**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE**

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Architettura - DICEA

# "Analisi numerica e sperimentale del comportamento dinamico di una passerella ciclopedonale attraverso collaudo, monitoraggio e prova di vibrazione forzata"

# "Numerical and experimental analysis of the dynamic behaviour of a pedestrian footbridge using load test, structural monitoring and forced vibration test"

*RELATORE:*
Prof. Ing. Fabrizio Gara

*TESI DI LAUREA DI:*
Mattia Di Biasi

*CORRELATORI:*
Ing. Anna Brunetti
Dott. Ing. Vanni Nicoletti

A.A. 2025/2026

# INDICE


INTRODUZIONE 1

1 STATO DELL'ARTE 3

1.1 QUADRO NORMATIVO 3

1.1.1 Panoramica generale 3

1.1.2 Frequenze critiche e limiti di accelerazione 4

1.1.3 Procedure di valutazione del comfort (design e assesment) 8

1.1.4 Elementi differenzianti nella modellazione del carico pedonale 11

1.1.5 Sintesi comparativa delle varie norme 18

1.2 ANALISI DELLA LETTERATURA 19

1.2.1 Prove di vibrazione indotta dai pedoni (HIVTs) 19

1.2.2 Prove di vibrazione forzata mediante shaker (FVTs) 24

2 STUDIO NUMERICO 27

2.1 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO 27

2.2 MODELLO FEM E CALIBRAZIONE 29

2.2.1 Strategia di modellazione 29

2.2.2 Analisi critica delle discrepanze numerico-sperimentali 31

2.2.3 Affinamento e calibrazione del modello 32

2.2.4 Caratterizzazione delle forme modali 35

2.3 VERIFICA DEL COMFORT VIBRAZIONALE 36

2.3.1 Quadro normativo di riferimento: la guida Sétra (2006) 36

2.3.2 Analisi numerica e routine MATLAB-SAP2000 39

2.3.3 Risultati dell'analisi e accelerazioni massime 40

2.3.4 Sintesi delle problematiche e possibili interventi 42

2.4 PROGETTO DEI DISPOSITIVI TMD 43

2.4.1 Principi di funzionamento e formulazione matematica 44

2.4.2 Calibrazione e posizionamento dei dispositivi 46

2.4.3 Modellazione numerica e verifica dell'efficacia 47

3 CAMPAGNA SPERIMENTALE 51

3.1 COLLAUDO STATICO 52

3.1.1 Configurazione e posizionamento dei carichi 52

3.1.2 Fasi di esecuzione della prova e risultati 53

3.2 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA ACCURATA 57
3.2.1 Principi teorici alla base 57
3.2.2 Strumentazione impiegata per le acquisizioni 58
3.2.3 Configurazioni di prova 59
3.2.4 Acquisizione, processamento dei dati e risultati 62
3.3 COLLAUDO DINAMICO 68
3.3.1 Configurazioni di prova ed elaborazione dei dati 69
3.3.2 Risultati ottenuti 70
3.4 PROVE DI VIBRAZIONE INDOTTA DAI PEDONI (HIVTS) 73
3.4.1 Quadro normativo di riferimento: il report EUR 23984 EN 73
3.4.2 Esecuzione delle prove 74
3.4.3 Risultati ottenuti 77
3.4.4 Confronto con il modello numerico e considerazioni 80
3.5 MONITORAGGIO DINAMICO 83
3.5.1 Il flusso di lavoro nel monitoraggio strutturale basato su OMA 83
3.5.2 Setup di monitoraggio e panoramica dei dati acquisiti 84
3.5.3 Analisi di stabilità modale ed osservabilità: il caso del Modo 3 90
4 PROVA DI VIBRAZIONE FORZATA MEDIANTE SHAKER 98
4.1 ECCITATORI DINAMICI: FUNZIONAMENTO E APPLICAZIONI 98
4.2 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA TRAMITE SHAKER 100
4.3 PROVA PER LA VERIFICA DEL COMFORT TRAMITE SHAKER 103
4.3.1 Correlazione tra carico folla Sétra e carico puntuale shaker 103
4.3.2 Simulazione numerica dello scenario di prova 108
CONCLUSIONI 113
BIBLIOGRAFIA 115

# INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi riguarda lo studio condotto su una passerella ciclopedonale esistente mediante l'integrazione di simulazioni numeriche, indagini sperimentali, monitoraggio dinamico e la formulazione di un protocollo di collaudo tramite shaker. L'obiettivo è fornire una caratterizzazione completa del comportamento dinamico dell'opera, valutarne il comfort vibrazionale e validare procedure operative applicabili e ripetibili.

La dinamica delle passerelle ciclopedonali rappresenta oggi un tema di forte interesse nell'ambito dell'ingegneria strutturale, sia in fase di progettazione sia in fase di collaudo e verifica delle opere. Infatti, la crescente tendenza verso la realizzazione di ponti sempre più leggeri e snelli, favorita da progressi nei metodi di calcolo e nei materiali da costruzione, ha evidenziato l'importanza della valutazione delle vibrazioni indotte da azioni dinamiche, quali il transito dei pedoni, il vento e, seppur in maniera minore, il sisma. Sebbene tali vibrazioni non compromettano generalmente l'integrità strutturale, esse possono influenzare significativamente il comfort degli utenti e la funzionalità della struttura. Ne consegue la necessità di analizzare accuratamente il comportamento dinamico dell'opera, al fine di valutare le possibili riduzioni del comfort in esercizio dovute all'insorgenza di vibrazioni eccessive.

Nel panorama normativo italiano, la verifica del comportamento dinamico delle passerelle pedonali non è disciplinata da una procedura univoca e dettagliata. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) prescrivono l'esecuzione del collaudo statico delle opere strutturali, mentre non definiscono uno specifico iter metodologico per la valutazione delle prestazioni vibrazionali delle passerelle, né criteri operativi per l'esecuzione di prove dinamiche finalizzate alla verifica del comfort degli utenti.

Per tale motivo, nella pratica professionale e nell'ambito della ricerca si fa spesso riferimento a codici e documenti tecnici di comprovata validità, sviluppati a livello internazionale. Tra questi, il documento francese Sétra costituisce uno dei principali riferimenti per la valutazione numerica del comfort vibrazionale delle passerelle pedonali, mentre il progetto europeo HiVoSS propone un approccio integrato che risulta più esaustivo per le indagini sperimentali. Nonostante rappresentino un importante supporto

metodologico, tali documenti non forniscono procedure completamente standardizzate e richiedono inevitabilmente un adattamento al singolo caso studio, in funzione delle caratteristiche strutturali dell'opera e degli obiettivi dell'indagine.

Il caso studio oggetto del presente lavoro di tesi riguarda una passerella ciclopedonale ad arco eccentrico in acciaio, di recente costruzione, realizzata per l'attraversamento della foce del fiume Cesano, tra i comuni di Senigallia e Marotta nella Regione Marche. Nell'ambito dell'attività di collaudo dell'opera, la Regione Marche ha affidato al Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) dell'Università Politecnica delle Marche, un incarico di supporto specialistico per la caratterizzazione dinamica e vibrazionale della struttura. Le attività sviluppate in merito a tale incarico costituiscono il nucleo della presente tesi di laurea.

Il lavoro è stato sviluppato seguendo un percorso articolato in quattro fasi principali. In primo luogo, è stata condotta un'analisi della letteratura scientifica e del quadro normativo, al fine di definire lo stato dell'arte relativo alla caratterizzazione dinamica e alla valutazione del comfort vibrazionale delle passerelle pedonali.
Successivamente, lo studio numerico ha previsto la revisione e calibrazione del modello preesistente agli elementi finiti della struttura. Una volta validata la risposta numerica sulla base dei primi riscontri sperimentali, il modello è stato impiegato per effettuare le simulazioni dinamiche e le analisi vibrazionali della passerella.
La fase sperimentale ha compreso l'esecuzione del collaudo statico e dinamico dell'opera, l'analisi della risposta vibrazionale indotta dal transito dei pedoni e una campagna di monitoraggio dinamico finalizzata alla caratterizzazione nel tempo delle proprietà modali della struttura.
Infine, è stata sviluppata e analizzata numericamente una procedura di collaudo basata sull'esecuzione di prove di vibrazione forzata (*Forced Vibration Test*, FVT) mediante shaker, con l'obiettivo di valutarne l'efficacia come metodologia sperimentale ripetibile, controllata e facilmente standardizzabile per la caratterizzazione dinamica delle passerelle pedonali.

A partire dai risultati numerici e sperimentali ottenuti, il lavoro ha permesso quindi di delineare un nuovo approccio metodologico che potesse proporsi come una valida alternativa alle tradizionali attività di collaudo e verifica delle passerelle pedonali.

# 1 STATO DELL'ARTE

## 1.1 QUADRO NORMATIVO

### 1.1.1 Panoramica generale

Negli ultimi anni, le opere snelle come le passerelle pedonali hanno conosciuto un'importante diffusione sia sul territorio nazionale sia a livello internazionale. L'elevata snellezza di tali strutture, resa possibile dall'impiego di materiali sempre più performanti e da approcci progettuali sempre più avanzati, si traduce in una maggiore suscettibilità alle azioni dinamiche, tra cui quelle indotte dal transito dei pedoni. Tale caratteristica è legata alla possibilità che le frequenze proprie più basse delle passerelle ricadano nel campo di frequenze tipico della camminata dei pedoni, prossimo a circa 2 $Hz$.

In particolare, qualora la frequenza di eccitazione associata al passo dei pedoni risulti vicina a una delle frequenze proprie della struttura, possono verificarsi fenomeni di risonanza, con conseguente amplificazione della risposta dinamica in termini di spostamenti e accelerazioni. In condizioni particolarmente gravose, tali fenomeni possono compromettere il comfort degli utenti e, nei casi più critici, l'utilizzabilità stessa della struttura.

Quanto descritto può essere schematizzato come in Fig. 1.1, di seguito riportata.

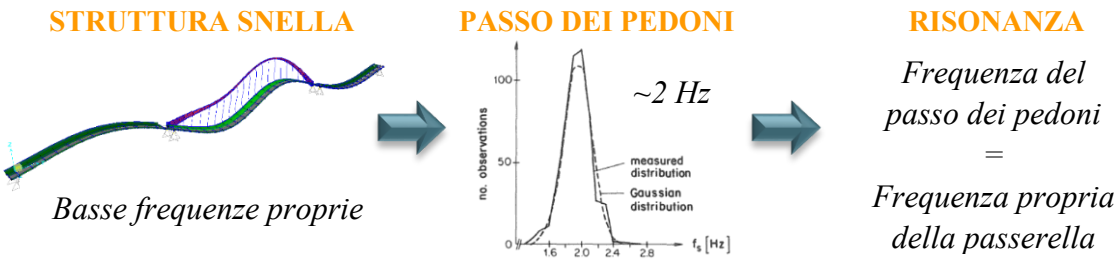



**Fig. 1.1** – Problema di risonanza delle passerelle pedonali

Da questo quadro emerge l'importanza di effettuare la verifica nei confronti delle vibrazioni indotte dai pedoni, al fine di garantire adeguati livelli di comfort degli utenti e la fruibilità dell'opera nelle condizioni di esercizio previste. Per lungo tempo tali aspetti hanno ricevuto un'attenzione relativamente limitata, a causa di concezioni progettuali orientate verso strutture più rigide e ridondanti, meno suscettibili ai fenomeni vibratori. La rapida evoluzione delle esigenze funzionali e dei canoni estetici, unitamente alla

crescente ricerca di soluzioni strutturali più leggere e snelle, ha tuttavia reso il problema delle vibrazioni indotte dai pedoni sempre più centrale. L'elevata rilevanza assunta da tale problematica ha evidenziato come, ancora oggi, il comfort degli utenti associato alle vibrazioni, pur rappresentando un aspetto fondamentale, non sia trattato in modo esaustivo dalla maggior parte delle normative tecniche in vigore nei diversi Paesi. Per colmare questa lacuna, negli ultimi anni sono stati sviluppati numerosi progetti di ricerca a livello europeo, che hanno portato alla pubblicazione di linee guida, documenti tecnici e codici specifici. Tali documenti mirano a fornire strumenti di supporto a progettisti e collaudatori nella valutazione del comportamento dinamico delle passerelle pedonali, integrando le carenze riscontrate nelle normative vigenti.

Di seguito vengono presentate le principali disposizioni normative italiane e i più rilevanti documenti tecnici sviluppati in ambito europeo, che saranno successivamente confrontati nel seguito della trattazione con riferimento alla valutazione delle vibrazioni indotte dai pedoni.

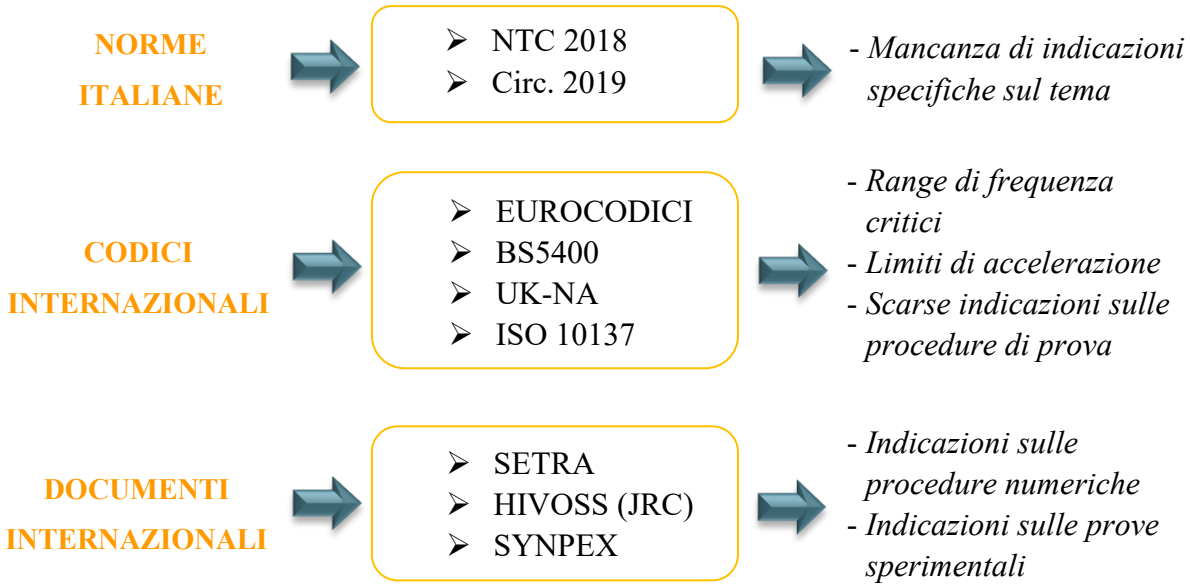



**Fig. 1.2** – Principali documenti tecnici e normative di riferimento nel territorio italiano ed europeo

### 1.1.2 Frequenze critiche e limiti di accelerazione

Nella valutazione del comfort vibrazionale delle passerelle pedonali, i due parametri fondamentali da cui prende avvio qualsiasi analisi sono l'intervallo delle frequenze critiche e i limiti di accelerazione.

Il primo definisce i range di frequenza (verticale/longitudinale e orizzontale/trasversale) entro i quali sussiste un rischio concreto di risonanza tra la struttura e il passo dei pedoni in transito. Qualora le frequenze proprie dell'impalcato ricadano all'interno di tali intervalli, diventa obbligatorio procedere con un'analisi dinamica di dettaglio.
Il secondo parametro, invece, stabilisce le soglie massime di accelerazione tollerabili, tracciando il confine tra una condizione di comfort accettabile per l'utente e una situazione di disagio psicofisico o di potenziale allarme.
Come si evince dall'analisi dei principali codici e linee guida internazionali (riassunti nella Tab. 1.1), l'approccio a questi due parametri è tutt'altro che univoco.

| **Codice / Standard / Linea guida** | **Intervallo Frequenze Critiche [Hz]** | | **Limiti Accelerazioni [m/s²]** | |
|---|---|---|---|---|
| | **Verticale** | **Orizzontale** | **Verticale** | **Orizzontale** |
| FIB | 1,5 – 2,5 | 0,8 – 1,2 | variabili caso per caso | |
| Sétra | 1 – 5 | 0,3 – 2,5 | < 2,5 | < 0,8 |
| Synpex | 1,4 – 5 | 0,8 – 1,0 | < 2,5 | < 0,8 |
| HiVoSS | 1,25 – 5 | 0,5 – 1,2 | < 2,5 | < 0,8 |
| Eurocodice e UK-NA | < 5 | 0,5 – 2,5 | non specificati | |
| BS 5400 | < 5 | - | $\alpha_{max} = f(f_0, k, \psi)$ | |
| ISO 10137 | - | - | non specificati | |

**Tab. 1.1** – Intervalli di frequenze critiche e limiti di accelerazione proposti dai vari codici e linee guida

I dati riportati in tabella evidenziano differenze sia per quanto riguarda l'estensione degli intervalli di rischio, sia per le soglie di tolleranza all'accelerazione. Questa marcata eterogeneità testimonia l'attuale mancanza di una standardizzazione internazionale assoluta, dovuta in parte alla diversa sensibilità degli enti normatori e in parte all'evoluzione continua degli studi sul comportamento biomeccanico della folla. Lo sviluppo di criteri universalmente condivisi per lo Stato Limite d'Esercizio (SLE) delle vibrazioni rappresenta, infatti, un tema di ricerca ancora aperto.

Nonostante le discrepanze normative appena evidenziate, sovrapponendo le prescrizioni dei vari documenti è possibile individuare una convergenza verso dei "valori di consenso".

Per quanto concerne le frequenze critiche, quasi tutti i documenti concordano nell'individuare un macro-intervallo di rischio compreso tra 1 e 5 $Hz$ per i modi verticali (flessionali e torsionali). Per i modi orizzontali (trasversali), l'attenzione si concentra su un intervallo di frequenze più basso, generalmente inferiore ai 2,5 $Hz$ (con un picco di criticità tra 0,5 e 1,2 $Hz$, dove si innesca il pericoloso fenomeno del *lock-in*).

Anche per i limiti di accelerazione, pur con diverse sfumature legate alle classi di traffico (singolo pedone vs. folla densa), emerge una tendenza comune. Le normative concordano nel mantenere le accelerazioni verticali massime al di sotto dei 2,5 $m/s^2$ (con limiti molto più restrittivi, spesso attorno a $0{,}5 - 0{,}7\ m/s^2$, per garantire il massimo comfort). I limiti orizzontali risultano sistematicamente più severi (0,8 $m/s^2$, spesso ridotti a valori di $0{,}1 - 0{,}3\ m/s^2$), a dimostrazione di come l'essere umano sia molto più sensibile al disagio causato dalle oscillazioni laterali rispetto a quelle sussultorie.

L'estrapolazione di questi valori condivisi e la loro distribuzione tra le varie normative sono facilmente apprezzabili nei grafici a barre riportati di seguito, i quali offrono una sintesi visiva dei limiti entro cui il progettista deve muoversi per garantire la funzionalità e la sicurezza percepita dell'opera.

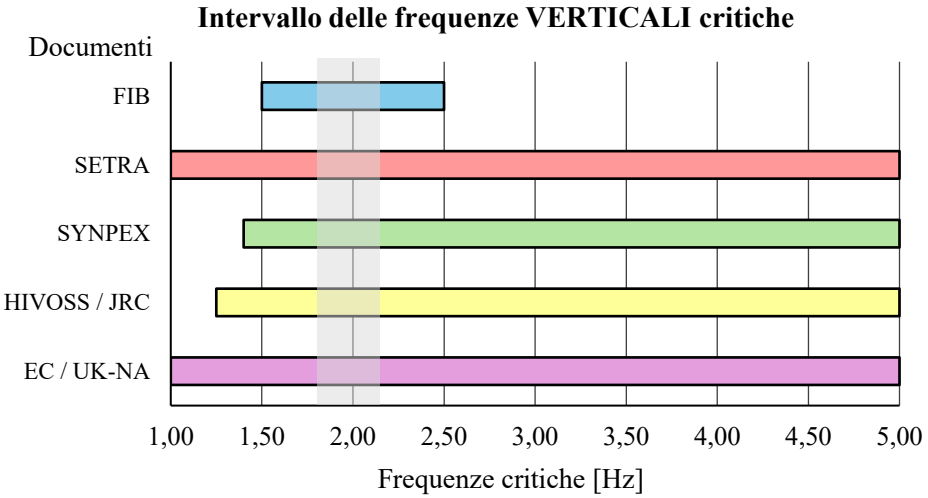



**Fig. 1.3** – Intervallo delle frequenze verticali/longitudinali critiche

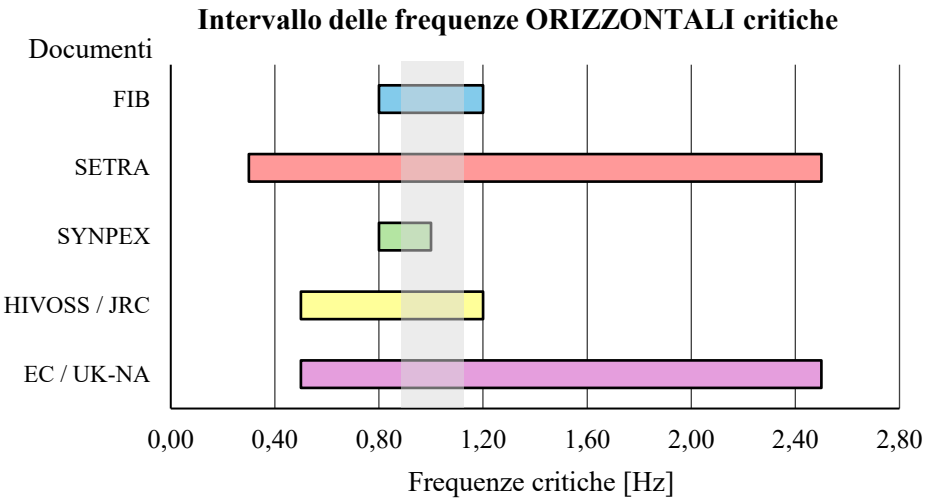



**Fig. 1.4** – Intervallo delle frequenze orizzontali/trasversali critiche

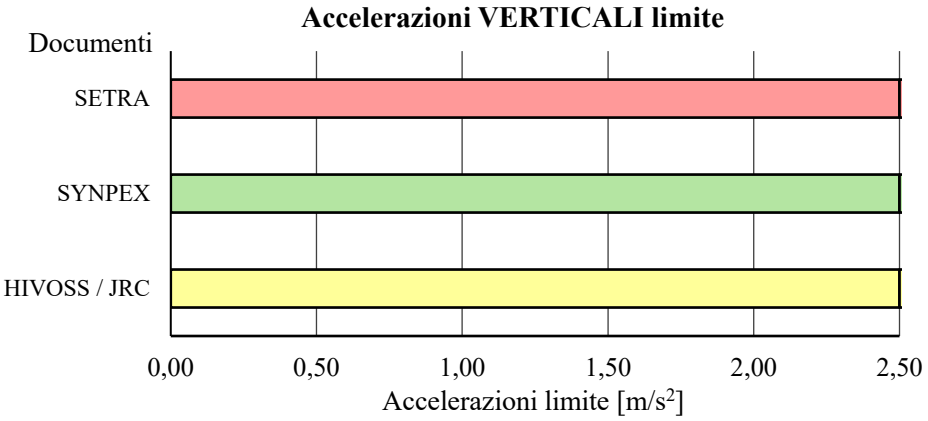



**Fig. 1.5** – Intervallo di accelerazione verticale limite

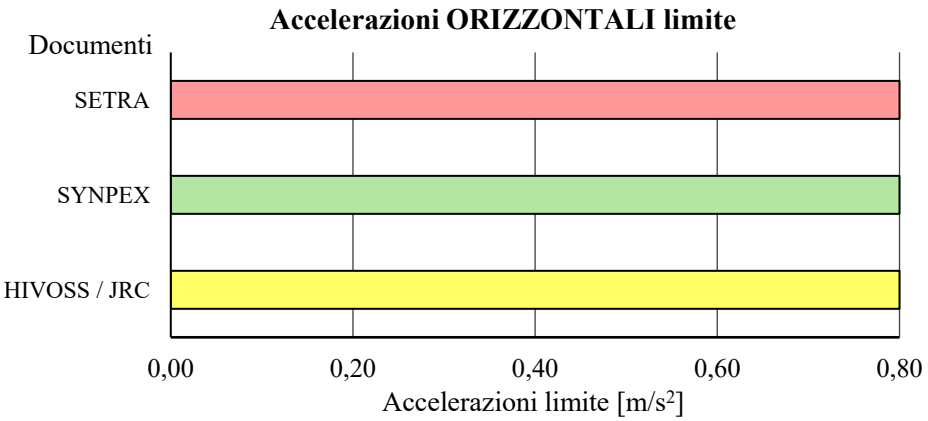



**Fig. 1.6** – Intervallo di accelerazione orizzontale/trasversale limite

Eurocodici e FIB non riportano valori numerici sulle massime accelerazioni consentite.

### 1.1.3 Procedure di valutazione del comfort (design e assesment)

All'interno delle normative vigenti, quali NTC 2018 ed Eurocodici, non vengono definite esplicitamente delle procedure codificate da seguire per la valutazione del comfort vibrazionale dei ponti pedonali. Tali norme si limitano, infatti, a definire le condizioni necessarie per eseguire la verifica, senza fornire un iter metodologico.

A colmare questa lacuna intervengono documenti come le linee guida Sétra, le quali propongono uno schema di flusso concettuale (riportato nella Fig. 1.7) che definisce univocamente l'approccio al problema. Questo diagramma fornisce una solida base operativa per il progettista o collaudatore, tanto da essere stato ripreso fedelmente anche dal successivo progetto europeo HiVoSS. La procedura adottata, di fatto ripropone e codifica le stesse indicazioni che venivano fornite in testi precedenti, come le norme FIB o il documento Synpex.

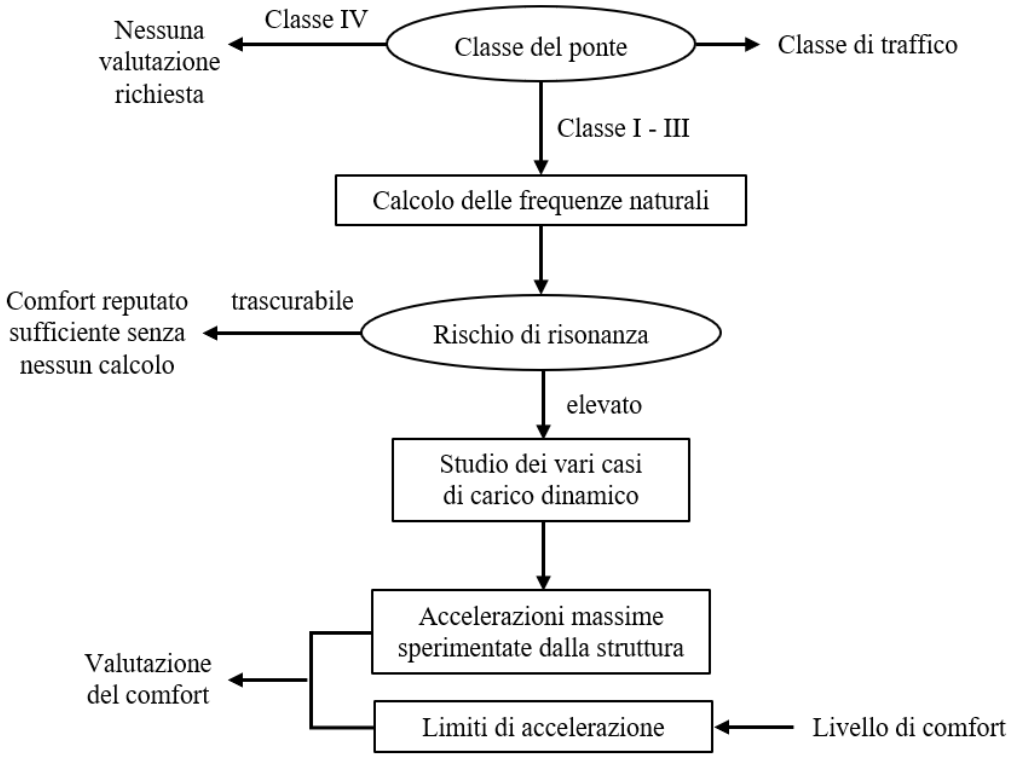



**Fig. 1.7** – Schema di flusso per la valutazione del comfort dei ponti pedonali proposto da Sétra

Lo schema riportato si compone di più fasi, di seguito dettagliate.

i. Fase di inquadramento, in cui vengono delineati:

- classe del ponte, in base al traffico pedonale previsto. Se la passerella ricade in classe IV (traffico molto raro), la linea guida stabilisce che non è richiesta alcuna valutazione;
- livello di comfort richiesto (massimo, medio o minimo), che determinerà i limiti di accelerazione.

ii. Analisi modale e controllo del rischio di risonanza, attraverso:
- approccio numerico: creazione di un modello agli elementi finiti (FEM) della passerella ed esecuzione di un'analisi modale per trovare le frequenze proprie e i modi di vibrare;
- approccio sperimentale: esecuzione di prove dinamiche sulla struttura per identificare sperimentalmente le frequenze reali, gli smorzamenti e le forme modali;

➢ se le frequenze calcolate/misurate sono lontane dai range di attivazione del passo umano e non rientrano quindi negli intervalli critici, il rischio di risonanza è trascurabile e il comfort è giudicato sufficiente senza ulteriori approfondimenti.

iii. Analisi dinamiche per il calcolo delle accelerazioni, articolata in:
- studio dei casi di carico dinamico: nel caso numerico si applicano i modelli di carico da pedone (singolo, gruppo, folla); nel caso sperimentale si pianificano delle prove con pedoni reali (gruppi di persone che camminano a frequenza controllata tramite metronomo);
- determinazione delle accelerazioni massime sperimentate dalla struttura: rappresenta l'output dell'analisi. Numericamente si ottengono tramite un'analisi transitoria (*time-history*) o in regime stazionario (*steady-state*); sperimentalmente si ottengono registrando i dati dagli accelerometri posizionati sulla passerella durante i test di calpestio.

iv. Livello di comfort: si confrontano le accelerazioni massime (calcolate o misurate) con i limiti di accelerazione prefissati per trarre la conclusione sul livello di comfort della passerella.

Al fine di tradurre l'approccio concettuale di Sétra in una procedura realmente operativa, in letteratura si adotta comunemente il diagramma di flusso riportato in Fig. 1.8.

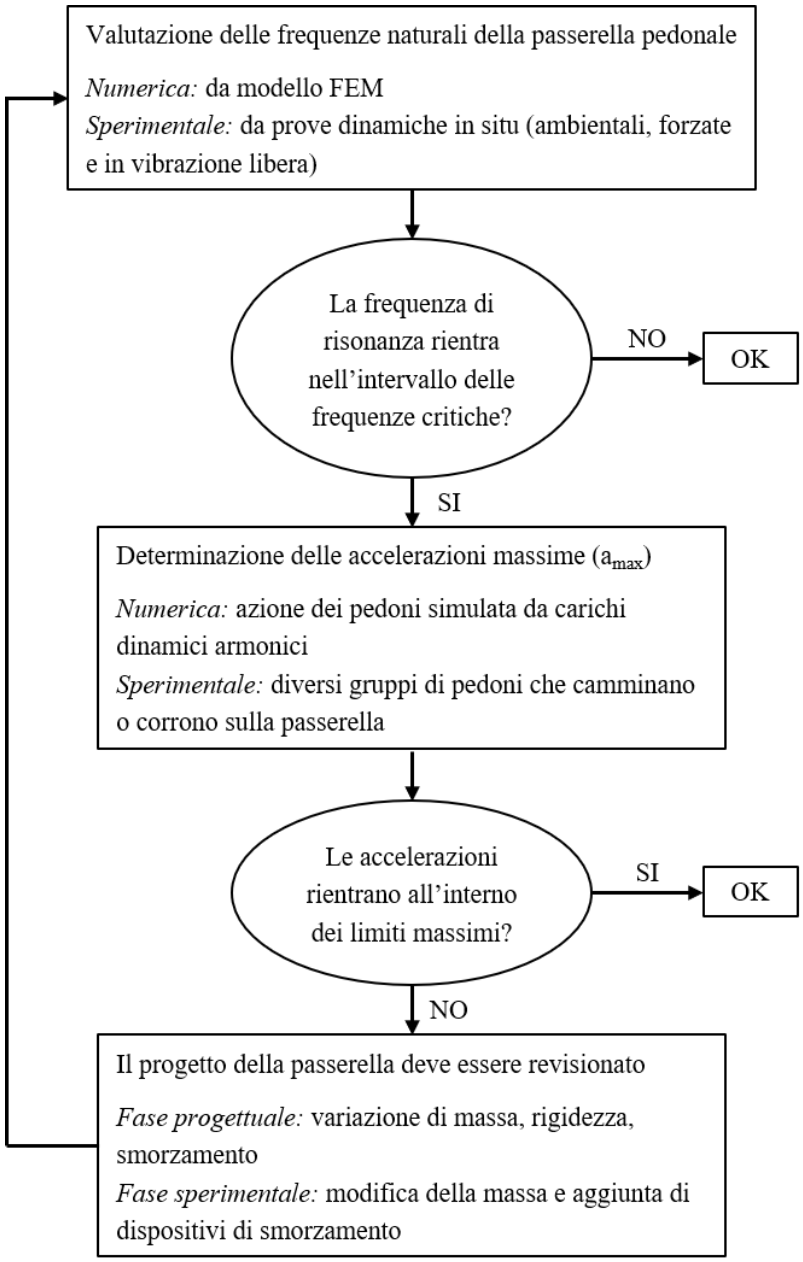
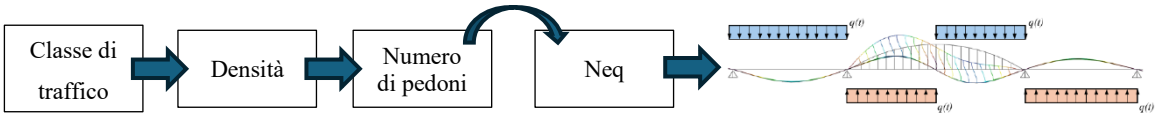



**Fig. 1.8** – Procedura operativa per la valutazione del comfort delle passerelle pedonali

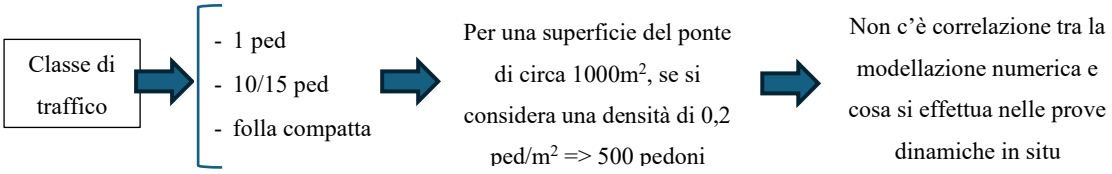
Il diagramma denota la chiara necessità di biforcare l'iter metodologico a seconda che si stia affrontando la progettazione di un'opera ex-novo oppure il collaudo di una passerella esistente, consentendo l'adozione del solo approccio numerico o anche di un approccio sperimentale. Questa dicotomia rappresenta un aspetto metodologico condiviso dalla quasi totalità dei documenti tecnici internazionali.

Analizzando nel dettaglio le due casistiche, come sintetizzato dagli schemi di seguito riportati, emergono due percorsi distinti:

– La procedura di progetto (design): proposta da tutti i documenti (ad eccezione di BS 5400-2 ed Eurocodici, che non la specificano), consiste in un'analisi rigorosamente numerica. Il calcolo delle accelerazioni deriva dalla definizione di un modello FEM e dall'applicazione di un carico ricavato a cascata: si parte dalla classe di traffico, si ricava la densità, si stima il numero totale di pedoni e, infine, si calcola il numero di pedoni equivalente ($N_{eq}$) per definire le forzanti da applicare al modello (non si usa il concetto di $N_{eq}$ nelle FIB, BS-5400-2 e in UK-NA);




– La procedura di collaudo (assessment): prevede, invece, l'esecuzione di test di camminata, salto o corsa per validare, completare e confrontare le simulazioni condotte numericamente. Si passa da prove con un singolo pedone a gruppi di 10-15 persone, fino a simulare scenari di folla compatta.




Mettendo a sistema i due iter, emerge tuttavia la principale criticità di questo approccio: l'assenza assoluta di correlazione e coerenza tra gli scenari di traffico proposti dalla simulazione numerica e i casi di carico da considerare nei test sperimentali. Infatti, come evidenziato nello schema sopra riportato, un modello numerico basato su un traffico scarso (TC2) richiederebbe centinaia di pedoni per essere replicato (es. 500 pedoni per una superficie di 1000 m$^2$ con una densità di 0,2 ped/m$^2$), rendendo di fatto impossibile, per ovvi motivi logistici e di sicurezza, testare sperimentalmente in situ lo stesso scenario gravoso ipotizzato in fase di calcolo.

### 1.1.4 Elementi differenzianti nella modellazione del carico pedonale

Se dal punto di vista metodologico i vari documenti tecnici condividono la stessa impostazione generale dell'analisi, la differenza più sostanziale risiede nella modellazione numerica della forzante indotta dai pedoni. I testi normativi si differenziano per la definizione degli scenari di traffico (densità e classi), per la tipologia di carico

applicato (puntuale, distribuito o mobile) e per la formulazione matematica utilizzata per descrivere l'effetto di sincronizzazione della folla.
Per comprendere appieno tali difformità, si analizzano dapprima gli scenari di traffico previsti dai vari codici, per poi confrontare i modelli matematici per il calcolo della forzante.

I principali codici tecnici definiscono lo stato di sollecitazione della passerella categorizzando il traffico in funzione della densità di pedoni per unità di superficie ($d\ [ped/m^2]$) o del numero assoluto di utenti previsti ($N$). La Tab. 1.2 sintetizza e confronta gli scenari previsti dai documenti Sétra, HiVoSS, FIB, BS 5400-2 e dall'Annesso Nazionale Britannico agli Eurocodici (UK NA to EC1-2).

| **Codice / Linea Guida** | **Classe / Scenario** | **Densità $d$ $[ped/m^2]$ / Numero $N$** | **Tipologia di Carico Modellato** | **Modellazione Sincronizzazione Folla** |
|---|---|---|---|---|
| Sétra | Case 1 (Scarso / Denso)<br>Case 2 (Molto denso)<br>Case 3 (2ª armonica) | 0,5 (Scarso)<br>0,8 (Denso)<br>1,0 (Molto denso) | Carico di superficie $[N/m^2]$ applicato secondo la forma modale | $N_{eq}$ (Numero equivalente di pedoni) |
| HiVoSS / JRC / Synpex / EUR 23984 EN | TC1 (Molto scarso)<br>TC2 (Scarso)<br>TC3 (Denso)<br>TC4 (Molto denso)<br>TC5 (Eccezionale) | 15 / (B · L)<br>0,2<br>0,5<br>1,0<br>1,5 | Carico di superficie $[N/m^2]$ applicato secondo la forma modale | $N_{eq}$/S (Densità equivalente) |

*Nota*: all'interno del progetto HiVoSS (nato per unire i risultati di due precedenti ricerche europee, di cui Synpex per i ponti pedonali), la sezione dedicata al tema delle vibrazioni delle passerelle pedonali è stata formalizzata, revisionata e pubblicata dalla Commissione Europea (tramite il JRC) sotto la sigla di catalogo **EUR 23984 EN**

*Nel seguito della trattazione i termini saranno usati come sinonimi.*

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| UK NA to EC1-2 | Singolo / Gruppo ($N$ = 1,2,4,8,16)<br>Folla (classi A-D) | $N = 1 \div 16$<br>$d = 0{,}4 \div 1{,}5\ ped/m^2$<br>$N = d \cdot B \cdot L$ | Gruppo: forza puntuale viaggiante ($v = 1{,}7 \div 3{,}0\ m/s$)<br>Folla: carico di superficie $[N/m^2]$ concorde alla forma modale | Fattore di riduzione $\sqrt{1 + \gamma(N-1)}$ oppure $\sqrt{\gamma N/\lambda}$ |
| FIB Guidelines | DLM1 (Singolo pedone)<br>DLM2 (Piccolo gruppo)<br>DLM3 (Flusso continuo) | -<br>-<br>0,6 | Puntuale in p. sfavorevole<br>Puntuale in p. sfavorevole<br>Superficiale in p. sfavorevole | Fattore di sincronizzazione $k_v$, $k_h$ (applicato alla forza) |
| BS 5400-2 | Singolo pedone | - | Carico puntuale mobile alla velocità $v = 0{,}9\ f$ | Assente (approccio deterministico) |

**Tab. 1.2** – Confronto sintetico degli scenari di traffico e tipologie di carico

Dall'analisi della tabella emergono tre marco-impostazioni concettuali:

i. Sétra e EUR 23984 EN adottano un approccio a folla equivalente statica/armonica: il carico viene distribuito su tutto l'impalcato, secondo la forma modale, e l'effetto della sincronizzazione casuale tra pedoni viene modellato tramite il parametro $N_{eq}$. EUR 23984 EN propone una griglia di classi di traffico più fitta rispetto a Sétra.

ii. UK NA to EC1-2 rappresenta un approccio ibrido e avanzato: distingue nettamente il passaggio di singoli/gruppi (trattati con una forza puntuale mobile viaggiante) da quello della folla continua (trattata con un carico distribuito superficiale), integrando coefficienti di smorzamento, forma modale ed effetto di risonanza.

iii. FIB e BS 5400-2 utilizzano approcci focalizzati sulla posizione o sul transito del singolo pedone/gruppo ridotto, applicando carichi concentrati o coefficienti di amplificazione modale.

