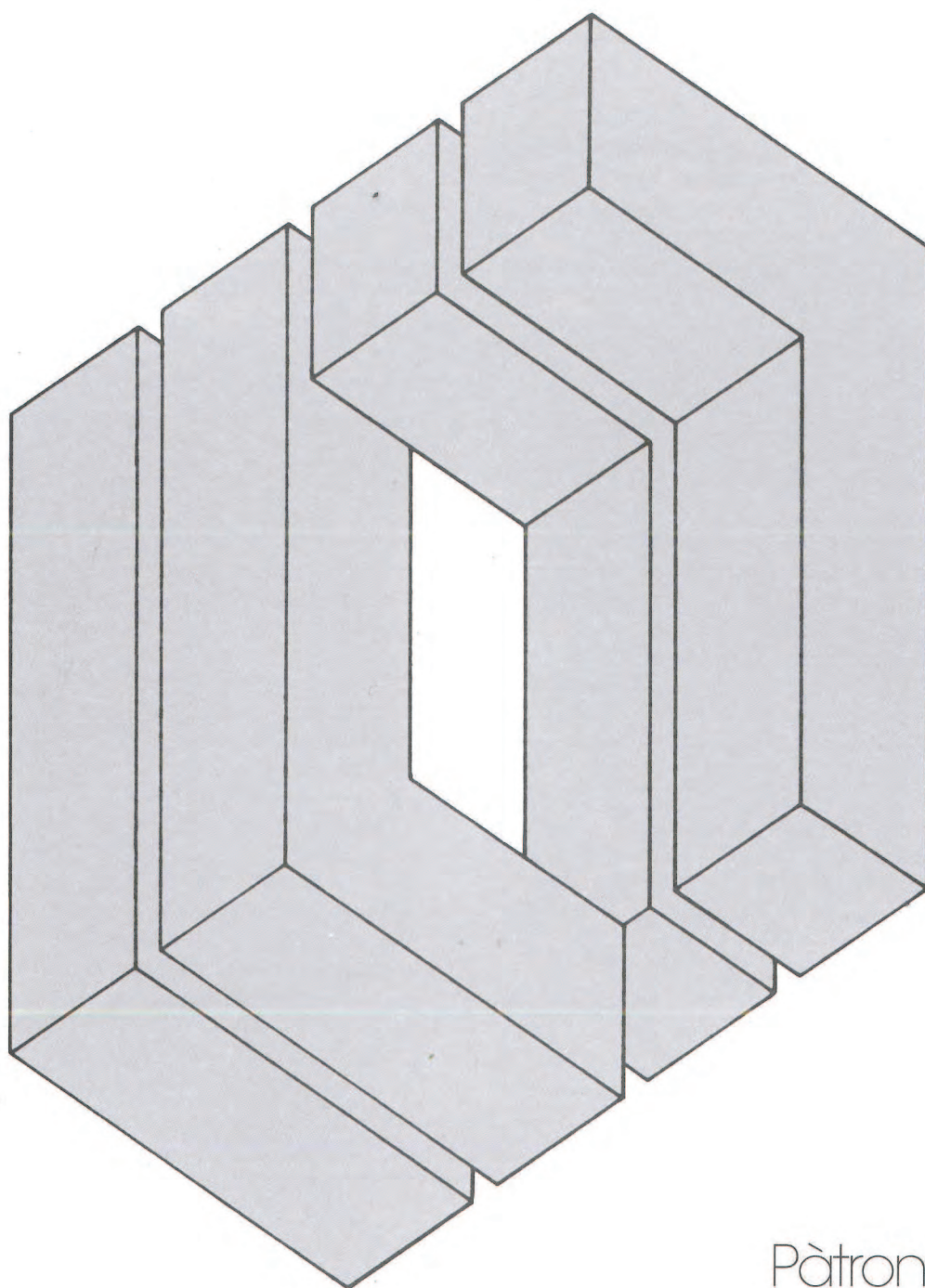


estratto da:

ingegneria sismica

trimestrale tecnico-scientifico



Pàtron editore

Il nuovo ponte sismicamente isolato sul fiume Fella a Dogna: validazione del progetto strutturale a seguito di prove dinamiche

Francesco Alessandrini*, Dario Fedrigo**, Alessandro Cocco***

SOMMARIO – Viene presentato un possibile esempio di validazione strutturale a seguito della caratterizzazione dinamica del nuovo ponte sul fiume Fella a Dogna. Si tratta di una struttura continua a trave in cap postesa in grado di scavalcare, con le sue due luci da 37.5 m ciascuna, l'ampio alveo alluvionale. Il ponte, che sorge in quella che era considerata una zona sismica 1, è stato isolato sismicamente mediante l'utilizzo di appoggi/isolatori elastomerici in grado di abbattere pesantemente le sollecitazioni di origine sismica. La sperimentazione dinamica eseguita sull'opera e la successiva identificazione strutturale mediante tecniche di «model updating» hanno permesso di ottenere una «lettura di zero» delle caratteristiche dinamiche dell'opera, da utilizzarsi come dato di riferimento per successive analisi di degrado nel tempo della stessa, soprattutto a seguito di un evento sismico. Si conclude presentando un parallelo tra le sollecitazioni individuate nel modello di calcolo (sulla base del quale il ponte è stato costruito) e il modello risultante dalla caratterizzazione dinamica.

SUMMARY – An example of structural validation as a result of dynamic identification of a new bridge over the river Fella in Dogna (Italy) follows. The structure, a prestressed concrete continuous beam, bypasses, with its two spans of 37.5 m each, the wide alluvial riverbed. The bridge, which rises in an high level seismic area, has been isolated by the use of elastomeric isolators able to reduce the heavy stresses of seismic origin. The dynamic tests performed on the bridge and the followed structural identification by means of model updating have led to a «zero reading» of the dynamic characteristics, to be used as reference data for subsequent analysis of degradation, especially following a seismic event. It will be shown a parallel between the stresses identified in the structural model (based on which the bridge was built) and the resulting model from dynamic identification, to extract a possible criterion for structural validation after the construction.

Parole chiave: ponte, isolamento sismico, validazione, modellazione strutturale, dinamica strutturale.

Keywords: bridge, seismic isolation, validation, structural modelling, dynamic of structures.

1. Introduzione

È stato recentemente completato il nuovo ponte sul fiume Fella, una struttura continua in c.a.p. su due luci che, con un balzo di circa 80 m, permette di collegare il paese di Dogna, sito nel territorio montano della Provincia di Udine, con la valle omonima /1/. La struttura, in c.a.p. post-teso, si presenta molto snella nel suo aspetto longitudinale, in modo da garantire una piacevole estetica e, contemporaneamente, non eccedere nelle masse strutturali in relazione alle problematiche di ordine sismico (Fig. 1, 2, 3).

Essendo infatti la zona caratterizzata da elevata sismicità si è dovuto cercare una soluzione di compromesso tra le richieste architettoniche e quelle strutturali; il risultato finale è un manufatto snello, di piacevole inserimento ambientale e dotato dell'adeguata resistenza statica, grazie anche al sistema di vincolo utilizzato che ne permette l'isolamento sismico.

Nel presente articolo si evidenziano gli aspetti del comportamento dinamico della struttura che sono stati indagati anche sperimentalmente ad opera eseguita. La sperimentazione ha permesso poi di procedere, a posteriori, all'adeguamento del modello strutturale in modo da cercare di adattare quanto più possibile al reale il comportamento dinamico identificabile tramite modello.

La grande attenzione e il non comune ampliamento delle indagini relative al comportamento dinamico dell'opera è stata resa possibile anche grazie alla presenza del Committente, la Protezione Civile Regionale del Friuli Venezia Giulia, che ha proprio per scopo istituzionale la massima prevenzione dei danni dovuti ad eventi catastrofici, quali, in primis, gli eventi sismici.

2. La struttura

Il ponte di nuova costruzione presenta una lunghezza complessiva di 77 m e l'impalcato, costituito da due campate simmetriche, è realizzato con una singola trave continua in c.a.p. post-tesa. La carreggiata stradale ha larghezza complessiva di 10.5 m, di cui 7.5 m di sede viabile, 2.50 m destinati ad un marciapiede laterale e 0.5 m per l'alloggiamento della barriera stradale. L'opera è stata calcolata come ponte di prima categoria

* Ingegnere, senior designer di Alpe Progetti srl società di ingegneria – Udine - Italia.

** Ingegnere, designer di Alpe Progetti srl società di ingegneria – Udine - Italia.

*** Ingegnere, designer di CP Ingegneria – Gemona del Friuli (UD) - Italia.



Fig. 1. Vista da valle del ponte sul fiume Fella.

in zona sismica 1, ai sensi della classificazione sismica introdotta dalla OPCM 3274/03.

Planimetricamente il manufatto presenta andamento rettilineo, mentre longitudinalmente mostra una doppia pendenza di circa il 2.2% dalle spalle verso il centro, che realizza una monta in asse pila di circa 80cm;

trasversalmente la sede stradale ha una doppia inclinazione costante pari a 2.5%, rivolta verso il lembo esterno della strada (Fig. 4).

