



IDEE E SOLUZIONI GLOBALI PER PROGETTI INFRASTRUTTURALI NEL MONDO

Italferr, società di ingegneria del **Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane**, è leader sul mercato italiano e internazionale in progettazione, direzione lavori e project management di opere infrastrutturali.

Dall'ideazione fino alla messa in esercizio, offre al cliente il proprio know-how, frutto di un'esperienza di oltre 30 anni, finalizzato a realizzare infrastrutture moderne, efficienti e sostenibili.

IDEA StatiCa® CONNECTION

LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM DI CONNESSIONI IN ACCIAIO

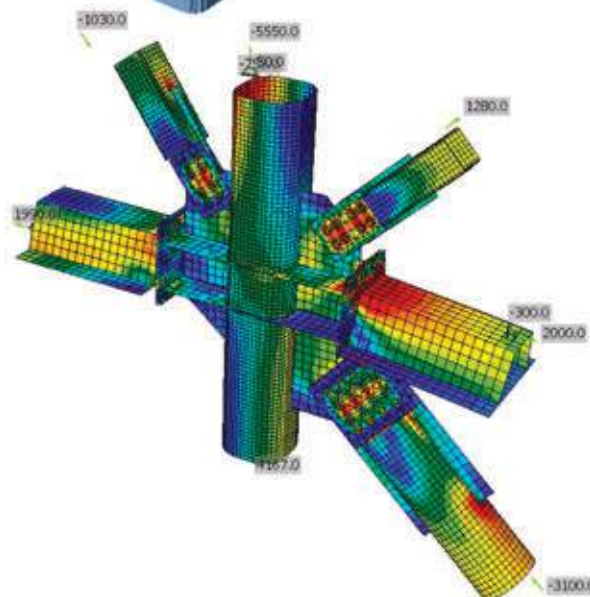
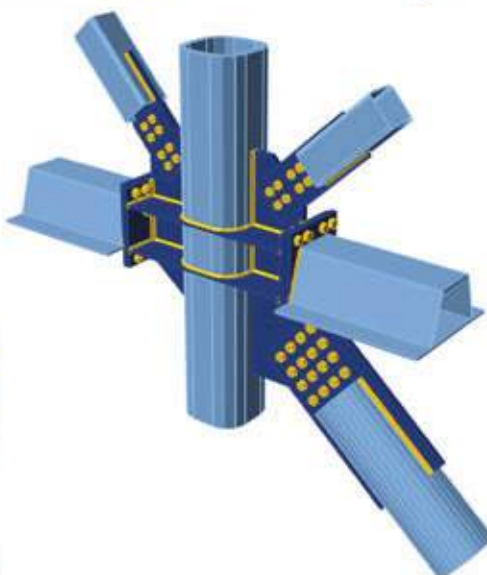
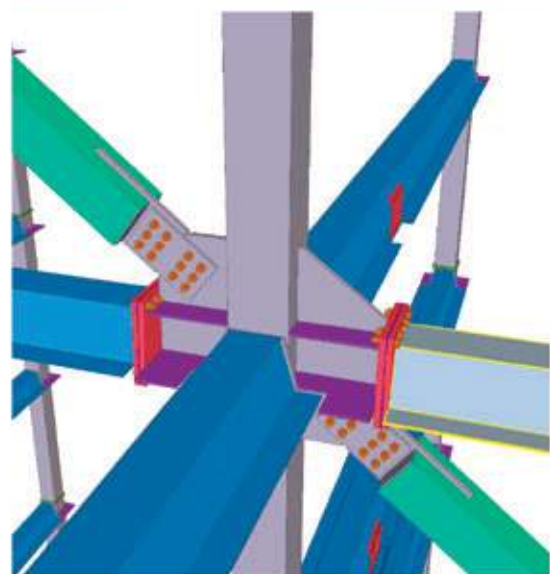
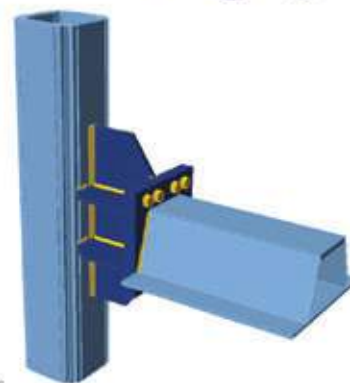
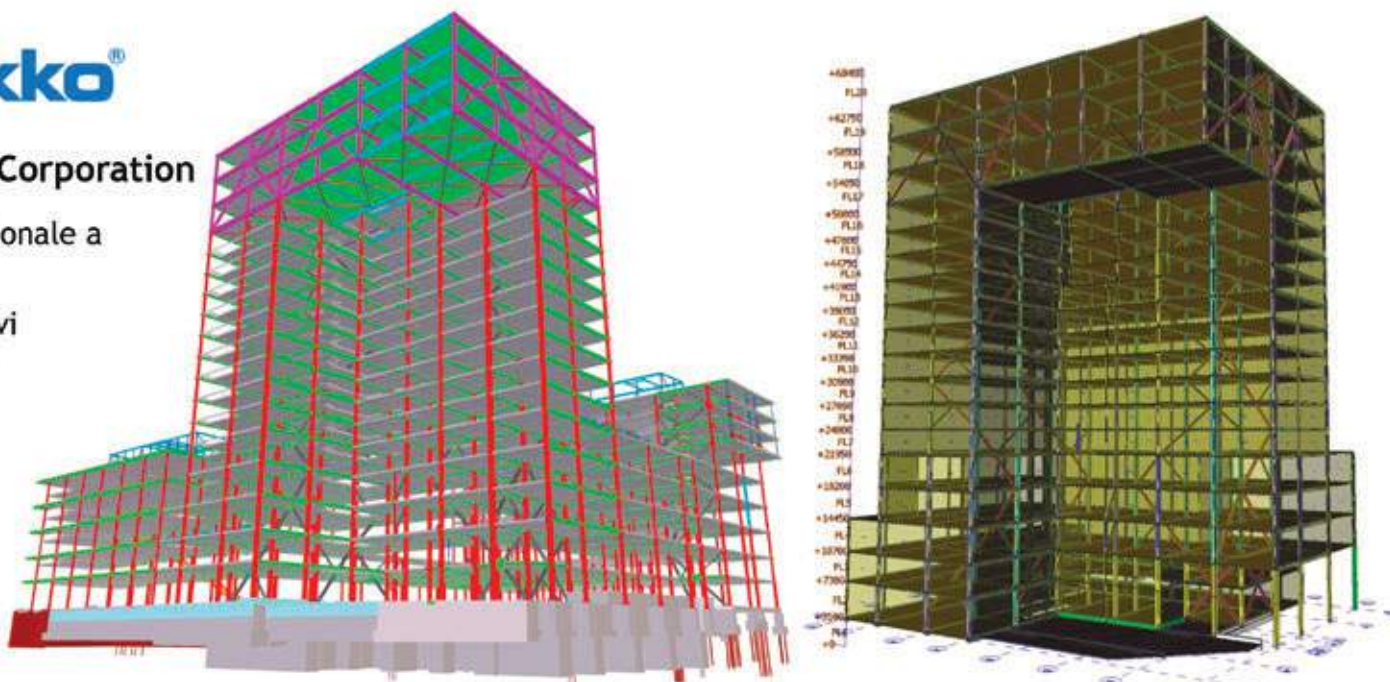
BIM - ANALISI NON LINEARI - MULTILINGUA - NORME:



Peikko Group Corporation

Edificio multifunzionale a
Växjö, Svezia

Struttura con travi
DELTA BEAM®



PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI

EISEKO COMPUTER S.R.L. Viale del Lavoro 17 - 37036 San Martino B. A. (VR)

idea@eiseko.it

+39 045 80 31 894

www.eiseko.it

IIS - ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA

Fanno parte dell'IIS l'ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA - Ente Morale e le controllate IIS CERT srl e IIS SERVICE srl. L'IIS è caratterizzato da una struttura multidisciplinare e versatile, costituita da divisioni operative specializzate nei diversi settori di competenza, in grado di offrire servizi globali in molti comparti industriali, quali oil&gas, infrastrutture civili ed industriali, energetico, trasporti, chimico, elettromeccanico e manifatturiero, in Italia e all'estero. L'IIS occupa ad oggi circa 240 persone.

I servizi dell'IIS



FORMAZIONE

ISPEZIONI E CONTROLLI

INGEGNERIA

CERTIFICAZIONE

LABORATORIO

MANIFESTAZIONI
TECNICHE

Corsi di qualificazione del personale

- ▷ Coordinatori saldatura
- ▷ Ispettori
- ▷ Addetti PND
- ▷ Processi speciali
- ▷ Incolaggio strutturale (Adhesive Bonding)
- ▷ Elettronica (IPC, ESA e Varie)
- ▷ Saldatura Materie Plastiche
- ▷ Saldatura Pratica Materiali Metallici
- ▷ Verniciatura e protezione Corrosione Remote Training

Corsi di aggiornamento

- ▷ Corsi aziendali
- ▷ Altri corsi (Corso celere, Trattamenti termici dei giunti saldati, Qualità in saldatura)

Assistenza tecnica

- ▷ Verifica comparativa di conformità ai diversi codici fabbricazione
- ▷ Progettazione tecnologica della giuntura saldata
- ▷ Esame critico del progetto tecnologico ... e molto altro

Ispezioni

- ▷ Welding Inspection
- ▷ Ispezioni in servizio
- ▷ I nostri Ispettori
- ▷ Ispezione pre-servizio
- ▷ Ispezioni mediante drone
- ▷ Ispezioni per le protezioni superficiali ... e molto altro

CND

- ▷ Controlli non distruttivi superficiali e volumetrici
- ▷ Controlli di tubazioni con Onde Guidate (LRGW)
- ▷ Controlli non distruttivi automatizzati
- ▷ Repliche metallografiche
- ▷ Tecnica HandySCAN ... e molto altro

Ingegneria strutturale

- ▷ Stress analysis di tubazioni industriali
- ▷ Verifiche strutturali su attrezzature di sollevamento
- ▷ Valutazione di affidabilità di pipeline ... e molto altro

Asset Integrity Management

Materials e corrosion

Elaborazione di specifiche tecniche

Servizi per i sistemi di protezione degli impianti

Sviluppo di strumenti informatici dedicati

Ingegneria della saldatura

Certificazione Personale tecnico

Certificazione Prodotti

Certificazione Processi di Fabbricazione e Manutenzione

Verifiche periodiche su attrezzature di lavoro in servizio

Ispezioni ed Assistenza

Certificazione Sistemi di Gestione

Servizi IT per gestione documenti qualità e banche dati tecnici

Servizi IT per gestione processo di fabbricazione

Additive Manufacturing

Failure Analysis

Prove di laboratorio

- ▷ Prove meccaniche convenzionali
- ▷ Prove di meccanica della frattura
- ▷ Prove di fatica
- ▷ Prove di scorrimento viscoso a caldo (creep)
- ▷ Analisi chimico-fisiche
- ▷ Indagini microscopiche
- ▷ Esami metallografici
- ▷ Trattamenti termici simulati
- ▷ Prove di corrosione ... e molto altro

Processi di saldatura

Le manifestazioni tecniche

rappresentano una rilevante attività statutaria che l'Istituto Italiano della Saldatura porta avanti dalla sua fondazione per diffondere la conoscenza in tutti i campi nei quali trovano impiego la saldatura e le tecnologie ad essa correlate. Ogni anno il Gruppo IIS organizza numerosi seminari e convegni di carattere tecnico-scientifico e di grande interesse divulgativo.

Sede IIS - 2017 - Genova, Italia



IIS

IIS

ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA
Lungobbagno Isola 15/A
16141 Genova GE
Tel. 010 8341.1
Fax. 010 8367780
iis@iis.it - www.iis.it

IIS CERT srl - IIS SERVICE srl



Trimble XR10
WITH HOLOLENS 2

Mixed Reality in cantiere

- Per il coordinatore della sicurezza, durante la fase di progettazione, una migliore visione delle possibilità di rischio
- Esercitazioni in contesti rischiosi ma simulati, gestione puntuale della situazione rischiosa
- Verifiche di conformità del piano della sicurezza in fase di esecuzione
- Controllo di conformità montaggio ponteggi e sistemi di sicurezza
- Monitoraggio affaticamento degli operatori

Sicurezza in cantiere con Trimble XR10 with Hololens 2

Trimble XR10
WITH HOLOLENS 2

Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
More than BIM



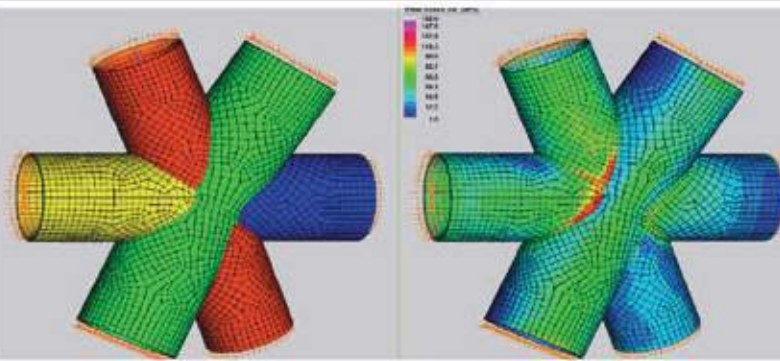
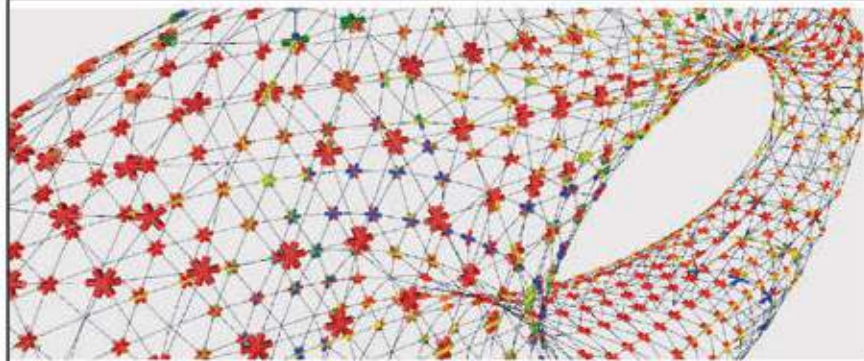
 **Straus7**[®] L'eccellenza
FEM
accessibile.
www.hsh.info
Nativo Non-Lineare

Nessun limite pratico nel calcolo strutturale agli elementi finiti
PER L'INGEGNERIA E PER L'INDUSTRIA

**Inaugurato il
22.02.2022**



Il Museo del Futuro, un progetto di "Dubai Future Foundation"



Il Museo del Futuro di Dubai vuole esprimere sia nella forma, che nel sistema strutturale, lo scopo avveniristico per cui è stato realizzato. La forma circolare, con l'enorme foro centrale, è sostenuta da una struttura metallica a diagrid, i cui elementi disegnano una discretizzazione a triangoli di dimensione diversa l'uno dall'altro. La Maffeis Engineering S.p.A. è stata incaricata di sviluppare la progettazione esecutiva dei nodi di connessione e dell'analisi del metodo di montaggio dell'esoscheletro metallico. Per la progettazione dei nodi, oltre 800 nodi diversi per geometria e per numero di aste tubolari che vi convergono (da 4 a 7), è stato sviluppato un sistema parametrico in grado di generare automaticamente le geometrie dei piani medi dei tubi e, integrato tramite l'opzione API di Straus7, di generare i modelli FEM correttamente meshati e caricati con le azioni interne derivanti dall'analisi globale. L'informazione ottenuta attraverso i modelli Straus7 dei nodi è di dettaglio tale da consentire l'ottimizzazione delle saldature - aspetto di particolare importanza, tenuto conto che esse sono svolte in cantiere - e la pulizia dei nodi stessi, evitando piastre di diaframma.

Committente
MEERAS

Architetto
Killa Design

Costruttore
BAM

MAFFEIS
engineering

Testo, foto e immagini dei modelli di calcolo Straus7 per gentile concessione di Maffeis Engineering S.p.A.

Distributore esclusivo
per l'Italia del codice
di calcolo **Straus7**



HSH srl - Tel. 049 663888
Fax 049 8758747
www.hsh.info - straus7@hsh.info

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:

NADIA BALDASSINO Università di Trento, Italia
 ANDREA CAMPIOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
 MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia
 MAURO EUGENIO GIULIANI Redesco Progetti srl, Milano, Italia
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia
 EMANUELE MAIORANA Isolcomit Srl, Legnaro (PD), Italia
 ELENA MELE Università di Napoli "Federico II", Italia
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia
 PAOLO NAPOLI "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
 EMIDIO NIGRO Università di Napoli "Federico II", Italia
 VINCENZO PILUSO Università di Salerno, Italia
 SHAHAB RAMHORMOZIAN University of Auckland, New Zealand
 ATSUSHI SATO Nagoya Institute of Technology, Japan
 SERGIO SCANAVINO Istituto Italiano di Saldatura, Italia
 MARCO SIMONCELLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 LUCIA TIRCA Concordia University of Montreal, Canada

COMITATO EDITORIALE ESECUTIVO: GIANCARLO CORACINA,
 BENEDETTO CORDOVA, RICCARDO DE COL, ALBERTO VINTANI

COMITATO SCIENTIFICO:

GIULIO BALLIO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 CLAUDIO BERNUZZI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 MARIO D'ANIELLO Università di Napoli "Federico II", Italia
 LUIGINO DEZI Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia
 ERIC DUBOSC Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Paris, France
 DAN DUBINA Polytechnic University of Timisoara, Timisoara, Romania
 MASSIMO MAJOWIECKI Università di Bologna
 FEDERICO M. MAZZOLANI Università di Napoli "Federico II", Italia
 ROSARIO MONTUORI Università di Salerno, Salerno, Italia
 RENATO MORGANTI Università degli Studi dell'Aquila, Italia
 VITTORIO NASCÉ "Politecnico" di Torino, Italia
 D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK
 MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia
 COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada
 LUIS SIMOES DA SILVA University of Coimbra, Portugal
 ENZO SIVIERO Università Telematica E-campus, Italia
 CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

EDITORE: GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl
 Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930
 C.F./P.Iva: 07153040964 - CCIAA Milano REA n° 1939256

UFFICIO ABBONAMENTI: CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
 20129 Milano, Viale dei Mille, 19
 tel. 02 784711; costruzioniinmetalliche@ctanet.it
 http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzioniinmetalliche/

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:

Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
 Tel. +39 069078285
 www.agicom.it
 Dott.ssa Manuela Zuliani, Cell: +39 3467588821
 manuelazuliani@agicom.it

IMPAGINAZIONE E GRAFICA:

Hutter Edgardo | SINAPSI |
 www.sinapsiweb.info

STAMPA:

GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1
 20129 MILANO Tel. 02 49524930
 e-mail: commerciale@gierreprint.com

ABBONAMENTI PER L'ANNO 2021 (6 NUMERI):

Italia: € 60,00 - Estero: € 150,00 - Studenti: € 20,00
 Prezzo a copia: € 15,00

Garanzia di riservatezza per gli abbonati: l'Editore garantisce la massima riservatezza dei dati forniti dagli abbonati e la possibilità di richiederne gratuitamente la rettifica o la cancellazione. Le informazioni custodite nell'archivio elettronico dell'Editore verranno utilizzate al solo scopo di inviare agli abbonati eventuali proposte commerciali (legge 675/96 tutela dati personali)

La rivista non assume alcuna responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori e delle attribuzioni relative alla partecipazione nella progettazione ed esecuzione delle opere segnalate dagli stessi Autori

La rivista è inviata ai soci del Collegio dei Tecnici dell'acciaio (C.T.A.)

Iscrizione al Tribunale di Milano in data 8 febbraio 1949,
 n. 1125 del registro.

Iscrizione ROC n. 020654 (Art.16 Legge 62 - 7/03/2001)

ISSN n. 0010-9673

Spedizione in A.P. - D.L. 353/2003 (conv. in L.27.02.14
 N. 46) - Art. 1 comma 1 CNS PD

Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di Maggio 2022

È vietata e perseguibile per legge la riproduzione totale o parziale di testi, articoli, pubblicità ed immagini pubblicate su questa rivista sia in forma scritta, sia su supporti magnetici, digitali, ecc.

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXIV MAR APR 22



www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina:

*Il ponte sospeso sul Danubio a Braila
 in costruzione*



9	EDITORIALE	
	ALBERTO MIAZZON	La bellezza di un'opera da record
10	REALIZZAZIONI	
	FABIO BRANCALEONI, MASSIMO AVERARDI RIPARI, GIORGIO CARRAPETTA, DANIELA CASCHERA, ANDREA DEL VECCHIO, TATSUYA IDANI, ALESSANDRO MINNITI, TAKANORI SHIMA	Il ponte sospeso sul Danubio a Braila, progetto e stato attuale
46	INGEGNERIA	
	STEFANO TORRI	ANALISI DI VULNERABILITA' E INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DI UN PONTE IN ACCIAIO ESISTENTE
60	REALIZZAZIONI	
	A. P. D'ARRIGO, M. TADDEI, L. ZAMPONI, M. SOMMAVILLA, R. ZANON	RICOSTRUZIONE DEL PONTE CALDERA ARCO METALLICO CENTRALE A VIA DI CORSA INFERIORE
77	INGEGNERIA	
	VINCENZO GATTULLI, STEFANO MELUZZI, FRANCESCO POTENZA, CECILIA RINALDI, GIULIA SEVERA	PASSERELLA STRALLATA SUL SANGONE DI BEINASCIO: INDAGINI CONOSCITIVE, MODELLAZIONE E PROGETTO DI MANUTENZIONE
91	INGEGNERIA	
	ALESSIO PIERDICCA, ANDREA ALBERTO, ALBERTO BETHAZ, FABIO MATTIAUDA, MATTEO BUSCHINI, PIER PAOLO CAIRO, TOMMASO ROMANAZZI	Diagnostica, monitoraggio dinamico e progettazione antisismica: il progetto di riabilitazione strutturale del Ponte in ferro del Ciadel dalle verifiche in corso d'opera ai test di collaudo finali
101	Dalla RIVISTA ITALIANA della SALDATURA	
	GIANCARLO CANALE	La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto
105	Dalla RIVISTA ITALIANA della SALDATURA	
	MICHELE LANZA	La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto Parte II - La corretta scelta del giunto saldato. Quali scelte progettuali condizionano fin dall'inizio l'affidabilità e la sicurezza di un'opera metallica
112	PILLOLE DI BIM	
	GABRIELE SVALUTO	Collaboration Tool al centro della costruzione
114	LE AZIENDE INFORMANO	
	GIAMBARINI Group	Zincatura a caldo efficace anche contro il fuoco
115	LA REDAZIONE	
		XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

SE L'ACCIAIO È ZINCATO, IL FUOCO FA MENO PAURA.



La zincatura a caldo, come confermato da studi internazionali, è un trattamento in grado di rallentare il surriscaldamento degli elementi strutturali in acciaio sottoposti all'azione del fuoco.

Questo si traduce in tempo prezioso in caso di evacuazione da un edificio in fiamme. Il trattamento di zincatura a caldo si rivela **una difesa importante per contrastare l'avanzata di un incendio.**

OLFEZ | ZITACSRL | GALVAN | ZINCATURADICAMBIANO

ZINCHERIE CERTIFICATE 



GIAMBARINI GROUP
IL FUTURO PER TRADIZIONE

WWW.GIAMBARINIGROUP.IT



Dott. Ing. Alberto Miazzon

La bellezza di un'opera da record

Costruzioni Metalliche, rivista che da sempre rappresenta conoscenza e cultura della costruzione metallica in Italia, propone in questo numero un lungo articolo sul ponte sospeso sul Danubio attualmente in costruzione a Braila (Romania).

Forse mai come in questi momenti, almeno dalla fine della II guerra mondiale, c'è stato bisogno di parlare di ponti che uniscono uomini e culture.

Parlare di questo Progetto mi onora per più di una ragione. Innanzitutto perché si tratta di un'opera record dell'ingegneria italiana: è il ponte con la campata di luce maggiore progettata da un gruppo italiano alla cui testa c'è il professor ingegnere Fabio Branca-leoni, una squisita persona che ho la fortuna di conoscere e stimare, capace di coniugare e equilibrare, a vertici assoluti, cultura e competenza di Progettista con modestia del tratto e del comportamento.

Dell'opera – ragguardevolissima ed elegante, con la sua campata centrale sospesa di 1120 m di luce – potete leggere tutti i dettagli, molti dei quali singolari e precipui, nell'articolo che trovate nella rivista.

Qui vorrei porre in evidenza quanto queste opere e questi articoli di divulgazione siano importanti per la crescita dello Spirito Umano e per lo stimolo e l'esempio che forniscono a tutti gli ingegneri, più o meno giovani, amanti del proprio lavoro e delle cose belle. Difficile rimanere insensibili di fronte ad opere di questa arditezza ed eleganza formale: pensiamo con orgoglio che anche noi italiani siamo in grado raggiungere questi vertici di coraggio e competenza, nonostante l'abitudine ahimè a raccogliere ogni giorno italiane tristezze e meschinità, quasi dimentichi di quello che siamo in grado fare.

Tornando al progetto, che nell'articolo viene presentato con dovizia di particolari e di spiegazioni dettagliate, non si può rimanere insensibili di fronte alla aerea armonia che lo caratterizza. Seppur vero che in generale i ponti ad impalcato sospeso, aerodinamicamente efficaci, sono in un certo grado dotati di tale caratteristica precipua, qui i Progettisti hanno saputo coniugare forma e funzione con tratto sapiente, onorando quel principio di minimo che la natura insegna (la Natura è parsimoniosa ed insegna questa strada con le forme che realizza) e che l'uomo ha tradotto matematicamente con il Calcolo delle Variazioni. In quest'opera si ammirano la bellezza della forma e delle proporzioni che fanno sì che l'impalcato diventi quasi parte della natura, prima ancora di innumerevoli e necessari calcoli e verifiche.

In conclusione vorrei ribadire che questo Progetto rappresenta uno stimolo al superamento dei limiti che ci poniamo, indipendentemente dalla dimensione dell'opera.

Alberto Miazzon

Il ponte sospeso sul Danubio a Braila, progetto e stato attuale

The suspension bridge on the Danube at Braila, design and present advancement

Fabio Brancaleoni^{1*}, Massimo Averardi Ripari¹, Giorgio Carrapetta², Daniela Caschera¹, Andrea Del Vecchio¹, Tatsuya Idani³, Alessandro Minniti², Takanori Shima³

¹ E.D.IN., Società di Ingegneria | ² Webuild S.p.A. | ³ IHI Infrastructure Systems Co., Ltd.

Il ponte sospeso attualmente in costruzione sul Danubio a Braila è l'opera principale della superstrada Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza in Romania. L'impalcato è di acciaio a lastra ortotropa a cassone alare, secondo il consolidato stato dell'arte odierno, le torri sono in calcestruzzo ad alta resistenza e i cavi principali sono composti da fili paralleli di acciaio armonico zincati a caldo. La sua campata centrale di 1120 m lo renderà al suo completamento previsto nel 2022 uno dei più significativi in Europa e il maggiore in Europa Centrale. Questo lavoro ne presenta gli aspetti progettuali sia nella fase di concezione che in quella di esecutivo e costruzione, con cenni sulla realizzazione. Un articolo futuro sarà specificamente dedicato a metodi e procedimenti costruttivi.

The suspension bridge presently being erected on the Danube near Braila is the main crossing of the Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza motorway in Romania. The deck is made of orthotropic steel plates, coherently with the present state of the art, with high strength concrete towers and main cables composed by high strength zinc coated parallel wires. With its main span of 1120 m will become at completion in 2022 one of the major in Europe and the largest in Central Europe. The present paper is devoted to the design aspects of the bridge, in the conception as well as in the final and construction stages, with brief information on the present erection phase. A future issue shall be devoted to construction methods and procedures.

1. Premessa

Il ponte sul Danubio a Braila è l'opera principale della superstrada Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza, la cui realizzazione è prevista nel decennio 2020-2030, che collegherà la Muntenia settentrionale e la Moldavia meridionale a nord della Dobrogea settentrionale, dove si trova il delta del fiume. L'opera diventerà l'ultimo ponte sul Danubio prima che sfoci nel Mar Nero e costituirà un importante collegamento Nord-Sud, di interesse transnazionale in quanto direttrice verticale più prossima al Mar Nero (figure 1-2).

Il punto di attraversamento si colloca a circa 165 km dal Delta, fra le città di Braila e Jijila, subito a Sud dell'altro importante centro di Galati, capoluogo dell'omonimo distretto, nella regione storica della Moldavia e in prossimità delle frontiere con la Repubblica di Moldavia e l'Ucraina (figura 2).

Prime idee per il collegamento e per l'opera sono state sviluppate sin dal 1980, con l'analisi di diversi possibili tracciati e un primo studio di fattibilità del 2003 che ha definito la posizione fra le città di Braila e Jijila (figura 3), per poi pervenire al progetto di fattibilità del 2016 e quindi, anche grazie a finanziamenti della Unione Europea, alla gara per progetto e costruzione, aggiudicata nel 2017. Il progetto esecutivo è stato redatto nel 2018, con l'inizio di lavori ai primi mesi del 2019 e il completamento previsto per la

fine del 2022.

In questa sede vengono presentati gli aspetti di concezione e di progettazione del ponte, con qualche cenno allo stato attuale della realizzazione.

2. Concezione progettuale

I fattori che concorrono alla scelta della tipologia di attraversamento di un grande fiume sono molteplici e non si intende certamente ripercorrerli in questa sede, concentrandosi invece su quanto ha contribuito agli indirizzi progettuali per il ponte di Braila. Fra questi, senza alcun dubbio è stato primario l'inserimento dell'opera in un contesto ambientale di grande rilevanza, contiguo alla riserva naturale del delta del Danubio, una delle più significative al mondo e Patrimonio dell'Umanità dal 1991. Le aree golenali, in particolare, sono sede di vegetazione fluviale e di canneti, costituendo ambiente ideale per fauna residente e per specie aviarie migratorie.

Questo contesto ha orientato sin dall'inizio la concezione verso un'opera di grande luce, che minimizzasse le realizzazioni permanenti in alveo, in quella zona assai vasta, con una distanza fra gli argini di circa 2 km.

*Corresponding Author: Fabio Brancaleoni. Email: f.brancaleoni@ediningegneria.com



Fig. 1 | Localizzazione



Fig. 2 | Il collegamento Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza



Fig. 3 | L'area di attraversamento

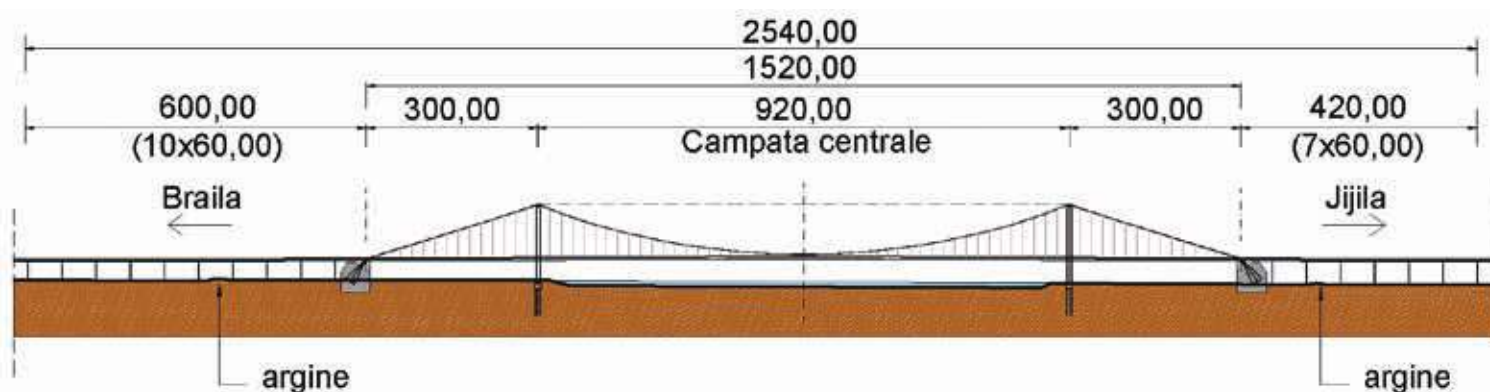


Fig. 4 | Studio di fattibilità del 2003, configurazione

Fin dagli studi di fattibilità del 2003 l'indirizzo fu quindi di uno scavalco completo dell'alveo permanente, con una soluzione ponte sospeso di 900 m di luce e campate laterali pure sospese di 300 m di luce ciascuna. Questa configurazione avrebbe comportato la presenza in golena dei due blocchi di ancoraggio del ponte, strutture, come vedremo, impegnative e di grandi dimensioni, nonché di viadotti di accesso previsti con luci correnti di 60 m, con un insieme di fortissimo impatto sulle aree golenali stesse (figura 4). La luce centrale vedeva poi la torre lato Jijila collocata in modesta interferenza con una sponda dell'alveo di magra.

