sistema all'impulso unitario*, ossia ad una *delta function* $\delta(t)$. La risposta del sistema $h(\tau)$ è anche detta *funzione peso*. La risposta ad un arbitrario input $x(t)$ è fornita dall'integrale di convoluzione:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) \cdot x(t - \tau) d\tau$$

che fornisce la somma lineare pesata degli effetti dell'intera *time-history* $x(t)$.

Per un sistema *fisicamente realizzabile*, l'integrale precedente diventa:

$$y(t) = \int_0^{\infty} h(\tau) \cdot x(t - \tau) d\tau$$

in quanto deve essere $h(t) = 0$ per $t < 0$ (il sistema può rispondere ad un input soltanto dopo che tale input è stato applicato).

In un *sistema a parametri costanti*, la risposta all'impulso unitario è indipendente dal tempo in cui l'impulso è applicato, ossia h è funzione di τ ma non di t :

$$h(t, \tau) = h(\tau)$$

In un sistema a parametri costanti, un input stazionario produce un output stazionario, ovviamente a meno di un transitorio iniziale.

Un sistema fisico è *stabile* se la risposta ad un qualsiasi input limitato è anch'essa limitata. Ciò si verifica certamente se

$$\int_{-\infty}^{\infty} |h(\tau)| d\tau < \infty$$

ipotesi sempre valida nel seguito.

Un sistema è *lineare* se è additivo ed omogeneo: se y_1 e y_2 sono le risposte rispettivamente a x_1 e x_2 , la risposta a x_1+x_2 è y_1+y_2 ; la risposta a cx_1 è pari a cy_1 . Ne segue che $h(t)$ è indipendente dall'input $x(t)$.

La trasformata di Fourier di $h(\tau)$ fornisce una descrizione, nel dominio della frequenza, delle proprietà del sistema:

$$H(f) = \int_0^{\infty} h(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

ed è detta *funzione di risposta in frequenza* (FRF). La funzione di risposta in frequenza è una funzione complessa:

$$H(f) = H_R(f) + iH_I(f)$$

con parte reale e parte immaginaria rispettivamente pari a:

$$H_R(f) = \int_0^{\infty} h(\tau) \cos i2\pi f \tau d\tau \quad H_I(f) = \int_0^{\infty} h(\tau) \sin i2\pi f \tau d\tau$$

Essa può essere posta nella forma polare:

$$H(f) = |H(f)| \cdot e^{-i\phi(f)}$$

dove sono evidenziati il *guadagno* e la *fase*:

$$|H(f)| = \sqrt{H_R^2(f) + iH_I^2(f)} \quad \phi(f) = \tan^{-1} \frac{H_I(f)}{H_R(f)}$$

$H(f)$ è generalmente detta anche *funzione di trasferimento*.

La valutazione della funzione di risposta in frequenza (FRF) viene perseguita, in sede teorica, considerando il semplice caso di forzante armonica. In sede sperimentale ciò equivale ad applicare al sistema in esame (mediante vibrodina o attraverso tavola vibrante) una forzante sinusoidale, facendo variare la frequenza in forma continua o discreta. Spesso, però, la forzante non è armonica, come nel caso delle vibrazioni ambientali o sismiche.

Una forzante non armonica, ma ancora periodica, può essere sviluppata in serie di Fourier e si può valutare, anche in via analitica, la risposta ad ogni specifica componente in frequenza. Lo spettro della risposta avrà forma diversa da quello della forzante: in particolare conterrà le stesse frequenze ma con ampiezze relative diverse. La risposta nel dominio del tempo sarà periodica ma di forma diversa dalla forzante. Nel caso di prove sperimentali, per ricavare la FRF vanno dapprima sviluppate in serie di Fourier sia l'input che l'output. La FRF, ad ogni frequenza, sarà data dal rapporto tra la componente dell'output e quella dell'input.

Nel caso di vibrazione transitoria, al concetto di serie si sostituisce quello di trasformata di Fourier. Una stima della FRF è fornita dal rapporto tra la trasformata dell'output e quella dell'input. In alternativa, un segnale transitorio può essere trattato come un segnale random, di cui si parlerà in dettaglio nel successivo paragrafo.