La sezione resistente dell'impalcato è caratterizzata da una trave precompressa post-tesa, costituita da un'anima di larghezza costante pari a 4.00 m e larghezza complessiva superiore di calcolo pari a 10.5 m, con altezza massima in asse pila di 2.2 m e di 1.30 m in mezzzeria, spessore delle ali di 0.20 m alle estremità e 0.50 m in corrispondenza dell'attacco con l'anima. Lungo lo sviluppo della trave sono disposti 12 cavi di post-tensione da 25 trefoli da 0.6», il cui tracciato è caratterizzato da tratti rettilinei (in campata e sull'appoggio) raccordati da tratti parabolici, e che sono stati assoggettati ad una tensione iniziale di tesatura di circa 1200 MPa, a cui corrisponde un carico assiale per cavo di circa 4170 kN.

La pila centrale è caratterizzata dall'avere una sezione composta, complessivamente inscrittibile in un rettangolo di dimensioni pari a 2.4x4.0 m, in cui i due lati ortogonali all'asse stradale sono lunghi 1.6 m, e sono raccordati alle due estremità da una semicirconferenza di 2.4 m di diametro (Fig. 5). L'altezza massima è pari a circa 10.0 m dallo spiccatto fondazionale, que-

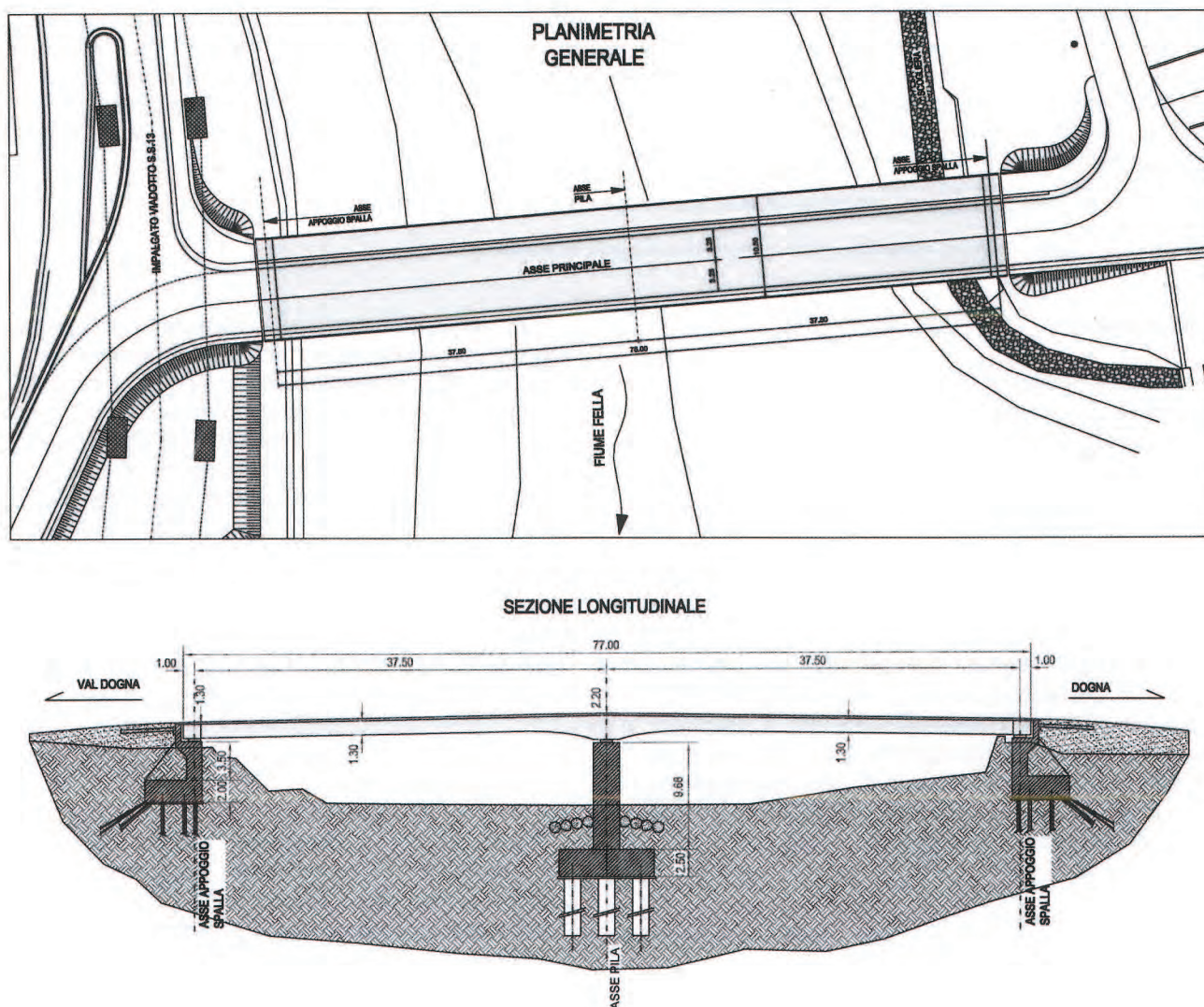


Fig. 2. Schema planimetrico e sezione longitudinale del ponte.



Fig. 3. Vista da valle del ponte sul fiume Fella.

sto per tener conto di un possibile scalzamento, rispetto alla configurazione attuale esistente, di circa 4.0m.

Il plinto di fondazione ha pianta a forma di esagono regolare di lato 5.00 m, con spessore di 2.50 m, poggiante su pali trivellati in c.a.

Le spalle sono costituite da una platea di fondazione di dimensioni pari a 10.5x5.2 m circa, e spessore costante di 2.00 m; il paramento verticale presenta un'altezza libera di 3.50 m ed uno spessore costante di 1.40 m; nel lato a monte sono stati realizzati due contrafforti, necessari per garantire la resistenza della struttura nei confronti dell'azione sismica orizzontale trasmessa dall'impalcato.

Le fondazioni sono di tipo profondo, in modo da garantire la stabilità dell'intera struttura anche a fronte di fenomeni di scalzamento.

La pila è fondata su sei pali trivellati di grosso diametro ($\Phi 1200$ mm) in c.a. lunghi 15.5 m, dispo-

SEZIONE TIPO TRASVERSALE

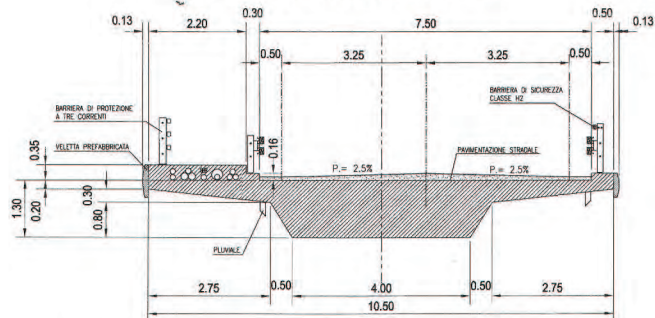


Fig. 4. Sezione trasversale dell'impalcato.

sti lungo i vertici di un esagono regolare con lato di 3.60 m; la profondità prevista dell'estremità superiore dei pali è a circa -4.00 m dal piano campagna.

Le spalle sono fondate su 48 micropali di diametro 300 mm, di cui 36 verticali (lunghi 22 m) e 12 inclinati (aventi lunghezza di 15 m ed inclinazione di 45°), a cui si sommano 11 tiranti in barre $\Phi 36$, inclinati $30^\circ/35^\circ$ rispetto l'orizzontale, e con lunghezza complessiva di 15 m (di cui 8 m di ancoraggio).

2.1. Appoggi e isolamento sismico

Gli appoggi dell'impalcato sulle spalle e sulla pila sono costituiti da coppie di dispositivi di isolamento sismico in elastomero armato, a comportamento multidirezionale. Questi elementi, data la ridotta rigidità elastica, permettono i movimenti lenti della struttura senza generare forze di reazione considerevoli; nel caso di eventi sismici essi riescono a disaccoppiare il movimento dell'impalcato (a cui è associata la gran parte