Con il progetto di fattibilità del 2016 si intraprese un indirizzo di ulteriore minimizzazione della interferenza con l'ambiente fluviale, ottenuta con un aumento della luce centrale e l'eliminazione dei viadotti di accesso, grazie alla adozione di campate laterali sospese. Fondamentale, i blocchi di ancoraggio furono collocati oltre gli argini, assieme a una rimodulazione della posizione delle torri per ridurre l'interferenza con le sponde dell'alveo permanente.

Ne è risultata una campata centrale di 1120 m, che rende il ponte uno dei più significativi in Europa e il maggiore in Europa Centrale.

Le due campate laterali, condizionate dalla conformazione delle sponde dell'alveo, sono fortemente dissimmetriche, con luce di 489,65 m lato Braila e 364,65 m lato Jijila (figura 5).

Una notazione di interesse sta nella scelta della soluzione sospesa per una luce che può vedere la competitività di soluzioni strallate [1], con valutazioni condotte in sede di fattibilità che hanno confermato una potenziale eguaglianza nei costi, come riportato in diversi lavori di letteratura [2,3]. La competitività della tipologia strallata sussiste, tuttavia, ove sia possibile adottare per le campate laterali soluzioni su viadotto con pile che costituiscono al tempo stesso ancoraggio degli stralli, come tipico delle grandi luci strallate sin dagli anni '90 con il Ponte di Normandia. Scartata la presenza di pile in golena, una soluzione strallata priva dell'ancoraggio degli stralli in campata laterale, quindi autoancorata ove questo fosse fattibile, ovvero con ancoraggi esterni, avrebbe perso molti dei vantaggi della tipologia divenendo assai meno competitiva, con complessità e costi superiori rispetto a quella sospesa, che è stata quindi confermata e sviluppata per appalto e poi costruzione.

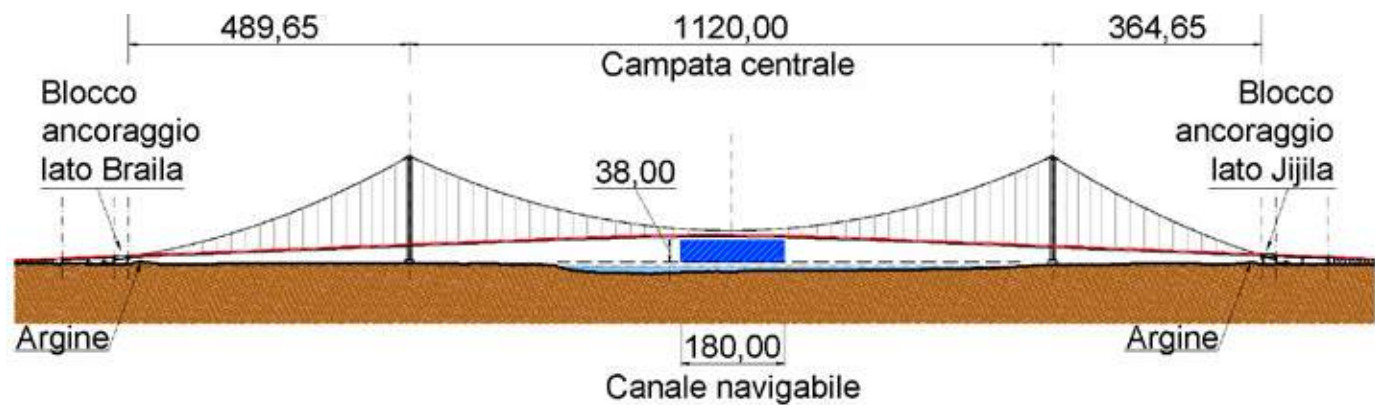


Fig. 5 | Progetto di fattibilità 2016, configurazione

3. Normative e criteri progettuali

Per il ponte è stato predisposto un apposito documento di Specifiche Progettuali, che vede alla base l'adozione degli Eurocodici con Annessi Nazionali Rumeni per tutto quello che riguarda la progettazione generale, con l'aggiunta di una serie di prescrizioni particolari per aspetti peculiari dei ponti di grande luce e sospesi in particolare. Il ponte è stato progettato per una Vita Utile di 100 anni per le sue parti principali, prevedendo invece la sostituibilità delle parti con una vita utile minore (appoggi, giunti, etc.).

3.1. Carichi da traffico

I carichi da traffico sui ponti stradali previsti secondo gli Eurocodici (EN 1991-2) sono applicabili ad una lunghezza caricata fino a 200 m, risultando sempre più cautelativi all'aumentare della lunghezza caricata. Per gli aspetti globali di un ponte di grande luce l'applicazione del modello di carico secondo Eurocodice senza correzioni porterebbe quindi a un significativo sovradimensionamento ed è tipico di questi progetti l'assumere carichi da traffico *ad hoc*.

In questo caso sono state adottate le indicazioni fornite dalle normative Norvegesi [4], le più recenti disponibili in ambito europeo e ben utilizzabili in combinazione con gli Eurocodici. Esse prevedono i seguenti correttivi applicabili al Load Model 1 dell'Eurocodice:

- Suddivisione delle carreggiate in un numero di corsie convenzionali pari al numero effettivo di corsie stradali presenti sull'impalcato per ciascuna carreggiata. Nel caso in esame, 4 corsie convenzionali (2 per carreggiata) piuttosto che 6.
- Applicazione di un coefficiente correttivo al carico distribuito sulla corsia numero 1, pari ad 1 per luci fino a 200 m, pari a 0,5 per luci superiori a 1000 m e con interpolazione lineare nei casi intermedi.
- Applicazione di un coefficiente correttivo al carico distribuito sulle aree rimanenti, pari ad 1 per luci fino a 200 m, pari a 0 per luci superiori a 1000 m e con interpolazione lineare nei casi intermedi.
- I mezzi pesanti (tandem) non subiscono variazioni in funzione della luce dell'opera.

Alla luce di quanto sopra il carico distribuito complessivo secondo

le normative norvegesi risulta pari a 36 kN/m, mentre quello secondo il LM1 dell'Eurocodice non corretto risulta pari a 67 kN/m. Va tuttavia precisato che tale riduzione di carico è rilevante per gli effetti globali del ponte e quindi per gli elementi dimensionati da tali effetti, ovvero cavi principali, torri, blocchi di ancoraggio. Per quanto riguarda i cosiddetti effetti locali (rilevanti per impalcato, pendini, collari, etc.) rimane dimensionante il carico pieno da Eurocodice applicato su una lunghezza caricata fino a 200 m. Sussistono poi alcune differenze relative ai fattori di combinazione ψ che in parte mitigano le riduzioni descritte, senza volere entrare qui in dettaglio.

3.2. Azioni ambientali

Le azioni termiche sono state considerate secondo la EN 1991-1-5 e relativo annesso nazionale. Per il sito del ponte le temperature dell'aria massime e minime riferite ad un periodo di ritorno di 100 anni sono pari rispettivamente a +42,6 °C e -27,5 °C, mentre la temperatura di riferimento è pari 10 °C. Le variazioni considerate per le strutture metalliche sono pertanto pari +48,6 °C in espansione e -40,5 °C in contrazione. Considerando anche i gradienti su impalcato e torri, sono stati considerati nel progetto 8 diversi casi di azioni termiche.

Le azioni del vento sono invece state determinate sulla base di un apposito studio basato sui dati rilevati dalle stazioni meteorologiche di Braila e Galati. La velocità di base V_b , media su 10 minuti a 10 m di quota per un tempo di ritorno di 100 anni, risulta pari a 27,4 m/s, corrispondenti a una velocità di picco di 51 m/s al livello dell'impalcato (oltre 180 km/h).

Tale azione non si considera contemporanea con i carichi stradali, prevedendo la chiusura al traffico per una velocità di picco di 35 m/s al livello dell'impalcato, mentre sono state adottate azioni da vento ridotte in combinazione con i carichi stradali.

I coefficienti di forza per impalcato e torri sono stati determinati mediante analisi in galleria del vento su modelli sezionali, come meglio descritto nel seguito. Fra le altre prescrizioni, la velocità di soglia per l'insorgere di fenomeni di instabilità aeroelastica in condizioni di servizio è stata fissata in 70 m/s.

3.3. Azione sismica

L'opera ricade in una zona di media sismicità, trovandosi a circa 100 km di distanza dalla principale sorgente sismogenetica della Romania, ubicata nella regione della Vrancea, capace di generare terremoti di magnitudo M_w fino a 7,4. L'azione sismica adottata nel progetto è basata su uno studio di sismicità generale realizzato dall'Università di Bucarest (UCTB), il quale ha individuato le sorgenti sismogenetiche rilevanti e definito lo spettro di risposta di sito su suolo rigido per diversi periodi di ritorno. Il gruppo di progettazione ha quindi sviluppato le analisi di risposta sismica locale per definire gli input sismici in corrispondenza delle fondazioni del ponte, mediante spettri di risposta e analisi *time history*, utilizzati per le analisi sul modello a elementi finiti dell'opera. I requisiti di prestazione dell'opera sono basati su un approccio multi-prestazionale secondo l'Eurocodice 8, con riferimento agli stati limite mostrati in tabella 1.

Stato Limite	Periodo di Ritorno	Prestazione
Operational (SLS/OP)	$TR_{op} = 150$ anni	Nessun danno e/o interruzione di esercizio
Repairable Damage (ULS/RD)	$TR_{rd} = 1000$ anni	Risposta inelastica accettabile (fessurazione CLS o espulsione copriferro, snervamento armature, plasticizzazione minore elementi metallici), tali da consentire la riparazione
Collapse Prevention (ALS/CP)	$TR_{cp} = 2500$ anni	Danno significativo, la struttura mantiene un margine di sicurezza nei confronti del collasso

Tab. 1 | Stati limite e prestazioni per eventi sismici

Lo spettro di risposta per l'evento con $T_R = 1000$ anni è stato ottenuto come involucro degli spettri di risposta locali alle fondazioni del ponte (blocchi di ancoraggio e torri), con una forma spettrale secondo Eurocodice 8, come mostrato in figura 6, assieme a quelli

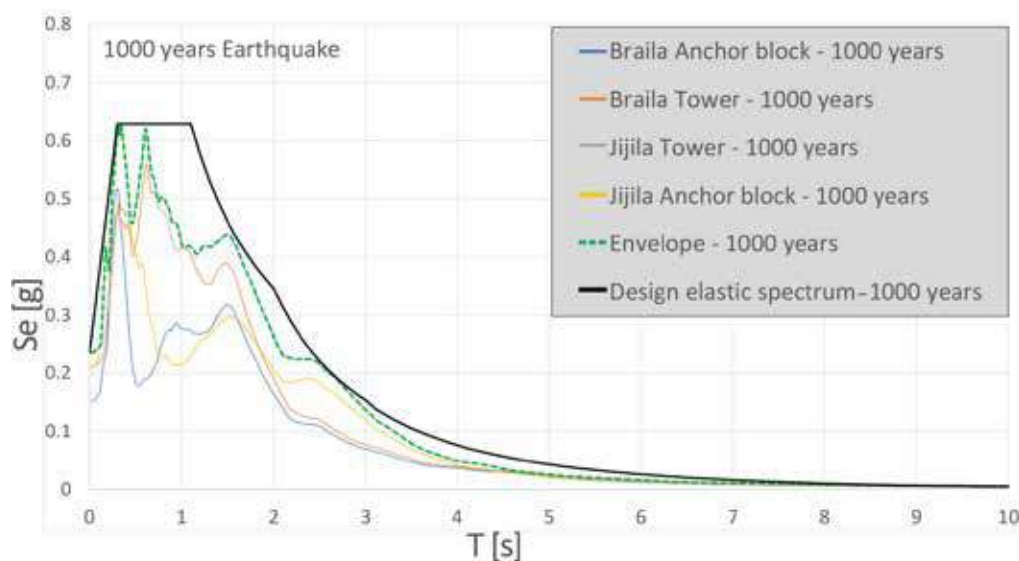


Fig. 6 | Spettri di risposta elastici per $TR = 1000$ anni e corrispondenti eventi sismici di progetto

degli spettri per ogni fondazione ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale.

3.4. Prescrizioni speciali

Alle prescrizioni generali degli Eurocodici e Annessi Nazionali per il dimensionamento degli elementi in calcestruzzo e carpenteria metallica si aggiungono una serie di prescrizioni speciali che riguardano essenzialmente gli elementi del sistema di sospensione. Si riporta qui una breve sintesi dei principali criteri progettuali per tali elementi:

- Il dimensionamento dei cavi principali è stato condotto per uno stato di trazione pura. Si sono adottati fattori parziali sulla resistenza del materiale caratteristici di questo tipo di opere (γ_m uguale rispettivamente a 2,10 per SLS, 1,67 per ULS e 1,40 per accidentale/sismica) anche in considerazione delle tensioni secondarie in corrispondenza di selle e collari. Il sistema di ancoraggio (scarpe, barre, piastre) è stato calcolato con un fattore di sovrarresistenza pari a 1,10 rispetto alle massime forze nel cavo.
- Analogo discorso vale per i pendini, con fattori parziali γ_m pari a 2,50 per SLS, 2,00 per ULS e 1,50 per ALS/sismica. In questo caso, al fine di scongiurare il collasso progressivo dell'impalcato, sono state condotte analisi dinamiche simulando l'improvvisa rottura di un pendino in posizione qualsiasi e valutando la redistribuzione delle forze sui pendini adiacenti. Per i pendini si prevede inoltre la possibilità di sostituzione con il ponte in esercizio.
- Per quanto riguarda i collari, che trasferiscono per attrito con il cavo principale le forze normali e tangenziali dovute ai pendini, si è prevista una limitazione della pressione massima prodotta sul cavo principale alla tesatura delle barre di chiusura del collare, oltre che il mantenimento in campo elastico della struttura del collare stesso, alla tesatura delle barre e allo stato limite ultimo. Lo scorrimento del collare rispetto al cavo è stato verificato con un fattore di sovrarresistenza pari a 1,10 rispetto alla forza ULS del pendino, assumendo un coefficiente di attrito pari a 0,2 e un rilassamento fino al 70%, connesso alla deformazione del fascio di fili che costituisce il cavo principale e al suo effetto di contrazione trasversale nel progressivo processo di messa in carico. I fattori parziali sulla resistenza ad attrito sono pari a 1,60 per ULS e 1,35 per accidentale/sismica. Infine, la membrana stessa del collare e il perno di collegamento devono avere una resistenza superiore al carico di rottura del pendino collegato.
- Per quanto riguarda le selle di deviazione del cavo principale, si è prevista una limitazione della pressione massima al contatto tra i fili e la gola della sella. Si è assunto un coefficiente di attrito fili/sella pari a 0,2 e fattori parziali pari a 1,60 per ULS e 1,35 per accidentale/sismica.



Figura 7 | Foto inserimento del ponte

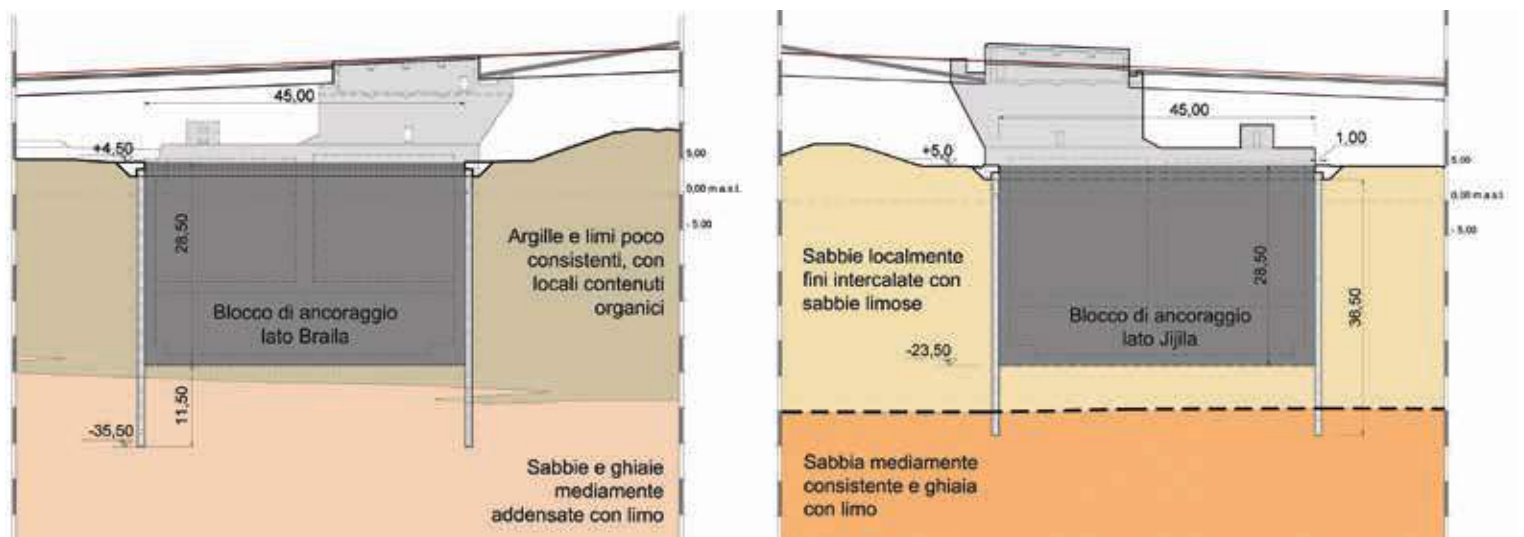


Fig. 8 | Sezioni geotecniche in corrispondenza dei blocchi di ancoraggio

4. L'opera

La conformazione generale è quella di un ponte sospeso ad impalcato a cassone singolo leggero in acciaio a lastra ortotropa, (figura 7), divenuta ormai consolidata dopo la prima applicazione con il ponte sul Severn del 1966 (vedi anche [5]). Pure oggi assai frequente la dissimmetria delle luci sospese laterali, che si adattano alla morfologia dei luoghi piuttosto che seguire una simmetria strutturale di valenza di fatto modesta, anche in questo caso

con applicazioni significative sin dai primi anni '80 con il ponte sull'Humber (1981). Nella concezione di insieme dell'opera alcuni aspetti fondamentali sono:

- La stabilità aerodinamica, ottenuta tramite la rigidità torsionale dell'impalcato. Trattandosi di rigidità alla Bredt, connessa con l'area racchiusa nel cassone, fissata la larghezza della piattaforma e fissati al minimo necessario gli spessori, il parametro libero che determina la rigidità torsionale diviene

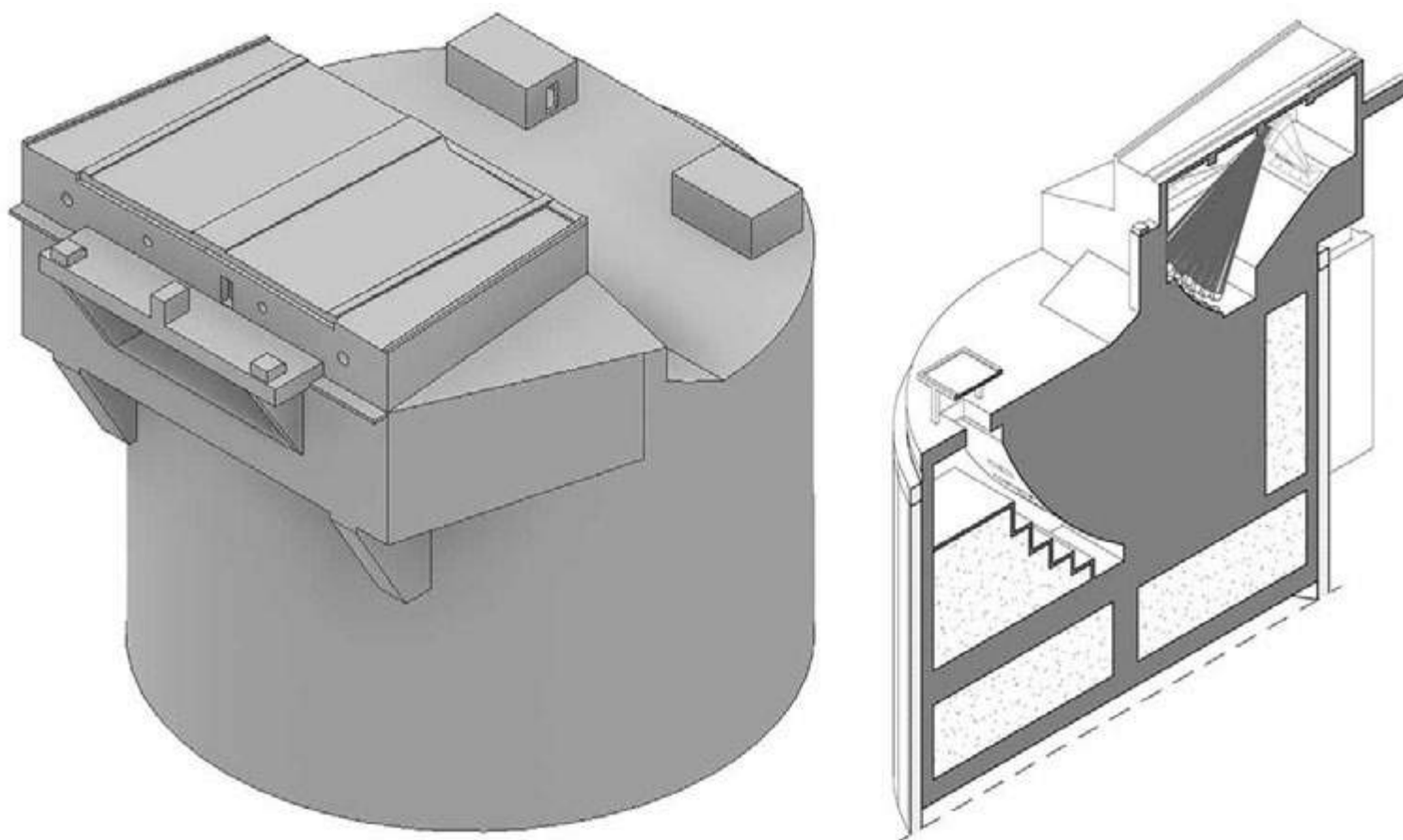


Fig. 9 | Assonometria e spaccato del pozzo lato Braila

l'altezza della sezione, determinata in questo caso in 3200 mm, con un rapporto luce/altezza anche in questo caso in linea con la prassi internazionale ed eventualmente leggermente cautelativo. Si vedrà infatti che le prestazioni aerodinamiche ottenute sono elevate, con velocità critiche per il flutter ben oltre il valore minimo di 70 m/s indicato nelle Specifiche Progettuali.

- Il rapporto freccia/luce del cavo in campata centrale, che ne determina il tiro e quindi la dimensione. Le scelte in campo internazionale per questo aspetto sono diverse, dal rapporto 1/10 dei ponti americani classici a quello di circa 1/12 tipico di un gruppo ristretto di scuola inglese, fra questi il ponte sul Severn e i primi due ponti sul Bosforo, al rapporto di circa 1/9 adottato soprattutto da progettisti scandinavi, ad esempio con il ponte sullo Storebaelt. Una freccia più grande comporta un tiro più basso del cavo principale, quindi minori quantità, diminuendone al tempo stesso la rigidità geometrica, quindi portando ad una maggiore deformabilità. Esperienza di servizio e valutazioni numeriche consolidate mostrano con chiarezza che anche per le frecce più alte non sussistono problematiche di deformabilità per ponti stradali. Ci si è quindi orientati verso un rapporto freccia/luce nella fascia maggiore, definito in 1/8,62. Frecce superiori sarebbero state possibili, ma non convenienti nel bilancio fra dimensione dei cavi, loro lunghezza e altezza delle torri.

Il profilo dell'impalcato è compatibile con un canale navigabile di altezza 38 m sulla quota di piena con probabilità di superamento

annuale dell'1% e larghezza 180 m, con un estradosso di impalcato nella configurazione di riferimento e soli pesi propri a quota +55,38 m in mezzeria. Il profilo di estradosso comprende un tratto centrale di 480 m con conformazione circolare e raggio 6000 m, per poi dover scendere verso gli argini con una pendenza pari al 4%. Gli argini vengono sovrappassati con franchi di circa 8 e 11 m sulle due rive, in modo da permettere il collegamento a due brevi viadotti di accesso e alla viabilità di zona.

Nei paragrafi che seguono vengono illustrate le caratteristiche delle diverse componenti dell'opera.

4.1. Le sottostrutture: blocchi di ancoraggio e fondazioni delle torri

Le sottostrutture non costituiscono l'argomento principale di questo articolo, ma si ritiene comunque opportuno di darne un cenno per una visione più completa. In particolare, va messa in evidenza la dimensione e complessità dei blocchi di ancoraggio che, nella configurazione di riferimento di soli carichi permanenti, debbono assorbire una componente orizzontale di tiro del cavo di oltre 250 MN, assicurando la complessa connessione al cavo principale stesso.

Nella specifica situazione geotecnica che vede, senza voler entrare in dettaglio, successioni di depositi alluvionali del Danubio di varia granulometria, da limosi-sabbiosi ad argillosi-sabbiosi con caratteristiche meccaniche modeste per i primi 30-40 m e progressivamente di maggiore consistenza in profondità (figura 8), è impensabile la soluzione più diffusa e tradizionale di blocco di ancoraggio superficiale a gravità pura e ci si deve

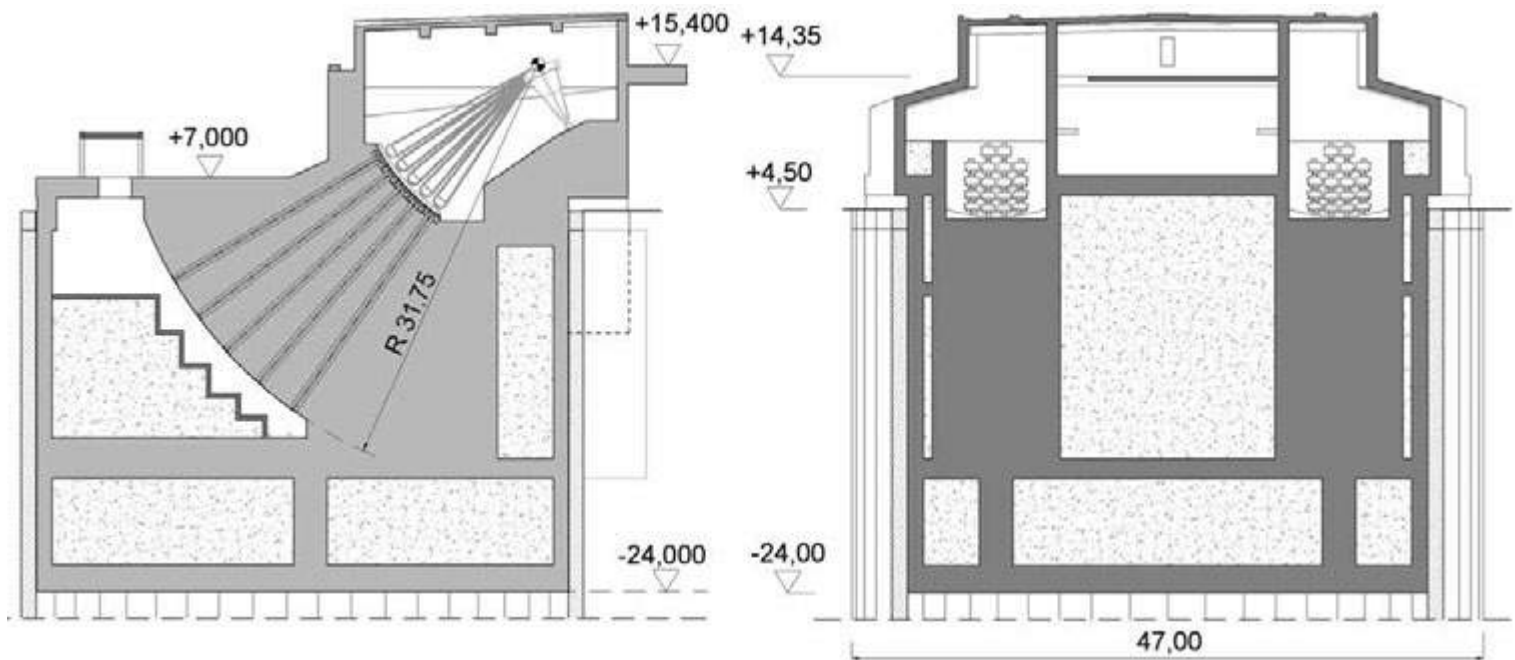


Fig. 10 | Sezione longitudinale e trasversale del blocco di ancoraggio lato Braila

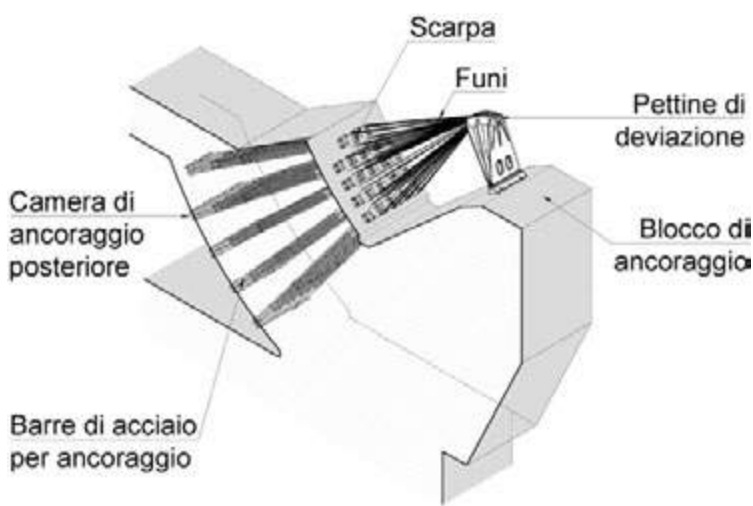


Fig. 11 | Spaccato assonometrico delle camere di ancoraggio, vista della camera superiore durante la costruzione

orientare verso soluzioni a pozzo, più rare ma pure presenti in campo internazionale, ad esempio per il ponte sull' Akashi (1998) in Giappone.

Per le soluzioni a pozzo sono state considerate varie possibilità, tanto nel progetto di fattibilità che successivamente nell'esecutivo, esaminando alternative che vedessero sia forme rettangolari in pianta, meno efficienti dal punto di vista geotecnico ma più adatte ad ospitare la camera di ancoraggio per la connessione al cavo principale, sia alternative a due pozzi intersecanti ciascuno con diametro relativamente piccolo, per orientarsi in conclusione verso quella più tradizionale di pozzo circolare singolo (figura 9), di diametro 47 m e di profondità circa 29 m.

