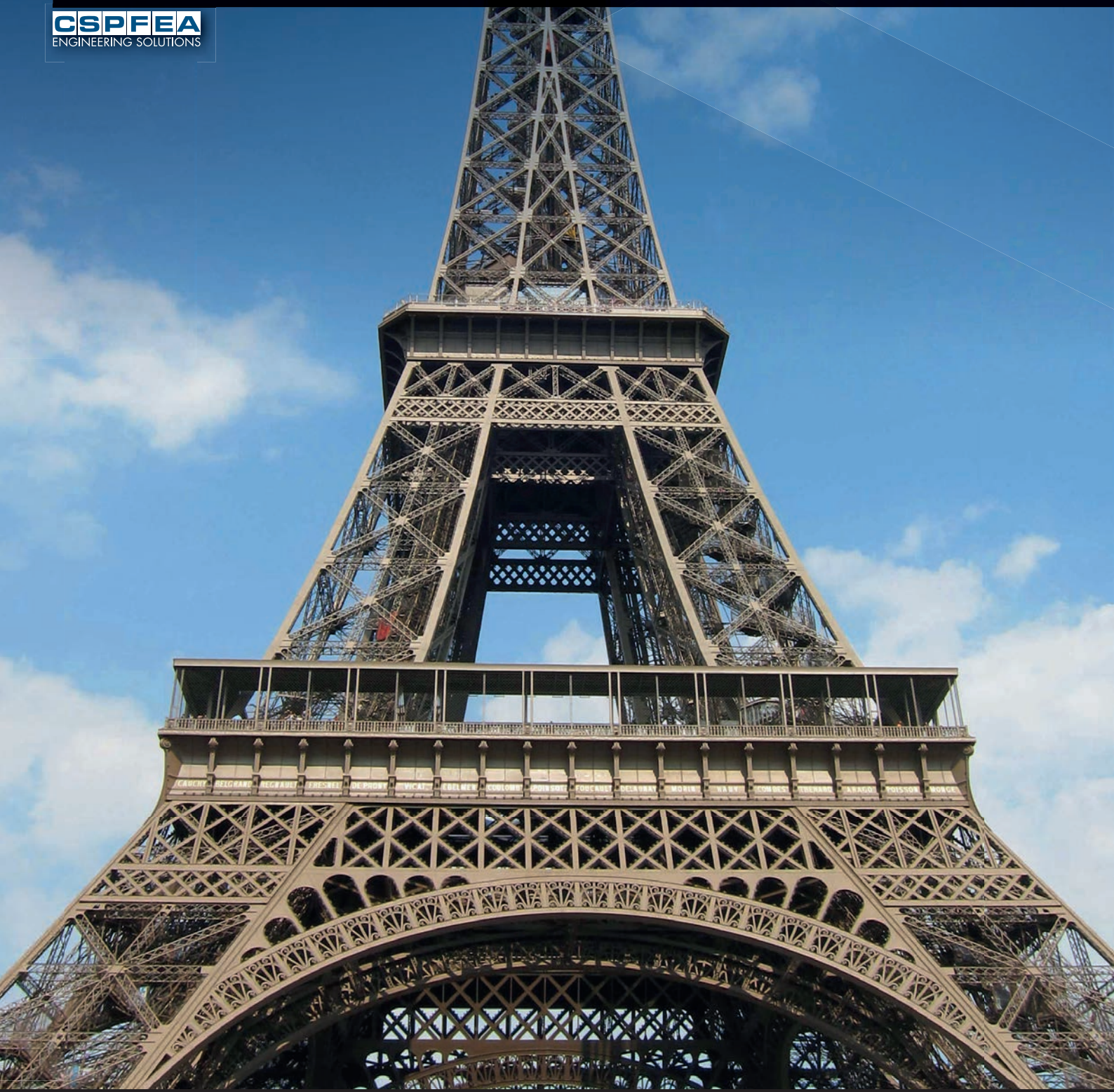
STRUCTURAL MODELING

MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE

Periodico trimestrale di
ingegneria strutturale
a cura di

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

numero tredici



Anno V, n° 13, Maggio 2016 - CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy - Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021 - info@cspfea.net

TROMINO®

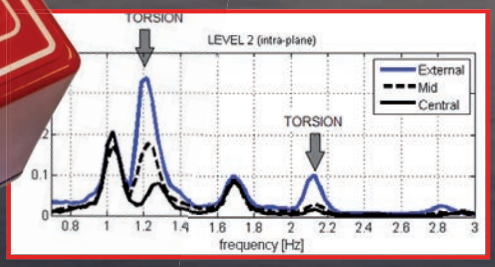
Strumenti per caratterizzazione dinamica e monitoraggio di strutture e sottosuoli

Caratterizzazione dinamica passiva

Validazione di modelli dinamici di strutture

Interazione suolo-struttura

Analisi di vibrazioni off-line e on-line



MOHO SCIENCE & TECHNOLOGY

Venezia, Italia
info@moho.world

Visitate il calendario dei nostri corsi di formazione su www.tromino.eu

Editoriale

Ricorre quest'anno il quarantesimo anniversario del tragico evento sismico del Friuli. Era il **6 Maggio 1976, alle 21** (e chi viveva anche nelle regioni contermini lo ricorda in maniera chiara) un terremoto di magnitudo 6,4 Richter si originò vicino a Gemona del Friuli, a 6 km di profondità. Per misurarne l'intensità e i conseguenti danni è più utile fare riferimento alla Scala Mercalli (fu del IX-X grado) ed al numero di vittime, 989.

Certamente la storia dell'ingegneria sismica fece un balzo in avanti a seguito delle iniziative successive al sisma del Friuli, sicuramente fu determinante per l'impegno nella materia da parte dell'Ateneo dove ho studiato, quello di Padova, nonché quelli (presenti all'epoca o successivamente nati) del Friuli Venezia Giulia.

Questo numero di *Structural Modeling* tocca forse più di ogni numero precedente il tema sismico e lo fa ancora una volta con un occhio di riguardo alla modellazione.

L'introduzione di **Silvia Castellaro** sul tema del **comportamento al sisma del terreno** è quanto mai di utilità per gli ingegneri che spesso vincolano i propri modelli ad un piano fisso, inglobando ogni caratteristica del terreno nello spettro utilizzato, ovvero, molto più raramente nell'accelerogramma. Il tema relativo a quali siano i vantaggi nel considerare una effettiva interazione suolo struttura nell'analisi sismica è ancora tutto da esplorare da parte degli ingegneri, e non aiuta allo scopo l'atavica incomunicabilità con i geologi. Tuttavia, mentre la separazione netta dei due universi scientifici resisteva nel caso di strutture di nuova progettazione soggette a carichi statici, tale drastica semplificazione conduce spesso ad inaccuratezze eccessive nel caso di simulazioni di strutture esistenti e nel caso di simulazioni per azioni sismiche.

I tre casi che vengono poi riportati, proposti da Autori davvero referenziati, toccano il tema di come sia possibile **"validare" un modello strutturale numerico** grazie a test in situ sulla struttura. Il concetto di Validazione e Verificazione (V&V) è stato già trattato in questa Rivista, ed in particolare la Validazione è qualcosa di difficile esecuzione non potendo l'ingegnere testare fisicamente l'oggetto di studio. L'utilizzo di un sismometro (e del relativo software di gestione) diventa quindi molto utile per Validare o per Calibrare (due concetti molto differenti) il proprio modello numerico.

Questo apre a **nuove sfide ed opportunità competitive** per l'ingegnere.

L'utilizzo di strumenti hardware presuppone la conoscenza di come trattare l'alea della misura, esperienza che può confondere i non esperti. Un'analoga alea è presente, si badi bene, anche nella modellazione numerica, se solo provassimo a far variare di poco i parametri dell'analisi, dei materiali, del modello geometrico, della mesh, a causa dell'incertezza di determinare tali quantità.

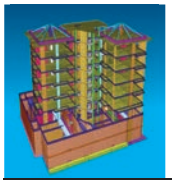
L'utilizzo di strumenti di Validazione (ricordiamo che la Verifica ha a che fare con la matematica, la Validazione con la fisica) costringe inoltre a **curare meglio la fase di modellazione**, geometrica e analitica. L'opportunità tuttavia apre le porte a sviluppi davvero interessanti per l'ingegnere strutturista disposto a approfondire l'argomento.

Per me è stato davvero illuminante assistere al dialogo tra gli Autori di questo numero della Rivista. Si fronteggiavano esperti di Modellazione numerica di strutture con esperti di Misurazione e di Geologia. Spesso ho constatato che le due discipline faticano a capirsi essendo ciascuna specializzata e con pochi punti in comune tra loro.

Spero che il tema possa suscitare la vostra curiosità. Da parte nostra vorremmo riprendere questo argomento con una serie di seminari e vi invito sin da ora a manifestarmi un vostro interesse o vostri commenti.

Paolo Segala
segala@cspfea.net / Twitter: @cspfea1

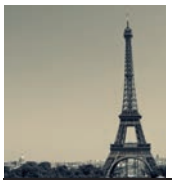
Sommario



Dalla Redazione ____ p. 2
Tecnologia di eccellenza per l'ingegneria

Redazionale ____ p. 3
Affetti dal sito
Silvia Castellaro

Dalla Redazione ____ p. 5
TROMINO®:
il primo mattone di ogni costruzione



Strutture in Acciaio ____ p. 8
La torre Eiffel
Silvia Castellaro, Stefano Isani, Marco Bartolomei, Luigi Perricone

Muratura ____ p. 16
Modellazione al continuo della basilica
di S. Quirino a Correggio (RE)
Corrado Prandi, Riccardo Triches

Ponti Composti ____ p. 26
Validazione del modello MIDAS di un viadotto
per mezzo di caratterizzazione dinamica
speditiva effettuata con Tromino®
Silvia Castellaro, Paolo Barrasso, Stefano Isani

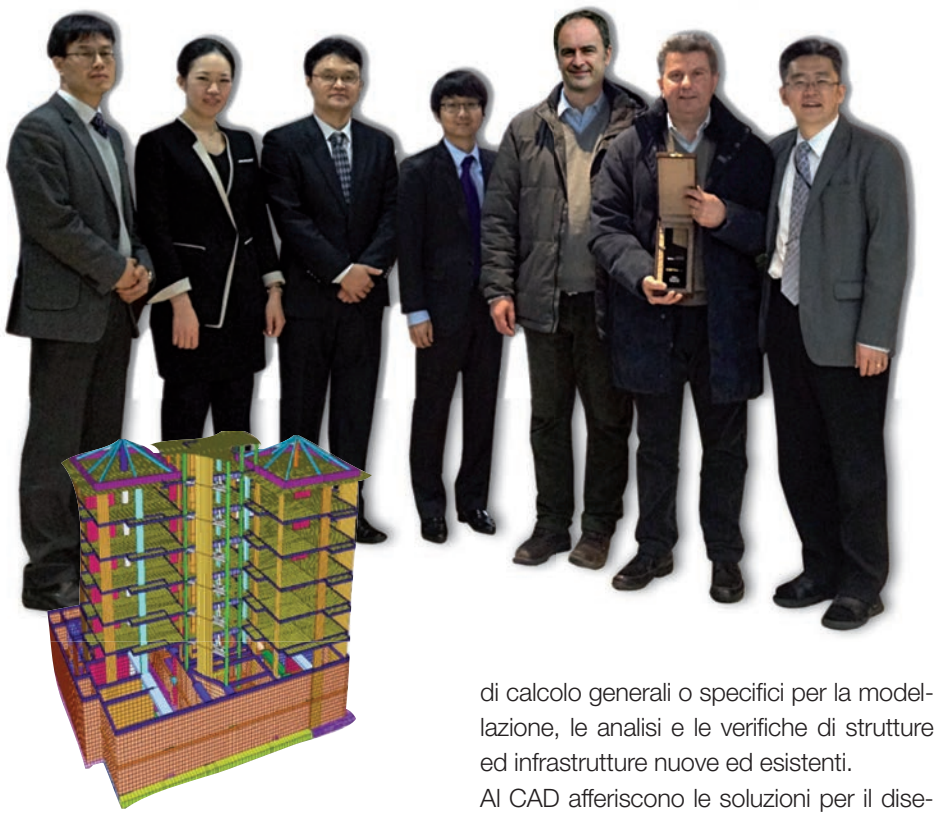
Magazine di ingegneria strutturale
www.structural-modeling.it
Le opinioni espresse negli articoli pubblicati dalla rivista Structural Modeling, impegnano esclusivamente i rispettivi autori.
Editore: Casa Editrice *il prato* - www.ilprato.com
Progetto grafico: Marco Ferrero (scriptorium) - scriptorium@scriptorium.biz
© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.

CSPFea ENGINEERING SOLUTIONS
CSPFea
www.cspfea.net

CSPFea sostiene:
NAFEMS Italia
Sostenitore EUCENTRE
ISI Ingegneria Sismica Italiana

CSPFea distribuisce:
MIDAS
Bentley
TNO DIANA
KARALIT Simplicity without compromise
Build Soft N.V.
fine civil engineering software

Tecnologia di eccellenza per l'ingegneria



CSPFea

società italiana che opera nel settore dell'ingegneria civile, nasce nel 2005 dall'intuizione imprenditoriale di una coppia di ingegneri che ha voluto investire nell'ambito dei software e dei servizi per gli ingegneri.

La passione per la consulenza prima e per il software poi, ha avviato e consolidato negli anni la partnership fra CSPFea e MIDAS IT, ad oggi la più grande azienda, in espansione a livello mondiale, di software per l'ingegneria civile, con oltre 600 dipendenti e circa 30 rivenditori nel mondo.

In questi undici anni di vita CSPFea si è affermata nel settore CAE/FEM, distribuendo e supportando a livello nazionale i software MIDAS, con molteplici attività, quali documentazione tecnica, corsi, seminari, convegni e partecipazioni fieristiche.

Oggi, l'identità di CSPFea si è rafforzata con l'introduzione di nuovi brand, diventando un'azienda con la più ampia scelta di strumenti software per la progettazione nell'ambito AEC. I principali settori di applicazione sono: CAE/FEM, CAD, BIM e CFD.

Migliorando l'affidabilità della simulazione nell'ingegneria civile, riusciamo a massimizzare il ritorno sugli investimenti per i nostri clienti, riducendo tempi e costi di ricerca e sviluppo, e gettando le basi per ottenere un duraturo vantaggio competitivo.

Nel settore CAE/FEM si trovano le soluzioni che tradizionalmente vengono attribuite all'ingegneria civile e strutturale: programmi di calcolo generali o specifici per la modellazione, le analisi e le verifiche di strutture ed infrastrutture nuove ed esistenti.

Al CAD afferiscono le soluzioni per il disegno di strutture e dettagli costruttivi sia per la creazione di modelli e geometrie che nelle fasi di messa in tavola ed invio alla costruzione vera e propria.

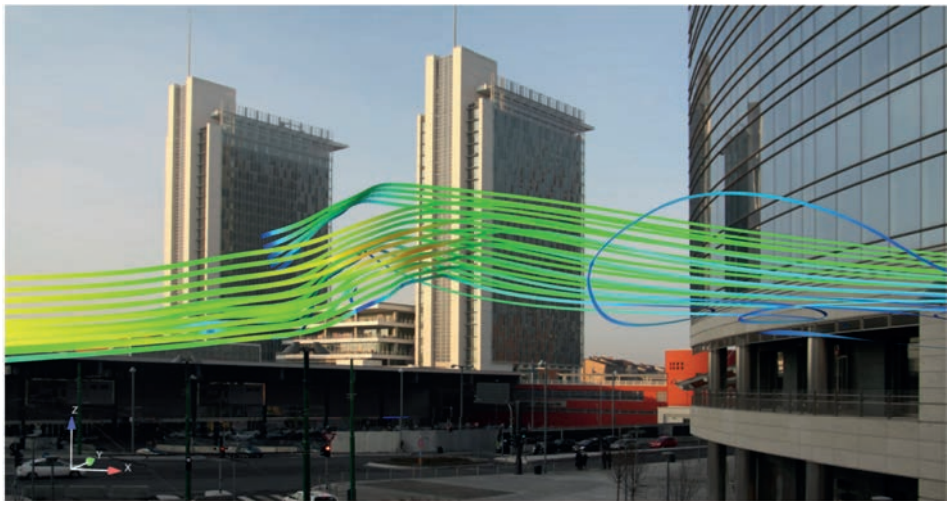
L'area BIM comprende una serie di servizi integrati, che vanno dalla scelta degli strumenti alla consulenza personalizzata di partner esterni per poter dare al cliente la migliore e più vantaggiosa esperienza in grado di soddisfarne i bisogni.

L'analisi fluidodinamica CFD infine viene sviluppata con software innovativi e collaborazioni con esperti professionisti italiani.

Tutti i settori sono accompagnati dallo staff tecnico di CSPFea, che fornisce consulenza e assistenza ai clienti, tramite help desk telefonico, via mail oppure personalizzata one to one secondo le esigenze del richiedente. Oltre al classico supporto CSPFea mette a disposizione dei suoi clienti un supporto avanzato con docenti ed istituzioni accademiche di primaria importanza.

Dalla collaborazione con gli ordini professionali e docenti universitari nascono corsi di formazione avanzata accreditati dal CNI.

La formazione è da sempre un aspetto fondamentale nella vision aziendale: periodicamente vengono organizzati corsi fruibili sia on site che in streaming su tutto il territorio nazionale sia su tematiche di base che su specifici temi di interesse.



Silvia Castellaro
Ricercatore – Dipartimento di Fisica
e Astronomia, Università di Bologna

Affetti dal sito

Era il 19 settembre 1985 quando Città del Messico fu risvegliata da un violento terremoto (M_W = 8.0). Quell'evento passò alla storia perché la maggior parte dei danni da esso provocati non avvenne in prossimità dell'epicentro (Michoacán) ma a 300-400 km da esso, appunto a Città del Messico. Il fenomeno per cui il moto sismico può risultare particolarmente amplificato in alcune zone a causa della litologia locale (Città del Messico si trova su un bacino sedimentario sovrastante roccia perlopiù vulcanica), anche molto lontano dalla sorgente, prende il nome di "effetto di sito". Di tale fenomeno si ebbe evidenza per la prima volta nella storia della sismologia mondiale in occasione di questo terremoto.

In Italia gli "effetti di sito" iniziarono ad essere considerati a seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002, come possibile giustificazione del tristemente noto crollo della scuola Francesco Jovine. Tuttavia, anche se in quel caso la colpa del crollo non poté essere attribuita ad una amplificazione differenziale del terreno, fu quel terremoto a rendere sensibile l'Italia alla necessità di una caratterizzazione dinamica dei sottosuoli.

Anche i sottosuoli, infatti, esattamente come le strutture, sono oscillatori che non vibrano in modo indistinto ma vibrano a specifiche frequenze, determinate dalle loro rigidezze e dai loro spessori. Come per le strutture, anche nel caso dei sottosuoli tali frequenze prendono il nome di frequenze proprie o di risonanza e la caratterizzazione dinamica mira ad individuare frequenze, deformate e smorzamenti modali.