A.2.1 Relazioni Input/Output

Si consideri un sistema lineare a parametri costanti, soggetto ad un input stazionario $x(t)$, che determina un output $y(t)$ e siano $h(\tau)$ e $H(f)$ rispettivamente la risposta all'impulso unitario e la funzione di risposta in frequenza:

$$y(t) = \int_0^{\infty} h(\tau) \cdot x(t - \tau) d\tau \qquad Y(f, T) = H(f) \cdot X(f, T)$$

Risulta:

$$y(t)y(t + \tau) = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} h(\xi)h(\eta)x(t - \xi)x(t + \tau - \eta)d\xi d\eta$$

e calcolando i valori attesi di entrambi i membri:

$$R_{yy}(\tau) = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} h(\xi)h(\eta)R_{xx}(\tau + \xi - \eta)d\xi d\eta$$

Analogamente

$$x(t)y(t + \tau) = \int_0^{\infty} h(\xi)x(t)x(t + \tau - \xi)d\xi$$

$$R_{xy}(\tau) = \int_0^{\infty} h(\xi)R_{xx}(\tau - \xi)d\xi$$

Si nota che l'espressione di R_{xy} è della stessa forma di quella di $y(t)$.

Trasformando entrambi i membri delle relazioni precedenti, si ottiene:

$$S_{yy}(f) = |H(f)|^2 S_{xx}(f) \qquad S_{xy}(f) = H(f) \cdot S_{xx}(f)$$

La prima è una relazione a valori reali, che contiene soltanto il guadagno, mentre la seconda, a valori complessi, va pensata come divisa in due equazioni, fornenti rispettivamente il guadagno e la fase.

Analogamente, passando agli spettri ad un banda:

$$G_{yy}(f) = |H(f)|^2 G_{xx}(f) \qquad G_{xy}(f) = H(f) \cdot G_{xx}(f)$$

La seconda relazione può essere scritta anche in notazione polare:

$$G_{xy}(f) = |G_{xx}(f)| \cdot e^{-i\theta_{xy}(f)} \qquad \theta_{xy}(f) = \phi(f)$$

Come già visto, la funzione di coerenza è definita dall'espressione

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)}$$

e risulta:

$$0 \leq \gamma_{xy}^2(f) \leq 1$$

La funzione di coerenza va valutata su segnali a media nulla e, ovviamente, non è definita laddove si annulli uno dei due auto-spettri. Per un sistema ideale, per il quale valgono le relazioni viste, risulta, per ogni f :

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)} = \frac{|H(f) \cdot G_{xx}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot |H(f)|^2 G_{xx}(f)} = 1$$

Se, invece, tra $x(t)$ e $y(t)$ non esiste alcuna correlazione è $G_{xy}(f) = 0 \forall f$, e quindi $\gamma_{xy}^2(f) = 0 \forall f$. L'esistenza di valori della coerenza inferiori all'unità è da attribuire ad una delle seguenti cause:

- presenza di rumore nelle misure,
- errori sistematici di risoluzione nella stima degli spettri,
- non-linearità del sistema che trasforma l'input $x(t)$ nell'output $y(t)$,
- presenza di altri input, oltre a $x(t)$, nel determinare l'output $y(t)$.

Se un rumore $n(t)$ è presente soltanto nell'output $y(t)$, lo spettro di quest'ultimo sarà fornito dalla somma:

$$G_{yy}(f) = G_{vv}(f) + G_{nn}(f)$$

con

$$G_{vv}(f) = |H(f)|^2 G_{xx}(f)$$

Si ha:

$$G_{vv}(f) = \left| \frac{G_{xy}(f)}{G_{xx}(f)} \right|^2 G_{xx}(f) = \left| \frac{G_{xy}(f)}{G_{xx}(f)} \right|^2 G_{xx}(f) \frac{G_{yy}(f)}{G_{yy}(f)} = \gamma_{xy}^2(f) \cdot G_{yy}(f)$$

che rappresenta lo *spettro coerente (dell'output)*, mentre la coerenza:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{G_{vv}(f)}{G_{yy}(f)}$$

fornisce, per ogni valore della frequenza f , una misura della frazione dello spettro linearmente legato all'input $x(t)$. Lo *spettro del rumore (dell'output)* è:

$$G_{nn}(f) = G_{yy}(f) - G_{vv}(f) = [1 - \gamma_{xy}^2(f)] \cdot G_{yy}(f)$$

e rappresenta la porzione di spettro dell'output non correlato linearmente all'input.