I pozzi sono stati realizzati eseguendo prima un allineamento di diaframmi esterno e successivamente la struttura interna del pozzo vero e proprio in calcestruzzo armato, con soluzioni a setti e camere interne successivamente riempite in calcestruzzo magro, al fine di limitare gli spessori dei getti per contenere calore di idratazione e ritiro (figura 10).

La notevole complessità sorge per la camera di ancoraggio, dove il fascio di fili paralleli che costituisce il cavo principale viene inclinato verso il basso tramite un grande pettine di deviazione (splay saddle) e si dirama in funi singole con uno sfocco per permettere la connessione al blocco, tramite sistemi di ancoraggio e dettagli che verranno meglio descritti nel successivo par. 4.3, dedicato al sistema di sospensione.

Questo comporta una camera di ancoraggio, dove appunto avviene la diramazione, con geometria a tronco irregolare di piramide e dimensioni considerevoli, in quanto il tratto di fune dal pettine di deviazione all'ancoraggio deve essere sufficientemente lungo da permettere regolazioni e deformazioni termiche delle funi. In molti casi la camera di ancoraggio viene ospitata al di sopra del piano campagna, sia per blocchi di ancoraggio a gravità che per quelli fondati su pozzo. In questo caso la modesta altezza del profilo, indispensabile per il collegamento alla viabilità di zona,



Fig. 12 | Struttura di transizione

ha portato ad inserire la camera di ancoraggio al di sotto del piano campagna, quindi all'interno del pozzo. Questo comporta una carpenteria interna molto complessa, con l'intersezione fra le pareti e i setti interni del pozzo e la camera, la cui parete di fondo è a conformazione pseudosferica per permettere la corretta disposizione degli ancoraggi (figura 11). Questi ultimi sono ottenuti tramite triplette di barre di precompressione, collegate nella camera di ancoraggio a piastre predisposte per l'ancoraggio delle funi e posteriormente a piastre da precompresso di apposito disegno, collocate in una camera posteriore bassa (figura 11) a conformazione cilindrica, attrezzata con gradoni interni per le lavorazioni, ad aumentare ancora la complessità geometrica di insieme. La camera posteriore è accessibile tramite discese dal piano di estradosso del blocco.

Pur non essendo richiesto contrattualmente, si è effettuata la scelta di sviluppare il progetto con metodi di disegno 3D, per una maggiore efficienza del processo e dei controlli geometrici e delle interferenze.

I blocchi di ancoraggio sono coronati da una struttura di transizione a geometria scatolare aperta, per la quale si è ricercata una certa leggerezza visiva e un disegno adatto all'inserimento paesistico, che assolve a molteplici funzioni, costituendo al tempo stesso appoggio sia dell'impalcato del ponte sospeso che dei viadotti di accesso e ospitandone i giunti di dilatazione, alloggiando le vasche di laminazione che raccolgono le acque meteoriche provenienti dal ponte principale nonché ambienti di accesso alle camere di ancoraggio e a volumi tecnici ed impiantistici (figura 12).

Le fondazioni delle torri comprendono ciascuna 76 pali di diametro 1800 mm e 45 m di lunghezza lato Braila e 40 m lato Jijila, con



Fig. 13 | Torre lato Braila

grandi plinti scatolari a doppia circonferenza intersecata, con raggio ciascuno di 18 m e altezza 8,00 m, sormontati da due tronchi di cono in calcestruzzo armato massivo per la connessione ai fusti delle torri (figura 13).

4.2. Le torri

Come i blocchi di ancoraggio, le torri, realizzate in calcestruzzo ad alta resistenza, non costituiscono argomento centrale del presente articolo e se ne dà soltanto un breve cenno. L'altezza complessiva dal piano campagna è di circa 184 m per la torre lato Braila e 189 m per la torre lato Jijila, con due fusti cavi di dimensioni 6,50 x 6,50 m ed un unico grande doppio trasverso di sommità (figure 13 -14).

La scelta del calcestruzzo ad alta resistenza come materiale, piuttosto che dell'acciaio come più frequente in passato, costituisce oggi un

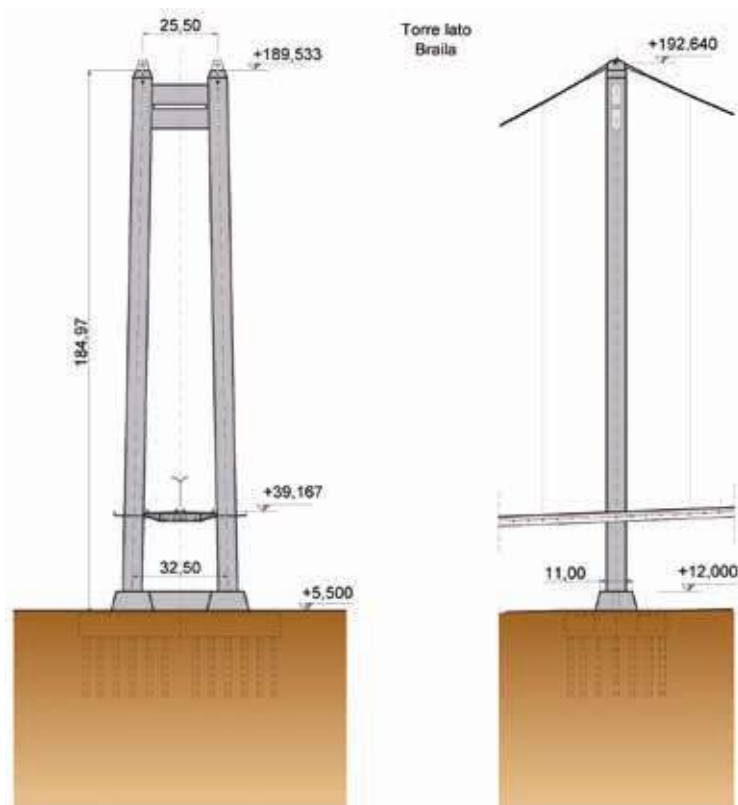


Fig. 14 | Vista frontale e longitudinale della torre



Fig. 15 | Un cavo principale durante la realizzazione e le successive operazioni di compattazione

indirizzo consolidato sulla base di considerazioni economiche, che prevalgono su alcune complessità di comportamento strutturale e sui maggiori tempi di realizzazione. L'acciaio è da ritenersi oggi di interesse soltanto in zone ad alta sismicità: a dimostrazione di questo si possono citare come esempio il ponte sull'Humber (1981) in Inghilterra, che fu probabilmente il primo fra quelli di grande luce ad adottare torri in calcestruzzo, il molto più recente ponte ibrido Yavuz Sultan Selim sul Bosforo (2016), con torri in calcestruzzo anche in una zona di media sismicità e, come scelta per zone ad alta sismicità, le torri in acciaio per il ponte Osman Gazi sulla baia di Izmit (2016) e per il recentissimo record mondiale del ponte 1915 sui Dardanelli (2022).

4.3. Il sistema di sospensione

4.3.1. Cavi principali

Ciascuno dei due cavi principali del ponte è costituito nella campata centrale da un fascio di 8704 fili paralleli, realizzati con la tecnica della tessitura aerea (*aerial spinning*) che vede nella fase di costruzione 16 funi individuali da 544 fili, successivamente compattate a realizzare il cavo unico (figura 15).

Si ricorda poi che le campate laterali sono entrambe di luce inferiore rispetto alla configurazione classica che le propone pari alla metà della luce centrale al fine di ottenere l'equilibrio longitudinale del tiro in testa torre. La minor luce e la dissimmetria, con 489,65 m lato Braila e 364,64 m lato Jijila, comportano una diversa pendenza del profilo del cavo alle estremità (figura 16), e una sezione maggiore del cavo con una aggiunta di 304 fili lato Braila e 560 lato Jijila, ottenuta rispettivamente tramite 2 funi da 152 fili e 2 da 280 fili, anche queste realizzate con la tecnica dell'*aerial spinning*.

4.3.2. Selle e pettini di deviazione

Alla sommità delle torri, come tipico di questa tipologia, i cavi principali passano continui e vengono deviati tramite grandi selle, di lunghezza circa 6 m e raggio di curvatura medio di circa 5 m, realizzate per la parte superiore con acciaio in getto e per la parte inferiore in carpenteria metallica pesante (figura 17).

Ciascuna sella è collegata alla sommità della torre tramite una doppia piastra di acciaio, con quella inferiore connessa a pioli annegati nel calcestruzzo della torre. Fra le due piastre è interposta una lastra di materiale a basso coefficiente di attrito, per consentire durante la costruzione la regolazione della posizione longitudinale della sella, con uno spostamento impresso verso riva (*saddle setback*) necessario per raggiungere la corretta posizione della torre a fine costruzione, di cui si dirà meglio nel paragrafo 7, dedicato alle fasi costruttive.

La maggior sezione delle campate laterali richiede poi l'ancoraggio delle funi aggiuntive in testa alla torre, realizzato tramite una sella di ritorno orizzontale (*anchor shoe*), integrata nella parte superiore della sella principale e sempre realizzata con acciaio in getto (figura 18).

All'ingresso della camera di ancoraggio/deviazione (*anchor chamber/splay chamber*) le funi di campata laterale sono deviate sia verso il basso che orizzontalmente tramite le già citate selle a pettine (*splay saddles*), anch'esse realizzate con la parte superiore in acciaio in getto e in carpenteria pesante per la parte inferiore,

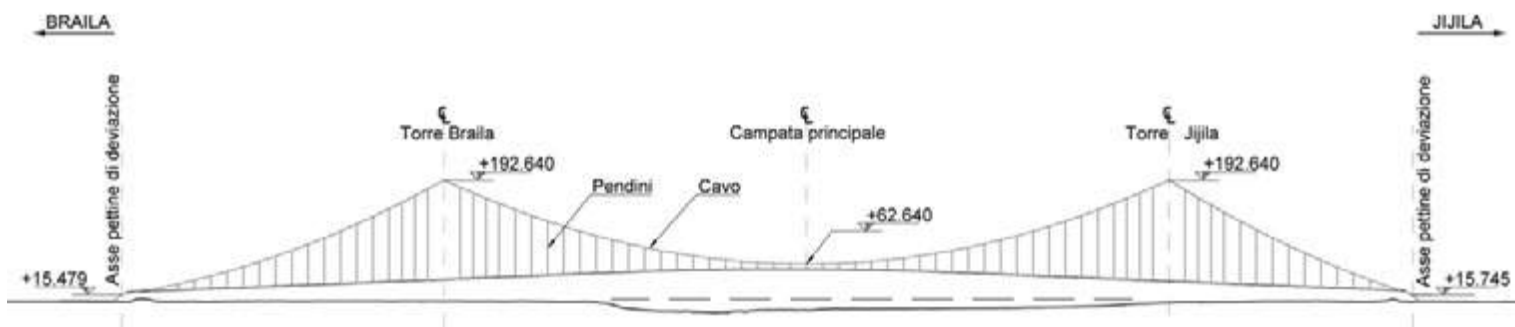


Fig. 16 | Schema complessivo del sistema di sospensione.

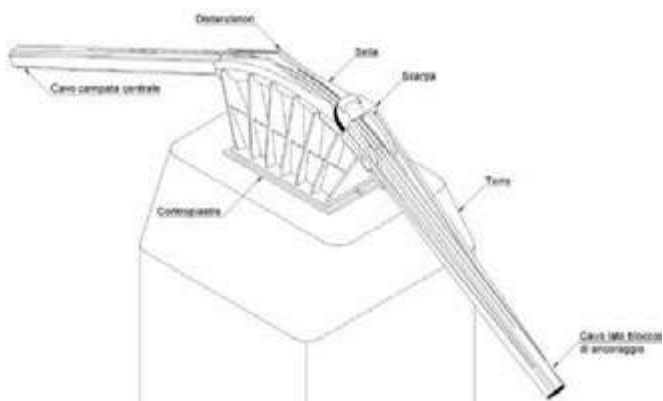


Fig. 17 | Sella per il cavo principale in sommità delle torri, vista generale e dettagli delle gole

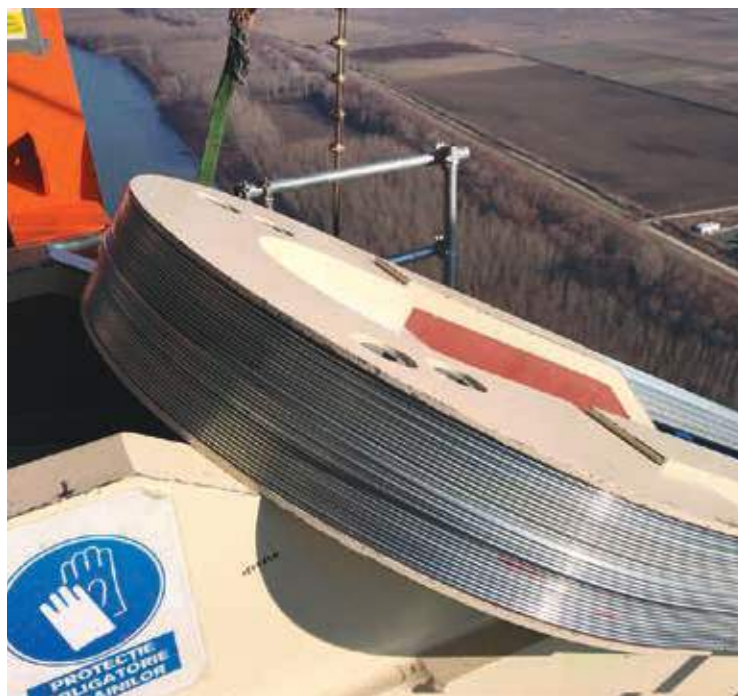
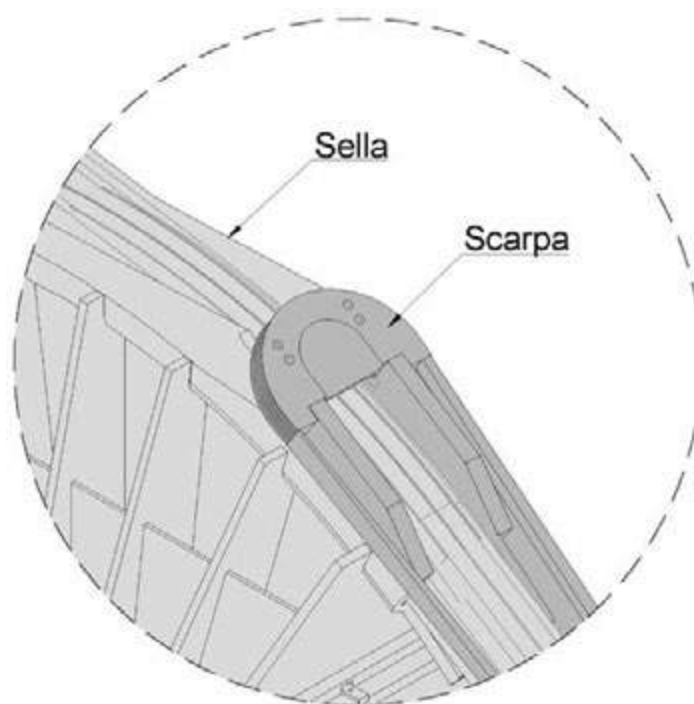


Fig. 18 | Dettaglio della scarpa per l'ancoraggio delle funi aggiuntive in testa alla torre

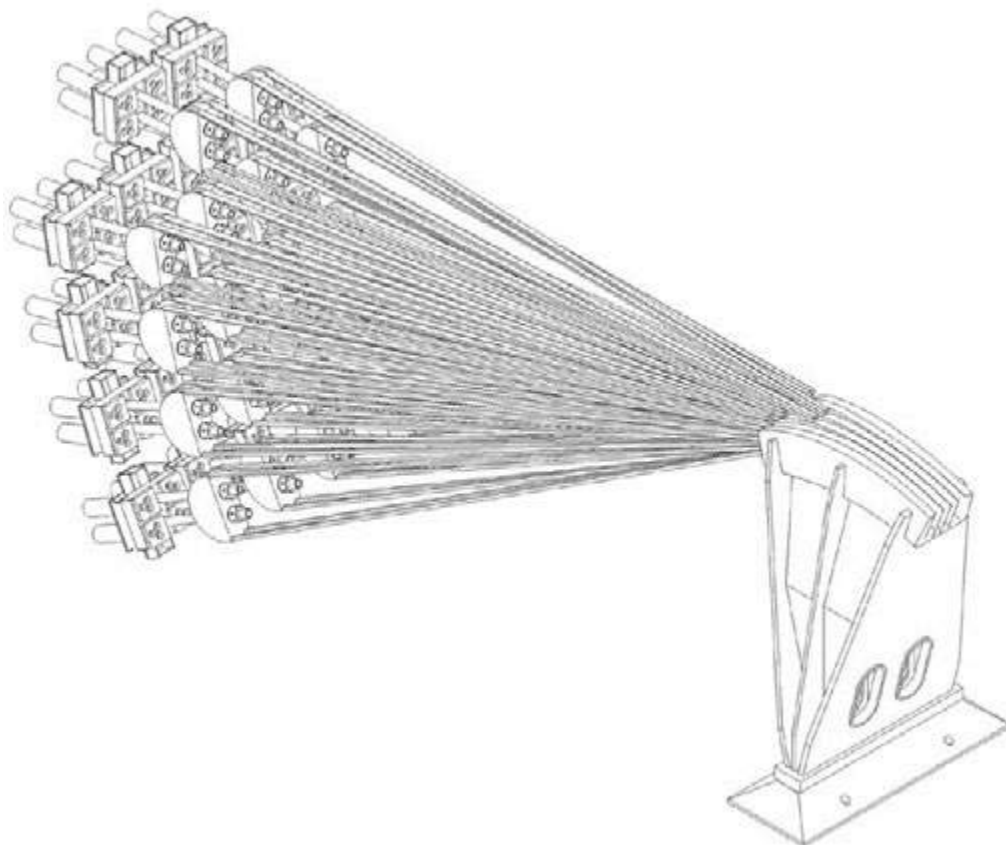


Fig. 19 | Pettine di deviazione e sistema di ancoraggio

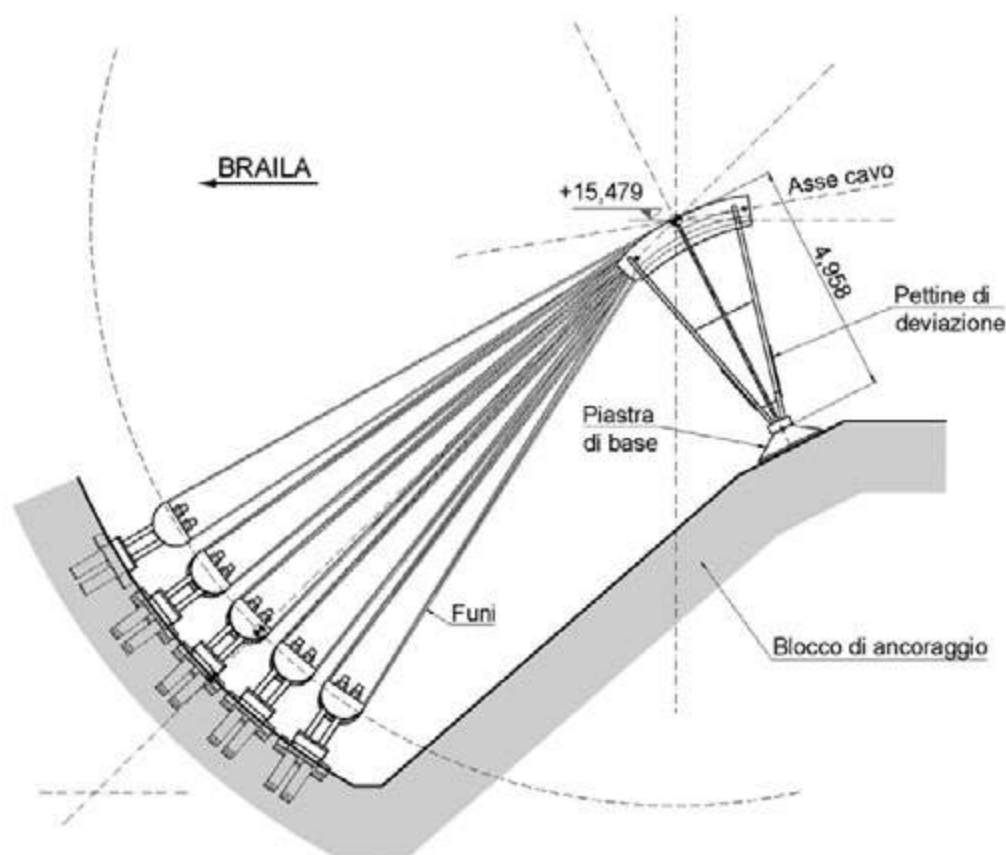


Fig. 20 | Pettine di deviazione e sistema di ancoraggio

che poggia su una cerniera cilindrica ad asse orizzontale collegata tramite piastre di acciaio e connettori al calcestruzzo del blocco di ancoraggio (figure 19-22).

La funzione del pettine di deviazione è quella di alloggiare individualmente le singole funi e deviarle in modo da esercitare una risultante di forza verso il basso, sufficiente a rendere stabile la loro posizione sia durante la realizzazione, con tiro assai inferiore rispetto a quello finale, sia a opera completata, distanziandole al tempo stesso di una quantità sufficiente a permettere il loro ancoraggio individuale al blocco.

4.3.3. Sistema di collegamento al blocco di ancoraggio

L'ancoraggio è stato realizzato tramite selle verticali di ritorno (*anchor shoes*), ciascuna con due scanalature in modo da ospitare quattro semi-funi in configurazione equilibrata (figure 23-24). Le selle di ancoraggio sono collegate al blocco lungo una superficie pseudo sferica tramite barre di acciaio di diametro 130 mm, a loro volta collegate ad elementi in carpenteria metallica parzialmente annegati nel calcestruzzo (figura 25).

L'ancoraggio vero e proprio al blocco avviene per mezzo di triplette di barre di acciaio tipo Dywidag ancorate sul retro nella già descritta camera posteriore per mezzo di piastre di grande spessore progettate ad hoc. Le barre vengono tesate in modo da assicurare una precompressione sul blocco sufficiente ad evitare la decompressione delle piastre una volta che le funi avranno raggiunto il tiro finale.

Questo insieme di elementi è uno dei più complessi e dell'intero ponte, in quanto deve rispondere ad una serie di esigenze contrastanti:

- La distanza fra il pettine di deviazione e la superficie di ancoraggio deve essere sufficientemente grande da permettere, grazie alla deformazione elastica delle funi, una buona uniformità del tiro sia all'atto della realizzazione e regolazione, nonché successivamente nel tempo.
- L'asse del cavo principale deve essere deviato verso il basso di un angolo sufficientemente grande da garantire, come già accennato, la



Fig. 21 | Dettaglio delle gole del pettine di deviazione



Fig. 22 | Pettine di deviazione alla messa in opera e durante la realizzazione del cavo principale



Fig. 23 | Sistema di ancoraggio



Fig. 24 | Sella di ritorno per l'ancoraggio al blocco



Fig. 25 | Carpenteria metallica di collegamento

stabilità nel pettine delle funi, con quelle superiori che sono le più critiche subendo evidentemente una deviazione minore. Al contempo l'angolo non deve essere eccessivo, onde evitare geometrie troppo inclinate del pendolo con forti componenti locali di reazione orizzontale. Questa condizione, assieme alla precedente, determina la dimensione complessiva della camera e in particolare la sua dimensione longitudinale.

- La deviazione trasversale e verticale delle funi deve essere sufficiente ad ottenere sulla superficie di ancoraggio le distanze necessarie per alloggiare gli elementi di connessione al blocco.
- La necessità, in questo caso, di collocare la camera all'interno di un pozzo circolare, senza condizionarne le dimensioni oltre quanto richiesto da esigenze di carattere geotecnico. Si sottolinea che l'interazione geometrica fra blocco e sistema di ancoraggio riguarda non solo la camera di ancoraggio ma anche la camera posteriore e il sistema di barre di precompressione per il collegamento al blocco.
- Queste ultime debbono infine avere lunghezza sufficiente a garantire, di nuovo, uniformità di tiro grazie alla deformazione elastica, sia all'atto della tesatura che nel tempo, con il progressivo esaurirsi di effetti lenti di ritiro e viscosità.

Per il sistema di ancoraggio del ponte di Braila il bilancio progettuale raggiunto vede:

- La scelta per le funi di una dimensione piuttosto grande, come



Fig. 26 | Collare, esempio

detto di 544 fili, in modo da ridurre il numero e ottenere una minore dimensione della superficie di ancoraggio. Si è anche considerata la possibilità di dimensioni maggiori, che sarebbero state superiori a quelle già sperimentate, decidendo poi di non percorrere questa strada avendo constatato difficoltà nel dimensionamento degli ancoraggi e alcune criticità nella stabilità dei fili nelle gole del pettine di deviazione a meno di aumentarne significativamente le dimensioni. La dimensione complessiva della superficie di ancoraggio è stata così contenuta in circa 30 m².

- Un angolo di deviazione verso il basso medio di 33°, che porta ad una deviazione minima di 19°, sufficiente per la stabilità, ed una massima di 43°, e un angolo di deviazione trasversale massima di 7,50°. Si sottolinea che deviazioni verso il basso più contenute sono state in rari casi adottate, essenzialmente nel caso di ancoraggi a tunnel in roccia [6], ma comportano alcuni provvedimenti aggiuntivi in fase costruttiva che la complicano e rallentano e che non è stato necessario adottare, date le considerevoli dimensioni comunque necessarie per il pozzo.
- Una distanza fra pettine di deviazione e superficie di ancoraggio di 13,75 m ai minimi accettabili e piuttosto contenuta rispetto a quanto usuale.
- Una disposizione in pianta delle barre Dywidag di ancoraggio parallela all'asse longitudinale piuttosto che a raggiera, come più usuale e più diretto nell'assorbimento della componente orizzontale del tiro. Questo comporta delle componenti di forza tangenti alla superficie di ancoraggio in direzione trasversale, assorbite tramite chiavi di taglio nelle piastre di ancoraggio in carpenteria metallica già descritte. Configurazioni di questo tipo sono molto rare e si riferiscono nei pochi casi realizzati ad ancoraggi a tunnel, a conoscenza degli autori questa è la prima applicazione per fondazioni su pozzo o blocco a gravità. La disposizione delle barre nella sezione verticale è invece radiale, non sussistendo in questo caso problematiche di spazio.

4.3.4. Collari e pendini

La struttura del sistema di sospensione viene completata dalle funi di collegamento all'impalcato, i pendini, per le quali è stata adottata la classica configurazione verticale e la tipologia a fili paralleli (PWS). I pendini sono collegati al cavo principale tramite perni su collari di acciaio in getto composti da due semigusci connessi ai cavi per attrito tramite barre filettate M42 (figura 26). Oltre ai collari di attacco dei pendini ne sono presenti anche altri, di minore impegno in quanto destinati soltanto alla funzione di mantenere la forma dei cavi, collocati nel tratto privo di pendini in prossimità dell'ingresso ai blocchi di ancoraggio.

4.3.5. Finitura del cavo principale

Il cavo principale viene mantenuto per l'intera vita di progetto dell'opera, senza poterne prevedere la sostituzione. Si è quindi adottato un triplo livello di protezione per la corrosione, che comprende un filo di avvolgimento esterno, trattamenti superficiali e la deumidificazione. Il filo esterno di avvolgimento (*wrapping wire*) è sagomato a Z, come avviene per le funi chiuse, in modo da formare una superficie esterna regolare e priva di spazi fra le spire, risultando in una migliore durabilità dei trattamenti superficiali, che sono basati su un ciclo C5 (alta durabilità) secondo ISO 12944. Infine, il sistema di deumidificazione vedrà la immissione all'interno del fascio di fili paralleli racchiusi nel filo di avvolgimento di aria asciutta, in misura tale da mantenere l'umidità relativa interna al di sotto del 40%, livello che previene l'innesco della corrosione.

4.4. L'impalcato

La configurazione dell'impalcato, che è alla messa in opera nel momento il cui il presente articolo viene redatto, è quella divenuta ormai uno standard internazionale dopo la citata prima applicazione per il ponte sospeso sul Severn (1966), con geometria a cassone "alare" (figura 27), interamente di acciaio a lastra ortotropa. I vantaggi sono ben noti: in primo luogo il peso contenuto, con una incidenza media in questo caso di 330 kg/m², la bassa spinta aerodinamica, la buona rigidità torsionale che,

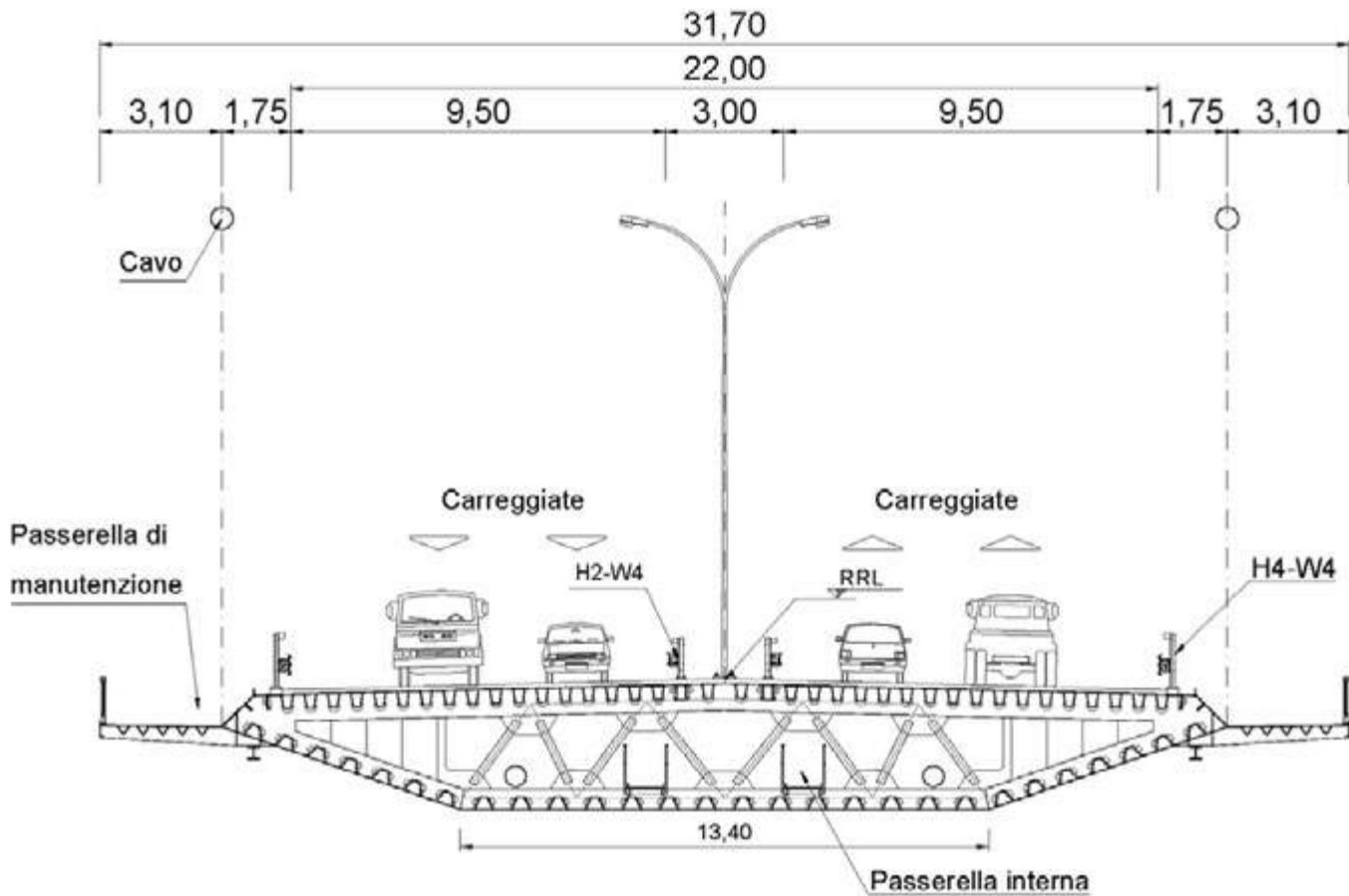


Fig. 27 | Sezione tipo dell'impalcato



Fig. 28 | Concio impalcato corrente

come pure già detto, ben garantisce la stabilità aerodinamica nel campo di luce qui di interesse.