In Italia i primi tentativi di caratterizzazione dei sottosuoli in senso dinamico e di microzonazione sismica, ossia di suddivisione del territorio in zone a comportamento sismico omogeneo, risalgono ai primi anni 2000. Essi partono dall'osservazione che il sottosuolo vibra alle frequenze proprie non solo in presenza di terremoto ma anche in condizioni di eccitazione da microtremore ambientale, ossia sotto l'effetto del traffico urbano, del vento, delle onde del mare, delle perturbazioni meteorologiche. Le frequenze proprie di un sistema dipendono infatti esclusivamente dalle sue caratteristiche meccaniche e geometriche, e non dal tipo di forzante, perlomeno entro i limiti del comportamento elastico. Ne segue che registrando le oscillazioni naturali del sottosuolo in condizioni definite passive (ossia in assenza di sisma o di eccitazioni volontarie), è possibile effettuarne una caratterizzazione dinamica (**Figura 1**). Il sottosuolo tuttavia vibra con un'ampiezza pari a quella attesa sul piano di fondazione delle strutture, piano che per l'ingegnere costituisce, in assenza di sisma, un livello fisso. Risulta quindi chiaro che per caratterizzare il comportamento dinamico di uno strato che, in assenza di sisma, l'ingegneria assume come fermo (e che in realtà per la geologia e la sismologia fermo non è mai), occorrano strumenti sufficientemente sensibili. Questa classe di strumenti, denominata 'sismometri' (misuratori di velocità), differisce nettamente per sensibilità rispetto alla classe di strumenti di tipo accelerometrico più comunemente nota in ingegneria. Gli accelerometri nel mondo sismologico sono infatti dedicati al così detto 'strong motion' mentre per il 'weak motion' e per le osservazioni sotto eccitazione passiva (microtremore ambientale) i sismometri sono gli strumenti di elezione.

All'inizio degli anni 2000 gli unici sismometri disponibili per i primi tentativi di microzonazione sismica e di caratterizzazione dinamica specifica dei sottosuoli di fondazione erano strumenti sismologici tradizionali, del peso di diversi chilogrammi, necessitanti di alimentazione esterna e di lunghi tempi di stabilizzazione ogni volta che venivano spostati da un sito ad un altro. È in questo panorama che nel 2002 è nato Tromino® (da τρόμος, tremore, oggi prodotto da MoHo s.r.l., Venezia) il primo misuratore portatile e stand alone di tremore sismico, specificamente inteso per la caratterizzazione dinamica passiva. Dalla primissima applicazione (microzonazione sismica preliminare della città di Firenze, D'Amico et al., 2008), le applicazioni dello strumento sono cresciute esponenzialmente, coinvolgendo via via non solo i sottosuoli ma anche le strutture, a caccia – tra le molte altre applicazioni geotecniche, sismiche e strutturali – anche di coincidenze di modi di vibrare tra suolo e struttura, che sono condizioni particolarmente sfavorevoli in caso di terremoto.

In questo numero vengono presentate tre applicazioni di Tromino® e MIDAS nell'ambito della modellazione dinamica di strutture colpite da terremoto (il caso della basilica di San Quirino a Correggio, RE), di ponti di nuova costruzione e del monumento a pagamento più visitato del mondo - la torre Eiffel - di cui, dopo milioni di fotografie effettuate da milioni di turisti in oltre 100 anni di vita, si fornisce un tipo completamente diverso e nuovo di immagine dinamica.

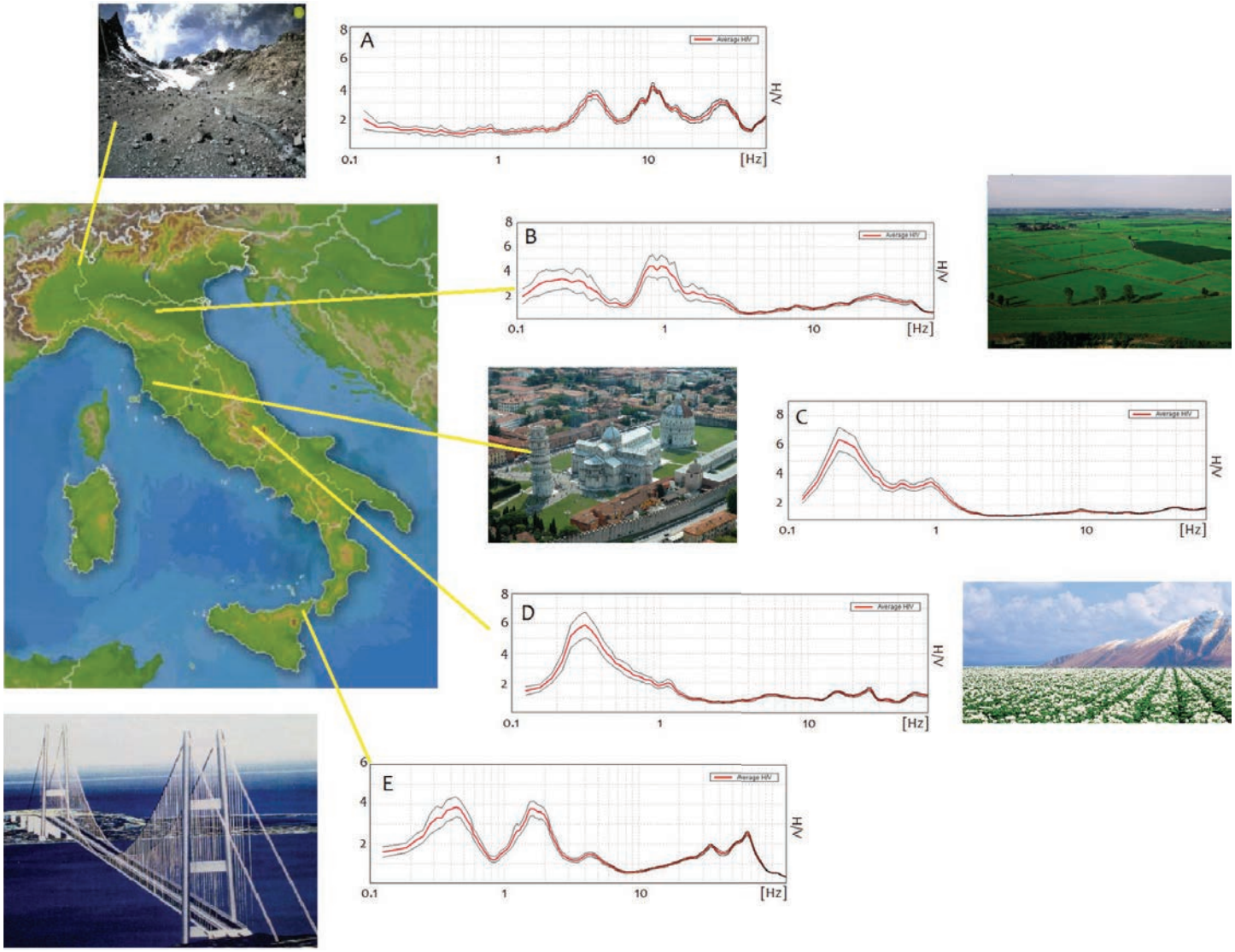
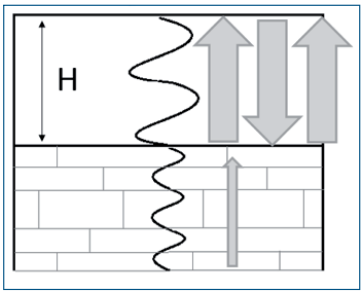


Figura 1. Qualche esempio reale di frequenze di amplificazione dei sottosuoli in cui ci si può imbattere in Italia. **A**) molte amplificazioni in alta frequenza, tipiche nelle zone montane moreniche: in questo esempio siamo a Verbania. Amplificazioni in bassa frequenza tipiche delle grandi pianure fluviali con bedrock profondi, come la Pianura Padana (**B**) o la piana dell'Arno (**C**, qui siamo a Pisa) o ancora delle profonde piane lacustri (**D**, qui siamo nel Fucino, AQ). **E**) molte amplificazioni a basse e alte frequenze, legate a successioni geologiche complesse (qui siamo a Messina, in prossimità di una spalla dell'immaginario ponte sullo stretto).



Consideriamo il caso di uno strato geologico poco rigido (come le coperture alluvionali) sopra un bedrock rigido, come nell'esempio della figura accanto. La rigidezza μ - intesa come costante elastica - degli strati geologici si stima a partire dalla velocità V_S delle onde di taglio negli stessi e dalla densità ρ, essendo $\mu = \rho V_S^2$. Nello stato di copertura la velocità di propagazione delle onde di taglio sarà dunque inferiore rispetto a quella nel bedrock. Immaginiamo ora un'onda sismica con polarizzazione orizzontale che incida verticalmente dal basso verso l'alto su questo sistema geologico. All'interfaccia tra il bedrock e le coperture, dove V_S crolla bruscamente, l'ampiezza dell'onda dovrà aumentare (nell'ipotesi che le onde siano per la maggior parte trasmesse verso l'alto anziché riflesse verso il basso e che la dissipazione anelastica sia trascurabile). Questo è il fenomeno dell'amplificazione sismica legata alle coperture. All'interno della copertura l'onda amplificata subirà ulteriori riflessioni alle interfacce e, per specifiche condizioni, le onde incidenti si sommeranno in modo costruttivo con quelle riflesse, dando vita al fenomeno della risonanza delle onde all'interno dello strato tenero. Queste condizioni si verificano alle frequenze $f = \frac{V_S}{4H}$, dove H è lo spessore dello strato di copertura. A parità di V_S, si evince dalla formula che grandi spessori delle coperture portano a basse frequenze di risonanza e viceversa. A titolo di esempio, in un suolo sabbioso caratterizzato da $V_S \simeq 200$ m/s, 5 m di sabbia sopra il bedrock darebbero una risonanza a 10 Hz, mentre 50 m di sabbia sopra il bedrock darebbero una risonanza a 1 Hz. Misurare le frequenze di risonanza dei sottosuoli è relativamente semplice. In presenza di un vincolo (su H o su V_S) da altre fonti (penetrometrie, sondaggi, geofisica), la formula suggerisce che è possibile ricavare la terza variabile (V_S o H).

MoHo s.r.l. (www.tromino.eu, Venezia) è lieta di presentare

TROMINO®: il primo mattone di ogni costruzione

Nato nel 2002, TROMINO® è stato il primo strumento realmente tutto in uno progettato per la caratterizzazione dinamica attiva e passiva dei terreni e delle strutture. TROMINO® è un dispositivo portatile, di dimensioni e consumo ridottissimi (~ 1 kg, 10x14x7 cm, alimentato da 2 batterie AA 1.5 V), senza alcun cavo esterno. Lavora anche in configurazione multicanale attraverso un sistema esclusivo di comunicazione radio, risultando versatile e adatto per disparate applicazioni sia sui terreni che sulle strutture.

TROMINO® è dotato di:

- 3 canali velocimetrici a dinamica impostabile da altissima sensibilità per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale a minore sensibilità e maggior dinamica per le vibrazioni antropiche forti;
- 3 canali accelerometrici;
- sistema di trigger per MASW e sismica a rifrazione completamente senza cavi, via radio;
- ricevitore GPS integrato, antenna interna e/o esterna per localizzazione e/o sincronizzazione tra diverse unità;
- modulo radio per la sincronizzazione tra diverse unità.

Sui terreni TROMINO® permette di:

- misurare le frequenze di risonanza (tecnica H/V), necessarie negli studi di microzonazione sismica e nelle caratterizzazioni sismiche dei terreni;
- ottenere profili di Vs e Vs30 da fit vincolato della curva H/V o da prove MASW, FTAN, usando il sistema di trigger radio (Figura 1);
- ottenere stratigrafie sismiche unendo le informazioni precedenti (Figura 2).

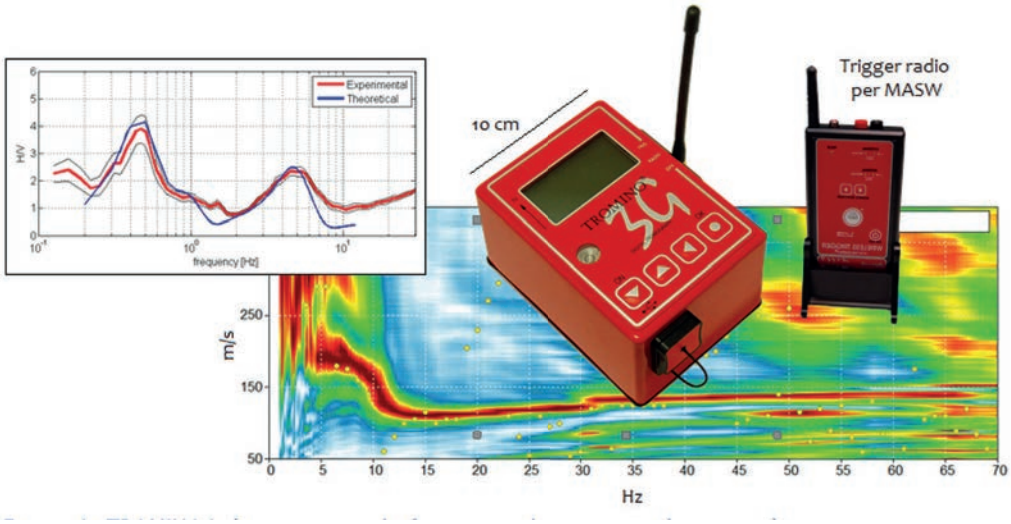


Figura 1. TROMINO® (per misurare le frequenze di risonanza dei terreni) con sistema trigger radio (per effettuare prove MASW e misurare la velocità delle onde sismiche di taglio, Vs).

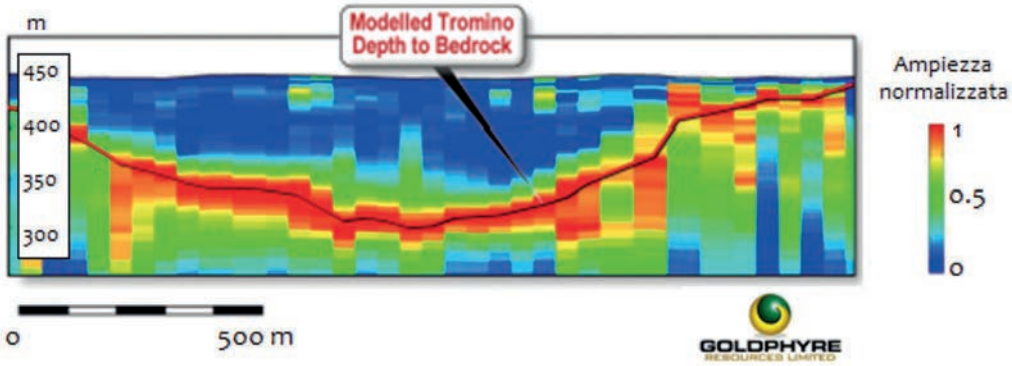


Figura 2. Mappatura dell'andamento del bedrock effettuata tramite diverse misure passive con TROMINO® lungo una sezione di circa 2 km (modificato da e per gentile concessione di GoldPhyre, Australia).

Sulle strutture TROMINO® è la soluzione ideale per:

- la caratterizzazione dinamica (frequenze, deformate, smorzamenti). I risultati sperimentali vengono usati per calibrare e validare le modellazioni numeriche delle strutture (Figura 3). Usato singolarmente, TROMINO® permette di individuare le frequenze e gli smorzamenti modali. Più stazioni (min. 2) permettono di ricostruire anche le deformate modali. TROMINO® è stato impiegato per la caratterizzazione di numerosissime opere rilevanti e celebri in Italia e nel mondo, come ad esempio la torre Eiffel di cui si dà esempio in questo numero, la torre di Pisa e degli Asinelli a Bologna, il campanile di San Marco a Venezia, il Colosseo di Roma e l'Arena di Verona, la Shangai Tower, numerosi grattacieli negli Emirati Arabi, il Golden Gate Bridge di San Francisco ecc., oltre - evidentemente - ad opere più ordinarie;
- il monitoraggio delle vibrazioni;
- la trasmissione di allarmi (superamento soglie).

MoHo s.r.l. produce, oltre a TROMINO®, altra strumentazione per la prospezione geofisica di tipo sismico (SoilSpy) ed elettrico (Electra) dei terreni. È in ultimazione anche un nuovo strumento per il monitoraggio in continua delle strutture: Suricat.

Maggiori informazioni e dettagli sui corsi di formazione ed avvio all'uso delle tecniche e degli strumenti qui presentati su
www.tromino.eu
o
info@moho.world

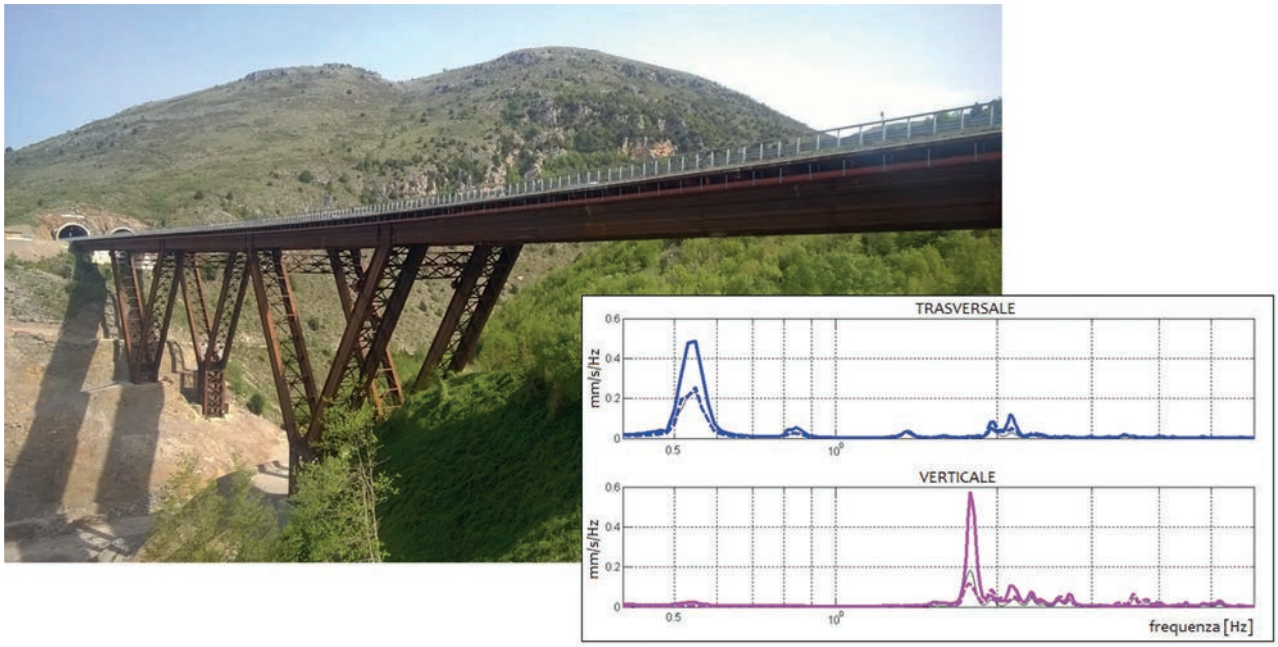
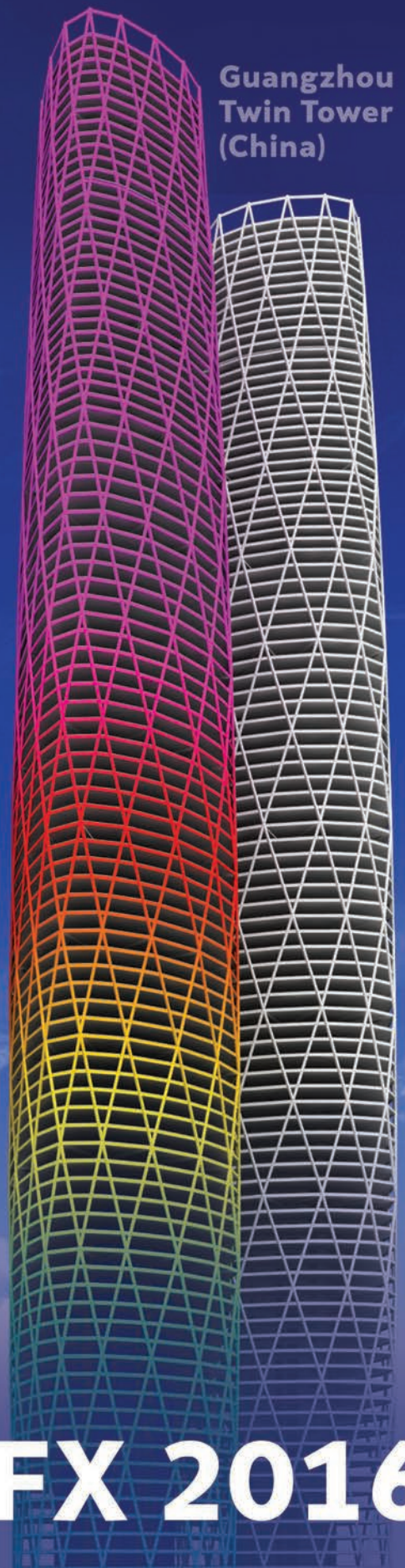


Figura 3. Esempio di caratterizzazione dinamica sperimentale di un ponte metallico (viadotto Caffaro, progetto Matildi+Partners, Bologna) con Tromino®. Frequenze modali trasversali (blu) e verticali (viola).