Si ricavano anche le seguenti relazioni:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{G_{yy}(f) - G_{nn}(f)}{G_{yy}(f)} = 1 - \frac{G_{nn}(f)}{G_{yy}(f)}$$

$$\frac{G_{nn}(f)}{G_{vv}(f)} = \frac{1 - \gamma_{xy}^2(f)}{\gamma_{xy}^2(f)}$$

Se un rumore $m(t)$ è presente soltanto nell'input $x(t)$, può porsi:

$$x(t) = u(t) + m(t)$$

essendo $u(t)$ il segnale reale. Lo spettro dell'input sarà fornito dalla somma:

$$G_{xx}(f) = G_{uu}(f) + G_{mm}(f)$$

Essendo l'output $y(t)$ non correlato a $m(t)$, risulta :

$$G_{yy}(f) = |H(f)|^2 G_{uu}(f) \quad G_{xy}(f) = H(f) \cdot G_{uu}(f)$$

Si ha:

$$\gamma_{xy}^2(f) \cdot G_{xx}(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{yy}(f)} = G_{uu}(f)$$

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)} = \frac{G_{uu}(f)}{G_{xx}(f)} = 1 - \frac{G_{mm}(f)}{G_{xx}(f)}$$

A.2.2 Estrazione dei parametri modali da misure di output

Non sempre è possibile eccitare una struttura mediante un input noto o, comunque, misurare l'input. Nel caso di grandi strutture, ad esempio ponti di grande luce ed edifici alti, la stima delle caratteristiche dinamiche viene effettuata misurando le vibrazioni ambientali, quali quelle dovute al vento e al traffico, che rappresentano un input di tipo random. Lo stesso vale per le strutture monumentali, per le quali l'applicazione di forzanti richiederebbe un accurato studio preliminare per valutarne la vulnerabilità, e quindi per definire il tipo di input e l'intensità.

In tali casi l'indagine può essere condotta sugli auto- e cross-spettri delle sole misure di output. A tal fine va osservato che la presenza di picchi negli auto-spettri può derivare sia dal contenuto in frequenza dell'input, sia dalla risposta strutturale. Per poter distinguere i due casi va ricordato che nella risposta strutturale relativa ad un modo di vibrazione (con smorzamento non elevato) i punti sulla struttura sono in fase o sfasati di 180° . Con riferimento ad una struttura a sviluppo verticale, è possibile identificare i modi flessionali, valutando le differenze di fase dei segnali dei sensori disposti ai vari livelli; analogamente lo studio della

differenza di fase dei segnali di due sensori paralleli, disposti allo stesso livello, consente di individuare la presenza di modi torsionali. In corrispondenza di picchi non relativi a risonanze strutturali, la fase assume, generalmente, valori non significativi, diversi da 0° e 180° .

Una conferma ulteriore della presenza di risonanze strutturali è dato dall'analisi della funzione di coerenza, che per una struttura a comportamento lineare assume valori prossimi all'unità.

Se un numero sufficiente di trasduttori è disposto sulla struttura, la forma del i -esimo modo di vibrazione è fornita approssimativamente dai valori ai punti di misura

$$\phi_i(y_j) = \sqrt{G_{y_j y_j}(f_i)} \quad i = 1, 2, 3 \dots \quad j = 1, 2, \dots, r$$

A rigore, per identificare compiutamente un modo di vibrazione occorrerebbero $r = i$ punti di misura. Ovviamente, è bene avere a disposizione un numero maggiore di punti di misura. Nel caso, invece, in cui la sperimentazione serve soltanto a conferma di dati analitici, ottenuti sulla base di un'accurata modellazione, può essere sufficiente anche un numero inferiore di strumenti. La precedente formula vale soltanto per smorzamenti $\zeta < 0,05$.

Una stima dello smorzamento viscoso equivalente può ottenersi dagli auto-spettri o, preferibilmente, dai cross-spettri, meno contaminati dal rumore, tramite il metodo della semi-ampiezza di banda. Determinate le ascisse dello spettro f_a e f_b , intorno alla risonanza f , per le quali risulta:

$$G(f_b) = G(f_a) = G(f)/2$$

lo smorzamento relativo al modo di vibrazione in esame è approssimativamente dato da:

$$\zeta = (f_b - f_a)/2f$$

se sono soddisfatte le seguenti ipotesi:

- a) spettro dell'input uniforme intorno alla frequenza in esame,
- b) smorzamento basso,
- c) risoluzione in frequenza sufficientemente accurata,
- d) modi sufficientemente distanziati in frequenza tra di loro.