La larghezza di piattaforma è pari complessivamente a 22 m, incluse due carreggiate a doppia corsia da 9,5 m ciascuna e lo spartitraffico centrale con larghezza di 3 m. Il cassone di impalcato presenta una larghezza di 25,5 m, pari all'interasse trasversale

dei cavi principali e quindi dei due piani di pendini. All'esterno di questi ultimi sono presenti da entrambi i lati delle passerelle di manutenzione a sbalzo con larghezza di 3,10 m, portando la larghezza complessiva dell'impalcato a 31,7 m.

La lastra superiore, come si vedrà meglio più avanti, è di 14 mm di spessore, con canalette trapezoidali da 7 mm nelle zone sotto



Fig. 29 | Concio speciale impalcato alla torre

traffico, mentre in quelle non direttamente soggette a carico di ruota si sono adottati anche piatti a bulbo come irrigidimenti per motivi di realizzabilità; il fasciame inferiore è tipicamente da 9 mm e anch'esso irrigidito con canalette trapezoidali di 6 mm di spessore. Le anime inclinate laterali presentano invece uno spessore di 12 mm. I diaframmi, posti tipicamente ogni 5 m, sono reticolari con aste tubolari per tutto l'impalcato corrente e a parete piena nelle zone di impalcato rinforzate alle torri e alle estremità. L'impalcato è collegato ai pendini tramite flange con perno in zone specificamente rinforzate e predisposte per il collegamento a funi provvisorie per le eventuali operazioni di sostituzione. Il passo corrente dei pendini è di 25 m e di stessa dimensione sono i conci di impalcato predisposti per la fabbricazione e il trasporto (figura 28). L'impalcato è suddiviso in 86 conci, per una lunghezza complessiva di 1977 m. L'impalcato è poi continuo alle torri, dove passa soltanto sospeso ai pendini senza vincoli fissi verticali, come pure ormai divenuto uno standard per la tipologia a cassone. Per garantire una migliore distribuzione delle azioni flessionali e l'assenza di supporti eccessivamente rigidi in questa zona l'interasse dei pendini viene portato a 50 m, con conseguenti rinforzi della sezione di impalcato consistenti nell'aumento degli spessori dei

pannelli inferiori e laterali e nell'aggiunta di due anime verticali irrigidite in corrispondenza degli spigoli laterali inferiori del cassone (figura 29). Due zone speciali non sospese, analogamente rinforzate, sono poi previste alle estremità dell'impalcato, dove il primo pendino è posizionato a circa 54 m dall'asse appoggi sulle strutture di transizione.

4.5. Sistema di vincoli e varchi

L'impalcato vede alle estremità due zone con sezione irrigidita e predisposta per il collegamento al blocco di ancoraggio (figura 30), con il supporto verticale ottenuto tramite due apparecchi di appoggio multidirezionali di tipo sferico posti a interasse trasversale di 18,5 m, distanza definita in modo da evitare il sollevamento degli stessi per via dei carichi stradali eccentrici. Il vincolo trasversale è invece realizzato tramite due appoggi multidirezionali di tipo sferico e precaricati trasversalmente, inseriti all'interno di un recesso nella parte inferiore dell'impalcato e collegati ad una pinna verticale di calcestruzzo armato integrata nella struttura superiore dei blocchi di ancoraggio. Non sono presenti vincoli longitudinali, con l'impalcato libero di muoversi seguendo gli spostamenti longitudinali del sistema di sospensione. Gli appoggi sia verticali

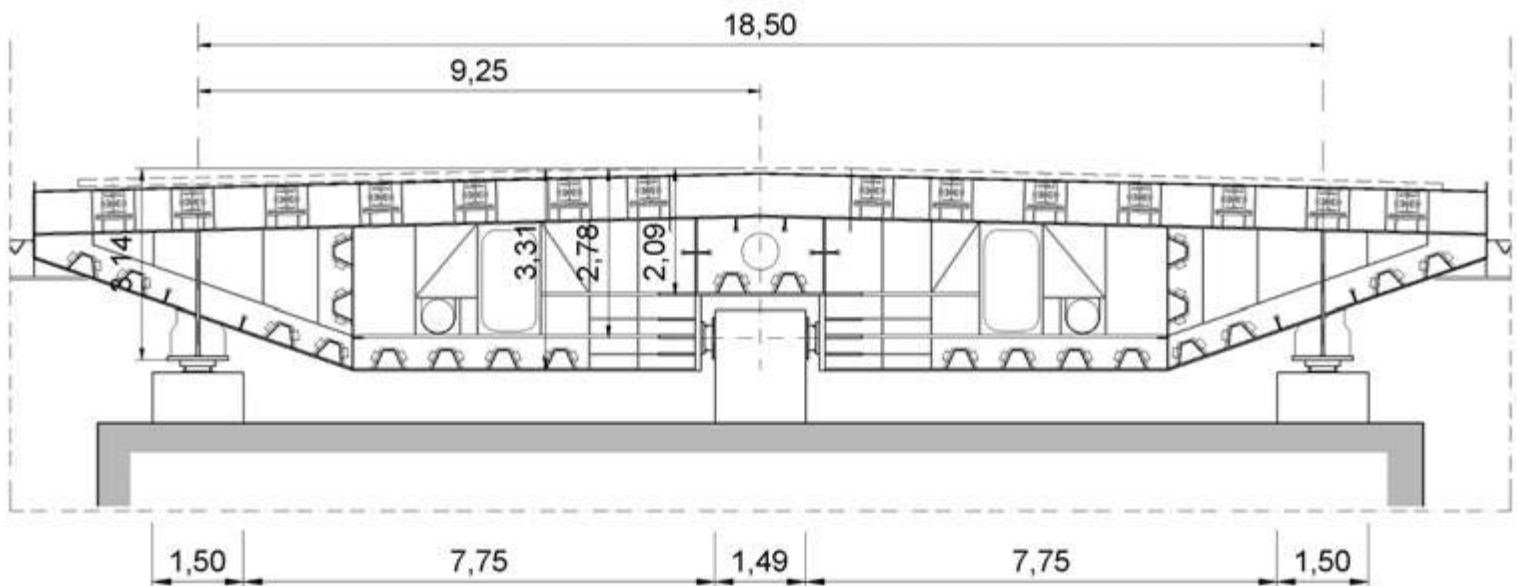


Fig. 30 | Sezione trasversale all'appoggio - vincoli

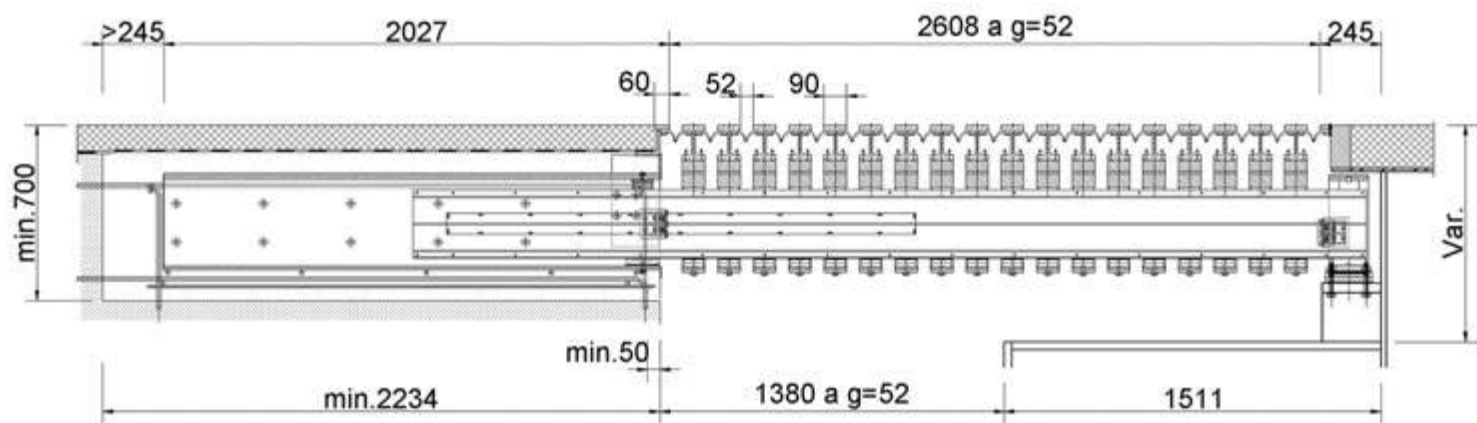


Fig. 31 | Giunto

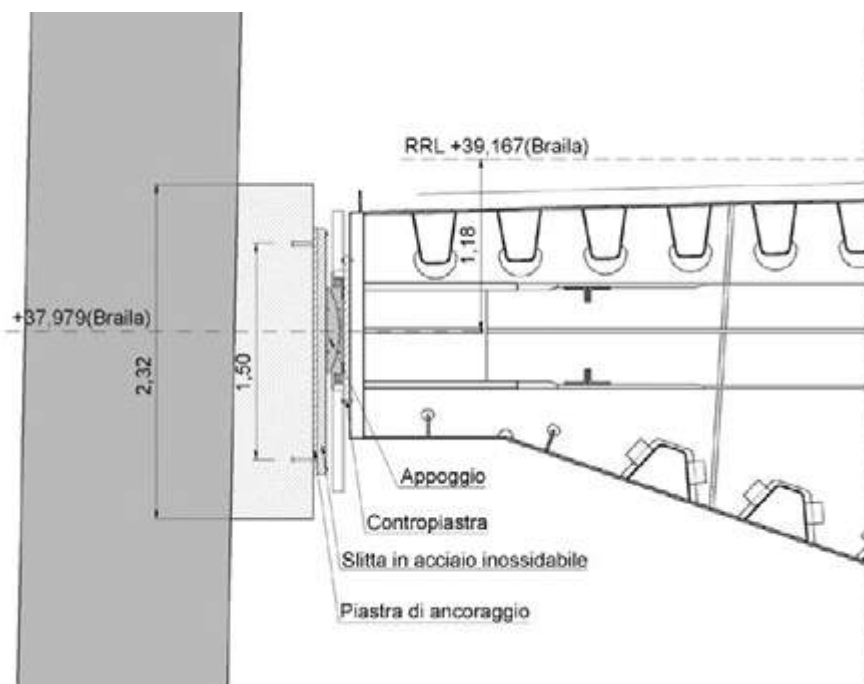


Fig. 32 | Vincolo alla torre

che trasversali risultano fissati al blocco di ancoraggio, mentre le slitte di scorrimento sono solidali all'impalcato. Ne deriva che i punti di applicazione delle reazioni sull'impalcato sono variabili con lo spostamento longitudinale. Per tale motivo sono state predisposte delle zone irrigidite localmente per un'estensione di circa 5 m.

Gli spostamenti longitudinali dell'impalcato sono considerevoli e, nelle condizioni SLS caratteristiche che governano il dimensionamento dello scorrimento di appoggi e giunti sono pari a circa -1000 mm / +850 mm lato Braille e -1250 mm / +1050 mm lato Jijila, con spostamenti negativi corrispondenti a contrazione del giunto e viceversa. Il contributo maggiore agli spostamenti è fornito dalle variazioni termiche e dai carichi da traffico con disposizioni longitudinali emisimmetriche, con contributi minori dovuti al vento. Gli spostamenti sismici, invece, sono

		Calcestruzzo	Acciaio
		m ³	t
Blocchi di ancoraggio	Calcestruzzo classe C35/45		
	Acciaio per calcestruzzo armato B500C	≈ 114000	≈ 9700
Torri	<u>Pali</u>		
	Calcestruzzo classe C30/37		
	Acciaio per calcestruzzo armato B500C	≈ 16300	≈ 1300
	<u>Plinto di fondazione</u>		
	Calcestruzzo classe C30/37		
	Acciaio per calcestruzzo armato B500C	≈ 26000	≈ 4500
	<u>Elevazione</u>		
	Calcestruzzo classe C50/60		
	Acciaio per calcestruzzo armato B500C	≈ 17400	≈ 4600

Impalcato	Acciaio classe S355	≈ 20700 t
Cavo principale	Fili di classe A zincati a caldo $f_u \geq 1860$ MPa	≈ 6700 t
Pendini	Fili di classe A zincati a caldo $f_u \geq 1770$ MPa	≈ 420 t

Selle sulla torre	Acciaio laminato S460N/NL	≈ 110 t
	Acciaio in getto G20Mn5+N	≈ 45 t
Pettini di deviazione	Acciaio laminato S460N/NL	≈ 156 t
	Acciaio in getto G20Mn5+N	≈ 35 t
Collari	Acciaio in getto G20Mn5+QT	≈ 260 t
Barre tipo dywidag da precompressione	Acciaio classe 950/1050 N/mm ²	≈ 225 t
Scarpe di ancoraggio	Acciaio in getto G20Mn5+QT	≈ 38 t
Piastrame per ancoraggio	Acciaio laminato S460N/NL	≈ 220 t

Tab. 2 | Materiali impiegati

di minore entità e non sono rilevanti per il dimensionamento. I giunti di espansione, che alla luce di quanto sopra devono garantire un'escursione totale di circa 1850 mm lato Braila e 2300 mm lato Jijila, sono della tipologia modulare, ovvero formati da una serie di rotaie di acciaio disposte in direzione trasversale con profili in gomma interposti, supportate da un sistema di travi a doppio T longitudinali. Queste ultime sono a loro volta solidali al terminale dell'impalcato e scorrevoli all'interno di appositi recessi nella soletta superiore della struttura di transizione (figura 31). La tipologia modulare ha il vantaggio di potersi adattare ad un campo di spostamenti molto ampio, variando il numero di rotaie trasversali (in questo caso pari a 19 lato Braila e 23 lato Jijila), oltre che la capacità di consentire il campo di movimenti trasversali e di rotazioni previsto in progetto.

Come detto, l'impalcato passa alla torre senza vincoli verticali, mentre è presente un doppio vincolo trasversale sui fusti della torre, che impedisce soltanto gli spostamenti trasversali, lasciando

liberi quelli longitudinali, che sono circa +/- 800 mm lato Braila e +/- 900 mm lato Jijila, e quelli verticali, che sono di +400/-700 mm per entrambe le torri, oltre alle rotazioni. Il vincolo è ottenuto, similmente a quello trasversale alle estremità dell'impalcato, mediante due appoggi multidirezionali di tipo sferico precaricati trasversalmente, in questo caso solidali all'impalcato, con un'ampia piastra di scorrimento fissata ad un apposito baggiolo a sbalzo dalla torre (figura 32).

4.6. Materiali e quantità

La tabella 2 fornisce una sintesi delle quantità e delle principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

5. Analisi e modellazione numerica

Per il progetto sono stati sviluppati numerosi modelli di calcolo, che vengono qui sinteticamente raggruppati in tre categorie:

- Modello globale. Comprende l'intera opera ed è dedicato alla definizione della sua risposta generale e al comportamento di insieme per azioni da carichi permanenti, traffico, vento, termiche e sismiche.
- Modelli di componente, talvolta indicati come semilocali. Comprendono ciascuna intera componente strutturale dell'opera o sue ampie porzioni, come blocchi di ancoraggio, torri e loro fondazioni, estesi tratti di impalcato.

Sono soggetti alle azioni di competenza, incluse quelle derivanti dalle altre componenti adiacenti e ottenute dal modello globale.

- Modelli locali. Sono dedicati a porzioni limitate di ciascuna componente strutturale e da essa ricevono le azioni al contorno. Molto numerosi, comprendono ad esempio collari, selle, attacchi delle funi, segmenti di lastra ortotropa. In alcuni casi sono loro stessi sviluppati su più livelli dimensionali.

5.1. Modello globale

Il modello globale del ponte, realizzato con software Midas Civil [7] è basato su elementi finiti monodimensionali di trave (figura 33). In particolare, l'impalcato è rappresentato da un unico allineamento di travi collegate agli attacchi dei pendini con collegamenti cinematici, con il cosiddetto schema a "lisca di pesce" (*fishbone*), altri opportuni collegamenti cinematici lo collegano al blocco di ancoraggio e alle torri. Il blocco di ancoraggio è rappresentato come corpo rigido puntuale dotato di inerzia traslazionale e rotazionale e collegato al terreno tramite una matrice di impedenza completa,



Fig. 33 | Vista del modello globale



Fig. 34 | Modo 1: T=13,57 s

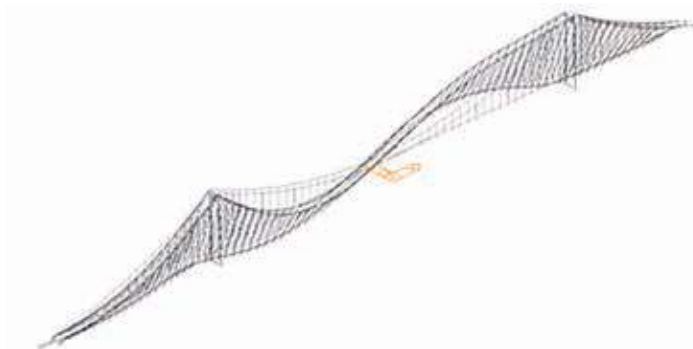


Fig. 35 | Modo 2: T=11,79 s



Figura 36 | Modo 3: T=10,32 s

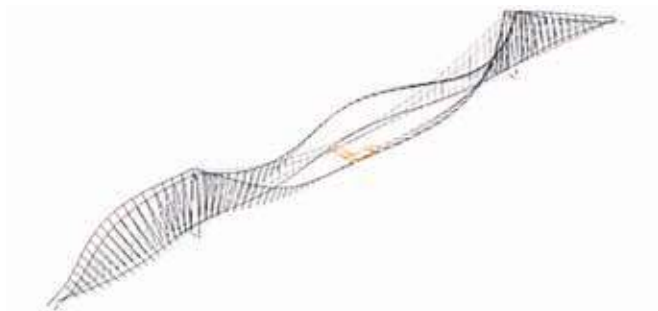


Fig. 37 | Modo 22: T=2,91 s

con approccio analogo seguito per le torri che sono a loro volta connesse alle fondazioni e poi al terreno ancora in un unico punto dotato di inerzia e matrici di impedenza complete. Peculiarità dei ponti sospesi è l'avere il cavo principale come elemento fondamentale nel fornire rigidità di insieme, componente strutturale che subisce sia in fase costruttiva che in esercizio spostamenti considerevoli. Una prima conseguenza di ciò, nel comportamento globale e nella sua modellazione numerica, sta nella impossibilità di assumere che la configurazione iniziale di riferimento coincida con la configurazione indeformata: ove si facesse tale assunzione si otterrebbero spostamenti sotto carichi permanenti molto grandi e del tutto confrontabili con le dimensioni del ponte.

Occorre invece prevedere che in primo luogo i cavi principali, e in misura meno rilevante i pendini e le torri, abbiano nella configurazione di riferimento uno stato di sollecitazione iniziale sotto permanenti, di trazione per cavi e pendini o compressione per le torri, tale da compensare gli spostamenti di cui si è detto e portare l'opera nella configurazione voluta, in generale definita tramite il profilo dell'impalcato, la verticalità delle torri e la loro altezza. Questo viene tipicamente fatto con procedimenti iterativi basati su equazioni funicolari, con l'utilizzazione in questo caso di strumenti di calcolo sviluppati dagli autori e successiva rifinitura sul modello di calcolo ad elementi finiti.

Si noti che la presenza di una presollecitazione nei cavi principali fa sì che già nella configurazione di riferimento sotto carichi permanenti sia presente nel modello di calcolo la associata rigidità geometrica: le successive analisi potranno, a seconda dei casi, essere condotte in grandi spostamenti o linearizzate, nel secondo caso per condurre, ad esempio, analisi modali del ponte o analisi preliminari.

Nei paragrafi che seguono vengono mostrati alcuni esempi dei risultati ottenuti.

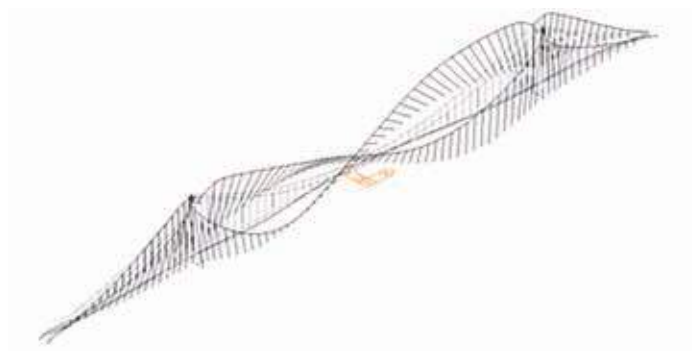


Fig. 38 | Modo 26: T=2,64 s

5.1.1. Proprietà modali

Nelle figure dalla 34 alla 38 vengono mostrati i primi modi di vibrazione, assieme ai loro periodi propri. Il primo modo di vibrazione, come caratteristico dei ponti sospesi di grande luce, è un modo laterale, a carattere “pendolare”, di 13,57 s di periodo. Seguono dei modi verticali sia simmetrici che antisimmetrici, per trovare il primo modo rotazionale o “torsionale” al modo 22, con periodo proprio 2,91 s.

La stabilità aerodinamica del ponte riguardo alle forme più significative, in particolare al flutter classico flessio-torsionale, si associa a coppie di modi verticali e rotazionali prossimi di periodo e di forma sufficientemente vicina. Le coppie possibili sono sempre numerose, per una loro selezione ai fini delle valutazioni delle analisi successive e delle prove in galleria del vento la similarità delle forme modali normalizzate è stata valutata tramite un adattamento sviluppato dagli autori dell’uso dei MAC (“Modal Assurance Criterion”) [8], parametro largamente utilizzato in campo di identificazione strutturale, secondo l’espressione:

$$MAC(i, j) = \frac{|(\psi_A)^T (\psi_B)^*|^2}{((\psi_A)^T (\psi_A)^*) (\psi_B)^T (\psi_B)^*)}$$

Ne è risultata una sequenza di coppie modali, alcuni esempi delle quali sono espone in tabella 3, che sono state poi analizzate tramite prove in galleria del vento.

Modo	f [Hz]	descrizione
2	0,084764	Primo modo verticale emisimmetrico
3	0,096899	Primo modo verticale simmetrico
22	0,343643	Primo modo rotazionale simmetrico
26	0,377878	Primo modo rotazionale emisimmetrico



Fig. 39 | Modo 9: T=4,37 s



Fig. 40 | Modo 35: T=1,97 s

Modi accoppiabili	MAC	Rapporto fra frequenze dei modi nelle coppie
2 - 26	84%	4,45
3 - 22	73%	3,55

Tab. 3 | Valutazione preliminare criticità coppie modali per flutter classico

Tutti i modi di vibrazione sinora descritti sono caratterizzati da periodi al di fuori del campo più significativo per la risposta sismica. Anche questo è proprio della tipologia, che vede sistema di sospensione e impalcato con risposta sismica molto modesta e di fatto quasi sempre non significativa. Mostrano invece una certa sensibilità, oltre alle sottostrutture per quanto ad esse attiene,



Fig. 41 | Momenti flettenti nella condizione di riferimento



Fig. 42 | Deformata per variazione termica positiva di 48,6 °C: spostamento verticale in mezzeria 1,7 m, spostamento longitudinale massimo ~ 0,75 m

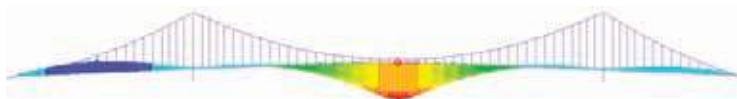


Fig. 43 | Linea di Influenza per spostamento verticale massimo



Fig. 44 | Esempio di deformata da traffico: massimo spostamento verticale ~ 5 m

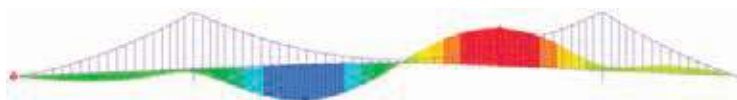


Fig. 45 | Linea di influenza per spostamento longitudinale impalcato



Fig. 46 | Deformata per carico da traffico come da linea di influenza in figura 45, spostamento orizzontale ~ 0,65 m



Fig. 47 | Deformata per vento trasversale, spostamento massimo ~ 2 m

le torri il cui progetto è spesso sensibile alle azioni sismiche, in particolare per la risposta longitudinale, mentre in generale quella trasversale è maggiormente condizionata dalle azioni del vento. Le figure 39 e 40 mostrano le prime due forme modali delle torri, longitudinale e trasversale, che hanno periodi sufficientemente bassi da mostrare una risposta sismica non trascurabile.

5.1.2. Comportamento per traffico e azioni termiche

Nelle figure 41-46 sono mostrati alcuni risultati del comportamento del ponte sotto azioni verticali da traffico, frenatura e variazioni termiche, nella figura 47 è invece mostrata la risposta trasversale al vento.

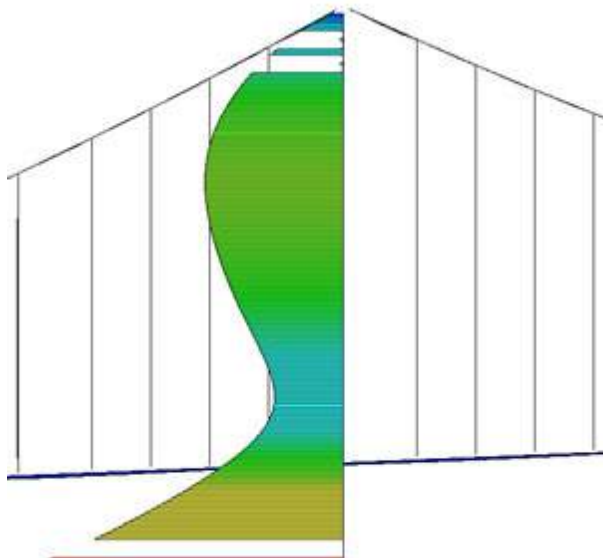


Fig. 48 | Momento flettente longitudinale per sisma

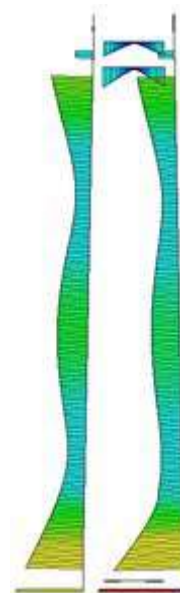


Fig. 49 | Momento flettente trasversale per sisma

5.1.3. Risposta sismica

La risposta sismica ai fini del dimensionamento dell'opera e di analisi degli spostamenti di giunti e appoggi è stata, in una prima fase, condotta con analisi modale e spettrale in campo di dinamica lineare, per condurre poi delle analisi finali di verifica e affinamento per integrazione al passo e dinamica non lineare per grandi spostamenti. Il moto asincrono è stato analizzato imponendo ai quattro punti di contatto al suolo storie di spostamento ottenute per doppia integrazione da accelerogrammi diversificati sia per caratteristiche, in modo da tener conto delle differenziazioni derivanti dalla risposta sismica locale, sia per

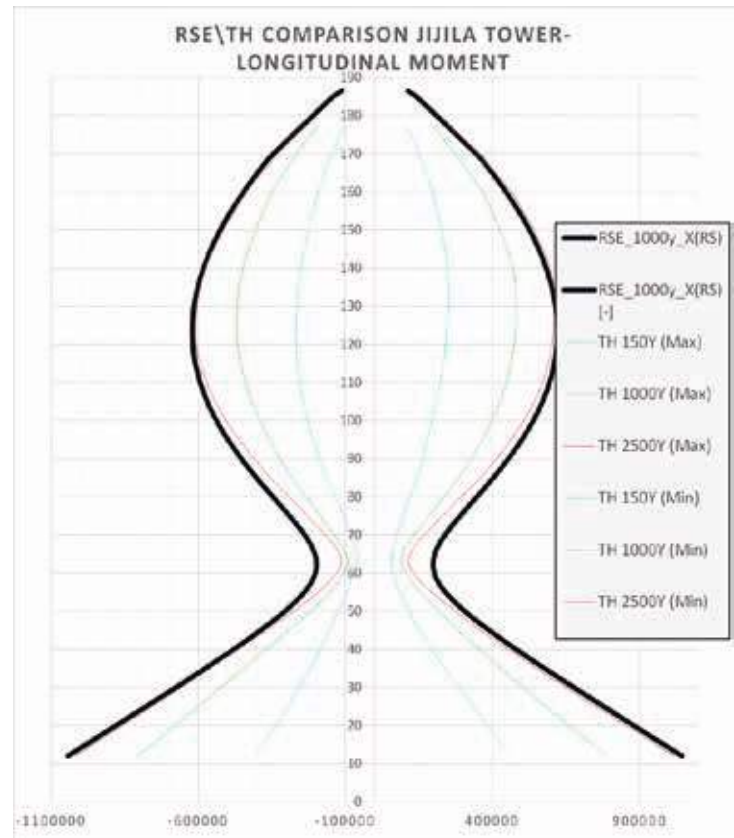


Fig. 50 | Momenti flettenti longitudinali - confronto tra la risposta spettrale e le analisi time history

tempo di arrivo, onde tener conto della velocità finita delle onde sismiche nella propagazione a partire dall'epicentro. Le figure 48-51 mostrano la risposta della torre per alcuni degli scenari analizzati.