Midas
Tecnologia di Eccellenza



Risolvere i problemi complessi in modo semplice

Dalla modellazione agli Elaborati Grafici sotto un unico marchio

Normative Italiane, Europee ed Internazionali

Midas GEN FX 2016

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

CSPFea s.c.
Via zuccherificio, 5/D - 35042 - Este (PD)
t. +39 0429 60 24 04
info@cspfea.net | www.cspfea.net

La Torre Eiffel

Silvia Castellaro[1], Stefano Isani[2], Marco Bartolomei[2], Luigi Perricone[3]

[1] Dipartimento di Fisica e Astronomia, Università di Bologna, silvia.castellaro@unibo.it
[2] Matildi + Partners (Bologna)
[3] Studio di Geologia Rigo Perricone, Cividale del Friuli, Udine

Introduzione*

La torre Eiffel è il monumento più visitato al mondo. Nell'ultimo secolo, milioni di visitatori hanno scattato milioni di foto che la ritraggono mentre apparentemente una sua immagine (caratterizzazione) dinamica non esiste o non è disponibile nella letteratura internazionale. Secondo il quotidiano francese Le Moniteur, nel 2010 stava per iniziare un progetto della Société d'Exploitation de la Tour Eiffel della durata di 2 anni per la creazione di un modello numerico della torre. Tuttavia di questo o di altro non abbiamo trovato traccia.

Nei paesi ad elevata pericolosità sismica è comune misurare la risposta dinamica degli edifici importanti al fine di pianificarne al meglio interventi di adeguamento o miglioramento. La pericolosità sismica a Parigi però è molto bassa. Le caratterizzazioni dinamiche sono utili in realtà anche per prevedere o progettare la risposta delle strutture alle azioni del vento. Gustave Eiffel studiò gli effetti del vento sulla sua torre ma poté farlo solo da un punto di vista statico (Eiffel, 1900).

Una caratterizzazione dinamica della torre Eiffel sarebbe interessante anche perché, oltre ad essere il monumento a pagamento più visitato al mondo, è molto alta (più di 300 m) e leggera: si tratta quindi di una struttura insolita, con una grande rigidezza e una piccola massa.

Nei progetti originali del gruppo di Eiffel (Eiffel, 1900) abbiamo trovato la dimensione e la massa di ogni singolo elemento strutturale e decorativo della torre. Tuttavia è facile accorgersi che le masse non strutturali sono fortemente diverse oggi rispetto al 1889. Determinare la distribuzione delle masse odierne, adeguando il modello numerico costruito a partire dagli schemi del 1889 ai dati sperimentali raccolti nel 2015, si rivela un esercizio interessante.

Siamo dunque partiti alla volta di Parigi con un sismometro Tromino® nello zainetto. Al fine di non suscitare domande o curiosità nei turisti, che si sarebbero avvicinati allo strumento disturbando le misure, lo abbiamo riposto in una comune borsa di carta ed abbiamo effettuato le misure appoggiando la borsa a terra (**Figura 1**).

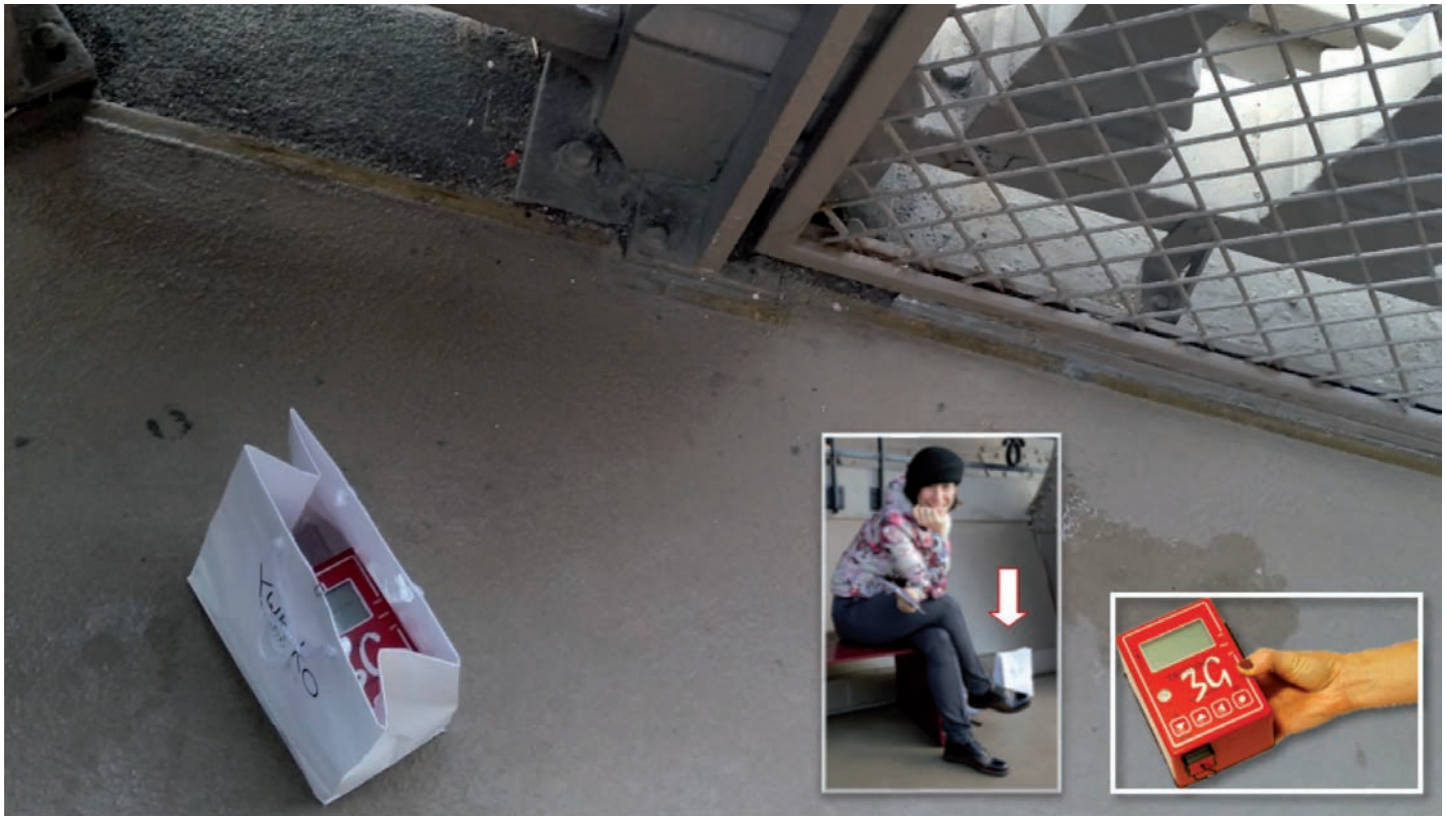


Figura 1. Il sismometro portatile (Tromino®) usato in questo studio durante una registrazione al primo piano della torre Eiffel. L'immagine di destra mostra le dimensioni del dispositivo e il modo in cui abbiamo effettuato le registrazioni. Lo strumento era stato riposto all'interno di una borsa di carta per non attirare gli altri visitatori, cosa che avrebbe disturbato le misure. Chiaramente siamo stati vicini alla borsa per tutta la durata delle registrazioni.

* La versione completa di questo lavoro è in fase di revisione per pubblicazione su rivista internazionale

Indagine sperimentale

La torre Eiffel fu completata nel 1889 per l'Esposizione Universale. Dall'anno della sua costruzione al 1930, con i suoi 324 m di altezza, vantava anche il titolo di edificio più alto del mondo. Come tutti sanno, essa consiste in un traliccio di ferro pudellato, diviso in 3 piani, le cui caratteristiche geometriche principali sono riassunte nella **Tabella 1**.

Le fondazioni sono 4 plinti distinti per ogni gamba, che significa 16 fondazioni distinte impostate ad una profondità di 7 m, dove, secondo la carta geologica e le trincee scavate durante la costruzione della torre, sono presenti sabbie e ghiaia.

L'ubicazione, il numero e la durata delle misurazioni all'interno della torre sono state condizionate dall'accessibilità.

Abbiamo registrato l'oscillazione sotto eccitazione ambientale della torre sulle 3 piattaforme (55 m, 116 m, 270 m di altezza) lungo il pilastro sud, come mostrato in **Figura 2**. Su tutti i piani abbiamo effettuato due registrazioni di 10 minuti (1024 campioni al secondo), una con l'asse orizzontale dello strumento parallelo al bordo della torre, l'altra con l'asse orizzontale dello strumento disposto lungo le diagonali della torre. Le due serie sono chiaramente ridondanti, dal momento che misurano lo stesso movimento in due differenti sistemi di coordinate. Tuttavia, abbiamo effettuato due registrazioni per ciascun livello e a breve distanza per avere un controllo incrociato.

Sul secondo livello abbiamo effettuato un'ulteriore registrazione approssimativamente al centro della piattaforma, dove attualmente sono presenti i bagni. Abbiamo usato questa registrazione per riconoscere i modi torsionali.

L'osservazione degli spettri ottenuti ai piani (**Figure 3** e **4**) permette di identificare le frequenze dei principali modi di vibrazione della torre e il confronto tra le ampiezze spettrali interpiano e intrapiano permette di determinare le forme modali in valore assoluto. Lavorando con un solo strumento la determinazione delle forme modali fa affidamento sull'assunto di forzante sufficientemente stazionaria e quello che si ottiene, in ogni caso, sono i valori assoluti delle deformate poiché non è possibile conoscerne la fase. La stazionarietà della sorgente è un assunto ragionevole poiché abbiamo condotto le misure nell'arco di 2 ore, durante le quali le condizioni atmosferiche e meteorologiche, che sono le principali sorgenti di microtremore sotto 2 Hz, non sono cambiate in modo sensibile.

Il primo modo flessionale orizzontale della torre è emerso chiaramente a 0.32 Hz (**Figura 3**). A questa frequenza il movimento coinvolge in particolar modo la parte più alta della torre, ma si può osservare anche una significativa oscillazione verticale a tutti i piani, il che implica che anche il terreno partecipa a questo movimento (rocking, rotazione), perciò nei modelli non si dovrebbe trascurare l'interazione terreno-struttura.

Un secondo modo di flessione orizzontale appare alla frequenza di 1 Hz, il quale può essere classificato come una flessione poiché la velocità lineare del movimento della sede centrale e di quella periferica è la stessa (**Figura 4**).

Un terzo modo appare a 0.8 Hz, il quale deve essere una torsione perché la velocità lineare del movimento al centro tende a zero rispetto alle sedi periferiche (**Figura 4**).

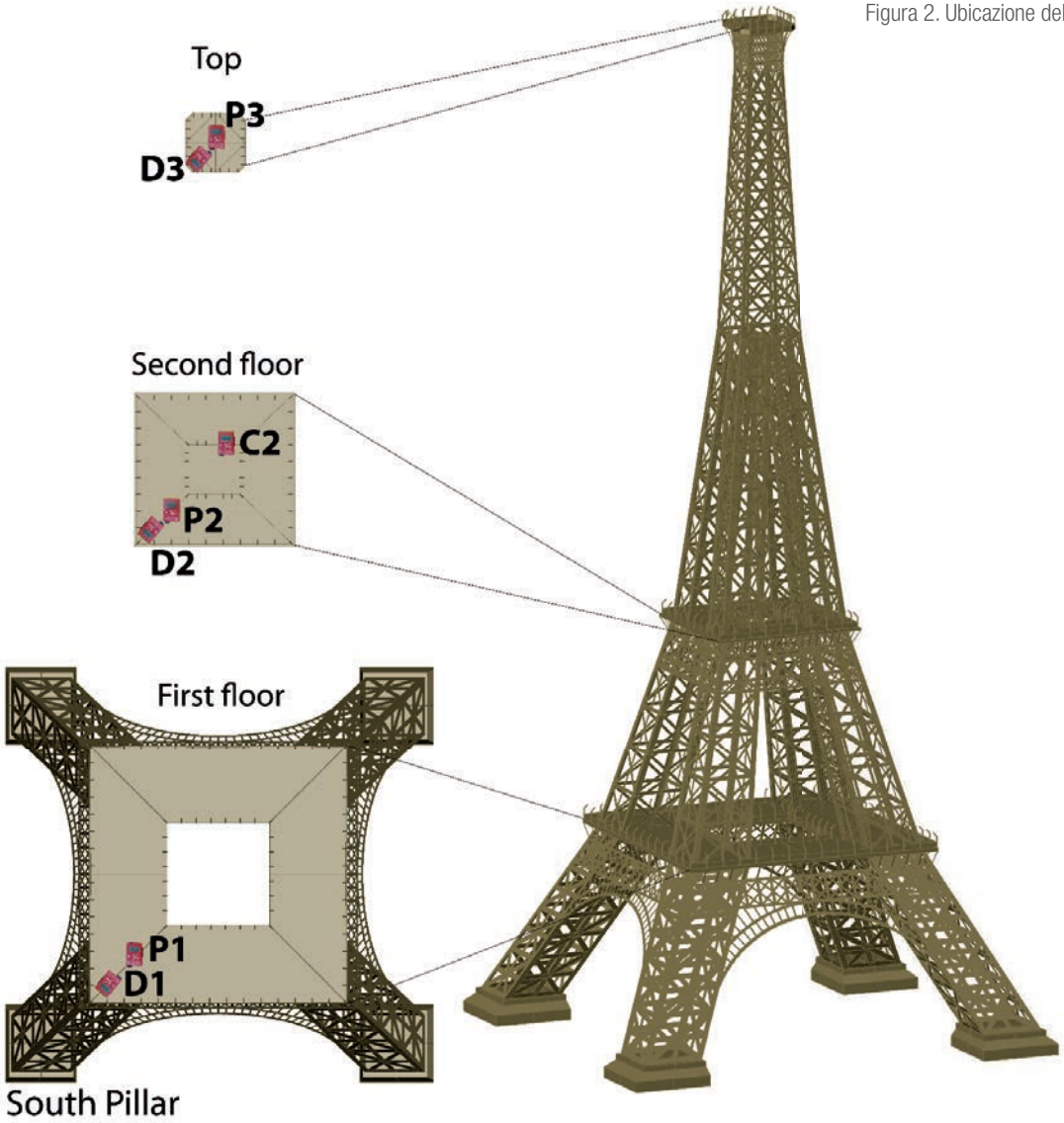
Poi abbiamo nuovamente due modi di flessione orizzontali (1.4 and 1.7 Hz) e un secondo modo torsionale (2.1 Hz, **Figura 4**). I risultati sperimentali sono riassunti in **Tabella 2**.

Osservando i primi disegni di Eiffel (1900) abbiamo calcolato le masse attribuibili a ciascun livello, ottenendo che la frazione della massa totale spostata nella componente orizzontale nel modo 1 è 40%, seguita da 5 modi con approssimativamente la stessa importanza (5-7% della massa totale).

Contraente	Gustave Eiffel	PRIMO PIANO	
Ingegneri	Maurcie Koechlin, Emile Nouguier	Altezza della piattaforma	58 m
Architetto	Stephen Sauvestre	Lunghezza dei lati	71 m
Costruzione	28 gennaio 1887 – 31 marzo 1889	PIANO INTERMEDIO	
Disegni esecutivi	700 visioni d'insieme, 3.600 disegni dettagliati	Altezza della piattaforma	116 m
Composizione	18.000 componenti in metallo. 2.500.000 chiodi	Lunghezza dei lati	41 m
Peso totale (secondo i disegni originali)	10.100 t (di cui 7.300 t della struttura metallica)	TERZO PIANO	
Peso totale (ad oggi)	11.700 t	Altezza della piattaforma	312 m (nel 1889) 324 m (oggi)
Lunghezza di ogni lato della Torre al livello del suolo	125 m	Lunghezza dei lati	18.6 m
Spazio vuoto fra le gambe	72 m	Movimento della sommità	
Larghezza delle gambe	26 m	Causato dal calore	Fino a 18 cm
		Causato dal vento	Fino a 7 cm

Tabella 1. Caratteristiche principali della torre Eiffel.

Figura 2. Ubicazione delle misure all'interno della torre.



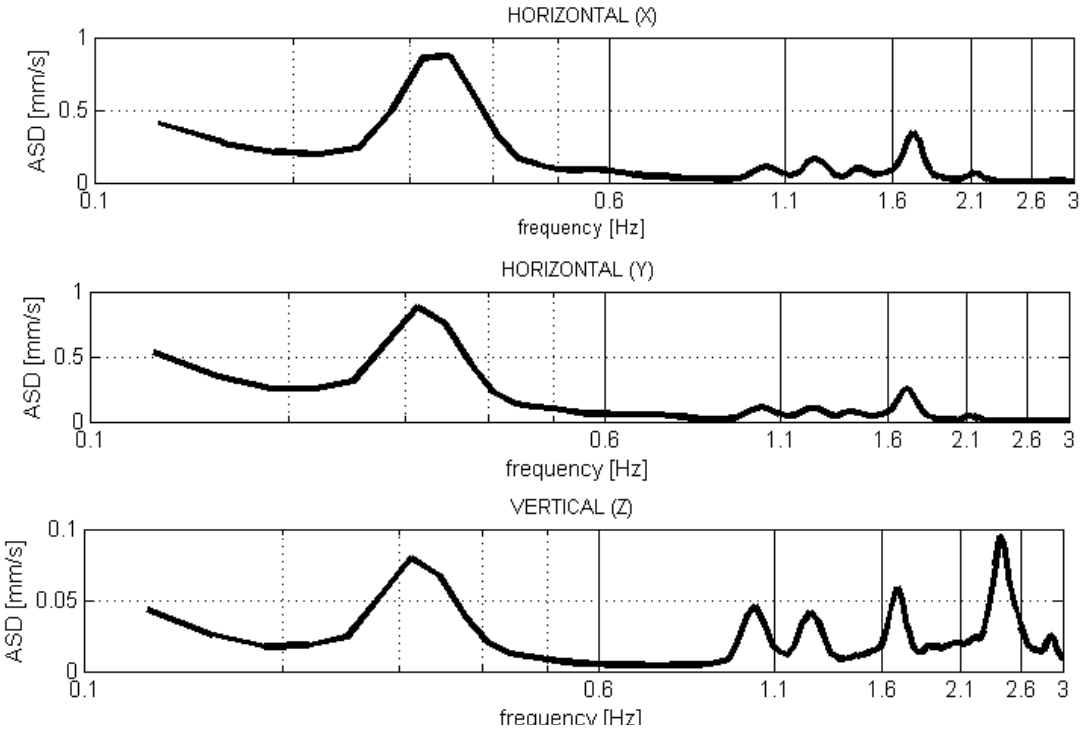


Figura 3. Primo modo flessionale della torre (0.32 Hz) come misurato all'ultimo piano.
Si noti che la scala verticale è di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quelle orizzontali.
ASD: Amplitude Spectral Density (densità di ampiezza spettrale).