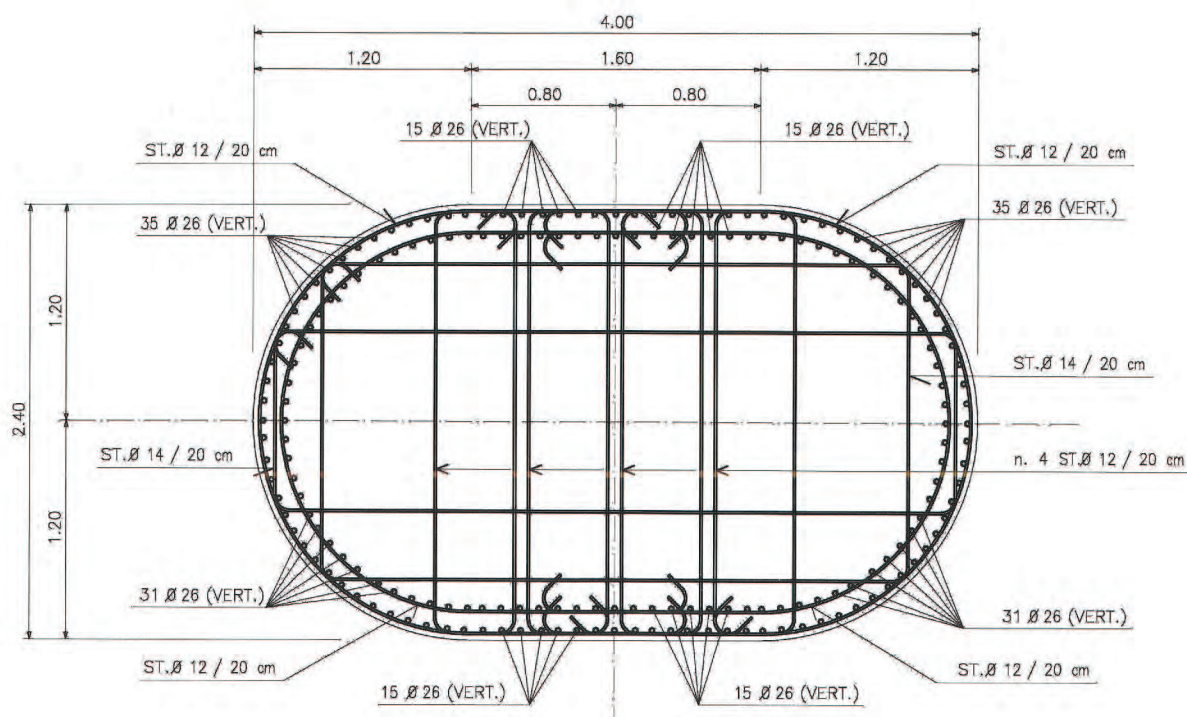


Fig. 5. Sezione trasversale pila.

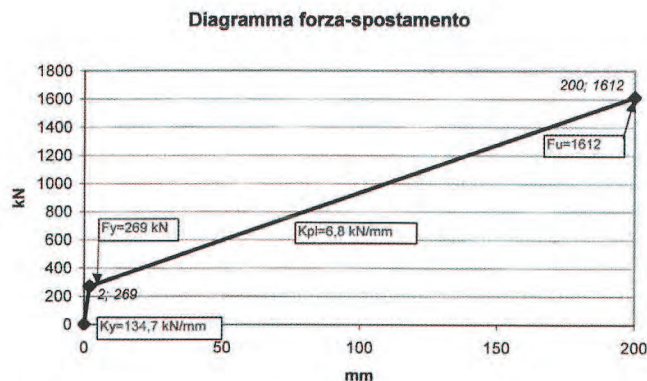


Fig. 6. Legame costitutivo dell'isolatore sismico.

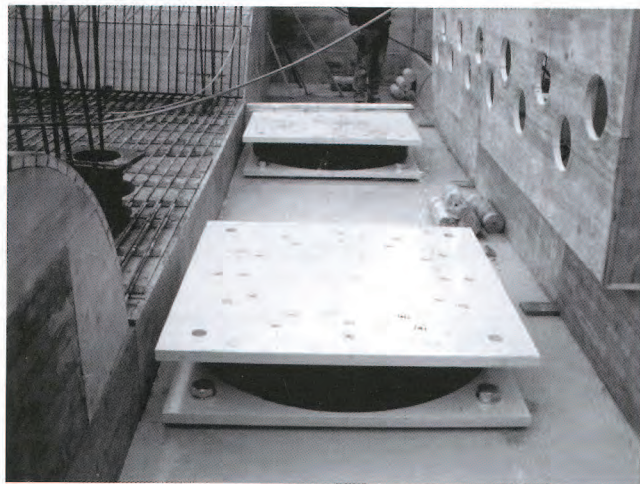


Fig. 7. Dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato.

della massa) da quello del terreno, in virtù della limitata rigidità traslazionale che offrono in fase plastica (pari a circa il 5% di quella elastica, Fig. 6).

Definita con F_U la massima forza di reazione dell'appoggio, δ_U il suo spostamento massimo, F_Y e δ_Y la forza ed il corrispondente spostamento al limite elastico, K_E la rigidità equivalente e β il coefficiente di smorzamento equivalente, le equazioni che esprimono la risposta del sistema di appoggio sono:

$$F_U = K_E \cdot \delta_U$$

$$F_Y = F_U \cdot \left(\beta \cdot \frac{\pi}{2} + \frac{\delta_Y}{\delta_U} \right)$$

Con l'utilizzo dei dispositivi elastomerici (Fig. 7) si è riusciti a realizzare quello che normalmente viene indicato come «isolamento sismico» della struttura, in grado di ridurre in modo notevole le forze inerziali che un impalcato pesante come quello in esame (oltre 18000 kN) può attivare durante l'evento sismico.

L'alternativa a questa soluzione sarebbe stata quella di avere l'impalcato vincolato rigidamente ad una spalla od alla pila (Fig. 8): in tal caso le forze inerziali che si sarebbero generate avrebbero assunto un valore pari circa al doppio di quelle ottenute con la struttura isolata.

Nonostante l'utilizzo dell'isolamento le forze sismiche orizzontali sono comunque risultate notevoli e ciò

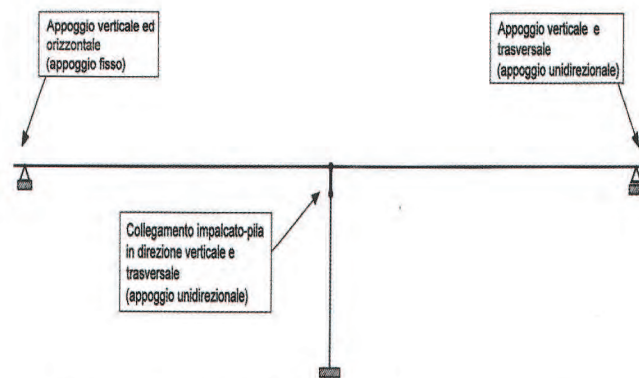


Fig. 8. Schema statico della struttura con appoggi tradizionali.

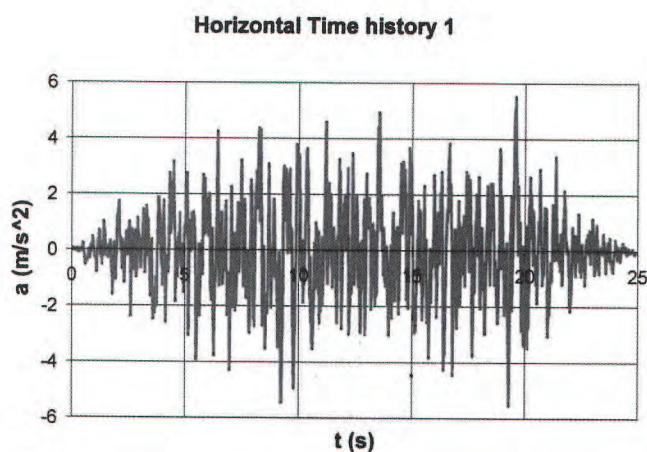


Fig. 9. Esempio di accelerogramma adottato in sede di progetto.

ha richiesto l'adozione di pile e spalle con dimensioni e resistenze significative.

3. Il calcolo della struttura

La struttura del complesso impalcato-pila è stata studiata mediante un modello agli elementi finiti (codice di calcolo SAP2000), conducendo due analisi distinte:

- analisi «A», in campo lineare, volta a determinare le sollecitazioni dovute alle azioni «statiche» (peso proprio, carichi portati, transito dei veicoli di progetto, etc.);

- analisi «B», in campo non lineare, indirizzata a determinare la risposta della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

In entrambe le analisi l'impalcato è stato modellato tramite un insieme di elementi finiti monodimensionali tipo «beam», di lunghezza quasi costante (circa 1.0m), in modo da poter valutare la corretta rigidità di ogni singola sezione. Tale accorgimento si è reso necessario in quanto la sezione strutturale presenta, lungo il suo sviluppo longitudinale, sia un'altezza variabile della nervatura centrale (che passa da 1.30 m in campata a 2.20 m in appoggio pila) sia una larghezza variabile da 10.50 m in campata a 5.0 m in appoggio pila, per effetto del taglio delle ali della sezione trasversale tra le due campate.

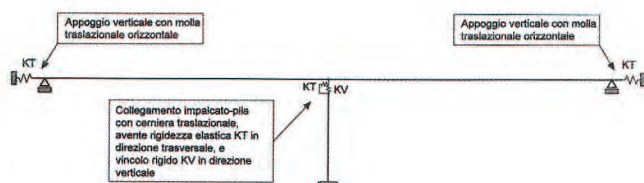


Fig. 10. Schema statico del modello di progetto.