Bibliografia

- Bendat J.S., Piersol A.G., *Engineering application of correlation and spectral analysis*, J. Wiley & Sons, New York, 1982
- Bongiovanni G., *Basilica di Santa Maria Infraportas in Foligno: Campagna di misure per la caratterizzazione dinamica*, ENEA, Roma, 1998
- Bongiovanni G., Buffarini G., Clemente P., “Dynamic characterization of two earthquake damaged bell towers”, *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering* (Paris, September), Balkema, Rotterdam, 1998
- Bongiovanni G., Celebi M., Clemente P., “The Flaminio Obelisk in Rome: vibrational characteristics as part of preservation efforts”, *Int. J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, Vol. 19, 107-118, January 1990
- Bongiovanni G., Clemente P., Buffarini G., “Analysis of the seismic response of a damaged masonry bell tower”, *Proc. 12 World Conference on Earthquake Engineering* (Auckland, 30 Jan. – 4 Feb.), Paper No. 2189, 2000
- Bongiovanni G., Clemente P., Persia F., “Vibrazioni indotte dal traffico sui monumenti”, *Atti Convegno Traffico e Ambiente* (Trento, 21-25 Febbraio), 583-590, 2000
- Bongiovanni G., Clemente P., Rinaldis D., *Caratterizzazione dinamica dell’edificio adibito a Poliambulatorio sito nel Comune di Pievepelago (MO)*, RT/AMB/96/10, ENEA, Roma, 1996
- Buffarini G., Clemente P., *Experimental dynamic analysis of the Duomo of Orvieto*, ENEA, Roma, 1998
- Buffarini G., Clemente P., Rinaldis D., “Vibration Test of an old Masonry Building”, in Augusti G. et al. (ed), *Structural Dynamics - Eurodyn '96*, Balkema (for EASD), Rotterdam, Vol. 2, 825-832, 1996

- Buffarini G., Clemente P., Rinaldis D., *Analisi sperimentale del comportamento dinamico del Poliambulatorio di Pievepelago, a seguito dell'intervento di miglioramento antisismico*, RT/AMB/97/9, ENEA, Roma, 1997
- Buffarini G., Clemente P., Rinaldis D., *Tempio Rotondo al Foro Boario: Rilievo delle vibrazioni ambientali (1^a fase: Struttura non consolidata)*, RT/AMB/97/11, ENEA, Roma, 1997
- Buffarini G., Clemente P., Rinaldis D., *Tempio Rotondo al Foro Boario: Rilievo delle vibrazioni ambientali. 2^a Fase*, RT/AMB/97/12, ENEA, Roma, 1997
- Chopra A.K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1995
- Clemente P., "Traffic-Induced Vibrations on Structures", *Proc. IABSE Symposium "Extending the Lifespan of Structures"* (San Francisco, August), IABSE, Zurich, Vol. 2, 1111-1116, 1995
- Clemente P., *La verifica degli archi a conci lapidei*, RT/AMB/97/10, ENEA, Roma, 1997
- Clemente P., "Introduction to Dynamics of Stone Arches", *Int. J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, Vol. 27, 513-522, May 1998
- Clemente P., Augenti N., "Seismic test of the new law-court in Naples", *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering* (Acapulco, 23-28 June), Pergamon Elsevier Science, Paper No. 222, 1996
- Clemente P., Baratta A., Buffarini G., Rinaldis D., "Changes in the dynamic characteristics of a masonry arch subjected to seismic actions", in Frýba L. & Náprstek J. (ed), *Structural Dynamics - Eurodyn '99*, Balkema (for EASD), Rotterdam, Vol. 2, 1185-1190, 1999
- Clemente P., Bongiovanni G., "Ambient Vibration Effects on the Colosseum", *Proc. IABSE Symposium "Structural Preservation of the Architectural Heritage"* (Rome, September), IABSE, Zurich, 107-114, 1993
- Clemente P., Bongiovanni G., Marzi C., "La colonna Antonina in Roma: valutazione degli effetti delle vibrazioni ambientali", *Atti III Convegno Nazionale ASS.I.R.C.CO.* (Catania, Novembre), ASS.I.R.C.CO., Roma, 207-217, 1998