Nelle linee guida Sétra e HiVoSS / JRC / Synpex (EUR 23984 EN), la forzante dinamica superficiale $q(t)$ $[N/m^2]$ applicata al modello numerico può essere espressa attraverso la formulazione generale:

$$q(t) = F \cdot \cos(2\pi f t) \cdot d \cdot \frac{N_{eq}}{S} \cdot \psi(f)$$

Dove:

- $F$ $[N]$ è l'ampiezza della forza del singolo pedone ($280\,N$ verticale, $140\,N$ longitudinale, $35\,N$ trasversale);
- $d$ $[ped/m^2]$ è la densità di pedoni per la classe di traffico selezionata;
- $N_{eq}$ è il numero equivalente di pedoni non sincronizzati ($N_{eq} = 10{,}8\sqrt{\xi \cdot n}$ per traffico scarso/denso; $N_{eq} = 1{,}85\sqrt{n}$ per traffico molto denso);
- $\psi(f)$ è il coefficiente di riduzione della risonanza in funzione della frequenza.

I due documenti di fatto forniscono la stessa formulazione delle forzante, ma presentano una divergenza nel parametro $\psi$ che, nelle norme Sétra, è moltiplicato anche per un coefficiente α. Pertanto, assumendo un valore di α unitario per le HiVoSS, è possibile sovrapporre i due andamenti di α $\psi$ per ottenere un confronto tra le forzanti a parità di tutti gli altri parametri, come mostrato nella Fig. 1.9.

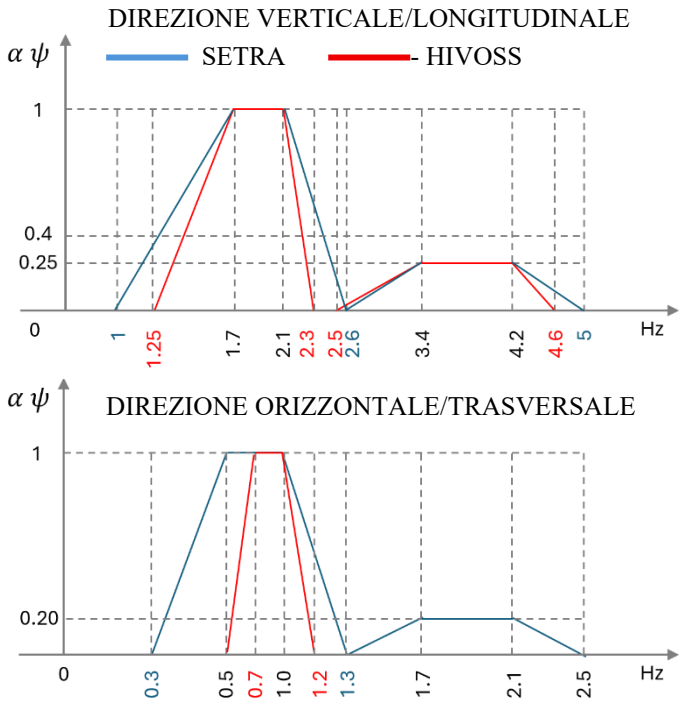



**Fig. 1.9** – Confronto tra le norme Sétra e HiVoSS

L'Annesso Nazionale Britannico alla norma EN 1991-2 (UK NA to EC1-2) fornisce un modello matematico dettagliato sia per il passaggio di un singolo pedone/gruppo ristretto, sia per la presenza di folla continua.

- Per simulare il transito di un pedone isolato o di un piccolo gruppo (fino a 16 persone), l'UK NA prescrive l'applicazione di una forza puntuale viaggiante che trasla lungo l'impalcato ad una velocità definita $v$ ($1{,}7\ m/s$ per la camminata, $3{,}0\ m/s$ per la corsa). L'espressione della forzante puntuale $F(t)$ $[N]$ è:

$$F(t) = 280 \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{1 + \gamma(N-1)} \cdot \sin(2\pi f_v t)$$

- Quando la destinazione d'uso della passerella richiede la verifica sotto folla ($d = 0{,}4 \div 1{,}5\ ped/m^2$), il carico viene modellato come una forzante di superficie $F(t)$ $[N/m^2]$ applicata nelle sole zone dell'impalcato in cui lo spostamento modale risulta concorde con il verso dell'azione:

$$F(t) = 180 \cdot \left(\frac{280}{A}\right) \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{\frac{\gamma N}{\lambda}} \cdot \sin(2\pi f_v t)$$

  dove $A$ $[m^2]$ rappresenta l'area della superficie calpestabile della passerella $(B \cdot L)$.

I parametri introdotti dall'UK NA sono:

- fattore di frequenza e sensibilità $k(f_v)$: questo parametro adimensionale sintetizza la risposta delle armoniche del passo umano e la sensibilità degli utenti alle vibrazioni.

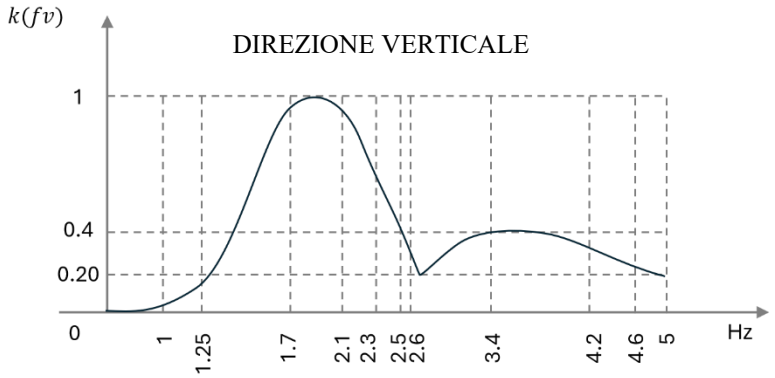



**Fig. 1.10** – Andamento del parametro *k*

Mettendo a confronto la curva $k(f_v)$ dell'UK NA con le curve $\alpha\ \psi$ di Sétra e HiVoSS, si nota come l'UK-NA mantenga un profilo del tutto analogo nell'intervallo di risonanza

primaria $(1{,}7 \div 2{,}1\ Hz)$, mentre mostri un inviluppo leggermente più conservativo nell'intorno della seconda armonica $(3{,}0 \div 4{,}0\ Hz)$, come mostrato nella Fig. 1.11.

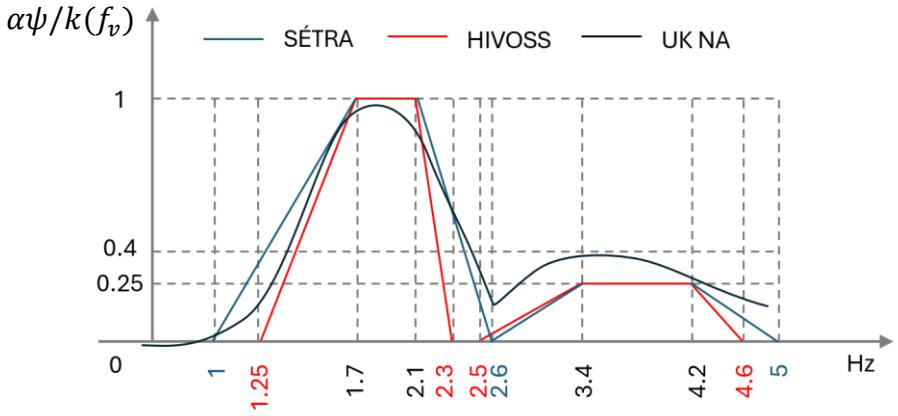



**Fig. 1.11** – Confronto tra le norme Sétra, HiVoSS e l'annesso UK NA

– fattore di riduzione per sincronizzazione $\gamma$: il parametro $\gamma$ tiene conto del movimento non sincrono dei pedoni ed è fornito dalla norma tramite abachi grafici in funzione dello smorzamento strutturale $\xi$ e del numero di pedoni $N$.

Se si ricerca un'analogia formale tra l'Annesso Britannico e le linee guida Sétra/HiVoSS, il termine radicale $\sqrt{1+\gamma(N-1)}$ presente nella formula dell'UK NA gioca esattamente lo stesso ruolo del numero equivalente di pedoni $N_{eq}$. Plottando $N_{eq}$ al variare di $N$ (o $n$) e dello smorzamento $\xi$, si ottengono famiglie di curve ad andamento sub-lineare del tutto concordi con gli abachi di $\gamma$, come mostrato in Fig. 1.12.

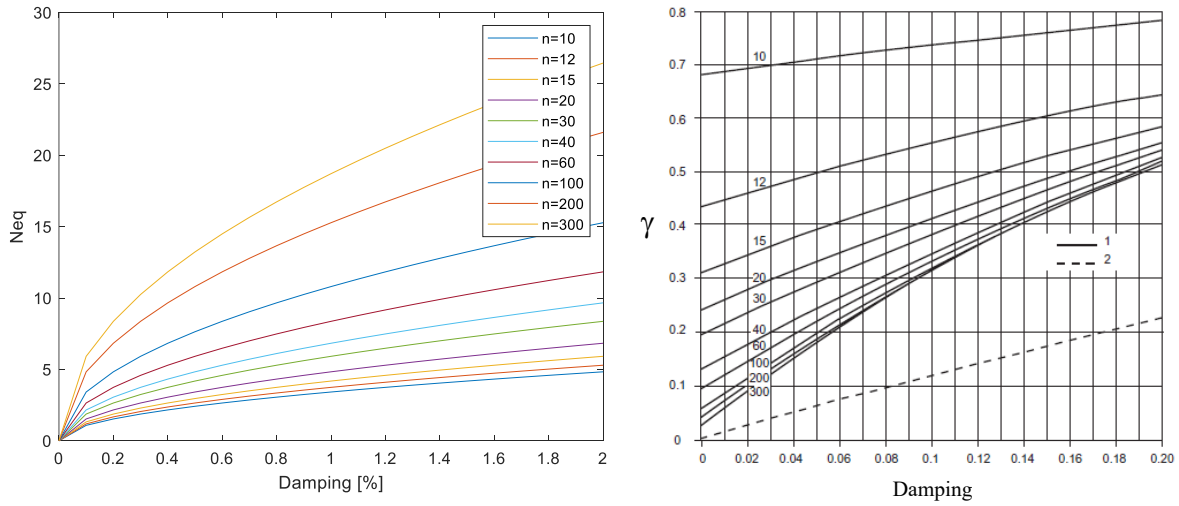



**Fig. 1.12** – Famiglie di curve concordi con gli abachi di $\gamma$

*Nota critica applicativa*: l'impiego operativo degli abachi di $\gamma$ forniti dall'UK NA presenta tuttavia elementi di ambiguità, ovvero la presenza di due famiglie di curve (continue e tratteggiate) e l'estensione del numero di persone fino a 300 che rende spesso incerta la scelta della curva da adottare per i casi di folla ad alta densità.

- parametro di campata efficace $\lambda$: presente unicamente nell'espressione del carico di folla distribuito, il fattore $\lambda$ riduce il numero efficace di pedoni quando solo una porzione della struttura contribuisce positivamente alla forma modale investigata. Il coefficiente viene calcolato come:

$$\lambda = 0{,}634 \cdot \frac{S_{eff}}{S}$$

  dove $S_{eff}$ è la lunghezza efficace ricavata dall'area della forma modale e $S$ è la luce totale della campata.

Per completezza di quadro, si richiamano le formulazioni previste dai documenti FIB e BS 5400-2:

- FIB Guidelines: non impiegano il concetto di $N_{eq}$. Per il modello DLM1 la risposta dinamica viene stimata applicando $F_v(t) = 180 \cdot \sin(2\pi f t)\,[N]$ come forza puntuale fissa nel ventre verticale (cresta della forma modale), Per il DLM2 tale forzante è incrementata da un coefficiente di sincronizzazione $k_v$ o $k_h$ con valori fino a 3,0 nei range critici. Per il DLM3 (flusso continuo), viene applicato un carico distribuito sulle sole aree con spostamento modale concorde.
- BS 5400-2 (Appendice C): rappresenta il modello deterministico a carico mobile originale britannico. Una forzante puntuale $F(t) = 180 \cdot \sin(2\pi f t)\,[N]$ trasla lungo l'impalcato alla velocità $v = 0{,}9\,f\ [m/s]$. Tale formulazione coincide di fatto con lo scenario DLM1 di FIB (singolo pedone), integrando esplicitamente la velocità di avanzamento.

Le forzanti proposte dalle FIB e dal BS 5400-2 non possono essere confrontate con quelle ottenibili dagli altri documenti tecnici, in quanto sia i coefficienti che i parametri in gioco seguono logiche e criteri differenti.

### 1.1.5 Sintesi comparativa delle varie norme

Dall'analisi comparativa dei modelli di forzante da impiegare nelle analisi numeriche emergono i seguenti riscontri:

i. Sétra e HiVoSS rappresentano le metodologie più lineari e collaudate per analisi stazionarie/armoniche in presenza di folla, grazie alla definizione chiara di carichi di superficie equivalenti basati su $N_{eq}$.

ii. UK NA to EC1-2 offre il modello più completo dal punto di vista fisico, distinguendo rigorosamente tra la simulazione di piccoli gruppi (tramite carico puntuale viaggiante) e la simulazione della folla (tramite carico distribuito modale corretto per la campata efficace $\lambda$ e lo smorzamento $\gamma$). Risulta tuttavia di applicazione più complessa a causa della determinazione di alcuni suoi parametri per via grafica.

iii. FIB e BS 5400-2 forniscono approcci utili per verifiche preliminari o per l'analisi della risposta al transito del pedone isolato, ma risultano meno idonei a rappresentare lo stato di sollecitazione di folle ad elevata densità in modelli numerici complessi.

Relativamente alla fase di collaudo e verifica, invece, i vari documenti concordano nel prediligere prove sperimentali in situ. Infatti, sollecitando la struttura tramite attività umane fino alla risonanza sui principali modi di vibrare ricadenti negli intervalli critici, è possibile misurare direttamente le accelerazioni ottenute e validare i modelli numerici. In questo ambito, soltanto le linee guida Sétra e HiVoSS specificano le tipologie di prove operative da eseguire:

- Sétra individua quattro categorie generali di test con gruppi di utenti: i) camminata casuale continua, ii) marcia cadenzata alla frequenza propria del modo da eccitare, iii) marcia cadenzata con arresto improvviso (per la stima dello smorzamento), e iv) sollecitazioni estreme (corsa, salti o piegamenti). Tuttavia, Sétra non fornisce indicazioni di dettaglio sul numero effettivo di utenti da impiegare né sulle specifiche modalità operative.
- HiVoSS si conferma pertanto il riferimento principale per le prove sul campo, fornendo una procedura altamente schematizzata e articolata su:
  - dimensione del gruppo: vengono distinti tre casi di carico (singolo pedone, gruppo di 10-15 pedoni, flusso continuo);

- tipologia di movimento: definita in funzione della frequenza da investigare (camminata, camminata/corsa, corsa o salto);
- trattamento statistico: data l'aleatorietà dell'azione umana, si raccomanda l'esecuzione di circa cinque ripetizioni per ciascun scenario, assumendo come valore di riferimento l'accelerazione massima registrata.

Infine, va specificato che nessuno dei documenti analizzati ha validità legale, a meno che non sia citato nel contratto d'appalto, e pertanto tali testi si propongono come mere raccomandazioni e indicazioni per progettisti e collaudatori, che si assumono la piena responsabilità del loro utilizzo.

## 1.2 ANALISI DELLA LETTERATURA

Sebbene i documenti tecnici forniscano protocolli standard di riferimento, l'analisi della letteratura scientifica e tecnica consente di ricavare informazioni essenziali sull'effettivo comportamento dinamico delle strutture e sull'applicabilità dei metodi di prova in situ. L'analisi di un ampio campione di casi studio reali permette di costruire una banca dati statistica con un duplice obiettivo: individuare i setup di prova ottimali evitando le criticità già riscontrate in letteratura ed esplorare le correlazioni tra le caratteristiche strutturali e la risposta dinamica.
La trattazione viene articolata distinguendo le pubblicazioni basate su prove di vibrazione indotta dai pedoni (HIVTs) da quelle incentrate su prove di vibrazione forzata mediante shaker o vibrodine (FVTs).

### 1.2.1 Prove di vibrazione indotta dai pedoni (HIVTs)

L'analisi della letteratura ha consentito di catalogare 65 casi studio di passerelle pedonali realizzate a livello internazionale dal 2010 ad oggi, analizzate tramite prove di vibrazione ambientale (*Ambient Vibration Tests,* AVTs) per l'identificazione dei parametri modali (frequenze, smorzamenti e forme modali) e poi sottoposte all'azione dei pedoni.

Il campione raccolto mostra una marcata eterogeneità strutturale e di materiale:

- Schemi statici (Fig. 1.13 a): la configurazione a trave appoggiata rappresenta circa la metà del dataset (50%), con campate medie contenute (media attorno ai 30m).

Seguono le strutture a trave continua (30%) e le tipologie più complesse quali strutture strallate (8%), ad arco (arco a via superiore) (6%), bowstring (arco a via inferiore) (3%) e sospese (3%). Le passerelle sospese costituiscono i casi con luce maggiore, raggiungendo luci fino a 516,5 m.

– Materiali costruttivi (Fig. 1.13 b): le strutture in acciaio e le sezioni composte acciaio-calcestruzzo (CS) dominano la letteratura (circa l'80% del totale), in quanto consentono la possibilità di realizzare opere estremamente snelle e flessibili su grandi luci. Molto più contenute risultano le applicazioni in calcestruzzo armato ordinario (C.A.) o precompresso (C.A.P.), alluminio e materiali compositi alternativi.

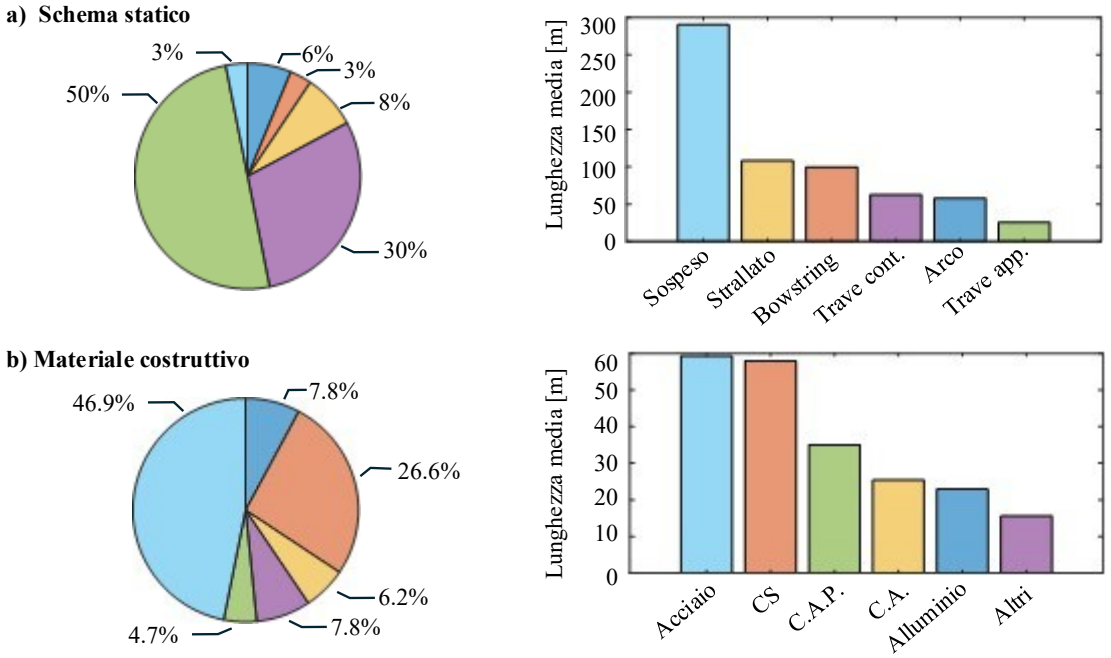



**Fig. 1.13** – Distribuzione percentuale di schemi statici, materiali e relative lunghezze medie

Mettendo in relazione la prima frequenza sperimentale con la luce massima della campata (Fig. 1.14), si osserva che circa il 70% dei casi studio ricade nell'intervallo di frequenza critica tra 1 e 5 $Hz$ definito dalle linee guida Sétra. Le strutture che si collocano al di fuori di tale intervallo sono caratterizzate da campate lunghe e flessibili ($f < 1Hz$) oppure da schemi estremamente rigidi su campate corte.

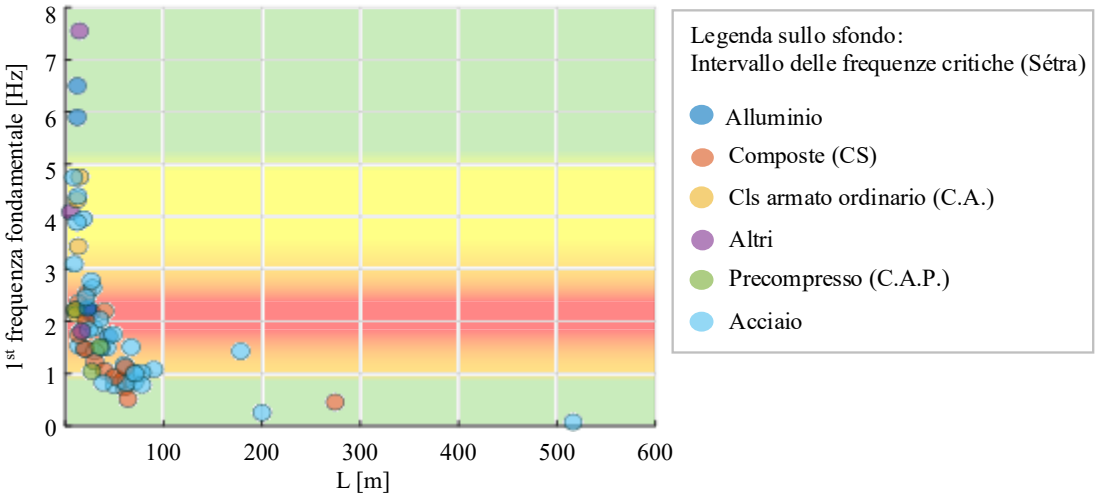



**Fig. 1.14** – 1ª frequenza fondamentale e fasce di rischio di risonanza

Analizzando la variabilità della prima frequenza fondamentale media rispetto alle categorie di materiali e schemi statici, riportata in Fig. 1.15, si osserva che:

- le strutture in acciaio e composte (CS) presentano prime frequenze medie attestate nell'intorno dei $2 \div 3Hz$, valore corrispondente con la frequenza media del passo umano in camminata;
- le strutture in calcestruzzo armato ordinario (C.A.) esibiscono rigidezze significativamente maggiori, con prime frequenze medie nettamente superiori ($> 5Hz$), risultando intrinsecamente meno suscettibili alla risonanza;
- dal punto di vista dello schema statico, le strutture appoggiate risultano mediamente le più rigide ($f \approx 4{,}5\ Hz$), mentre i sistemi sospesi registrano valori di frequenza più bassi ($f < 1\ Hz$).

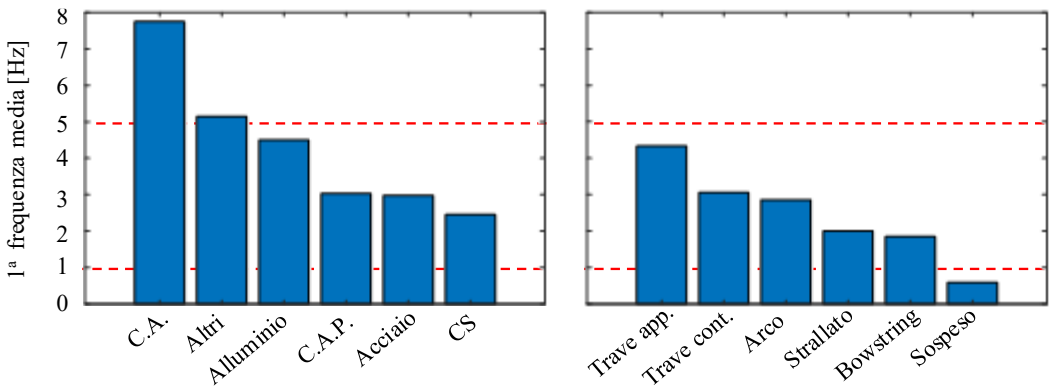



**Fig. 1.15** – Variabilità della media della prima frequenza per materiali e schemi statici

Lo smorzamento modale $\xi$ gioca un ruolo determinante nell'ampiezza della risposta in risonanza. Il confronto tra lo smorzamento medio identificato sperimentalmente (Fig. 1.16) e i valori suggeriti dalle normative (es. Sétra ed EUR 23984 EN) evidenzia un diffuso conservativismo delle prescrizioni progettuali:

- per le strutture in calcestruzzo, lo smorzamento medio sperimentale si attesta intorno al 2,1% a fronte dell'1,3% raccomandato dalle norme;
- per l'acciaio, i codici suggeriscono un valore cautelativo pari allo 0,4%, mentre le indagini sperimentali registrano valori medi prossimi all'1,1% (più del doppio);
- le uniche strutture in cui lo smorzamento sperimentale (circa 0,8%) risulta lievemente inferiore rispetto a quanto indicato dai codici (1,0%) sono quelle in calcestruzzo armato precompresso (C.A.P.).

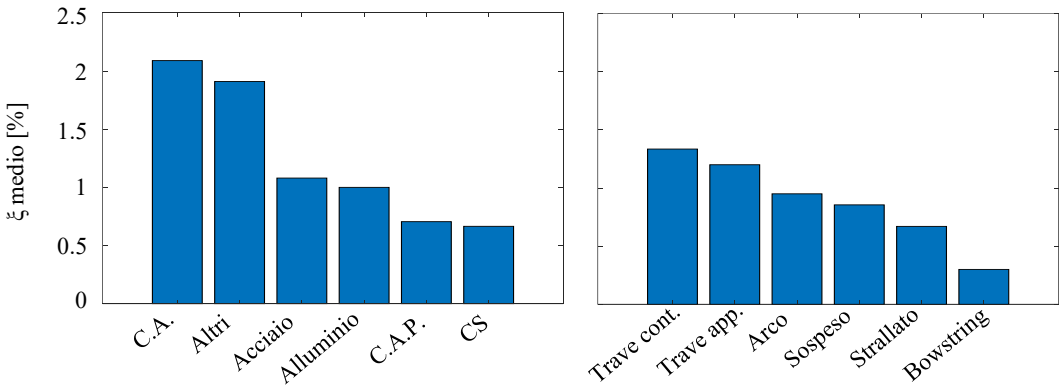



**Fig. 1.16** – Variabilità dello smorzamento medio sperimentale per materiali e schemi statici

Tra i casi di studio analizzati, 41 passerelle sono state sottoposte a prove dinamiche indotte direttamente dal transito dei pedoni (*Human-Induced Vibration Tests*, HIVTs), per un totale di 215 test dinamici condotti.

L'analisi dei protocolli di prova evidenzia una forte eterogeneità e la mancanza di uno standard operativo univoco. Nonostante i codici europei (EUR 23984 EN) raccomandino test strutturati con singolo pedone, gruppi di 10-15 persone e flussi continui:

- oltre il 55% dei test in letteratura è stato condotto con l'impiego di un singolo pedone (Fig. 1.17 a);
- i test di gruppo con 10-15 pedoni rappresentano solo il 10% del totale, mentre scenari ad elevata numerosità (100-200 pedoni) risultano estremamente rari per evidenti complessità organizzative;

– esprimendo il carico in termini di densità pedonale ($d$ $[ped/m^2]$, Fig. 1.17 b), circa l'80% delle condizioni sperimentali rientra nelle classi di traffico debole (TC1 e TC2). Unicamente il restante 20% raggiunge un traffico denso (TC3), mentre in letteratura non si riscontrano prove condotte in condizioni di folla molto densa o eccezionale (TC4 e TC5).

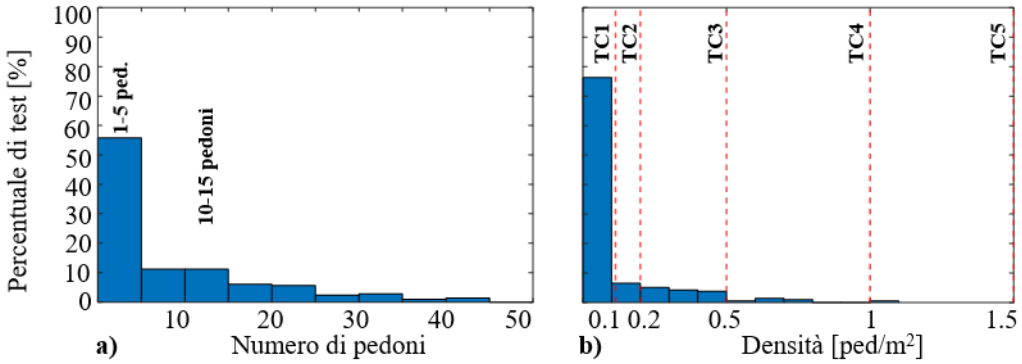



**Fig. 1.17** – Distribuzione percentuale dei test per numero di pedoni e classe di traffico

I risultati delle accelerazioni massime registrate durante i test dinamici (Fig. 1.18) mettono in luce che non sussiste una relazione strettamente monotona tra il numero di pedoni e la risposta della struttura. Sebbene l'aumento dei partecipanti incrementi l'azione forzante teorica, nei gruppi più numerosi si riduce drasticamente la probabilità di sincronizzazione spontanea, mentre aumenta l'effetto di smorzamento biodinamico introdotto dai corpi umani in movimento.

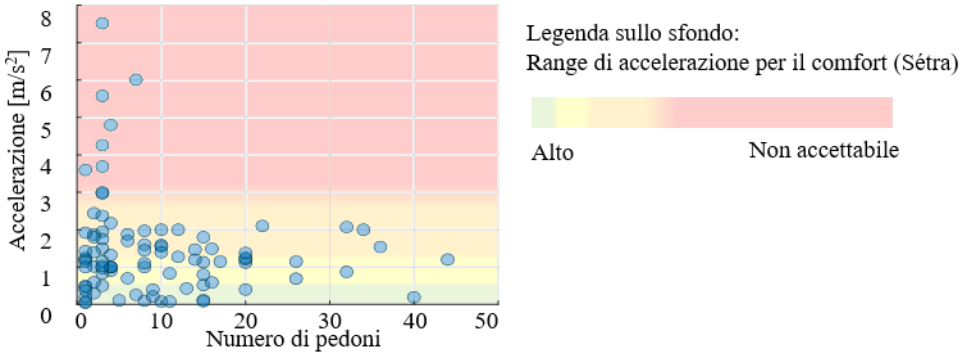



**Fig. 1.18** – Accelerazione massima misurata nei test in funzione del numero di pedoni

Inoltre, solo nel 13% delle prove analizzate è stato impiegato un passo cadenzato alla frequenza propria della struttura. L'analisi comparativa condotta su casi studio in cui sono state ripetute le medesime prove in modalità sincronizzata (*tuned*) e non sincronizzata (*not tuned*) (Fig. 1.19) dimostra un'importante amplificazione della risposta dinamica:

l'effetto di sincronizzazione genera fattori di amplificazione medi pari a circa 3, raggiungendo picchi estremi fino a 18 volte l'accelerazione non sincronizzata.

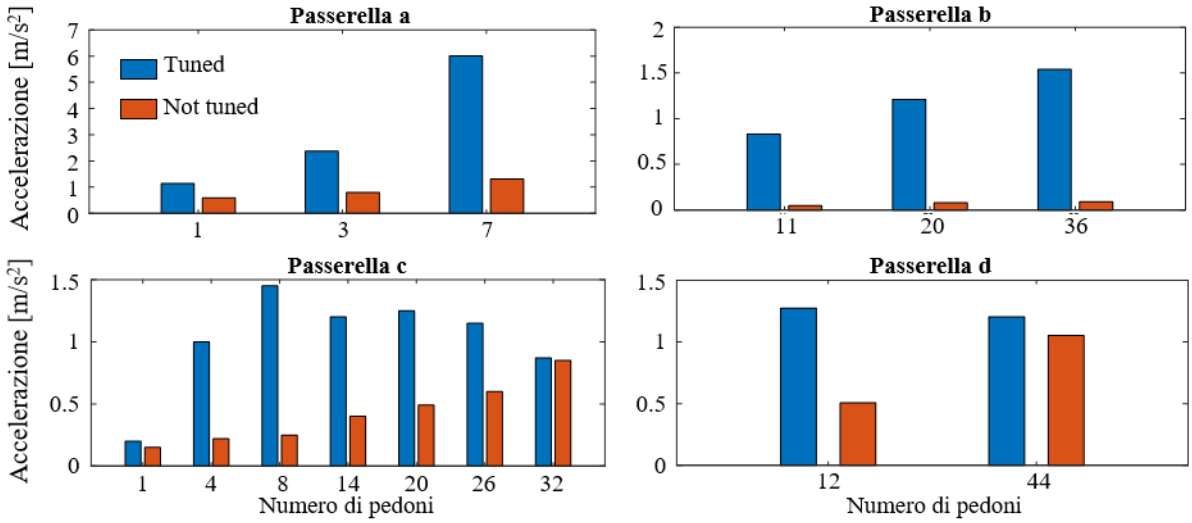



**Fig. 1.19** – Confronto tra accelerazioni massime in condizione tuned e not tuned su casi studio selezionati

### 1.2.2 Prove di vibrazione forzata mediante shaker (FVTs)

Affianco ai test di vibrazione indotta dai pedoni, sono stati analizzati anche test con impiego di vibrazioni forzate artificiali (*Forced Vibration Tests*, FVTs), ottenute mediante l'ausilio di attuatori (shaker) su ponti e passerelle pedonali. Tale metodologia permette di determinare in modo controllato, ripetibile e privo dell'aleatorietà tipica del carico umano, i parametri modali della struttura e la risposta a forzanti di ampiezze note.

Dall'analisi di 12 opere rappresentative sottoposte a prove FVT, emerge un'importante distinzione legata alla tipologia di attuatore impiegato (Fig. 1.20):

- Shaker a masse rotanti eccentriche: vengono principalmente impiegati su ponti stradali o ferroviari di grande massa, in quanto capaci di sviluppare elevate forze dinamiche (anche dell'ordine di kN), ma presentano difficoltà di controllo a frequenze molto basse;
- Shaker elettrodinamici: rappresentano la scelta preferenziale per le passerelle pedonali. Essi offrono un controllo preciso sulla frequenza e sull'ampiezza della forza generata all'interno dell'intervallo critico del passo umano ($1{,}5 \div 3{,}5\ Hz$).

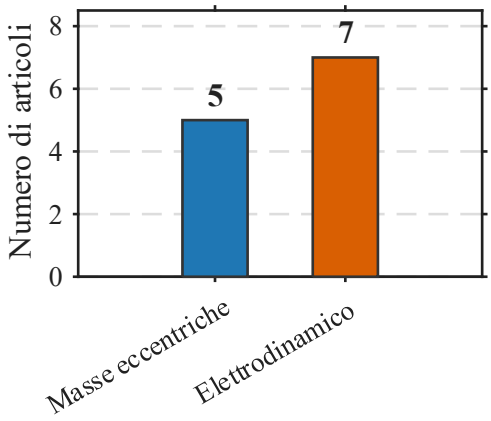



**Fig. 1.20** – Tipologia di shaker maggiormente utilizzati nelle indagini FVT

Un parametro chiave nell'impostazione delle prove FVT è il rapporto tra l'ampiezza della forzante applicata e la massa totale della struttura ($F/M$ $[N/kg]$, Fig. 1.21). Nonostante la carenza di dati espliciti su alcuni test in letteratura, l'analisi mostra che la maggior parte delle prove sulle passerelle viene condotta mantenendo un rapporto $F/M$ compreso tra $0{,}006$ e $0{,}020$ $N/kg$. Tale intervallo garantisce livelli di sollecitazione idonei a vincere gli attriti e a eccitare i modi di vibrare senza indurre risposte non lineari o danneggiamenti strutturali.

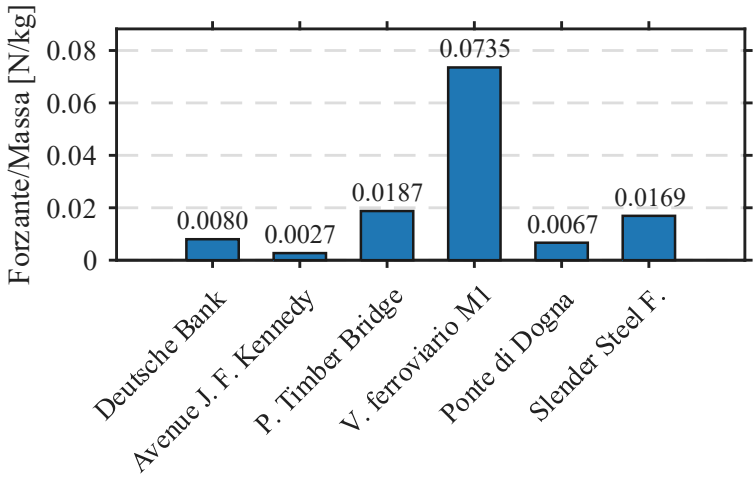



**Fig. 1.21** – Rapporto Forzante/Massa (Load Ratio) nei casi studio di vibrazione forzata

Le tecniche di eccitazione sperimentale mediante shaker adottano differenti segnali di input (Fig. 1.22):

- *Sine sweep (discreto o continuo):* utilizzato per la scansione progressiva di un intervallo di frequenze e la ricostruzione delle Funzioni di Trasferimento (FRF);

- *Chirp lineare e Sinusoide pura:* impiegati per la rapida caratterizzazione dei modi o per l'eccitazione stazionaria di un singolo modo di vibrare;
- *Sinusoide combinata con transito di pedoni (Sinusoide + Pedoni):* rappresenta uno dei setup sperimentali più avanzati emersi dalla letteratura. L'applicazione simultanea di una forzante sinusoidale controllata tramite shaker e del passaggio di un gruppo di pedoni consente di studiare in maniera controllata i complessi fenomeni di interazione uomo-struttura (*Human-Structure Interaction*, HSI) e la variazione dello smorzamento equivalente sotto carico antropico.

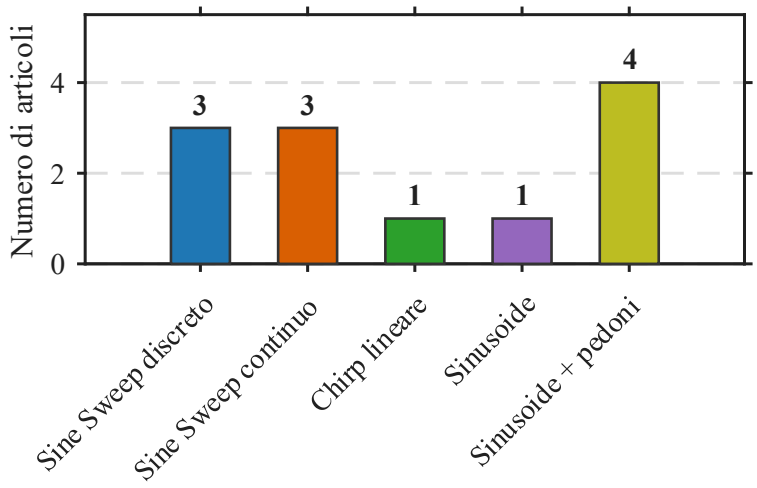



**Fig. 1.22** – Tipologie di segnali di eccitazione dinamica utilizzati nei test FVT

# 2 STUDIO NUMERICO

## 2.1 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Il caso studio in esame è una passerella ciclopedonale in acciaio di recente realizzazione che attraversa la foce del fiume Cesano, situata tra i comuni di Senigallia e Marotta nella regione Marche. L'opera rientra nel Sistema Nazionale delle Ciclovie Turistiche (SNCT) e la sua concezione si inserisce come parte della Ciclovia Adriatica, un'infrastruttura di mobilità dolce che si estende da Chioggia (Veneto) a Santa Maria di Leuca (Puglia).

La struttura della passerella si sviluppa su una lunghezza complessiva di 200 m, suddivisa in tre campate rispettivamente di 55 m, 86 m e 54 m. L'accesso a entrambe le estremità avviene tramite delle rampe sostenute in parte da un impalcato in cemento armato su pile circolari e in parte da rilevati. L'impalcato ospita un percorso ciclopedonale largo 5,0 m, di cui 3,0 m destinati alla pista ciclabile e 2,0 m al transito pedonale.

Dal punto di vista strutturale, l'opera presenta caratteristiche tipologiche e geometriche di rilievo:

- Arco: è inclinato di 15° verso l'esterno rispetto alla verticale e sostiene un impalcato orizzontalmente eccentrico rispetto all'arco stesso e sporgente verso mare. Il sistema di sospensione è costituito da 19 pendini distanziati con un passo di 4m, realizzati con profili a doppio T saldati direttamente sia all'impalcato che all'arco.
- Impalcato: una parte della sezione trasversale rimane costante lungo tutto lo sviluppo del ponte e prevede una piastra metallica ortotropa, sorretta da traversi aggettanti e unita ad un elemento tubolare, situato sul lato mare. La piastra ha uno spessore pari a 12 mm ed è irrigidita mediante canalette trapezoidali. La diversificazione geometrico-strutturale della sezione interessa solo il lato monte: nella campata centrale, per via della presenza dell'arco, si ha un elemento scatolare collegato ai pendini; nelle campate laterali invece, venendo meno l'arco, tale elemento è sostituito da una trave a cassone di forma trapezoidale che si raccorda all'arco, garantendo la continuità strutturale e sostenendo l'impalcato a sbalzo.
  La pavimentazione, presente su tutto l'estradosso dell'impalcato, è costituita da uno strato impermeabile e antiusura integrato, dello spessore di 6 mm.

– Sottostrutture e vincoli: le pile sono realizzate interamente in calcestruzzo armato, presentano una sezione circa rettangolare a larghezza variabile e poggiano su fondazioni profonde (pali). Per quanto riguarda lo schema di vincolo, la sovrastruttura è collegata alle pile mediante apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato, di tipo fisso sulle pile intermedie e di tipo unidirezionale longitudinale sulle pile d'estremità.

Per comprendere meglio l'assetto strutturale descritto, si riportano di seguito la vista aerea della passerella (Fig. 2.1), la vista prospettica del modello digitale (Fig. 2.2) e le sezioni trasversali della campata centrale (Fig. 2.3 a) e delle campate laterali (Fig. 2.3 b).