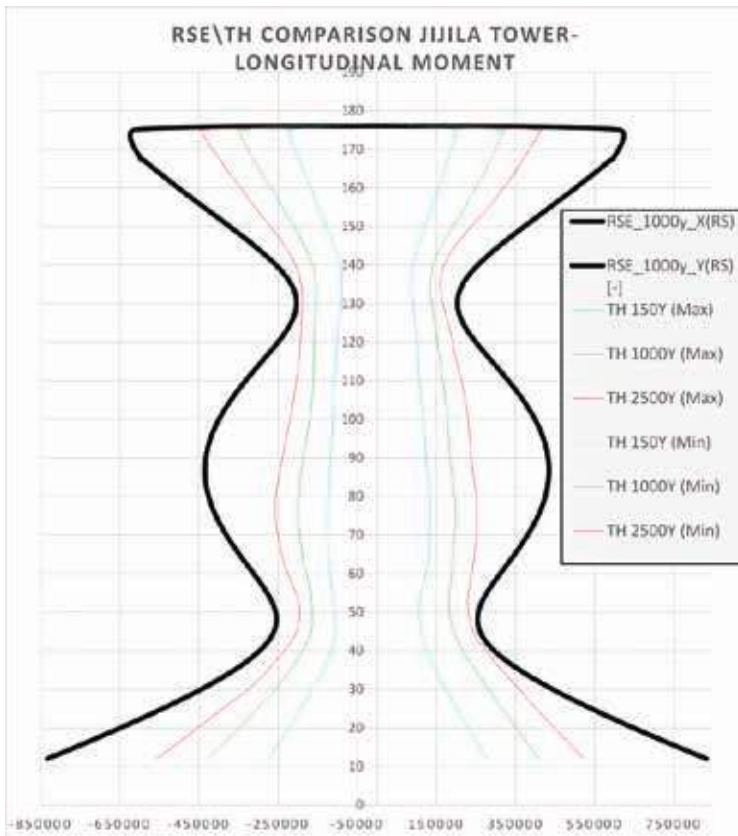


Fig. 51 | Momenti flettenti trasversali - confronto tra la risposta spettrale e le analisi time history

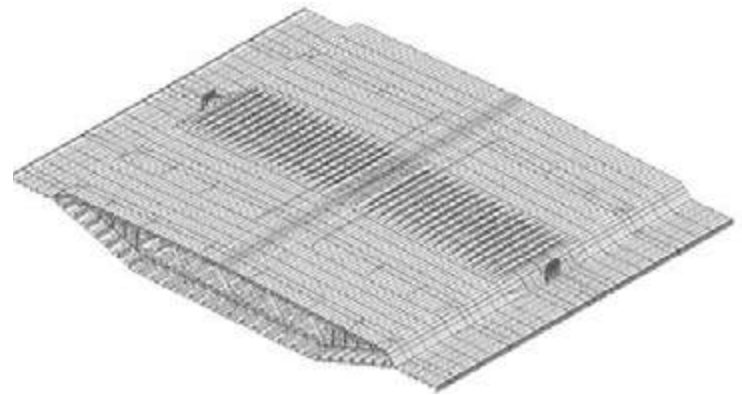


Fig. 53 | Dettaglio modello con elementi di piastra/guscio per impalcato corrente

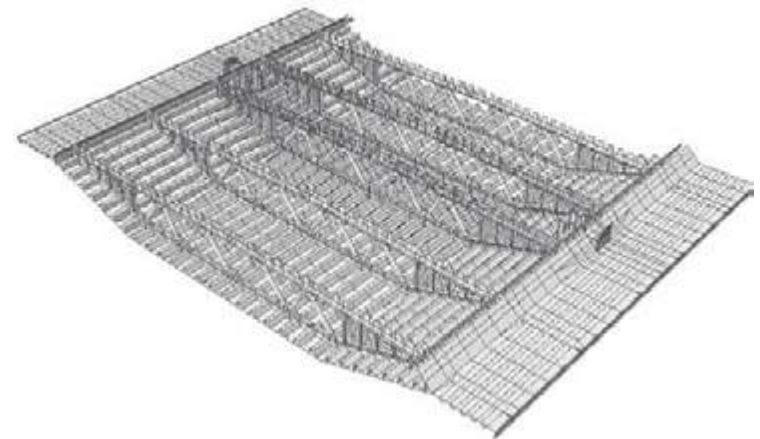


Fig. 54 | Dettaglio modello con elementi di piastra/guscio per impalcato corrente, interno

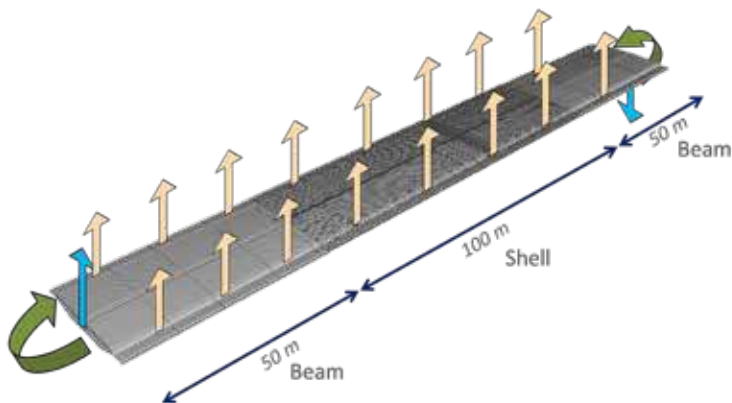


Fig. 52 | Modello EF per analisi impalcato

5.2. Modelli di componente

I modelli di componente, di maggior dettaglio rispetto a quello globale, sono stati sviluppati con diversi tipi di elementi finiti piani, solidi e monodimensionali, oltre che con software diversi [7, 9, 10, 11]. La logica è stata sempre quella di fornire al contorno, nelle zone dove il modello si interrompe in corrispondenza delle componenti adiacenti, campi di forze e campi di spostamenti derivati dal modello globale, verificando che il campo di forze fosse auto equilibrato con le azioni direttamente agenti sulla componente, con le diverse declinazioni esposte nei paragrafi successivi per le diverse parti d'opera.

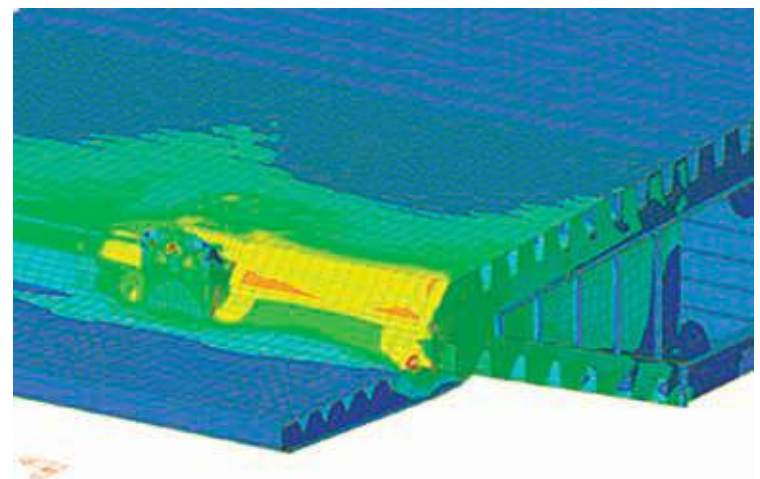
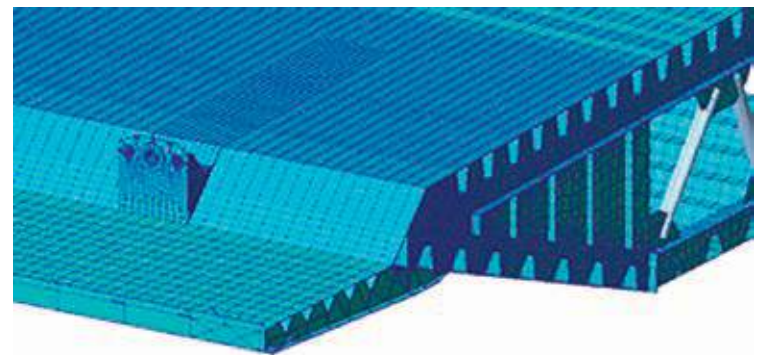


Fig. 55 | Dettaglio modello EF impalcato



Fig. 56 | Modello EF per conio impalcato in corrispondenza delle torri



Fig. 57 | Modello EF per conio impalcato in corrispondenza dei blocchi di ancoraggio

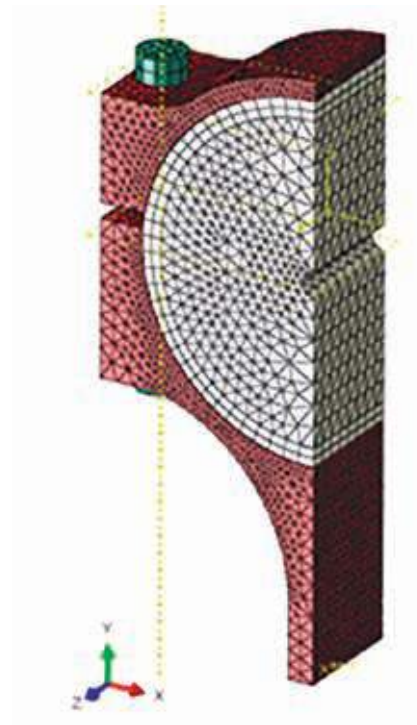


Fig. 60 | Modello EF di dettaglio per collari

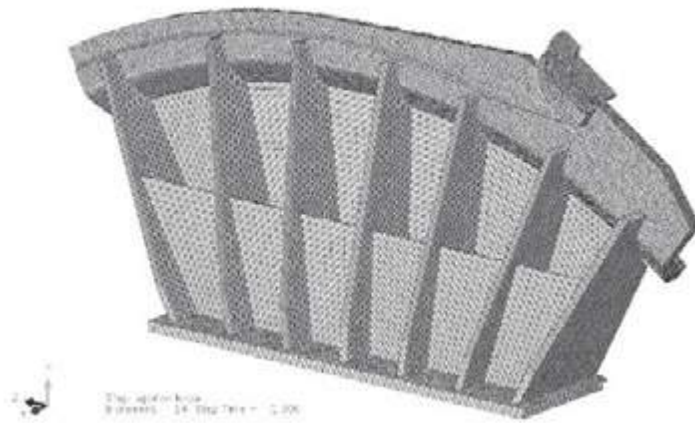


Fig. 58 | Modello EF della sella



Fig. 59 | Modello EF del pettine di deviazione

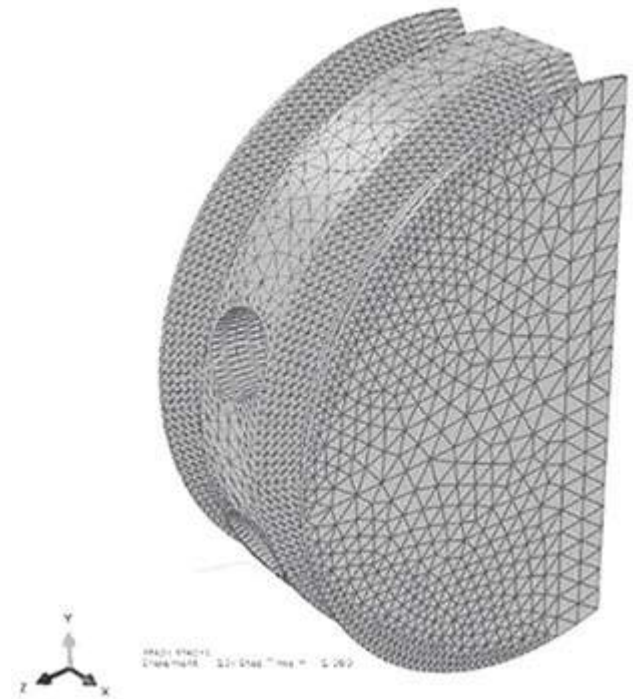


Fig. 61 | Modello EF per la scarpa di ancoraggio

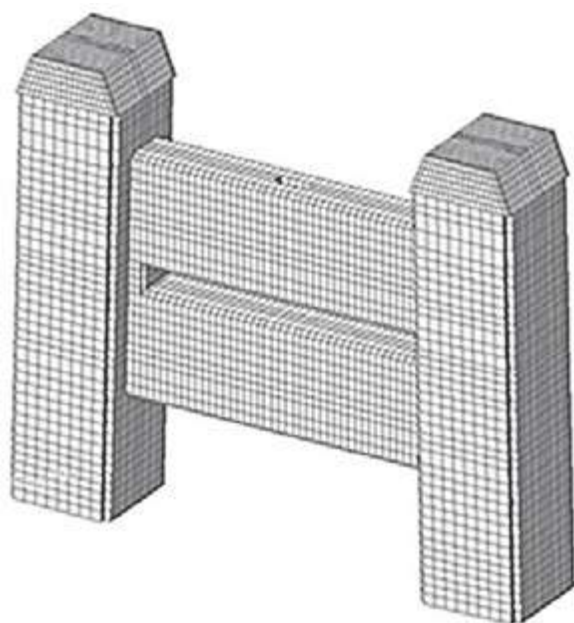


Fig. 62 | Modello EF locale della sommità torre

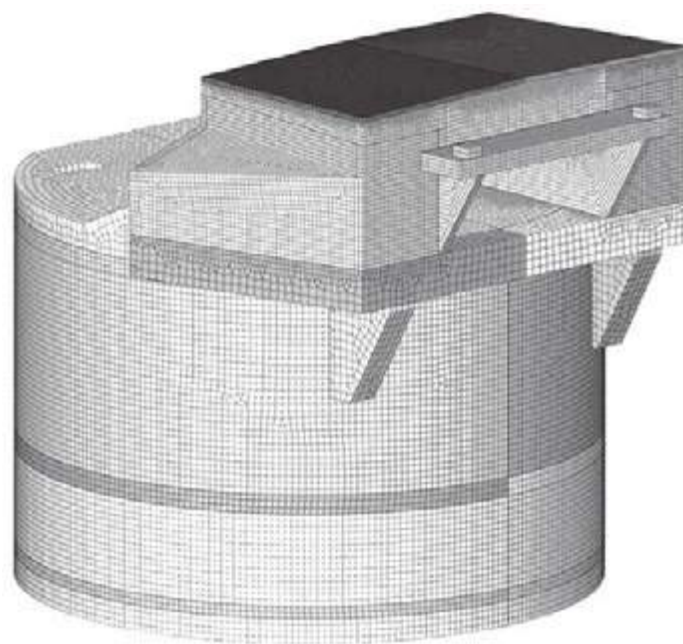


Fig. 64 | Modello EF del blocco di ancoraggio



Fig. 63 | Modello EF locale del plinto di fondazione delle torri

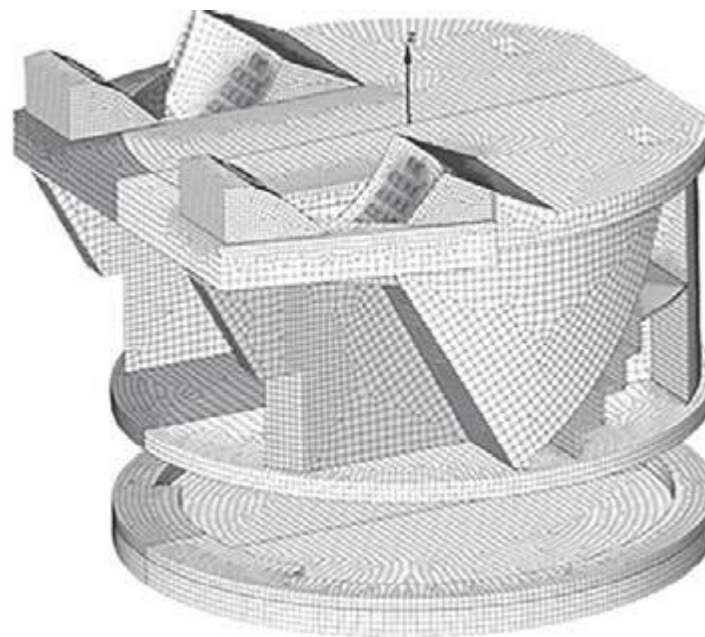


Fig. 65 | Modello EF del blocco di ancoraggio, dettaglio interni

5.2.1. Impalcato, modelli di componente

Le figure 52-55 mostrano il modello di componente per l'impalcato corrente, che comprende 200 m di lunghezza e vede due tratti di 50 m simulati con elementi finiti monodimensionali con alle estremità esterne l'imposizione del detto campo di forze e spostamenti. Il tratto centrale di 100 m è invece quello che vede una scansione di dettaglio ottenuta con elementi finiti di piastra e connesso al precedente tratto con un insieme di collegamenti cinematici che impongono alla interfaccia la conservazione delle sezioni piane. Logica analoga è stata seguita per i tratti speciali di impalcato alle estremità verso i giunti di espansione e alla transizione alle torri (figure 56-57).

5.2.2. Sistema di sospensione, modelli di componente

I modelli dei vari elementi del sistema di sospensione sono stati per la maggior parte sviluppati con software Abaqus [9] e impiego di elementi finiti solidi. Le analisi sono state condotte sia in campo elastico lineare che con non linearità di materiale, in questo

secondo caso al fine di verificare che l'eventuale superamento del limite elastico avvenisse entro i limiti di deformazione ammessa in campo plastico. Le figure 58-61 mostrano i modelli sviluppati per selle, pettini di deviazione, collari e scarpe di ancoraggio dei fili.

5.2.3. Torri, blocchi di ancoraggio e fondazioni

Dei modelli per le parti d'opera in calcestruzzo si dà soltanto un breve cenno, mostrandone alcune immagini nelle figure 62-65. Modelli locali sono stati sviluppati per tener conto delle zone speciali come il nodo con il trasverso di torre e i plinti di fondazione. Un modello a elementi finiti solidi è stato invece sviluppato per il blocco d'ancoraggio, simulando anche effetti lenti di ritiro e viscosità, nonché le sequenze costruttive.

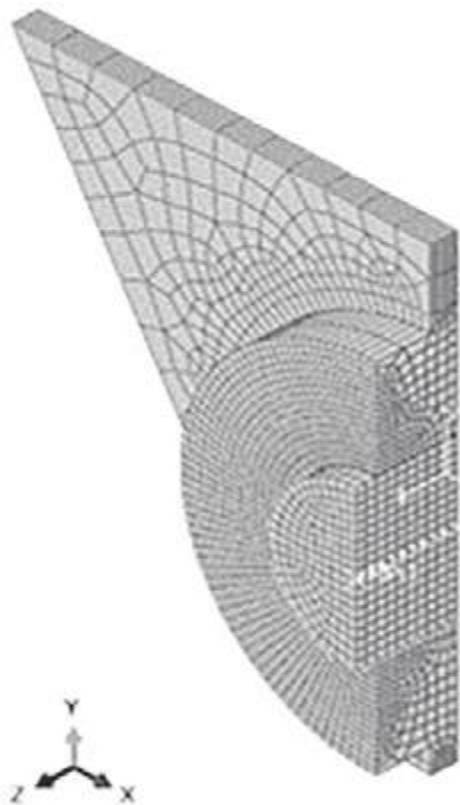


Fig. 66 | Modello EF della flangia per ancoraggio pendino-collare

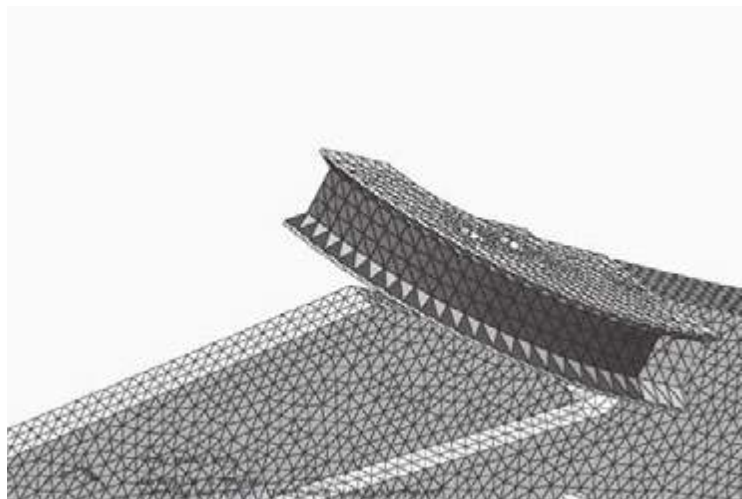


Fig. 67 | Dettaglio modello EF per ancoraggio delle funi aggiuntive sulle campate laterali

5.3. Modelli locali

I modelli sviluppati per l'analisi di porzioni ristrette o di dettagli costruttivi sono stati molto numerosi e fanno riferimento ai software già citati e ad una varietà di elementi finiti. Se ne mostrano alcuni esempi nelle figure 66-69, comprendenti zone di attacco dei pendini sia su impalcato che sui collari e dettagli della sella in testa torre.

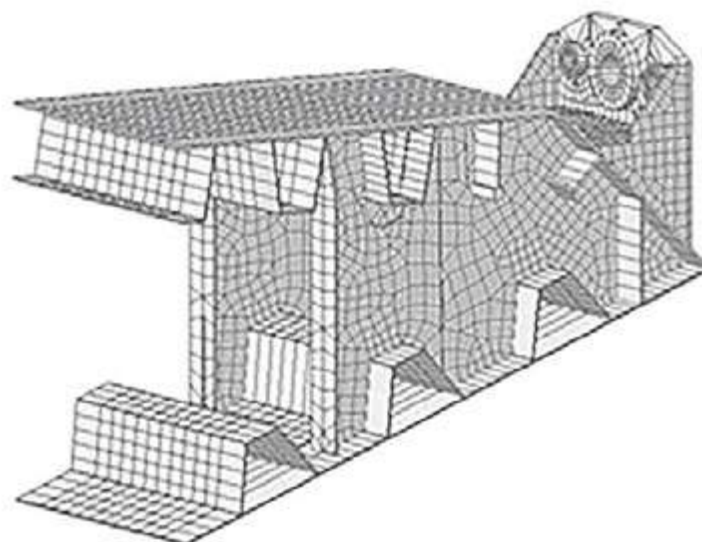


Fig. 68 | Modello EF locale per ancoraggio pendino-impalcato

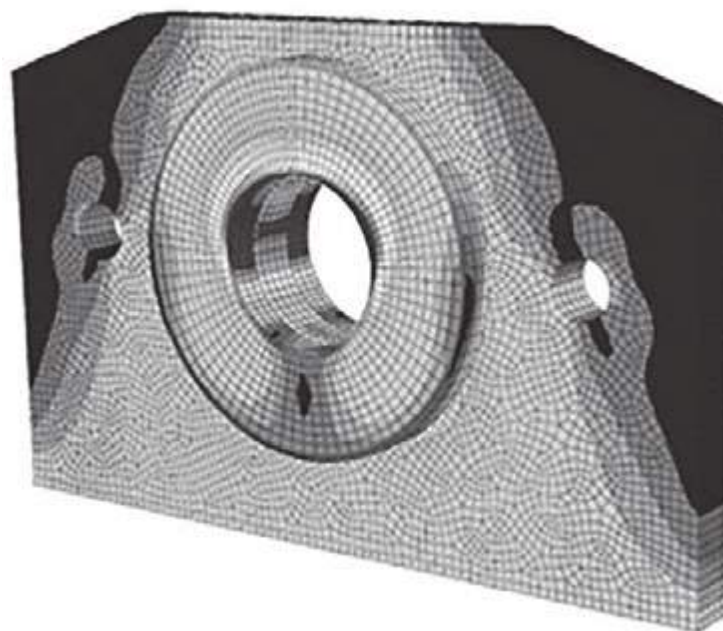


Fig. 69 | Modello EF di dettaglio per ancoraggio pendino-impalcato

5.4. Analisi a fatica

Attenzione specifica è stata dedicata alla valutazione degli effetti di fatica, in particolare per la lastra ortotropa superiore di impalcato, soggetta ad azione diretta del traffico. Come detto per la lastra superiore dell'impalcato è stato adottato, in linea con realizzazioni simili nel campo dei ponti sospesi, uno spessore di 14 mm per la lastra superiore, con irrigidimenti trapezoidali chiusi con altezza di 360 mm, interasse di circa 600 mm e spessore di 7 mm nelle zone sottostanti le carreggiate stradali. Lo spessore di pavimentazione, pari a 110 mm, è relativamente elevato per un ponte di grande luce, contribuendo a ridurre gli effetti di fatica grazie alla maggiore diffusione delle impronte di carico. L'interasse tra i diaframmi, pari a 5 m, che corrisponde alla luce della piastra ortotropa, è invece relativamente elevato. In linea generale sono stati adottati dettagli costruttivi in linea con le prescrizioni dell'Eurocodice, con

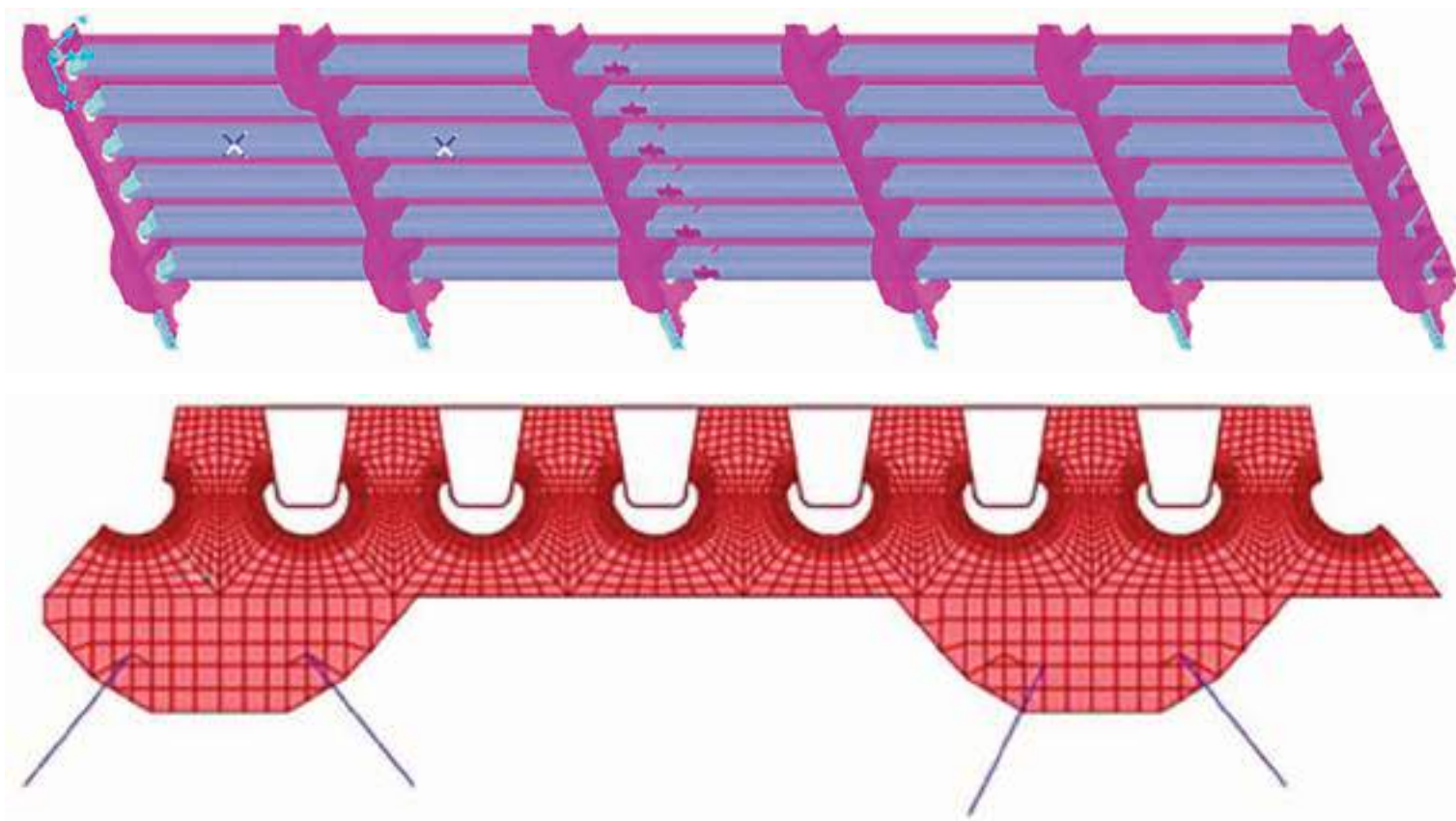


Fig. 70 | Modello EF lastra ortotropa per analisi a fatica

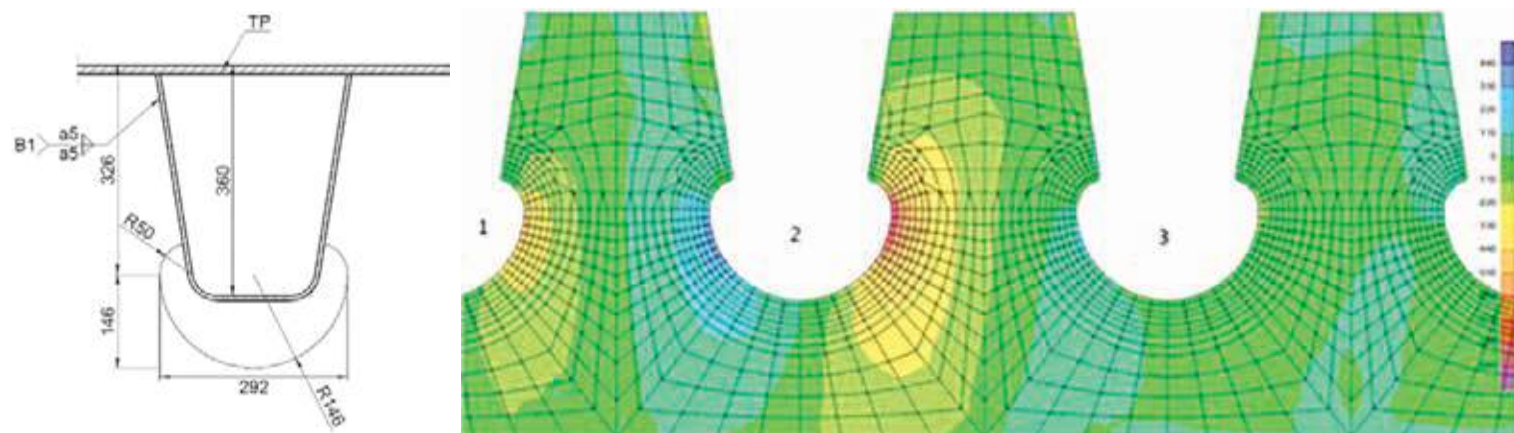


Fig. 71 - Dettaglio giunto canaletta-diaframma, progetto e modello EF

riferimento, ad esempio, alle saldature a parziale penetrazione tra irrigidimenti e lamiera superiore e agli intagli di scarico tra irrigidimenti e diaframmi.

Dal punto di vista del calcolo a fatica, in linea con le Specifiche Progettuali, è stato considerato un numero annuale di veicoli pesanti pari a $2 \cdot 10^6$, corrispondente a un elevato livello di traffico di mezzi pesanti che, nella vita utile dell'opera di 100 anni, porta a un numero di cicli di carico pari a $2 \cdot 10^8$. Visto l'elevato numero di cicli di carico, corrispondente ad ampiezze costanti dei $\Delta\sigma$ ottenuti dalle curve di fatica secondo EN1993-1-9, l'impalcato è stato progettato con riferimento a una vita illimitata e quindi è stato applicato il modello di carico 2 secondo EN1991-2, con uno spettro di traffico composto da 5 diverse tipologie di mezzi pesanti. È stata inoltre considerata una distribuzione statistica della posizione trasversale

del carico rispetto alla posizione teorica. I fattori parziali per la fatica sono stati assunti unitari considerando che l'impalcato sia soggetto a un "danneggiamento accettabile", vista la semplicità di accesso per ispezione e riparazione.

Per determinare le variazioni tensionali dovute al passaggio dei vari mezzi pesanti previsti dal modello di carico utilizzato è stato realizzato un modello a elementi finiti di dettaglio della lastra ortotropa e dei diaframmi, corrispondente a un'estensione longitudinale pari all'interasse dei pendini (25 m). Si riportano nelle figure 70 e 71 alcune immagini del modello di calcolo e un dettaglio di progetto dell'intaglio di scarico tra canaletta e diaframma, che è stato possibile ottimizzare geometricamente in modo da minimizzare i picchi di tensione ottenuti dal calcolo.

6. Prove in galleria del vento e stabilità aereodinamica

In linea con lo stato dell'arte per ponti di grande luce, le proprietà aerodinamiche dell'opera sono state studiate mediante un'estesa campagna di prove in galleria del vento, sia mediante modelli sezionali che su modello tridimensionale dell'opera. Una fase preliminare di test è stata condotta presso la galleria del vento FORCE Technology in Danimarca su modelli sezionali dell'impalcato in scala 1:75 ed ha avuto come principale obiettivo lo studio della stabilità aeroelastica del ponte. Sono state testate tre diverse altezze del cassone di impalcato (3,0 m, 3,2 m e 3,5 m), determinando la velocità critica in regime laminare per diversi angoli di incidenza. Sebbene tutte le configurazioni abbiano mostrato una stabilità soddisfacente rispetto al requisito di progetto di 70 m/s (81 m/s per l'impalcato da 3,0 m, oltre 85 m/s per le altre configurazioni), è stata selezionata la soluzione con impalcato da 3,20 m, in quanto quella da 3,0 m ha mostrato spostamenti verticali e rotazionali più significativi, rivelandosi come atteso maggiormente sensibile ai fenomeni aeroelastici. La soluzione con 3,50 m non ha mostrato un miglioramento apprezzabile della stabilità, mentre ovviamente avrebbe aumentato la sezione esposta al vento con un aggravio sull'intera opera. Per la configurazione scelta sono stati quindi misurati i coefficienti statici di spinta, portanza e coppia aerodinamica, utilizzati poi nel progetto.