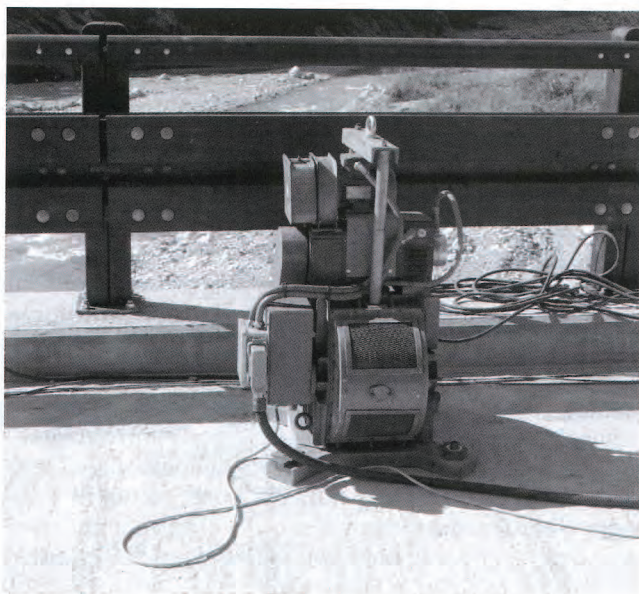


Fig. 11. Vibrodina posizionata a lato dell'impalcato.

La discretizzazione adottata ha permesso di valutare con buona accuratezza l'effetto della coazione di precompressione, applicata mediante appositi elementi finiti («tendon»).

Gli isolatori sono stati inseriti come elementi finiti tipo «nnlink», assimilabili a molle a comportamento elasto-plastico incrudente, in grado quindi di descrivere il comportamento del dispositivo.

L'analisi sismica è stata condotta considerando tre gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili (Fig. 9), ottenuti a partire dagli accelerogrammi misurati in occasione dell'evento sismico del 1976 nelle località friulane di Tolmezzo, Barcis e Codroipo. Si è fatto riferimento allo spettro di risposta elastico assumendo un coefficiente di importanza γ_I pari a 1.3.

Per ogni gruppo di accelerogrammi è stata condotta un'analisi non lineare tramite integrazione diretta nel tempo, ed i risultati sono poi stati combinati in modo da estrarre i valori di progetto.

In tutte le analisi non sono state modellate le strutture delle spalle, in quanto dotate di rigidità tale da ragionevolmente figurare come vincolo fisso nei confronti degli appoggi dell'impalcato (Fig. 10).

4. Prove dinamiche

Oltre al classico collaudo statico mediante posizionamento di autocarri, il ponte è stato sottoposto ad una serie di prove di eccitazione meccanica della struttura (Fig. 11).

Tabella 1. Primi modi di vibrare e relative frequenze, individuati con il modello di calcolo di progetto.

Frequenze proprie modello di calcolo			
n.	T (s)	F Hz	tipo (L),(V),(T),(TOR)
1	0,696	1,44	V
2	0,466	2,15	T
3	0,445	2,25	L
4	0,405	2,47	V
5	0,321	3,11	T
6	0,174	5,75	V
7	0,160	6,25	T
8	0,131	7,63	V

Si indicano con «V» i modi flessionali verticali, «L» e «T» rispettivamente quelli trasversali longitudinali e trasversali, «TOR» quelli torsionali.

Tabella 2. Frequenze proprie con relativo smorzamento e forma modale ottenute dalle prove sperimentali.

Riepilogo risultati sperimentali			
Modo rilevato	Frequenza	Smorzamento	Forma modale
1	2.0 Hz	2.2 %	verticale flessionale
2	3.1 Hz	2.9 %	trasversale
3	3.2 Hz	1.4 %	verticale flessionale
4	3.6 Hz	4.8 %	longitudinale
5	4.9 Hz	3.5 %	trasversale
6	7.0 Hz	1.6 %	torsionale
7	8.0 Hz	1.1 %	torsionale

Ciò ha permesso di comprenderne l'effettivo comportamento dinamico e la reale risposta del ponte alle azioni sismiche. Queste prove hanno anche permesso di validare «a posteriori» il modello di calcolo utilizzato (model updating), ovvero individuare di quanto le caratteristiche dinamiche del modello di partenza erano allineate a quelle realmente misurate e procedere successivamente ad una modifica del modello stesso per cercare di far combaciare quanto più possibile le sue caratteristiche dinamiche con i risultati sperimentali.

Dalle analisi svolte è emerso un comportamento dinamico regolare, privo di anomalie, e caratterizzato da una sostanziale linearità di risposta alle vibrazioni forzate impresse.

5. Validazione del modello di calcolo

La campagna di prove dinamiche condotte sulla struttura del ponte ha avuto come obiettivo anche quello di validare il modello di calcolo assunto in fase di progetto.

Tale modello ha permesso di individuare a priori le caratteristiche dinamiche dell'impalcato tramite, principalmente, la stima dei primi modi di vibrare e delle relative frequenze, riportate nella tabella 1.

I risultati ottenuti derivano da un'analisi modale agli autovalori svolta su un modello semplice mono-

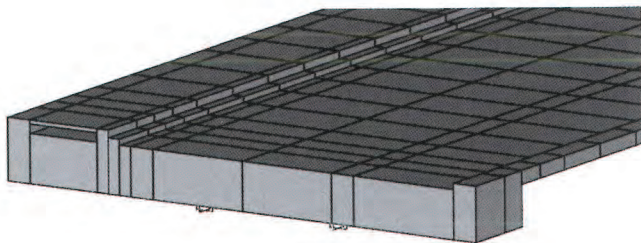


Fig. 12. Particolare del modello di calcolo, con evidenziata la presenza dei cordoli laterali e del marciapiede.

Tabella 3. Dati di input iniziali del modello f.e.m.

Dati di input iniziali		
$E_{CLS,impal}=43200$ Mpa	$E_{CLS,pila}=43200$ MPa	$\nu=0.15$
$K_{app,T}=134700$ kN/m	$K_{app,V}=6448000$ kN/m	$K_{app,R}=656326$ kNm/rad

Tabella 4. Frequenze proprie del modello f.e.m. iniziale.

Frequenze proprie (modello 00)			
n.	T (s)	F Hz	tipo (L),(V),(T),(TOR)
1	0,49367	2,03	V
2	0,37698	2,65	T
3	0,32728	3,06	L
4	0,30877	3,24	V
5	0,23700	4,22	T
6	0,14851	6,73	TOR
7	0,13938	7,17	V
8	0,13804	7,24	TOR + T
9	0,10933	9,15	TOR
10	0,10768	9,29	V

dimensionale, sostanzialmente costituito da una trave su due appoggi laterali ed uno intermedio. Ai vincoli esterni sono state assegnate le caratteristiche di rigidità traslazionale proprie degli appoggi adottati, mentre l'appoggio intermedio è costituito dall'insieme pila+appoggi elastomerici.

L'analisi quindi riesce a cogliere il comportamento globale della struttura, nei limiti comunque di una modellazione semplice rispetto quanto in realtà necessario per ottenere una precisa caratterizzazione dinamica dell'opera.

Le prove sperimentali si sono concentrate nell'individuazione dei primi modi di vibrare, focalizzando l'attenzione sulla risposta strutturale compresa tra le frequenze di 1 Hz e 10 Hz. Sono quindi stati implicitamente trascurati i modi con frequenza superiore a 10 Hz, sia perché poco significativi ai fini del comportamento complessivo della struttura, sia perché associati generalmente a forme modali complesse e quindi non facilmente identificabili.

Nella tabella 2 sono riportate le frequenze proprie, lo smorzamento e la descrizione della rispettiva forma modale ottenute dalle prove sperimentali.

Tra i risultati sperimentali e le previsioni di progetto si è notato che l'impalcato risulta essere nella realtà più rigido sia dal punto di vista flessionale sia da quello traslazionale, pur rispettando le forme modali determinate in sede di analisi. Inoltre sono stati rilevati dei modi torsionali che nel modello di calcolo si evidenziano solo a frequenze maggiori (circa 20 Hz). Alla

luce di ciò si può dire che il modello «semplificato» ha permesso di cogliere bene le prime forme modali (che per questa tipologia di strutture attivano un'elevata percentuale di massa), tuttavia con degli errori di stima delle frequenze non sempre trascurabili ai fini di una precisa caratterizzazione dinamica.

Considerati quindi i risultati delle prove, si è voluto realizzare un modello della struttura agli elementi finiti più raffinato di quello adottato in sede di progetto, allo scopo di poter descrivere con maggiore precisione l'effettiva distribuzione delle masse in gioco, nonché tener conto di alcuni elementi generalmente considerati come «secondari», quali i cordoli laterali, i marciapiedi, i giunti.

L'impalcato è stato quindi discretizzato con elementi tipo «shell» bidimensionali a 4 nodi, a spessore variabile, in modo da rappresentare sia la variazione di rigidità trasversale dovuta agli sbalzi, sia quella in senso longitudinale dovuta alla variazione di altezza della nervatura centrale. In corrispondenza dell'asse trasversale della pila, le ali dell'impalcato sono state «separate», per rappresentare il taglio effettivamente previsto e poi realizzato; lateralmente, inoltre, è stato considerato l'incremento di spessore dato dalla presenza del cordolo (lato a valle del ponte) e del marciapiede (lato a monte), in quanto oltre ad incrementare la massa, comporta pure un incremento di rigidità flessionale verticale e trasversale.