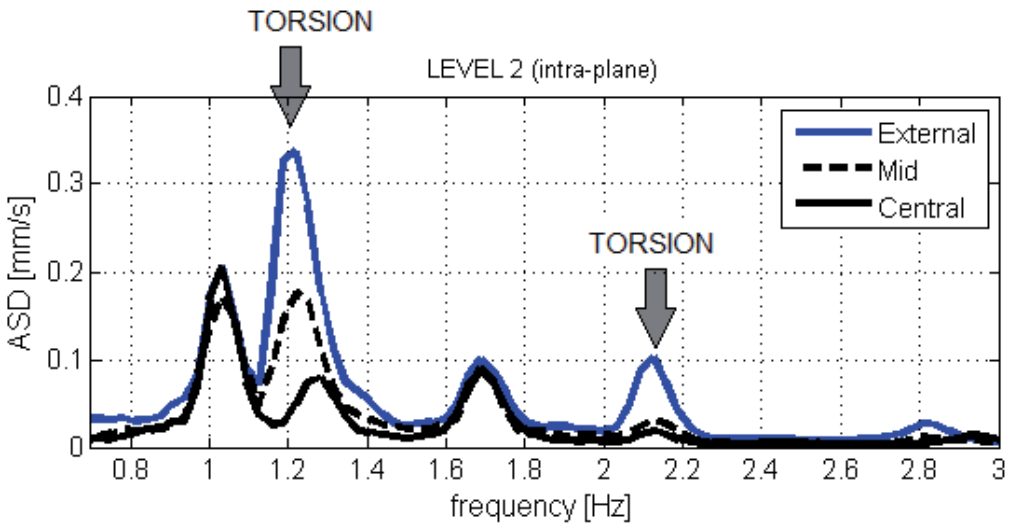


Figura 4. Spettri orizzontali registrati al secondo piano della torre in posizione esterna, intermedia e centrale (D2, P2, C2 in Figura 2). I modi torsionali possono essere riconosciuti perché la velocità lineare al centro del piano deve essere quasi nulla rispetto a quella in posizione periferica: questo avviene a 1.3 and 2.1 Hz. I modi flessionali, al contrario, mostrano la stessa velocità lineare nelle misure intrapiano: questo avviene a 1 and 1.7 Hz. La sequenza modale in questa immagine è quindi flessione (1 Hz), torsione (1.3 Hz), flessione (1.7 Hz) e torsione (2.1 Hz). ASD sta per Amplitude Spectral Density (densità di ampiezza spettrale).

Modellazione ad Elementi Finiti (FEM)

Abbiamo costruito un modello geometrico della torre (**Figura 2**), che riproduce fedelmente i disegni originali di Eiffel (1900), da cui si ricavano sia le masse strutturali che quelle non strutturali. Alcune di queste ultime sono state rimosse dal modello perché non esistono più mentre altre masse non strutturali sono state aggiunte perché non erano presenti nei disegni originali (ad esempio, le antenne radio sulla sommità e altri dispositivi). A partire dal modello geometrico, abbiamo creato un modello tridimensionale ad elementi finiti con MIDAS GEN rel. 8.4.0 (MIDAS IT, distribuito in Italia in esclusiva da CSPFea), che consiste in 3.472 nodi e 8.773 elementi. Le masse non strutturali sono state applicate a 1.143 nodi. Le travi sono state divise solo in corrispondenza dei nodi che le collegano con altre travi, per evitare modi di vibrazione locali, non rilevanti per questo studio. I piani sono stati modellati come strati rigidi.

Abbiamo usato elementi BEAM (nodi terminali a 6 gradi di libertà raggruppati in 57 diverse sezioni), al posto dei più comuni elementi TRUSS, caratterizzati solamente da tensione normale, poiché alcune travi (ad esempio quelle diagonali della facciata) hanno una struttura reticolare complessa che presenta un'alta rigidezza flessionale.

Gli elementi, che sono stati costruiti con ferro pudellato, sono stati modellati come S355 secondo i moderni sistemi di classificazione (Normativa Europea 10025).

Il modello è stato modificato più volte al fine di adattarlo ai risultati sperimentali. Il primo tentativo, che riproduceva i disegni originali di Eiffel (10.100 t), con un carico morto al terzo livello di 60 tonnellate, portava ad un primo modo di flessione a 0.45 Hz. Correggendo le masse per la presenza degli impianti di telecomunicazione sulla cima, si è giunti ad un modello col primo modo flessionale a 0.37 Hz.

Ridistribuendo le masse in difetto tra la struttura originaria di Eiffel (10.100 t) e quella attuale (11.700 t) siamo giunti a riprodurre le frequenze modali sperimentali, come descritto nella **Tabella 2** e illustrato in **Figura 5**.

	MISURE SPERIMENTALI			MODELLO MIDAS	
Nr.	Frequenza [Hz]	Modo nome/meccanismo	% di massa (solo orizzontale)	Frequenza [Hz]	Modo nome/meccanismo
1	0.32	Flessione orizzontale (I)	40%	0.33	Flessione
2	1	Flessione orizzontale (II)	7%	1.07	Flessione
3	1.2	Torsione (I)	7%	1.18	Torsione
4	1.4	Flessione orizzontale (III)	5%	1.25	Flessione
5	1.7	Flessione orizzontale (IV)	6%	1.62	Torsione
6	2.1	Torsione (II)		1.8	Torsione
7		Midas		2.2	Torsione

Tabella 2. Confronto tra le frequenze modali sperimentali e da modello della torre Eiffel.

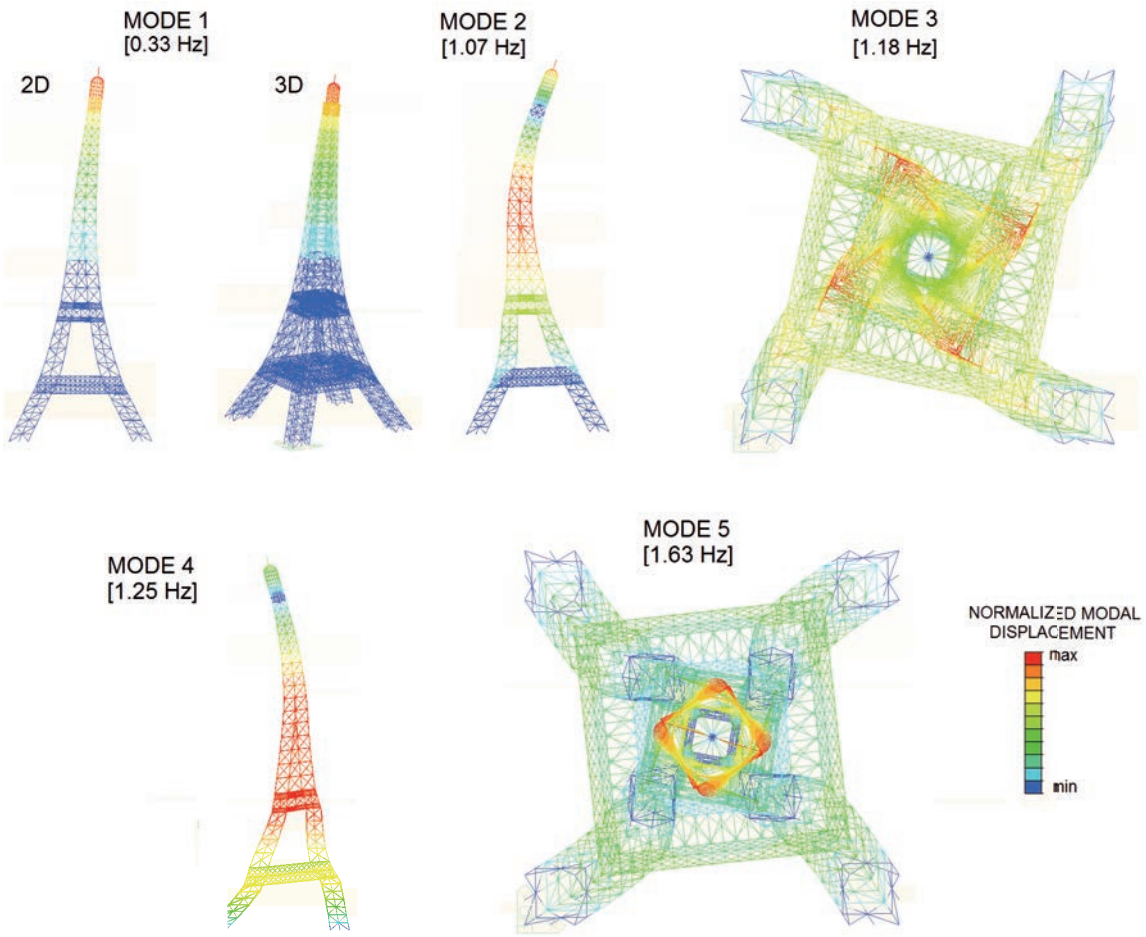


Figura 5. Forme modali dei primi 5 modi della torre Eiffel secondo il FEM realizzato con MIDAS GEN.
I modi di torsione (3 e 5) sono illustrati nel piano orizzontale.
I modi di flessione (1, 2, 4) sono illustrati nel piano verticale.

Discussione e conclusioni

La torre Eiffel è il più popolare e visitato monumento al mondo. Sebbene esistano centinaia di disegni architettonici della torre, non siamo riusciti a trovare nessuna caratterizzazione dinamica del suo comportamento. In questo lavoro mostriamo la quantità di informazioni che può essere estratta da alcune registrazioni di tremore ambientale effettuate sulla torre per mezzo di un sismometro portatile Tromino® in pochi minuti, durante una visita quasi di piacere. Abbiamo sfruttato questi dati sperimentali per calibrare un modello numerico della torre effettuato con MIDAS GEN. Il modello dinamico della torre sarebbe di fondamentale importanza se Parigi fosse una città ad alta pericolosità sismica, cosa che non è. Tuttavia esso rimane importante per studiare l'effetto del vento, per progettare i futuri interventi e monitorare l'invecchiamento della struttura. È interessante anche perché la distribuzione della massa e della rigidezza della torre non segue regole standard di costruzione.

Le frequenze modali della torre appaiono come picchi negli spettri del moto. L'osservazione dell'ampiezza dei picchi permette di ricostruire le forme modali e la percentuale della massa partecipante a ciascun modo. È doveroso ricordare che, mentre le frequenze modali sono identificate correttamente anche con un unico strumento spostato in posizioni diverse, le forme modali sono ricostruite correttamente - nell'analisi passiva - solo nell'ipotesi di una sorgente di vibrazione stazionaria. Se questo requisito non è soddisfatto, allora è necessario operare con anche uno strumento di riferimento.

Il nostro lavoro di circa 2 ore sulla torre non è l'indagine più accurata che possa essere condotta su una tale struttura ma si dimostra più che sufficiente per caratterizzare i primi 6 modi della torre, che è ciò che conta nella pratica ingegneristica standard, poiché con essi viene attivato oltre l'85% della massa.

Milioni di visitatori hanno scattato milioni di fotografie della torre Eiffel nell'ultimo secolo. Quello che abbiamo fatto in questo lavoro è un diverso tipo di fotografia (o per meglio dire un video) della torre

Bibliografia

G. Eiffel, 1900, Tour de 300 metres, Société des Imprimeries Lemercier, 57, rue de Seine, Paris, 47 plates, in Lemoine B., 2015, *The Eiffel Tower*, Taschen ed.

Le Moniteur, 2010, http://www.lemoniteur.fr/article/la-tour-eiffel-s-offre-sa-version-2-0-12109439 (last access Feb. 2016).

TROMINO®

Strumenti per caratterizzazione dinamica e monitoraggio di strutture e suoli.

Validare sperimentalmente i modelli di struttura ora è alla portata di tutti. Disponibile anche per il noleggio.

MOHO
SCIENCE & TECHNOLOGY
Venezia, Italia
www.tromino.eu | info@moho.world
tel. +39 041 509 4004

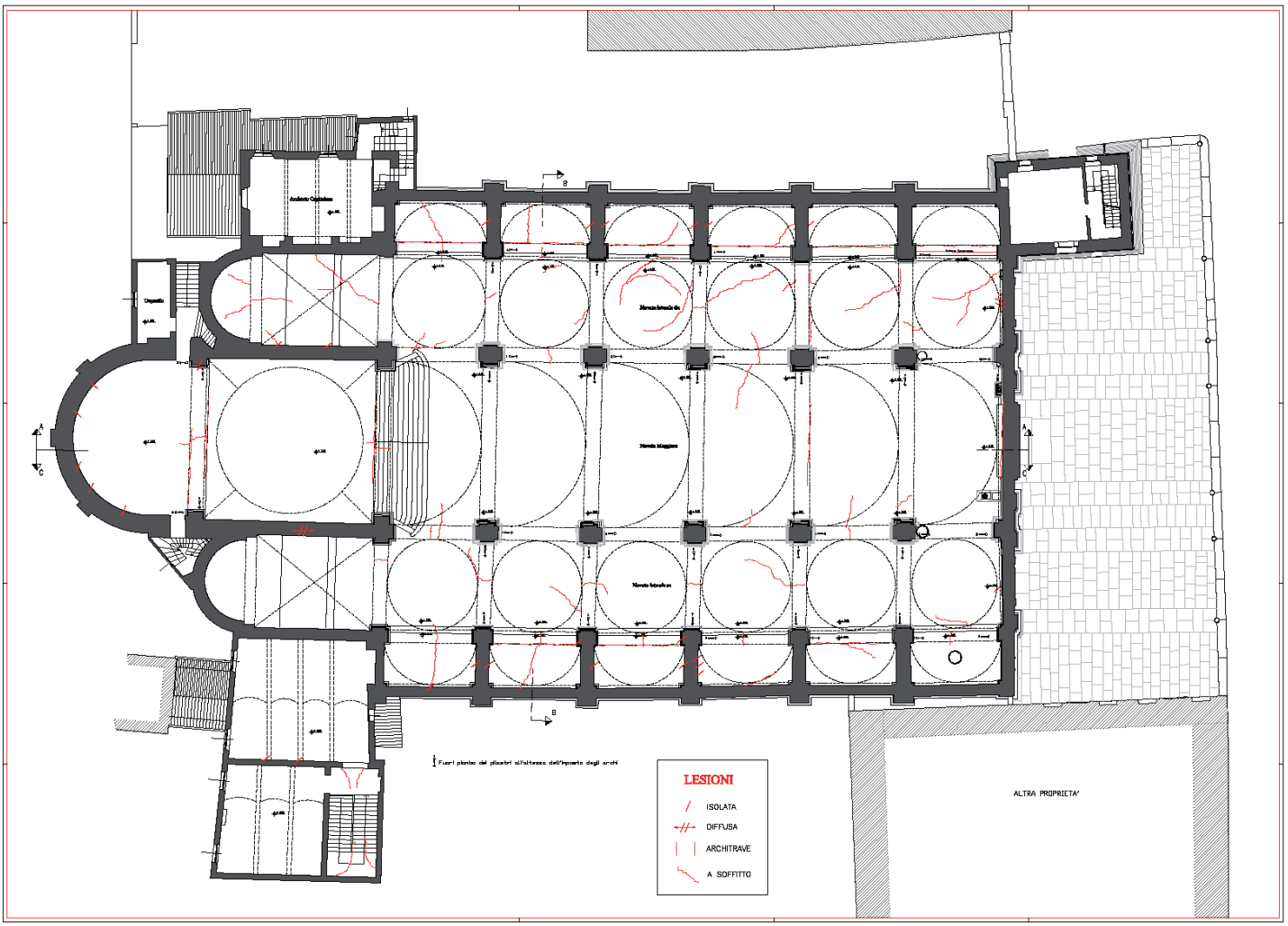
Modellazione al continuo della basilica di S. Quirino a Correggio (RE)

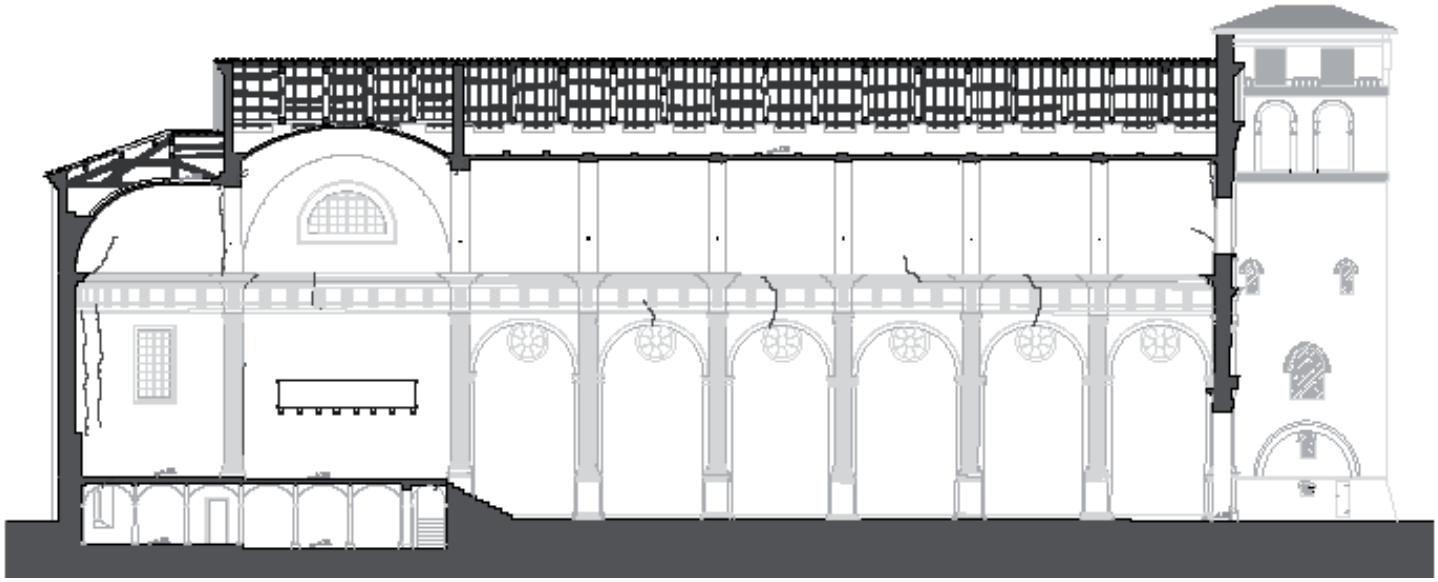
Corrado Prandi[1]
Riccardo Triches[2]

[1] Studio Tecnico Prandi, Correggio (RE)
[2] Tecnogeofisica s.n.c., Carpi (MO)

Introduzione

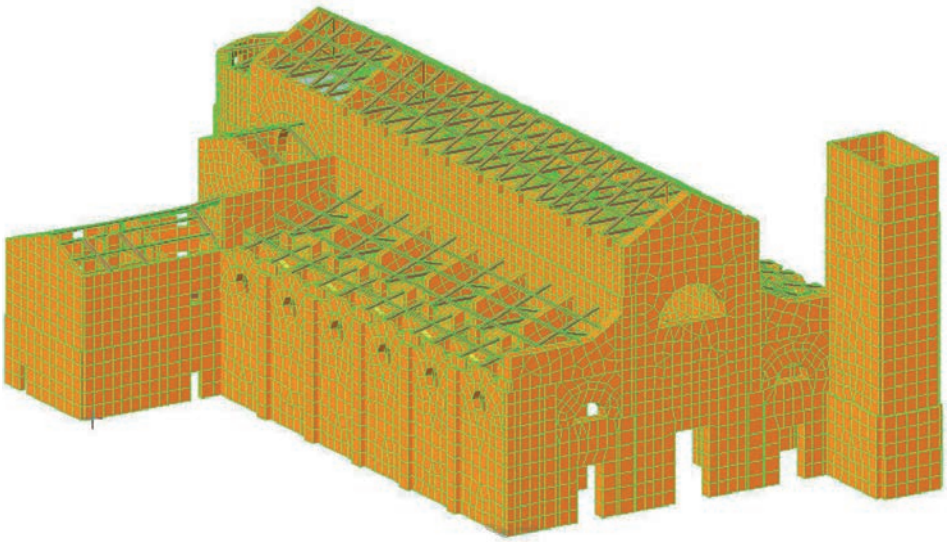
La simulazione del comportamento strutturale dinamico della Basilica di S. Quirino a Correggio (RE) è stata una singolare esperienza di modellazione al continuo di una edificio storico complesso, della quale da molto tempo l'Autore ha conoscenza, per avere valutato lavori di Altri (architetti M. Deganutti, G. Nicolini, M. Severi) oltre che dell'Autore stesso, eseguiti in concomitanza dell'azione dei sismi in anni lontani e recenti (1987, 1996, 2012).
Fondamentali alla modellazione sono stati il rilievo geometrico e del quadro fessurativo, oltre alla raccolta di rilevanti informazioni sulla storia della costruzione; sono state ottenute informazioni molto utili alla comprensione del quadro fessurativo presente oltre che delle singolarità locali nella geometria.