**Fig. 2.1** – Vista aerea della passerella

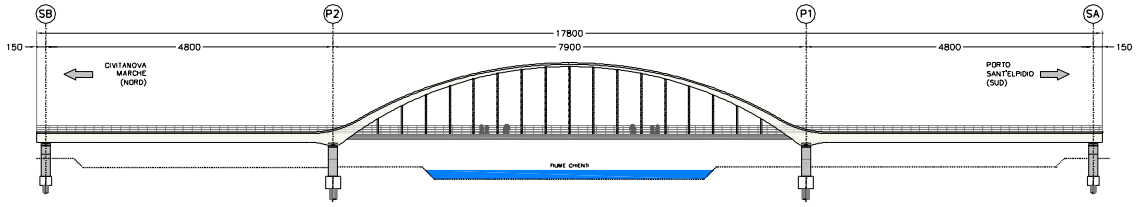



**Fig. 2.2** – Vista prospettica della passerella da modello




**a) Campata centrale** **b) Campata laterale**

**Fig. 2.3** – Sezioni trasversali della passerella

## 2.2 MODELLO FEM E CALIBRAZIONE

### 2.2.1 Strategia di modellazione

La valutazione della risposta dinamica della passerella sul fiume Cesano è stata condotta avvalendosi di un modello tridimensionale agli elementi finiti (FEM), realizzato mediante l'impiego del codice di calcolo SAP2000. La configurazione del modello è stata verificata allo scopo di riprodurre accuratamente la distribuzione spaziale delle masse e delle rigidezze dell'opera, tenendo in debita considerazione la complessità geometrica della sezione trasversale e la singolare configurazione strutturale dell'arco inclinato.
Nel modello così esaminato, la discretizzazione degli elementi strutturali risulta condotta adottando differenti tipologie di formulazione ad elementi finiti:

- Elementi monodimensionali (1D *Beam/Frame*): sono stati impiegati per la modellazione dell'arco inclinato a sezione variabile e dei pendini. Questi ultimi sono modellati come aste vincolate alle estremità in corrispondenza dei nodi di collegamento con l'arco e con l'impalcato;
- Elementi bidimensionali (2D Shell): sono stati impiegati per la modellazione dell'impalcato al fine di coglierne il comportamento membranale e flessionale in maniera più appropriata. La discretizzazione è stata fatta con una mesh adeguatamente fitta da garantire la corretta lettura delle sollecitazioni nei vari elementi strutturali.

Le masse strutturali dell'acciaio, avente $E = 210\ GPa$, $\nu = 0{,}3$ e $\rho = 7850\ kg/m^3$, vengono calcolate automaticamente dal software sulla base della geometria e delle sezioni trasversali assegnate. Le masse non strutturali (pavimentazione antiusura impermeabile da 6 mm, parapetti metallici) sono state introdotte come masse distribuite equivalenti ($m_{add}$) applicate direttamente sui nodi dell'impalcato, al fine di evitare sovrastime irrealistiche della rigidezza flessionale dell'opera.

Il modello globale di partenza, che è stato sviluppato nelle prime fasi dell'analisi progettuale, comprendeva sia la sovrastruttura metallica sia l'intero sistema di sottostrutture, composto da pile intermedie in calcestruzzo armato, da pile d'estremità in calcestruzzo armato e dalle relative fondazioni su pali. Per tenere conto dell'influenza della cedevolezza del suolo sulla risposta dinamica complessiva dell'opera, l'interazione

terreno-struttura (*Soil-Structure Interaction*, SSI) è stata introdotta mediante il modello di fondazione su suolo elastico alla Winkler. Lungo lo sviluppo dei pali di fondazione sono state applicate delle molle trasversali e verticali con rigidezza $K$ variabile in funzione della stratigrafia del terreno. I dispositivi di appoggio a disco elastomerico confinato, posizionati sulla sommità delle pile, sono stati schematizzati mediante elementi di collegamento lineari (*Linear Link*), caratterizzati da rigidezze traslazionali e rotazionali proprie. Lo schema di vincolo prevede appoggi fissi sulle pile intermedie e di tipo unidirezionale longitudinale sulle pile d'estremità.

Nella Fig. 2.4, di seguito riportata, viene mostrato il modello globale sopra descritto e usato per compiere le prime analisi dinamiche.

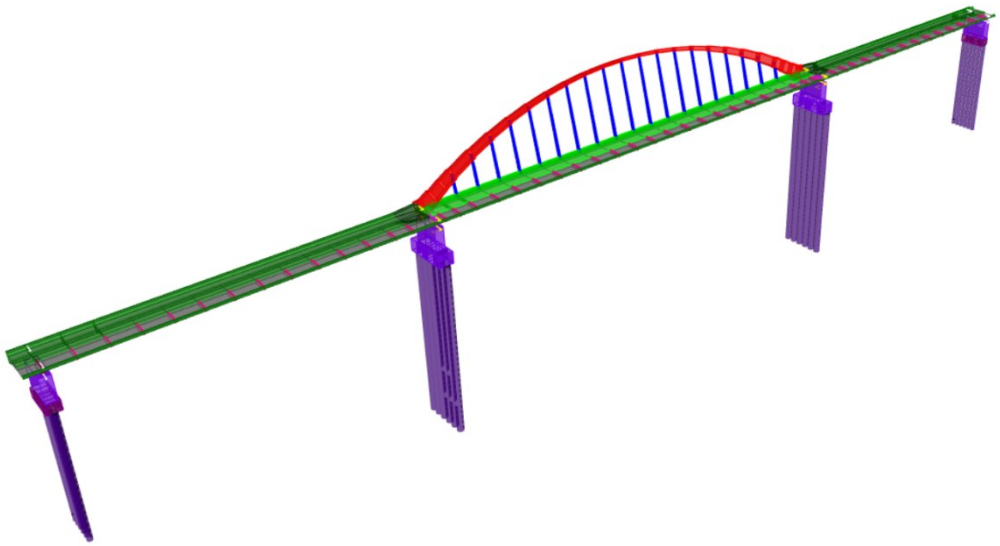


**Fig. 2.4** – Modello globale comprensivo delle sottostrutture

La risposta dinamica dell'opera è stata determinata risolvendo il problema agli autovalori del sistema non smorzato:

$$(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0$$

dove $[K]$ è la matrice di rigidezza globale del sistema, $[M]$ è la matrice delle masse, $\omega_i = 2\pi f_i$ è la pulsazione propria dell'i-esimo modo di vibrare e $\phi_i$ rappresenta il relativo vettore modale.

Da una prima analisi modale condotta sul modello globale, è emerso che le frequenze proprie della sovrastruttura risultavano fortemente condizionate dalla deformabilità flessionale delle pile e dalla cedevolezza del terreno di fondazione.

Questo aspetto è stato investigato e approfondito attraverso il confronto tra i valori numerici e quelli ottenuti dalla caratterizzazione dinamica sperimentale.

### 2.2.2 Analisi critica delle discrepanze numerico-sperimentali

I risultati dell'analisi modale condotta sul modello globale sono stati messi a confronto con i dati ottenuti dalla campagna di prove di vibrazione ambientale (Ambient Vibration Tests, AVTs) condotte sulla passerella ad opera completata, ad eccetto dello strato antiusura superficiale.

*(Si precisa che le specifiche metodologiche relative al layout dei sensori accelerometrici, alle configurazioni di prova e all'estrazione dei parametri modali mediante l'algoritmo SSI-PC e la tecnica PoSER, saranno ampiamente trattate e analizzate all'interno del capitolo 3)*

Il confronto preliminare tra le frequenze sperimentali e le frequenze calcolate con il modello globale ha messo in luce uno scostamento sistematico non trascurabile: il modello globale forniva frequenze naturali costantemente inferiori a quelle reali. Ad esempio, per il primo modo di vibrare flessionale si registrava una frequenza numerica di $1{,}08\,Hz$ contro un valore sperimentale di $1{,}30\,Hz$, con un errore percentuale del $-17{,}2\,\%$. Questo comportamento trova spiegazione nella natura dell'eccitazione a cui è soggetta la struttura durante le prove di vibrazione ambientale. Le sollecitazioni dinamiche indotte dai micro-tremori di fondo hanno un'ampiezza contenuta e agiscono principalmente a livello della sovrastruttura (impalcato e arco), generando deformazioni nel terreno e nelle sottostrutture di entità estremamente ridotte. In questo campo di deformazioni infinitamente piccole, il terreno di fondazione esibisce il suo modulo di rigidezza a taglio massimo ($G_{max}$), rendendo i movimenti delle pile e dei pali del tutto trascurabili rispetto alle deformazioni dell'impalcato metallico.

Il modello globale, introducendo la cedevolezza del suolo tramite le molle alla Winkler e la deformabilità delle pile, conferiva alla struttura un'eccessiva ed irrealistica deformabilità complessiva, non rappresentativa del reale stato operativo di esercizio sotto micro-vibrazioni. Questo comportamento può essere colto osservando la forma modale numerica del 6° modo, riportata nella Fig. 2.5.

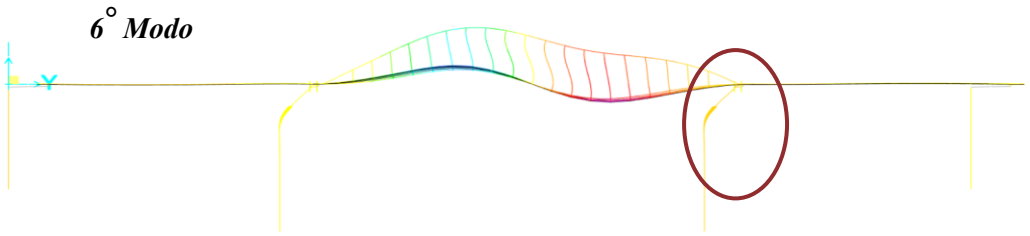



**Fig. 2.5** – Forma modale del 6° modo di vibrare

Inoltre, dall'analisi modale risultavano dei modi dovuti esclusivamente alla deformabilità delle sottostrutture, come il modo 11, che viene riportato nella Fig. 2.6 seguente.

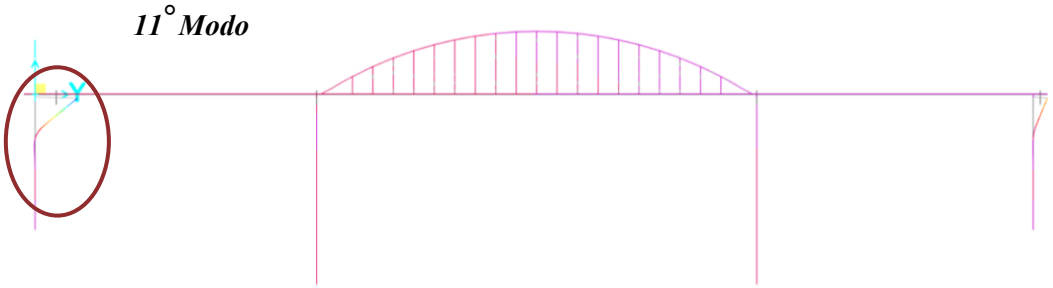



**Fig. 2.6** – Forma modale dell'11° modo di vibrare

### 2.2.3 Affinamento e calibrazione del modello

Alla luce di queste considerazioni fisiche, si è proceduto alla calibrazione del modello FEM rimuovendo la sottostruttura e inserendo dei vincoli di appoggio fissi alla base dell'impalcato, in corrispondenza delle pile intermedie e di estremità, come mostrato in Fig. 2.7.

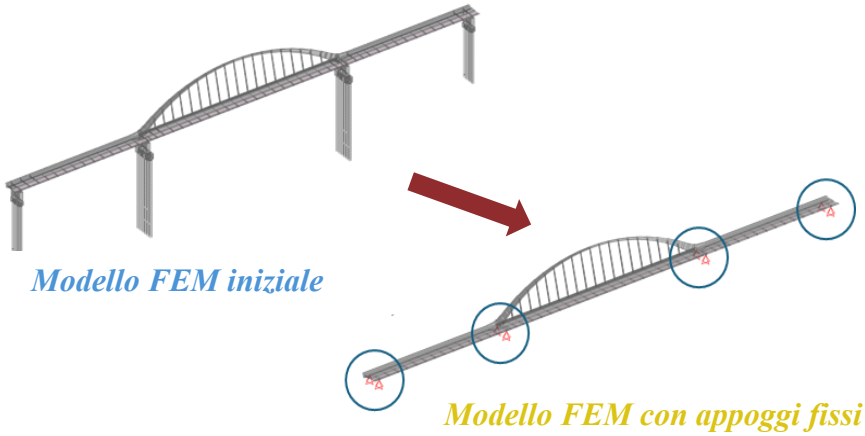



**Fig. 2.7** – Affinamento del modello FEM

L'introduzione dei vincoli fissi ha consentito di incrementare la rigidezza complessiva del modello numerico, riallineando perfettamente la risposta numerica ai rilievi sperimentali.

Per valutare la bontà e l'accuratezza del modello calibrato, sono stati impiegati due indici quantitativi principali:

i. l'errore percentuale di frequenza ($\Delta f$):

$$\Delta f = \frac{f_{num} - f_{exp}}{f_{exp}} \cdot 100$$

ii. il Modal Assurance Criterion (MAC): utilizzato per quantificare la correlazione ortogonale tra le forme modali sperimentali ($\phi_{exp}$) e quelle numeriche ($\phi_{num}$):

$$MAC\left(\phi_{exp,i}, \phi_{num,j}\right) = \frac{\left|\phi_{exp,i}^{T} \phi_{num,j}\right|^2}{\left(\phi_{exp,i}^{T} \phi_{exp,i}\right)\left(\phi_{num,j}^{T} \phi_{num,j}\right)}$$

Un valore del MAC pari a 1 indica una coincidenza perfetta tra la forma modale numerica e quella sperimentale, mentre valori superiori a 0,80 garantiscono una buona correlazione modale. La Tab. 2.1 riporta il confronto esaustivo tra i risultati ottenuti mediante il modello globale inziale, i dati identificati sperimentalmente e i risultati forniti dal modello affinato ad appoggi fissi per i primi 10 modi di vibrare, ricadenti nell'intervallo $0 \div 5\ Hz$.

| **Modo** | **Sperimentale** | **FEM iniziale** | | | **FEM con appoggi fissi** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $f\ [Hz]$ | $f\ [Hz]$ | $\Delta f$ [%] | $MAC\ [-]$ | $f\ [Hz]$ | $\Delta f$ [%] | $MAC\ [-]$ |
| 1 | 1,30 | 1,08 | -17,2 | 0,97 | 1,24 | -5,27 | 0,97 |
| 2 | 1,38 | 1,31 | -5,4 | 0,74 | 1,38 | -0,24 | 0,91 |
| 3 | 1,64 | 1,47 | -10,5 | 0,95 | 1,63 | -1,06 | 0,96 |
| 4 | 1,94 | 1,88 | -3,4 | 0,98 | 1,94 | -0,19 | 0,99 |
| 5 | 2,30 | 2,13 | -7,3 | 0,97 | 2,39 | 4,13 | 0,96 |
| 6 | 2,89 | 2,78 | -4,1 | 0,97 | 2,89 | -0,22 | 0,92 |
| 7 | 3,15 | 2,87 | -9,1 | 0,93 | 3,00 | -4,99 | 0,99 |
| 8 | 4,07 | 3,78 | -7,2 | 0,96 | 4,07 | -0,05 | 0,97 |
| 9 | 4,35 | 4,39 | 0,9 | 0,97 | 4,36 | 0,36 | 0,97 |
| 10 | 4,94 | 4,62 | -6,6 | 0,39 | 4,94 | -0,16 | 0,83 |

**Tab. 2.1** – Confronto tra i risultati sperimentali e i due modelli numerici

Dall'analisi quantitativa della tabella emerge l'elevata accuratezza raggiunta dal modello ad appoggi fissi:

– lo scarto percentuale sulle frequenze proprie ($\Delta f$) si riduce drasticamente, mantenendosi perlopiù al di sotto del $\pm 1\%$, con un errore massimo del $-5{,}27\%$, registrato unicamente sul primo modo. Questa riduzione sull'errore di frequenza può essere apprezzata nella Fig. 2.8 di seguito riportata.

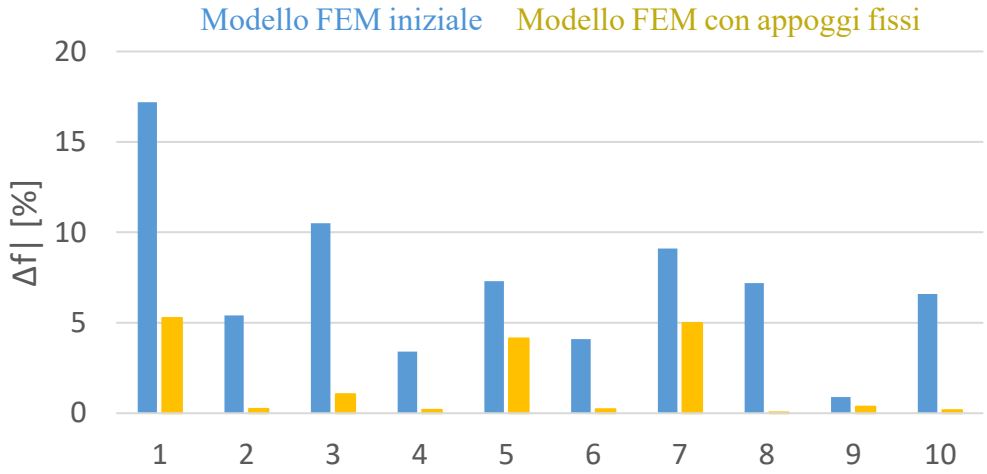



**Fig. 2.8** – Confronto tra lo scarto sulle frequenze dei due modelli FEM

– tutti i valori del MAC mostrano un netto incremento verso l'unità. In particolare, il secondo modo passa da un MAC di 0,74 a 0,91, mentre il decimo modo passa da un valore del tutto insufficiente di 0,39 ad un ottimo 0,83. Questo miglioramento del MAC complessivo può essere osservato nella Fig. 2.9 di seguito riportata.

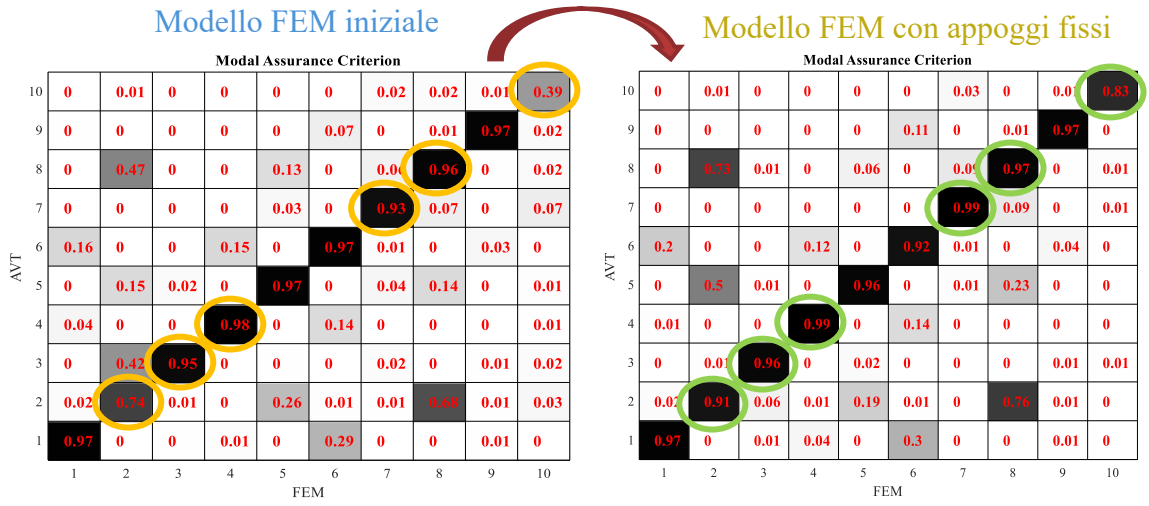



**Fig. 2.9** – Confronto tra le forme modali dei due modelli FEM

### 2.2.4 Caratterizzazione delle forme modali

L'analisi modale condotta sul modello affinato ha permesso di individuare 10 modi di vibrare compresi nell'intervallo di frequenza $0 \div 5\ Hz$, considerato critico dalla quasi totalità delle normative internazionali per il rischio di risonanza indotta dai pedoni.
Nella Fig. 2.10 che segue si riportano le forme modali associate ai primi 10 modi, ottenute dal modello FEM affinato.

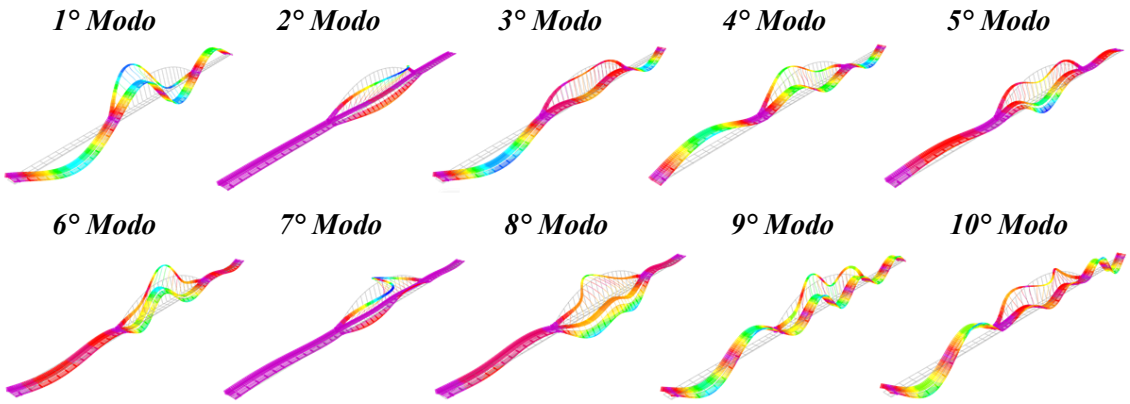



**Fig. 2.10** – Forme modali dei primi 10 modi ottenute da modello FEM affinato

Di seguito si riporta la descrizione dettagliata delle caratteristiche cinematiche di ciascuna forma modale estratta numericamente:

- Modo 1 ($f_1 = 1{,}24\ Hz$ – 1° Modo Flessionale): caratterizzato da una deformata flessionale verticale dell'arco e dell'impalcato, emisimmetrica rispetto alla mezzeria. Sebbene la frequenza sia leggermente inferiore al range tipico della camminata normale ($1{,}7 - 2{,}1\ Hz$), risulta potenzialmente eccitabile da passo lento o eventi di corsa;
- Modo 2 ($f_2 = 1{,}38\ Hz$ – 1° Modo Torsionale): presenta una deformata torsionale dell'impalcato e dell'arco dovuta all'eccentricità dell'arco stesso e del sistema di sospensione. Coinvolge lo spostamento fuori piano dell'arco inclinato;
- Modo 3 ($f_3 = 1{,}63\ Hz$ – 2° Modo Flessionale): deformata flessionale verticale asimmetrica con due cavi accentuati nelle campate laterali. Ricade quasi pienamente nell'intervallo di frequenza a massimo rischio di risonanza per il passo umano in camminata;

- Modo 4 ($f_4 = 1{,}94\,Hz$ – 3° Modo Flessionale): modo flessionale verticale asimmetrico con tre creste. La sua frequenza propria coincide quasi perfettamente con il valore medio della frequenza del passo umano ($2{,}0\,Hz$), rappresentando una delle configurazioni più critiche per la verifica del comfort;
- Modo 5 ($f_5 = 2{,}39\,Hz$ – Modo Accoppiato Trasversale-Torsionale): caratterizzato da una marcata componente di spostamento trasversale dell'impalcato associata a rotazione torsionale. Risulta suscettibile di eccitazione sia da parte dei pedoni veloci sia da parte della seconda armonica del passo umano;
- Modo 6 ($f_6 = 2{,}89\,Hz$ – 4° Modo Flessionale): modo flessionale verticale d'ordine superiore con spostamenti concentrati principalmente a livello della campata centrale e dell'arco;
- Modo 7 ($f_7 = 3{,}00\,Hz$ – 2° Modo Torsionale): modo torsionale d'ordine superiore che presenta una rotazione dell'impalcato e una flessione fuori piano dell'arco;
- Modo 8 ($f_8 = 4{,}07\,Hz$ – Modo Accoppiato Trasversale-Flessionale): modo ad alta frequenza che combina flessione verticale e spostamento trasversale. Rilevante per l'analisi della seconda armonica del passo in corsa;
- Modo 9 ($f_9 = 4{,}36\,Hz$ – 5° Modo Flessionale) e Modo 10 ($f_{10} = 4{,}94\,Hz$ – 6° Modo Flessionale): modi flessionali ad elevato numero di onde, posti al limite superiore dell'intervallo di frequenza critica stabilito dai codici normativi ($5{,}0\,Hz$).

Il modello agli elementi finiti con appoggi fissi così calibrato ed esaminato rappresenta lo strumento numerico di partenza per l'esecuzione delle analisi dinamiche stazionarie (*steady-state analysis*) sotto carico pedonale, che verranno affrontate nel seguito.

## 2.3 VERIFICA DEL COMFORT VIBRAZIONALE

### 2.3.1 Quadro normativo di riferimento: la guida Sétra (2006)

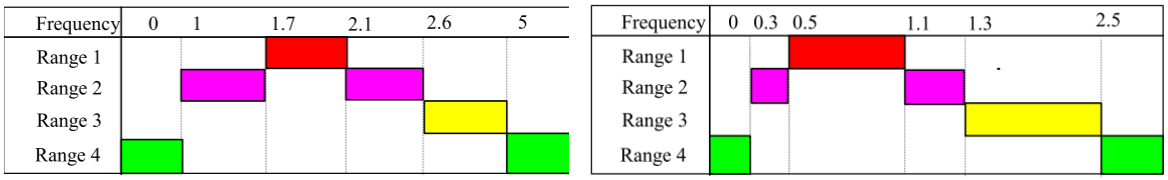
Le vibrazioni indotte dai pedoni raramente compromettono la sicurezza e l'integrità strutturale dell'opera, ma possono generare rilevanti problemi di funzionalità (*serviceability*), provocando una sensazione di insicurezza o marcato disagio negli utenti. Per la valutazione del comportamento dinamico e del comfort percepito sulla passerella sul fiume Cesano, si è fatto riferimento al documento tecnico francese Sétra *(Service*

*d'Études Techniques des Routes et Autoroutes / AFGC 2006)*, riconosciuto a livello internazionale come standard di riferimento per le analisi numeriche dei ponti pedonali.

Il flusso operativo delle linee guida Sétra prevede:

i. Classificazione dell'opera (Classe I – IV a seconda dei livelli di traffico previsti):
   - Classe I (Traffico molto elevato): passerelle urbane ad altissima densità di pedoni situate in snodi strategici, soggette a traffico molto intenso;
   - Classe II (Traffico elevato): passerelle urbane che collegano zone ad alta densità abitativa, soggette a traffico intenso e a volte affollate nell'intera superficie;
   - Classe III (Traffico moderato): passerelle collocate in zone periurbane o rurali con presenza occasionale di folla quindi mai caricate su tutta la superficie;
   - Classe IV (Traffico scarso): strutture isolate o con presenza di pedoni limitata e sporadica.

ii. Individuazione delle frequenze critiche (range $0 - 5\ Hz$): la guida fornisce due tabelle in cui vengono riportati gli intervalli delle frequenze critiche per i modi verticali / longitudinali (Fig. 2.11 a) e per i modi orizzontali / trasversali (Fig. 2.11 b).




**a) vibrazioni verticali / longitudinali** **b) vibrazioni orizzontali / trasversali**

**Fig. 2.11** – Intervalli delle frequenze critiche secondo Sétra

iii. Definizione del carico armonico equivalente $q(t)$: il carico dinamico generato da una folla in movimento è un fenomeno complesso e aleatorio, caratterizzato dall'interazione tra i singoli individui. Il documento Sétra semplifica la trattazione traducendo l'azione stocastica della folla in un carico armonico distribuito equivalente $q(t)$, che simula l'effetto prodotto da un numero fittizio di pedoni perfettamente sincronizzati sulla frequenza propria dell'opera:

$$q(t) = a \cdot \cos(2\pi f_i t) \cdot n_{eq} \cdot \psi$$

in cui:

- $a$ $(N/m^2)$ è l'ampiezza della forza dinamica per unità di superficie, dipendente dalla classe della passerella e dall'intervallo di rischio di risonanza della frequenza considerata;
- $f_i$ $(Hz)$ è la frequenza di sollecitazione, posta pari all'i-esima frequenza propria della struttura per simulare la condizione di risonanza;
- $n_{eq}$ rappresenta il numero equivalente di pedoni sincronizzati per unità di superficie, calcolato in funzione della densità di traffico attesa $d$ $(ped/m^2)$, della superficie totale dell'impalcato e del fattore di smorzamento della struttura;
- $\psi$ è un coefficiente riduttivo (compreso tra 0 e 1) che tiene conto della probabilità statistica che la frequenza del passo umano coincida esattamente con la frequenza propria $f_i$ esaminata.

iv. Analisi stazionaria (*Steady-State Analysis*): restituisce la risposta dinamica dell'opera una volta raggiunto il regime stazionario. Il carico armonico viene distribuito spazialmente su tutta la superficie ciclopedonale in funzione della forma modale del modo analizzato, orientandolo in maniera concorde al verso degli spostamenti modali, così da produrre la risposta massima in termini di accelerazioni. La Fig. 2.12 seguente mostra concettualmente come viene applicato un carico armonico sulla base della forma modale del modo indagato.

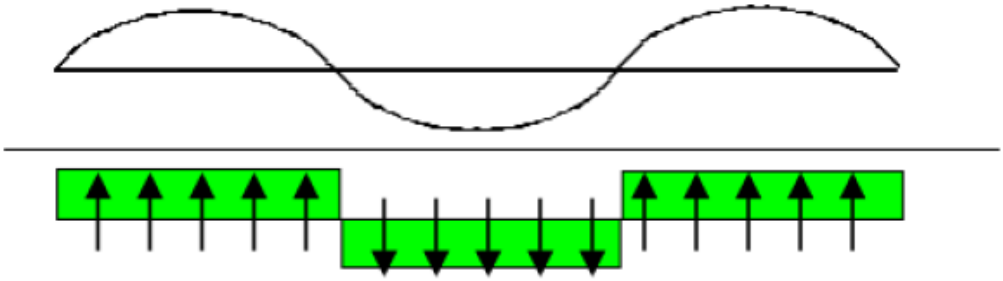


**Fig. 2.12** – Applicazione del carico secondo la forma modale in un'analisi Steady-State

v. Verifica delle accelerazioni e determinazione delle soglie di comfort percepito: sulla base delle accelerazioni di picco calcolate ($a_{max}$), la normativa definisce quattro livelli di comfort percepito per gli utenti (per brevità si riportano solo i livelli di comfort per le accelerazioni verticali):
   - Comfort massimo ($a_{max} \leq 0{,}5\ m/s^2$): vibrazioni non percepibili o appena avvertibili, nessuna sensazione di fastidio;

- Comfort medio ($0{,}5 \leq a_{max} \leq 1{,}0\ m/s^2$): vibrazioni avvertibili ma ampiamente tollerabili dall'utente;
- Comfort minimo ($1{,}0 \leq a_{max} \leq 2{,}5\ m/s^2$): vibrazioni chiaramente percepibili che possono provocare fastidio in caso di permanenza prolungata;
- Comfort inaccettabile ($a_{max} > 2{,}5\ m/s^2$): vibrazioni eccessive che causano panico, insicurezza e perdita dell'equilibrio.

### 2.3.2 Analisi numerica e routine MATLAB-SAP2000

Per la passerella in esame è stata adottata una classe II di traffico, scelta coerentemente con le caratteristiche demografiche della zona di collocazione e in base all'affluenza stimata.

Nella modellazione dell'azione dinamica dei pedoni si è tenuto conto di due aspetti fondamentali:

- Massa aggiuntiva della folla: in linea con quanto prescritto dal documento, è stata ipotizzata di $700\ N/m^2$ e uniformemente distribuita su tutto il piano ciclopedonale, determinando un lieve decremento delle frequenze naturali rispetto a quelle del modello a struttura nuda;
- Smorzamento strutturale: in accordo con le indicazioni cautelative fornite dalle Sétra per impalcati in acciaio saldato privi di elementi dissipativi aggiuntivi, è stato assunto un valore conservativo del rapporto di smorzamento critico pari a $\xi = 0{,}4$ %.

Poiché le forme modali della passerella presentano inversioni di segno lungo lo sviluppo delle tre campate e nelle componenti torsionali/trasversali, l'applicazione del carico dinamico equivalente $q(t)$ è stata studiata per massimizzare la forza modale associata. Di conseguenza, come già accennato nel paragrafo precedente, il carico armonico è stato distribuito sull'intera superficie ciclopedonale (5,0 m di larghezza), vertendo nella direzione del modo di vibrare e orientando il verso della forza in accordo con il segno della deformata modale di ciascun nodo dell'impalcato. Di seguito, nella Fig. 2.13, si riporta un esempio di schema di applicazione del carico armonico.

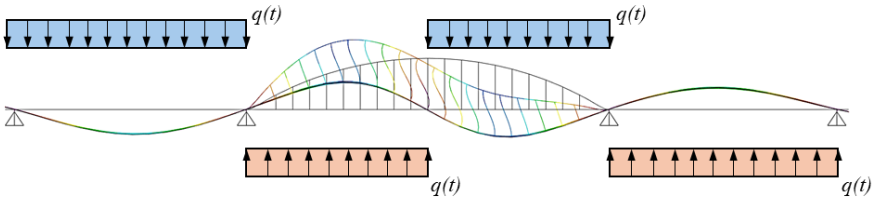



**Fig. 2.13** – Esempio di schema di applicazione del carico usato

Data la complessità geometrica della struttura, il numero di modi da esaminare (10 modi compresi tra $0 \div 5\ Hz$) e la necessità di applicare distribuzioni spaziali di carico differenti per ogni forma modale, il processo di calcolo è stato integralmente automatizzato sviluppando un'apposita routine in ambiente MATLAB, interfacciata con il solutore numerico SAP2000.

Per ciascuno dei 10 modi identificati, la routine ha eseguito un'analisi dinamica stazionaria (*Steady-State Analysis*) applicando la forzante armonica $q(t)$ alla specifica frequenza di risonanza $f_i$ ed estraendo poi gli inviluppi delle accelerazioni massime verticali, longitudinali e trasversali lungo l'intera estensione della passerella.

### 2.3.3 Risultati dell'analisi e accelerazioni massime

I risultati sintetici ottenuti dalle analisi dinamiche stazionarie, condotte sul modello affinato sotto carico pedonale di Classe II, sono riportati nella Tab. 2.2. Le frequenze elencate includono il contributo della massa della folla, registrando un piccolissimo shift verso il basso rispetto ai valori a struttura vuota presi in esame nel paragrafo 2.2.

| **Modo** | **Tipo di modo** | $\boldsymbol{f}$ $\boldsymbol{(Hz)}$ | **Acc. Vert.** $\boldsymbol{(m/s^2)}$ | **Acc. Long.** $\boldsymbol{(m/s^2)}$ | **Acc. Trasv.** $\boldsymbol{(m/s^2)}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1° flessionale | 1,17 | 0,37 | 1,33 E-04 | 5,10 E-04 |
| 2 | 1° torsionale | 1,37 | 0,19 | 1,51 E-04 | 1,32 E-04 |
| 3 | 2° flessionale | 1,52 | 1,51 | 3,22 E-04 | 5,73 E-04 |
| 4 | 3° flessionale | 1,82 | 1,97 | 6,81 E-04 | 1,41 E-04 |
| 5 | Trasversale-torsionale | 2,22 | 1,78 | 2,61 E-03 | 8,86 E-03 |
| 6 | 4° flessionale | 2,82 | 0,09 | 5,49 E-04 | - |
| 7 | 2° torsionale | 2,88 | 0,01 | 9,01 E-05 | - |
| 8 | Trasversale-flessionale | 3,77 | 0,55 | 9,59 E-04 | - |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 9 | 5° flessionale | 4,10 | 0,48 | 9,30 E-04 | - |
| 10 | 6° flessionale | 4,66 | 0,25 | 3,01 E-04 | - |

**Tab. 2.2** – Risultati dell'analisi Steady-State in forma tabellare

I risultati presentati in forma tabellare nella Tab. 2.2 vengono mostrati anche in forma grafica nella Fig. 2.14 seguente.

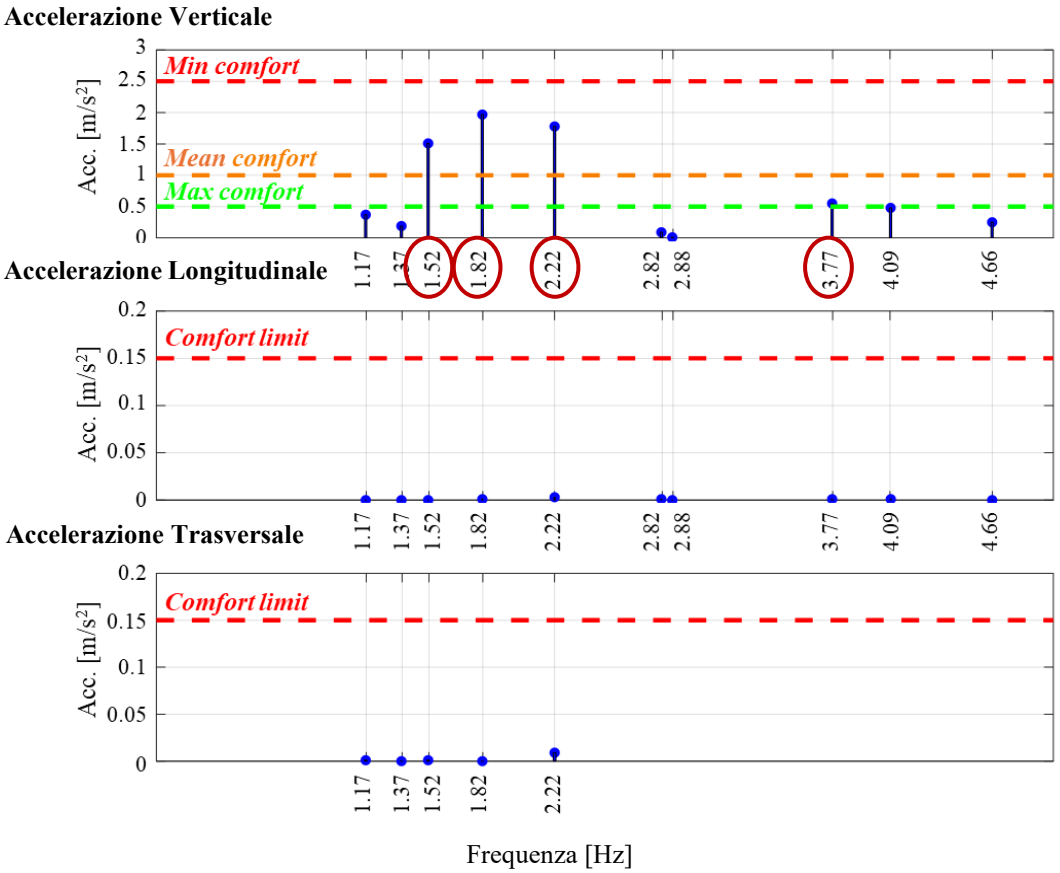



**Fig. 2.14** – Risultati dell'analisi Steady-State in forma grafica

Dall'interpretazione ingegneristica dei risultati emergono le seguenti considerazioni:

– Componente di accelerazione longitudinale e trasversale: in entrambe le direzioni orizzontali, i valori di accelerazione registrati risultano del tutto trascurabili. Le accelerazioni longitudinali sono dell'ordine di $10^{-5} \div 10^{-3}\ m/s^2$. Analogamente, l'accelerazione trasversale massima si registra per il modo 5 con soli $8{,}86 \cdot 10^{-3}\ m/s^2$, ampiamente al di sotto delle soglie di attenzione normativa ($0{,}10 \div 0{,}15\ m/s^2$) necessarie a scongiurare il fenomeno di sincronizzazione laterale (*lock-in*).

- Componente di accelerazione verticale (criticità principale): la risposta verticale evidenzia criticità severe concentrate nella fascia di frequenza tipica della camminata umana normale e veloce ($1{,}5 \div 2{,}3\ Hz$):
  - Modo 3 ($f_3 = 1{,}52\ Hz$): genera un'accelerazione verticale di $1{,}51\ m/s^2$, superando nettamente la soglia di massimo comfort ($0{,}50\ m/s^2$) e ricadendo nel livello di comfort minimo;
  - Modo 4 ($f_4 = 1{,}82\ Hz$): rappresenta il caso più gravoso dell'intera struttura, con un picco di accelerazione pari a $1{,}97\ m/s^2$. Questo valore sfiora il limite dell'inaccettabilità ($2{,}50\ m/s^2$), provocando una forte sensazione di disturbo negli utenti;
  - Modo 5 ($f_5 = 2{,}22\ Hz$): presenta un'accelerazione di $1{,}78\ m/s^2$. La deformata trasversale-torsionale e la presenza dell'arco eccentrico amplificano le oscillazioni verticali sul lato verso valle (lato mare) dell'impalcato;
  - Modo 8 ($f_8 = 3{,}77\ Hz$): con un valore di $0{,}55\ m/s^2$, supera di poco il limite del comfort massimo;
  - Modi restanti (1, 2, 6, 7, 9, 10): mantengono accelerazioni verticali comprese tra $0{,}01\ m/s^2$ e $0{,}48\ m/s^2$, soddisfacendo pienamente il requisito di comfort massimo ($a_{vert} \leq 0{,}50\ m/s^2$).

### 2.3.4 Sintesi delle problematiche e possibili interventi

L'analisi stazionaria numerica condotta in conformità con la norma Sétra ha dimostrato in modo inequivocabile che la passerella sul fiume Cesano, pur disponendo di un'adeguata sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi, non soddisfa i requisiti di funzionalità e comfort vibrazionale.
Ben 4 dei 10 modi propri compresi nel range di frequenza critica $0 \div 5\ Hz$ innescano accelerazioni verticali superiori al limite tollerabile di $0{,}50\ m/s^2$, toccando vertici vicini ai $2{,}0\ m/s^2$.