In particolare il marciapiede è stato modellato considerando come collaboranti le due nervature laterali, e la soletta di 0.10 m superiore, posta al di sopra della zona (praticamente cava) destinata al passaggio delle tubazioni per gli impianti (Fig. 12).

In tutto il modello, i vari elementi bidimensionali sono stati allineati tra loro all'estradosso in modo da rappresentare l'effettiva geometria dell'impalcato.

Anche in questo modello gli appoggi sono stati modellati considerando degli elementi finiti tipo «nnlink».

Le spalle sono state trascurate, e descritte come vincoli fissi, considerata la maggior rigidità flessionale che esse hanno rispetto alla pila centrale; questa è stata inserita nel modello con la sua effettiva sezione, e con un'altezza di 10.0 m, incastrata poi alla base; è stata trascurata in prima battuta la presenza del terreno posto a lato del fusto della pila, in effetti parzialmente interrata.

Nelle tabelle 3 e 4 sono riportate le frequenze proprie e la forma modale ottenute dal modello numerico agli elementi finiti, una volta fissati alcuni parametri meccanici e geometrici, quali il modulo elastico del materiale (E_{cls}), il coefficiente di Poisson del calcestruzzo, l'altezza utile della pila (H_U), la rigidità traslazionale e rotazionale degli appoggi ($K_{app,T}$ e $K_{app,R}$). In particolare per altezza utile H_U si intende l'altezza del fusto di pila non immersa nel terreno.

5.1. Studio di alcuni parametri meccanici della struttura nell'analisi modale

A partire dai risultati ottenuti con i dati di input iniziali sono state condotte ulteriori analisi modali, modificando di volta in volta un solo parametro, al fine di valutare l'influenza dello stesso sulle caratteristiche

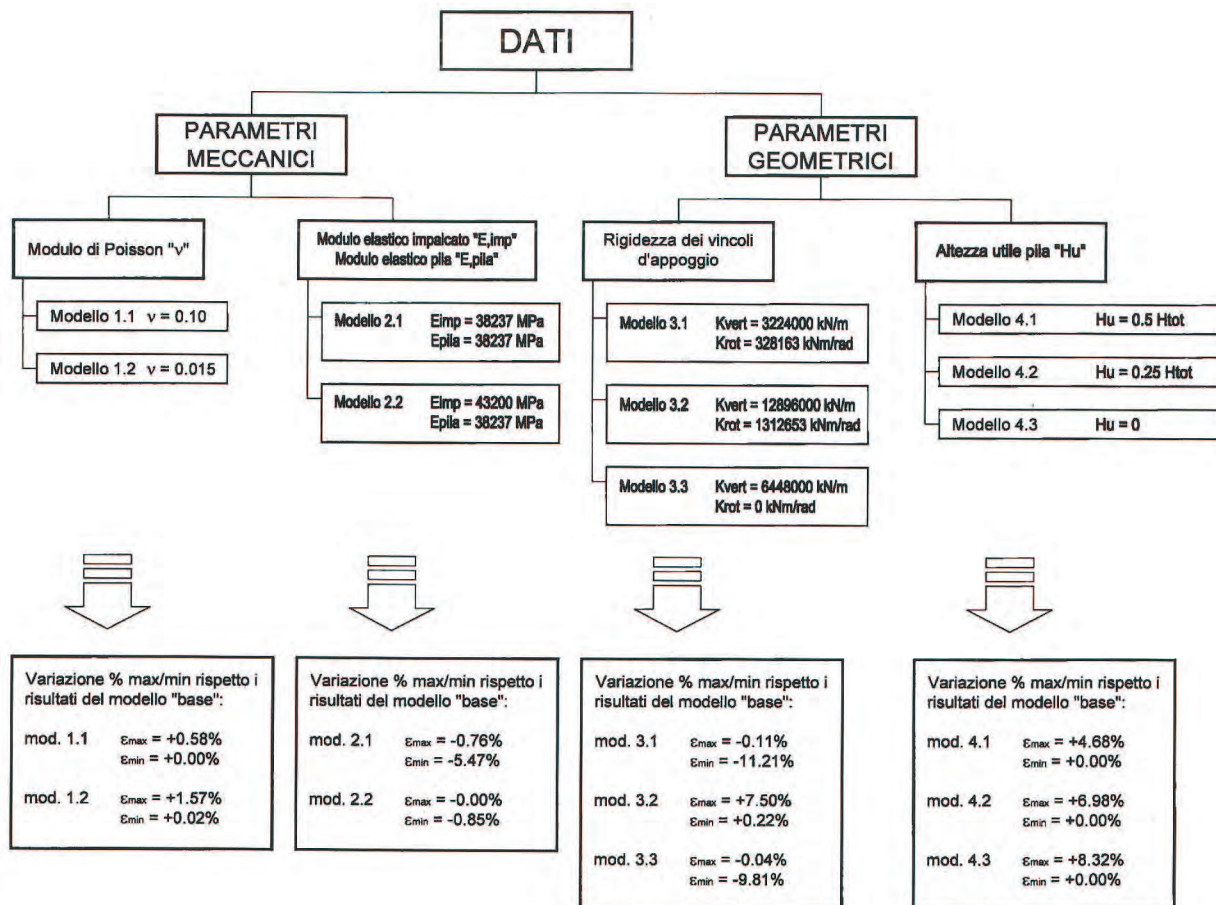


Fig. 13. Schema relativo alla metodologia di studio.

dinamiche globali della struttura /2/. In particolare si è analizzata la variazione dei seguenti parametri:

1. modulo di Poisson
2. modulo elastico del calcestruzzo
3. rigidezza rotazionale degli appoggi
4. altezza utile della pila

Non è stata considerata l'azione di precompressione, attiva nel momento in cui sono state eseguite le prove. A tal proposito è da rilevare come allo stato attuale non esista un modello univocamente riconosciuto che correli l'azione di precompressione alle caratteristiche vibrazionali di una struttura in c.a. Infatti il modello teorico generalmente utilizzato per tali scopi fornisce la seguente espressione (valida per trave in semplice appoggio) per il calcolo della pulsazione ω_n :

$$\omega_n^2 = -\left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot \frac{N}{m} + \left(\frac{n \cdot \pi}{L}\right)^4 \cdot \frac{E \cdot J}{m}$$

$$f_n = \frac{\omega}{\sqrt{2 \cdot \pi}}$$

in cui L è la luce di calcolo, E il modulo elastico, J il momento di inerzia, m la massa per unità di lunghezza, ed N il carico assiale di compressione. Al crescere del carico assiale la frequenza (di oscillazione verticale) tende a scendere: tuttavia nelle diverse prove sperimentali condotte da vari ricercatori /3/, tale comportamento non è stato rilevato, ed invece sembra che il comportamento dinamico della struttura indagata non cambi al

variare del carico di precompressione /4/, /5/. In base a quanto evidenziato in letteratura, l'idea è che il modello teorico (sopra riportato) non sia adatto a descrivere il problema fisico: sono stati formulati altri modelli, più complessi, che sembrano avvicinarsi maggiormente ai risultati sperimentali /4/.

Considerate le incertezze ancora esistenti a livello teorico si è scelto di trascurare, per il caso studiato, l'effetto della precompressione sulle caratteristiche vibrazionali dell'impalcato.

Lo schema illustrato in Fig. 13 riassume la metodologia adottata, e si riportano sinteticamente i risultati ottenuti (in termini di variazioni percentuali delle frequenze rispetto al modello base). Le analisi hanno messo in evidenza una diversa sensibilità ai vari parametri considerati: in particolare la variazione della rigidezza flessionale degli appoggi può comportare variazioni sul valore delle frequenze anche del 10%.

L'ipotesi di rigidezza rotazionale nulla degli appoggi (cerniera perfetta, considerata nel modello 3.3), ha comportato una evidente riduzione della frequenza del primo modo flessionale verticale (che passa da 2.03 Hz a 1.83 Hz, con uno scostamento del 10% circa), che si attenua però all'aumentare dei modi (Fig. 14).

5.2. Confronto con i risultati sperimentali e definizione del modello «validato»

Una volta definito il modello numerico della struttura, e condotta l'analisi modale, è possibile confrontare

Influenza della rigidità degli appoggi

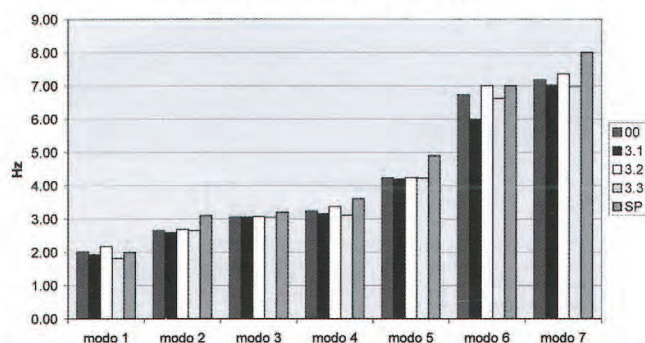


Fig. 14. Influenza della variazione della rigidità rotazionale degli appoggi per le frequenze dei primi modi di vibrare.

i risultati con quelli ottenuti in via sperimentale sulla struttura vera e propria, al fine di realizzare (o meglio ritrarre) il modello f.e.m. di partenza.