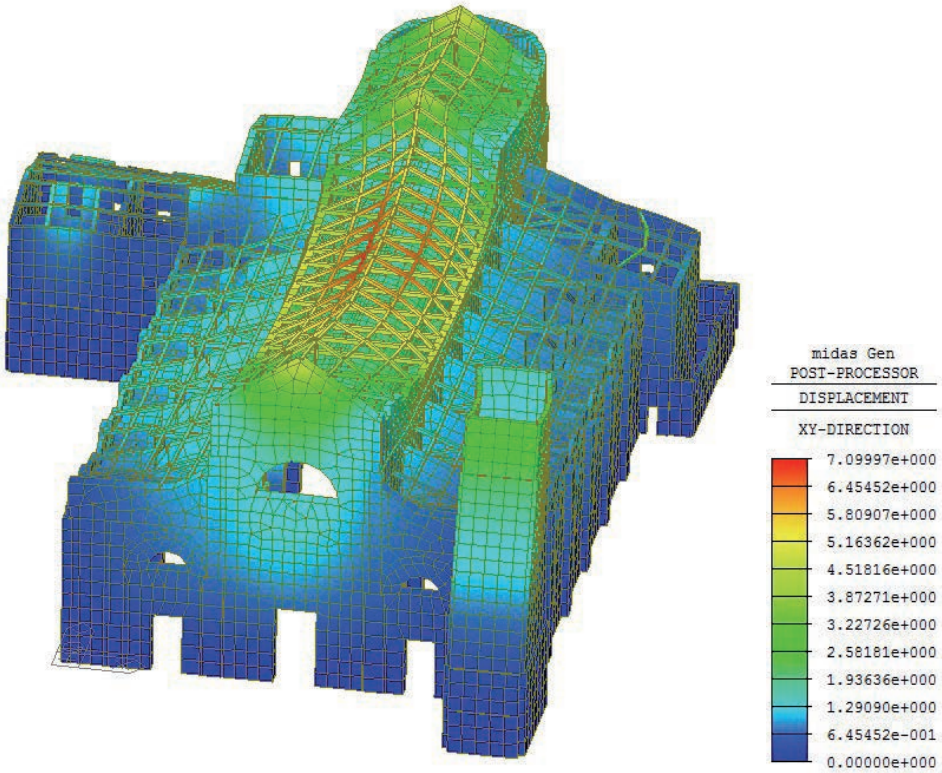




La modellazione è stata impostata per ottenere conferme ed estensioni nella conoscenza di aspetti e debolezze strutturali già note.
L'analisi dinamica lineare ha offerto la prima importante serie di risultati, inducendo a varie modifiche di elementi e vincolamento, per conseguire via via restituzioni di risultati coerenti al danno riconoscibile ed ai rilievi con sismometri eseguiti in varie posizioni della costruzione.

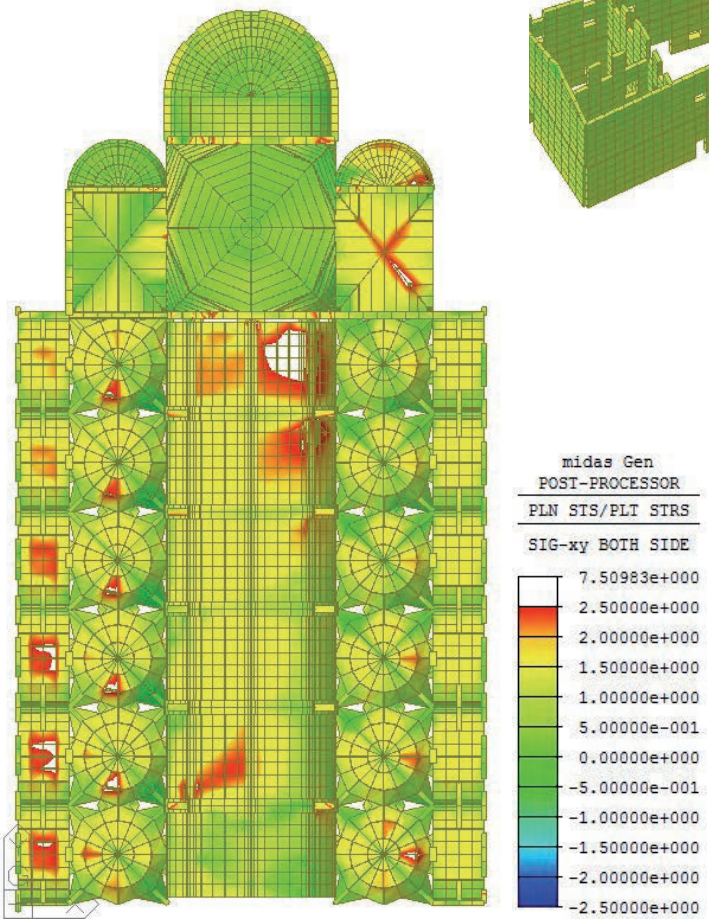
Le indicazioni ottenute dal modello sulle parti soggette a spostamenti più rilevanti, hanno indirizzato il posizionamento dei sismometri.

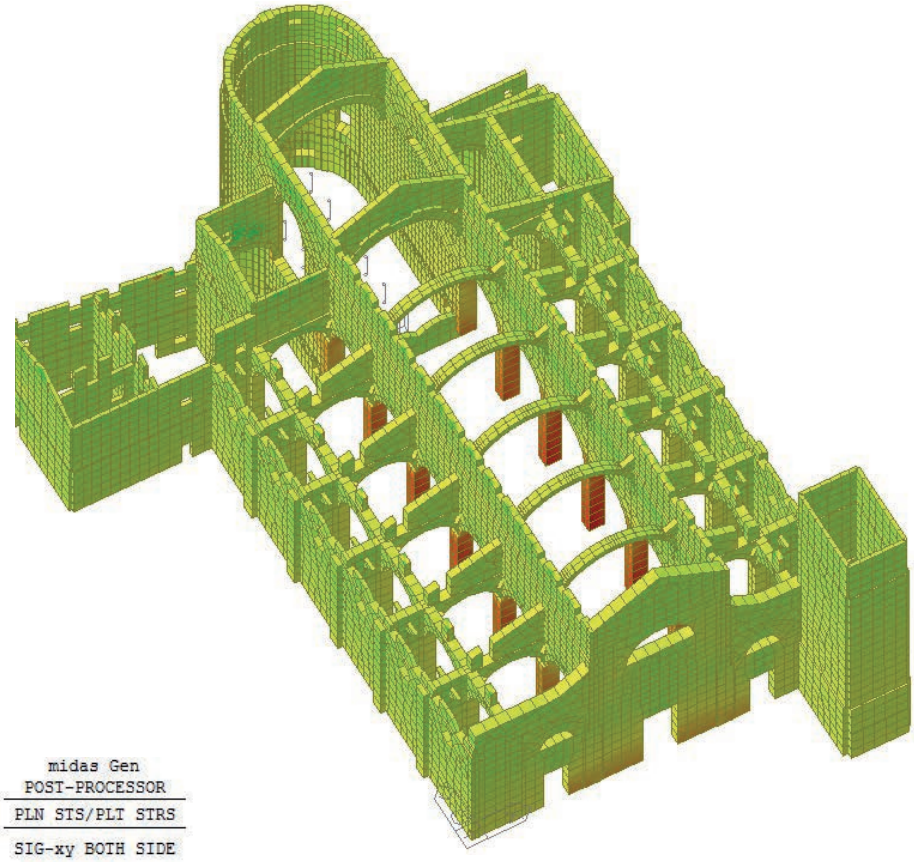




Spostamenti in cm per la combinazione di carico sismica di maggiore rilievo, è evidente la grande deformabilità al livello del sottotetto, confermata al vero nelle sconessioni sull'ordito ligneo e sul manto di copertura.

Tensioni verticali/assiali in daN/cm² per la combinazione di carico statica più gravosa, con evidenza dei valori abbastanza elevati per le pilastrate delle navate, che può essere confermata al vero dalla presenza di cedimenti fondali delle stesse.





Tensioni tangenziali in daN/cm² per la combinazione di carico sismica più gravosa con cancellazione degli elementi interessati da tensioni eccedenti +/- 2.5 daN/cm²; è riconoscibile una soddisfacente corrispondenza con il quadro fessurativo rivevato.

Il calcolo delle frequenze restituito dall'analisi dinamica lineare è stato poi comparato con i valori restituiti dalle misure strumentali.

Mode N°	**Frequenza (Hz)**	**Periodo (sec)**
		(sec)
1	2.2252	0.4494
2	2.5895	0.3862
3	2.6609	0.3758
4	2.7531	0.3632
5	3.1879	0.3137
6	3.5411	0.2824
7	4.7358	0.2112
8	5.3504	0.1869
9	9.4043	0.1063
10	9.9456	0.1005

Tabella 1. Frequenze Modali calcolate con Midas GEN.

Mode N°	(N-S) TRAN-X		(E-W) TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	21.9601	21.9601	0.0498	0.0498	0.0003	0.0003	0.0020	0.0020	3.6760	3.6760	0.7969	0.7969
2	3.2044	25.1645	2.2251	2.2749	0.0056	0.0059	0.2125	0.2145	0.7518	4.4278	0.8827	1.6796
3	0.0784	25.2429	37.8942	40.1691	0.0413	0.0472	2.4498	2.6642	0.0281	4.4559	0.0808	1.7603
4	13.0240	38.2669	0.0168	40.1860	0.0078	0.0550	0.0007	2.6649	1.9788	6.4347	4.7561	6.5165
5	20.6415	58.9084	0.0387	40.2247	0.0036	0.0586	0.0044	2.6693	0.1515	6.5862	0.1512	6.6677
6	0.0071	58.9155	18.0376	58.2623	0.1277	0.1863	0.0516	2.7210	0.0021	6.5883	0.1727	6.8404
7	14.5569	73.4723	0.0021	58.2644	0.0013	0.1876	0.0305	2.7514	0.0006	6.5888	0.9112	7.7516
8	0.1713	73.6437	7.4976	65.7621	0.3266	0.5142	0.0021	2.7536	0.0506	6.6395	0.4976	8.2492
9	16.1377	89.7814	0.1302	65.8922	0.0042	0.5184	0.0003	2.7539	1.2732	7.9127	0.5675	8.8167
10	0.0832	89.8647	24.2753	90.1675	0.1381	0.6565	1.3184	4.0722	0.0744	7.9871	0.0776	8.8943

Tabella 2. Fattori di partecipazione modale calcolati con modello Midas GEN

Il rilievo sperimentale con Tromino®

- *verticale rilievo microtremori strutturale SQ1g-SQ1_1*
- *verticale rilievo microtremori strutturale SQ2g-SQ2_1*
- *verticale rilievo microtremori strutturale SQ3g-SQ3_1*
- *verticale rilievo microtremori strutturale SQ4g-SQ4_1-SQ4_2*

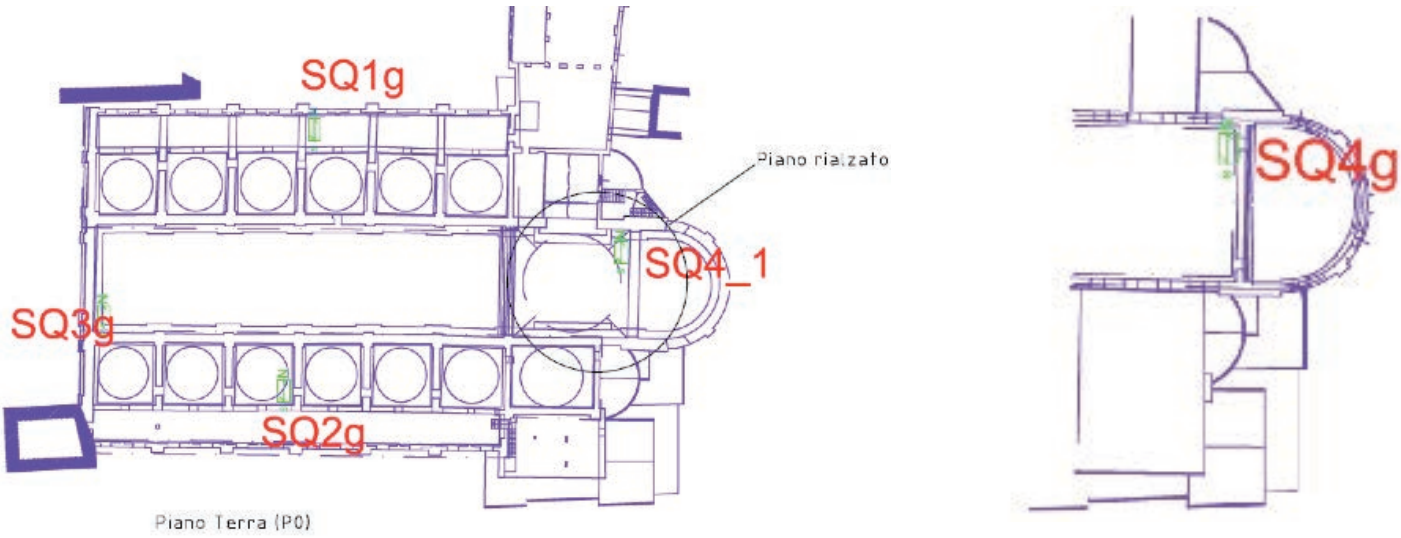
Al fine di caratterizzare sperimentalmente il comportamento dinamico della struttura e del sottosuolo e di evidenziare eventuali coincidenze di risonanza tra i due, sono state eseguite alcune misure di vibrazione sotto sollecitazione ambientale sul terreno naturale oltre che lungo 4 allineamenti verticali all'interno della struttura (basilica di S. Quirino: piano struttura e sottotetto) secondo il seguente schema:
Per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno strumento idoneo per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, sismometro TROMINO® (MoHo srl).
Il dati acquisisti sono stati analizzati mediante il sofware *Grilla* (a corredo dello strumento) Tale software effettua analisi spettrali e per quanto concerne il suolo individua i modi di vibrare dello stesso secondo tecnica HVSR o H/V (Nakamura 1989).

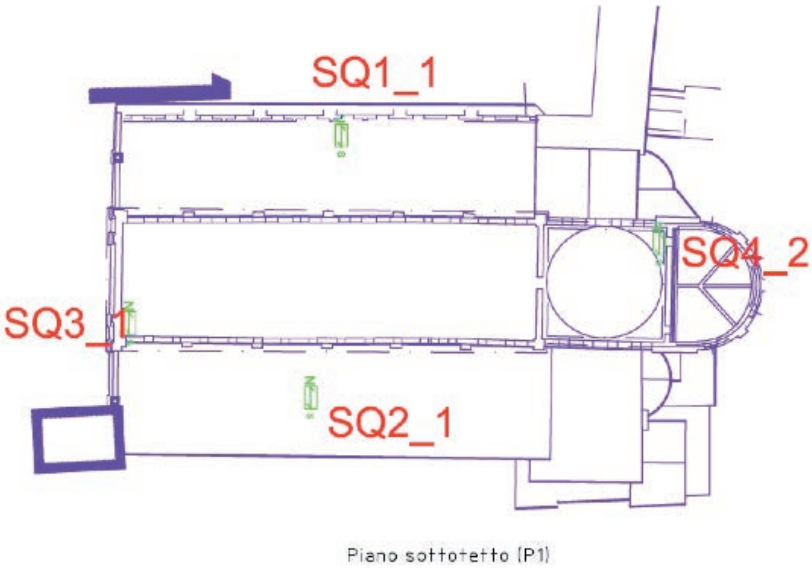
Rilievo microtremore sismico su terreno naturale:	
SQ	
Rilievo microtremore sismico strutturale:	
SQ1g	Piano 0 (ground) zona chiesa
SQ2g	
SQ3g	
SQ4g	Piano -1 (ground) zona cripta
SQ4_1	Piano ½ intermedio zona coro
SQ1_1	Piano 1 (sottotetto)
SQ2_1	
SQ3_1	
SQ4_2	

Tabella 3. Rilievi microtremore sismico di strutture su terreno naturale

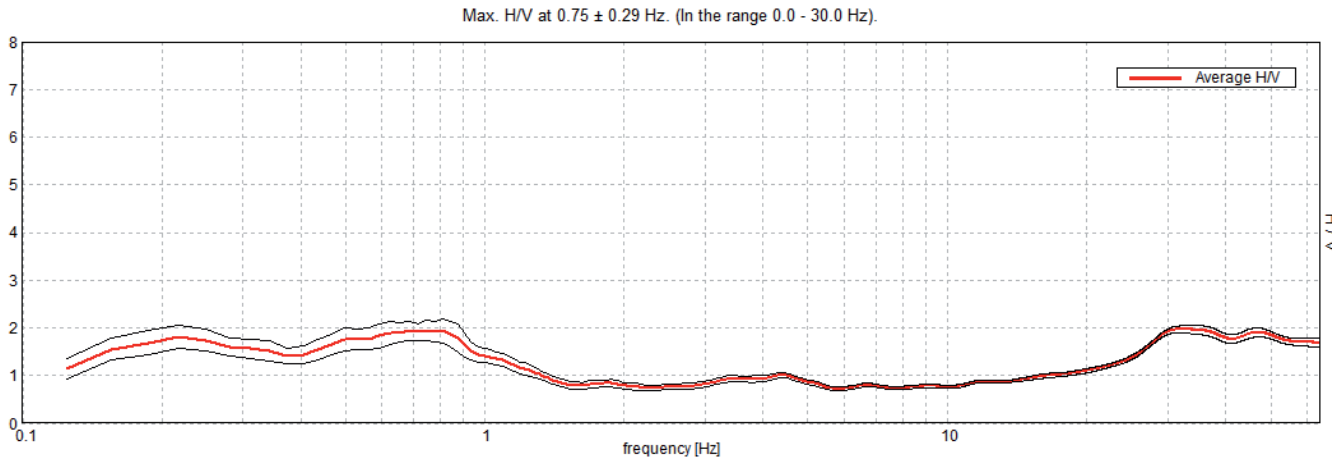
Mode N°	Frequenza (Hz)	Direzione
1	2.1	Trasversale
2	2.7	Longitudinale

Tabella 4. Modi fondamentali di vibrare acquisiti con TROMINO®

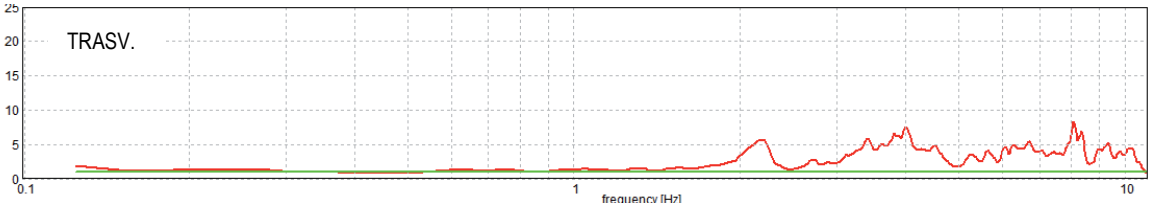


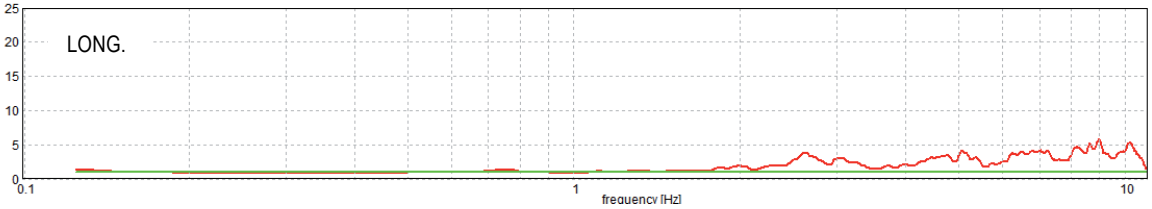


Il software determina anche la significatività dei risultati secondo linee guida europee descritte nei progetti di ricerca internazionali quali SESAME (2005). Nella **figura** sottostante si riporta la curva H/V acquisita nell'immediato intorno della struttura, ove si riconosce un picco per amplificazione sismica stratigrafica a 0.75 Hz.