Quando le verifiche sulle vibrazioni indotte dai pedoni restituiscono un esito negativo è necessario intervenire con una delle seguenti strategie:

- Modificare le frequenze naturali dell'opera: tale strategia comporta la modifica sostanziale del progetto ed è adatta maggiormente nel caso di ponti di nuova

realizzazione. In genere, si cerca di adottare modifiche strutturali tali da poter aumentare le frequenze proprie dell'opera così da portare il primo modo, e quindi anche i successivi, fuori dal range di frequenze critiche. Nelle passerelle in acciaio ciò si attua ridistribuendo gli spessori di flange e anime in modo da aumentare l'inerzia (quindi la rigidezza) senza provocare variazioni di massa.

- Riduzione delle accelerazioni (agendo sulla massa): qualora le modifiche necessarie alla variazione della frequenza propria dell'opera non siano adottabili, si potrebbe pensare comunque di ridurre le accelerazioni aumentando la massa della costruzione, agendo sull'impalcato della struttura.
- Riduzione delle accelerazioni (agendo sullo smorzamento): l'aumento dello smorzamento è un ulteriore strategia per ridurre gli effetti dinamici indotti dal carico pedonale. È l'opzione che si presta meglio nel caso di ponti esistenti, e consiste nell'utilizzo di dispositivi di smorzamento esterni alla struttura in grado di assorbire le vibrazioni eccessive. Esistono diversi tipi di dispositivi in commercio, tra cui i più diffusi risultano essere i *Tuned Mass Dampers* (TMD) (smorzatori a masse accordate).

Nel caso della passerella in esame, poiché l'incremento delle sezioni strutturali in acciaio o della massa della costruzione comporterebbero un'importante gravosità economica e uno stravolgimento dell'architettura dell'opera, si rende indispensabile l'inserimento di dispositivi di smorzamento ausiliari, ossia di TMD.

## 2.4 PROGETTO DEI DISPOSITIVI TMD

Alla luce delle criticità emerse dalla valutazione del comfort vibrazionale, in cui le accelerazioni verticali hanno superato le soglie di comfort accettabili previste dalle linee guida, si è resa necessaria l'implementazione di una strategia di controllo delle vibrazioni. A tale scopo, è stato proposto e progettato un sistema di smorzatori a massa accordata (TMD), per mitigare gli effetti dinamici innescati dal traffico pedonale.

### 2.4.1 Principi di funzionamento e formulazione matematica

Un TMD è un dispositivo passivo progettato per ridurre la risposta dinamica della struttura a cui è vincolato. È costituito essenzialmente da una massa secondaria collegata alla struttura principale tramite un elemento elastico (molla) ed eventualmente dotato di un dispositivo di smorzamento (smorzatore).
Di seguito, nella Fig. 2.15, si riporta un'immagine del dispositivo descritto.

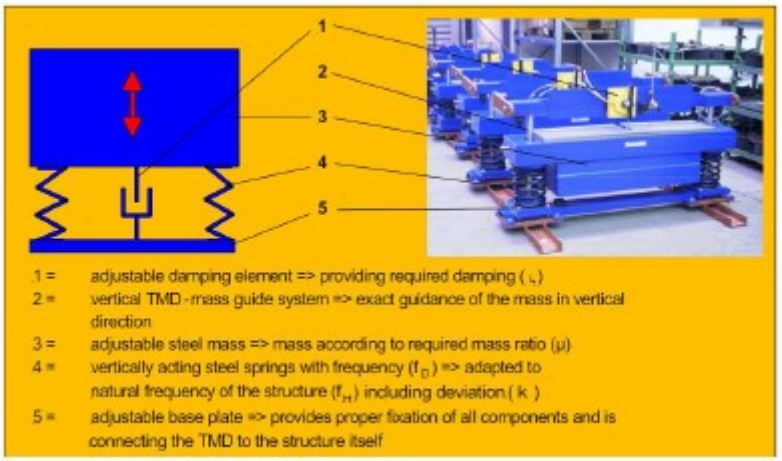



**Fig. 2.15** – Configurazione tipica di un dispositivo TMD

L'efficacia del dispositivo si basa sulla taratura (tuning) delle sue proprietà: la frequenza naturale del TMD viene fatta coincidere con la frequenza della struttura in corrispondenza del modo di vibrare critico. Quando la struttura viene eccitata a tale frequenza, il TMD entra in risonanza e oscilla in controfase, generando forze inerziali che riducono significativamente l'ampiezza delle oscillazioni dinamiche globali. L'effetto dato dal funzionamento si traduce con uno split della frequenza critica in due nuove frequenze (una inferiore e un'altra superiore a quella iniziale), come evidenziato in Fig. 2.16.

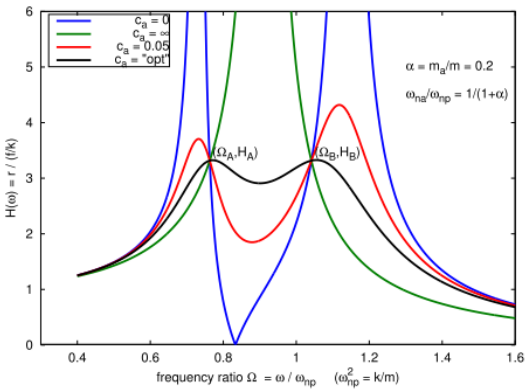



**Fig. 2.16** – Principio di funzionamento di un dispositivo TMD

L'abbassamento del picco di risposta della struttura è ulteriormente amplificato grazie alla dissipazione di energia garantita dallo smorzatore.

Nonostante l'elevata efficacia, questi dispositivi, a causa della loro natura, comportano una serie di considerazioni progettuali e accortezze:

- poiché agiscono ad una determinata frequenza, sarà necessario disporre almeno un dispositivo per ogni frequenza critica della struttura. Ponti o passerelle complesse possono presentare diverse frequenze critiche (4 nel caso in oggetto), pertanto il numero di TMD richiesto potrebbe essere oneroso;
- l'utilizzo di dispositivi a masse accordate modifica il comportamento dinamico della struttura. La progettazione può quindi richiedere un processo iterativo;
- sui ponti esistenti, l'implementazione di tali strumenti richiede naturalmente una verifica della capacità portante degli stessi;
- il dispositivo va disposto nella direzione in cui si intendono limitare le oscillazioni.

L'approccio progettuale standard, formulato originariamente da Den Hartog (1985), consente la calibrazione ottimale dei parametri chiave del TMD (massa, frequenza naturale e rapporto di smorzamento) in funzione del rapporto delle masse, per un sistema a un singolo grado di libertà (SDOF). È dimostrabile matematicamente che il progetto di un TMD per un sistema a più gradi di libertà (MDOF), mostrato in Fig. 2.17, come la passerella in esame, può essere ricondotto al medesimo problema applicato a un sistema SDOF equivalente.

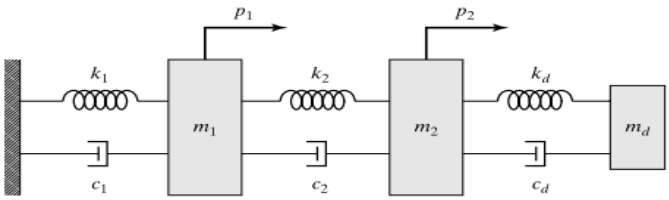



**Fig. 2.17** – Rappresentazione di un sistema MDOF

Il problema dinamico di un sistema MDOF equipaggiato con un TMD, lungo la direzione d'azione del dispositivo, è governato dalle seguenti equazioni:

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = P(t) + \begin{bmatrix} 0 \\ k_d u_d(t) + c_d \dot{u}_d(t) \end{bmatrix}$$

$$U(t) = \begin{bmatrix} U_S(t) \\ u_t(t) \end{bmatrix} \quad P(t) = \begin{bmatrix} P_S(t) \\ p_t(t) \end{bmatrix}$$

dove $M$, $C$ e $K$ rappresentano rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema MDOF. I termini $k_d$ e $c_d$ indicano la rigidezza e lo smorzamento del dispositivo TMD, mentre $u_d(t)$ rappresenta lo spostamento del dispositivo stesso.
Il vettore degli spostamenti $U(t)$ è partizionato in $U_S(t)$ (spostamenti dei nodi senza TMD) e $u_t(t)$ (spostamento del nodo in cui è applicato il TMD). Lo stesso principio di partizionamento si applica al vettore delle forze esterne $P(t)$.

Esprimendo il vettore degli spostamenti nelle coordinate principali tramite la matrice modale Φ ($U(t) = \Phi Z(t)$), l'equazione disaccoppiata per l'i-esimo modo di vibrare, che include le forze trasferite dal TMD, risulta:

$$\widetilde{M}_i \ddot{Z}_i + \tilde{C}_i \dot{Z}_i + \widetilde{K}_i Z_i = p_i + \Phi_{i,t}(k_d u_d + c_d \dot{u}_d)$$

Assumendo che in condizioni di risonanza (forzante con pulsazione pari a $\omega_i$) il modo eccitato domini sugli altri, si introduce l'approssimazione $Z_i \approx u_t/\Phi_{i,t}$. Derivando e sostituendo, si ottiene la condensazione del problema sul grado di libertà del nodo di attacco del TMD:

$$\frac{\widetilde{M}_i}{\Phi_{i,t}^2} \ddot{u}_t + \frac{\tilde{C}_i}{\Phi_{i,t}^2} \dot{u}_t + \frac{\widetilde{K}_i}{\Phi_{i,t}^2} u_t = \frac{p_i}{\Phi_{i,t}} + (k_d u_d + c_d \dot{u}_d)$$

Aggiungendo l'equazione dell'equilibrio dinamico del solo dispositivo TMD:

$$m_d \ddot{u}_d + c_d \dot{u}_d + k_d u_d = -m_d \ddot{u}_t$$

si giunge alla formulazione finale che governa il problema condensato a 2 gradi di libertà (nelle incognite $u_t$ e $u_d$):

$$\widetilde{M}_{i,e} \ddot{u}_t + \tilde{C}_{i,e} \dot{u}_t + \widetilde{K}_{i,e} u_t = p_{i,e} + (k_d u_d + c_d \dot{u}_d)$$

### 2.4.2 Calibrazione e posizionamento dei dispositivi

Sfruttando la formulazione analitica precedentemente dedotta, sono stati progettati quattro dispositivi TMD, uno per ciascuna delle frequenze critiche identificate, con l'obiettivo mirato di abbattere le accelerazioni verticali.

Il dimensionamento dei dispositivi è stato affrontato attraverso i seguenti passaggi:

- si fissa il valore della massa costituente ciascun dispositivo $m_d = 0{,}3\ ton$;
- la rigidezza $k_d$ della molla viene quindi valutata in modo da garantire la frequenza di vibrazione $\omega_i$ della struttura, utilizzando la nota relazione $\omega^2 = k/m$;
- per ottenere un livello di comfort massimo è stato considerato un contributo aggiuntivo offerto dallo smorzamento, posto pari al 10%.

Per massimizzare l'efficacia dell'intervento, ogni dispositivo è stato posizionato strategicamente nel punto di massimo spostamento modale della rispettiva frequenza di competenza. Le proprietà meccaniche calibrate per i quattro smorzatori (massa $m_d$, rigidezza $k_d$, rapporto di smorzamento $\xi_d$ e coefficiente di smorzamento $c_d$) sono riepilogate nella Tab. 2.3.

| **Disp. TMD** | **Freq. $f\ [Hz]$** | **Massa $m_d\ [ton]$** | **Rigidezza $k_d\ [kN/m]$** | **R. Smorzamento $\xi_d\ [-]$** | **C. Smorzamento $c_d\ [kNs/m]$** |
|---|---|---|---|---|---|
| TMD 1 | 1,52 | 0,3 | 27,15 | 0,10 | 0,57 |
| TMD 2 | 1,82 | 0,3 | 29,05 | 0,10 | 0,68 |
| TMD 3 | 2,22 | 0,3 | 58,31 | 0,10 | 0,84 |
| TMD 4 | 3,77 | 0,3 | 167,94 | 0,10 | 1,42 |

**Tab. 2.3** – Proprietà meccaniche dei dispositivi TMD progettati

### 2.4.3 Modellazione numerica e verifica dell'efficacia

Per valutare rigorosamente l'efficacia dei dispositivi progettati e misurarne l'impatto sulla risposta strutturale globale, è stata eseguita una nuova iterazione di analisi vibrazionale seguendo l'approccio metodologico delle linee guida Sétra.

All'interno del software di calcolo SAP2000, i TMD sono stati modellati impiegando elementi di tipo "Two-Joint Link", ai quali sono state assegnate le proprietà di rigidezza e smorzamento esposte in Tab. 2.3. La massa inerziale di 0,3 ton è stata applicata come massa concentrata al nodo libero di ciascun elemento link per simulare accuratamente la massa del dispositivo. Il risultato di questa modellazione può essere apprezzato nella Fig. 2.18, che mostra le proprietà dei link applicati, e nella Fig. 2.19, che invece evidenzia la posizione dei quattro dispositivi previsti.

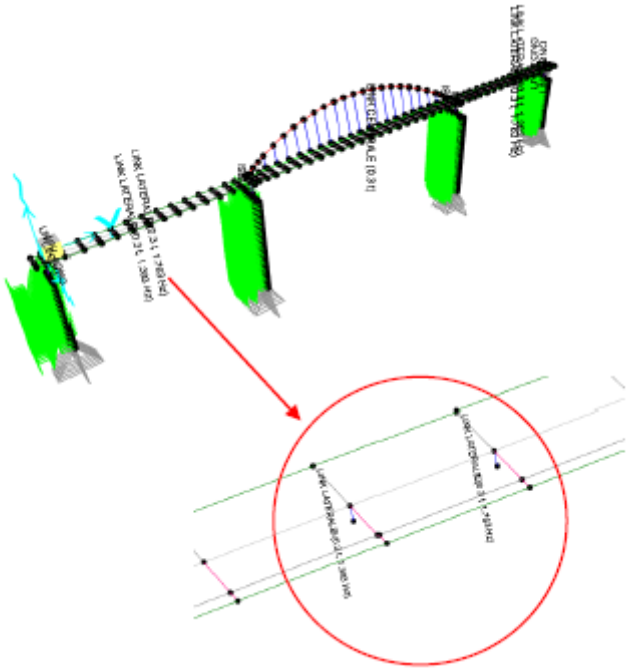


**Fig. 2.18** – Implementazione dei TMD nel modello globale in SAP2000

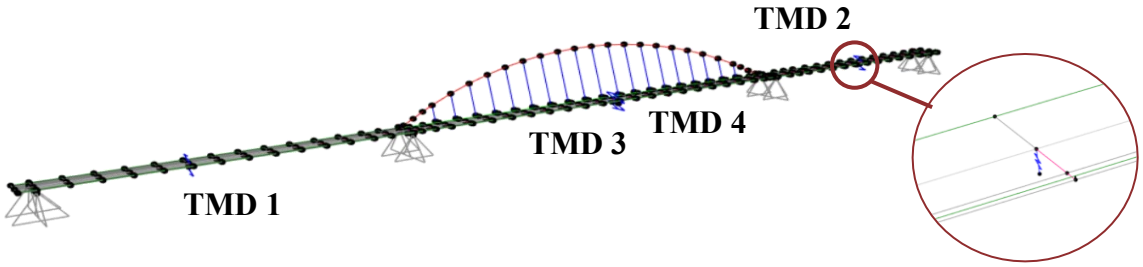



**Fig. 2.19** – Posizionamento dei TMD nel modello globale in SAP2000

Dal confronto diretto tra lo stato di fatto (struttura nuda) e lo stato di progetto (struttura dotata di TMD), emerge chiaramente il fenomeno dinamico associato all'inserimento delle masse accordate:

– l'istallazione di ciascun TMD fa "sdoppiare" la frequenza di risonanza originale in due nuove frequenze molto ravvicinate ad essa, come mostrato in Fig. 2.20.

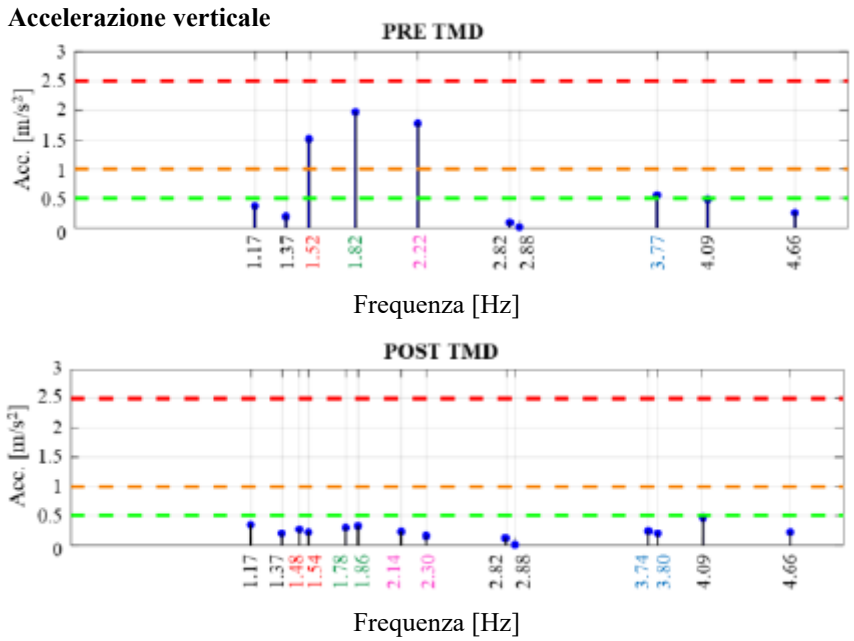



**Fig. 2.20** – Confronto tra frequenze e accelerazioni prima e dopo l'aggiunta di TMD

- queste due nuove frequenze corrispondono a due forme modali ben distinte del sistema accoppiato ponte-dispositivo: la prima è caratterizzata da uno sfasamento temporale del moto tra il TMD e l'impalcato, mentre la seconda evidenzia un netto movimento in controfase tra i due elementi;
- a queste due nuove frequenze si registrano due picchi di accelerazione, i quali però presentano un'ampiezza drasticamente ridotta (di circa la metà) rispetto al picco singolo della configurazione non smorzata. I due picchi ottenuti dopo l'implementazione dei TMD vengono mostrati, ad esempio nel Modo 3, in Fig. 2.21.

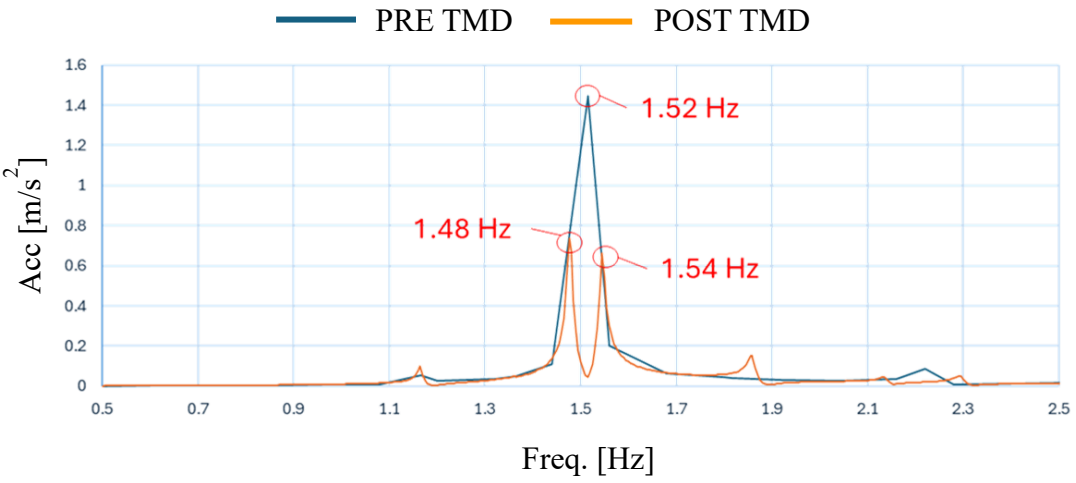



**Fig. 2.21** – Riduzione del picco di accelerazione per il Modo 3 dovuto ai TMD

In conclusione, la configurazione finale adottata e verificata numericamente garantisce un netto miglioramento del comfort percepito dagli utenti. Le massime accelerazioni verticali dell'impalcato vengono rigidamente confinate al di sotto del limite di $0{,}5\ m/s^2$ (soglia del comfort massimo). Tale risultato certifica l'assoluta efficacia del sistema di smorzamento aggiunto, che è stato in grado di ridurre le accelerazioni critiche fino a quattro volte rispetto ai valori originari.

# 3 CAMPAGNA SPERIMENTALE

L'adeguata validazione del comportamento strutturale e vibrazionale della passerella ciclopedonale sul fiume Cesano ha richiesto la pianificazione e l'esecuzione di un'articolata campagna di indagini sperimentali in situ. Tali attività sono state condotte con il duplice obiettivo di verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto (fase di collaudo) e di caratterizzare in modo accurato la dinamica vibrazionale della struttura, con particolare attenzione alle problematiche di interazione pedone-struttura e al conseguente livello di comfort percepito dagli utenti.

La campagna sperimentale si è articolata in cinque macro-fasi, strettamente interconnesse tra loro:

- Collaudo statico: finalizzato alla valutazione della risposta flessionale e dell'abbassamento (freccia) dell'impalcato sotto l'azione di carichi gravitazionali di prova, disposti in configurazioni tali da massimizzare le sollecitazioni sulle diverse campate.
- Caratterizzazione dinamica accurata (prove AVT): finalizzata ad indagare il comportamento dinamico globale della struttura mediante tecniche di identificazione modale in condizioni di operatività (*Operational Modal Analysis*, OMA), sfruttando l'eccitazione fornita dal rumore ambientale (*Ambient Vibration Tests*, AVTs).
- Collaudo dinamico (prove AVT): eseguito contestualmente alle fasi di collaudo statico (a ponte scarico, a pieno carico e a seguito della rimozione del carico), secondo le stesse modalità della caratterizzazione dinamica accurata (AVT e OMA).
- Prove dinamiche in condizioni di esercizio (salto/camminata/corsa): indagini specifiche condotte per misurare i livelli di accelerazione indotti dal transito di singoli pedoni o gruppi, al fine di valutare sperimentalmente il livello di comfort e capire l'attendibilità dei parametri utilizzati per la calibrazione numerica dell'eventuale sistema di controllo delle vibrazioni (TMD).
- Monitoraggio strutturale dinamico: implementazione di un sistema per l'osservazione continua nel tempo dei parametri dinamici dell'opera, essenziale per la gestione del ciclo di vita e la manutenzione predittiva della passerella.

Nei paragrafi successivi verranno analizzate nel dettaglio le strumentazioni impiegate, le procedure di prova adottate e i risultati ottenuti per ciascuna delle fasi menzionate.

## 3.1 COLLAUDO STATICO

Le prove di carico statico rappresentano un passaggio fondamentale per la validazione strutturale dell'opera prima della sua immissione in esercizio, tanto che il collaudo statico viene prescritto obbligatoriamente dalle NTC2018. Sulla passerella in esame, il collaudo statico è stato progettato per indurre uno stato di sollecitazione nel ponte equivalente a quello che si ha in condizioni di esercizio, valutato con riferimento alla combinazione dei carichi allo SLE caratteristica (rara).

### 3.1.1 Configurazione e posizionamento dei carichi

Per l'esecuzione del collaudo statico in opera si è optato per l'utilizzo di carichi discreti, facilmente posizionabili e quantificabili, al fine di riprodurre fedelmente le configurazioni di carico previste in fase di progettazione della prova.

Nello specifico, il sistema di carico è stato realizzato mediante l'impiego di cisterne in plastica adibite al contenimento di liquidi. Le caratteristiche tecniche di ciascuna unità di carico sono le seguenti:

- Volume e capacità: ogni cisterna è in grado di contenere fino a $1{,}00\ m^3$ di acqua;
- Peso: il peso complessivo a pieno carico di ciascuna cisterna d'acqua è pari a circa $1{,}00\ ton$ (1 tonnellata);
- Dimensioni d'ingombro: i contenitori presentano dimensioni in pianta di $1{,}20 \times 1{,}00\ m$ e un'altezza pari a $1{,}00\ m$;
- Sistema di appoggio: per garantire una corretta ripartizione dei carichi sull'impalcato a piastra ortotropa in acciaio ed evitare punzonamenti locali, ciascuna cisterna è stata appoggiata su dei supporti in legno.

Nella Fig. 3.1 si riporta un'immagine, scattata nel giorno del collaudo statico della campata centrale (21/05), che mostra più nel dettaglio il sistema di carico utilizzato.



**Fig. 3.1** – Sistema di carico utilizzato per l'esecuzione del collaudo statico

### 3.1.2 Fasi di esecuzione della prova e risultati

Al fine di testare il comportamento della struttura nelle condizioni più gravose, sia per quanto riguarda l'arco che per l'impalcato, le operazioni di collaudo sono state suddivise in due giornate distinte, indagando per ognuna differenti schemi di carico:

i. Prova del 21 maggio 2025: durante questa giornata le cisterne sono state concentrate sulla campata centrale della passerella (sospesa mediante pendini all'arco eccentrico), con lo scopo di massimizzare le sollecitazioni flettenti e i conseguenti abbassamenti in mezzeria.

ii. Prova del 26 maggio 2025: in questa seconda fase, le operazioni si sono concentrate sulla campata laterale situata lato Senigallia, verificando così il comportamento della travata a cassone di approccio al sistema ad arco.

In entrambe le giornate, l'iter di collaudo ha previsto una procedura di carico a "gradini" (ponte scarico, ponte caricato progressivamente fino al valore massimo, ponte di nuovo scarico) per valutare non solo l'entità degli spostamenti assoluti sotto il carico massimo, ma anche la capacità della struttura di recuperare la deformazione in campo elastico una volta rimossi i carichi di prova.

Di seguito, nella Fig. 3.2, si riportano due viste aeree della passerella durante le fasi del collaudo statico della campata centrale e della campata laterale lato Senigallia.



**Fig. 3.2** – Viste aeree della passerella sul fiume Cesano durante il collaudo statico

Nel dettaglio, per il raggiungimento del carico di prova in entrambe le giornate, sono state realizzate le seguenti condizioni di carico, descritte in Tab. 3.1:

| **Condizione di carico** | **Carico equivalente uniformemente distribuito [kg/m$^2$]** | |
|---|---|---|
| **n** | **Campata Centrale** | **Campata lato Senigallia** |
| 0 | 0 | 0 |
| 1 | 150 | 150 |
| 2 | 300 | 300 |
| 3 | - | 400 |

**Tab. 3.1** – Condizioni di carico previste per il collaudo statico della passerella

Lo scarico è stato realizzato, per entrambe le giornate, in un'unica soluzione.

Per la misura degli spostamenti è stata impiegata una stazione topografica robotizzata servoassistita ad alta precisione della LEICA, modello Nova TS60, e sono stati posizionati diversi punti di misura, contrassegnati con i numeri 101÷117 (campata

centrale – Fig. 3.3) e 101÷112 (campata lato Senigallia – Fig. 3.4), dotati di mire di collimazione.

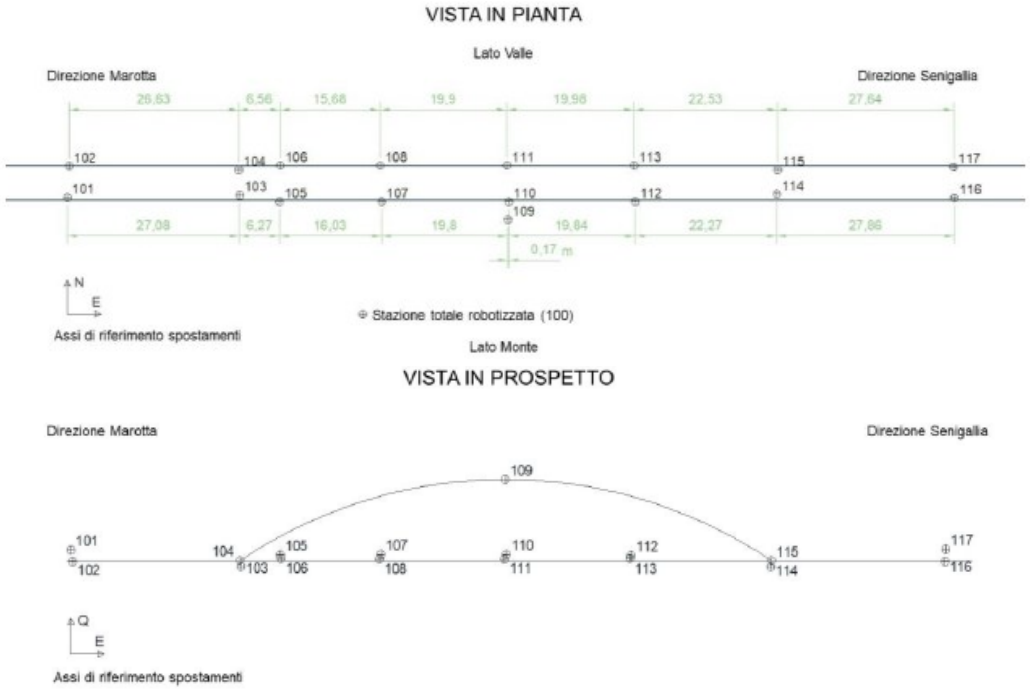



**Fig. 3.3** – Posizionamento dei punti di misura per il collaudo della campata centrale

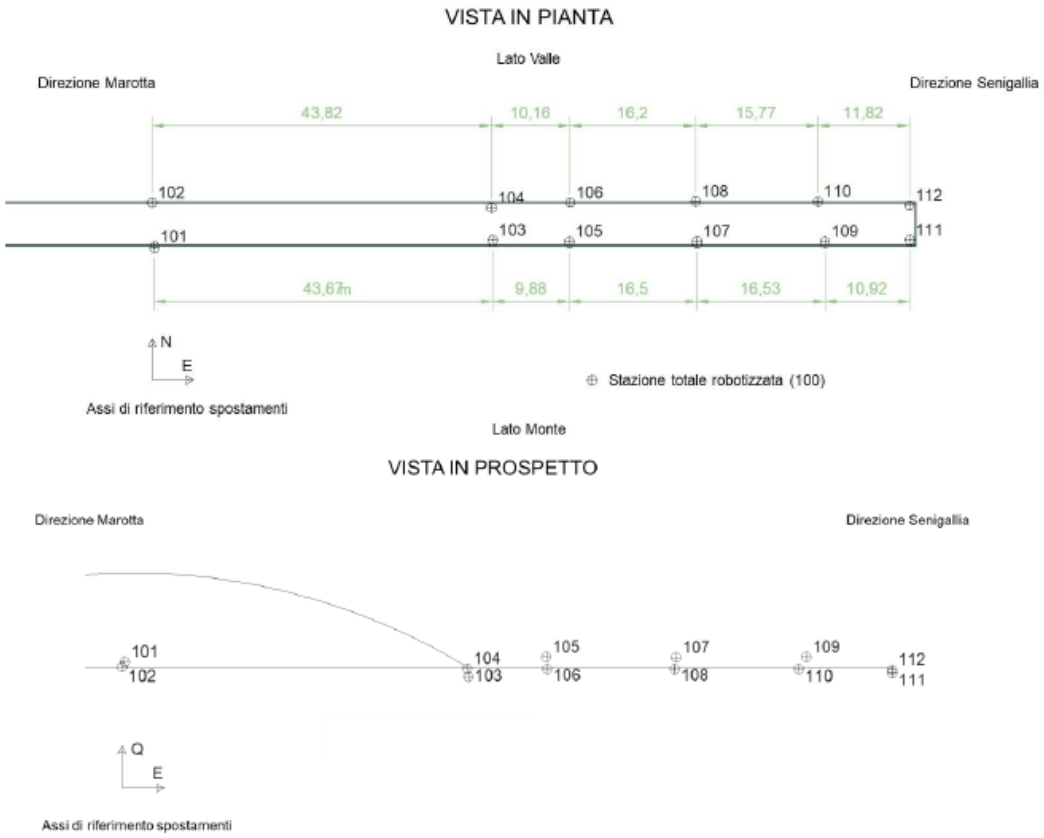



**Fig. 3.4** – Posizionamento dei punti di misura per il collaudo della campata lato Senigallia

Gli spostamenti riportati in Tab. 3.2 e 3.3 sono stati ottenuti decurtando dalle coordinate dei punti rilevate per ciascuno step di carico le relative coordinate associate alla condizione di carico nullo.

| Tabella 3 | | Carico equivalente uniformemente distribuito (kg/m²) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | | | 150 | | | 300 | | | 0 | | |
| | | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) |
| Letture ai punti di misura (mm) | 101 | 0 | 0 | 0 | -6.40 | 3.30 | **7.60** | -6.00 | 1.90 | **2.80** | -3.40 | -1.50 | **-2.70** |
| | 102 | 0 | 0 | 0 | -6.90 | 4.10 | **6.90** | -6.30 | 2.30 | **2.60** | -3.60 | -1.30 | **-2.50** |
| | 103 | 0 | 0 | 0 | -4.50 | -0.30 | **-0.80** | -4.50 | -0.40 | **-1.00** | -1.70 | 0.00 | **-0.50** |
| | 104 | 0 | 0 | 0 | -3.20 | 0.10 | **-1.00** | -3.40 | 0.40 | **-1.20** | -1.90 | 0.20 | **-0.30** |
| | 105 | 0 | 0 | 0 | -3.70 | -2.40 | **-2.50** | -4.10 | -1.30 | **-1.40** | -1.60 | 0.70 | **0.50** |
| | 106 | 0 | 0 | 0 | -2.20 | -2.60 | **-9.40** | -3.00 | -2.10 | **-13.70** | -2.10 | 0.90 | **0.00** |
| | 107 | 0 | 0 | 0 | -2.30 | -6.90 | **-7.20** | -2.60 | -5.50 | **-7.60** | -1.00 | 1.80 | **1.70** |
| | 108 | 0 | 0 | 0 | -1.40 | -8.60 | **-24.70** | -2.10 | -9.40 | **-41.10** | -1.50 | 1.90 | **0.00** |
| | 109 | 0 | 0 | 0 | -0.30 | 19.40 | **-4.30** | -0.60 | 49.90 | **-1.70** | -0.50 | 8.10 | **4.30** |
| | 110 | 0 | 0 | 0 | -0.20 | -8.70 | **-11.20** | -0.60 | -7.40 | **-15.50** | -0.40 | 2.90 | **2.50** |
| | 111 | 0 | 0 | 0 | -0.60 | -11.20 | **-34.10** | -0.90 | -12.40 | **-59.40** | -0.70 | 2.80 | **0.30** |
| | 112 | 0 | 0 | 0 | 1.50 | -5.70 | **-6.40** | 1.20 | -5.10 | **-7.50** | 0.10 | 2.90 | **1.20** |
| | 113 | 0 | 0 | 0 | 0.40 | -7.00 | **-24.30** | 0.40 | -7.80 | **-41.70** | 0.40 | 2.90 | **-0.40** |
| | 114 | 0 | 0 | 0 | 3.00 | 1.40 | **-0.70** | 2.80 | 1.30 | **-0.80** | 0.80 | 1.10 | **-0.70** |
| | 115 | 0 | 0 | 0 | 1.90 | 1.60 | **-0.90** | 1.80 | 2.20 | **-1.10** | 1.10 | 1.20 | **-0.50** |
| | 116 | 0 | 0 | 0 | 4.80 | 3.80 | **5.80** | 4.40 | 4.30 | **2.70** | 2.30 | -0.30 | **-1.30** |
| | 117 | 0 | 0 | 0 | 5.10 | 4.30 | **5.40** | 4.50 | 4.70 | **2.40** | 2.20 | -0.20 | **-1.10** |
| Data | | 21 maggio 2025 | | | | | | | | | | | |
| Ora cond. carico | | 09:00 | | | 13:35 | | | 17:10 | | | 19:30 | | |
| Ora lettura | | 09:00 | | | 13:53 | | | 17:40 | | | 20:00 | | |
| Temp. (°C) | | 21 | | | 22 | | | 23 | | | 24 | | |

**Tab. 3.2** – Spostamenti misurati nel collaudo della campata centrale

| Tabella 3 | | Carico equivalente uniformemente distribuito (kg/m²) | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | | | 150 | | | 300 | | | 400 | | | 0 | | |
| | | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) | dE (mm) | dN (mm) | dQ (mm) |
| Letture ai punti di misura (mm) | 101 | 0 | 0 | 0 | 3.10 | 6.30 | **-11.70** | 2.90 | 3.20 | **-9.20** | 5.20 | 13.00 | **-8.40** | 1.80 | 10.70 | **4.90** |
| | 102 | 0 | 0 | 0 | 4.30 | 7.20 | **-13.00** | 4.60 | 3.70 | **-12.00** | 8.00 | 13.60 | **-11.80** | 2.40 | 11.10 | **4.30** |
| | 103 | 0 | 0 | 0 | 5.10 | 1.10 | **-1.80** | 2.70 | -0.20 | **-2.90** | 2.60 | 1.00 | **-3.70** | 4.20 | 1.30 | **-0.10** |
| | 104 | 0 | 0 | 0 | 7.40 | 1.50 | **-2.00** | 5.90 | 0.70 | **-3.20** | 7.60 | 2.20 | **-4.00** | 5.40 | 1.50 | **-0.30** |
| | 105 | 0 | 0 | 0 | 11.40 | 0.10 | **-25.70** | 13.90 | 0.90 | **-48.00** | 17.20 | 2.10 | **-64.50** | 5.60 | -1.50 | **-2.50** |
| | 106 | 0 | 0 | 0 | 8.40 | -0.90 | **-30.80** | 6.70 | -1.50 | **-58.80** | 7.70 | -1.00 | **-78.00** | 6.60 | -1.30 | **-2.70** |
| | 107 | 0 | 0 | 0 | 11.10 | -1.20 | **-51.70** | 12.50 | 1.30 | **-103.20** | 14.90 | 1.00 | **-140.80** | 7.10 | -5.40 | **-7.00** |
| | 108 | 0 | 0 | 0 | 10.80 | -2.70 | **-59.40** | 10.60 | -2.30 | **-119.10** | 12.20 | -3.50 | **-160.40** | 7.80 | -5.00 | **-7.10** |
| | 109 | 0 | 0 | 0 | 9.90 | -2.70 | **-32.20** | 8.60 | 0.40 | **-66.60** | 8.10 | -1.80 | **-92.80** | 8.50 | -5.80 | **-4.70** |
| | 110 | 0 | 0 | 0 | 13.70 | -3.70 | **-40.30** | 15.80 | -2.20 | **-83.70** | 18.30 | -5.30 | **-114.40** | 8.40 | -5.80 | **-5.40** |
| | 111 | 0 | 0 | 0 | 15.90 | -4.60 | **-2.10** | 20.60 | -1.70 | **-3.10** | 23.80 | -5.70 | **-3.90** | 10.40 | -4.00 | **-0.20** |
| | 112 | 0 | 0 | 0 | 15.10 | -4.00 | **-2.20** | 18.20 | -0.60 | **-3.60** | 20.80 | -4.10 | **-5.00** | 9.10 | -3.50 | **-0.50** |
| Data | | 26 maggio 2025 | | | | | | | | | | | | | | |
| Ora cond. carico | | 08:11 | | | 11:00 | | | 14:05 | | | 16:00 | | | 17:05 | | |
| Ora lettura | | 08:11 | | | 11:15 | | | 14:24 | | | 16:34 | | | 17:40 | | |
| Temp. (°C) | | 18.6 | | | 21.1 | | | 21.8 | | | 22.1 | | | 20.7 | | |

**Tab. 3.3** – Spostamenti misurati nel collaudo della campata lato Senigallia

Entrambe le fasi del collaudo statico hanno prodotto deformazioni sull'impalcato di entità non superiore a quelle teoriche calcolate nel modello di progetto, pertanto il collaudo statico della passerella in esame si è concluso con esito positivo.

## 3.2 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA ACCURATA

Per caratterizzazione dinamica di una struttura si intende l'insieme delle operazioni volte alla determinazione delle sue proprietà dinamiche, tra cui frequenze di risonanza, smorzamenti e forme modali. Questa fase è di fondamentale importanza perché permette di misurare la risposta dinamica reale di un'opera e di poterla confrontare con i modelli numerici usati in fase di progettazione.

Nel caso studio della passerella sul Cesano, tale obiettivo è stato perseguito tramite l'esecuzione di prove dinamiche in situ. Nello specifico la campagna di indagine volta alla caratterizzazione dinamica è stata condotta facendo ricorso a tecniche di *Ambient Vibration Testing* (AVT), accoppiate a procedure di *Operational Modal Analysis* (OMA). Tale approccio risulta particolarmente vantaggioso nell'ambito di infrastrutture civili, in quanto permette di estrarre i parametri modali della struttura (frequenze naturali $f_i$, rapporti di smorzamento $\xi_i$ e forme modali $\phi_i$) misurandone la sola risposta in termini di accelerazioni, sotto eccitazioni di tipo ambientale (micro-tremori sismici, vento, traffico veicolare limitrofo). Questo metodo non richiede quindi di ricorrere all'uso di forzanti artificiali note (come vibrodine o martelli strumentati), le quali risulterebbero costose e di difficile implementazione su strutture di grande luce. Se da un lato le AVT offrono grandi vantaggi, dall'altro va considerato che rispetto a prove con forzanti note sono meno ripetibili e spesso richiedono la depurazione dei risultati da eventuali condizioni ambientali particolari.

### 3.2.1 Principi teorici alla base

L'Analisi Modale Operativa (OMA) si fonda sul presupposto che l'eccitazione ambientale possa essere ragionevolmente approssimata come un processo stocastico stazionario, avente uno spettro di frequenza piatto e un'ampiezza costante in un range di frequenze sufficientemente ampio (rumore bianco).

L'equazione del moto per una struttura modellabile con un sistema a $N$ gradi di libertà (MDOF), soggetta a un'eccitazione ambientale non misurabile, può essere scritta nella forma classica:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t)$$

dove:

- $M$, $C$ e $K$ rappresentano rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema;
- $\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$ e $x(t)$ indicano i vettori delle accelerazioni, velocità e spostamenti dei nodi della struttura in funzione del tempo $t$;
- $f(t)$ rappresenta il vettore delle forzanti ambientali esterne, di cui non si conosce l'esatta evoluzione temporale.