I valori dei parametri meccanici (Fig. 15) e geometrici adottati in fase finale sono:

Modulo di Poisson:	$\nu = 0.15$
Modulo elastico calcestruzzo impalcato:	$E_{imp} = 43200 \text{ MPa}$
Modulo elastico calcestruzzo pila:	$E_{pil} = 43200 \text{ MPa}$
Rigidità traslazionale appoggi:	$K_{TRASL} = 134700 \text{ kN/m}$
Rigidità verticale appoggi:	$K_{VERT} = 7737600 \text{ kN/m}$
Rigidità rotazionale appoggi:	$K_{ROT} = 787592 \text{ kNm/rad}$
Altezza utile pila (Hu):	$H_u = 5.00 \text{ m}$

La scelta dei parametri è stata fatta nell'ottica di ridurre l'errore percentuale nelle frequenze dei primi modi di vibrare; si è osservato che ϵ_1 (errore percentuale del modo di vibrare 1) cresce al crescere di K_{ROT} , mentre $\epsilon_2, \epsilon_3, \epsilon_4$ si riducono; inoltre l'altezza efficace della pila è stata fissata pari ad $H/2$, in relazione allo stato dell'alveo all'atto delle prove.

Gli errori maggiori si rilevano per i modi di vibrare traslazionali (trasversale e longitudinale), e sono da associare ad una rigidità leggermente superiore a quella elastica iniziale proposta dal fornitore, fatto questo legato probabilmente ad una situazione transitoria in cui l'appoggio si trovava all'atto delle prove

Tabella 5. Frequenze proprie del modello validato ed errore percentuale nei diversi modi di vibrare.

n.	Riepilogo risultati			
	modello validato		valori attesi	
	F	tipo	F	tipo
	Hz	(L),(V),(T)	Hz	(L),(V),(T)
1	2.06	V	2.0	V
2	2.79	T	3.1	T
3	3.19	L	3.2	V
4	3.27	V	3.6	L
5	4.23	T	4.9	T
6	6.88	TOR	7.0	TOR
7	7.22	V	8.0	TOR

L = modo di vibrare in senso longitudinale

T = modo di vibrare in senso trasversale

V = modo di vibrare in senso verticale

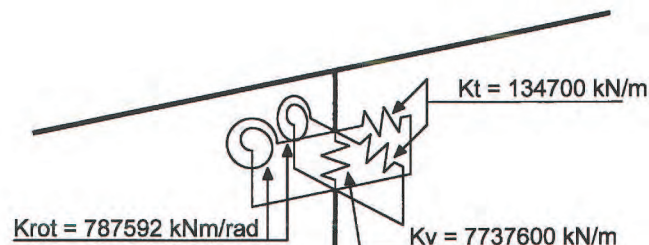


Fig. 15. Schema del collegamento pila-impalcato.

/2/. Questa maggior rigidità comporta anche uno sfalsamento delle forme di vibrare: l'analisi infatti individua come terzo il primo modo di vibrare longitudinale ($f = 3.19 \text{ Hz}$), e quarto il secondo modo di vibrare verticale ($f = 3.27 \text{ Hz}$), invertiti quindi rispetto i risultati sperimentali (Tab. 5).

Quanto riscontrato ha comunque un peso limitato sul comportamento della struttura e degli appoggi in particolare, in quanto in condizioni sismiche il dispositivo manifesta un comportamento non lineare, con rigidità che varia con continuità dal valore iniziale a quello plastico in base alla storia deformativa a cui viene assoggettato.

5.3. Confronto con il modello di progetto

Il modello agli elementi finiti, con i valori delle caratteristiche meccaniche derivanti dal processo di validazione precedentemente descritto, è stato quindi utilizzato per determinare lo stato di sollecitazione nella struttura, in condizioni statiche e sismiche, allo scopo di poter confrontare il nuovo set di sollecitazioni con i risultati delle analisi condotte in sede di progetto.

5.3.1. Condizioni di carico statiche

Focalizzando l'attenzione sulle due sezioni maggiormente sollecitate dell'impalcato (quella in campata, S1, e quella in appoggio pila, S2) ed in particolare sulle sollecitazioni flessionali agenti in corrispondenza di queste, si osservano gli stati di sollecitazione flessionale riportati in Tab. 6 e 7.

Le differenze sugli effetti dei carichi permanenti por-

Errore %	
$\epsilon_1 =$	3.22
$\epsilon_2 =$	-9.98
$\epsilon_{43} =$	2.12
$\epsilon_{34} =$	-11.26
$\epsilon_5 =$	-13.77
$\epsilon_6 =$	-1.65

Tabella 6. Sollecitazioni nel modello E1 di progetto.

Condizione di carico	Sezione S1 - campata -	Sezione S2 - appoggio su pila-
	Mom. flett. M3 [kNm]	Mom. flett. M3 [kNm]
Permanenti:		
Peso proprio	+17640	-41653
Carichi portati	+5090	-11912
Carichi mobili (Q1+Q2)	+10673	-14148

Tabella 7. Sollecitazioni nel modello E2 validato.

Condizione di carico	Sezione S1 - campata -	Sezione S2 - appoggio su pila -
	Mom. flett. M3 [kNm]- (difformità rispetto E1)	Mom. flett. M3 [kNm] - (difformità rispetto E1)
Permanenti:		
Peso proprio	+15927 (-9.71%)	-41872 (+0.53%)
Carichi portati	+2075 (-59.2%)	-5424 (-54.4%)
Carichi mobili (Q1+Q2)	+9012 (-15.56%)	-13490 (-4.65%)

tati sono elevate ma poco significative ai fini del presente lavoro, in quanto sono principalmente legate ad una riduzione dei carichi applicati, ora calcolati sulla base di quanto effettivamente posto in opera; più significativa invece è la variazione degli effetti legati al peso proprio o ai carichi mobili: in generale si osserva una riduzione del momento sollecitante in campata di circa il 10%, mentre in pila il momento rimane sostanzialmente simile a quello già determinato. La causa di queste variazioni è da addebitarsi principalmente alle caratteristiche degli appoggi, che nel modello validato non si comportano come una pura cerniera flessionale, ed anche alle caratteristiche del nuovo modello di calcolo (tipo di elementi usati, precisione raggiunta dalla discretizzazione,...).

5.3.2. Condizioni di carico sismiche

È stata condotta un'analisi sismica in campo non lineare, applicando 3 serie di accelerogrammi spettrocompatibili, al fine di valutare le azioni agenti sui dispositivi di isolamento. A differenza di quanto fatto in sede di progetto, gli accelerogrammi sono di tipo artificiale, ottenuti a partire dallo spettro elastico di progetto (amplificato del coefficiente di importanza $\gamma_I=1.3$): la scelta di utilizzare un diverso input sismico (rispetto quanto fatto in sede di progetto) è finalizzata ad ottenere un ulteriore controllo dei risultati ottenuti in precedenza.

Ad analisi eseguita sono stati confrontati gli spettri derivanti dagli accelerogrammi con lo spettro di progetto previsto da Normativa, per verificare la compatibilità tra questi.

I risultati più significativi ottenuti sono relativi alla massima azione orizzontale sismica, alle forze e spostamenti agenti sui dispositivi di appoggio, alle sollecitazioni agenti nella pila.

Si riassumono nel seguito i risultati ottenuti; i valori riportati rappresentano il massimo ottenuto nelle tre analisi (Tab. 8, 9, 10).

La verifica della compatibilità dell'accelerogramma

Tabella 8. Azioni taglienti per sisma nel modello E2 validato.

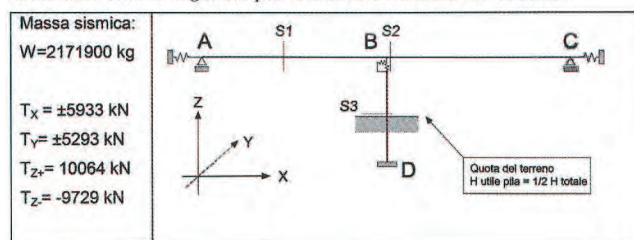


Tabella 9. Azioni sui dispositivi di isolamento/appoggio.

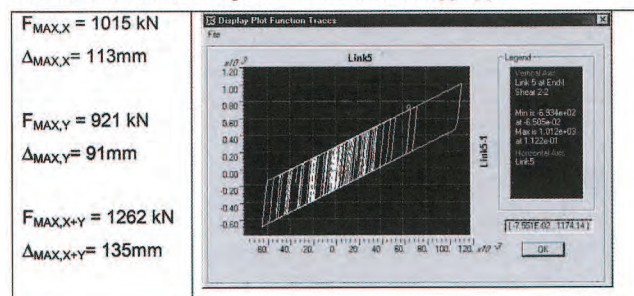


Tabella 10. Sollecitazioni flessionali e taglienti nella sezione di incastro della pila nel modello E2 validato.