Tale campagna, condotta nelle primissime fasi della progettazione, è stata chiaramente basata su dati preliminari in termini di masse,

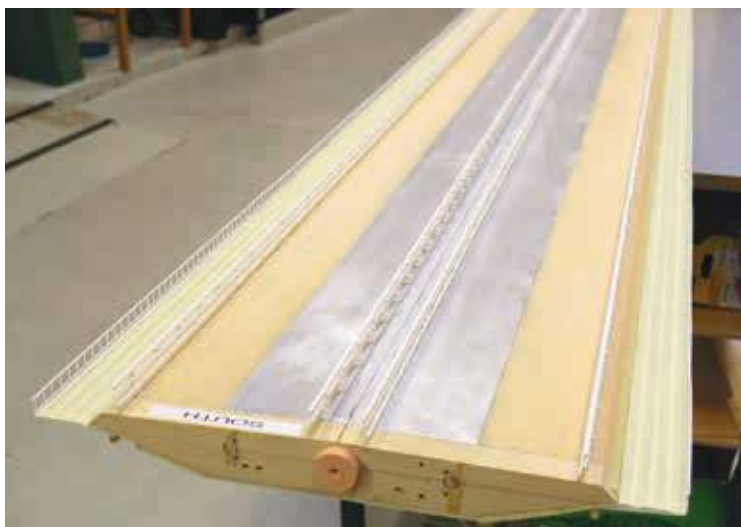


Fig. 72 | Modello sezionale in scala 1:75

rigidezze, geometrie e quindi proprietà dinamiche. Pertanto, è stata successivamente condotta una seconda fase di test su modelli sezionali dell'impalcato, sempre presso FORCE Technology e su modello in scala 1:75, che ha consentito di verificare la stabilità dell'opera ed i coefficienti statici definitivi per il progetto esecutivo, potendo incorporare gli sviluppi in termini sia di proprietà dinamiche che di geometria di dettaglio dell'impalcato e degli elementi di arredo (barriere, parapetti, etc.). Inoltre, sempre presso lo stesso laboratorio, è stato provato un modello a scala 1:40 volto a studiare il possibile insorgere di vibrazioni da distacco di vortici in condizioni di servizio, circostanza non riscontrata in un campo

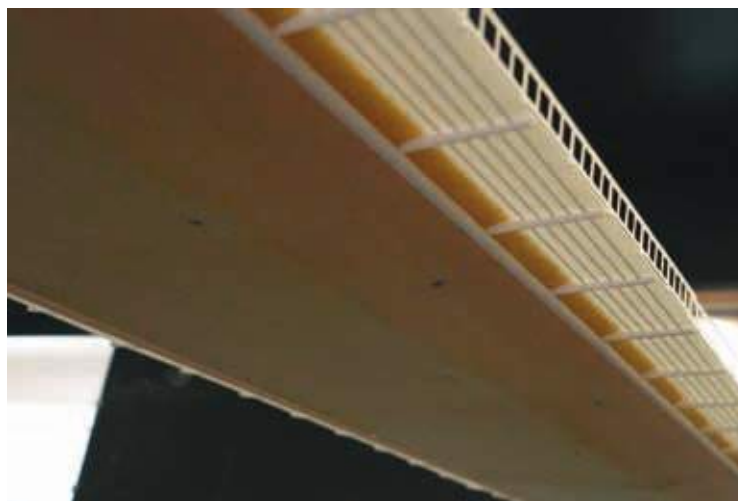


Fig. 73 | Modello sezionale in scala 1:75 - dettaglio parapetti e passerelle di servizio

di velocità da 1 a 30 m/s e per diverse condizioni di prova.

Oltre ai test specifici per l'impalcato, sono stati realizzati anche test su modelli sezionali delle torri in scala 1:70, condotti presso la galleria del vento RWDI (Regno Unito). Il modello, mostrato in figura 74, si compone di una gamba strumentata e di una passiva, inserita per analizzare gli effetti di scia tra le due gambe per diversi angoli di incidenza del vento compresi tra 0° e 180° (con 90° direzione longitudinale del ponte). Tale test ha permesso di valutare i coefficienti statici utilizzati per il progetto con angoli di incidenza variabili a intervalli di 5°, oltre che di studiare la stabilità delle torri per galloping e distacco di vortici nelle condizioni critiche di costruzione, in cui le due gambe, prima della costruzione del traverso di collegamento in sommità e della posa del cavo, si comportano come mensole incastrate alla base



Fig. 74 | Modello sezionale torri in scala 1:70

di elevata snellezza. Secondo i risultati del test l'insorgere del galloping si ha per una velocità di 135 m/s, molto superiore a quella prevista in progetto, mentre il distacco di vortici in fase di costruzione avviene per velocità critiche nell'ordine di 10 m/s, ma con ampiezze dipendenti dal numero di Scruton che in questo caso hanno portato a prevedere un'ampiezza di oscillazione di circa 30 cm, pienamente accettabile. Durante la costruzione non si sono poi mai riscontrate vibrazioni significative. Inoltre, è stato possibile valutare il distacco di vortici per le condizioni di servizio, con unica risposta rilevabile a velocità intorno ai 32 m/s e ampiezze trascurabili.

Infine, è stata prevista una campagna di prove su modelli tridimensionali dell'intero ponte, condotta presso la galleria del vento a strato limite del Politecnico di Milano (figure 75-77). A tal fine sono stati realizzati due modelli in scala 1:150, per una lunghezza complessiva di oltre 13 m, relativi alla condizione di servizio del ponte e alle fasi costruttive dell'impalcato. Con il modello 3D è stato anche possibile analizzare il comportamento dell'opera per direzioni del vento non perpendicolari, in particolare per quella corrispondente alla direzione prevalente del vento in sito come determinata dagli studi meteorologici. I risultati del test hanno confermato la stabilità nei confronti del flutter per l'opera in servizio (oltre 72 m/s in condizioni di flusso laminare e oltre 75 m/s con flusso turbolento) e l'accettabilità delle oscillazioni dovute al distacco dei vortici. Sono state infine analizzate due fasi costruttive distinte, una con circa 1/5 della campata centrale



Fig. 75 | Modello 3D del ponte nella condizione finale - scala 1:150



Fig. 76 | Modello 3D del ponte durante la costruzione con 2/3 dell'impalcato completato - scala 1:150



Fig. 77 | Modello 3D del ponte durante la costruzione con 1/5 dell'impalcato completato - scala 1:150

realizzata e una seconda con i 2/3 della campata realizzata. Da notare come, in generale, la stabilità dell'impalcato durante la costruzione migliori con l'aumentare dell'estensione realizzata e che le connessioni temporanee dei conci prima della saldatura comportano una riduzione notevole della rigidità flessionale e torsionale, di cui si è tenuto conto nel modello in scala. I risultati hanno fornito una velocità critica nei confronti del flutter di circa 60 m/s per la prima fase e di circa 65 m/s per la seconda fase, confermando il comportamento atteso e fornendo un risultato assolutamente positivo per la fase costruttiva, che si associa a tempi di ritorno più brevi per le azioni ambientali.

7. Alcuni aspetti delle fasi costruttive

Fra le specificità delle fasi costruttive di un ponte sospeso va in primo luogo annoverata la sequenzialità: la successione di fondazioni, blocchi e torri, cavi principali e impalcato permette modeste sovrapposizioni delle lavorazioni e comporta inevitabilmente tempi di realizzazione considerevoli. Il processo costruttivo non è l'oggetto principale del presente articolo e non si entra quindi in dettaglio, cosa che avverrà in un futuro numero della rivista.

Si intende invece far cenno ad alcuni aspetti del comportamento strutturale durante la costruzione, per il quale è di importanza fondamentale la grande flessibilità dell'opera, che va accuratamente tenuta in conto nel progetto e nelle analisi. Ad esempio, si è già detto al § 5.1 della necessità di tener conto dello stato di deformazione dei fili che compongono il cavo principale nella definizione della configurazione di riferimento: lo stesso va fatto per la loro lunghezza all'atto della messa in opera, come va tenuto conto dell'accorciamento assiale delle torri compresse per ottenere il corretto posizionamento in sommità, ferme restando le possibilità di aggiustamenti di fino con il getto delle porzioni sommitali.

Un'ulteriore peculiarità sta nei rilevanti campi di spostamento che si creano quando, realizzato il cavo principale, si procede alla sospensione dell'impalcato. Il peso di quest'ultimo provoca spostamenti verticali appunto significativi, con alcune conseguenze rilevanti.

In primo luogo, l'impalcato va montato con connessioni provvisorie,



Fig. 78 | Connessione temporanea di montaggio del ponte sospeso dello Storebaelt

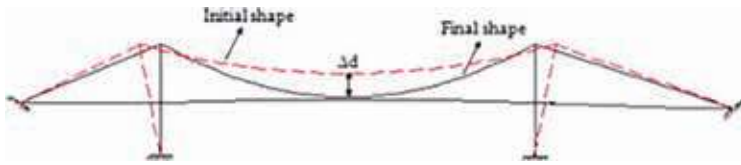


Fig. 79 | Schema semplificato del tie-back



Fig. 80 | Attrezzatura per il tie-back del ponte sospeso San Francisco Oakland Bay tipicamente collocate sulla piastra ortotropa superiore, vedi l'esempio in figura 78 per il ponte sullo Storebaelt, che consentano la rotazione relativa fra i conci attorno all'asse trasversale, per procedere alla saldatura e alla connessione di continuità soltanto quando si è raggiunta o si è molto prossimi alla configurazione finale. Ove non si procedesse in questo modo, infatti, l'impalcato subirebbe un campo di spostamenti impressi dalla deformazione del cavo che provocherebbe sollecitazioni flettenti molto forti, dello stesso ordine di grandezza di quelle dei carichi da traffico o superiori.

Si aggiunge che le connessioni temporanee debbono al tempo stesso far mantenere una certa rigidità torsionale, che è favorevole per la stabilità aerodinamica durante le fasi costruttive che sono tipicamente più sensibili di quelle finali, vedi [12] per una disamina di questo aspetto che non viene approfondito in questa sede.

Inoltre, il campo di spostamenti in questione comprende anche una considerevole flessione delle torri, con un valore della componente orizzontale in sommità che in questo caso è di circa 1 m. Premesso che la torre deve essere di rigidità flessionale il più possibile contenuta, in modo da non subirne eccessive sollecitazioni come conseguenza, questo spostamento va compensato prima di procedere alla messa in opera dell'impalcato. Per torri in acciaio questo viene tipicamente fatto flettendo verso riva le torri applicando una forza tramite funi temporanee, con il cosiddetto tie-back, vedi figure 79 e 80 con l'esempio del ponte sospeso San Francisco Oakland Bay, eseguito in genere interamente prima di procedere alla realizzazione del cavo principale.

Per torri in calcestruzzo questo non è opportuno, in quanto le sollecitazioni flettenti sono prossime o superiori a quelle di teorico limite di fessurazione della torre soggetta solo al proprio peso, con le conseguenti elevate incertezze sulla sua effettiva rigidità e

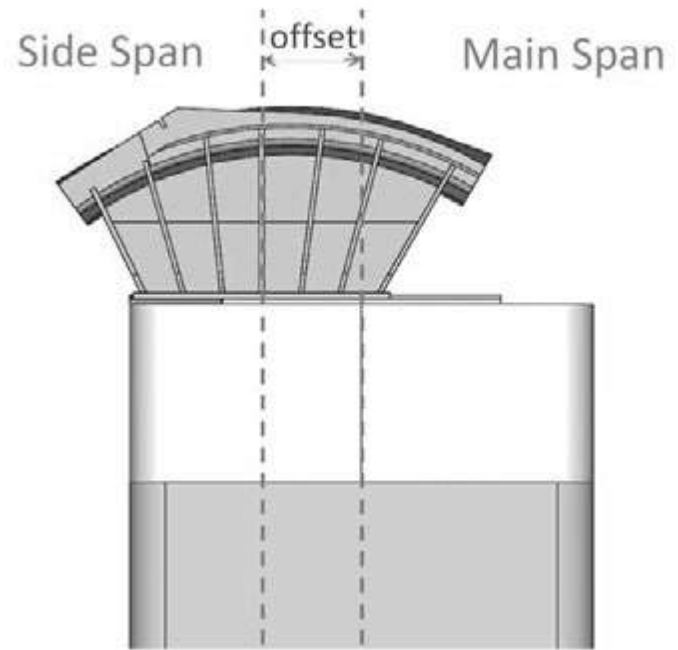


Fig. 81 | Posizione della sella in fase di installazione cavo

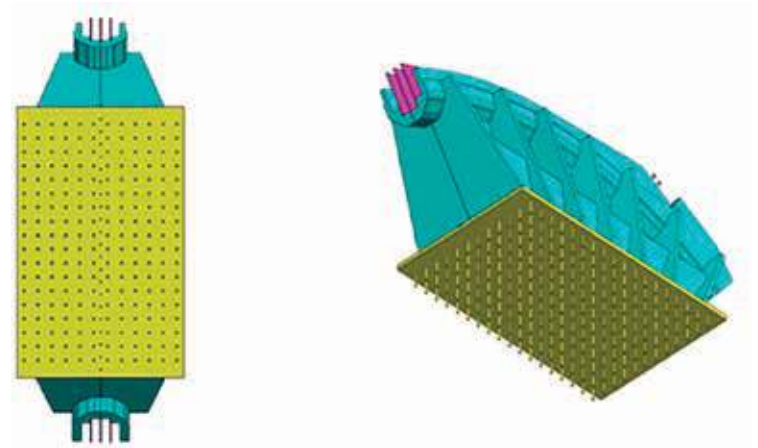


Fig. 82 | Dettaglio di progetto: Sella - piastra di ancoraggio alla torre

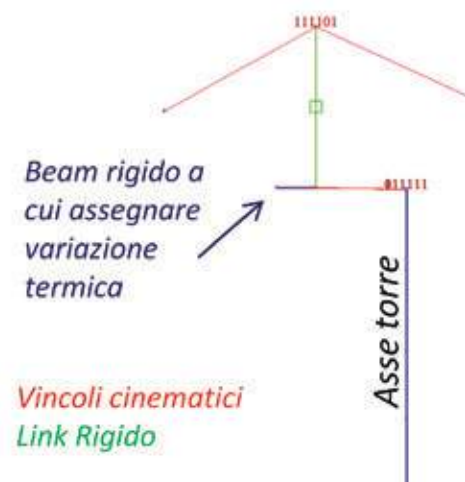


Fig. 83 | Dettaglio testa torre e modellazione set-back

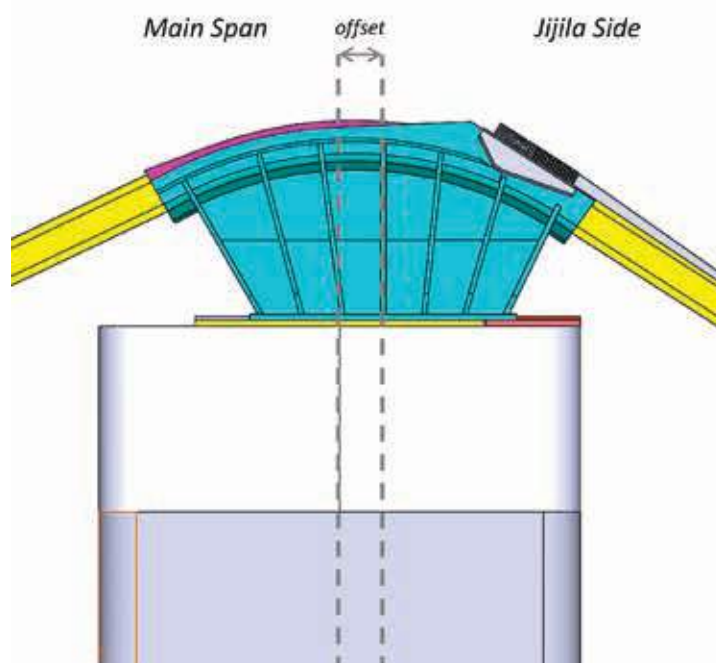
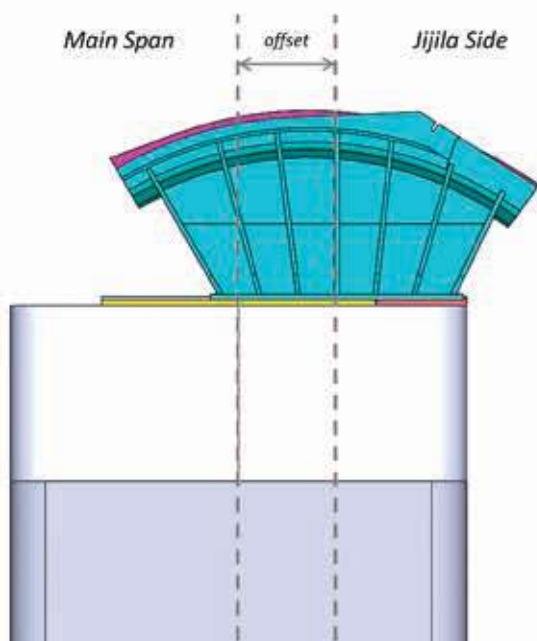
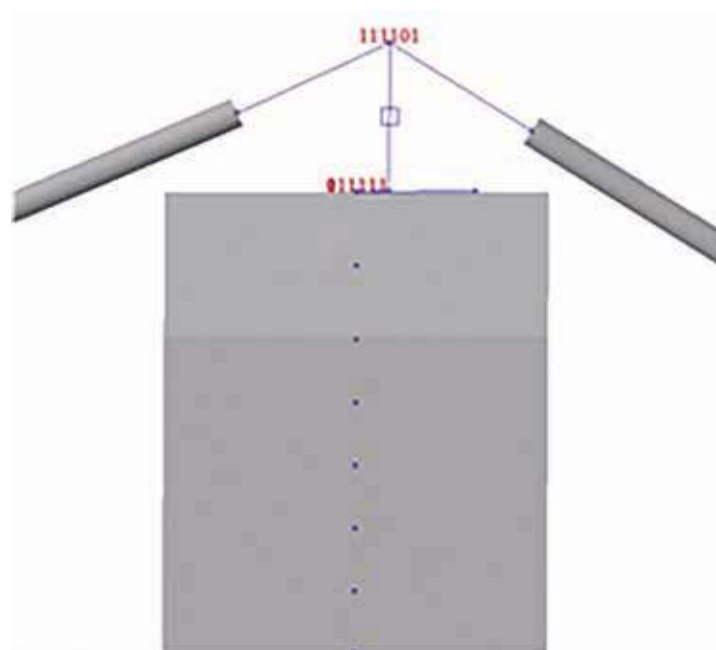
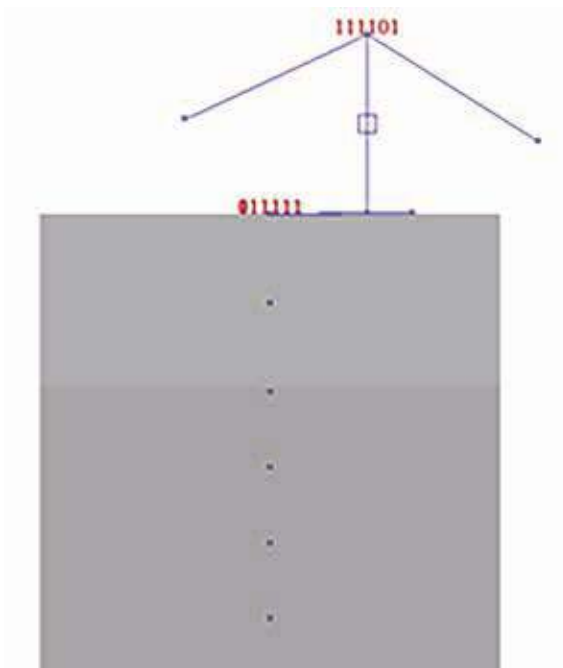


Fig. 84 | Posizione al momento dell'inizio installazione cavo

Fig. 85 | Posizione a cavo terminato

quindi sulle forze da applicare e sul suo comportamento durante il tie-back. Occorre quindi procedere per spostamenti impressi piuttosto che applicando forze, cosa che viene ottenuta installando le selle alle torri in una posizione eccentrica, spostata della quantità necessaria rispetto a quella finale, e predisponendone un collegamento alla torre che consente di effettuarne la traslazione longitudinale. Viene poi realizzato il cavo principale, la cui rigidità è assai superiore a quella flessionale della torre, e vengono quindi con martinetti traslate le sommità delle torri nella loro posizione finale rispetto alle selle, con queste ultime che, solidali con i cavi, restano sostanzialmente nella loro posizione e vengono successivamente saldate a piastre appositamente predisposte e collegate al calcestruzzo della torre tramite connettori. Quanto descritto costituisce la cosiddetta operazione di *set-back* della

sella, della quale le figure 81 e 82 mostrano alcuni dei disegni di progetto.

Si procede quindi al sollevamento dell'impalcato e alla sua connessione ai pendini con le connessioni temporanee di cui si è fatto cenno, per poi procedere alla sua solidarizzazione e alle finiture.

Quanto descritto è stato interamente analizzato con un modello ad elementi finiti analogo a quello descritto al par. 5.1, a partire dalla sequenza della realizzazione con casseforme scorrevoli delle torri, per le quali si è tenuto conto degli effetti lenti di ritiro e viscosità, per poi inserire gli elementi finiti di cavo principale con le relative corrette lunghezze prima della deformazione e simulare il set-back. Le figure da 83 a 86 mostrano il dettaglio del modello nella zona delle selle, con gli spostamenti impressi dai martinetti ottenuti

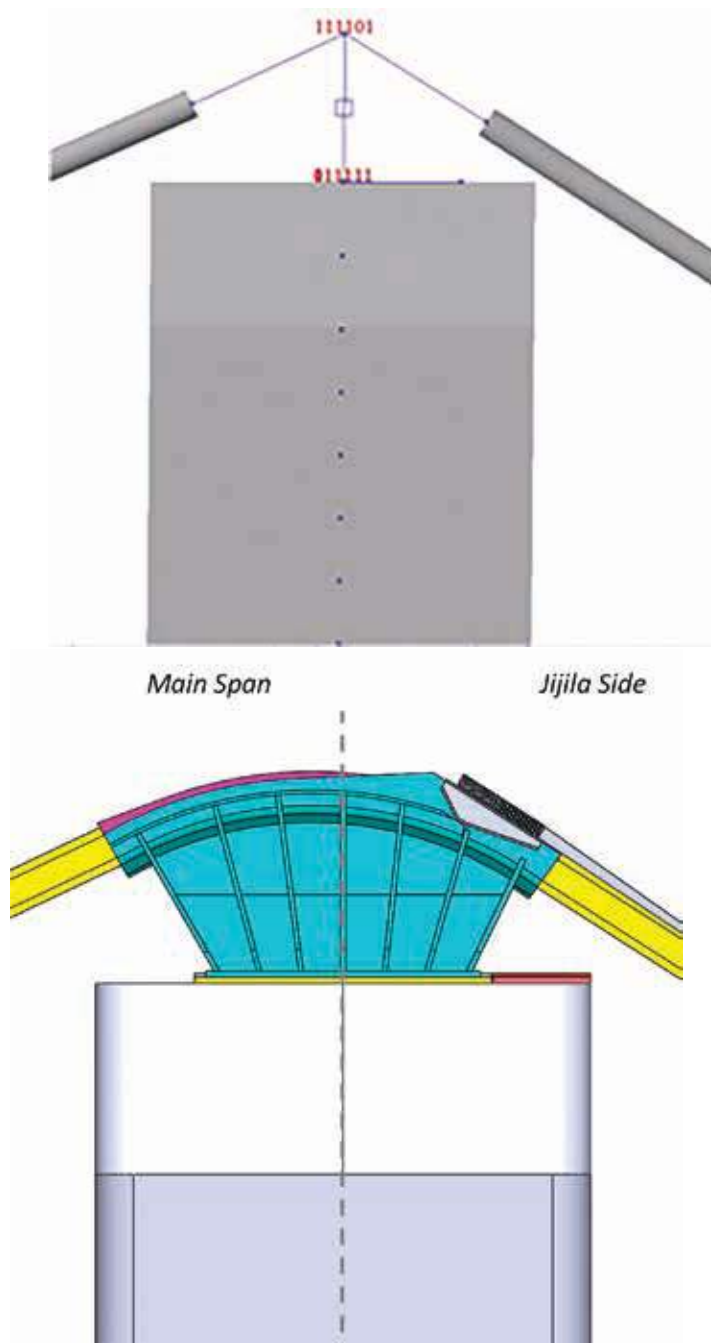


Fig. 86 | Posizione al completamento dell'impalcato

mediante variazione termica di un opportuno elemento di trave. Il montaggio dell'impalcato è stato simulato seguendo la effettiva successione di sollevamento, con le connessioni temporanee modellate tramite sistemi di collegamenti cinematici e le operazioni di avvicinamento dei conci simulate con un elemento finito provvisorio inserito ad estradosso impalcato cui viene assegnato una termica opportuna, con la rappresentazione schematica delle figure 87 e 88. La solidarizzazione finale dell'impalcato è stata simulata tramite l'inserimento di elementi finiti interposti tra le parti di impalcato che vengono attivate all'interno della procedura numerica di analisi per fasi costruttive. Una immagine della successione delle fasi costruttive è mostrata in figura 89.

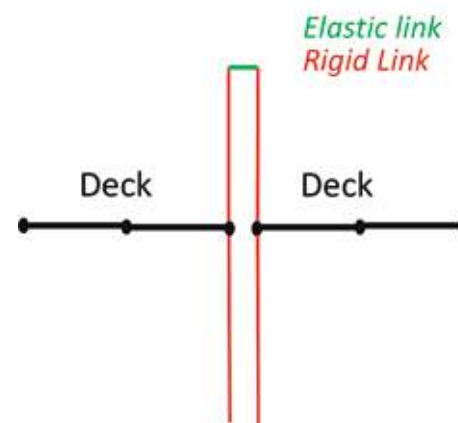


Fig. 87 | Schema di connessione provvisoria

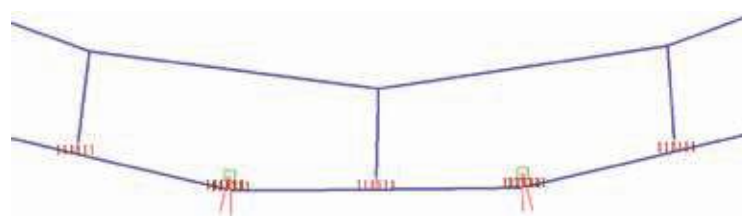


Fig. 88 | Porzione di impalcato del ponte in una fase transitoria

8. Gestione e durabilità

A questi aspetti, pur di grande rilevanza, si dedica soltanto un cenno focalizzato su quanto più specifico per la tipologia dei ponti sospesi.

In primo luogo, tutta l'opera prevede percorsi di accesso con sistemi di scale e passerelle dedicate. Le torri e i loro trasversi sono fornite di scale interne, pianerottoli di sosta e ascensori accessibili dal piano impalcato, con quest'ultimo servito per la parte superiore dai due percorsi di servizio non aperti al pubblico collocati sugli sbalzi esterni di impalcato, che vedono anche una ampia zona di servizio attorno alle torri. L'accesso all'interno dell'impalcato è garantito sia da passaggi alle estremità che da passi d'uomo collocati ogni 200 m circa sulle anime superiori inclinate, mentre l'intradosso è servito da una carro ponte motorizzata (*gantry*) che scorre ed è sostenuto da due profili HEB collegati al di sotto degli sbalzi esterni (figure 90-92).

Le acque meteoriche di impalcato sono interamente raccolte e convogliate ai blocchi di ancoraggio tramite un sistema di drenaggio e due tubazioni interne all'impalcato che entrano nelle camere collocate nella parte superiore del blocco di ancoraggio ove trovano le vasche di raccolta, decantazione e smaltimento. Il movimento longitudinale delle estremità delle tubazioni è libero e subisce gli stessi spostamenti dell'impalcato ai varchi, con le vasche di raccolta che hanno lunghezza sufficiente ad accoglierne in ogni configurazione l'ugello terminale verticale (figura 93).