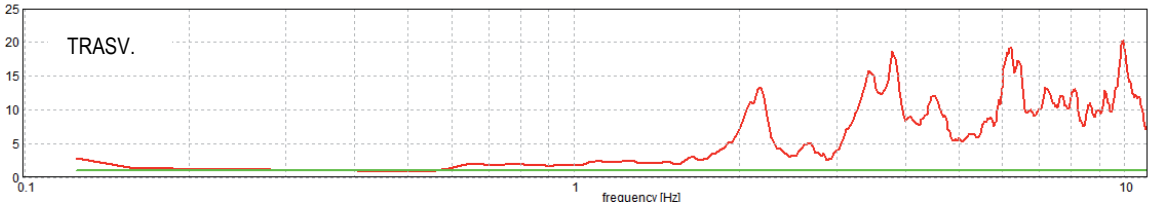


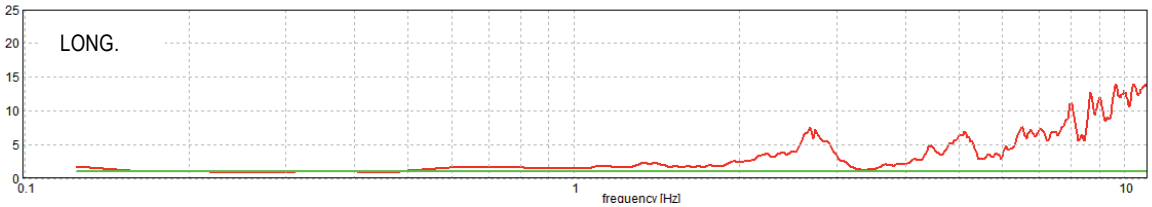
Per mettere in luce i modi fondamentali di vibrare di una struttura è necessario rimuovere dalle registrazioni l'effetto del sottosuolo, mediante la tecnica SSR (Standard Spectral Ratio). La rimozione viene effettuata deconvolvendo le misure effettuate ai vari piani per quelle effettuate a piano terra o a livello della fondazione dove l'effetto del sottosuolo e massimo.
Tutti i punti di rilievo di microtremore sono stati mantenuti in "ascolto" per almeno 10 min, con frequenza campionamento di 128 Hz. Le serie temporali acquisite sono state suddivise in finestre di 20 sec di lunghezza. Gli spettri finali sono la media ottenuta tra le finestre di analisi.
Il rilievo di tutte le 4 verticali previste è stata portato a termine in circa 3,5 ore quindi in condizioni di condizioni meteo e di traffico uniformi. Sotto tali presupposti (forzante stazionaria) è possibile quindi ottenere in modo ragionevolmente credibile la deformata del 1° modo flessionale, anche utilizzando un singolo strumento.
Volendo invece ottenere informazioni sulle deformate dei modi di ordine superiore, si dovranno utilizzare almeno 2 strumenti sincronizzati per la ricostruzione delle fasi.
Lo strumento è stato allineato con assi paralleli alle facciate della basilica. Definiamo TRASVERSALE la componente parallela alla facciata della basilica aggettante sulla pizza e LONGITUDINALE la componente ortogonale.



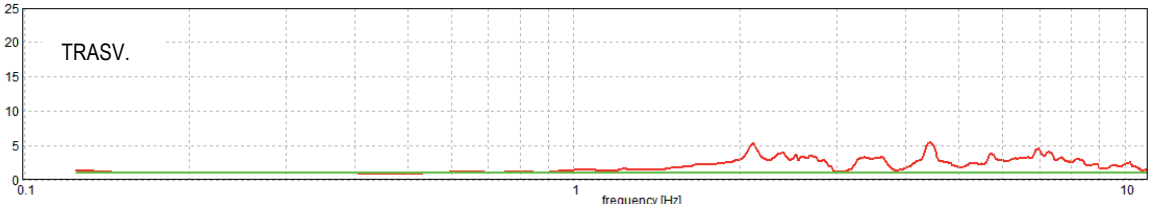


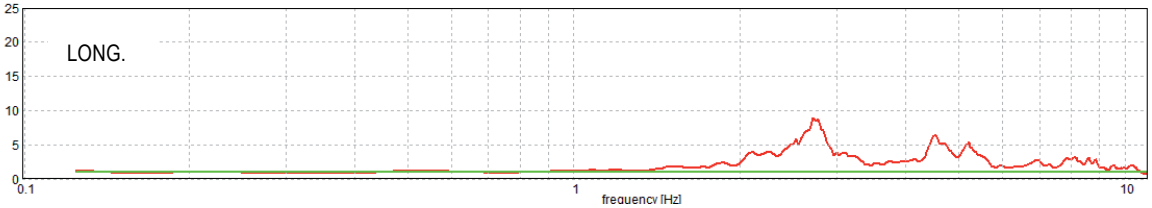
Rilievo verticale SQ1





Rilievo verticale SQ2

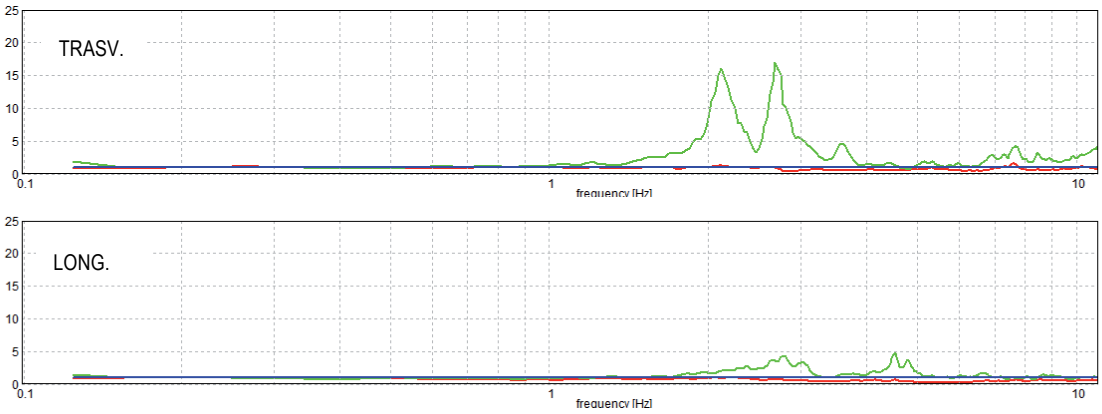




Rilievo verticale SQ3

Grafico SQ1_G / SQ2_G / SQ3_G
Grafico SQ1_1 / SQ2_1 / SQ3_1

Rilievo verticale SQ4



Le curve che evidenziano i modi di vibrare della struttura in analisi sulle 4 verticali indagate sono riportate nel seguito. Illustriamo solo le componenti orizzontali che sono quelle rilevanti nella modellazione:

Si può notare che l'indagine sperimentale mette in luce il promo modo di vibrare in direzione trasversale a 2.1 Hz il primo modo di vibrare in direzione longitudinale a 2.7 Hz.

Figure 1, 2. Esempio di documentazione fotografica dei rilevi eseguiti sulla verticale SQ3 la prima foto (a sx) riporta il rilievo eseguito al piano terra della Basilica in prossimità della facciata interna e la seconda foto (a dx) al piano sottotetto in corrispondenza delle stessa verticale del punto sottostante

L'analisi non lineare statica (pushover)

La finalità della presente modellazione era prioritariamente la comprensione del comportamento globale del fabbricato sottoposto all'azione del sisma, dunque l'individuazione delle parti più esposte ed il possibile raggiungimento di condizioni critiche; la determinazione di valori di impiego diretto per la progettazione non era richiesta in questa fase di analisi e potrà seguire altri percorsi.
Si è ritenuto di interesse, noto lo spettro normativo delle accelerazioni applicato al modello, determinare prima l'accelerazione media di inerzia che ha interessato la costruzione, quindi i corrispondenti valori tensionali nelle varie parti della stessa ed infine la possibile sequenza del danneggiamento.
Con questo percorso, una volta ottenuti sufficienti riscontri alla validazione del modello ed operando in ambito elastico, è possibile correlare l'accelerazione media di inerzia attivata nella costruzione ad una nota accelerazione al suolo, con possibili considerazioni su quale potrebbe essere l'accelerazione al suolo che comporterebbe pregiudizio al fabbricato.
L'esecuzione sullo stesso modello di una analisi statica non lineare con distribuzione di carico commisurata alle masse presenti, assimilabile all'azione di una accelerazione media inerziale, permette globalmente di riconoscere il livello di accelerazione per il quale si avvia il danneggiamento e la progressione dello stesso per livelli di accelerazione crescenti.
Le risultanti delle reazioni vincolari a terra hanno permesso di riconoscere il rapporto medio tra azione orizzontale e verticale per il fabbricato sottoposto allo spettro elastico della zona; è stato anche possibile riconoscere la direzione risultante della composizione delle reazioni secondo gli assi principali X ed Y della costruzione, legata alla distribuzione delle masse e rigidezze della stessa:

A)

Load	∑Fx (tonf	∑Fy (tonf)	∑Fz (tonf)	
gLCB7	1058.35	1217.65	7879.59	⇨ $(1058.35^2 + 1217.65^2)^{1/2} / 7879.59 = 0.2$ (q=2)

dunque applicando nell'analisi dinamica lineare uno spettro elastico con accelerazione al suolo pari a 0,26g, ridotto con un fattore di struttura q=2, il fabbricato è globalmente interessato da una accelerazione media di inerzia pari a 0,2g;

B)

rapporto sommario di correlazione (in campo elastico) tra accelerazione media inerziale nello specifico fabbricato ed accelerazione al suolo

$$R = 0{,}2*2/0{,}26 = 1{,}54$$

C)

la direzione della composizione vettoriale delle reazioni vincolari orizzontali alla base, è stata quella secondo la quale sono state applicate le spinte crescenti nell'analisi statica non lineare;

$$\text{atan } 1217/1058 = 49° \approx 45°$$

L'analisi statica non lineare ha permesso di riconoscere, seguendo il danneggiamento restituito dal modello ai crescenti passi di carico, la possibile sequenza del danno nelle varie parti della basilica per i crescenti valori delle accelerazioni medie inerziali orizzontali, quindi con la possibilità di effettuare, almeno nel campo elastico impiegando il rapporto R , sommari riscontri circa il possibile danno conseguente ad specifiche accelerazioni al suolo, misurate per sismi attuali e trascorsi.

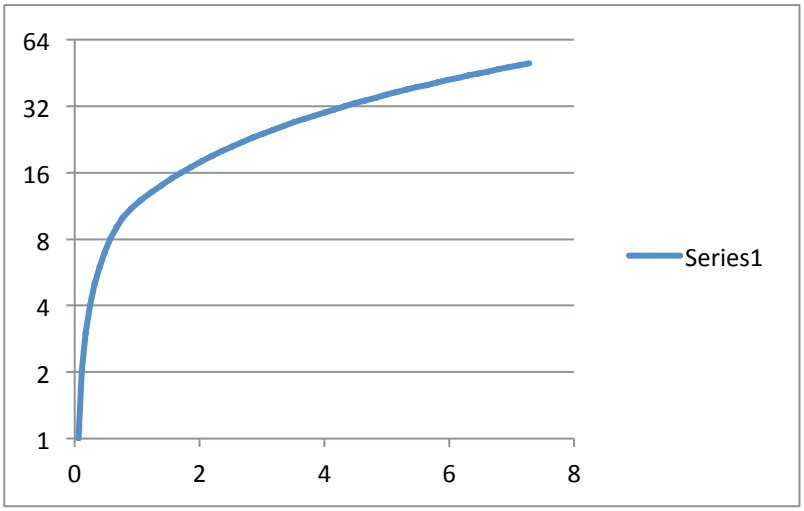


Figura 3. Curva di capacità restituita dall'analisi statica non lineare: ordinate: passi di carico, ciascuno corrispondente a 0,04g; ascisse: spostamenti del punto di controllo espressi in cm.

La curva indica il superamento globale del limite elastico già dal 3° passo di carico, corrispondente ad una accelerazione pari a 0,12g; un successivo decadimento della curva è riconoscibile al 12° passo di carico, corrispondente ad una accelerazione pari a 0,48g.

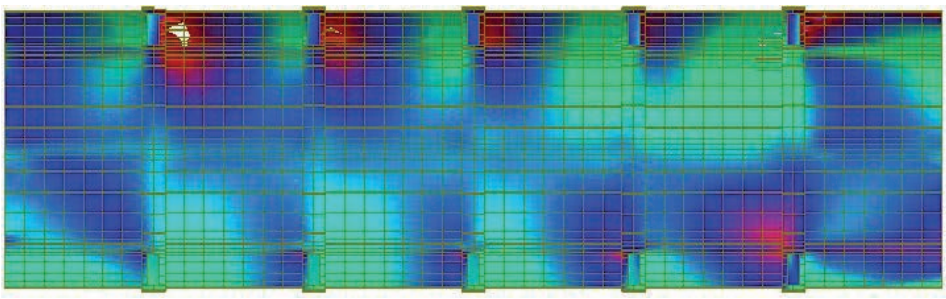
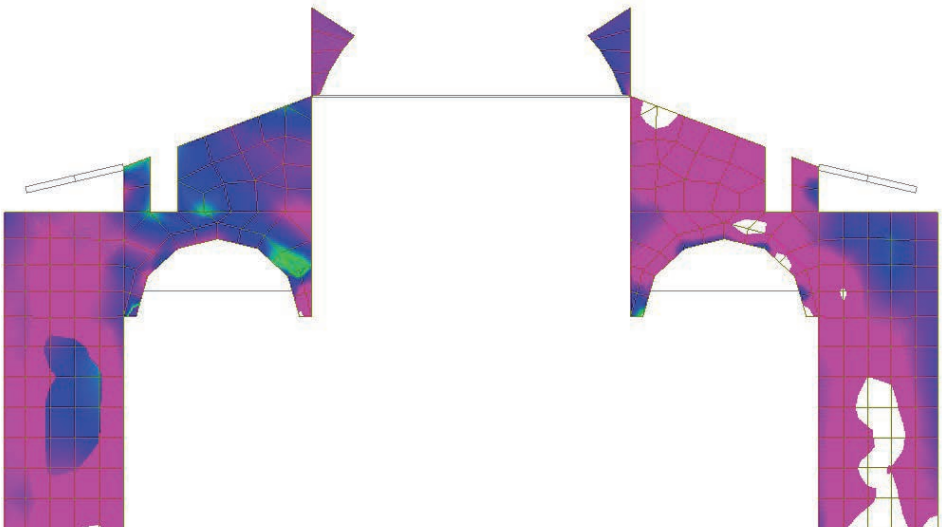


Figura 4. Volta a botte della navata centrale. Mappa tensionale delle tensioni tangenziali, riportando in bianco il superamento della soglia limite assunta orientativamente pari a +/-1 daN/cm², ottenuta per spinta pari a 0,2g (valore correlabile ad una accelerazione al suolo pari a 0,26g).



SFigura 5. ezione trasversale delle navate
Mappa tensionale delle tensioni tangenziali, riportando in bianco il superamento della soglia limite assunta pari a +/- 2,5 daN/cm², ottenuta per spinta pari a 0,32g

Per la porzioni di volta più sollecitata è stata operata l'estrusione dell'elemento plate in più elementi solidi, suddivisi in più spessori, tra i quali anche quello corrispondente all'intonaco di intradosso, riconoscendo tensioni non compatibili ed individuando probabilmente la parte più vulnerabile e pericolosa della basilica.

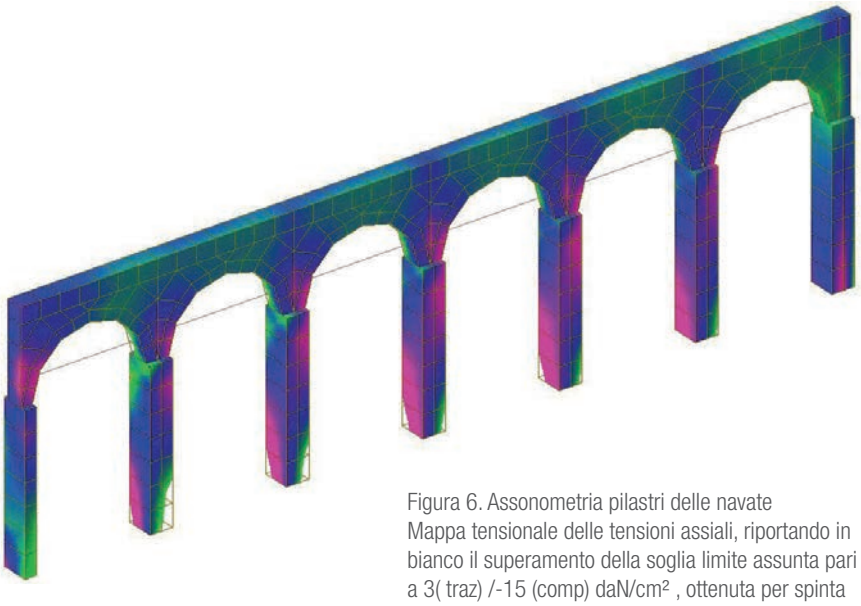
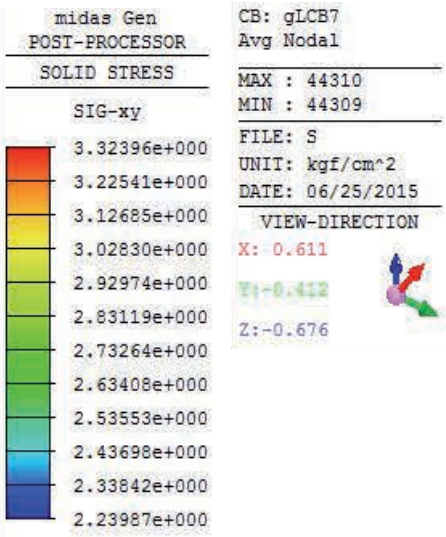


Figura 6. Assonometria pilastri delle navate
Mappa tensionale delle tensioni assiali, riportando in bianco il superamento della soglia limite assunta pari a 3(traz) /-15 (comp) daN/cm² , ottenuta per spinta pari a 0,48g



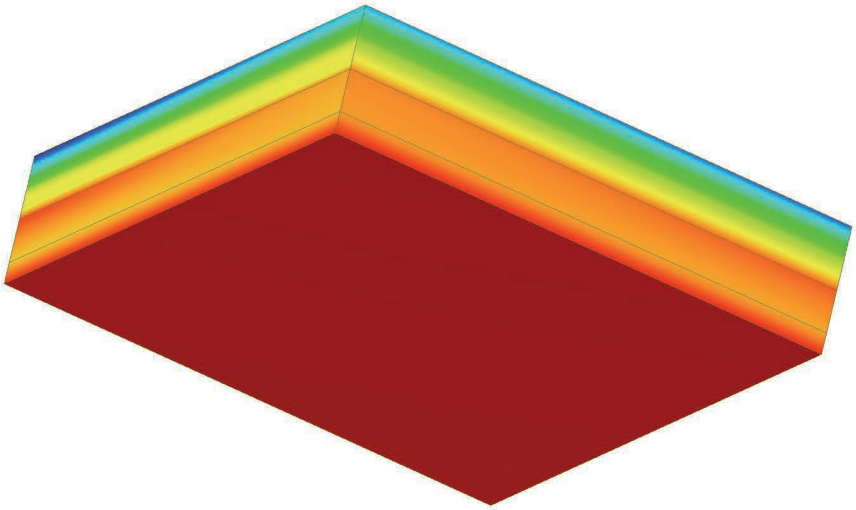


Figura 7. Tensioni tangenziali nello spessore della volta della navata principale, in una zona particolarmente sollecitata per una combinazione di carico sismica

Silvia Castellaro[1]
Paolo Barrasso[2]
Stefano Isani[2]

[1] Dipartimento di Fisica e Astronomia, Università di Bologna, silvia.castellaro@unibo.it
[2] Studio MATILDI+PARTNERS, Bologna, areatecnica@matildi.com

Validazione del modello MIDAS di un viadotto per mezzo di caratterizzazione dinamica speditiva effettuata con Tromino®

Introduzione

Il viadotto Valtellina (Variante di Morbegno, S.S. 38 dello Stelvio progettato dallo Studio MATILDI+PARTNERS di Bologna) ha una lunghezza complessiva di 3.850 m ed è costituito da 2 carreggiate separate secondo il tipo B delle norme, suddivise longitudinalmente in 8 tratti separati tra loro e quindi strutturalmente indipendenti, essendo interconnessi da soli giunti di dilatazione.
A seguito della richiesta del collaudatore statico è stata effettuata una caratterizzazione dinamica del viadotto. L'indagine è stata condotta su entrambe le carreggiate senza interrompere il traffico, al fine anche di rilevare eventuali differenze tra di esse. Essa è servita infine a validare il modello MIDAS (Civil, 2015) della struttura utilizzato in sede di progetto in diretta corrispondenza ai dettami del punto 9.2.2 delle NTC 2008.