Nelle tecniche OMA, l'obiettivo è identificare le proprietà intrinseche del sistema ($M$, $C$, $K$ o, in modo equivalente, i parametri modali) elaborando esclusivamente il vettore delle risposte $\ddot{x}(t)$, registrato attraverso una rete di sensori dislocati sull'impalcato. L'assunzione fondamentale è che i picchi presenti negli spettri di risposta del sistema testato siano direttamente associabili alle frequenze di risonanza della struttura e non ad eventuali componenti armoniche della forzante (poiché quest'ultima è assunta a banda larga).

### 3.2.2 Strumentazione impiegata per le acquisizioni

La misurazione di vibrazioni ambientali su ponti e passerelle richiede l'impiego di una strumentazione caratterizzata da un'elevata sensibilità e da un eccellente rapporto segnale/rumore, dato che le ampiezze cinematiche in gioco sono generalmente molto modeste (spesso nell'ordine dei $10^{-3} \div 10^{-4} g$).

Per la campagna di test sulla passerella sul Cesano, la catena di misura è stata rigorosamente configurata per garantire uno standard di acquisizione dati di elevata qualità. Il sistema di acquisizione previsto per questa tipologia di rilievi si compone solitamente di:

- Trasduttori (Accelerometri): sensori monoassiali ad alta sensibilità (di tipo piezoelettrico) posizionati in punti strategici della struttura per misurare le accelerazioni lungo le direzioni di interesse (verticale e trasversale).
- Sistema di Acquisizione Dati (DAQ): un'unità centrale incaricata di condizionare il segnale analogico proveniente dai sensori, filtrarlo per evitare fenomeni di *aliasing* (mediante filtri analogici passa-basso) e convertirlo in formato digitale.
- Cablaggio e Sincronizzazione: una rete di cavi coassiali a bassa interferenza necessari per garantire l'assoluta simultaneità delle registrazioni, requisito imprescindibile per la corretta estrazione delle forme modali in cui le differenze di fase tra i vari punti di misura giocano un ruolo critico.
- Computer portatile con software dedicato (in questo caso è stato usato un software in ambiente LabVIEW).

Nella Fig. 3.5 viene mostrato il setup sperimentale utilizzato per l'acquisizione dei dati sulla passerella in oggetto.



**Fig. 3.5** – Strumentazione di misura utilizzata: accelerometri, cavi e stazione di misura principale

### 3.2.3 Configurazioni di prova

Sulla base di quanto descritto in merito alla catena di misura, la fase operativa della caratterizzazione dinamica ha richiesto una pianificazione geometrica estremamente dettagliata per mappare con precisione le deformate modali dell'impalcato e dell'arco. Al fine di ottenere una risoluzione spaziale sufficientemente accurata da catturare non solo i modi fondamentali, ma anche le dinamiche flessionali e torsionali di ordine superiore, la

strumentazione è stata estesa su ben 23 sezioni di misura, distribuite lungo tutto lo sviluppo della passerella, come mostrato in Fig. 3.6.

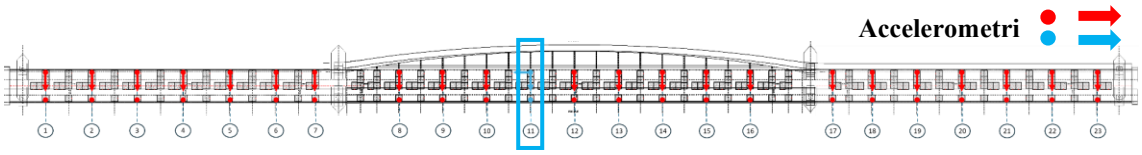



**Fig. 3.6** – Configurazione di prova e posizionamento dei sensori

La dotazione sensoristica ha previsto l'installazione di 3 accelerometri per ciascuna delle 22 sezioni standard:

- 2 disposti in direzione verticale (fondamentali per rilevare i modi flessionali e distinguere quelli torsionali);
- 1 disposto in direzione trasversale (per cogliere i modi traslazionali).

Una singola sezione (n 11), posizionata in un punto strategico (circa nella mezzeria della campata centrale), è stata invece equipaggiata con 4 sensori, integrando un misuratore in direzione longitudinale al fine di valutare l'accelerazione modale lungo l'asse dell'opera.

Le prove di vibrazione ambientale volte alla caratterizzazione dinamica accurata sono state condotte principalmente nella giornata del 20 maggio 2025 e sono state poi ripetute, in maniera meno articolata, nella giornata del 6 agosto 2025 per verificare se la dinamica della passerella avesse subito variazioni.

Per la prima giornata di prova (20/05), la campagna sperimentale è stata suddivisa in 6 configurazioni di prova distinte e non simultanee (denominate da P1 a P6). Per ognuna di queste è stato adottato un numero limitato di canali di acquisizione simultanei (16 sensori attivi per ogni sessione) rispetto alla totalità presente nelle sezioni di misura disponibili (oltre 70 canali complessivi). Per garantire la coerenza matematica e spaziale dei dati acquisiti in finestre temporali diverse, i sensori posizionati in corrispondenza della sezione 11 sono stati mantenuti rigorosamente fissi duranti tutti i setup. Questi punti hanno fatto da stazioni di riferimento, costituendo il requisito geometrico e matematico imprescindibile per le successive operazioni di ricomposizione (o *merging*) delle forme modali. Nella fig. 3.7 si riporta la configurazione di prova adottata per la prova P1, condotta il 20/05.

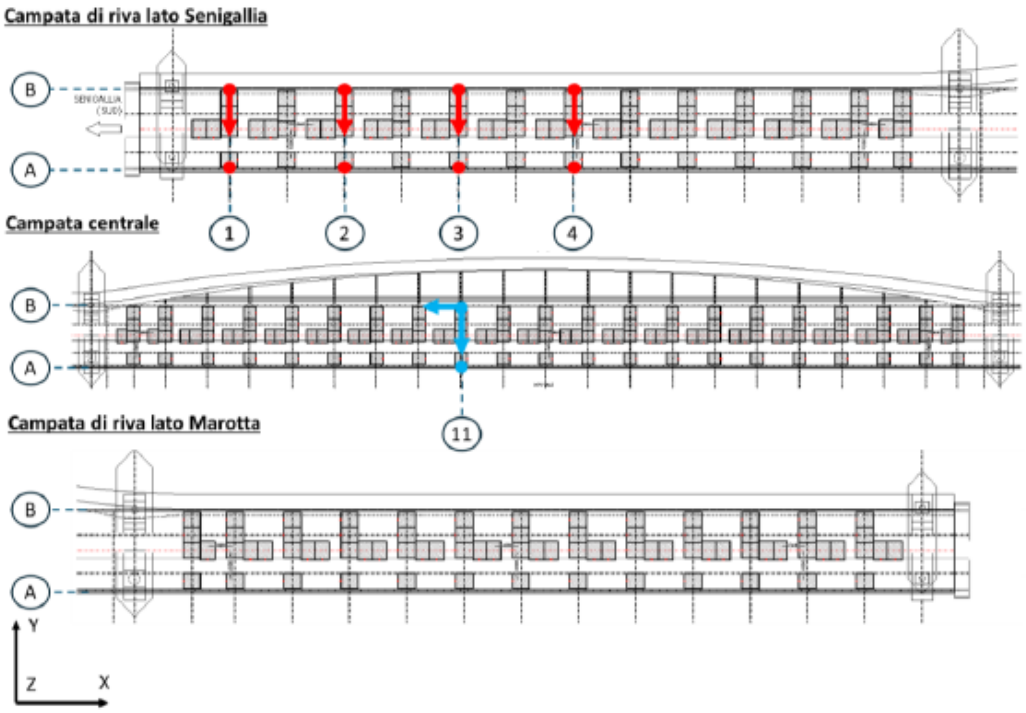



**Fig. 3.7** – Posizione dei sensori nella prova P1 del 20/05

Per la seconda giornata di prova (06/08), è stata adottata un'unica configurazione di misura, che ha previsto l'utilizzo di 17 sensori disposti secondo lo schema rappresentato nella Fig. 3.8.

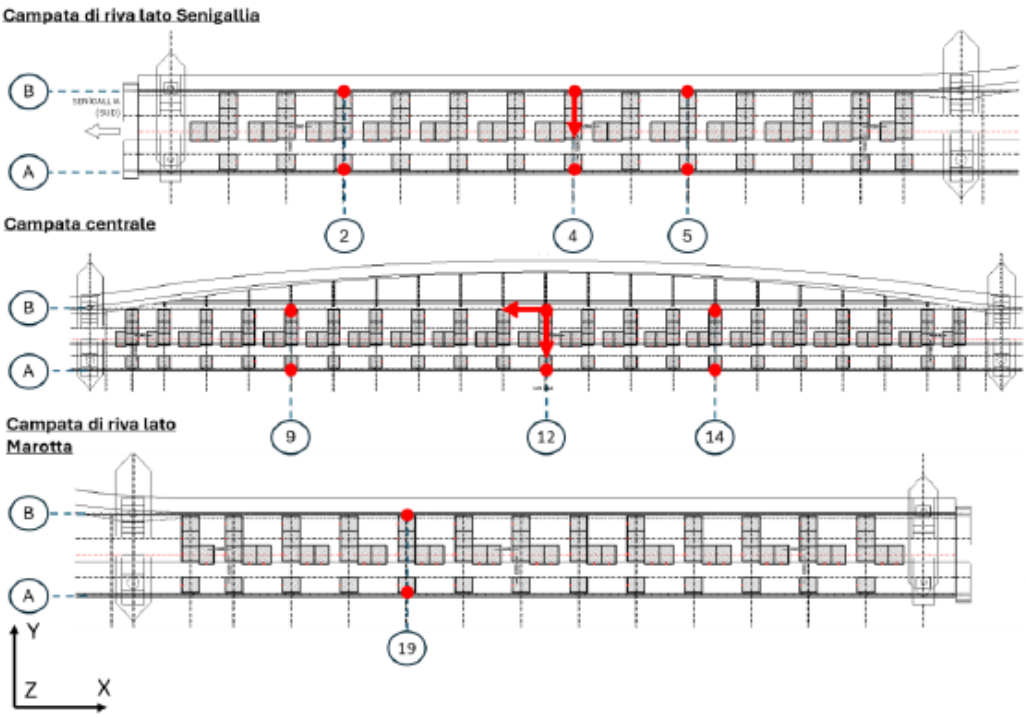



**Fig. 3.8** – Posizione dei sensori nella prova del 06/08

### 3.2.4 Acquisizione, processamento dei dati e risultati

Ogni singola configurazione di prova ha previsto finestre temporali di registrazione della durata di circa 20 minuti. Tale intervallo è ritenuto congruo per garantire una base statistica solida, permettendo all'azione stocastica del vento, del deflusso del fiume sottostante e dei micro-tremori ambientali, di eccitare adeguatamente la struttura in tutto il suo spettro di frequenze naturali.

I dati grezzi sono stati acquisiti con una frequenza di campionamento $f_s$ elevata, pari a $1024\ Hz$, opportunamente calibrata in maniera tale da rispettare il teorema di Nyquist-Shannon per l'intero range di frequenze di interesse ingegneristico. Successivamente, nella fase di pre-processamento preliminare all'Analisi Modale Operativa, i segnali storici sono stati sottoposti a filtraggio digitale (passa-banda e passa-basso) e ricampionati a $102{,}4\ Hz$. Questa riduzione dei dati ha permesso di alleggerire notevolmente l'onere computazionale, limitando il campo di indagine alle sole frequenze di reale interesse strutturale e garantendo la totale assenza di rumore ad alta frequenza o fenomeni di *aliasing*.

L'estrazione dei parametri modali è stata condotta nel dominio del tempo avvalendosi dell'algoritmo avanzato SSI-PC (*Subspace Stochastic Identification – Principal Component*). Per ricomporre l'intera dinamica globale della passerella partendo dai 6 setup indipendenti, è stata applicata la tecnica PoSER (*Post Separate Estimation Re-scaling*). Questo approccio matematico sfrutta le informazioni dei sensori di riferimento della sezione 11 (mantenuta fissa) per scalare e unire le porzioni di forme modali stimate separatamente, restituendo vettori modali globali, continui e coerenti per tutta la lunghezza del ponte. Non è stato necessario ricorrere alla tecnica PoSER per la prova del 06/08, in quanto è stata utilizzata un'unica configurazione di misura.

Con riferimento alle 6 prove eseguite in data 20 maggio, che costituiscono il risultato principale della caratterizzazione dinamica accurata, si elencano i parametri di output ottenuti in seguito ad ogni singola prova:

- la densità spettrale di potenza delle singole storie accelerometriche (PSD, rappresenta la distribuzione dell'energia del segnale nel dominio delle frequenze e consente di individuare le frequenze proprie) e il primo valore singolare SVD della

matrice di cross-correlazione (quantifica il grado di somiglianza tra segnali registrati in differenti punti della struttura);

- il diagramma di stabilizzazione (metodo SSI-PC), dove si individuano con cerchio pieno di colore nero i modi che durante le diverse identificazioni risultano stabili in termini di frequenza e forma modale. Per determinare se un modo sia stabile o meno, viene utilizzato come criterio una misura di distanza tra due soluzioni successive espresse dalla formula:

$$D_{i,j} = \left|\frac{f_i - f_j}{f_j}\right| + \left(1 - MAC_{i,j}\right) \leq 1\%$$

dove $f$ rappresenta il valore della frequenza, mentre $MAC$ è l'indice che esprime quanto due forme modali siano simili tra loro ($MAC = 1$, forme identiche, $MAC = 0$, forme completamente diverse);

- il diagramma frequenze-smorzamenti, in cui i punti allineati indicano le frequenze reali della passerella e vengono distinti dal rumore numerico e dai poli instabili rappresentati dai pallini gialli;

- una tabella con elencati, per ciascun modo identificato:
  - frequenza di risonanza $f$ $[Hz]$;
  - smorzamento viscoso equivalente $\xi$ [%];
  - spostamento modale ottenuto dai singoli sensori, normalizzato rispetto al valore massimo;
  - MCF (*Modal Complexity Factor*), un indicatore che quantifica il grado di complessità delle forme modali e varia tra 0% (modo reale) e 100% (modo complesso o presenza di non linearità o rumore nei dati sperimentali).

Per non appesantire eccessivamente la trattazione, si riportano di seguito i risultati della sola prova P1 (in Tab. 3.4 e Fig. 3.9 - 3.10), eseguita in data 20/05; poi si allegano e discutono direttamente i risultati finali.

| Prova P1 | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Modo | *f* [Hz] | ξ [%] | 1Az | 1Bz | 1By | 2Az | 2Bz | 2By | 3Az | 3Bz | 3By |
| 1 | 1.30 | 1.68 | -0.440 | -0.510 | 0.005 | -0.006 | 0.206 | 0.187 | -0.020 | 0.621 | 0.550 |
| 2 | 1.38 | 0.33 | 1.000 | 0.074 | -0.416 | 0.008 | 0.004 | -0.002 | 0.012 | 0.010 | -0.006 |
| 3 | 1.63 | 0.29 | -0.312 | -0.315 | -0.038 | -0.006 | -0.254 | -0.224 | 0.024 | -0.734 | -0.625 |
| 4 | 1.95 | 0.28 | -0.645 | -0.632 | 0.053 | -0.007 | -0.287 | -0.246 | 0.021 | -0.796 | -0.661 |
| 5 | 2.30 | 0.21 | -1.000 | -0.657 | -0.365 | -0.009 | 0.057 | 0.046 | 0.023 | 0.149 | 0.116 |
| 6 | 2.90 | 0.21 | 1.000 | 0.234 | -0.330 | -0.082 | -0.066 | -0.093 | 0.027 | -0.148 | -0.217 |
| 7 | 3.16 | 0.33 | -0.306 | -0.676 | 1.000 | -0.076 | 0.151 | 0.121 | -0.073 | 0.367 | 0.285 |
| 8 | 4.06 | 0.13 | 1.000 | 0.074 | -0.689 | -0.024 | 0.093 | 0.066 | 0.035 | 0.241 | 0.156 |
| 9 | 4.34 | 0.48 | -0.797 | -0.790 | -0.029 | 0.202 | 0.455 | 0.367 | -0.013 | 1.000 | 0.779 |
| 10 | 4.94 | 0.19 | -0.235 | -0.454 | 0.401 | 0.018 | -0.457 | -0.442 | -0.178 | -1.000 | -0.964 |
| Modo | f [Hz] | ξ [%] | 4Az | 4Bz | 4By | 11Az | 11Bz | 11By | 11Bx | MCF [%] | |
| 1 | 1.30 | 1.68 | -0.046 | 0.870 | 0.896 | -0.061 | 0.840 | 1.000 | -0.080 | 0.04 | |
| 2 | 1.38 | 0.33 | 0.030 | 0.017 | -0.012 | 0.043 | 0.024 | -0.015 | 0.047 | 0.70 | |
| 3 | 1.63 | 0.29 | 0.055 | -0.973 | -0.977 | 0.068 | -0.866 | -1.000 | 0.087 | 0.08 | |
| 4 | 1.95 | 0.28 | 0.044 | -1.000 | -0.972 | 0.048 | -0.812 | -0.899 | 0.059 | 0.01 | |
| 5 | 2.30 | 0.21 | 0.060 | 0.177 | 0.164 | 0.093 | 0.133 | 0.131 | 0.108 | 0.18 | |
| 6 | 2.90 | 0.21 | 0.060 | -0.093 | -0.265 | 0.070 | 0.093 | -0.133 | 0.057 | 24.26 | |
| 7 | 3.16 | 0.33 | -0.172 | 0.358 | 0.324 | -0.236 | 0.149 | 0.148 | -0.262 | 0.15 | |
| 8 | 4.06 | 0.13 | 0.088 | 0.230 | 0.166 | 0.128 | 0.085 | 0.028 | 0.150 | 0.10 | |
| 9 | 4.34 | 0.48 | -0.011 | 0.690 | 0.639 | 0.030 | -0.122 | -0.112 | 0.064 | 0.14 | |
| 10 | 4.94 | 0.19 | -0.430 | -0.495 | -0.815 | -0.642 | 0.523 | 0.090 | -0.764 | 8.10 | |

**Tab. 3.4** – Parametri modali identificati dalla prova P1

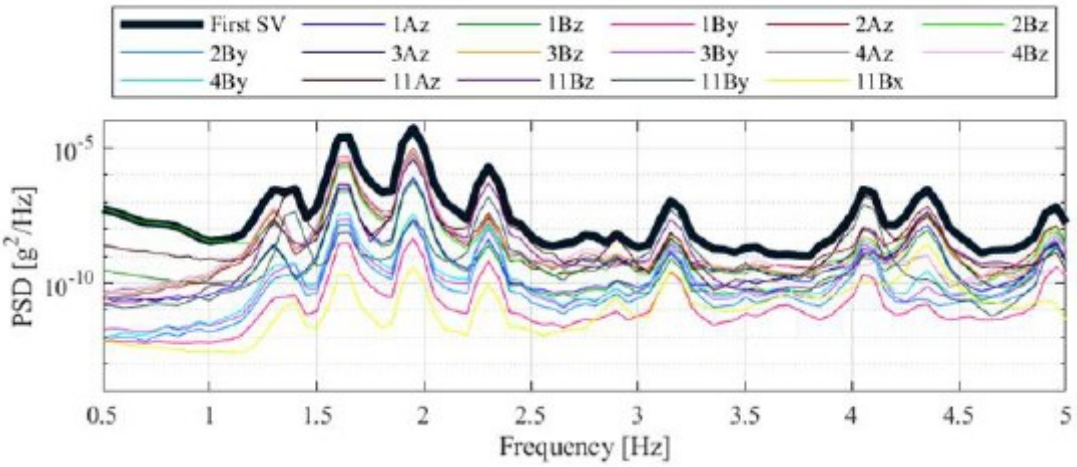



**Fig. 3.9** – Diagramma PSD e primo valore singolare della prova P1

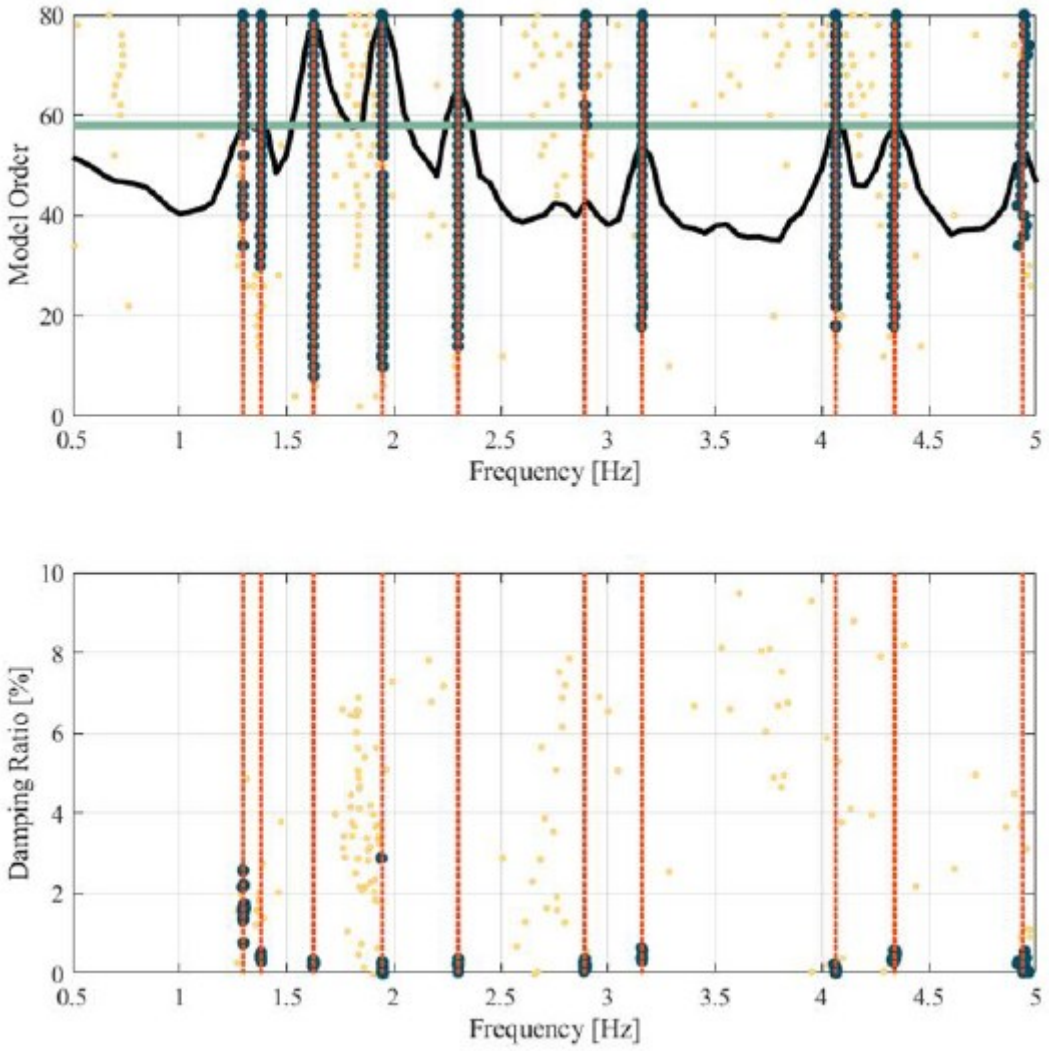



**Fig. 3.10** – Diagramma di stabilizzazione e frequenza-smorzamento della prova P1

Unendo gli output delle singole prove e applicando la tecnica PoSER, è stato possibile ottenere la caratterizzazione dinamica accurata e completa dell'opera. I risultati delle analisi di identificazione modale hanno evidenziato una risposta strutturale complessa, portando all'identificazione chiara e affidabile di 10 modi di vibrare globali concentrati in un intervallo di frequenze molto ristretto, compreso tra $1\ Hz$ e $5\ Hz$. In particolare:

- frequenze e forme modali: tra i primi modi estratti è stato possibile distinguere nettamente il primo modo flessionale, il primo modo torsionale e il secondo modo flessionale, validando appieno il modello numerico utilizzato. Le forme modali ottenute e le frequenze proprie dei modi identificati vengono riportate nella Fig. 3.11. Nella Fig. 3.12 si riporta il confronto tra i risultati sperimentali e il modello numerico,

in termini di valori delle frequenze e di MAC (stessi risultati presentati nel paragrafo 2.2.3, relativo alla calibrazione del modello numerico).

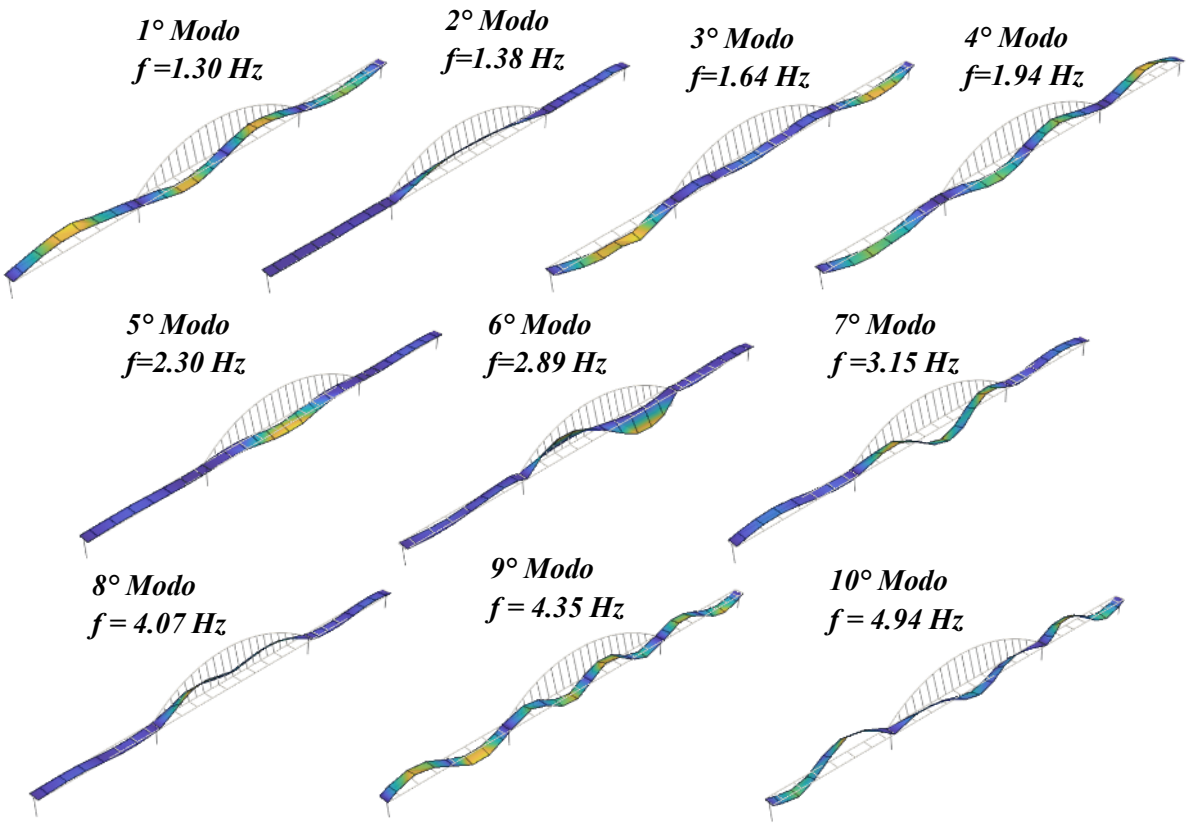



**Fig. 3.11** – Forme modali e frequenze proprie ottenute dalla caratterizzazione dinamica

| Frequenze Sperimentali | Frequenze Numeriche | Δf |
|---|---|---|
| [Hz] | [Hz] | [%] |
| 1.30 | 1.24 | -5.27 |
| 1.38 | 1.38 | -0.24 |
| 1.64 | 1.63 | -1.06 |
| 1.94 | 1.94 | -0.19 |
| 2.30 | 2.39 | 4.13 |
| 2.89 | 2.89 | -0.22 |
| 3.15 | 3.00 | -4.99 |
| 4.07 | 4.07 | -0.05 |
| 4.35 | 4.36 | 0.36 |
| 4.94 | 4.94 | -0.16 |

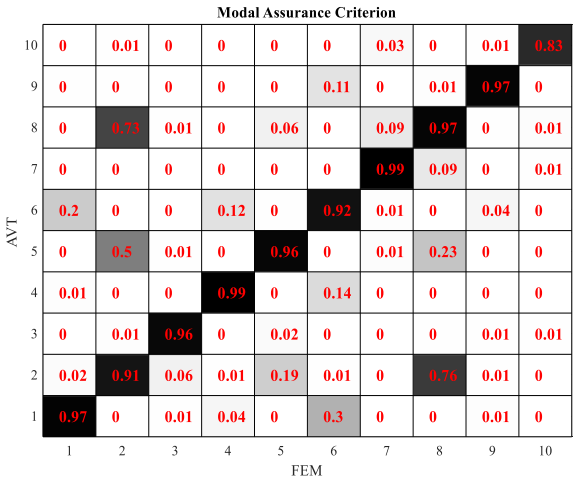



**Fig. 3.12** – Confronto tra i risultati sperimentali e il modello numerico

– smorzamento: le stime dei rapporti di smorzamento viscoso equivalente hanno confermato l'ipotesi di vulnerabilità dinamica menzionata in precedenza: i valori misurati si sono rivelati estremamente bassi, risultando in ogni caso inferiori all'1,8%, come mostrato in Fig. 3.13.

| Modo | $f$ [Hz] | $\sigma_f$ [Hz] | $\xi$ [%] | $\sigma_\xi$ [%] |
|---|---|---|---|---|
| **1** | **1.30** | 0.014 | **1.83** | 1.533 |
| **2** | **1.38** | 0.000 | **0.29** | 0.082 |
| **3** | **1.64** | 0.030 | **1.28** | 0.791 |
| **4** | **1.94** | 0.006 | **0.13** | 0.077 |
| **5** | **2.30** | 0.005 | **0.23** | 0.051 |
| **6** | **2.89** | 0.002 | **0.33** | 0.220 |
| **7** | **3.15** | 0.006 | **0.32** | 0.095 |
| **8** | **4.07** | 0.006 | **0.24** | 0.145 |
| **9** | **4.35** | 0.008 | **0.38** | 0.137 |
| **10** | **4.94** | 0.005 | **0.34** | 0.181 |

**Fig. 3.13** – Sintesi delle frequenze e degli smorzamenti dei modi

– affidabilità dei risultati: l'indipendenza lineare e la bontà dei modi identificati sono state confermate attraverso l'analisi della matrice AutoMAC (Fig. 3.14). I valori fuori diagonale prossimi allo zero hanno attestato la perfetta ortogonalità delle forme modali sperimentali, scongiurando la presenza di accoppiamenti fittizi legati al rumore di misura o ad un'imperfetta ricomposizione dei setup.

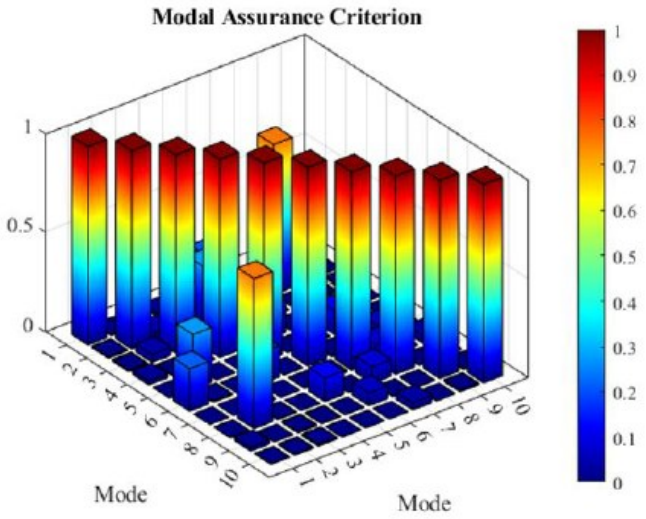



**Fig. 3.14** – Matrice degli AutoMAC

La prova di caratterizzazione dinamica eseguita in data 6 agosto, utilizzando una diversa configurazione dei sensori ma analoghe procedure per l'acquisizione dei dati, ha fornito di fatto i medesimi risultati. Tra le due giornate di prova, la passerella non ha subito modifiche, a parte la pavimentazione leggera (strato antiusura) aggiunta all'estradosso dell'impalcato. Si specifica inoltre che le condizioni ambientali ed in particolare le temperature che hanno caratterizzato le due giornate di prova sono state molto simili. I risultati del confronto tra le due giornate vengono riassunti nella Tab. 3.5.

| Confronto 20/05/2025 - 06/08/2025 | | | |
|---|---|---|---|
| f [Hz] | | Δf [%] | MAC |
| 20/05/2025 | 06/08/2025 | | |
| 1.30 | 1.29 | -0.01 | 0.99 |
| 1.38 | 1.38 | 0.00 | 1.00 |
| 1.64 | 1.62 | -0.02 | 0.93 |
| 1.94 | 1.94 | 0.00 | 0.99 |
| 2.30 | 2.29 | -0.01 | 0.99 |
| 2.89 | 2.90 | 0.00 | 0.97 |
| 3.15 | 3.14 | -0.01 | 0.99 |
| 4.07 | 4.01 | -0.01 | 1.00 |
| 4.35 | 4.31 | -0.01 | 0.99 |
| 4.94 | 4.92 | -0.01 | 0.98 |

**Tab. 3.5** – Confronto tra i risultati delle identificazioni dinamiche del 20/05 e del 06/08

## 3.3 COLLAUDO DINAMICO

Come anticipato in precedenza, le moderne passerelle pedonali in acciaio, in virtù dell'elevata snellezza, delle masse contenute e dei bassi di valori di smorzamento, sono intrinsecamente vulnerabili nei confronti delle azioni dinamiche, motivo per cui la sola verifica statica non è ritenuta sufficiente per garantire la completa validazione dell'opera. La caratterizzazione sperimentale del comportamento dinamico di un ponte pedonale, ai fini del collaudo, può essere eseguita su due livelli:

i. il primo livello prevede l'identificazione dei parametri modali della struttura;
ii. il secondo livello prevede la misura della risposta dinamica del ponte a vibrazione indotta dal passaggio dei pedoni, al fine di valutarne il comfort.

Le prove eseguite contestualmente al primo livello sono oggetto dell'attuale paragrafo, mentre le prove eseguite per il secondo livello saranno trattate nel paragrafo 3.4 del presente lavoro di tesi.

Il collaudo dinamico dell'opera ha previsto l'esecuzione di 6 prove di vibrazione ambientale (AVT), analoghe a quelle impiegate per la caratterizzazione dinamica accurata (descritta nel paragrafo 3.2), condotte però simultaneamente all'esecuzione della prova di carico statica con le cisterne d'acqua (quindi nelle date 21/05 e 26/05). Di conseguenza, la risposta dinamica del ponte è stata misurata in tre diversi step di prova:

- cisterne vuote (P1 – prova su campata centrale, P4 – prova su campata lato Senigallia);
- prova a pieno carico (P2 – prova su campata centrale, P5 – prova su campata lato Senigallia);
- prova successiva allo scarico delle cisterne (P3 – prova su campata centrale, P6 – prova su campata lato Senigallia).

### 3.3.1 Configurazioni di prova ed elaborazione dei dati

Tenuto conto delle caratteristiche strutturali del ponte e dei risultati ottenuti dalla caratterizzazione dinamica completa eseguita in precedenza (in data 20/05), è stata adottata la configurazione di misura più idonea, compatibilmente con la strumentazione e le tempistiche disponibili, per indagare nel migliore dei modi possibili il comportamento dinamico della struttura e coglierne la variabilità spaziale.

Nel dettaglio sono state definite 6 sezioni di misura, come mostrato in Fig. 3.15, di cui 2 con 3 accelerometri ciascuna (2 verticali e 1 trasversale), 1 con 4 accelerometri (2 verticali, 1 trasversale e 1 longitudinale) e 3 con 2 accelerometri (entrambi verticali), al fine di cogliere la dinamica flessionale, longitudinale, trasversale e torsionale dell'intero impalcato del ponte. Non sono state attuate variazioni di setup tra le diverse prove, mantenendo quindi un totale di 16 punti di misura attivi.

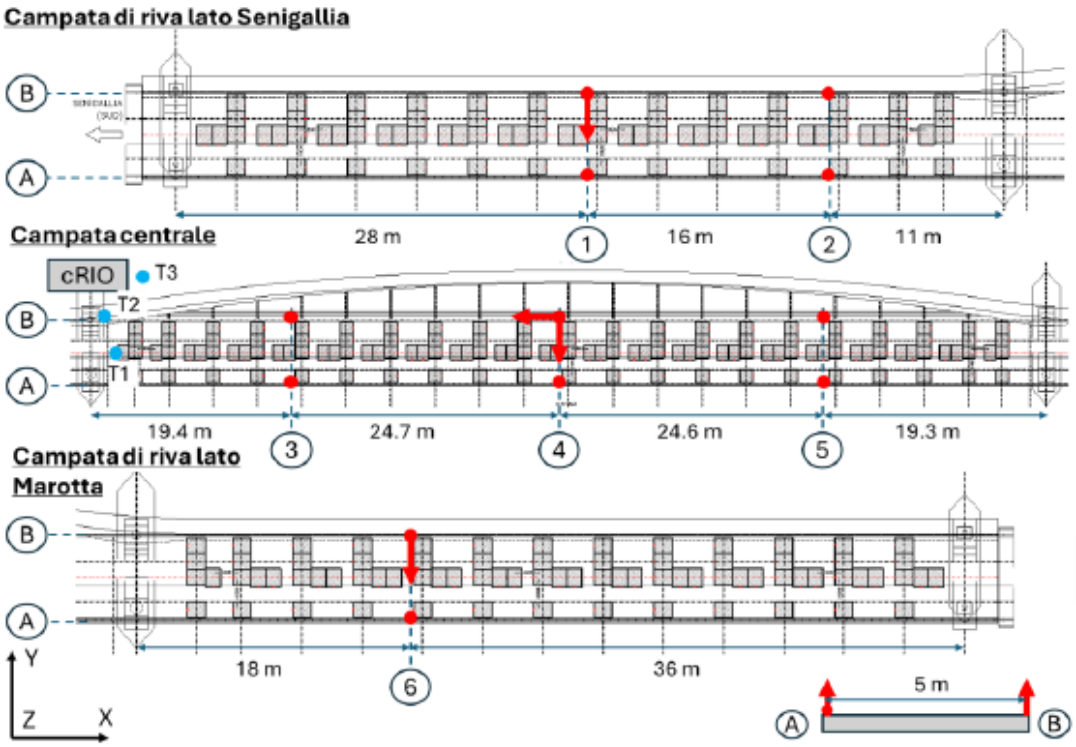



**Fig. 3.15** – Posizione dei sensori nei collaudi dinamici del 21/05 e del 26/05

Analogamente alla caratterizzazione dinamica precedente è stata usata una frequenza di campionamento $f_s$ pari a $1024\ Hz$ e ogni prova ha avuto una durata di 20 minuti. I segnali acquisiti sono stati filtrati e ricampionati a $102{,}4\ Hz$ e l'identificazione modale è avvenuta tramite la tecnica SSI-PC.

### 3.3.2 Risultati ottenuti

L'identificazione dinamica realizzata sulle misurazioni effettuate sul ponte durante le diverse fasi del collaudo statico ha permesso di identificare un numero elevato di modi vibrare che caratterizzano la dinamica globale del ponte. I primi 10 modi identificati con la caratterizzazione dinamica completa e accurata sono stati sempre identificati con chiarezza per tutte le 6 prove considerate (P1 – P6). Nella Tab. 3.6 sono riportate le frequenze proprie di vibrazione dei primi 10 modi per ogni prova effettuata. Nelle Tab. 3.7 e Fig. 3.16 - 3.17 si riportano invece le differenze percentuali in frequenza e i valori di MAC calcolati tra le varie prove. Nel dettaglio si può osservare che nelle prove a pieno carico si ha una riduzione delle frequenze proprie e del MAC, entrambi calcolati rispetto alla configurazione iniziale di ponte scarico (P1 per la prima giornata di carico e P4 per

la seconda giornata di carico). Questo risultato è dovuto alla massa aggiunta sopra all'impalcato. A valle dello scarico, sia le frequenze che le deformate modali ritornano ad essere circa uguali a quelle identificate nella condizione iniziale di ponte scarico.