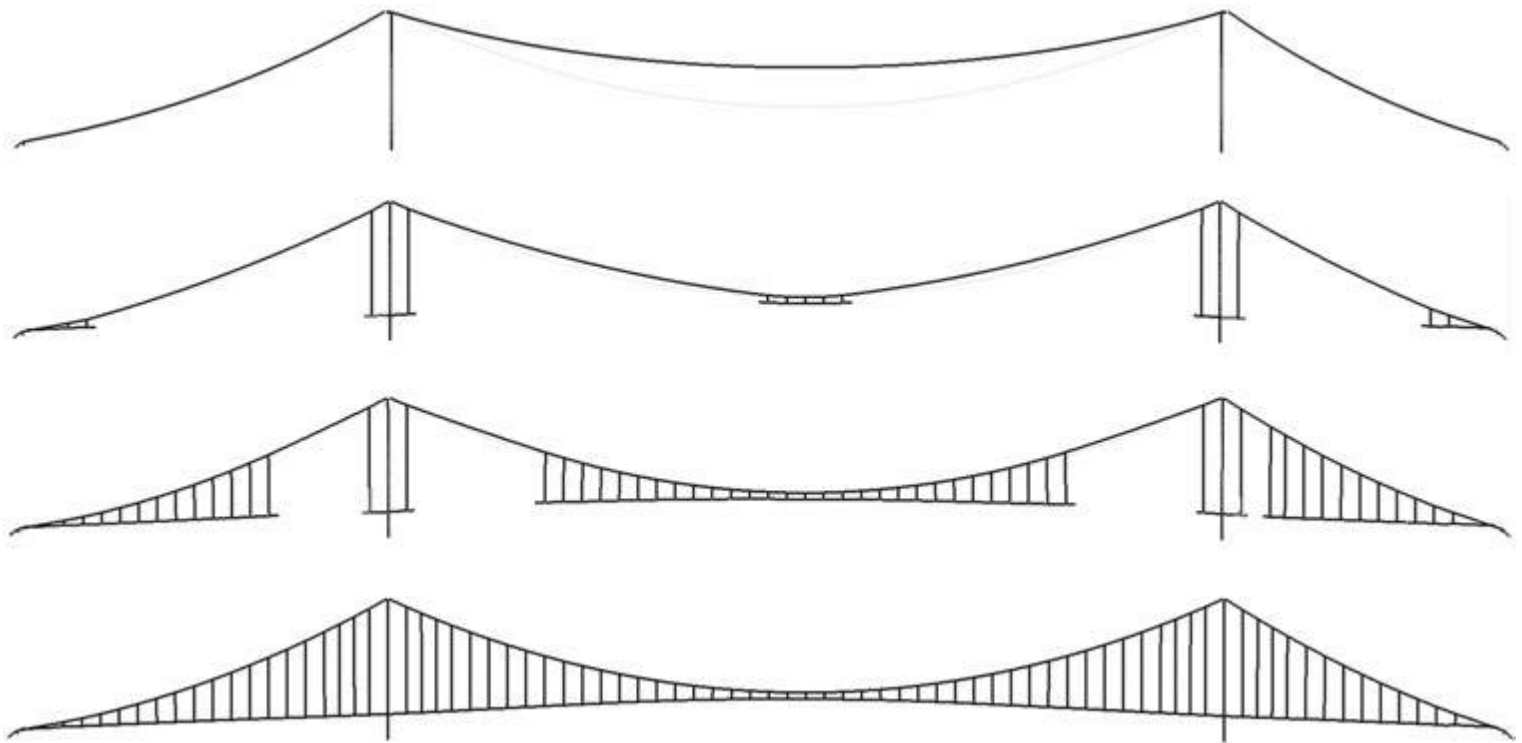


Fig. 89 | Estratti delle fasi di costruzione simulate

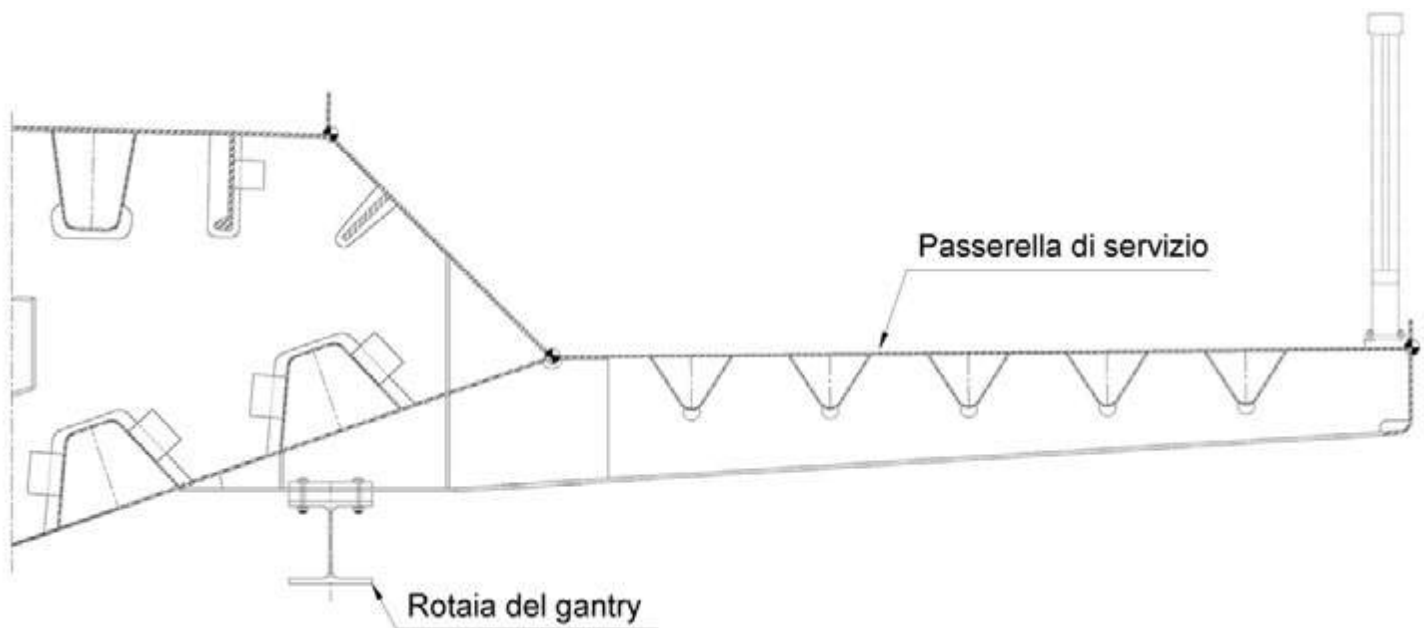


Fig. 90 | Dettaglio dell'impalcato in corrispondenza della rotaia del gantry

Aspetto di grande importanza e divenuto ormai usuale per questo tipo di opere, le camere all'interno dei blocchi di ancoraggio, l'interno dell'impalcato e i cavi principali sono deumidificati, con un sistema di trattamento dell'aria per il quale non si entra in dettaglio ma che è analogo a quanto adottato in molti altri ponti sospesi.

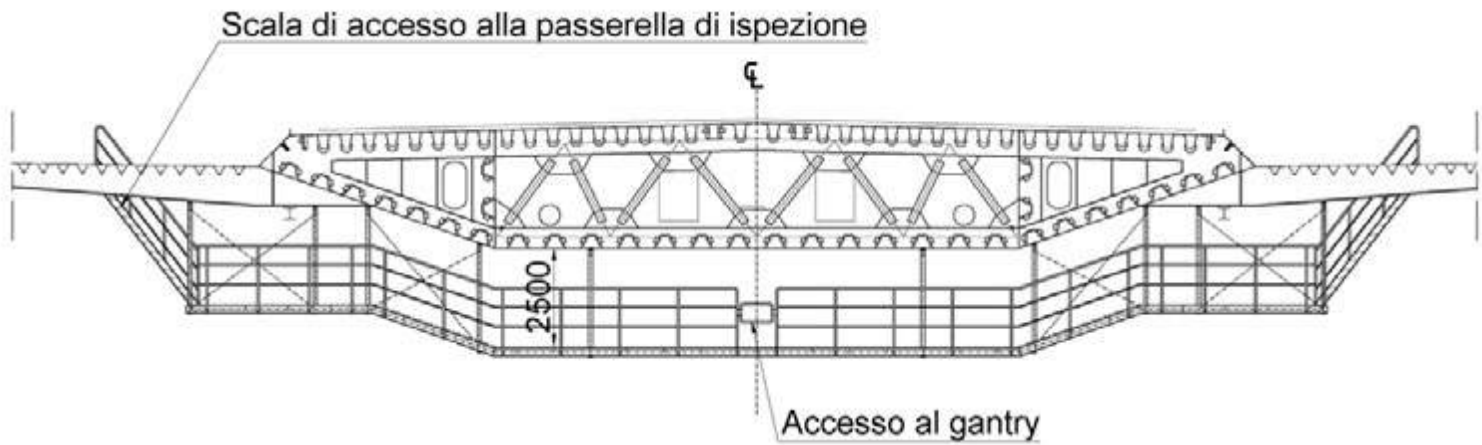


Fig. 91 | Passerella di ispezione in corrispondenza della torre



Fig. 92 | Passerella di ispezione in prossimità dei blocchi di ancoraggio

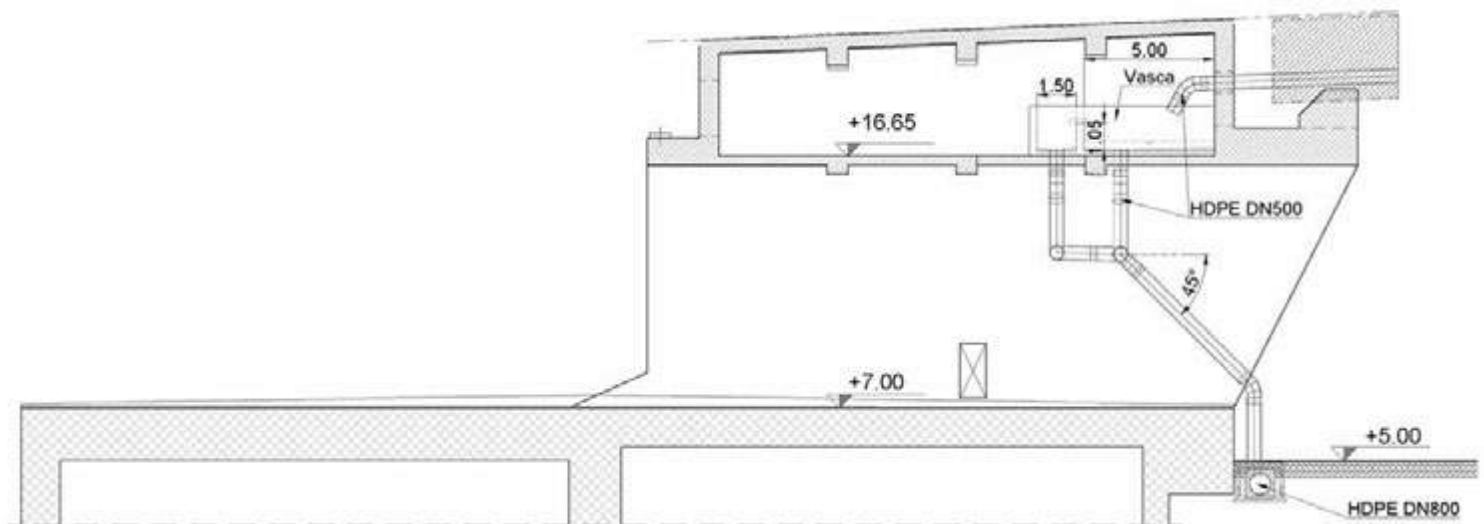


Fig. 93 | Tubi di drenaggio e vasca di raccolta delle acque di piattaforma

CREDITS

STAZIONE APPALTANTE:	Compania Națională de Administrare a Infrastructurii Rutiere S.A. (C.N.A.I.R. S.A.)
Progetto finanziato dal Programma Operativo Europeo per le Grandi Infrastrutture (POIM)	
IMPRESA:	Associazione Webuild S.p.A. e IHI Infrastructure System Co., Ltd.
PROGETTO DI FATTIBILITÀ:	Associazione temporanea I.S.P.C.F. S.A., S.T.E. s.r.l., E.D.IN. s.r.l., Pegaso Ingegneria s.r.l.
PROGETTO ESECUTIVO E COSTRUTTIVO:	L'Associazione Webuild-IHI, con servizi di ingegneria della E.D.IN. s.r.l., Società di Ingegneria e di SGS s.r.l. – Studio Geotecnico Strutturale.
SUPERVISIONE DELLA PROGETTAZIONE E DELL'ESECUZIONE:	Associazione temporanea METROUL S.A., Italrom Inginerie Internationala s.r.l., Sistema Ingegneria s.r.l. e Arex Lider Company s.r.l.
VALIDAZIONE:	Burtescu I. Florian e Olteanu C. Andrei-Costantin

Bibliografia

- [1] N.J. Gimsing, C. T. Georgakis, Cable Supported Bridges, Wiley, 2011
 - [2] L. Hauge, E. Y. Andersen, Longer..., 35th Annual Symposium of IABSE, London, 2011
 - [3] S. Kite, Pushing the Limits of Cable Stayed Bridges, Sixth Symposium on Strait Crossing, Bergen, 2013
 - [4] Regulations for traffic loads on bridges, ferries and other load-bearing structures in the public road network” Norway Ministry of Transport, 17.11.2017
 - [5] F. Brancaleoni et alii, The Messina Strait Bridge, a Challenge and a Dream, CRC Press, 2009
 - [6] Y. Kurose, T. Morishita, T. Kanazaki, Challenge in Design and Construction For The Toyoshima Bridge, 23th US - Japan Bridge Engineering Workshop, Tsukuba Japan, 2007
 - [7] Midas Civil 2018 (v 1.2)- MIDAS Information Technology Co., Ltd.
 - [8] M. Pastor, M. Binda, T.Harčarik, Modal Assurance Criterion, Procedia Engineering, Volume 48, 2012
 - [9] Abaqus/CAE - 2018 - Dassault Systèmes
 - [10] Midas FEA 2016 (v 1.1) - MIDAS Information Technology Co., Ltd.
 - [11] SAP2000 –Integrated Software for Structural Analysis and Design - v 15.2.1, Computers and Structures Inc., Berkeley, California
 - [12] F. Brancaleoni: The Construction Phase and its Aerodynamic Issues, in Aerodynamics of Large Bridges, ed. A. Larsen, Balkema, 1992.
-



Fabio BRANCALEONI

Laurea in Ingegneria Civile presso l'Università di Roma "Sapienza", 1974. Professore ordinario di Scienza delle Costruzioni dal 1989, attualmente in quiescenza. Titolare di numerosi corsi universitari, ha tenuto negli ultimi dieci anni i corsi di "Teoria e Progetto di Ponti" e di "Gestione di Ponti e Grandi Strutture" presso l'Università di Roma "Sapienza". Progettista o consulente per numerosi progetti internazionali di ponti di grande luce e per altre significative realizzazioni infrastrutturali.



Massimo AVERARDI RIPARI

Laurea in Ingegneria Civile presso l'Università di Roma "Sapienza", 2015. Ingegnere strutturista con esperienza nella progettazione di ponti di grande luce e di opere infrastrutturali in ambito internazionale. Per il progetto esecutivo del ponte sospeso di Braila si è occupato di progettazione generale dell'opera, Design Basis, input per prove in galleria del vento, modellazione globale, sistema di sospensione, impalcato metallico, sistema di vincolo.



Giorgio CARRAPETTA

Laurea in Ingegneria presso l'Università di Roma "Sapienza", ricopre il ruolo di Senior Project Manager per il ponte sospeso di Braila. È stato coinvolto in numerosi progetti e realizzazioni infrastrutturali in Italia, fra i quali le Linee Alta Velocità Bologna Firenze e Bologna Milano, e all'estero, fra i quali progetti ferroviari in Tunisia e autostradali in Georgia. La sua intera esperienza è orientata al continuo miglioramento delle conoscenze nel campo dei progetti infrastrutturali complessi.



Daniela CASCHERA

Laurea in ingegneria Civile presso l'Università di Roma "Sapienza", 2007. In E.D.IN. dal 2008. Ingegnere strutturista con esperienza in progettazione di infrastrutture stradali e ferroviarie, con ponti e viadotti, gallerie artificiali e opere interrato. Per il ponte sospeso di Braila si è occupata della gestione delle attività svolte dalla E.D.IN. Srl.



Andrea DEL VECCHIO

Laurea in Ingegneria Civile presso l'Università di Roma, "Sapienza", 2016. In E.D.IN. dal 2016, esperto in modellazione numerica e progettazione di ponti e viadotti, in particolare nel campo delle opere di grande luce. Per il progetto esecutivo del ponte sospeso di Braila si è occupato di aspetti numerici della modellazione globale, locale e delle fasi costruttive dell'opera incluse le analisi per le prove in galleria del vento.



Tatsuya IDANI

Laurea in Ingegneria civile presso la Yokohama National University nel 2011. Ha lavorato nell'ambito dei ponti per 11 anni, principalmente per la costruzione e la riabilitazione di vari ponti sospesi in tutto il mondo.



Alessandro MINNITI

Laurea in Ingegneria Edile presso l'Università degli studi di Catania nel 2001. Ricopre il ruolo di Deputy Project Manager per il ponte sospeso di Braila ed ha avuto importanti esperienze precedenti sia per ponti di grande luce, con il ruolo di Construction Manager per ponte strallato ferroviario per la realizzazione del Sydney Metro – North West Rail Link, che per numerosi altri progetti infrastrutturali nazionali ed internazionali.



Takanori SHIMA

14 anni di esperienza professionale nel campo dell'ingegneria di ponti. Si è occupato principalmente della progettazione in fase di gara, della progettazione esecutiva e dell'esecuzione di diversi ponti sospesi di grande luce in ambito internazionale. Inoltre, in Giappone, è stato coinvolto per vari tipi di ponti nella progettazione esecutiva e costruttiva, nonché in molti lavori di manutenzione.

ANALISI DI VULNERABILITA' E INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DI UN PONTE IN ACCIAIO ESISTENTE

Vulnerability analysis and Structural improvements of an existing steel bridge

Ing. Stefano Torri | Studio tecnico di ingegneria Torri Fabio e Torri Stefano - Baveno (VB)

Nel presente articolo viene presentato il progetto di miglioramento strutturale di un ponte in acciaio esistente con struttura a travi reticolari risalente ai primi anni del '900. Il lavoro, ad oggi ancora in corso, è composto da diverse fasi che, a partire da sopralluoghi visivi e rilievi dell'esistente hanno portato alla realizzazione del modello 3d del ponte e al progetto degli interventi di rinforzo necessari per l'incremento della capacità portante risultata carente dalle prime analisi condotte. Sono state svolte prove sui materiali e anche prove dinamiche sulla struttura del ponte per svolgere successivi confronti con i risultati dell'analisi numerica e verificare la qualità del modello realizzato. A seguito delle considerazioni ricavate dalle prime analisi, principalmente legate allo stato di fatto (geometrico, di conservazione dell'opera e di capacità portante massima), viene studiata e ipotizzata la fattibilità di interventi di rinforzo. Tale studio non si è rivelato semplice a causa della notevole complessità geometrica della struttura principale composta da diagonalincrociati e sovrapposti a passo molto fitto. Il progetto, dunque, è stato limitato ad un intervento di miglioramento della capacità portante e limitazione del traffico sull'opera. Si tratta quindi di una soluzione temporanea necessaria alla messa in sicurezza di un'opera importante per il territorio a cui seguirà la nuova realizzazione di un'infrastruttura analoga e la successiva dismissione dell'esistente.

This article presents the structural improvement project of an existing steel bridge with a reticular beam structure dating back to the early 1900s. The work, still in progress today, is composed of several phases, starting from visual inspections and surveys of the existing infrastructure, which led to the realization of the 3D model of the bridge and the design of the necessary reinforcements for increasing the capacity, found lacking in the first analyses carried out. Some tests have been carried out to check the quality of the model created. In particular, tests on materials quality and dynamic tests on the structure behavior were performed.

The subsequent comparison with the results of the numerical analysis is conducted. Following the considerations derived from the first analysis, mainly related to the current condition of things (geometric, conservation of the work, and maximum capacity), the design of reinforcement interventions have been studied and hypothesized. This study did not turn out to be simple due to the considerable geometric complexity of the main structure made up of crossed and superimposed braces at a very short distance.

Therefore, the project consists of improving the structural capacity and the limitation on admissible traffic loads. It is a temporary solution necessary to keep the bridge running because of the importance of the infrastructure. Following, a new structure will be realized and the existing one will be subsequent decommissioning.



1. Introduzione

Il presente articolo riguarda lo studio della vulnerabilità di un ponte in acciaio esistente sito nella città di Domodossola. La struttura fu realizzata nei primi anni del '900 e si sviluppa su tre campate con uno sviluppo totale di 110 metri.

L'incarico è stato affidato dalla Provincia del Verbano-Cusio-Ossola al gruppo di progettazione composto dall'Ing. Marco Martelletti di A.I. Studio Ingegneri Associati per la progettazione generale e allo scrivente per la parte relativa alla modellazione ed al calcolo strutturale.

La necessità di valutare lo stato del ponte è sorta a seguito delle prime indagini visive sui diversi componenti in acciaio che hanno mostrato un livello di degrado avanzato su molti elementi e per molte zone la quasi totale assenza di uno strato protettivo per l'acciaio contro agenti corrosivi esterni.

Sono stati condotti dei rilievi in situ per la determinazione delle sezioni resistenti di elementi campione lungo tutto lo sviluppo del ponte. Queste informazioni, associate ad un rilievo fatto nel 1990 durante i lavori di rifacimento dell'impalcato, hanno permesso di ricostruire in maniera accurata la geometria della struttura grazie al software ad elementi finiti.

Grazie al software di calcolo sono state condotte diverse analisi con l'applicazione dei carichi mobili da traffico e l'analisi dinamica lineare per l'azione sismica.

In primo luogo si è verificata la vulnerabilità del ponte allo stato di conservazione odierno nei confronti delle azioni previste dalla normativa tecnica NTC 2018 per una analoga struttura di nuova costruzione.

In seguito ai risultati ottenuti si è deciso, in accordo con la committenza, di intervenire con elementi di rinforzo per aumentarne la portata massima. I principali sono i seguenti:

- Rinforzo dei correnti inferiori e superiori delle travi principali; è prevista la saldatura di un elemento a T per tutta la lunghezza del ponte con il conseguente aumento della rigidità dei profili;
- Saldatura di piatti di rinforzo aggiuntivi su elementi snelli quali diagonali e controventi;
- Ripristino del film protettivo antiruggine per tutti gli elementi per cui risulta necessario; si procederà attraverso la pulizia delle zone corrose con successiva sabbiatura e verniciatura;
- Rimozione e sostituzione degli elementi eccessivamente degradati.

Al momento della stesura dell'articolo il progetto definitivo è stato completato e si stanno sviluppando le ultime verifiche sismiche a seguito degli interventi di rinforzo prima di procedere alla cantierizzazione del progetto.

2. La struttura esistente

Il ponte oggetto di studio è situato nel Comune di Domodossola (VB) in via Mizzoccola e permette l'attraversamento del fiume Toce. Tale infrastruttura è stata edificata nei primi anni del '900 e si sviluppa per una lunghezza totale di circa 110 metri divisa in tre campate da 34+42+34 m e per una larghezza di 6,75 m con due corsie (una per senso di marcia). Lo sviluppo longitudinale del ponte è diviso in tre campate che poggiano su pile intermedie e spalle in muratura in pietrame vario e malta rivestite da blocchi di pietra da taglio squadrate.

L'impalcato è composto da due travi reticolari principali di altezza 4 m che svolgono anche funzione di parapetti. I correnti sono dei profili a T di larghezza 350 mm e altezza 510 mm composti con piatti chiodati tramite angolari, per tutto lo sviluppo delle campate. Sono presenti sei ulteriori piatti di lunghezza differente sovrapposti e chiodati all'ala dei correnti a T per aumentarne lo spessore in prossimità degli appoggi sulle pile (fino ad uno spessore totale di 63 mm), in corrispondenza delle zone con minimo momento flettente.

I montanti delle travi reticolari sono posizionati a passo costante di 2 m e sono realizzati con doppi angolari bullonati ai correnti.

I diagonali sono posizionati a passo molto fitto e sono composti da piatti e angolari incrociati le cui dimensioni delle sezioni aumentano in prossimità degli appoggi.

Le travi trasversali a sostegno dell'impalcato sono realizzate a passo costante di 2 m con sistema reticolare formato da correnti a sezione a L collegate da montanti e diagonali incrociati composti da profili angolari e piatti.

L'impalcato originario fu realizzato con soletta mista in calcestruzzo non armato e travi tipo Zores. Quest'ultima è stata oggetto di lavori di ristrutturazione nel 1990 che hanno portato alla sostituzione dell'intero impalcato esistente con una nuova soletta mista in calcestruzzo armato e lamiera grecata.

3. La modellazione strutturale

Per ricostruire la geometria della struttura con una modellazione ad elementi finiti in 3D sono state affiancate le informazioni rinvenute da un rilievo geometrico datato 1990 realizzato durante gli interventi di restauro (figura 1) con nuove misurazioni in situ necessarie per confermare quanto riportato sul rilievo cartaceo e determinare lo stato di conservazione degli elementi strutturali.

Le indagini in situ su elementi campione hanno permesso da un lato di confermare quanto presente nel rilievo esistente ma hanno mostrato un livello di degrado avanzato per parecchi elementi strutturali. Infatti si riscontrano ampie zone corrose che hanno portato all'assottigliamento di piatti e parti di membrature (figura 2).

Per la caratterizzazione delle caratteristiche meccaniche del materiale sono state realizzate delle prove non distruttive sugli elementi in acciaio grazie alle quali è stato possibile ricavarne la tensione media a rottura dalla quale si sono ottenuti i valori di progetto. L'acciaio è stato classificato come Fe430.

Alla luce di quanto emerso si è ricostruita la geometria del ponte a partire dal rilievo e aggiornando le dimensioni di piatti e membrature secondo quanto individuato in situ al fine di ottenere un quadro realistico della situazione oggi presente. Le membrature più interessanti dal punto di vista geometrico sono i correnti: sono composti da piatti chiodati tra loro a comporre una sezione a T sulla cui ala sono stati chiodati ulteriori piatti a lunghezza variabile per aumentarne lo spessore man mano che ci si avvicina alla sezione di appoggio sulle pile centrali (zona più sollecitata). Le tabelle 1 e 2 mostrano il variare delle caratteristiche geometriche delle sezioni dei correnti.

È stato utilizzato il software di calcolo ad elementi finiti Midas Gen. Per gli elementi in acciaio sono stati utilizzati elementi di tipo Beam e Truss mentre l'impalcato è stato modellato con elementi



Fig. 2 | Particolari della struttura del ponte

Plate. Per le pile e le spalle sono stati invece utilizzati elementi Solid (figure 3-4).

Nelle tabelle 3-5 sono raccolte le caratteristiche geometriche delle sezioni delle membrature.

I vincoli sono stati impostati secondo quanto è emerso dal rilievo: la struttura dell'impalcato risulta vincolata il senso longitudinale all'asse del ponte solamente sulla pila di destra mentre sulle spalle e sulla pila sinistra è presente un sistema di ruote su rotaia che permette lo scorrimento e la dilatazione. L'implementazione di questi vincoli è stata realizzata con elementi finiti fittizi con diverse rigidità associate.

4. Carichi, condizioni di carico e combinazioni

Al fine di valutare la vulnerabilità della struttura del ponte si applicano i carichi come previsti dalle normative tecniche NTC del 2018. I pesi propri degli elementi vengono definiti in automatico dal software di calcolo mentre i carichi permanenti non strutturali sono stati applicati come pressure load sugli elementi piastra dell'impalcato. Le azioni da traffico sono state applicate con carichi

viaggianti secondo gli schemi a corsie convenzioni previsti dalle norme tecniche (figure 5-6).

Per il ponte sono previste due sole corsie convenzionali.

Si applicano anche il carico neve, le azioni del vento secondo le caratteristiche del sito. Per quanto riguarda l'azione sismica viene eseguita un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta determinando i modi principali di vibrare principali e combinandone gli effetti con la combinazione CQC. I due modi principali (in direzione trasversale e in direzione verticale) sono mostrati nelle figure 7-8.

I carichi sopra descritti vengono combinati in post-process come di seguito:

- 1,35 G1+1,35 G2 +1,35 Tr
- 1,35 G1+1,35 G2 +0,9 W +1,35 Tr
- 1,35 G1+1,35 G2 +1,5 SN +1,0 Tr
- 1,35 G1+1,35 G2 +1,5 SN +0,9 W+1,0 Tr
- 1,35 G1+1,35 G2 +1,5 W+1,0 Tr
- 1,0 G1 + 1,0 G2 + E

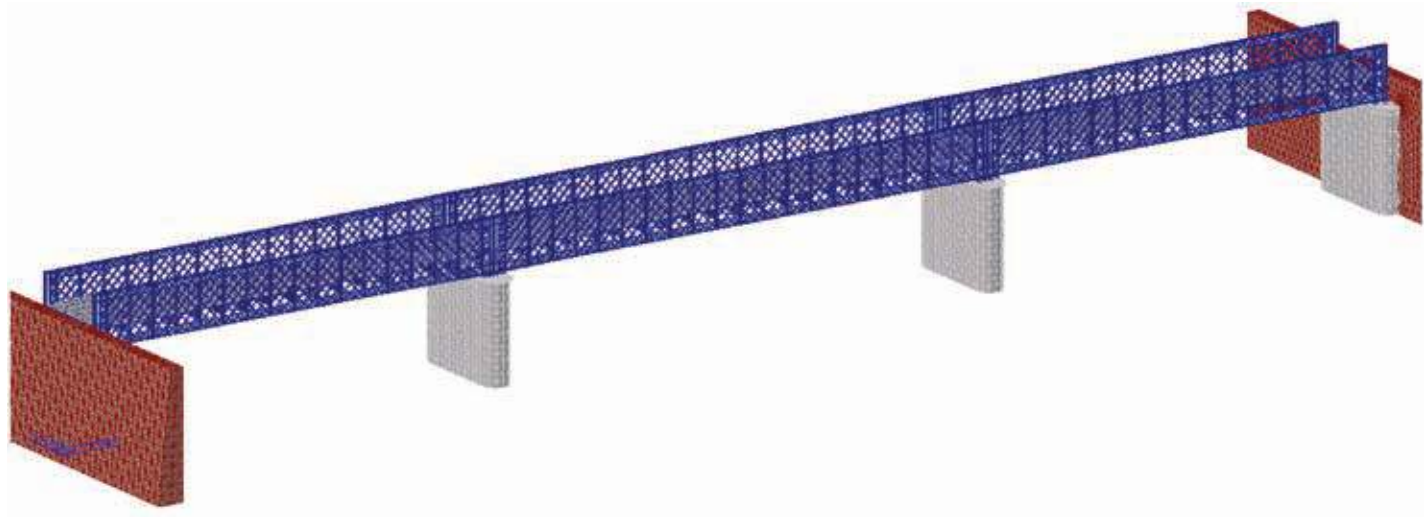


Fig. 3 | Modello 3D, vista generale

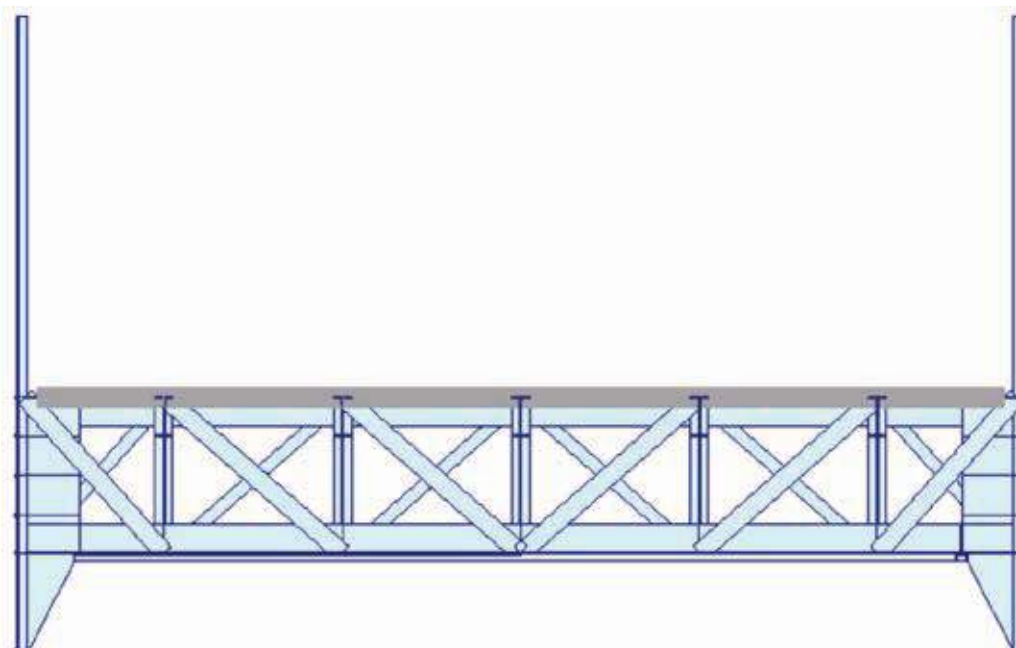
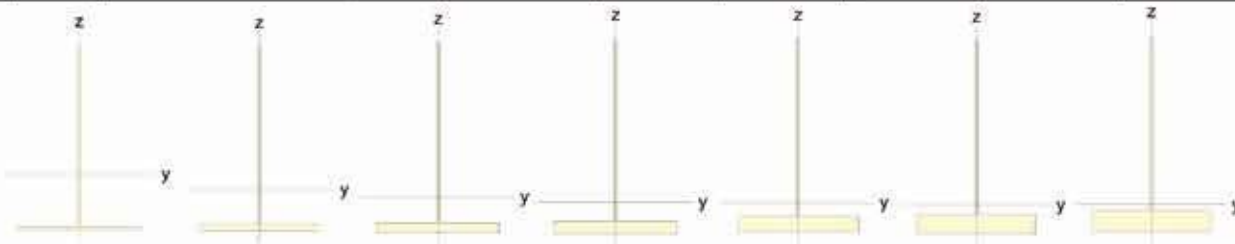


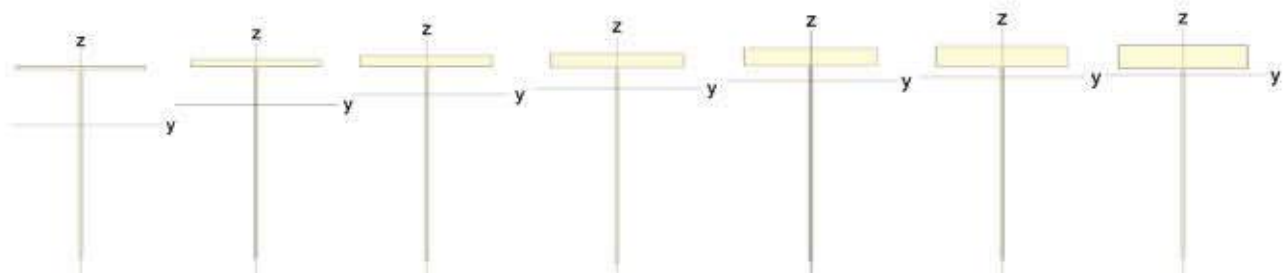
Fig. 4 | Modello 3D, dettaglio appoggio su pila e sezione trasversale

ID	Shape	Name	Area (mm ²)	A _{yy} (mm ²)	A _{zz} (mm ²)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
1	UDT	Corrente inferiore	7749	2625	4680	210317	226474910	32187293
2	UDT	Corrente inferiore +1 piatto	10899	5250	4761	806760	286225758	64343543
3	UDT	Corrente inferiore +2 piatti	14049	7875	4842	2423804	324497302	96499793
4	UDT	Corrente inferiore +3 piatti	17199	10500	4923	5571747	353461466	128656043
5	UDT	Corrente inferiore +4 piatti	20349	13125	5004	10760891	377832371	160812293
6	UDT	Corrente inferiore +5 piatti	23499	15750	5085	18501534	399864865	192968543
7	UDT	Corrente inferiore +6 piatti	26649	18375	5166	29303978	420807994	225124793



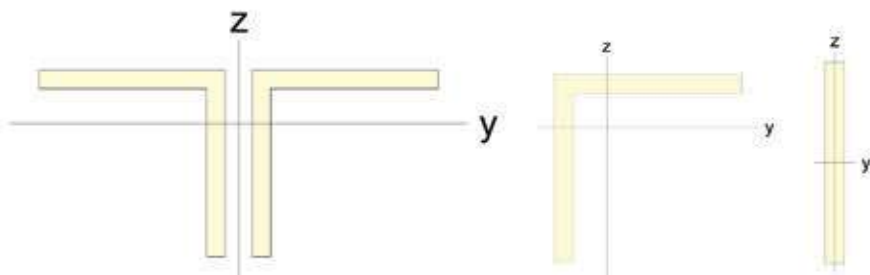
Tab. 1 | Sezioni del corrente inferiore

ID	Shape	Name	Area (mm ²)	A _{yy} (mm ²)	A _{zz} (mm ²)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
8	T	Corrente superiore	7749	2625	4680	210317	226474910	32187293
9	T	Corrente superiore+1piatto	10899	5250	4761	806760	286225758	64343543
10	T	Corrente superiore+2piatti	14049	7875	4842	2423804	324497302	96499793
11	T	Corrente superiore+3piatti	17199	10500	4923	5571747	353461466	128656043
12	T	Corrente superiore+4piatti	20349	13125	5004	10760891	377832371	160812293
13	T	Corrente superiore+5piatti	23499	15750	5085	18501534	399864865	192968543
14	T	Corrente superiore+6piatti	26649	18375	5166	29303978	420807994	225124793



Tab. 2 | Sezioni del corrente superiore

ID	Shape	Name	Area (mm ²)	A _{yy} (mm ²)	A _{zz} (mm ²)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
15	2L	Montante 2L	1862	817	817	30413	864381	2035493
32	L	Diag principale L70	940	408	408	15206	423000	423000
33	SB	Diag principale I80	640	533	533	12793	341333	3413
34	L	Diag principale L80	1230	533	533	25941	722000	722000
35	SB	Diag principale I100	1200	1000	1000	53246	1000000	14400
36	L	Diag principale L90	1700	750	750	56667	1291814	1291814
37	SB	Diag principale I130	1560	1300	1300	70525	2197000	18720
38	L	Diag principale L100	2079	917	917	83853	1952287	1952287
39	SB	Diag principale I160	1920	1600	1600	87805	4096000	23040
40	L	Diag principale L110	2691	1192	1192	151593	3035911	3035911
41	SB	Diag principale I180	2520	2100	2100	156573	6804000	41160



Tab. 3 | Profili dei montanti e diagonali

Essendo:

- G1* peso proprio elementi strutturali
- G2* carichi permanenti portati
- Tr* azioni da traffico
- W* azione del vento
- SN* azione della neve
- E* azione sismica

5. Taratura del modello di calcolo

Per verificare la coerenza del modello di calcolo sviluppato sono state svolte delle prove dinamiche in situ sulla struttura del ponte con l'obiettivo di ricavare i periodi dei modi di vibrare principali.