Campagna e oggetto di misura

Sul tratto di viadotto in oggetto (**Figura 1**) sono state effettuate misure di vibrazione ambientale per mezzo di 4 sismometri Tromino® nei punti indicati in **Figura 2**.
Le misure sono state condotte impiegando 3 strumenti collegati tra loro via radio, senza alcun cablaggio, su ogni sezione trasversale del viadotto indagata (esterno, centro e interno di ciascuna carreggiata, **Figura 2**), mantenendo sempre uno strumento fisso sulla pila. Le sezioni indagate sono state 4 per ogni carreggiata e ciascuna misura ha avuto una durata di 10 minuti. L'intera campagna di misura (16 misure per carreggiata), effettuata sotto traffico, col solo restringimento della carreggiata ad una corsia di marcia, è durata circa un'ora per ogni via di corsa.

L'uso del microtremore ambientale (prodotto dal traffico, dalle perturbazioni meteorologiche e da altre sorgenti naturali ed antropiche) come eccitatore per caratterizzare la dinamica di una struttura prevede due accortezze:

1) che la sorgente possa essere considerata stazionaria durante la campagna di misura (quindi che si lavori nell'arco di poche ore, in cui le condizioni meteorologiche e/o di traffico rimangano stabili),

o, in alternativa,

2) che durante la campagna di registrazione si tenga una stazione di riferimento stabile, che servirà come normalizzatore delle eventuali fluttuazioni della sorgente nel tempo.

In questa analisi dinamica si è operato secondo il punto 2 (il riferimento è costituito dalla stazione di misura posta sulla pila fissa). Osserviamo tuttavia che una campagna di misura passiva condotta anche con un solo strumento sarà in grado di fornire le frequenze modali delle strutture investigate in quanto questi valori non dipendono dalle caratteristiche della sorgente usata per eccitare la struttura.

Figura 1. Sinistra: vista da sotto del viadotto in esame. Destra: disposizione degli strumenti impiegati (indicati dalle frecce), di tipo stand-alone, senza cavi, sulla carreggiata sud. La sincronizzazione tra le diverse unità può avvenire sia via radio che via GPS.

Per quanto concerne l'ampiezza (e quindi le deformate modali), questa può invece risentire dello spettro della sorgente all'atto della misura ed è ai fini di questa determinazione che è importante operare secondo i modi 1) o 2) sopra citati, o disporre di un modello adeguato di supporto (come quello effettuato con MIDAS Civil, 2015) che sarà presentato in seguito.

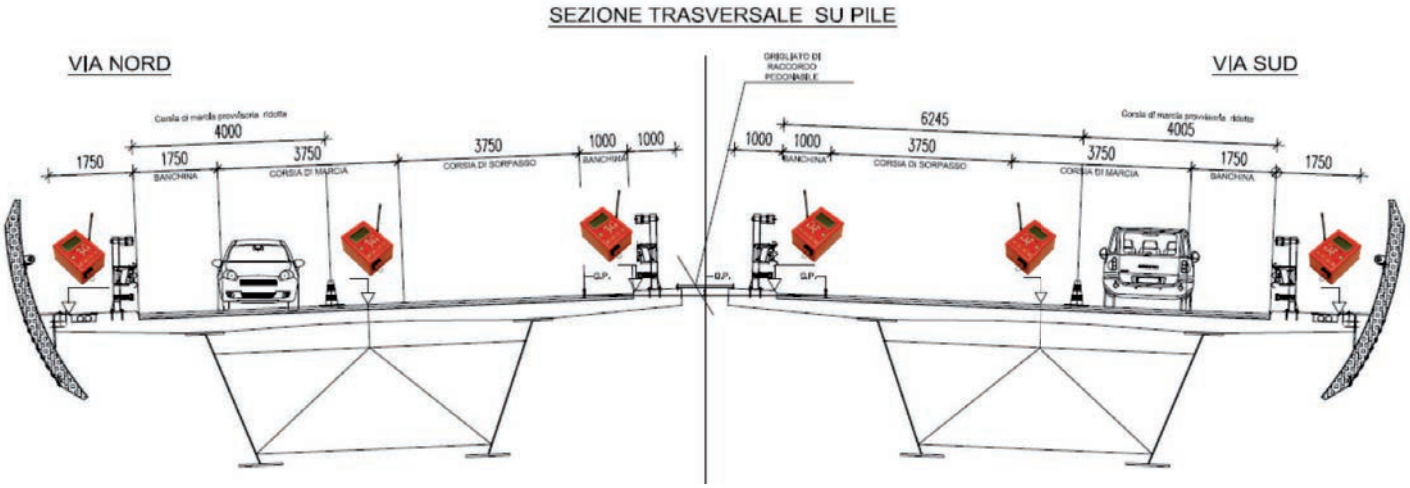


Figura 2. Sezione trasversale del ponte con identificazione delle travi e ubicazione dei punti di misura (esterno, centro, interno).
Sono state acquisite 4 sezioni analoghe per entrambe le carreggiate.

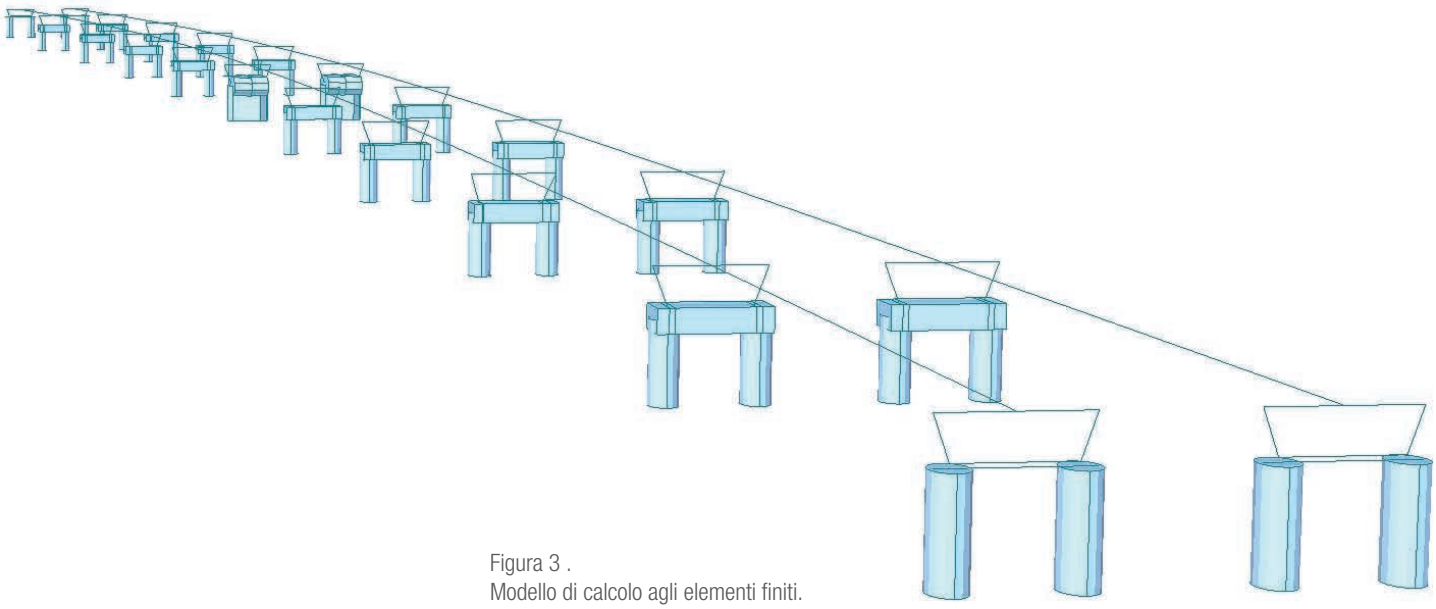


Figura 3 .
Modello di calcolo agli elementi finiti.

Risultati

Per ciascun punto di misura sono stati calcolati gli spettri medi di ampiezza in velocità e la relativa deviazione standard, segmentando il segnale acquisito in finestre (40 s). Poiché il segnale è stato acquisito a 512 Hz, la risoluzione spettrale in frequenza risulta essere 0.0156 Hz. Si tratta ovviamente della risoluzione matematica legata alla sola scelta dei parametri usati all'atto del campionamento del segnale e della segmentazione in finestre per l'analisi. La precisione reale nella determinazione delle frequenze modali della struttura in esame è stimata in ±0.02 Hz a 1σ.

Un esempio di spettri registrati sulla carreggiata nord e quella sud nella posizione di quarto della luce a ovest e a est della pila in esame è dato in **Figura 3**. In ciascun pannello sono riportati gli spettri relativi alle 3 posizioni (esterna, centrale, interna) di ciascuna sezione (a colore per la carreggiata nord e in nero per quella sud).

Si osserva che le frequenze modali della carreggiata nord sono sistematicamente leggermente minori, il che è compatibile con la sua maggior lunghezza di circa 0.5 m. Fatta salva questa differenza sistematica, il pattern spettrale tra le due carreggiate è identico.

L'osservazione di tutti gli spettri ottenuti e delle relative ampiezze (assolute e normalizzate al fine di eliminare l'influenza della sorgente) ha portato allo schema di frequenze modali di **Tabella 1**.

È stato calcolato anche lo smorzamento modale attraverso la tecnica DECÓ (Castellaro, 2016, in corso di stampa). Esso risulta essere tra il 3 e il 4% per tutti i modi con componente prevalente verticale individuati (**Figura 4**),

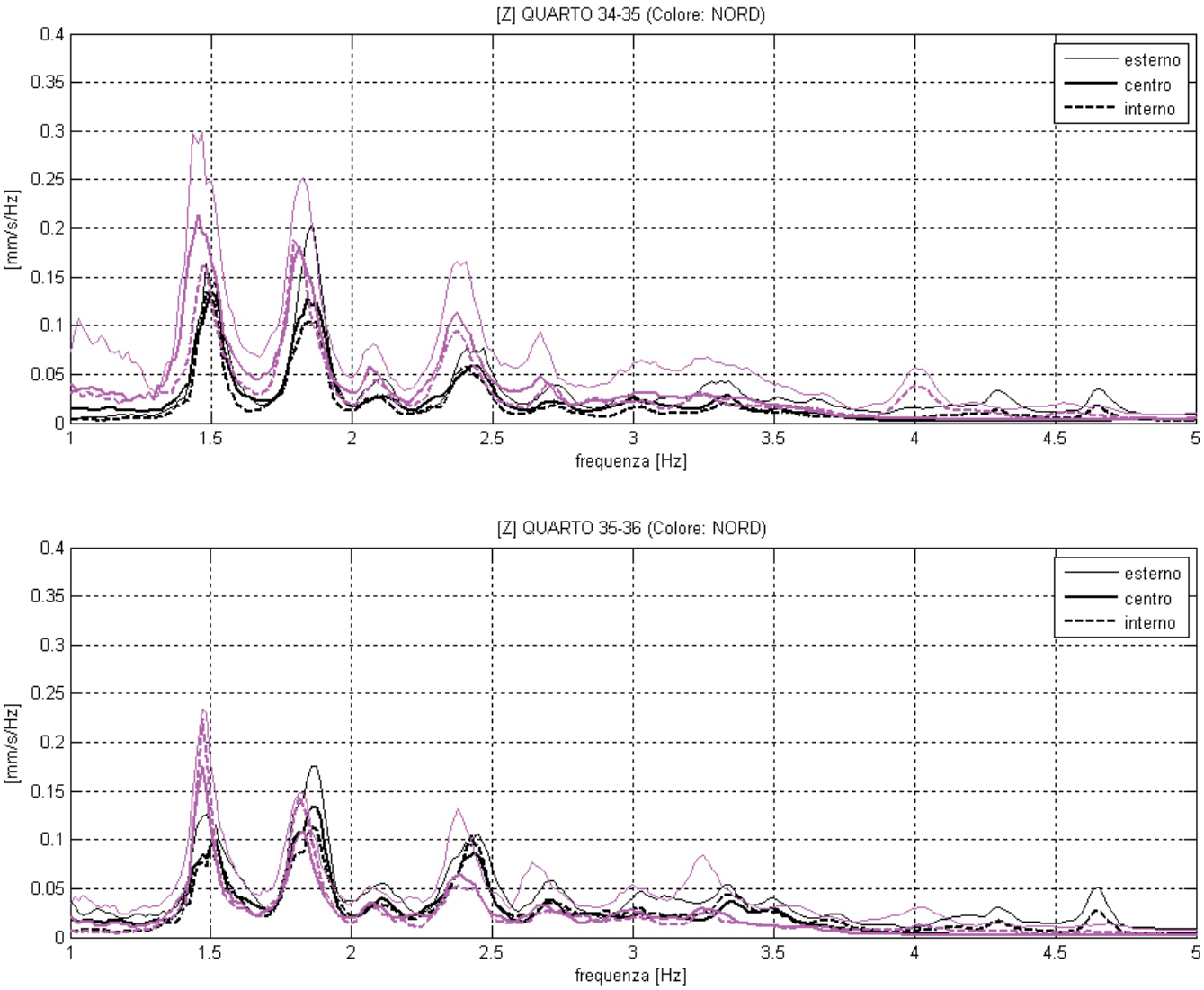


Figura 4. COMPONENTE VERTICALE: spettri di ampiezza in velocità registrati sulle due carreggiate. Carreggiata nord in colore, carreggiata sud in nero.

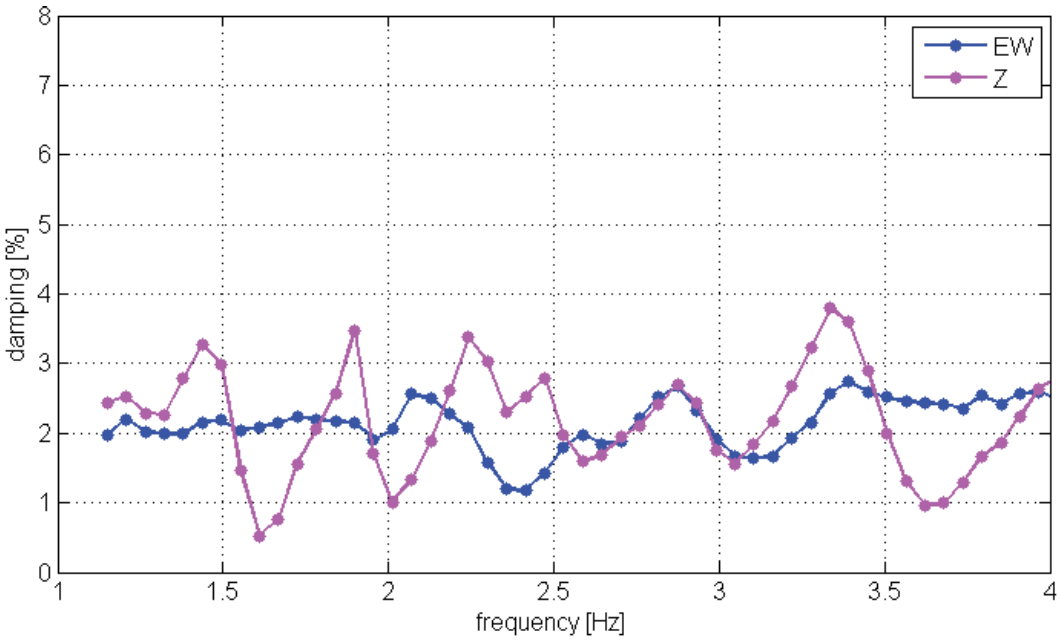


Figura 5. Smorzamento associato ai modi individuati. Si osserva, come da Tabella 1, che i modi entro 2.5 Hz hanno componente prevalentemente verticale.