Dall'analisi dei risultati si deduce che la dinamica del ponte è rimasta sostanzialmente inalterata, ovvero che le operazioni di carico e scarico non hanno modificato irreversibilmente il comportamento dinamico della struttura rispetto alla sua configurazione iniziale.

| Modo | *Freq.* P1 [Hz] | *Freq.* P2 [Hz] | *Freq.* P3 [Hz] | *Freq.* P4 [Hz] | *Freq.* P5 [Hz] | *Freq.* P6 [Hz] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.30 | 1.14 | 1.29 | 1.29 | 1.05 | 1.30 |
| 2 | 1.38 | 1.31 | 1.37 | 1.39 | 1.40 | 1.39 |
| 3 | 1.63 | 1.58 | 1.62 | 1.61 | 1.47 | 1.60 |
| 4 | 1.94 | 1.79 | 1.93 | 1.94 | 1.89 | 1.93 |
| 5 | 2.27 | 1.82 | 2.25 | 2.31 | 2.29 | 2.29 |
| 6 | 2.89 | 2.85 | 2.90 | 2.91 | 2.92 | 2.90 |
| 7 | 3.12 | 2.56 | 3.11 | 3.15 | 3.04 | 3.16 |
| 8 | 4.01 | 3.09 | 3.97 | 4.07 | 4.12 | 4.07 |
| 9 | 4.30 | 3.67 | 4.32 | 4.31 | 4.52 | 4.32 |
| 10 | 4.95 | 4.87 | 4.93 | 4.93 | 4.88 | 4.90 |

**Tab. 3.6** – Frequenze proprie dei primi 10 modi identificate per ogni prova

| *Δf* P1_P2 [%] | *MAC* P1_P2 | *Δf* P1_P3 [%] | *MAC* P1_P3 | *Δf* P1_P4 [%] | *MAC* P1_P4 | *Δf* P4_P5 [%] | *MAC* P4_P5 | *Δf* P4_P6 [%] | *MAC* P4_P6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -12.0 | 0.97 | -0.4 | 0.99 | -0.6 | 1.00 | -18.4 | 0.84 | 1.2 | 0.97 |
| -4.8 | 0.99 | -0.4 | 1.00 | 0.4 | 0.98 | 0.7 | 0.89 | 0.0 | 0.98 |
| -3.1 | 0.95 | -0.9 | 1.00 | -1.5 | 0.99 | -8.4 | 0.56 | -0.4 | 1.00 |
| -7.3 | 0.52 | 0.0 | 0.99 | 0.3 | 1.00 | -2.8 | 0.79 | -0.8 | 1.00 |
| -19.9 | 0.53 | -0.7 | 1.00 | 1.7 | 0.99 | -0.5 | 1.00 | -0.5 | 1.00 |
| -1.1 | 0.92 | 0.4 | 0.90 | 0.8 | 0.93 | 0.3 | 0.89 | -0.1 | 0.90 |
| -17.8 | 0.98 | -0.2 | 1.00 | 1.2 | 1.00 | -3.5 | 0.89 | 0.1 | 1.00 |
| -23.0 | 0.92 | -0.9 | 1.00 | 1.6 | 1.00 | 1.2 | 0.91 | -0.2 | 1.00 |
| -14.7 | 0.61 | 0.4 | 1.00 | 0.2 | 0.97 | 4.9 | 0.17 | 0.1 | 0.97 |
| -1.7 | 0.68 | -0.5 | 1.00 | -0.6 | 0.96 | -1.0 | 0.26 | -0.6 | 0.98 |

**Tab. 3.7** – Differenze percentuali in frequenza e valori di MAC calcolati tra le varie prove

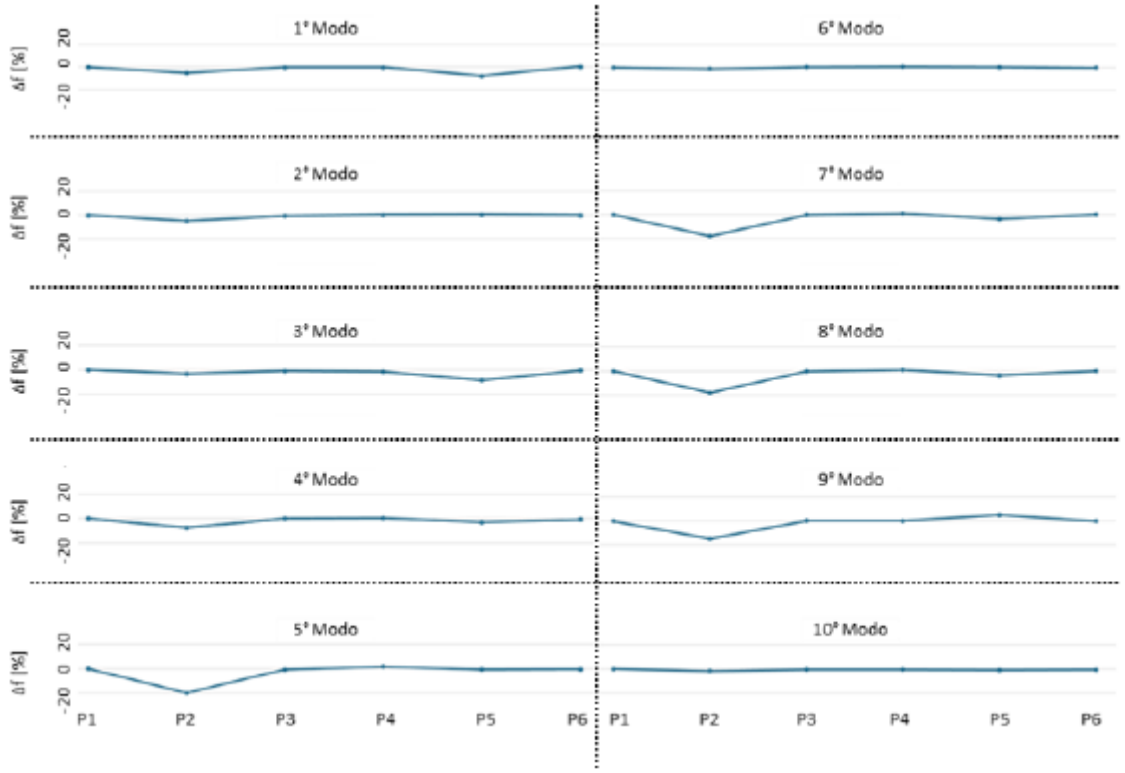



**Fig. 3.16** – Variazione delle frequenze proprie durante le prove per ogni modo

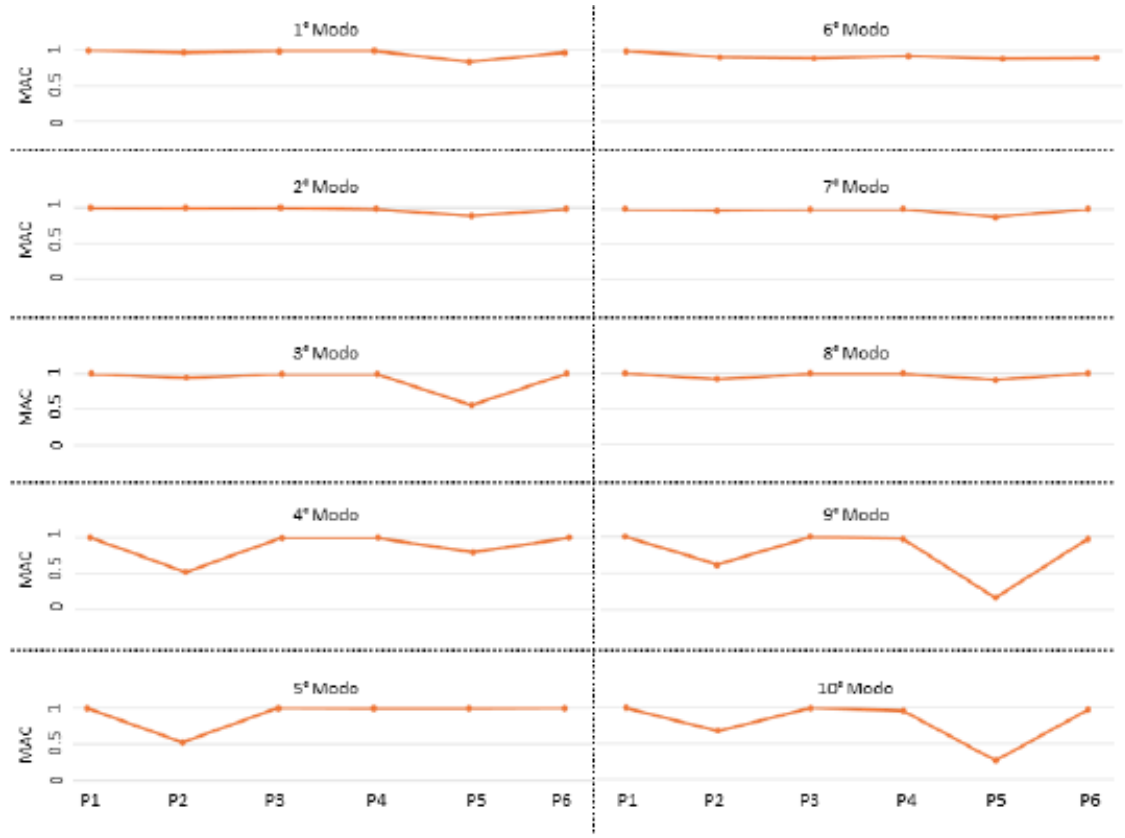



**Fig. 3.17** – Variazione del MAC durante le prove per ogni modo

## 3.4 PROVE DI VIBRAZIONE INDOTTA DAI PEDONI (HIVTS)

Le prove dinamiche per la valutazione del comfort vibrazionale (*Human-Induced Vibration Tests*, HIVTs) costituiscono il secondo livello della caratterizzazione sperimentale e rappresentano una fase essenziale per testare il comportamento di una passerella pedonale nelle reali condizioni di esercizio. Di seguito viene presentata la trattazione dettagliata dell'indagine condotta sulla passerella sul Cesano.

### 3.4.1 Quadro normativo di riferimento: il report EUR 23984 EN

Nella prassi tecnica europea, la verifica sperimentale degli Stati Limite di Esercizio (SLE) nei confronti delle vibrazioni delle passerelle pedonali viene condotta con riferimento al report tecnico EUR 23984 EN, sviluppato dal JRC sulla base dei risultati dei progetti di ricerca HIVOSS e SYNPEX. Il documento costituisce il principale riferimento normativo e metodologico per la progettazione e l'esecuzione di prove in situ con pedoni, nell'ambito del collaudo dinamico delle passerelle pedonali. Il flusso di lavoro proposto dal report tecnico è schematizzato nella Fig. 3.18, di seguito riportata.

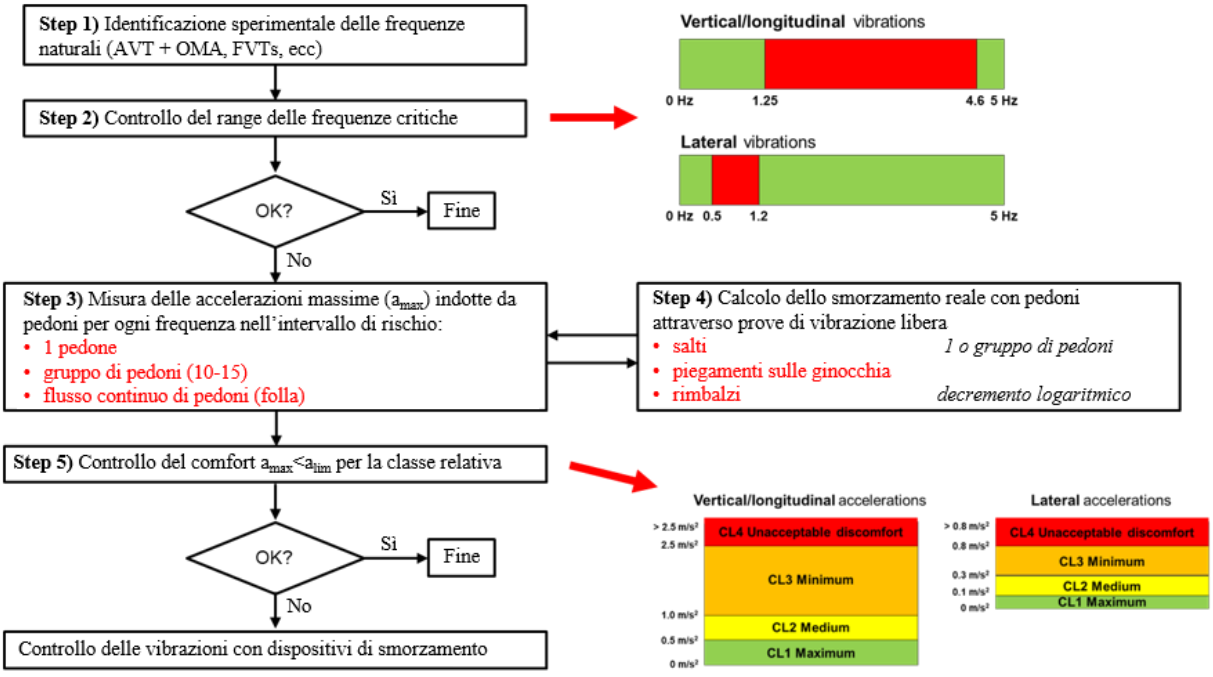



**Fig. 3.18** – Diagramma di flusso per la verifica sperimentale del comfort delle passerelle secondo EUR 23984 EN

La procedura operativa, delineata nel capitolo 5 del documento EUR 23984 EN, prevede l'identificazione preliminare dei parametri modali e l'esecuzione di test dinamici controllati con pedoni che camminano o corrono o saltano alle frequenze di risonanza della struttura. La misurazione della risposta accelerometrica consente poi di calibrare lo smorzamento effettivo e verificare il rispetto dei limiti di comfort, al fine di valutare un possibile intervento con inserimento di dispositivi di smorzamento.

### 3.4.2 Esecuzione delle prove

In conformità alle prescrizioni del documento EUR 23984 EN (HiVoSS), quando le frequenze proprie dell'opera ricadono nei range critici dell'eccitazione pedonale, è necessario condurre test dinamici con pedoni. Per la passerella sul Cesano, i primi 9 modi di vibrare ricadevano nell'intervallo di frequenza critico associato ai modi verticali.
Pertanto, la stesura del programma di prove ha previsto i seguenti step:

- Pianificazione delle frequenze target: sebbene la fascia di criticità prevista dal report si estenda fino a $4{,}6\ Hz$, la campagna sperimentale è stata condotta fino al 6° modo di vibrare ($2{,}89\ Hz$). L'eccitazione di frequenze superiori ai $3\ Hz$ mediante passaggio di pedoni si è dimostrata irrealizzabile, sia per la difficoltà fisiologica di mantenere il ritmo di passo richiesto, sia per l'eccessivo sforzo fisico. Il 2° modo ($1{,}38\ Hz$) è stato escluso dalle prove di camminata poiché legato prevalentemente alla cinematica dell'arco e quindi difficilmente attivabile da un passo naturale.
- Tipologia di sollecitazione e numerosità dei gruppi: i test sono stati suddivisi in prove di camminata per i modi a frequenza più bassa e prove di corsa per le frequenze più elevate. La campagna di prove, dato l'elevato numero di test, è stata condotta in due date distinte (30 maggio e 6 agosto 2025). Oltre ai benchmark standard normativi (pedone singolo e gruppo da 15 persone), sono state inserite configurazioni intermedie a 3, 6, 8, 9 e 10 persone, per analizzare nel dettaglio la progressione della risposta al variare della massa eccitante rispetto alla massa strutturale (*load ratio*).
- Configurazione dei sensori: durante i test con pedoni, le accelerazioni sono state acquisite da una rete ridotta ma strategica di accelerometri disposti su 7 sezioni dell'impalcato, con mediamente 2 sensori per sezione (lato monte e lato valle). La configurazione viene riportata nella Fig. 3.19.



**Fig. 3.19** – Configurazione dei sensori durante le prove con pedoni

– Prove di salto per la stima dello smorzamento (*jumping test*): data l'impossibilità di eccitare a sufficienza il Modo 2, a causa della forma modale torsionale dell'arco, le prove di camminata sono state sostituite con prove stazionarie in cui gruppi di pedoni hanno eseguito salti, piegamenti sulle ginocchia e rimbalzi in corrispondenza delle porzioni di massimo spostamento modale. Tale configurazione fissa ha consentito di fornire un'eccitazione adeguata ad estrarre i parametri dello smorzamento relativi al 2° modo. Lo stesso test è stato poi condotto anche per i modi 1, 3, 4, 5 e 6.

Nelle Tab. 3.8 e 3.9 vengono elencate rispettivamente tutte le prove di camminata/corsa (TA) e di salto/piegamento (TD), condotte nelle due giornate di test.

| Test | Freq [Hz] | Attività | N. persone | Load ratio [%] | Durata [s] | Velocità [m/s] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TA 1 | 1,30 Modo 1 | Camminata sincronizzata da una parte all'altra | 1 | 0,01 | 280 | 0,70 |
| TA 2 | | | 3 | 0,04 | | |
| TA 3 | | | | | | |
| TA 4 | | | 6 | 0,08 | | |
| TA 5 | | | | | | |
| TA 6 | | | | | | |
| TA 7 | | | 9 | 0,12 | | |
| TA 8 | | | | | | |
| TA 9 | | | 15 | 0,19 | | |
| TA 10 | | | | | | |
| TA 11 | 1,64 Modo 3 | Camminata sincronizzata da una parte all'altra | 1 | 0,01 | 250 | 0,78 |
| TA 12 | | | | | | |
| TA 13 | | | 3 | 0,04 | | |
| TA 14 | | | | | | |
| TA 15 | | | 6 | 0,08 | | |
| TA 16 | | | | | | |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TA 17 | | | | | | |
| TA 18 | | | 9 | 0,12 | | |
| TA 19 | | | | | | |
| TA 20 | | | 15 | 0,19 | | |
| TA 21 | | | | | | |
| TA 22 | | | 1 | 0,01 | | |
| TA 23 | | | | | | |
| TA 24 | | | 3 | 0,04 | | |
| TA 25 | | | | | | |
| TA 26 | 1,94 Modo 4 | Camminata sincronizzata da una parte all'altra | | | 180 | 1,08 |
| TA 27 | | | 6 | 0,08 | | |
| TA 28 | | | | | | |
| TA 29 | | | 9 | 0,12 | | |
| TA 30 | | | | | | |
| TA 31 | | | 15 | 0,19 | | |
| TA 32 | | | 1 | 0,01 | | |
| TA 33 | | | | | | |
| TA 34 | | | 3 | 0,04 | | |
| TA 35 | | | | | | |
| TA 36 | 2,30 Modo 5 | Corsa sincronizzata da una parte all'altra | | | 120 | 1,63 |
| TA 37 | | | 6 | 0,08 | | |
| TA 38 | | | | | | |
| TA 39 | | | 9 | 0,12 | | |
| TA 40 | | | | | | |
| TA 41 | | | 15 | 0,19 | | |
| TA 42 | | | 1 | 0,01 | | |
| TA 43 | | | 3 | 0,04 | | |
| TA 44 | | | | | | |
| TA 45 | | | | | | |
| TA 46 | 2,89 Modo 6 | Corsa sincronizzata da una parte all'altra | 6 | 0,08 | 100 | 1,95 |
| TA 47 | | | | | | |
| TA 48 | | | 9 | 0,12 | | |
| TA 49 | | | | | | |
| TA 50 | | | 15 | 0,19 | | |

**Tab. 3.8** – Riepilogo delle prove di camminata/corsa svolte

| Test | Freq [Hz] | Attività | N. persone | Load ratio [%] |
|---|---|---|---|---|
| TD 1 | 1,30 Modo 1 | Salti sincronizzati nella mezzeria della campata laterale | 8 | 0,10 |
| TD 2 | | | 9 | 0,12 |
| TD 3 | | | 10 | 0,13 |
| TD 4 | 1,38 Modo 2 | Salti sincronizzati nella mezzeria della campata centrale (eccentrici, lato vale) | 8 | 0,10 |
| TD 5 | | | | |
| TD 6 | | | 9 | 0,12 |
| TD 7 | 1,64 Modo 3 | Salti sincronizzati nella mezzeria della campata centrale | | |
| TD 8 | | | 8 | 0,10 |
| TD 9 | | | | |
| TD 10 | | | 9 | 0,12 |
| TD 11 | | | 10 | 0,13 |
| TD 12 | 1,94 Modo 4 | Salti sincronizzati nella mezzeria della campata laterale | | |
| TD 13 | | | 8 | 0,10 |
| TD 14 | | | | |
| TD 15 | | | 9 | 0,12 |
| TD 16 | 2,30 Modo 5 | Salti sincronizzati nella mezzeria della campata centrale | | |
| TD 17 | | | 8 | 0,10 |
| TD 18 | | | | |
| TD 19 | | | 9 | 0,12 |
| TD 20 | 2,89 Modo 6 | Salti sincronizzati nel quarto della campata centrale | 8 | 0,10 |
| TD 21 | | | | |

**Tab. 3.9** – Riepilogo delle prove di salto/piegamento svolte

### 3.4.3 Risultati ottenuti

L'elaborazione dei dati si è focalizzata sulle configurazioni a 3, 6 e 9 pedoni, ritenute le più stabili e indicative per la caratterizzazione dell'opera.

– Distribuzione spaziale delle accelerazioni: in linea con la teoria modale e le indicazioni HiVoSS, i picchi di accelerazione massima sono stati misurati in corrispondenza dei ventri modali (antinodi) della deformata, mentre i valori minimi si sono registrati nei nodi. Nella Fig. 3.20 si riporta, a titolo di esempio, il Modo 5.

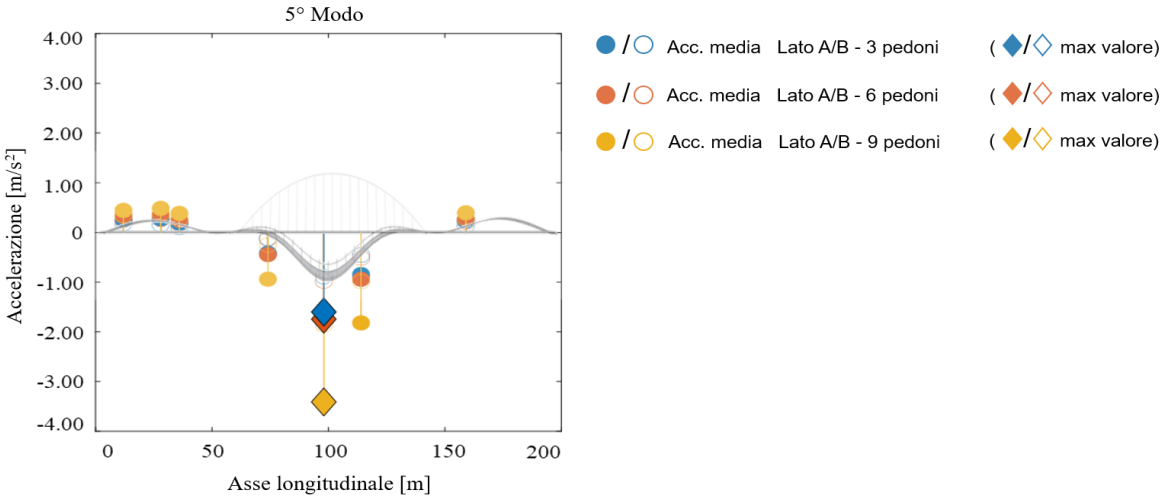



**Fig. 3.20** – Localizzazione delle accelerazioni di picco per il Modo 5

– Accoppiamento con la seconda armonica: per il 6° modo di vibrare si è registrata un'anomalia apparente, con un picco di accelerazione in una sezione prossima a un nodo modale. L'analisi spettrale ha chiarito che il passaggio dei pedoni a quella frequenza attivava, tramite la seconda armonica dell'azione di camminata, un modo di ordine superiore a frequenza doppia (5,71 $Hz$). Ciò viene mostrato nella Fig. 3.21.

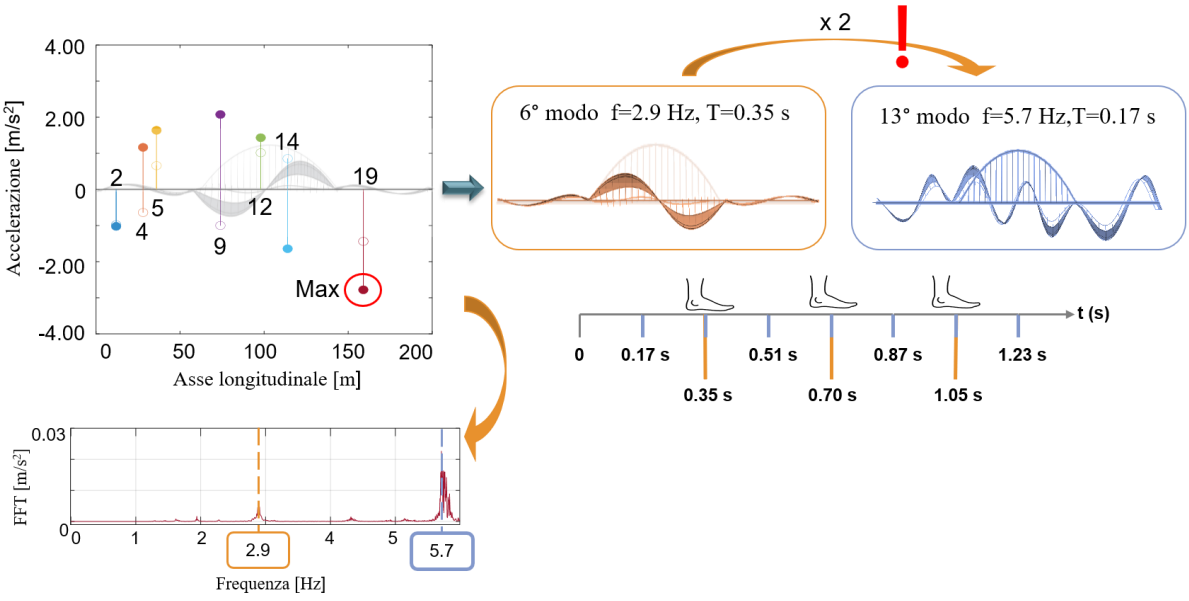



**Fig. 3.21** – Eccitazione della seconda armonica per il modo 6

– Risposta accelerometrica e smorzamento: le accelerazioni assolute più elevate si sono verificate durante l'eccitazione del 5° modo (2,30 $Hz$), con valori raggiunti quasi pari a 4 $m/s^2$. Confrontando le accelerazioni dei vari modi si osserva un trend ampiamente crescente dal 3° al 5° modo ed inoltre un aumento della risposta proporzionale all'ampiezza del gruppo di pedoni secondo una relazione non lineare (Fig. 3.22).

I valori di smorzamento modale calcolati mediante le prove di salto sono risultati compresi tra lo 0,5 % e l'1,7 % (con i valori sperimentali più alti concentrati nel 1° e nel 3° modo, Fig. 3.23). Questi valori si dimostrano essere maggiori rispetto al valore cautelativo di 0,4% raccomandato dalle norme Sétra.

Sia i test di camminata/corsa che i test di salto sono stati distribuiti in entrambe le giornate di prova (30/05 e 06/08), mostrando di fatto risultati molto simili. Questo riscontro, unito al controllo delle FFT (*Fast Fourier Transform*) del segnale delle storie accelerometriche (per verificare che siano state eccitate le frequenze volute, Fig. 3.24), ha accertato la corretta esecuzione della campagna sperimentale.

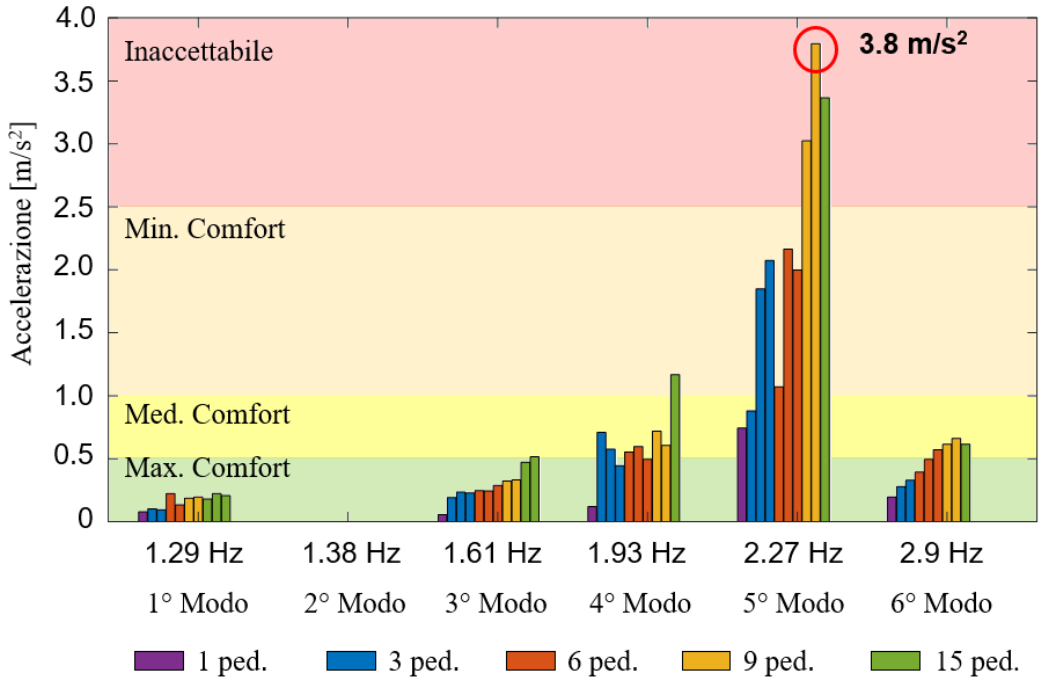



**Fig. 3.22** – Massime accelerazioni registrate per i vari modi con diverso numero di pedoni

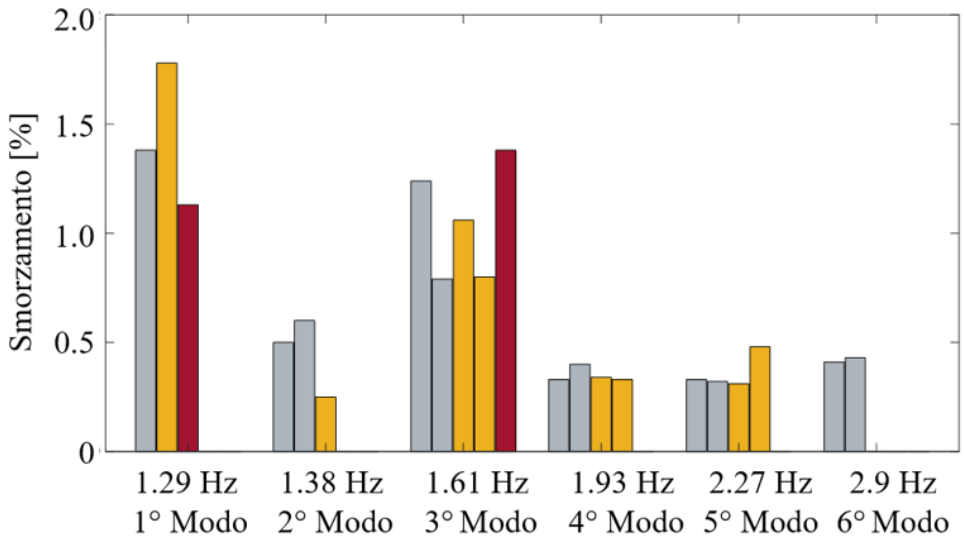



**Fig. 3.23** – Valori di smorzamento modale calcolati dai risultati delle prove di salto

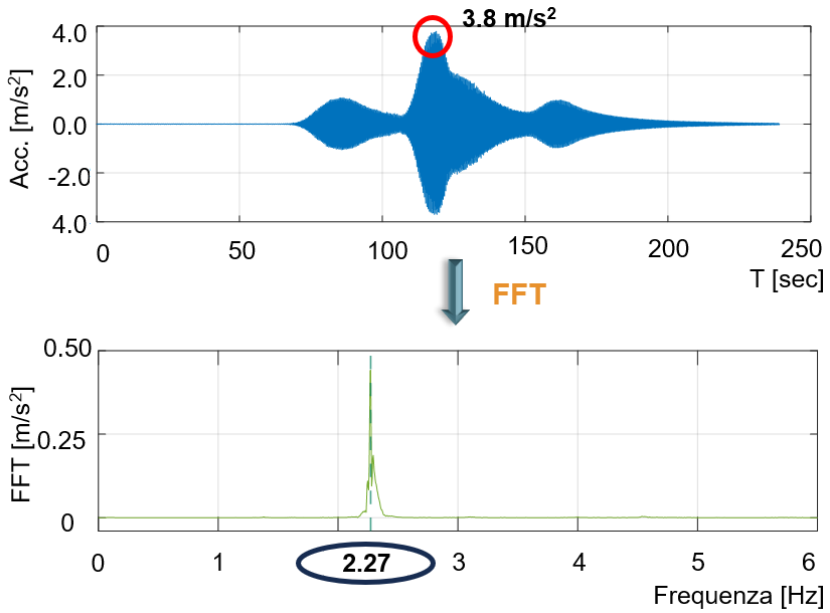


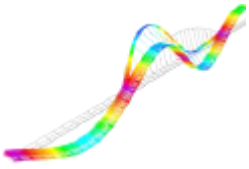
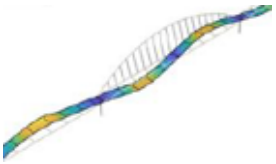

**Fig. 3.24** – Controllo condotto tramite il calcolo delle FFT del segnale delle storie accelerometriche

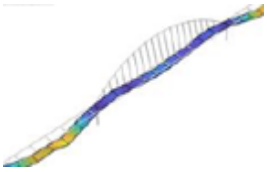
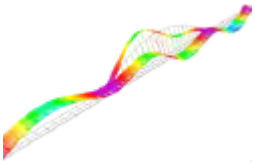
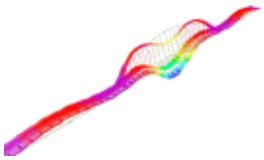
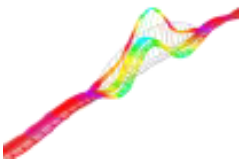
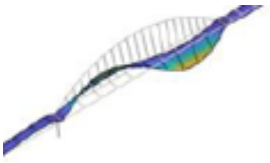
### 3.4.4 Confronto con il modello numerico e considerazioni

I dati raccolti in situ hanno consentito la verifica delle prestazioni di esercizio secondo le soglie previste dal report EUR 23984 EN. Dalla comparazione diretta con il modello di calcolo numerico emergono le seguenti considerazioni:

- Validazione del modello FEM: le prove sperimentali condotte secondo la metodologia HiVoSS si sono dimostrate uno strumento indispensabile per la calibrazione dei parametri dinamici (in particolare lo smorzamento reale) e per ridurre le incertezze intrinseche dei modelli preliminari;
- Raffronto prestazionale: la risposta dinamica della passerella pedonale non soddisfa i requisiti di comfort minimi definiti dalla norma in tutte le normali condizioni operative, a differenza di quanto visto nelle simulazioni numeriche. In corrispondenza del 5° modo si osserva infatti un valore di accelerazione di picco pari a 3,8 $m/s^2$, molto maggiore del massimo consentito dalla soglia di comfort minimo (2,5 $m/s^2$). Inoltre, tale valore è circa pari al doppio dell'accelerazione massima ottenuta numericamente, ossia 1,97 $m/s^2$, registrata però in corrispondenza del 4° modo.

Nella Tab. 3.10 seguente si riporta il confronto completo tra i risultati numerici e sperimentali in termini di frequenze, forme modali e accelerazioni registrate in presenza di pedoni (ottenute dalle simulazioni con i carichi delle Sétra per il caso numerico e dai test con persone reali secondo le indicazioni EUR 23984 per il caso sperimentale). Il confronto viene limitato ai primi 6 modi, in quanto non si hanno riscontri sperimentali per i modi superiori, evidenziando i valori ottenuti con le colorazioni relative alle diverse soglie di comfort (verde – massimo, arancione – medio, giallo – minimo, rosso – inaccettabile).

| Modo | Freq. Num. [Hz] | Freq. Sper. [Hz] | Forma modale Num. | Forma modale Sper. | Acc. Num. [m/s²] | Acc. Sper. [m/s²] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,24 | 1,30 |  |  | 0,37 | 0,20 |
| 2 | 1,38 | 1,38 |  |  | 0,19 | - |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 1,63 | 1,64 |  |  | 1,51 | 0,36 |
| 4 | 1,94 | 1,94 |  |  | 1,97 | 0,75 |
| 5 | 2,39 | 2,30 |  |  | 1,78 | 3,80 |
| 6 | 2,89 | 2,89 |  |  | 0,09 | 0,74 |

**Tab. 3.10** – Confronto tra i risultati numerici e sperimentali della valutazione del comfort

Si specifica che le accelerazioni sperimentali considerate sono le massime ottenute dai test eseguiti con diverso numero di pedoni.

Come già previsto in fase di analisi delle normative (all'interno del paragrafo 1.1.3), i test numerici e sperimentali utilizzano scenari di traffico sensibilmente differenti, conducendo a valori di accelerazione e conseguenti livelli di comfort ben distinti.

Le evidenze osservate riconfermano pertanto la necessità di adoperare un intervento volto al controllo delle vibrazioni, ad esempio tramite dispositivi TMD, la cui progettazione può essere perfezionata grazie alla serie di dati raccolti dalla campagna sperimentale.

Infine, da questo quadro si ribadisce l'importanza di integrare le modellazioni FEM con i rilievi in situ, in quanto così facendo si ottiene un'accurata verifica dei risultati ottenuti e la validazione dei parametri usati nelle analisi numeriche.

## 3.5 MONITORAGGIO DINAMICO

### 3.5.1 Il flusso di lavoro nel monitoraggio strutturale basato su OMA

L'Analisi Modale Operativa (OMA) non è soltanto un sofisticato strumento matematico, ma rappresenta il cuore pulsante nei moderni sistemi di *Structural Health Monitoring* (SHM). In questo contesto, l'OMA viene impiegata in modo automatizzato e continuo per valutare lo stato di salute della struttura durante il suo normale esercizio (monitoraggio), seguendo una precisa catena di operazioni logiche e strumentali:

- Eccitazione e acquisizione: il monitoraggio parte dall'installazione di una rete di sensori (come accelerometri ad altissima sensibilità) in punti strategici. Il grande vantaggio è l'assenza di forzanti artificiali: il sistema sfrutta il rumore ambientale quotidiano, come il vento o il traffico veicolare, per registrare la risposta dinamica della struttura (AVT). Per questo motivo, l'identificazione modale basata su tecniche OMA rientra nei metodi output-only, rappresentati concettualmente nella Fig. 3.25.

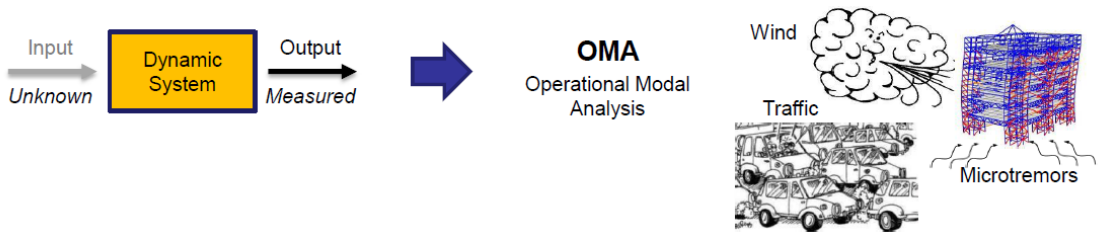



**Fig. 3.25** – Schema riepilogativo del funzionamento di un metodo di identificazione output-only

- Condizionamento e trasmissione dati: i segnali fisici vengono tradotti in formato digitale. In questa fase, filtri anti-aliasing e tecniche di decimazione ripuliscono il segnale dalle frequenze indesiderate, ottimizzando e alleggerendo i pacchetti di dati prima che vengano inviati al server centrale.
- Elaborazione continua: i dati grezzi vengono elaborati in tempo reale dai server tramite algoritmi OMA. Il sistema "insegue" e identifica in continuo le impronte digitali dinamiche dalla struttura, ovvero le frequenze naturali, i rapporti di smorzamento e le forme modali.
- Diagnostica e rilevamento del danno: i parametri modali estratti vengono tracciati nel tempo. L'obiettivo dell'SHM è monitorare l'evoluzione di queste grandezze rispetto a un periodo di riferimento (*baseline*). Ad esempio, una variazione permanente e significativa della rigidezza globale si traduce in un calo delle

frequenze naturali, fornendo un campanello d'allarme precoce su un possibile degrado strutturale.

L'approccio basato su OMA trasforma la struttura in un'entità in grado di comunicare il proprio stato di salute: intrepretandone le vibrazioni quotidiane è possibile attuare strategie di manutenzione predittiva, garantendo la sicurezza in modo del tutto non invasivo.

### 3.5.2 Setup di monitoraggio e panoramica dei dati acquisiti

L'architettura del sistema di monitoraggio è stata progettata per misurare la risposta dinamica della struttura nella sua sezione più significativa, ovvero quella di mezzeria della campata centrale, garantendo così un'adeguata copertura spaziale. Tale scelta consente infatti di osservare il maggior numero di modi propri della passerella, ovvero tutti quelli che non presentano nodi modali in mezzeria (modi 2, 3, 5, 7, 8 e 10).
La sezione è stata quindi equipaggiata con 5 accelerometri monoassiali ad alta sensibilità, posizionati in punti strategici per massimizzare il rapporto segnale/rumore e rendere l'output significativo ai fini dell'identificazione dinamica. Nello specifico sono stati disposti 3 sensori sull'impalcato, di cui 2 verticali (Bz lato monte e Az lato valle) e 1 orizzontale (By lato monte), e 2 sensori nei pressi della sommità dell'arco, di cui 1 verticale (Cz) e 1 orizzontale (Cy). Questa configurazione viene mostrata nella Fig. 3.26, mentre la Tabella 3.11 mostra i modi che vengono colti dal setup dei sensori scelto.

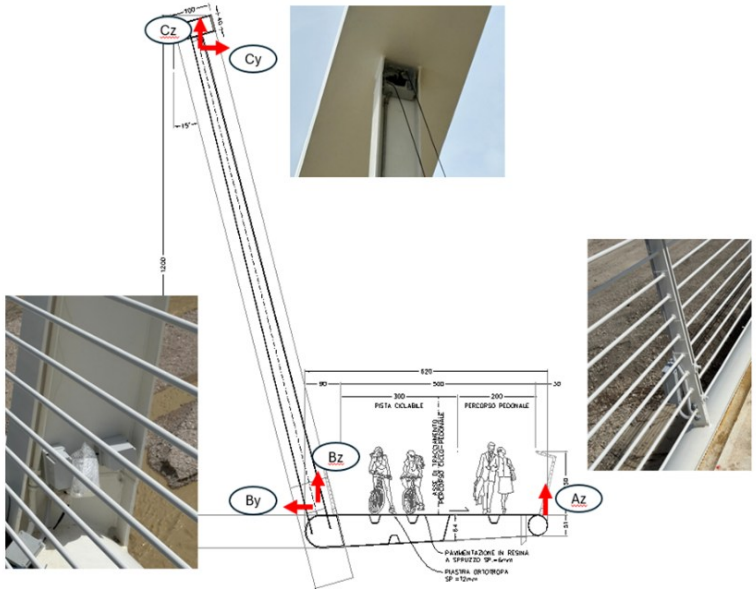



**Fig. 3.26** – Posizionamento dei sensori nella sezione di mezzeria

| Modo | Tipo di Modo | Frequenza |
|---|---|---|
| 2 | 1° Torsionale | 1,38 |
| 3 | 2° Flessionale | 1,64 |
| 5 | Trasversale-torsionale | 2,30 |
| 7 | 2° torsionale | 3,15 |
| 8 | Trasversale-flessionale | 4,07 |
| 10 | 6° flessionale | 4,94 |

**Tab. 3.11** – Modi osservati dalla rete di monitoraggio dinamico

Osservando la tabella riportata, emerge subito che la disposizione dei sensori scelta è ottimale per il rilevamento dei modi torsionali e accoppiati, mentre risulta più carente per cogliere la dinamica flessionale della passerella.