- Clemente P., Buffarini G., “Seismic performance of the Duomo of Orvieto”, *Proc. Monument-98, Workshop on Seismic Performance of Monuments* (Lisboa, November), DGEMN-LNEC (Lisbon) - JRC (Ispra), 47-56, 1998
- Clemente P., Buffarini G., “Dynamic test of a pedestrian bridge as part of safety assessment”, *Proc. IABSE Symposium “Structures for the Future. The Search for Quality”* (Rio de Janeiro, August), IABSE, Zurich, 540-547, 1999
- Clemente P., Buffarini G., Bongiovanni G., Rinaldis D., “Dynamic characterisation of the Bell Tower of S. Giorgio in Trignano before and after restoration”, *Proc. Final Workshop of ISTECH Project: Shape Memory Alloy Devices for Seismic Protection of Cultural Heritage Structures* (Ispra, 23 June), 154-165, 2000
- Clemente P., Marulo S., Lecce L., Bifulco A., “Experimental modal analysis of the Garigliano cable-stayed bridge”, *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd, Vol. 17, No. 7-8, 485-493, Oct.-Dec. 1998
- Clemente P., Occhiuzzi A., “Il minimo moltiplicatore di rottura degli archi murari”, *VI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale* (Brescia, 23-25 Ottobre), A.I.M.E.T.A., Milano, 1991
- Clemente P., Occhiuzzi A., Raithel A., “Limit Behavior of Stone Arch Bridges”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 7, 1045-1050, July 1995
- Clemente P., Occhiuzzi A., Raithel A., “Discrete model for non-linear analysis of masonry arches”, in Abdunur C. (ed), *ARCH'01*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 417-422, 2001
- Clemente P., Raithel A., “The mechanism model in the seismic check of stone arches”, in Sinopoli A. (ed), *Arch Bridges*, Balkema, Rotterdam, 123-129, 1998
- Clemente P., Rinaldis D., “Protection of a monumental building against traffic-induced vibrations”, *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd, Vol. 17, No. 5, 289-296, July 1998
- Clemente P., Rinaldis D., Bongiovanni G., “Dynamic characterization of the Tempio della Minerva Medica”, *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering* (Vienna, August), Balkema, Rotterdam, Vol. 2, 981-986, 1994

- Clemente P., Rinaldis D., Bongiovanni G., “Dynamic characteristics of a non-seismic masonry building”, in Davidovici V., Benedetti D. (ed), *Strengthening and Repair of Structures in Seismic Area*, OUEST ÉDITIONS (for AFPS-ANIDIS), Nantes, 243-252, 1994
- Clough R.W., Penzien J., *Dynamics of Structures*, Mc Graw-Hill, New York, 1975
- Ewins D.J., *Modal testing. Theory and practice*, Research Study Press, Imperial College, London, 1995
- Indirli M., Carpani B., Castellano M.G., Clemente P., Forni M., Martelli A., “L’applicazione pilota dei dispositivi in lega a memoria di forma: il Campanile della Chiesa di S. Giorgio a Trignano”, *Atti 28° Convegno Nazionale AIM* (Milano, 8-10 novembre), AIM (Associazione Italiana Metallurgia), 99-108, 2000
- Indirli M., Castellano M.G., Clemente P. & Martelli A., “The Demo Application of Shape memory Alloy Devices: the Rehabilitation of S. Giorgio Church in Trignano”, *Proc. SPIE’s 8th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials* (Newport Beach, 4-8 March), 2001
- Ljung L., *System identification. Theory for the user*, PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1987
- McConnell K.G., *Vibration testing. Theory and practice*, J. Wiley & Sons, New York, 1995
- Occhiuzzi A., Clemente P., “Meccanismi di rottura e sicurezza degli archi murari”, *Atti IV Convegno Nazionale ASS.I.R.C.CO.* (Prato, 3-5 Giugno), ASS.I.R.C.CO., Roma, 557-567, 1992
- Raithel A., Clemente P., Occhiuzzi A., “Geometrical Shape of Stone Arches”, *Proc. IABSE Symposium “Structural Preservation of the Architectural Heritage”* (Rome, 15-17 September), IABSE, Zurich, 485-486, 1993
- Rinaldis D., Clemente P., Donzelli R., “Analisi e controllo delle vibrazioni della Farnesina”, *Atti Convegno “Terremoti in Italia: previsione e prevenzione dei danni”* (Roma, dicembre 1994), Accademia Nazionale dei Lincei, Roma, 69-77, 1995

Edito dall'ENEA
Funzione Centrale Relazioni Esterne
Lungotevere Thaon di Revel 76 - 00196 Roma
www.enea.it

Edizione del volume a cura di Diana Savelli e Mauro Ciamarra

Copertina: Cristina Lanari

Stampa: Grafiche Ponticelli SpA

Finito di stampare nel mese di marzo 2002