	Sez. S3 Sezione di incastro pila
Momento M_{xx}	±15071 kNm
Momento M_{yy}	±10085 kNm
Taglio V_x	±1904 kN
Taglio V_y	±2020 kN

rispetto lo spettro elastico di progetto è rappresentata nei grafici riportati in Fig. 16, 17, 18, nei quali agli spettri generati a partire dagli accelerogrammi sono sovrapposti lo spettro elastico di progetto, e lo «spettro» ammissibile, ottenuto a partire da quello di progetto riducendo al 90% il valore delle ordinate.

È stata infine condotta un'analisi dinamica modale con spettro di risposta, per determinare le sollecitazioni che la struttura avrebbe dovuto sostenere nel caso si fossero adottati appoggi di tipo tradizionale (fissi o unidirezionali) in acciaio-PTFE. In particolare, per la struttura in esame, si è assunto un vincolo fisso in corrispondenza della spalla in destra idrografica (nodo A), e vincoli unidirezionali sugli altri appoggi (Fig. 8).

Tale scelta comporta il non poter ridurre le azioni di progetto in modo cospicuo (l'assorbimento dell'azione sismica è prevalentemente affidato alle spalle, che devono mantenersi in campo elastico, con perciò $q=1$), e quindi lo spettro di progetto è sostanzialmente pari a quello elastico.

Si riportano nelle tabelle 11, 12, 13 i risultati ottenuti per le diverse direzioni di «carico», e legati alla sola analisi con spettro di risposta.

Le massime azioni nelle tre direzioni principali, ottenute combinando tra loro i risultati ottenuti dall'analisi sono:

Tagliante massimo longit.	= 13272 + 0.3 (326+2333) = 14070 kN
Tagliante massimo trasv.	= 12801 + 0.3 (383+441) = 13048 kN
Risultante verticale	= 7919 + 0.3 (3669+484) = 9165 kN

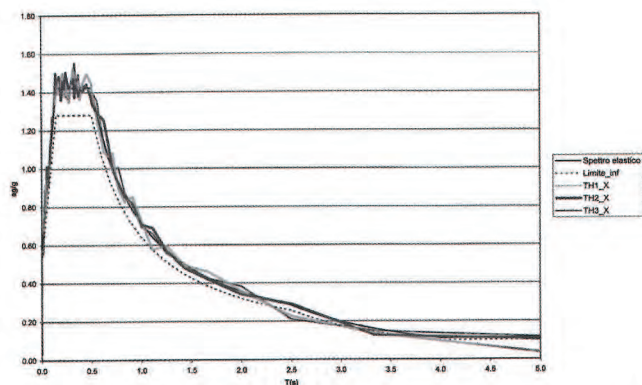


Fig. 16. Spettri relativi agli accelerogrammi applicati in direzione X (longitudinale).

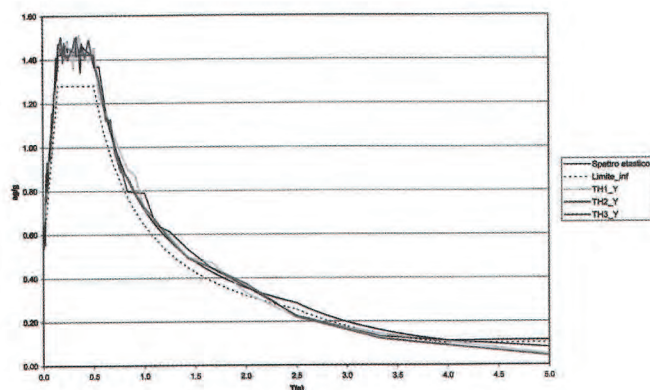


Fig. 17. Spettri relativi agli accelerogrammi applicati in direzione Y (trasversale).

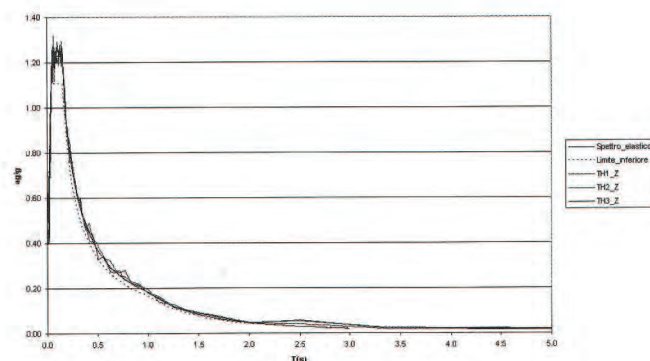


Fig. 18. Spettri relativi agli accelerogrammi applicati in direzione Z (verticale).

Si possono quindi confrontare tali risultati con quelli determinati in sede di progetto (Tab. 14).

Si può osservare che per quanto riguarda le azioni inerziali in direzione longitudinale non si hanno significative variazioni tra i risultati (E1) ed (E2); in direzione trasversale invece si ha una riduzione delle azioni, anche significativa, che può essere legata alla maggior rigidità dell'impalcato (in direzione Y), che incide sia nella ripartizione del tagliante T_y , sia nella determinazione dello stesso, in quanto si modificano le frequenza dei modi di vibrare.

È inoltre ben evidente come la scelta di isolare l'impalcato abbia permesso di abbattere le azioni inerziali orizzontali di circa il 50% rispetto al caso (E3), ripar-

Tabella 11. Azioni taglianti per sisma nel modello E3 validato non isolato.

Massa sismica: $W=2171900$ kg		
Effetti per sisma in direzione X:	Effetti per sisma in direzione Y:	Effetti per sisma in direzione Z:
$T_{XX}=\pm 13272$ kN	$T_{YX}=\pm 326$ kN	$T_{ZX}=\pm 2333$ kN
$T_{XY}=\pm 383$ kN	$T_{YY}=\pm 12801$ kN	$T_{ZY}=\pm 441$ kN
$T_{XZ}=\pm 3669$ kN	$T_{YZ}=\pm 484$ kN	$T_{ZZ}=\pm 7919$ kN

Tabella 12. Azioni per sisma sui dispositivi di appoggio nel modello E3 validato non isolato.

Spalla A	Pila	Spalla B
$F_{MAX,X}=11359$ kN	$F_{MAX,X}=/$	$F_{MAX,X}=/$
$F_{MAX,Y}=1782$ kN	$F_{MAX,Y}=3589$	$F_{MAX,Y}=1457$ kN
$F_{MAX,Z}=\pm 4304$ kN	$F_{MAX,Z}=\pm 3016$	$F_{MAX,Z}=\pm 4505$ kN

Tabella 13. Sollecitazioni flessionali e taglianti nella sezione di incastro della pila, nel modello E3 validato.

Sez. S3 Sezione di incastro pila	
Momento M_{XX}	± 2593 kNm
Momento M_{YY}	± 53336 kNm
Taglio V_X	± 7179 kN
Taglio V_Y	± 393 kN

Tabella 14. Raffronto delle azioni sismiche determinate nei diversi modelli di calcolo.

	E1 (progetto)	E2 (anal. NNL, valid)	E3 (anal. RSP, valid)
Azione longitudinale sui dispositivi della pila	1110 kN	1005 kN	/
Azione trasversale sui dispositivi della pila	1462 kN	921 kN	3589 kN
Azione longitudinale sui dispositivi della spalla	970 kN	1015 kN	11359 kN
Azione trasversale sui dispositivi della spalla	1144 kN	842 kN	1782 kN

tendole poi su tutti gli elementi sismoresistenti (pila e spalle nel caso in esame).

6. Conclusioni

La disponibilità dei parametri modali della struttura realizzata ha permesso di studiare l'influenza che hanno alcuni termini nel definire la risposta modale del corrispondente modello numerico strutturale.

Nel caso in esame sono state condotte diverse analisi su un modello che, nel complesso, si può definire adeguatamente dettagliato in relazione allo studio in esame, senz'altro più accurato di quelli esaminati nella normale prassi progettuale.

Gli elementi maggiormente influenti nella determinazione dei parametri modali simili a quelli rilevati nelle prove si sono rivelati essere la rigidità degli appoggi, in particolare quella rotazionale, il modulo

elastico del calcestruzzo dell'impalcato, l'altezza utile della pila; altri parametri come il coefficiente di Poisson del calcestruzzo o la presenza di attrito lungo i giunti di dilatazione non hanno invece dimostrato di essere particolarmente influenti.

Si osserva in generale come in fase di progetto (quindi prima che la struttura venga realizzata) non siano noti né il modulo elastico del calcestruzzo (del quale si adotta un valore convenzionale rappresentante il modulo elastico istantaneo tangente all'origine, comunque «...non vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.», come riportato nel D.M. 09.01.1996 §2.1.3 e nelle più recenti normative) né, nel caso in esame, l'effettiva altezza utile della pila. Quest'ultimo parametro inoltre è suscettibile di forti variazioni, in quanto la pila in alveo può essere soggetta a fenomeni di scalzamento o di deposito di materiale anche in modo non simmetrico, con conseguente altezza utile del fusto variabile rispetto allo stato iniziale.