Sulla base di questa premessa si riportano di seguito i risultati del monitoraggio, estesi nella finestra temporale di un anno (dal 1/10/2025 al 1/10/2026). Nel dettaglio:

- Fig. 3.27 – Frequenze grezze;
- Fig. 3.28 – Frequenze e smorzamenti modali (*modal tracking*);
- Fig. 3.29 – Distribuzione di probabilità delle frequenze dei modi monitorati;
- Fig. 3.30 – Accelerazioni minime, medie e massime (RMS);
- Tab. 3.12 – Variazione delle frequenze e percentuali di presenza nel tempo di analisi;
- Fig. 3.31 – Parametri ambientali.

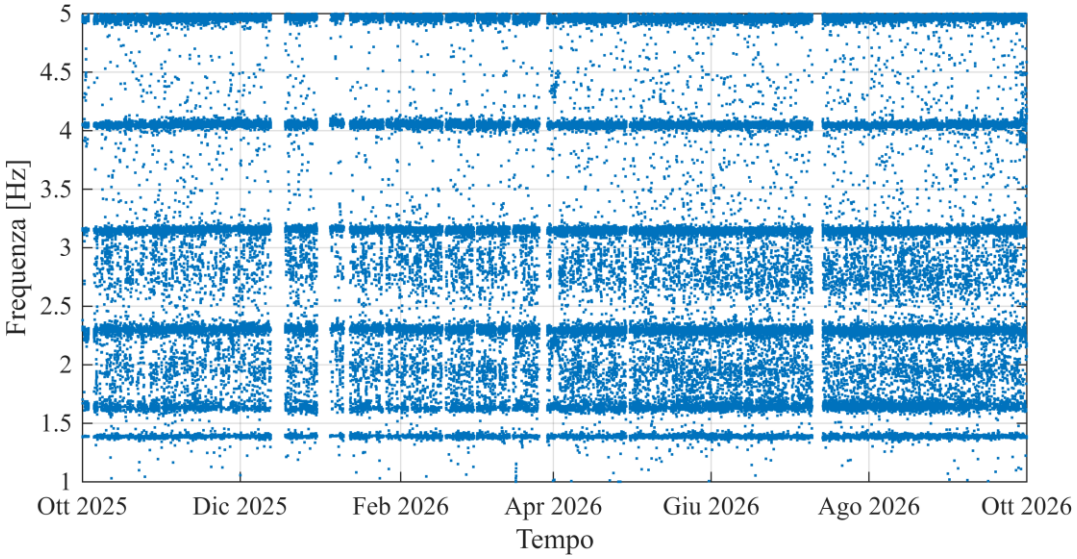



**Fig. 3.27** – Frequenze grezze

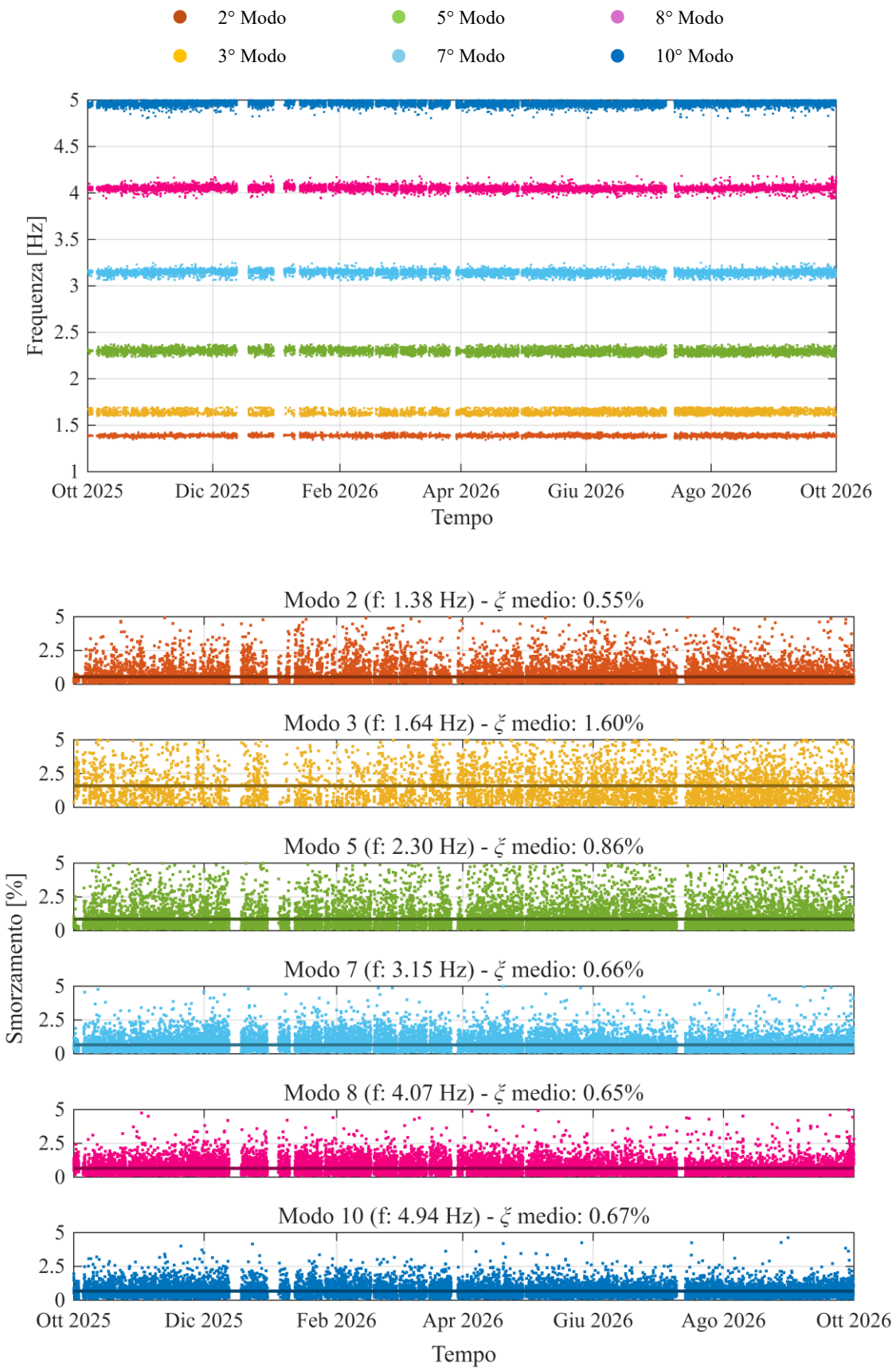



**Fig. 3.28** – Frequenze e smorzamenti modali (*modal tracking*)

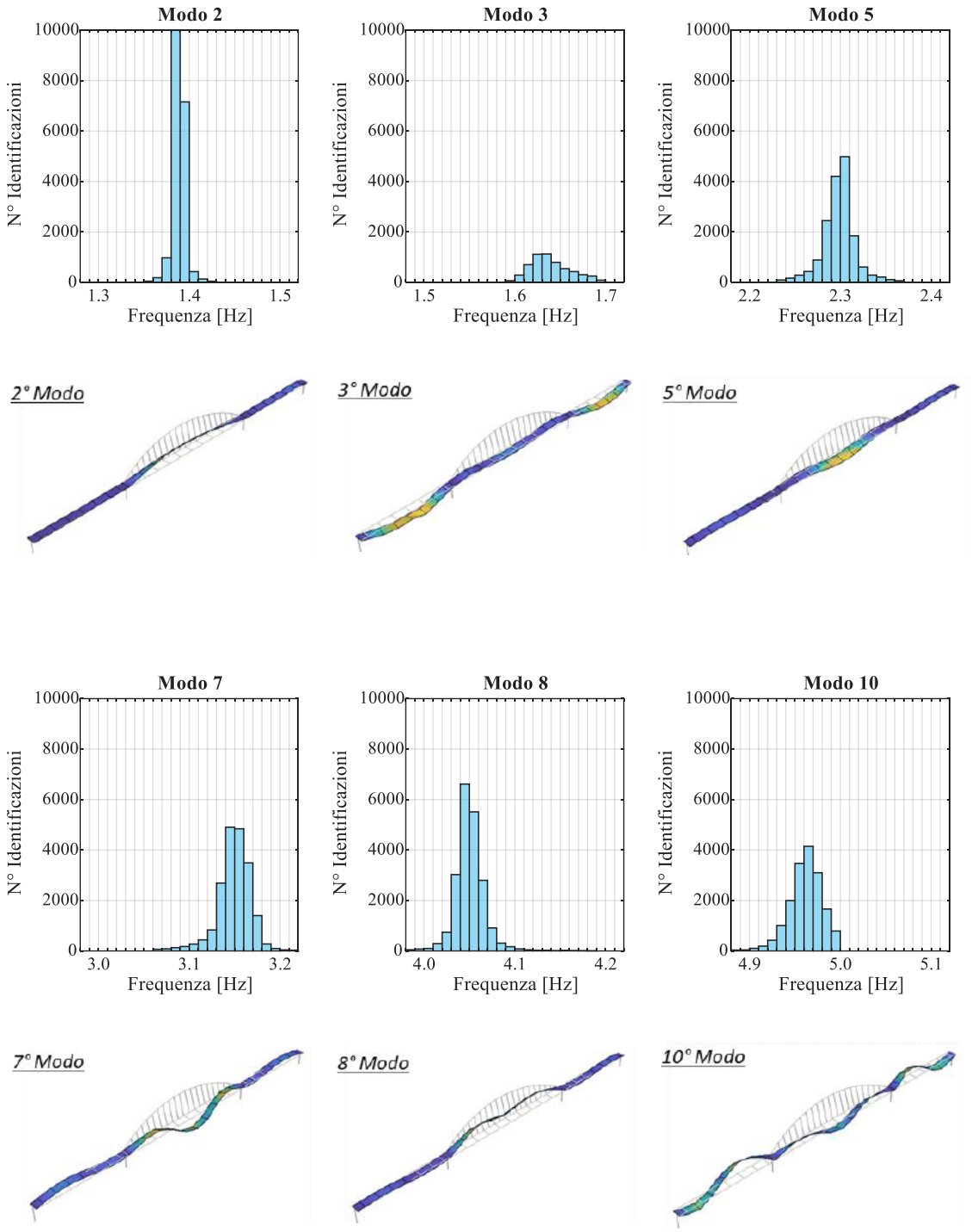



**Fig. 3.29** – Distribuzione di probabilità delle frequenze dei modi monitorati

*Min RMS* $_{Passerella}$: $1{,}81 \times 10^{-5}$ g RMS = valore quadratico medio

*Max RMS* $_{Passerella}$: $4{,}47 \times 10^{-2}$ g

*Media RMS* $_{Passerella}$: $4{,}69 \times 10^{-4}$ g

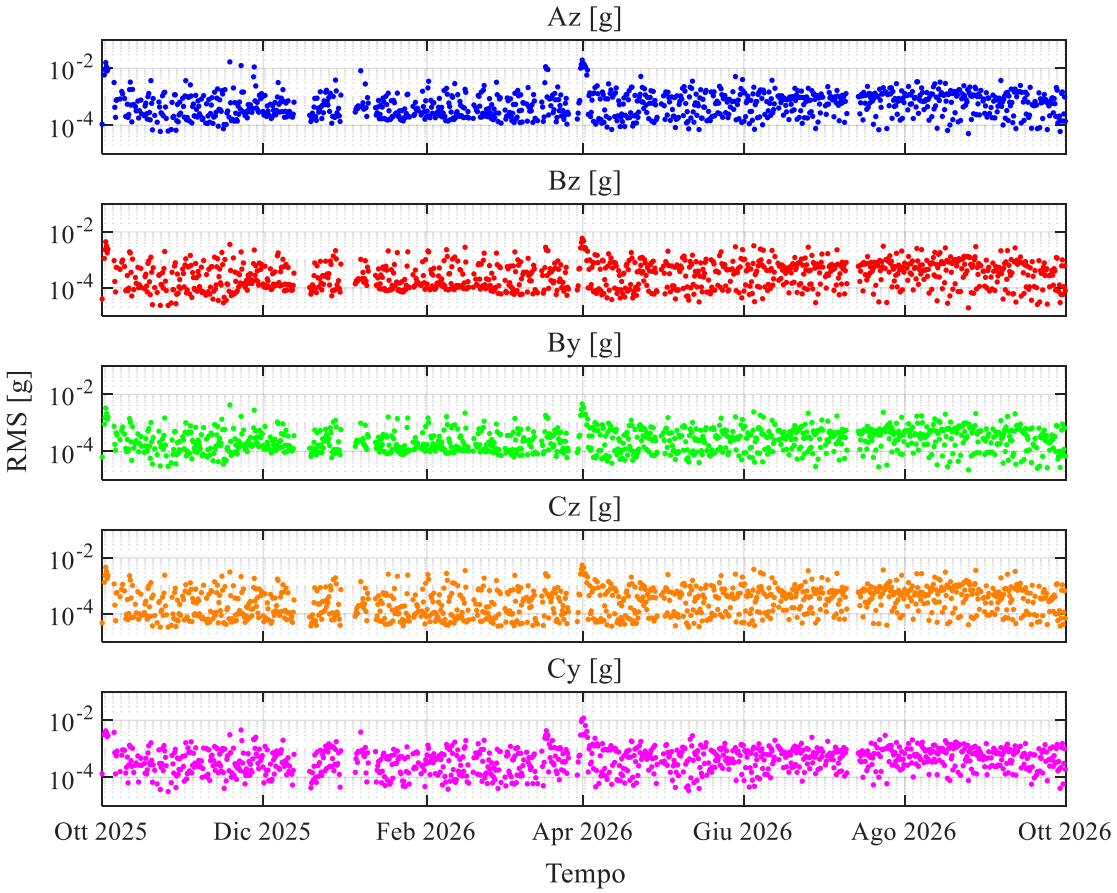



**Fig. 3.30** – Accelerazioni minime, medie e massime (RMS)

| Modo | f media [Hz] | Deviazione standard σ [Hz] | Coefficiente di variazione [%] | Percentuale di presenza del modo sul tempo di analisi [%] |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 1,39 | 0,0063 | 0,46 | 87,85 |
| 3 | 1,64 | 0,0220 | 1,35 | 23,79 |
| 5 | 2,30 | 0,0181 | 0,79 | 71,69 |
| 7 | 3,15 | 0,0189 | 0,60 | 86,65 |
| 8 | 4,05 | 0,0171 | 0,42 | 92,68 |
| 10 | 4,96 | 0,0192 | 0,39 | 73,03 |

**Tab. 3.12** – Variazione delle frequenze e percentuali di presenza nel tempo di analisi

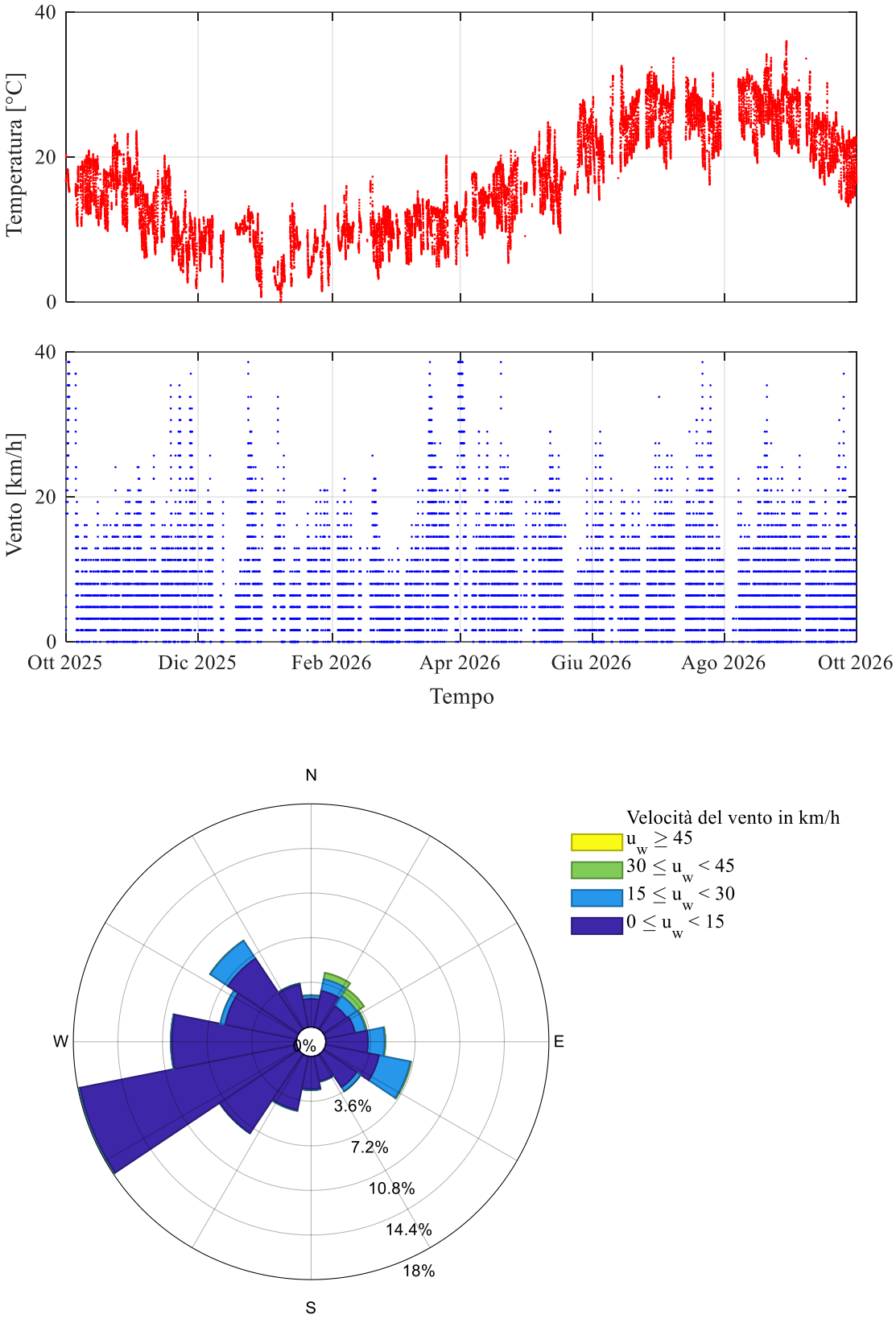



**Fig. 3.31** – Parametri ambientali

### 3.5.3 Analisi di stabilità modale ed osservabilità: il caso del Modo 3

Il Modo 3 ($f = 1{,}64\ Hz$) presenta una forma modale principalmente flessionale con ridotto spostamento modale nella sezione di mezzeria (unica sezione strumentata), come riportato in Fig. 3.32.

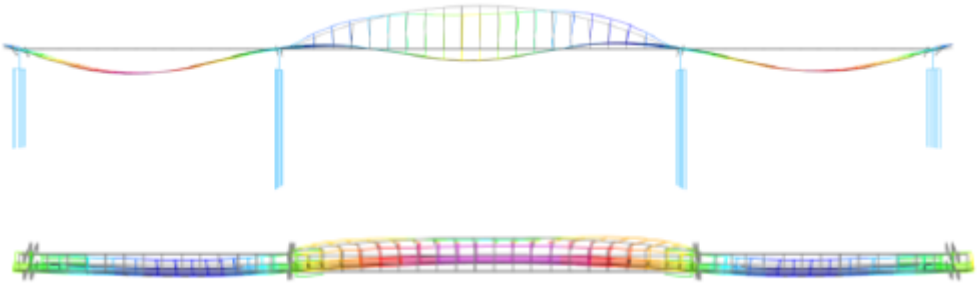


**Fig. 3.32** – Forma modale del Modo 3

Durante il calcolo della percentuale di presenza dei vari modi nel tempo di monitoraggio è emerso che il Modo 3 presenta un numero di identificazioni significativamente inferiore rispetto agli altri modi osservati (viene identificato circa nel 20% delle acquisizioni dell'intero periodo di monitoraggio, rispetto al 70÷90% degli altri modi). Tale evidenza, unita alla discontinuità e irregolarità temporale di osservazione, ha richiesto delle valutazioni più approfondite allo scopo di caratterizzare il comportamento modale riscontrato. L'ipotesi preliminare principale è che si tratti di una ridotta osservabilità legata alla configurazione di misura scelta: disponendo di una sola sezione strumentata, la possibilità di riconoscere una forma modale può essere particolarmente sensibile al rapporto segnale/rumore e al livello di eccitazione del modo.

***Analisi condotte per validare l'ipotesi***

Per tentare di validare l'ipotesi proposta, si cercano dapprima delle correlazioni statistiche tra l'osservabilità del Modo 3 e i parametri ambientali monitorati. La ricerca viene fatta sia su tutto il periodo di monitoraggio, sia indagando finestre temporali più ristrette. Pertanto, verranno distinte un'analisi globale da un'analisi ristretta, al fine di caratterizzare al meglio la dinamica di osservazione del Modo 3 e avere un quadro statistico che spazi dal macroscopico al microscopico.

L'analisi globale consiste in un raffronto tra i parametri acquisiti durante tutto il periodo di monitoraggio dalla sensoristica installata, distinguendo lo scenario con il Modo 3

presente da quello con il Modo 3 assente. L'obiettivo è capire se tra questi vi siano uno o più fattori che facciano variare la probabilità di identificazione del modo. Di seguito, nella Tabella 3.13 si riportano i parametri indagati e, per ognuno di essi, l'esito della correlazione con la presenza del Modo 3.

| **Parametro investigato** | **Esito correlazione con presenza Modo 3** |
|---|---|
| Temperatura | Negativo |
| Velocità del vento | Negativo |
| Direzione del vento | Negativo |
| Irraggiamento solare | Negativo |
| Moto ondoso e livello del mare | Negativo |
| Passaggio dei treni | Negativo |

**Tab. 3.13** – Correlazione tra parametri e presenza del Modo 3 su tutto il periodo di monitoraggio

Si specifica che la correlazione ha esito "negativo" se i valori del sottogruppo di dati "Modo 3 presente" e del sottogruppo "Modo 3 assente" non mostrano evidenti differenze; ciò viene mostrato anche graficamente nella pagina successiva.

Nella Fig. 3.33 seguente, vengono quindi illustrati gli andamenti dei principali parametri di riferimento, ossia temperatura, velocità del vento e direzione del vento, che sono gli unici acquisiti direttamente dalla stazione meteo posizionata nei pressi della passerella, e quindi ritenuti più significativi ai fini statistici.

Osservando i trend si notano sporadicamente delle zone vuote che segnalano una mancata acquisizione e che, essendo presenti in entrambi i sottogruppi di dati, sono dovute esclusivamente a malfunzionamenti della sensoristica installata in situ.

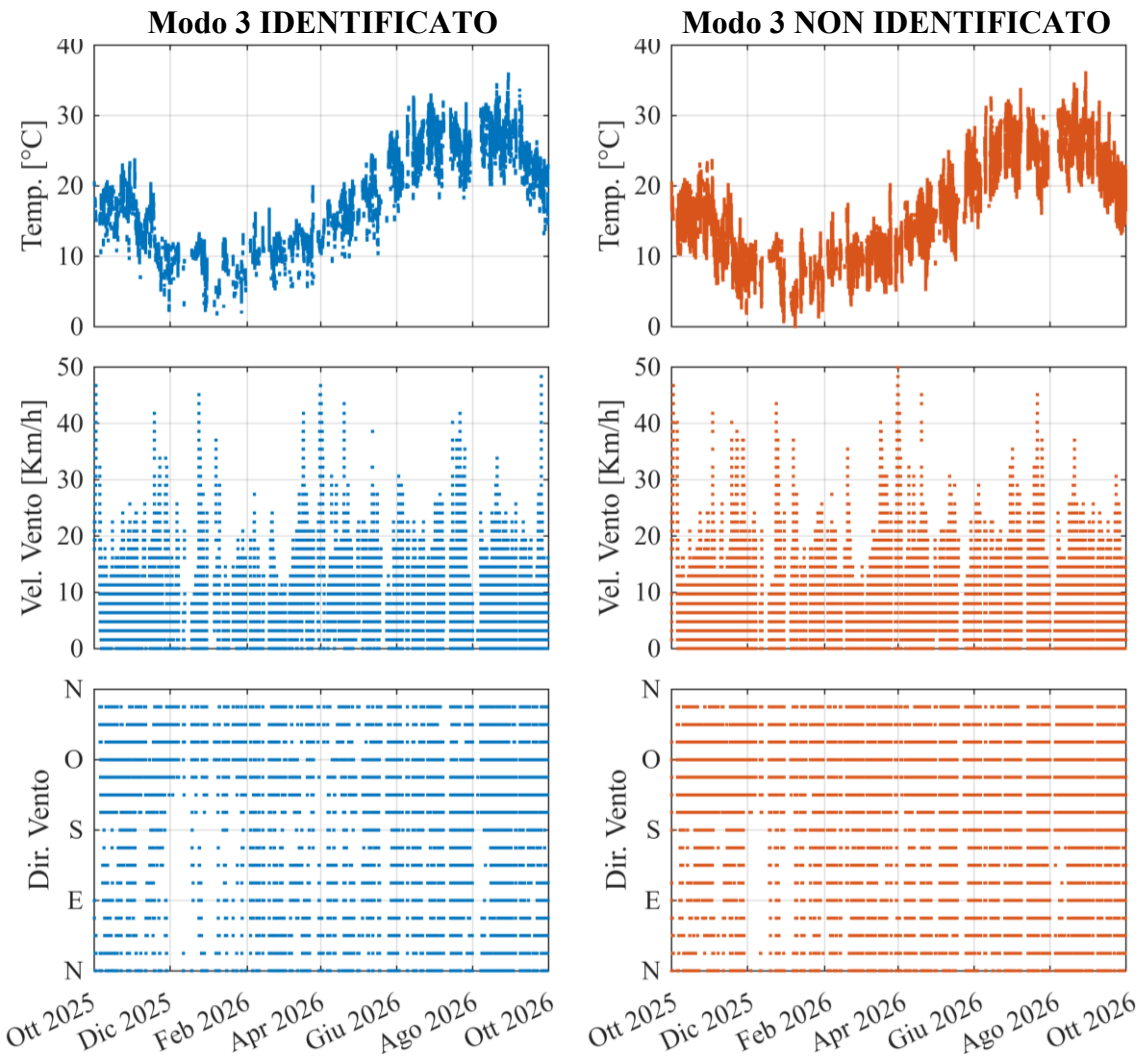



**Fig. 3.33** – Andamenti dei parametri ambientali principali nel periodo di monitoraggio

Anche visivamente, dell'analisi globale non emerge una relazione sufficientemente netta da spiegare, sull'intero periodo di monitoraggio, la variabilità della presenza del Modo 3. Di conseguenza, si è deciso di approfondire l'analisi investigando delle finestre temporali ristrette, per poter cogliere eventuali fenomeni accaduti, globalmente meno evidenti.

L'analisi ristretta ha previsto, tramite l'utilizzo di un codice numerico, il tentativo di individuare le due finestre temporali di durata limitata e ottimizzata per massimizzare la presenza del Modo 3, al fine di confrontarle. L'intento è di valutare se si abbiano delle condizioni o dei valori ripetitivi, che costituirebbero l'elemento chiave per comprendere la singolare osservabilità modale. Dall'esecuzione del codice in ambiente MATLAB è stato ottenuto il seguente risultato, mostrato in Fig. 3.34.

```
================================================================================
    REPORT DI OTTIMIZZAZIONE: MASSIMA PRESENZA STORICA DEL MODO 3
================================================================================

 [ASSOLUTO (TOP 1)]
 --> Percentuale di Presenza Record:   ** 61.90% **
 --> Configurazione da inserire:      startRow = 3793;  endRow = 3939;
 --> Finestra Temporale Ottimizzata:  2.0 giorni (147 righe)
 --> Intervallo Esatto:               dal 01/10/2025 23:20 al 06/10/2025 00:50
 --------------------------------------------------------------------------------
 [SECONDARIO (TOP 2)]
 --> Percentuale di Presenza Record:   ** 59.26% **
 --> Configurazione da inserire:      startRow = 16354;  endRow = 16515;
 --> Finestra Temporale Ottimizzata:  2.2 giorni (162 righe)
 --> Intervallo Esatto:               dal 02/05/2026 09:20 al 04/05/2026 20:00
 --------------------------------------------------------------------------------
```

**Fig. 3.34** – Finestre temporali ottimizzate in cui è massima la presenza del Modo 3

Dall'analisi dei parametri principali, riportata in Tab. 3.14, è stato visto che:

| **Parametro** | **Finestra 1** | **Finestra 2** |
|---|---|---|
| Presenza Modo 3 | ~ 62 % | ~ 59 % |
| Durata | 2 giorni | 2,2 giorni |
| Temperatura media | 18 ° | 15 ° |
| Velocità del vento media | 30 km/h con punte a 40 | 20 km/h |
| Direzione del vento | Nord | Sud-Est |

**Tab. 3.14** – Analisi dei parametri ambientali nelle due finestre con massima presenza del Modo 3

In entrambe le finestre temporali esaminate si hanno delle condizioni di vento superiori a circa 20 km/h, a fronte di un vento medio annuo di 7,8 km/h. Tale osservazione suggerisce che condizioni di maggiore eccitazione dinamica possano favorire la rilevabilità del modo.

*Nota bene.* Si precisa che da queste analisi è stata esclusa sin da subito l'ipotesi di un cambio natura del modo per effetto del danneggiamento strutturale. Se ciò fosse accaduto, si sarebbero visti segnali quali shift in frequenza (ipotesi smentita dalla costanza nel tempo delle frequenze di tutti i modi osservati), o presenza di non linearità strutturali. Essendo questo quadro non supportato dalle evidenze macroscopiche del monitoraggio e data la recente costruzione dell'opera, si approfondisce soltanto l'ipotesi legata ai limiti di identificazione.

Per tentare di avvalorare ulteriormente la tesi proposta, si confrontano il valor medio dell'RMS quando il Modo 3 è presente e quando è assente. L'RMS costituisce il

parametro che quantifica il livello complessivo di eccitazione ambientale. Quanto ottenuto è mostrato in Fig. 3.35.

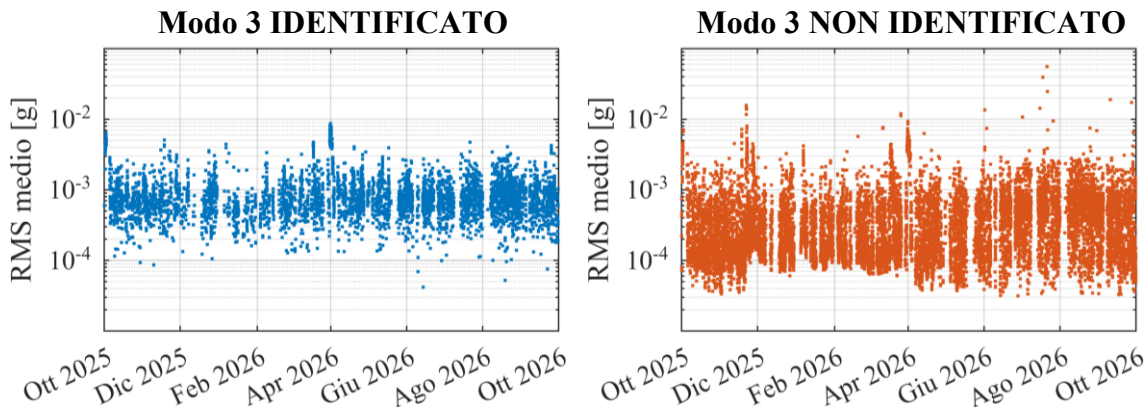



**Fig. 3.35** – Andamento dell'RMS in relazione all'identificazione o meno del Modo 3

Il valore medio dell'RMS risulta maggiore quando il Modo 3 viene individuato ($9{,}6 \cdot 10^{-4}\ g$ contro $4{,}6 \cdot 10^{-4}\ g$), a conferma di un problema di osservabilità riconducibile alla quantità di eccitazione. Questo risultato viene confermato da due evidenze aggiuntive, di seguito dettagliate.

La prima evidenza emerge confrontando le PSD dei segnali relativi ad un'acquisizione temporale in cui l'algoritmo ha individuato la presenza del Modo 3 e ad un'acquisizione in cui invece ciò non è accaduto. Entrambe le acquisizioni sono riferite ad un periodo di 20 minuti e rappresentano l'energia che i sensori misurano alle varie frequenze.
Per l'acquisizione in cui il Modo 3 non viene osservato, riportata in Fig. 3.36, si ha:

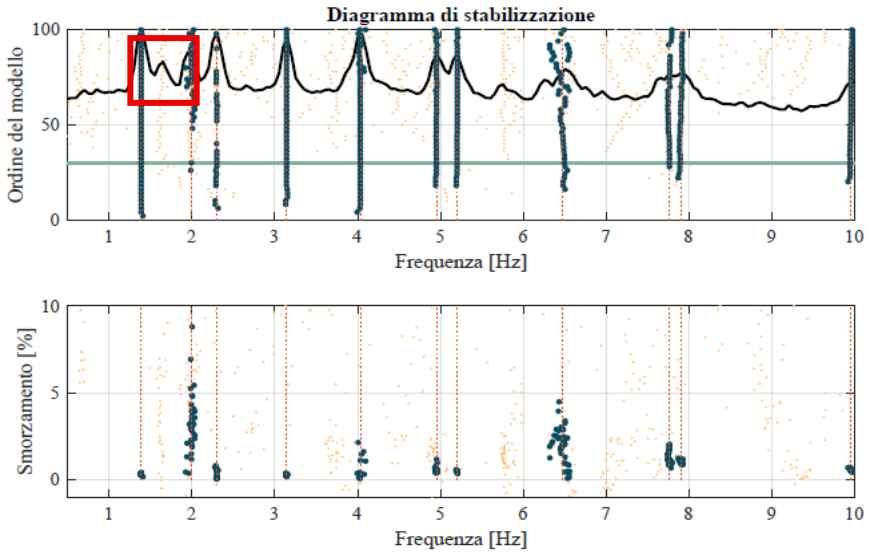



**Fig. 3.36** – PSD del segnale di un'acquisizione in cui il Modo 3 non è stato individuato

Per l'acquisizione in cui il Modo 3 viene osservato, riportata in Fig. 3.37, si ha:

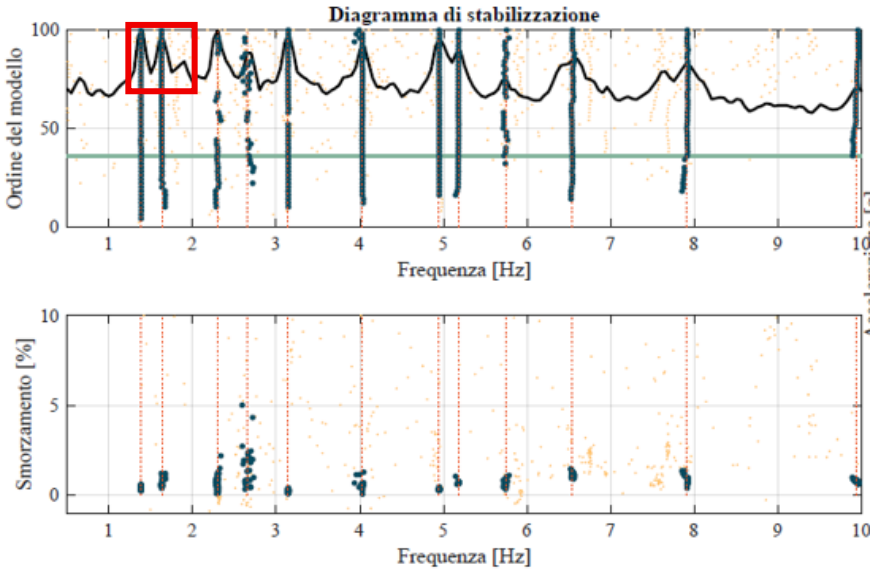



**Fig. 3.37** – PSD del segnale di un'acquisizione in cui il Modo 3 è stato individuato

Si nota come in entrambe le acquisizioni si abbia una quantità di energia non nulla in corrispondenza della frequenza propria del Modo 3 ($1{,}64\ Hz$). Infatti, anche nella Fig. 3.36, presa come modello di riferimento del caso di non identificazione, si denota un picco di ampiezza limitata in corrispondenza della frequenza critica di $1{,}64\ Hz$. Osservando il segnale dell'accelerazione registrata contestualmente alla non identificazione del modo, si osserva una condizione di bassa eccitazione ambientale che non permette la stabilizzazione dei poli matematici nel diagramma (allineamento sulla colonna). Questo testimonia la costante presenza del modo, che però non riceve sempre un livello sufficiente di eccitazione da renderlo identificabile.
Invece, nell'intervallo in cui il Modo 3 è presente, si osserva chiaramente il perfetto allineamento verticale dei poli. Infatti, a differenza di prima, osservando la storia accelerometrica si notano valori maggiori dei picchi di accelerazione registrati (entrambe le storie accelerometriche non sono state riportate nella presente trattazione, in quanto difficilmente interpretabili se non attraverso l'analisi dei relativi valori numerici).

La seconda evidenza viene messa in luce confrontando le percentuali di osservazione dei modi monitorati, nel tempo di monitoraggio, in relazione all'osservazione o meno del Modo 3, contestualizzando i risultati anche in riferimento alle rispettive forme modali. Ciò che emerge viene riportato nelle Tabelle 3.15 e 3.16.

| *Percentuale di osservazione del modo [%]* | | | |
|---|---|---|---|
| **Modo** | ***Scenario*** | | |
| | **Modo 3 identificato** | **Modo 3 non identificato** | **Variazione** |
| 2 | 93,1 | 85,6 | stabile |
| 5 | 89,5 | 63,9 | significativa |
| 7 | 97,9 | 81,4 | stabile |
| 8 | 97,2 | 90,3 | stabile |
| 10 | 96,1 | 62,9 | significativa |

**Tab. 3.15** – Variazione delle percentuali di osservazione dei modi rispetto all'identificazione del Modo 3

Ed inoltre:

| *Numero medio di modi identificati [-]* | |
|---|---|
| Modo 3 identificato | 5,74 su 6 |
| Modo 3 non identificato | 3,84 su 6 |

**Tab. 3.16** – Numero medio di modi identificati rispetto all'identificazione del Modo 3

Da quanto ottenuto si evince che la mancata osservabilità del Modo 3 è associata a una riduzione del numero medio di modi osservati (da 5,74 a 3,84). Nello specifico, dall'analisi delle acquisizioni modali, emerge che la significativa riduzione di osservabilità è relativa ai soli modi 5 e 10 (ciò è coerente con quanto affermato in precedenza dato che $5{,}74 - 3{,}84 \cong 2$).

Osservando le forme modali risulta che il Modo 3 e in misura minore i modi 5 e 10 sono modi superiori flessionali o accoppiati e presentano una ridotta partecipazione modale (circa un nodo) in mezzeria, unica sezione strumentata. La loro identificazione risulta quindi fortemente dipendente dalle condizioni di eccitazione che riescono a proiettare energia su tale sezione, dove gli spostamenti modali sono modesti. In assenza di tali condizioni, la risposta risulta dominata dai modi globali meglio osservabili, i modi 2-7-8, mentre si riduce la probabilità di identificazione dei modi debolmente eccitati (modi 3-5-10), anche se presenti.

***Conclusione***

I risultati ottenuti supportano l'interpretazione secondo cui il limite intrinseco di osservabilità sperimentale mostrato dal Modo 3 sia legato a condizioni di scarsa eccitazione, in relazione alla configurazione di misura scelta. Ne costituiscono una

riprova i riscontri ottenuti dall'analisi delle finestre temporali ristrette con massima presenza del modo, il valore medio dell'RMS nei due scenari e il confronto tra le PSD del segnale accelerometrico.

Inoltre, la solidità di tale conclusione è confermata dal comportamento dei modi 5 e 10: se la criticità fosse legata a un'anomalia fisica isolata del Modo 3, tali modi superiori non ne risentirebbero; al contrario, in assenza del Modo 3, anch'essi subiscono una drastica riduzione della rispettiva probabilità di identificazione, certificando la natura puramente spaziale ed energetica del problema.

# 4 PROVA DI VIBRAZIONE FORZATA MEDIANTE SHAKER

## 4.1 ECCITATORI DINAMICI: FUNZIONAMENTO E APPLICAZIONI

L'esigenza di caratterizzare in modo rigoroso il comportamento dinamico di ponti e passerelle pedonali richiede talvolta di superare i limiti dell'Analisi Modale Operativa (OMA), affiancandovi tecniche di eccitazione controllata. Se nelle tecniche output-only la struttura viene osservata sotto l'azione delle sole forzanti ambientali incognite, l'impiego di eccitatori dinamici (vibrodine e shaker) consente di immettere sul sistema un'energia meccanica perfettamente nota per intensità, frequenza, direzione e punto di applicazione. Il passaggio da una caratterizzazione stocastica a un'*Analisi Modale Sperimentale* (EMA) di tipo deterministico offre diversi vantaggi, tra cui la riduzione delle incertezze e l'aumento della ripetibilità delle prove, fornendo così una solida alternativa per il collaudo dinamico di primo livello (caratterizzazione dinamica accurata) e quindi per la validazione ad alta precisione dei modelli numerici agli elementi finiti.

Dal punto di vista macroscopico, i dispositivi di eccitazione impiegati nell'ingegneria civile si dividono in due grandi famiglie tecnologiche: le vibrodine a masse eccentriche e gli shaker inerziali (elettrodinamici o idraulici). La prima tipologia, raffigurata in Fig. 4.1 a, genera la forzante dinamica mediante la rotazione di masse sbilanciate, mentre la seconda tipologia, riportata in Fig. 4.1 b, sfrutta la traslazione alternata di una massa reattiva guidata da attuatori elettrodinamici o idraulici.