Analisi modale agli elementi finiti

La caratterizzazione dinamica sperimentale è stata utilizzata per validare il modello dinamico e statico dell'impalcato sviluppato nell'ambito del dimensionamento strutturale.
La modellazione strutturale utilizzata per il dimensionamento delle strutture di impalcato è stata condotta secondo la geometria stradale media dell'asse di tracciamento della strada; asse concentrato nella mezzeria delle due carreggiate; questa scelta era pienamente conforme alla costruzione dell'opera garantendo l'ottimizzazione della fornitura delle lamiere dei conci, uguali per entrambe le vie di corsa.
Poiché le acquisizioni dinamiche sono state effettuate su entrambe le carreggiate, invece, in sede di validazione, è stato costruito con MIDAS Civil (2015) un modello globale di entrambe le vie di corsa con elementi unidimensionali tipo BEAM aventi le caratteristiche statiche proprie dei conci metallici e della soletta sovrastante con la geometria curvilinea esatta del tracciato stradale (**Figura 5**).
La duplicazione degli impalcati ha permesso di identificarne i modi individuali lievemente diversi, come già scritto, per effetto della curvatura planimetrica.
In relazione alla condizione di misura, cioè in presenza di traffico ridotto ed assenza di azioni orizzontali, è stata trascurata la fessurazione della soletta a cavallo delle pile.
A differenza del dimensionamento statico, condotto in condizioni di carico "raro" ovvero limite, in esercizio, infatti, ogni impalcato si trova in condizioni di carico ridotto e quindi lo sfruttamento delle sezioni resistenti è parimenti ridotto fino a tassi di utilizzo dell'ordine del 50% per le sezioni in sistema misto acciaio-calcestruzzo.
Anche il vincolamento è stato ritenuto fisso in direzione longitudinale su ogni pila, poiché in presenza di piccole sollecitazioni l'attrito vincola in qualche misura l'impalcato su tutte le sottostrutture.
Come detto in precedenza, anche questa ipotesi di modellazione contraddice l'analisi corrente di dimensionamento, laddove sia necessario impostare la sicurezza della struttura nei confronti delle situazioni limite. Il vincolamento fisso longitudinale su ogni pila è contrario, infatti, ai dettami dell'isostaticità adottata correttamente in tutti gli impalcati ma corrisponde alle reali condizioni di esercizio in presenza di azioni modeste e ridotti tempi di misura come quelle dell'indagine qui presentata. In questo caso i ridotti tempi di misura eliminano gli effetti dello scorrimento termico dell'impalcato sulle pile, rendendo di fatto le singole campate fissate dall'attrito degli appoggi.
Parimenti le pile sono state considerate incastrate allo spiccato dal piano di campagna in una ipotesi di rigidezza longitudinale e trasversale sicuramente maggiore della realtà, ma anche essa conforme alle condizioni di misura sotto tremore ambientale.
Queste scelte sono perfettamente conformi con la validazione del comportamento del viadotto a carichi verticali (cioè in ambito di azioni statiche gravitative), quindi al confronto delle frequenze proprie della coppia di impalcati - per i modi a comportamento prevalentemente verticale - con gli esiti delle acquisizioni sperimentali.
I modi a comportamento orizzontale, comunque presenti con frequenze maggiori di quelli verticali, non sono così esattamente rappresentati dal modello nelle loro condizioni ultime.
Una rappresentazione più precisa richiederebbe, ad esempio, una analisi dettagliata dell'interazione tra terreno e struttura e il reperimento di dati geotecnici non disponibili. Questo affinamento non incrementerebbe in ogni caso il livello di conoscenza della struttura in modo significativo.
Come già scritto, è necessario, opportuno ed estremamente utile considerare nelle modellazioni il campo di sollecitazione alle quali le modellazioni stesse devono riferirsi; ciò è spesso trascurato dal progettista che finisce per bollare come inesatte le misure effettuate poiché non aderenti agli esiti della sua modellazione analitica.
Al contrario, è parere degli scriventi che sia la modellazione che debba adeguarsi al campo di sollecitazione che, soprattutto negli impalcati metallici, trascende sia dalla mera elasticità per quanto riguarda il materiale che per quanto riguarda agli elementi di connessione, nello specifico gli appoggi dell'impalcato.
Al di là delle note capacità di MIDAS di interpretare i fenomeni non lineari nelle analisi sismiche evolute, nel caso dei confronti con misure di microtremore il tema è perfettamente opposto e risulta necessario, invece, uscire dalla isostaticità del vincolamento.
Un'ultima considerazione importante in merito alle differenze nella modellazione di un impalcato da ponte in ambito statico ed in ambito dinamico, riguarda l'effettiva geometria delle masse in un sistema multi materiale. Evidentemente la definizione dei parametri di rigidezza è controllata dalla geometria degli elementi e dal rapporto dei loro moduli elastici secondo le correnti formulazioni della scienza delle costruzioni. La posizione verticale del baricentro della sezione (inteso propriamente come centro di massa) dipende invece solo dai rapporti geometrici e dalle masse dei materiali, non dal rapporto dei moduli elastici.
Poiché il rapporto tra la densità del calcestruzzo e la densità dell'acciaio vale circa 3 e il rapporto tra i moduli elastici degli stessi materiali vale circa 6 per le azioni di breve durata, come le vibrazioni, ne risulta che la posizione del baricentro modellato in ambito di analisi statica è sensibilmente più basso rispetto al reale centro di massa che è posto al lembo inferiore della soletta.
In una modellazione unifilare l'asse degli elementi BEAM disegnato dovrebbe corrispondere col centro di massa (centroide).
L'errore che si commette in presenza di carichi verticali nelle analisi statiche non è ovviamente significativo mentre in una analisi modale l'individuazione dell'effettivo baricentro (in termini propri) è fondamentale per una corretta valutazione del rocking longitudinale dell'impalcato nei modi di flessione verticale che nella presente indagine sperimentale sono stati quelli specificamente studiati.
Per ovviare a questa discrepanza geometrica è stato inserito un 'portale' di modellazione in corrispondenza delle pile in grado di ricondurre la posizione geo-

metrica degli elementi BEAM nella effettiva posizione del centro di massa.
In ogni caso, la modellazione unifilare non interpreta adeguatamente gli effetti torsionali, rappresentando le masse concentrate nell'asse geometrico della struttura senza le pur minime eccentricità presenti nella realtà nel caso in esame.
Anche in questo caso, come nel caso delle vibrazioni orizzontali, il confronto tra i dati sperimentali e i valori analitici può evidenziare differenze non trascurabili.

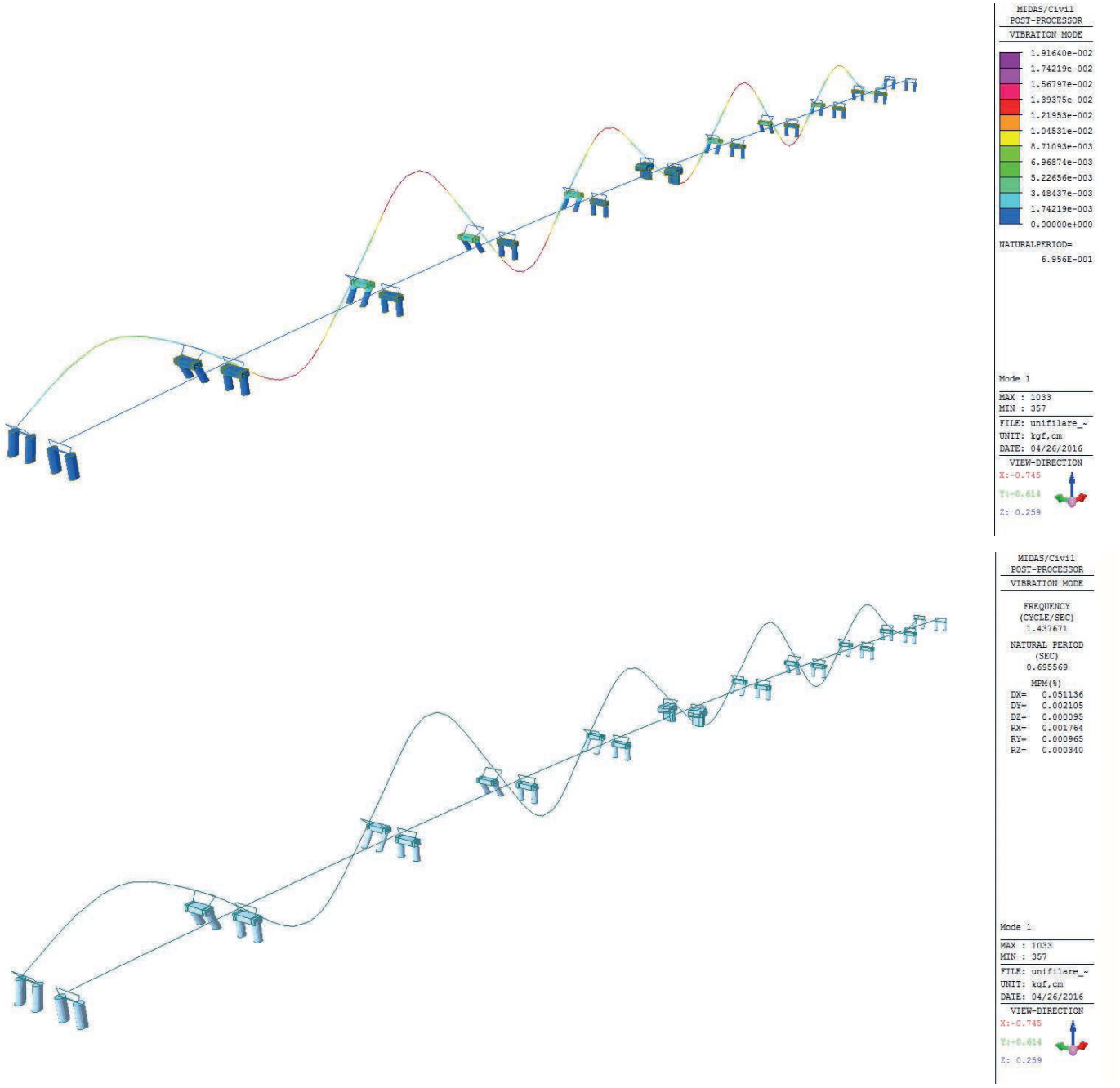
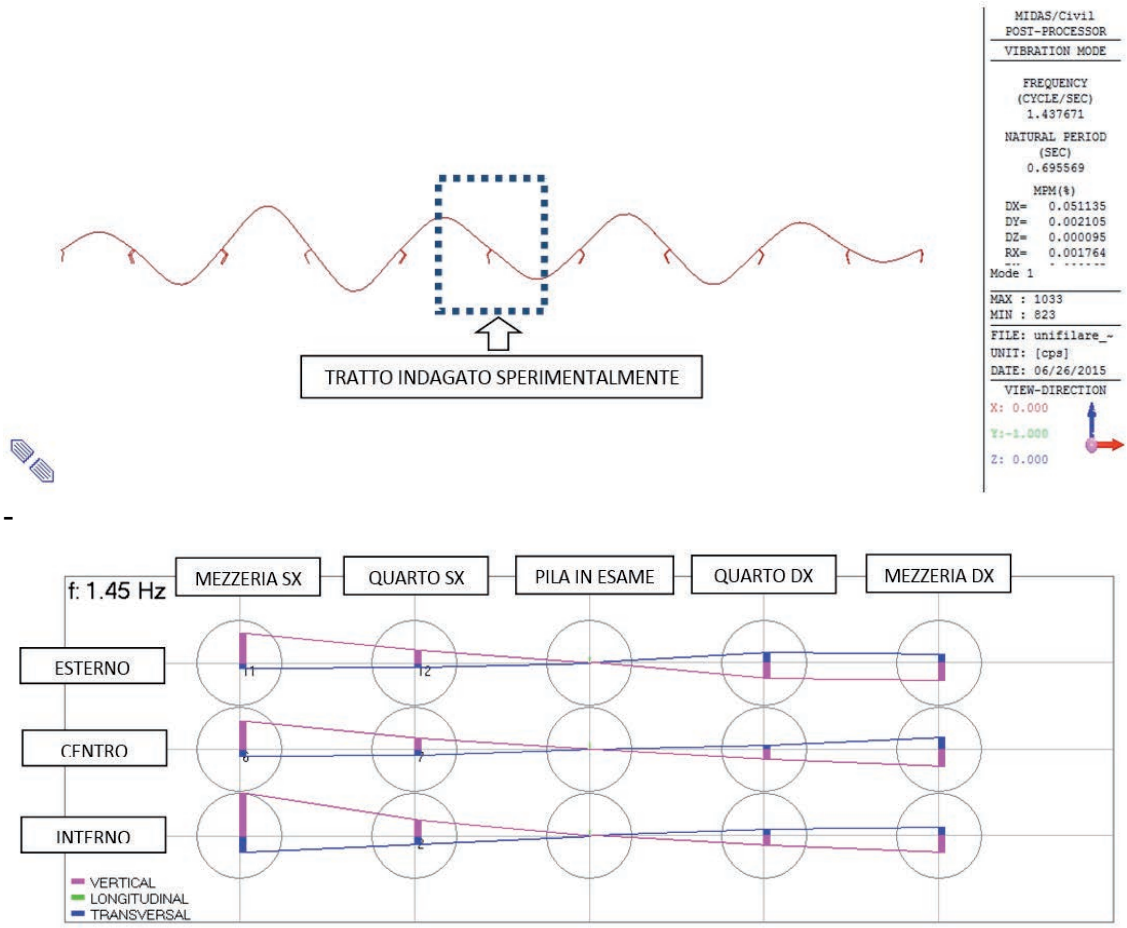


Figura 6. Forma modale del modo 1 (carreggiata nord) secondo il modello realizzato.

Nell'esempio di **Figura 6** riportiamo la forma modale relativa al primo modo secondo il modello MIDAS Civil (2015, in alto) e la corrispondente forma modale individuata sperimentalmente (in basso). Il modello include 10 campate mentre la parte indagata sperimentalmente è quella centrale, indicata dalla cornice a tratteggio in **Figura 7** (alto). Le forme modali da modello sono riportate come ampiezza dello spostamento sul piano della sezione (generalmente il verticale).
I cerchi in **Figura 7** (basso) sono centrati sulle posizioni di misura (mezzeria e ¼ di campata a sinistra della pila in esame, pila, ¼ di campata e mezzeria a destra della pila in esame) e lungo l'allineamento esterno, centrale e interno di ciascuna campata. Le barrette colorate indicano lo spostamento normalizzato al valore massimo registrato in quella posizione, a quella frequenza (viola per componente verticale, blu per trasversale e verde per longitudinale). I cerchi sono inseriti per meglio comprendere le relazioni di ampiezza tra le componenti dello spazio: essi hanno ampiezza normalizzata al valore massimo e pari a uno.

Figura 7. Alto: schema deformativo della carreggiata nord del ponte nel primo modo ottenuto con MIDAS Civil (2015). Il tratto indagato sperimentalmente è indicato dal riquadro a tratteggio. Basso: ampiezze spettrali registrate con Tromino® lungo la stessa carreggiata.
È evidente un netto comportamento flessionale verticale delle due campate.

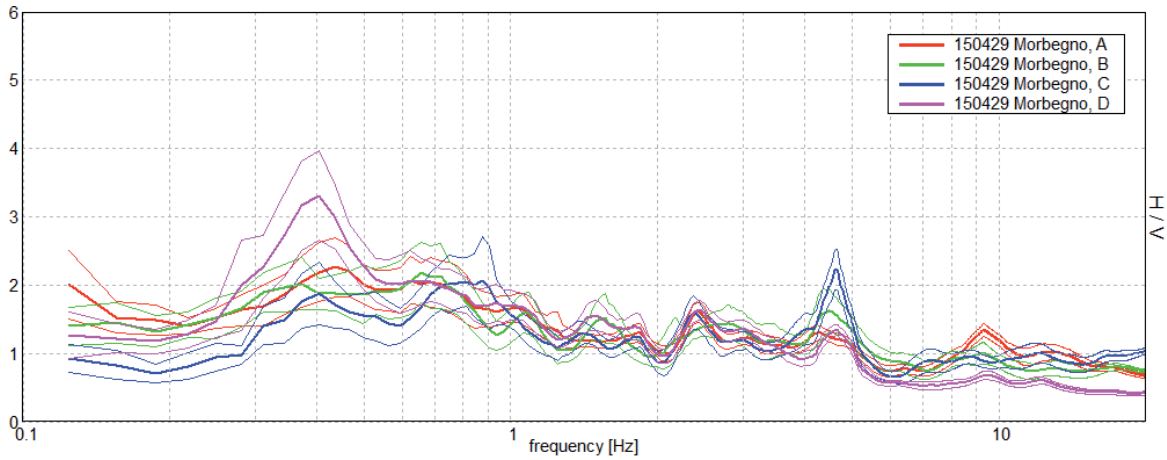


Caratterizzazione dinamica del suolo di fondazione

Anche i suoli sono assimilabili ad oscillatori dotati di rigidezza μ (che si stima attraverso la velocità di propagazione delle onde di taglio) e massa (assimilata allo spessore H dello strato che risuona). In un semplice mezzo costituito da uno strato sedimentario tenero sovrastante un ammasso roccioso rigido, la frequenza principale di risonanza dello strato sedimentario sarebbe $f_0 = Vs/(4H)$. L'assetto dei suoli è però sempre assai più complesso e le frequenze di risonanza si misurano sperimentalmente. Abbiamo impiegato Tromino® anche in 4 punti sul suolo di fondazione del viadotto in esame, al fine di caratterizzarne la dinamica nei termini di frequenze di amplificazione per risonanza.

L'analisi dei dati relativi ai suoli presenta delle diversità rispetto a quella delle strutture che non illustriamo in questa sede. In ogni caso, i risultati ottenuti sul suolo di fondazione sono riportati in **Figura 8** e da essi si evince che la frequenza fondamentale di sito (legata ad un basamento roccioso profondo alcune centinaia di metri) è 0.4 Hz.

Figura 8. Curve H/V ottenute per la caratterizzazione dinamica del suolo. Il picco a 4.7 Hz è un artefatto la cui origine, secondo l'analisi direzionale effettuata, è collocata presso una falegnameria a circa 400 m dal tratto di viadotto in esame, verso sud-est.



Conclusioni

È stata eseguita la caratterizzazione dinamica del viadotto Valtellina al fine rilevare, allo stato attuale, il comportamento dinamico del viadotto e valutare eventuali differenza tra le due vie di corsa.
La campagna di indagine, effettuata con Tromino® in 2 ore di lavoro, senza dispiegamento di alcun tipo di cavi, ha evidenziato pattern spettrali sostanzialmente identici tra i due impalcati. L'uguaglianza di comportamento dinamico verticale certifica come i due impalcati abbiano pari caratteristiche inerziali e di conseguenza presentino un comportamento statico del tutto analogo a meno della minima differenza legata necessariamente alla piccola differenza di luce delle campate.
È stata poi confrontata l'analisi modale effettuata con MIDAS Civil (2015) con le frequenze sperimentali ottenendo una più che soddisfacente corrispondenza, con differenze massime del 7%, nei valori di frequenza propria dei modi verticali, come riassunto in **Tabella 1**. In due casi (modo II e modo IX) il modello indica come modi distinti due meccanismi la cui frequenza è troppo ravvicinata da poter essere individuata sperimentalmente come distinta.
Una verifica periodica dei periodi propri, così come fatto in questa sede, e della loro invariabilità nel tempo, consente il monitoraggio nel tempo della struttura e del suo stato di mantenimento. Le indagini sono infatti effettuabili in tempi rapidi (< 2 ore), da un solo operatore e senza interruzione totale del traffico.
Il sottosuolo ha mostrato comportamento dinamico con amplificazione a frequenze minori di 1 Hz, che quindi non rivestono particolare interesse per la struttura in esame, poiché precludono il rischio di doppia risonanza tra la struttura e il terreno.

MODO	I [Hz]	II [Hz]	III [Hz]	IV [Hz]	V [Hz]	VI [Hz]	VII [Hz]	VIII [Hz]	IX [Hz]	X [Hz]	XI [Hz]	XII [Hz]	XIII [Hz]
FREQUENZE MODALI SPERIMENTALI (Tromino®)													
Asse Nord	1.45		1.61	1.8	2.07	2.37	2.64	3		3.23	4	4.24	4.53
Asse Sud	1.48		1.63	1.85	2.11	2.44	2.7	3		3.34	4.1	4.3	4.7
FREQUENZE MODALI DA MODELLAZIONE (MIDAS Civil, 2015)													
Asse Nord	1.44	1.49	1.72	1.88	2.18	2.41	2.71	2.96	3.17	3.28	3.80	4.38	4.70
Asse Sud	1.45	1.50	1.74	1.90	2.21	2.44	2.74	3.00	3.21	3.31	3.80	4.41	4.72
	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Longit. (sperim.) Vertic. (modello)	Verticale	Verticale	Tors. (sperim.) Longit. (modello)	Torsione	Trasversale

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

Professionalità, entusiasmo e passione da 10 anni al servizio dei nostri clienti.

Integriamo le migliori soluzioni software confezionate su misura, in costante evoluzione per migliore processi e metodi, capacità di analisi e progettazione.
Massimizziamo il ritorno degli investimenti, riducendo tempi e costi di ricerca e sviluppo.

Vendita Software
Valutazione Modelli
Consulenza Numerica

Supporto software
(normale e avanzato)
Software training

Corsi di Formazione
Webinars
Seminari

Structural Modeling - Magazine
Database Documenti
Tesi di Laurea
Tutorial & Video Tutorial

IL NOSTRO TEAM DI ESPERTI INGEGNERI
TI AIUTERÀ A TROVARE LE SOLUZIONI ADATTE ALLE TUE ESIGENZE

www.cspfea.net
info@cspfea.net

CSPFea s.c.
Via Zuccherificio 4/D
35042 Este (PD) - ITALY