Le rigidezze degli appoggi dovrebbero essere invece in generale note o comunque stimabili; la rigidità rotazionale invece, per semplicità di schematizzazione, viene spesso assunta nulla (ipotesi di cerniera pura): si è però visto, nel caso in esame, che quest'ultima assunzione può portare a degli errori nella stima del primo periodo flessionale verticale di circa il 10% (nel modello di calcolo post sperimentazione).

Il modello di calcolo tarato sui risultati dell'indagine sperimentale è stato quindi utilizzato per condurre delle analisi, statiche e non, volte a determinare le differenze, in termini di sollecitazione, con quanto previsto in sede di progetto.

Le nuove assunzioni (sui parametri meccanici e su quelli geometrici), ed il maggior dettaglio raggiunto con il modello f.e.m., hanno messo in evidenza in generale una riduzione delle sollecitazioni in campata di circa il 10% rispetto quelle previste inizialmente (modello ad elementi «beam» di progetto), a scapito del momento sugli appoggi delle spalle (non più nullo).

L'analisi sismica in campo non lineare non ha evidenziato significative variazioni delle azioni longitudinali sui dispositivi di appoggio, mentre in direzione trasversale la diversa rigidità dell'impalcato ha modificato la risposta strutturale, riducendo le forze inerziali trasversali.

Il raffronto tra le azioni sismiche ottenute dalla struttura isolata, e quelle ottenibile da una struttura con appoggi tradizionali ha inoltre evidenziato come, nelle direzioni in cui i dispositivi di isolamento entrano in gioco, si ha una riduzione di circa il 50% dell'azione inerziale; in direzione verticale invece non si hanno evidenti riduzioni, come peraltro era da attendersi.

Nonostante l'utilizzo di un elaborato modello di calcolo, l'analisi modale condotta non ha permesso comunque di riprodurre in modo fedele i risultati osservati nelle prove dinamiche, il che evidenzia ulteriormente la difficoltà di descrivere a tavolino il comportamento dinamico di una struttura reale. I risultati ottenuti sul modello di progetto e quelli in fase di model updating sono senz'altro adeguati da un punto di vista ingegneristico e più che «precisi» in relazione alle

sollecitazioni strutturali e alla sicurezza della struttura, ma non raggiungono, anche in una struttura semplice come quella proposta, una precisione tale da ritenere l'identificazione strutturale mediante modello come una perfetta fotografia della struttura reale. Ciò è in effetti difficile da raggiungere, se non altro per l'enorme numero di parametri di una struttura reale che nel modello non vengono e non possono venir considerati o per la variabilità nel tempo degli stessi, che fanno sì che la struttura cambi nel corso della sua vita.

L'estensione di una metodologia di controllo delle caratteristiche dinamiche delle opere strutturali in scala estesa in termini di numero di manufatti considerati, e protratta nel tempo, potrebbe comunque permettere, nel prossimo futuro, di avere a disposizione una serie di dati e di analisi tali da poter superare i principali problemi di stima evidenziati nei punti precedenti. Tale metodologia porterebbe ad associare, per la singola opera, la sua storia di «degrado» con la rispettiva evoluzione delle caratteristiche dinamiche, e viceversa.

Ringraziamenti

Si ringraziano quanti hanno contribuito alla realizzazione dell'opera e degli studi condotti su di essa, in primis la Committenza (la Direzione Regionale della Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia, il direttore centrale dott. Guglielmo Berlasso, il responsabile del progetto ing. Claudio Garlatti) e l'impresa esecutrice (impresa I.Co.P. S.p.A. – Basiglian (UD). Hanno collaborato per la realizzazione del progetto «CP Ingegneria» (progetto generale e direzione lavori), «Alpe Progetti società di ingegneria» (progetto strutturale e direzione delle strutture), «Geol. Bosso e Rota» (studio geologico e indagini geognostiche), «P&P consulting engineers» (Esecuzione prove dinamiche).

Bibliografia

- /1/ Alessandrini F., Fedrigo D., Cocco A., «Struttura sismicamente isolata per il nuovo ponte sul Fella», *L'industria italiana del cemento* 846 (2008) 630-649.
- /2/ AA.VV., Atti de «Giornata di studio: monitoraggio dinamico per la valutazione della sicurezza sismica dei ponti», CISM Udine – Provincia di Udine.
- /3/ Saiidi M., Douglas B., Feng S., «Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges», *ASCE Journal of Structural Engineering* 120 (7) (1994) 2233-2241.
- /4/ Hamed E., Frostig Y., «Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams-prestress force effects», *Journal of Sound and Vibration* 295 (2006) 28-39.
- /5/ Dallasta A., Dezi L., «Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges» –Discussion, *ASCE Journal of Structural Engineering* 122 (4) (1996) 458-460.

The new bridge seismically isolated over the river Fella in Dogna (Italy): design validation as a result of structural dynamic tests

F. Alessandrini, D. Fedrigo, A. Cocco

As a result of the flood of 2003 August 29, which affected the basin of the river Fella (north-east Italy), the Regional Directorate of Civil Protection of Friuli-Venezia Giulia has ordered the demolition of the bridge in Dogna (UD) and the implementation of a new crossing-bridge, characterized by an improved hydraulic behaviour.

The new structure consists of a post-tensioned pre-stressed concrete beam (spine beam) formed by two symmetrical bays, weighing more than 18MN, with a total length of 77 m and a 10.5 m wide carriageway road (7.5 m for the vehicular flow). The peculiarity of the work is the seismic isolation of the deck, obtained by interposition, between it and the support elements (abutments and central pier) of elastomeric isolators (ELS) that can reduce the heavy stresses of seismic origin. The design choice of a seismically isolated structure has been forced by the high weight of the deck and the big increase in the seismic acceleration design data occurred after the coming into force of OPCM 3274 – 2003 (Italian legal regulation).

The structural analysis was conducted by a F.E.M. model in two distinct phases. A first linear analysis enabled to determine the static stresses caused by carried and live loads, while a second non-linear with direct integration time history analysis, has allowed to study the dynamic response (seismic design). The non-linear analysis provides the use of real accelerograms recorded in Friuli during the earthquake of 1976, made spectrum-compatible as prescribed by regulations in force.

After the completion of the bridge, dynamic excitation tests were carried out in May 2007 on the structure. A forced excitation by a vibrodyne has been applied in order to understand the actual dynamic behaviour through the identification of vibrating modes (natural frequencies, modal shapes, damping).

The data acquired, a useful «zero reading» of the dynamic properties of the bridge, were used to validate «a posteriori» the calculation model used in the project, through a modal analysis which allowed the extraction of natural frequencies and their modal forms. The availability of the on site measures has enabled the updating of the calculation model, evolved to a post-test model to allow a more fitting reproduction of the spatial distribution of the masses and a more accurate simulation of secondary structural elements, but however able to improve stiffness, such curbs and sidewalks.

On the post-test model, many modal analysis have been carried out, varying some mechanical and geometric parameters considered having more influence than others on the structural dynamic response. The result that came out, is a post-test «validated» model,

that minimizes the error rate on the frequencies of the first vibrating modes between the model and the actual structure. It was noted, in particular, that the more significant calibration parameter is the rotational stiffness of the supports; it follows the concrete elastic modulus and the effective height of the pier. The main errors has been detected on longitudinal and transverse translational vibrating modes, probably because the insulators mechanical characteristics are slightly different from those of the plate, or because an involuntary conditions of pre-load of the insulators during the building phases.

The validated model was finally used for determining the state of stress in static and dynamic conditions. Under static conditions it was possible to observe a decrease of bending stresses in the centre of the span of about 10%, an increase of bending stress in the constraints on abutments, now not null, because of the rotational stiffness introduced in the validated model. In dynamic conditions, a non-linear time history analysis was carried out using a series of artificial spectrum-compatible accelerograms. In this case there were no significant changes in longitudinal actions on the supports while, in the transverse direction, the deck stiffness changed the structural response, showing a partial responsibility in the redistribution and reduction of the transverse inertial actions.

On the validated model it was considered particularly significant to make a further analysis (linear modal analysis) using an elastic design spectrum, in order to estimate the seismic loads that the structure would have had to take up with the use of traditional not isolating supports in place of the actual installed seismic isolators. The comparison with the results of the validated «isolated» model has shown that, in the longitudinal and transverse directions in which the insulators actually play, there is an inertial actions reduction of about 50%.

To sum up, we can say that the states of stress indicated by the design model and by the validated model are certainly appropriate to the structure safety, while it is certainly not possible to considered the models, also the validated one, as a perfect photograph of the static and dynamic properties of the actual structure. The use of experimental measurements and optimization techniques should not exclusively be directed to the determination of the modal properties of «perfect» models, as their variation over time on the actual structures is subjected to a natural process of change not yet sufficiently known, and also the meaning to be attributed to the differences that inevitably exist between the values provided by more or less optimized structural models is not yet sufficiently investigated.