**a) Vibrodina a masse eccentriche**




**b) Shaker elettrodinamico**

**Fig. 4.1** – Eccitatori dinamici impiegati nell'ingegneria civile

Analizzando la meccanica di funzionamento degli eccitatori dinamici è possibile comprendere e apprezzare la precisione e il controllo con cui la forza viene generata e trasferita all'impalcato.

Nelle vibrodine a masse eccentriche, il sistema è costituito da una coppia di alberi paralleli controrotanti, azionati da un motore elettrico ad alta precisione con controllo di frequenza. Ciascun albero ospita una massa eccentrica $m_e/2$ posta ad una distanza $e$ dal centro di rotazione. Facendo ruotare gli alberi in senso opposto con la medesima velocità angolare $\omega = 2\pi f$, le componenti orizzontali della forza centrifuga si annullano reciprocamente per simmetria, mentre le componenti verticali si sommano vettorialmente, generando una forzante puramente sinusoidale lungo l'asse verticale, come riportato nella Fig. 4.2.

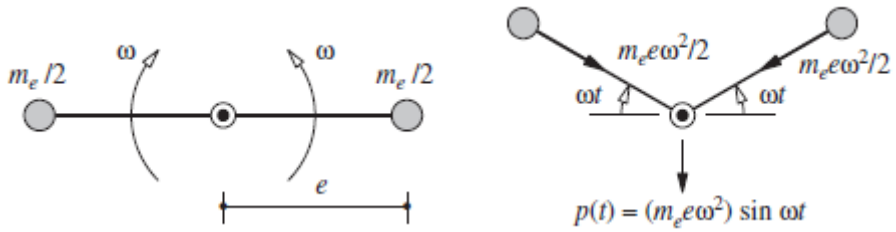



**Fig. 4.2** – Principio di funzionamento di una vibrodina a masse eccentriche

La forzante generata ha la seguente espressione: $F(t) = (m_e \cdot e \cdot \omega^2) \cdot \sin(\omega t)$.
Un aspetto fondamentale di questa formulazione risiede nella dipendenza quadratica della forzante dalla velocità angolare ($\omega$) e quindi dalla frequenza ($f$): alle basse frequenze l'ampiezza della sollecitazione è ridotta, mentre all'aumentare della velocità di rotazione cresce rapidamente. Ciò impone quindi un'attenta taratura delle masse eccentriche prima di ogni prova, per evitare che a frequenze elevate vengano generate forzanti eccessive.

Negli shaker elettrodinamici o idraulici, invece, una massa reattiva viene fatta oscillare lungo uno stelo fisso tramite un gruppo bobina-magnete o un cilindro idraulico a servovalvola; questa configurazione svincola la forzante applicata dalla frequenza di rotazione, consentendo di generare forzanti ad ampiezza costante anche a frequenze prossime alle zero, o di riprodurre segnali complessi come sine-sweep (scansioni continue di frequenza), rumore bianco strutturato, o lo storico temporale reale dei passi di un pedone.

Gli ambiti applicativi principali delle tecniche EMA sono:

- Passerelle pedonali: strutture tipicamente flessibili e snelle, particolarmente sensibili ai fenomeni di risonanza indotti dal passo umano;
- Ponti stradali e ferroviari di piccole e medie luci: opere tipicamente più rigide e massicce delle passerelle, in cui spesso il semplice rumore ambientale da traffico o vento non possiede un contenuto energetico sufficiente a stimolare i modi di vibrare superiori.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA TRAMITE SHAKER

L'impiego combinato di un eccitatore dinamico (vibrodina o shaker) e di una rete di sensori ben posizionati consente di eseguire la caratterizzazione dinamica accurata di una struttura, nell'ambito delle attività previste per il primo livello del collaudo dinamico.
La procedura operativa prevede quattro fasi sequenziali:

i. Pianificazione numerico-sperimentale (analisi dinamica su modello FEM): l'esecuzione della prova in situ non può prescindere da un'analisi numerica preliminare condotta sul modello agli elementi finiti della struttura. Ciò consente di:
   - scegliere il punto di applicazione della forzante: attraverso le simulazioni FEM si individua il punto ottimale, per ogni modo, affinché il trasferimento di energia risulti massimo (di solito è il punto di massimo spostamento modale);
   - progettare il layout dei sensori: gli accelerometri devono essere disposti lungo l'impalcato in posizione e numerosità tali da poter ricostruire correttamente le deformate modali;
   - calcolare il sistema di ancoraggio dello strumento alla struttura (tramite piastre tassellate, zavorre dedicate o serraggi meccanici): il collegamento deve garantire il perfetto trasferimento del moto senza giochi o scorrimenti che altrimenti introdurrebbero distorsioni armoniche non lineari.

ii. Tipologia di eccitazione: una volta installata la strumentazione e ancorata la vibrodina alla struttura con interposta la cella di carico, la procedura di prova si articola in tre modalità operative complementari:
   - Fase A: scansione rapida in frequenza (*sine-sweep*): la vibrodina viene impostata in modo da generare una forzante la cui frequenza aumenta (o diminuisce) con

continuità entro il campo di interesse, come mostrato in Fig. 4.3, a una velocità di variazione ridotta ($df/dt$ contenuto). Questa fase preliminare permette di individuare rapidamente le regioni spettrali in cui si registrano i picchi di risposta e quindi le frequenze di risonanza grezze della struttura;

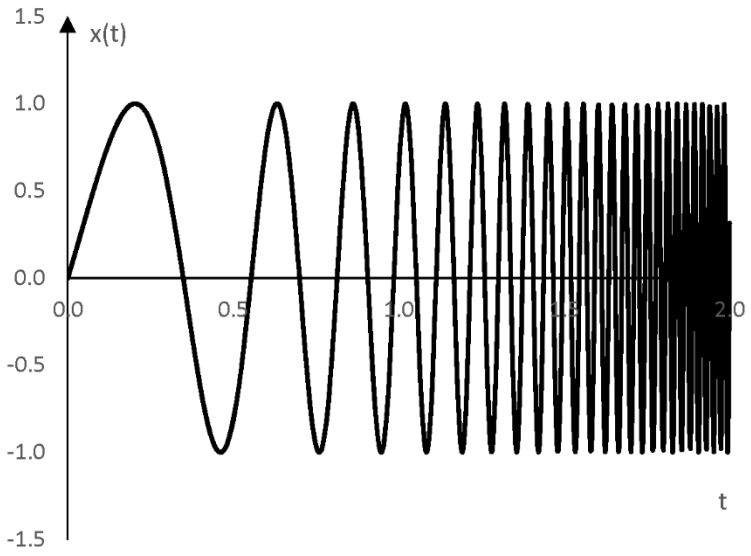



**Fig. 4.3** – Ampiezza della forzante impressa dallo strumento in modalità sine-sweep

- Fase B: eccitazione stazionaria in risonanza (*stepped-sine*): lo strumento viene impostato per eccitare una o più frequenze fisse, individuate nella fase precedente. Per ognuna di queste si attende il raggiungimento del regime stazionario (*steady-state*), stato in cui l'energia immessa compensa esattamente l'energia dissipata per smorzamento. Mantenendo la struttura in risonanza per un intervallo di tempo controllato si acquisiscono i segnali stabilizzati per determinare la forma modale con un elevatissimo rapporto segnale/rumore.
- Fase C: prova di smorzamento per spegnimento rapido (*free-decay test*): mentre la struttura vibra in regime stazionario alla frequenza di risonanza, si arresta di colpo la vibrodina. La risposta accelerometrica $a(t)$ passa istantaneamente da un regime forzato a uno di oscillazione libera smorzata. Dall'inviluppo esponenziale del segnale di decadimento (mostrato in Fig. 4.4), applicando il metodo del decremento logaritmico si ricava direttamente il rapporto di smorzamento critico $\xi_i$ dell'i-esimo modo, depurato da qualsiasi disturbo di ingresso.

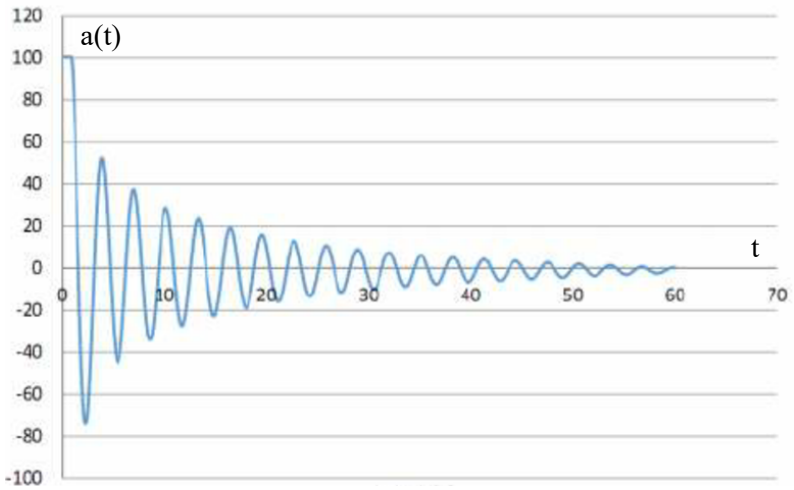



**Fig. 4.4** – Risposta accelerometrica registrata durante un free-decay test

iii. Elaborazione dati ed estrazione dei parametri modali: i dati grezzi acquisiti dalla cella di carico vengono elaborati nel dominio delle frequenze per estrarre la firma dinamica completa dell'opera, attraverso:

- Calcolo delle *Funzioni di Trasferimento* (FRF): per ciascun punto di misura $j$, si calcola la funzione di risposta in frequenza $H_j(\omega)$ definita come il rapporto spettrale tra l'accelerazione di output $a_j(\omega)$ e la forza d'ingresso $F(\omega)$:

$$H_j(\omega) = \frac{a_j(\omega)}{F(\omega)}$$

- Fitting delle curve modali: utilizzando algoritmi di identificazione a singolo o multi-grado di libertà, dalle FRF si estraggono le frequenze proprie $f_i$ $[Hz]$, i rapporti di smorzamento $\xi_i$ [%] e le forme modali scalate $\phi_i$, la cui ampiezza è direttamente proporzionale all'unità di forza applicata. La conoscenza di $F(t)$ consente di normalizzare la matrice modale rispetto alla matrice di massa della struttura reale ($\Phi^T M \Phi = I$).

v. Correlazione col modello FEM e validazione: si confrontano i parametri sperimentali identificati sul campo ($f_{exp}, \phi_{exp}$) con quelli previsti in sede di progetto nel modello numerico ($f_{num}, \phi_{num}$). Il calcolo dello scarto in frequenza $\Delta f$ e del $MAC$ consente di quantificare numericamente il grado di corrispondenza tra la dinamica del modello e quella misurata sulla struttura reale.

## 4.3 PROVA PER LA VERIFICA DEL COMFORT TRAMITE SHAKER

Mentre il primo livello del collaudo dinamico è finalizzato all'identificazione dei parametri modali e alla validazione del modello numerico, il secondo livello del collaudo mira a valutare la risposta della passerella sotto l'azione indotta dai pedoni. Per superare le complessità logistiche e le incertezze legate all'impiego di folle reali di persone, tale prova può essere eseguita in modo più rapido e controllato mediante l'uso della vibrodina. L'obiettivo di questa sezione è definire una correlazione tra il carico armonico distribuito previsto dalle linee guida Sétra e un carico armonico puntuale equivalente applicato dallo shaker. In questo modo è possibile riprodurre fedelmente e in sicurezza gli effetti dinamici del traffico pedonale direttamente sul campo, avvicinando i risultati sperimentali a quelli ottenuti dalle simulazioni numeriche.

### 4.3.1 Correlazione tra carico folla Sétra e carico puntuale shaker

Partendo dai principi della dinamica delle strutture e risolvendo due problemi dinamici con diverso carico armonico sono state individuate le relazioni analitiche che legano il carico armonico distribuito previsto dalle linee guida Sétra all'azione puntuale generata dalla vibrodina. La formulazione finale ottenuta consente di ricavare il valore della forza concentrata equivalente capace di sollecitare lo specifico modo di vibrare in maniera tale da generare la medesima accelerazione indotta dal flusso pedonale.
Di seguito viene illustrata la trattazione matematica completa.

L'equazione dinamica del moto per un sistema ad un singolo grado di libertà (SDOF, Fig. 4.5) è:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \omega t$$

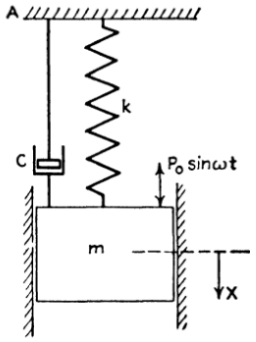



**Fig. 4.5** – Rappresentazione di un sistema ad un singolo grado di libertà (SDOF)

La soluzione dell'equazione differenziale è data dalla somma di una parte transitoria (soluzione dell'omogenea associata) e di una parte stazionaria (soluzione particolare).
La soluzione particolare presenta l'espressione:

$$u(t)_{steady-state} = C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

dove:

$$C = \frac{po}{k} \frac{\left(1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right)}{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]+\left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2} \qquad D = \frac{po}{k} \frac{-2\xi\frac{\omega}{\omega_n}}{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]+\left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}$$

La soluzione può essere scritta in maniera compatta:

$$u(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t \implies u(t) = (u_{st})_0 \, R_{\boldsymbol{d}} \, \sin(\omega t - \phi)$$

con:

$$R_{\boldsymbol{d}} = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \sqrt{C^2 + D^2} = \frac{1}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2+\left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}}$$

$$\phi = \tan^{-1}\frac{D}{C} = \tan^{-1}\frac{2\xi\frac{\omega}{\omega_n}}{1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}$$

Pertanto:

$$u(t) = (u_{st})_0 \, R_{\boldsymbol{d}} \, \sin(\omega t - \phi) = \frac{po}{k} \frac{1}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2+\left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}} \, \sin(\omega t - \phi)$$

dove:

$R_d$ = fattore di amplificazione dinamica, il cui andamento in funzione del rapporto tra le pulsazioni viene mostrato in Fig. 4.6;

$\phi$ = angolo di fase.

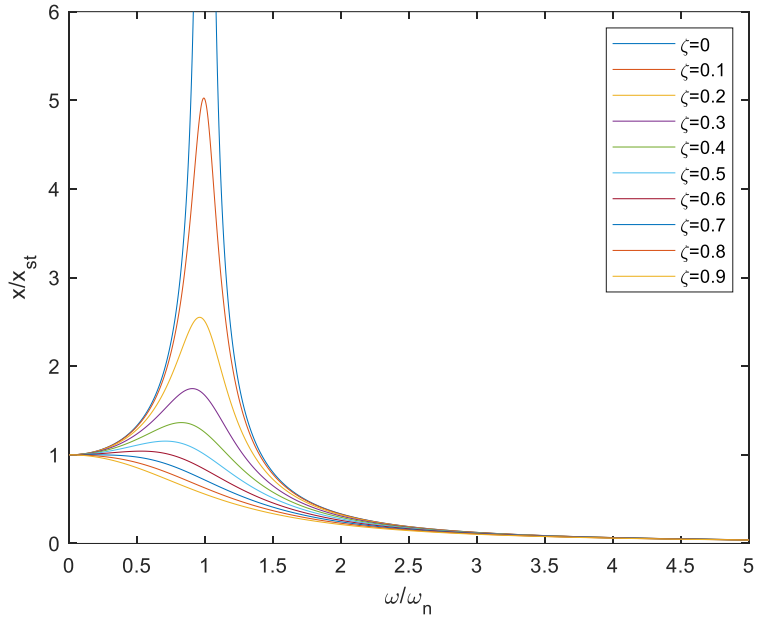



**Fig. 4.6** – Andamento del fattore di amplificazione dinamica in funzione del rapporto tra pulsazioni

A regime, in caso di risonanza si ha:

$$\omega = \omega_n \qquad C \to 0 \qquad D \to \frac{po}{k}\frac{1}{2\xi}$$

o altresì:

$$\omega = \omega_n \qquad R_d = \frac{1}{2\xi} \qquad \phi \to \frac{\pi}{2}$$

La risposta quindi diventa:

$$u(t)_{steady-state} = \frac{1}{2\xi}\frac{po}{k}\cos\omega t$$

$$u_{steady-state,max} = \frac{1}{2\xi}\frac{po}{k} = \frac{u_{st}}{2\xi}$$

$$\ddot{u}_{steady-state,max} = \frac{1}{2\xi}\frac{po}{k}\omega^2 = \frac{1}{2\xi}\frac{po}{m}$$

In maniera analoga, per un sistema a più gradi di liberà (MDOF) vale:

$$\mathrm{M}\ddot{\mathrm{U}}(t) + \mathrm{C}\dot{\mathrm{U}}(t) + \mathrm{K}\mathrm{U}(t) = \mathrm{P}(t)$$

Il vettore degli spostamenti può essere scritto in coordinate principali:

$$\mathrm{U}(t) = \Phi\mathrm{Z}(t)$$

dove:

$\mathrm{Z}(t)$ = vettore delle coordinate modali generalizzate;

$\Phi$ = matrice modale.

I modi soddisfano la condizione di ortogonalità rispetto alla matrice di massa e alla matrice di rigidezza:

$$\Phi^T \mathrm{M} \Phi \ddot{\mathrm{Z}} + \Phi^T \mathrm{C} \Phi \dot{\mathrm{Z}} + \Phi^T \mathrm{K} \Phi \mathrm{Z} = \Phi^T \mathrm{P}$$

Disaccoppiando il problema nel sistema delle coordinate principali si ottiene:

$$\Phi_i^T \mathrm{M} \Phi_i \ddot{\mathrm{Z}}_i + \Phi_i^T \mathrm{C} \Phi_i \dot{\mathrm{Z}}_i + \Phi_i^T \mathrm{K} \Phi_i \mathrm{Z}_i = \Phi_i^T \mathrm{P}$$

$$\widetilde{M}_i \ddot{\mathrm{Z}}_i + \tilde{C}_i \dot{\mathrm{Z}}_i + \widetilde{K}_i \mathrm{Z}_i = \Phi_i^T \mathrm{P}$$

dove:

$\widetilde{M}_i = \Phi_i^T \mathrm{M} \Phi_i$ = massa generalizzata all'i-esimo modo;

$\widetilde{K}_i = \Phi_i^T \mathrm{K} \Phi_i = \omega_i{}^2 \, \Phi_i^T \mathrm{M} \Phi_i$ = rigidezza generalizzata all'i-esimo modo;

$\tilde{C}_i = \Phi_i^T \mathrm{C} \Phi_i = 2 \, \xi_i \omega_i \widetilde{M}_i$ = smorzamento generalizzato all'i-esimo modo.

L'equazione ottenuta è di fatto equivalente alla soluzione di un sistema SDOF trattata precedentemente (con le formule di Den Hartog):

$$\mathrm{Z}_i(t) = \frac{\Phi_i^T \mathrm{P}}{\widetilde{K}_i} \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_i}\right)\right]^2}} \sin(\omega_i t - \varphi_i)$$

$$\mathrm{Z}_i(t) = \frac{\Phi_i^T \mathrm{P}}{\frac{\widetilde{K}_i}{\omega_i{}^2}} \frac{1}{\sqrt{(\omega_i{}^2 - \omega^2)^2 + 4\xi^2 \omega^2 \omega_i{}^2}} \sin(\omega_i t - \varphi_i)$$

$$\mathrm{Z}_i(t) = \frac{\Phi_i^T \mathrm{P}}{\widetilde{M}_i} \frac{1}{\sqrt{(\omega_i{}^2 - \omega^2)^2 + 4\xi^2 \omega^2 \omega_i{}^2}} \sin(\omega_i t - \varphi_i)$$

Se la forzante esterna eccita un solo modo (j-esimo modo), la struttura risponderà prevalentemente con quel modo, pertanto:

$$\mathrm{U}(t) = \Phi \mathrm{Z}(t) = \sum_{i=1}^{n} \Phi_i \mathrm{Z}_i(t) \cong \Phi_j \mathrm{Z}_j(t)$$

$$\mathrm{U}_{max} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}}{2\xi_j \widetilde{K}_j} \right) \qquad \ddot{\mathrm{U}}_{max} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}}{2\xi_j \widetilde{M}_j} \right)$$

Se gli autovettori sono normalizzati in massa, allora vale:

$\Phi_j^T \mathrm{M} \Phi_j = \widetilde{M}_j = 1$

$\Phi_j^T \mathrm{K} \Phi_j = \widetilde{K}_j = {\omega_j}^2$

$\Phi_j^T \mathrm{C} \Phi_j = \tilde{C}_j = 2\,\xi_j \omega_j$

e quindi otteniamo:

$$\mathrm{U}_{max} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}}{2\xi_j \, {\omega_j}^2} \right) \qquad \ddot{\mathrm{U}}_{max} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}}{2\xi_j} \right)$$

L'azione concentrata equivalente della vibrodina si ottiene uguagliando i due sistemi raffigurati in Fig. 4.7:

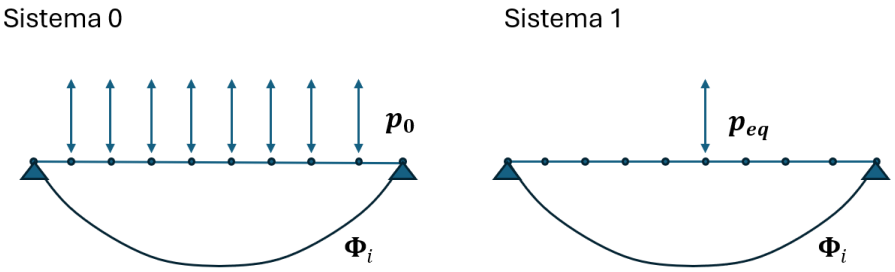



**Fig. 4.7** – Confronto tra il carico armonico distribuito (Sétra) e il carico puntuale equivalente (shaker)

$$\ddot{\mathrm{U}}_{max,0} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}_0}{2\xi_j} \right) \qquad \ddot{\mathrm{U}}_{max,1} = \Phi_j \left( \frac{\Phi_j^T \mathrm{P}_{eq}}{2\xi_j} \right)$$

Affinché sussista l'uguaglianza tra le due grandezze è necessario che:

$$\Phi_j^T \mathrm{P}_0 = \Phi_j^T \mathrm{P}_{eq}$$

dove:

$$\mathrm{P}_0 = cost * sign(\Phi_j) \qquad \text{e} \qquad \mathrm{P}_{eq} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ p_{eq} \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

$P_{eq}$ assume un valore non nullo solo nel nodo $h$, che assumiamo per semplicità essere il punto di massimo spostamento modale del modo j-esimo; per cui vale:

$$h = arg\ max(\Phi_j)$$

Il valore di $P_{eq}$ per il modo $j$ nel nodo $h$ risulta pertanto essere pari a:

$$P_{eq,h,j} = \frac{\Phi_j^T P_0}{max(\Phi_j)} = \frac{\Phi_j^T P_0}{\Phi_{h,j}}$$

L'espressione ottenuta permette di calcolare il valore della forzante armonica puntuale della vibrodina che eguaglia l'effetto del carico armonico distribuito previsto dalle norme Sétra.

### 4.3.2 Simulazione numerica dello scenario di prova

Al fine di verificare la validità e l'accuratezza operativa della formulazione analitica sviluppata si è proceduto a simulare numericamente lo scenario di prova prima della sua futura esecuzione in sito.

In prima istanza, la formula ottenuta è stata testata e validata su schemi strutturali elementari (travi semplicemente appoggiate). Solo successivamente la procedura è stata implementata all'interno di un codice sviluppato in ambiente MATLAB che si interfaccia direttamente col modello agli elementi finiti della passerella sul Cesano. Questa scelta ha consentito di limitare il numero di operazioni manuali e, come diretta conseguenza, di contenere le tempistiche e ridurre le possibilità di commettere errori.

Il codice è stato strutturato in diverse sezioni che svolgono, sul modello numerico della passerella, le seguenti operazioni:

- apertura del modello in SAP2000;
- analisi modale della struttura;
- calcolo e applicazione dei carichi puntuali armonici equivalenti della vibrodina;
- esecuzione dell'analisi in regime stazionario (*steady-state*);
- estrazione dei risultati e calcolo delle FRF.

A titolo di esempio, nella Fig. 4.8 seguente viene riportata la parte del codice che esegue il calcolo del $P_{eq}$ per ciascun modo.

```
%% --- 4. CALCOLO CARICO EQUIVALENTE PEQ ---
Peq = struct();
for i = 1:size(Modal_eff, 1)
    Displ = Modalshape.(char(strcat('Modo', string(i))));
    Forza = Force_load.(char(strcat('FV_modo', string(i))));

    index = find(max(abs(cell2mat(Displ(:, 2)))) == abs(cell2mat(Displ(:, 2))));
    J_Vibrodina = Displ(index, 1);

    Forza_or = [];
    for iii = 1:length(Displ)
        indice = find(ismember(Forza(:, 1), Displ(iii, 1)));
        Forza_or1 = Forza(indice, :);
        Forza_or = cat(1, Forza_or, Forza_or1);
    end

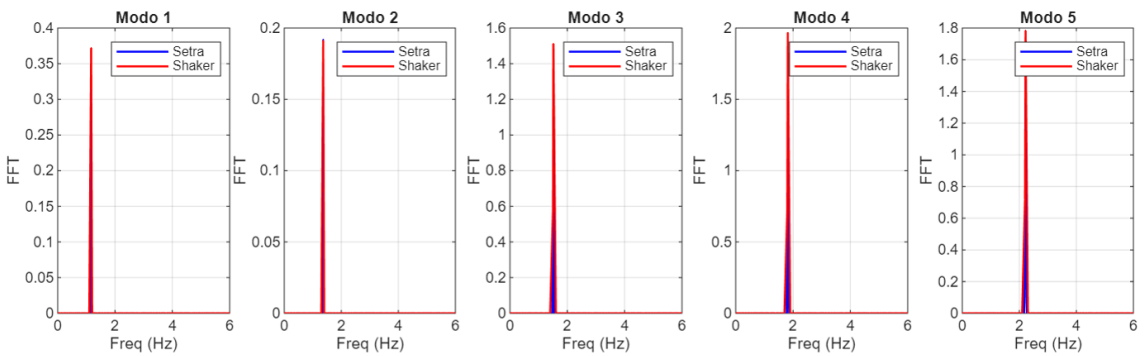
    peq = cell2mat(Displ(:, 2))' * cell2mat(Forza_or(:, 2)) / max(abs(cell2mat(Displ(:, 2))));
    Peq.(char(strcat('FV_modo', string(i)))) = cat(2, J_Vibrodina, peq);
end
```

**Fig. 4.8** – Schermata del codice sviluppato in ambiente MATLAB

La sezione finale del codice ha permesso di calcolare e mettere a confronto le funzioni di risposta in frequenza (FRF) del segnale in accelerazione (output) prodotto da due distinte condizioni di sollecitazione:

- il carico armonico distribuito $q_{Sétra}$ previsto dalle linee guida normative per la classe di traffico pedonale considerata;
- il carico armonico concentrato $P_{eq,vibrodina}$ generato dalla vibrodina con intensità equivalente.

Il confronto tra le FRF (Fig. 4.9) mostra un'ottima sovrapposizione in corrispondenza dei picchi di risonanza, confermando che la forza concentrata così calibrata è in grado di trasferire alla struttura la medesima eccitazione del carico distribuito.



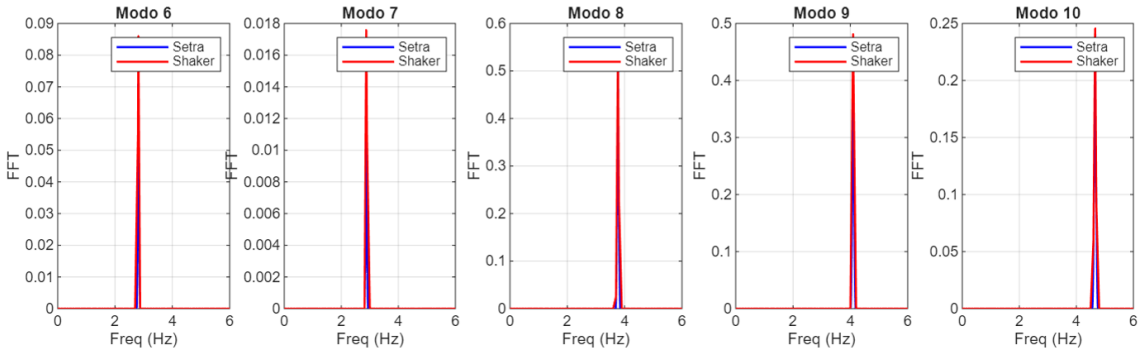



**Fig. 4.9** – Confronto tra le FFT dei segnali in output dati dal carico Sétra e dal carico dello shaker

Oltre al confronto nel dominio delle frequenze, la simulazione numerica ha consentito di quantificare i $\Delta a$ (delta di accelerazione massima) tra i due scenari di carico, valutati nei singoli punti di applicazione della forzante concentrata. I risultati ottenuti, riportati in Tab. 4.1, evidenziano scarti trascurabili tra i picchi di risposta indotti dal carico Sétra e quelli generati dal carico equivalente della vibrodina, confermando che l'azione concentrata sintetizza efficacemente la risposta dinamica globale dell'opera. Il controllo è stato esteso su più nodi per ogni forma modale ma, per non appesantire eccessivamente la trattazione, verrà riportato nel solo nodo di spostamento massimo, dove è applicato $P_{eq}$, in quanto il più rappresentativo.

| **Modo** | **Nodo** | **acc_Sétra $[m/s^2]$** | **acc_Vibrodina $[m/s^2]$** | **$\Delta a$ $[m/s^2]$** |
|---|---|---|---|---|
| 1 | J198 | 0,3713 | 0,3716 | 0,0003 |
| 2 | J193 | 0,1916 | 0,1910 | -0,0060 |
| 3 | J173 | 1,5093 | 1,5100 | 0,0007 |
| 4 | J213 | 1,9651 | 1,9668 | 0,0017 |
| 5 | J193 | 1,7808 | 1,7809 | 0,0001 |
| 6 | J199 | 0,0854 | 0,0859 | 0,0005 |
| 7 | J188 | 0,0147 | 0,0176 | 0,0029 |
| 8 | J198 | 0,5484 | 0,5486 | 0,0002 |
| 9 | J177 | 0,4769 | 0,4809 | 0,0040 |
| 10 | J177 | 0,2451 | 0,2457 | 0,0006 |

**Tab. 4.1** – Delta di accelerazione nodale tra il carico armonico distribuito e il carico armonico puntuale

Per tutti i modi si ottengono dei valori di $\Delta a$ dell'ordine di $10^{-3} \div 10^{-4}$ $[m/s^2]$.

Dopo aver convalidato la formulazione analitica anche per il caso studio reale si è cercato di proporre un breve programma operativo di prove in situ che potesse costituire un punto di partenza per degli approfondimenti futuri.

La principale criticità riscontrata nel cercare di rendere esecutiva la formulazione teorica risiede nella scelta di applicare la forzante nel punto di massimo spostamento modale. Infatti tale punto, a causa delle componenti di moto torsionali, si trova sempre lungo il bordo estremo lato valle dell'impalcato. Tuttavia, per motivi logistici, di ingombro e di sicurezza nelle fasi di ancoraggio, è stato necessario verificare la fattibilità di posizionare lo strumento in una sede più interna della sezione trasversale.

L'analisi di fattibilità condotta spostando il punto di immissione della forza verso l'asse della passerella ha evidenziato che:

- la correlazione teorica con il carico Sétra e la forma della risposta dinamica vengono pienamente mantenute;
- sebbene il posizionamento più interno comporti la misurazione di accelerazioni globalmente inferiori rispetto a quelle massime teoriche ottenibili al bordo, i livelli di vibrazione registrati rimangono ampiamente significativi, misurabili e accettabili per gli scopi della prova.

La procedura si conferma quindi essere solida e valida anche sotto il profilo operativo/cantieristico.

A questo punto, nella Tab. 4.2 si riportano i principali parametri di prova utili per la configurazione dello strumento, mentre nella Fig. 4.10 viene mostrata la posizione dello shaker prevista per l'eccitazione di tutte le forme modali della passerella sul Cesano.

| **Modo** | $f$ **[$Hz$]** | $P_{eq}$ **[N]** | **Tipo di eccitazione** |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,30 | 715 | sinusoide |
| 2 | 1,38 | 747 | sinusoide |
| 3 | 1,64 | 1547 | sinusoide |
| 4 | 1,94 | 2448 | sinusoide |
| 5 | 2,30 | 920 | sinusoide |
| 6 | 2,89 | 131 | sinusoide |
| 7 | 3,15 | 180 | sinusoide |
| 8 | 4,07 | 462 | sinusoide |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 9 | 4,35 | 771 | sinusoide |
| 10 | 4,94 | 246 | sinusoide |

**Tab. 4.2** – Parametri di prova

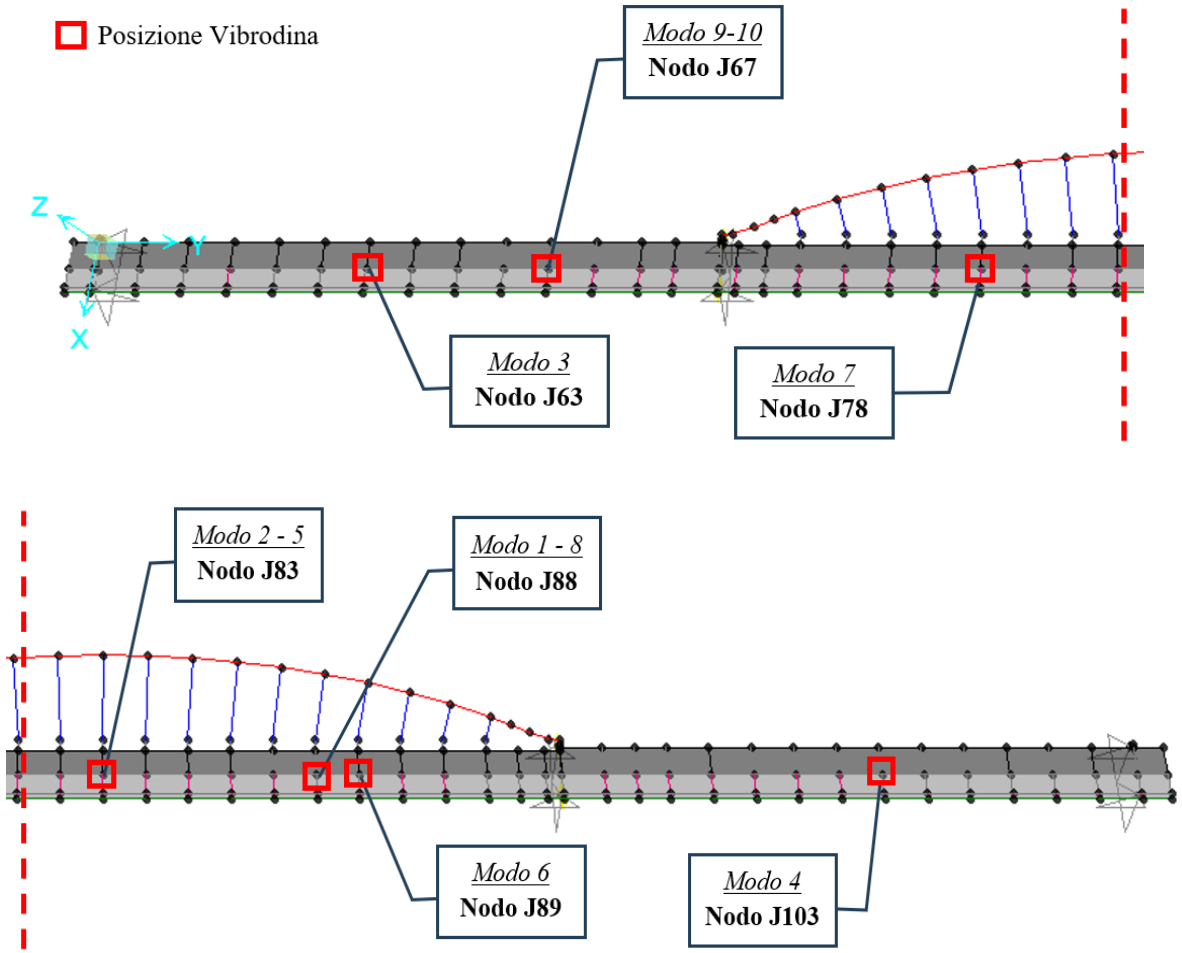



**Fig. 4.10** – Posizione dello shaker per l'eccitazione dei vari modi

# CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi si inserisce in un quadro normativo e scientifico articolato, caratterizzato dall'assenza di un approccio metodologico unico e universalmente standardizzato per l'analisi vibrazionale e la valutazione del comfort delle passerelle pedonali. La coesistenza di diversi codici e documenti internazionali lascia ampio margine a modalità operative eterogenee e a interpretazioni non univoche, sia in fase di modellazione numerica sia nell'esecuzione delle verifiche sperimentali condotte in situ. Per ovviare a tali frammentazioni, nel corso della trattazione si è scelto di adottare un'impostazione metodologica rigorosa, fondata sull'adozione dell'approccio numerico e sperimentale che vantano il più solido supporto della letteratura scientifica e il più stringente ancoraggio ai riferimenti normativi di settore.

L'applicazione parallela della simulazione numerica sul modello FEM e della campagna di rilievo sperimentale ha consentito di mettere in luce un aspetto critico di primaria importanza: dal confronto tra i due domini sono emersi scostamenti significativi nella valutazione del comfort antropico. Tali discrepanze sono da imputarsi principalmente alla variabilità degli scenari di traffico e ai differenti modelli di carico imposti dalle singole procedure normative. Tale evidenza rimarca con forza la necessità di giungere a criteri di verifica unificati e condivisi a livello globale, ma soprattutto sottolinea l'urgenza di disporre di metodi di prova in grado di riprodurre sul campo, in modo fedele e deterministico, i medesimi scenari di eccitazione definiti in sede di calcolo teorico.

In questa prospettiva, con l'obiettivo di delineare una procedura di prova altamente controllata, ripetibile e priva delle incertezze intrinseche al fattore umano, è stata ideata e testata una metodologia di collaudo dinamico, per il primo e il secondo livello, basata sull'impiego della vibrodina (o shaker). Attraverso una specifica formulazione teorica di taratura, la procedura consente di convertire il carico armonico distribuito prescritto dalle linee guida Sétra in un carico concentrato equivalente armonico applicato dallo shaker. La fase di simulazione numerica condotta a supporto del metodo ha confermato la perfetta coerenza dei risultati rispetto alle ipotesi di partenza, dimostrando che l'azione puntuale dello shaker è in grado di sintetizzare con estrema accuratezza la risposta strutturale globale attesa sotto l'azione della folla.

Il lavoro svolto fornisce quindi una solida base metodologica e numerica per l'innovazione delle procedure di collaudo dinamico delle passerelle pedonali. La formulazione sviluppata si configura come una concreta via di sviluppo applicativo, per la quale risulta ora prioritario predisporre specifiche campagne di test sul campo. Solo attraverso una futura validazione sperimentale in situ sarà infatti possibile confermare l'effettiva operatività del metodo, consolidando un protocollo di collaudo sintetico capace di uniformare il risultato teorico-progettuale alla reale risposta della struttura.

# BIBLIOGRAFIA

[1] Brunetti A., Quarchioni S., Nicoletti V., Carbonari S., Gara F. & Dezi L. (2025), "A study on the vibration serviceability performance of a new steel arch footbridge", Structural Integrity Procedia, XX Anidis Conference.

[2] Brunetti A., Scipione G., Martini R., Nicoletti V. & Gara F. (2026), "Numerical-experimental approach for the vibrational analysis of a steel footbridge", Eurodyn 2026, XIII International Conference on Structural Dynamics.

[3] Nicoletti V., Brunetti A., Quarchioni S., Carbonari S. & Gara F., (2026), "In-service vibration analysis of steel pedestrian bridges", Moving Toward Smart, Resilient and Sustainable Bridges, doi: 10.1201/9781003778677-131

[4] Nicoletti V., Quarchioni S., Tentella L., Martini R. & Gara F., (2023), "Experimental tests and numerical analysis for the dynamic characterization of a steel and wooden cable-stayed footbridge", Infrastructures 2023, doi: 10.3390/infrastructures8060100

[5] Sétra, (2006), Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Technical Guide, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes & AFGC (French association of civil engineering), Parigi, Francia.

[6] HiVoSS, (2008), Human Induced Vibration of Steel Structures: Design of Footbridges, Guideline RFS2-CT-2007-00033, Research Fund for Coal and Steel, Bruxelles, Belgio.

[7] SYNPEX, (2008), Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges, Final Report, Research Fund for Coal and Steel, European Commission, Bruxelles, Belgio.

[8] fib, (2005), Guidelines for the design of footbridges, Bulletin No.32, Fédération Internationale du Béton, Losanna, Svizzera.

[9] UNI EN 1990:2006, (2006), Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.

[10] UNI EN 1991-2:2005, (2005), Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.

[11] UNI EN 1995-2:2005, (2005), Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 2: Ponti, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.

[12] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, (2018), Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018), D.M. 17 gennaio 2018, Gazzetta Ufficiale n.42 del 20 febbraio 2018.

[13] BSI, (2008), UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, NA to BS EN 1991-2:2003, British Standards Institution, Londra, UK.

[14] BSI, (2006), Steel, concrete and composite bridges – Part 2: Specification for loads, BS 5400-2:2006, British Standards Institution, Londra, UK.

[15] ISO 2631-2:2003, (2003), Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz), International Organization for Standardization, Ginevra, Svizzera.

[16] ISO 10137:2007, (2007), Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations, International Organization for Standardization, Ginevra, Svizzera.

[17] Chopra A. K., (2017), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 5a ed. Upper Saddle River, NJ: Pearson.

[18] Den Hartog J. P., (1985), Mechanical Vibrations, 4a ed. New York: Dover Publications.

[19] Rastandi J.I., Pramesti K. & Orientilize M., (2021), Forced vibration test of pedestrian steel bridge using eccentric mass shaker, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 622 012010, doi: 10.1088/1755-1315/622/1/012010.