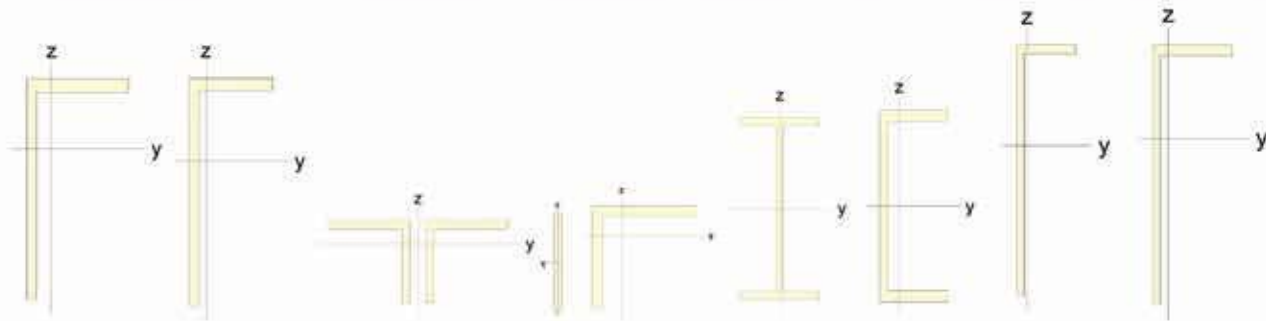
Tale operazione permette un confronto diretto con i risultati dell'analisi e permette di stimare la coerenza tra modello di calcolo e struttura reale.

A seguito di varie prove, dal confronto emerge una buona corrispondenza tra dati sperimentali e teorici che garantiscono la validità dei risultati numerici ottenuti. Nelle tabelle 6-8 sono riportati i modi principali con frequenze, periodi propri e masse partecipanti.

6. Risultati analisi vulnerabilità

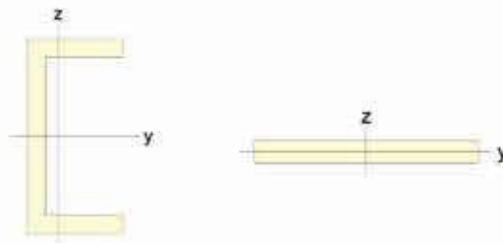
A seguito dell'analisi di calcolo sono state eseguite le verifiche sui singoli elementi strutturali del ponte secondo le prescrizioni

ID	Shape	Name	Area (mm ²)	A _{yy} (mm ²)	A _{zz} (mm ²)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
21	L	Traverso corr inf	2480	880	1267	79787	9244801	1659224
22	L	Traverso corr sup	2140	583	1267	53573	8144861	746171
23	2L	Traverso montante	950	417	417	7917	225005	580417
24	SB	Traverso diag piatto	1200	1000	1000	37900	1440000	10000
25	L	Traverso diag ang	1230	533	533	25941	722000	722000
26	I	Travetto	4600	1925	2500	164726	43154258	2348333
27	C	Travetto C	4500	1983	2400	221680	38369200	3027375
28	L	Traverso appoggi sup	2920	567	1933	69973	25607895	743453
29	L	Traverso appoggi inf	3280	880	1933	96853	29390284	1838965



Tab. 4 | Profili del traverso

ID	Shape	Name	Area (mm ²)	A _{yy} (mm ²)	A _{zz} (mm ²)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)
30	C	Controvento piano C	1720	792	950	51728	2373053	378037
31	SB	Controvento piano piatto	1440	1200	1200	64765	17280	1728000



Tab. 5 | Profili dei controventi di piano



Tab. 5.1.1 - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_c = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_c = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_c = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_c)$

Posizione	Carico asse Q _{1k} [kN]	q _{1k} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Fig. 5 | Corsie convenzionali per ponti stradali secondo NTC 2018

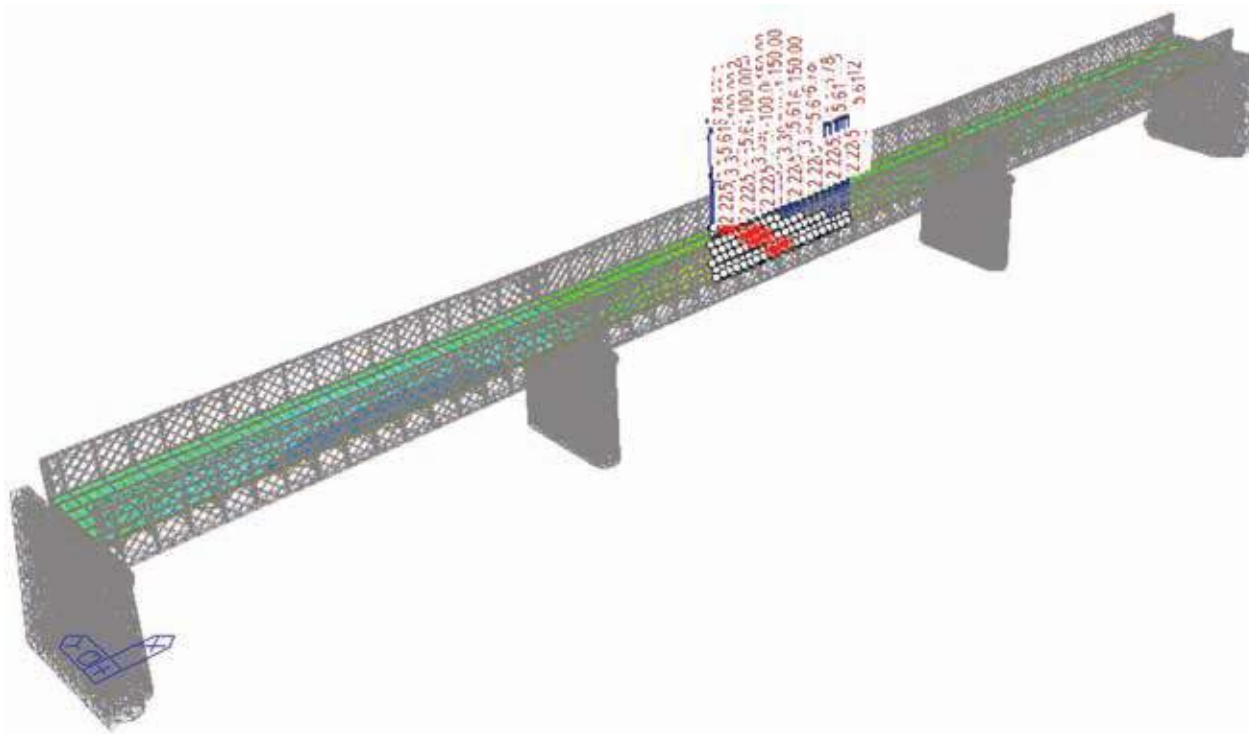


Fig. 6 | Posizione dei carichi mobili per massima azione assiale nel corrente inferiore della campata centrale

MODI PRINCIPALI IN DIREZIONE Y							
Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-Y			
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS	SUM	MASS(%)	SUM(%)
1-Y	20.28	3.23	0.31	159.40	159.40	11%	11%
2-Y	21.42	3.41	0.29	104.55	263.95	7%	19%
3-Y	24.28	3.86	0.26	203.71	467.67	14%	33%

Tab. 6 | Modi principali di vibrare dir. Y (trasversale)

MODI PRINCIPALI IN DIREZIONE Z							
Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-Z			
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS	SUM	MASS(%)	SUM(%)
1-Z	31.51	5.02	0.20	377.24	377.24	26%	26%
2-Z	34.96	5.56	0.18	27.78	405.02	2%	28%

Tab. 7 | Modi principali di vibrare dir. Z (verticale)

Mode No	Period (sec)	
	Misurato	Modello numerico
1-Y	0.26	0.31
1-Z	0.21	0.20

Tab. 8 | Confronto dati sperimentali e teorici

minime previste dalla normativa tecnica (con calcolo secondo il metodo agli Stati Limite). Tali verifiche hanno messo in luce una situazione critica per molti elementi del ponte. Le condizioni più gravose sono legate ai carichi viaggianti da traffico veicolare. In tabella 9 si riporta un riepilogo delle verifiche svolte, nelle figure 9-11 sono riportate alcune immagini dei risultati dell'analisi.

A seguito di tali verifiche sono state svolte ulteriori analisi con azioni da traffico ridotte al fine di determinare la portata del ponte nelle condizioni odierne. La struttura allo stato attuale risulta in grado di sopportare i carichi dovuti al traffico veicolare "leggero" (2,50 kN/m² distribuiti su corsie convenzionali e massa limite per singolo mezzo di 2 t).

Dal punto di vista sismico la vulnerabilità del ponte è stata effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. Si calcola il coefficiente ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche.

Si ottiene $\zeta_E=0,60$. La struttura è dunque in grado di sopportare un'azione sismica ridotta al 60% rispetto a quella prevista dalle



Fig. 7 | Deformata modo 1-Y



Fig. 8 | Deformata modo 1-Z

MEMB	Section	Len [m]	Ly [m]	N,Ed [kN]	My,Ed [kNm]	My,Ed [kNm]	Mz,Ed [kNm]	Vy,Ed [kN]	Vz,Ed [kN]	Def [m]	CHK
COM	Material	Lb [m]	Lz [m]	N,Rd [kN]	Mb,Rd [kNm]	My,Rd [kNm]	Mz,Rd [kNm]	Vy,Rd [kN]	Vz,Rd [kN]	Def adm [m]	
38755	Corrente inferiore	29.55	2.00	-1098.60	-21.17	-21.17	6.65	8.47	75.76	-0.010	NO
2.165	Fe430	0.00	2.00	821.92	0.00	146.01	33.91	-438.64	668.35	0.111	
38722	Corrente inferiore +1 piatto	1.60	2.00	-1488.90	51.53	51.53	-13.05	-9.38	-124.54	0.000	NO
3.543	Fe430	0.00	2.00	1833.19	0.00	60.13	92.28	914.27	679.92	0.006	
38720	Corrente inferiore +2 piatti	0.83	2.00	-1874.60	0.48	0.48	-13.44	-11.04	-125.60	0.000	NO
2.574	Fe430	0.00	2.00	2701.38	0.00	61.17	140.27	1389.91	691.49	0.003	
38714	Corrente inferiore +3 piatti	1.03	2.00	-1874.60	69.71	69.71	-21.87	21.10	-111.73	0.000	NO
3.274	Fe430	0.00	2.00	3520.62	0.00	62.16	188.26	1865.54	703.06	0.004	
38708	Corrente inferiore +4 piatti	0.93	2.00	-2081.50	49.13	49.13	-16.53	21.10	-112.76	0.000	NO
2.908	Fe430	0.00	2.00	3957.41	0.00	59.92	214.77	2128.34	649.66	0.004	
38704	Corrente inferiore +5 piatti	0.85	2.00	-461.82	89.97	89.97	19.01	10.76	67.67	0.000	NO
1.93	Fe430	0.00	2.00	4702.26	0.00	61.15	258.39	2560.73	660.17	0.003	
38696	Corrente inferiore +6 piatti	2.00	2.00	-460.29	88.99	88.99	19.02	35.27	372.73	0.000	NO
1.821	Fe430	0.00	2.00	5447.22	0.00	62.64	302.02	2993.13	670.69	0.008	

MEMB	Section	Len [m]	Ly [m]	N,Ed [kN]	My,Ed [kNm]	My,Ed [kNm]	Mz,Ed [kNm]	Vy,Ed [kN]	Vz,Ed [kN]	Def [m]	CHK
COM	Material	Lb [m]	Lz [m]	N,Rd [kN]	Mb,Rd [kNm]	My,Rd [kNm]	Mz,Rd [kNm]	Vy,Rd [kN]	Vz,Rd [kN]	Def adm [m]	
38764	Corrente superiore	27.78	2.00	-1670.70	74.21	74.21	0.93	0.30	99.13	-0.009	NO
3.134	Fe430	0.00	2.00	914.78	0.00	147.42	40.84	-486.90	652.63	0.111	
38745	Corrente superiore+1piatto	1.60	2.00	-465.32	-16.64	-16.64	-4.86	-3.13	-83.02	0.000	NO
1.123	Fe430	0.00	2.00	1953.03	0.00	57.58	97.36	963.21	663.92	0.006	
38652	Corrente superiore+2piatti	0.83	2.00	-399.82	-18.63	-18.63	6.63	-2.99	86.98	0.000	OK
0.891	Fe430	0.00	2.00	2773.52	0.00	58.55	145.48	1439.53	675.22	0.003	
38651	Corrente superiore+3piatti	1.03	2.00	-281.42	-16.02	-16.02	-8.97	4.09	-48.88	0.000	OK
0.62	Fe430	0.00	2.00	3594.15	0.00	59.51	193.61	1915.84	686.51	0.004	
38640	Corrente superiore+4piatti	0.93	2.00	2298.68	-19.14	-19.14	-2.04	0.18	-51.21	0.000	OK
0.547	Fe430	0.00	2.00	4776.10	0.00	320.13	331.68	2174.69	634.37	0.004	
38274	Corrente superiore+5piatti	0.95	2.00	1112.05	-86.05	-86.05	2.04	-0.24	-116.78	0.000	NO
1.676	Fe430	0.00	2.00	5526.10	0.00	58.64	263.51	2607.70	644.64	0.004	
38750	Corrente superiore+6piatti	1.80	2.00	1209.43	-156.74	-156.74	-3.82	-3.30	-342.37	0.000	NO
2.811	Fe430	0.00	2.00	6276.10	0.00	60.15	307.26	3040.71	654.91	0.007	

MEMB	Section	Len [m]	Ly [m]	N,Ed [kN]	CHK
COM	Material	Lb [m]	Lz [m]	N,Rd [kN]	
38599	Montante	4.02	0.62	-464.0	NO
2.143	Fe430	1.61	1.61	354.7	
43408	Controvento piano C	8.19	4.10	-3.5	OK
0.106	Fe430	0.00	4.10	33.3	
43409	Controvento piano pat	8.19	4.10	-3.5	NO
2.958	Fe430	0.00	4.10	1.2	
43637	Diag principale L70	5.67	0.6	-97.3	OK
0.651	Fe430	0.60	0.6	168.3	
44039	Diag principale I80	0.58	0.6	-72.6	NO
2.195	Fe430	0.60	0.6	33.1	
43642	Diag principale I80	5.66	0.6	-116.0	OK
0.585	Fe430	0.60	0.6	223.3	
43561	Diag principale I100	5.67	0.6	-40.2	NO
1.465	Fe430	0.60	0.6	27.4	
43999	Diag principale I90	5.67	0.6	-195.5	OK
0.685	Fe430	0.60	0.6	327.3	
43557	Diag principale I130	5.67	0.6	-28.1	OK
0.787	Fe430	0.60	0.6	35.7	
43540	Diag principale I100	5.67	0.6	-209.4	OK
0.59	Fe430	0.60	0.6	406.8	
43903	Diag principale I160	5.67	0.6	180.0	OK
0.477	Fe430	0.60	0.6	377.1	
43508	Diag principale I110	5.67	0.6	-270.5	OK
0.585	Fe430	0.60	0.6	535.6	
43907	Diag principale I180	5.67	0.6	240.0	OK
0.465	Fe430	0.60	0.6	495.0	

MEMB	Section	Len [m]	Ly [m]	N,Ed [kN]	My,Ed [kNm]	My,Ed [kNm]	Mz,Ed [kNm]	Vy,Ed [kN]	Vz,Ed [kN]	Def [m]	CHK
COM	Material	Lb [m]	Lz [m]	N,Rd [kN]	Mb,Rd [kNm]	My,Rd [kNm]	Mz,Rd [kNm]	Vy,Rd [kN]	Vz,Rd [kN]	Def adm [m]	
43327	Traverso corr inf	6.34	1.13	508.17	-3.59	-3.59	-1.90	7.29	-162.85	-0.001	NO
1.099	Fe430	1.13	4.52	622.92	0.00	32.48	11.00	151.70	221.22	0.025	
39283	Traverso corr sup	6.28	0.88	-12.28	-4.34	-4.34	-0.18	-1.91	-7.09	-0.001	OK
0.416	Fe430	0.08	0.08	343.43	0.00	14.89	2.83	88.91	198.24	0.025	
41787	Traverso montante	0.99	0.99	-99.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.018	OK
0.606	Fe430	0.99	0.99	164.89	0.00	1.58	2.62	0.00	0.00	0.003	
41108	Traverso diag piatto	1.32	0.75	203.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	OK
0.681	Fe430	0.00	0.75	298.57	0.00	8.96	0.71	0.00	0.00	-	
42385	Traverso diag ang	1.32	0.75	-198.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	OK
0.763	Fe430	0.00	0.75	260.61	0.00	3.23	3.23	0.00	0.00	-	
42279	Travetto	2.00	2.00	9.89	135.23	135.23	0.00	0.00	135.46	0.000	NO
2.413	Fe430	2.00	2.00	1029.73	56.04	91.83	15.20	0.00	358.13	0.008	
42220	Travetto C	2.00	2.00	35.49	0.23	0.23	0.00	0.00	0.47	0.000	OK
0.038	Fe430	2.00	2.00	1011.14	0.00	86.44	20.50	0.00	277.88	0.008	
42960	Traverso appoggi sup	6.28	1.13	-14.72	-24.07	-24.07	0.00	0.28	-27.72	-0.001	OK
0.852	Fe430	0.00	1.13	347.74	0.00	31.50	2.68	86.37	302.57	0.025	
43368	Traverso appoggi inf	6.28	1.13	-197.66	-19.18	-19.18	-0.12	-0.11	-23.14	-0.001	NO
1.295	Fe430	0.00	1.13	440.72	0.00	39.13	5.92	151.70	337.65	0.025	

Tab. 9 | Verifiche strutturali sugli elementi del ponte

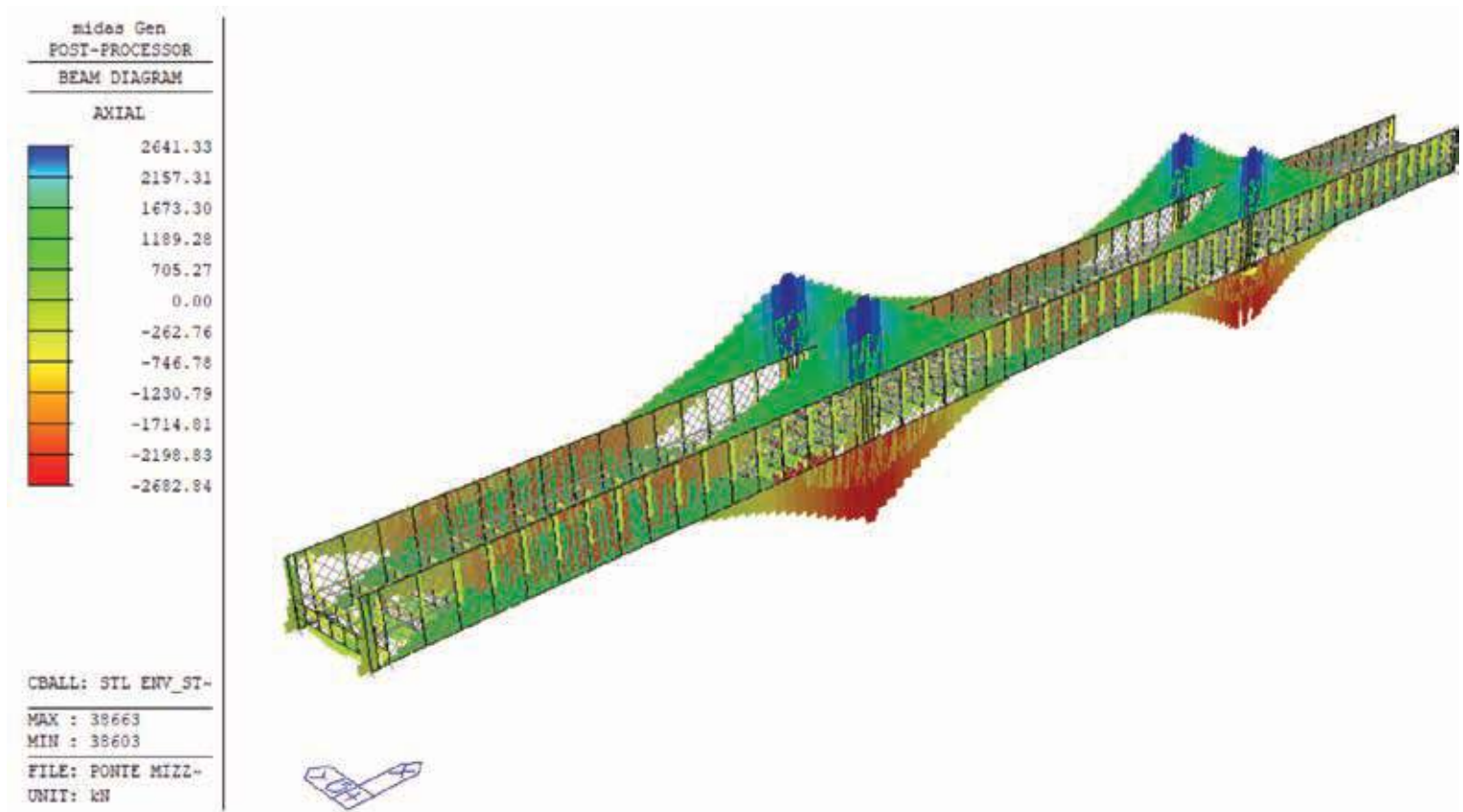


Fig. 9 | Involuppo azione assiale

NTC (tabella 10).

Dalle analisi svolte appare chiaro come la struttura del ponte ad oggi non sia in grado di soddisfare i requisiti minimi da normativa per un ponte stradale. La condizione peggiore è rappresentata dal traffico veicolare che comporta la crisi della maggior parte degli elementi strutturali del ponte.

7. Studio degli interventi di rinforzo

A partire dai risultati ottenuti dall'analisi di vulnerabilità si studiano degli interventi di rinforzo e di ripristino degli elementi strutturali che dalle indagini visive mostrano un avanzato stato di degrado.

Gli obiettivi che ci siamo prefissi sono i seguenti:

- Ripristinare gli elementi ammalorati e ricreare la protezione

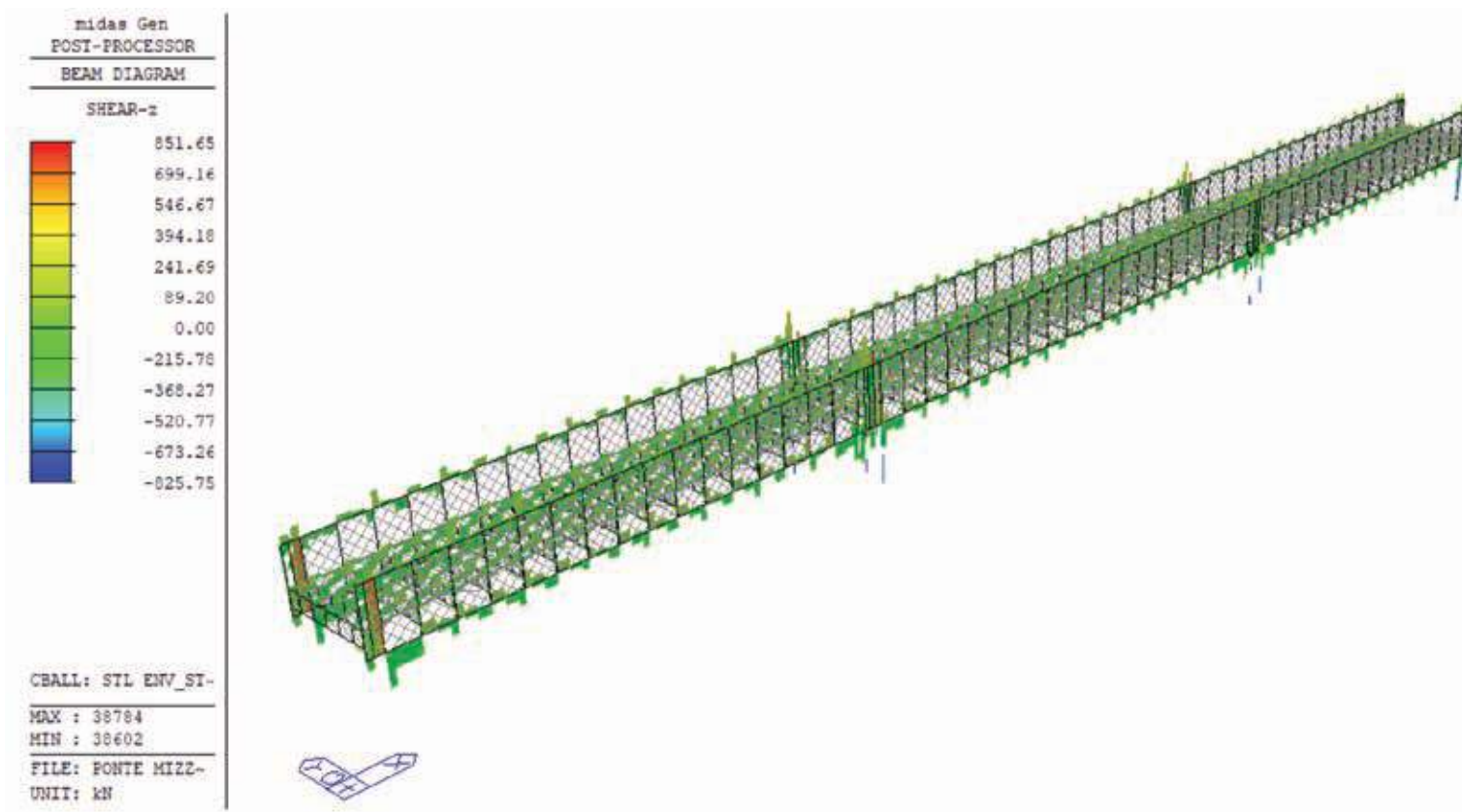


Fig. 10 | Involuppo taglio sui correnti



Fig. 11 | Involuppo momento flettente

Section	Sisma 100%		Sisma 60%	
	COM	CHK	COM	CHK
Corrente inferiore	0.946	OK	0.834	OK
Corrente inferiore +1 piatto	0.712	OK	0.64	OK
Corrente inferiore +2 piatti	0.743	OK	0.743	OK
Corrente inferiore +3 piatti	0.992	OK	0.932	OK
Corrente inferiore +4 piatti	1.000	NO	0.844	OK
Corrente inferiore +5 piatti	1.466	NO	1.000	OK
Corrente inferiore +6 piatti	0.914	OK	0.914	OK
Corrente superiore	0.931	OK	0.866	OK
Corrente superiore+1piatto	0.414	OK	0.256	OK
Corrente superiore+2piatti	0.24	OK	0.221	OK
Corrente superiore+3piatti	0.214	OK	0.198	OK
Corrente superiore+4piatti	0.229	OK	0.214	OK
Corrente superiore+5piatti	0.914	OK	0.265	OK
Corrente superiore+6piatti	0.278	OK	0.278	OK
Montante	1.196	NO	0.944	OK
Travetto	0.027	OK	0.017	OK
Travetto C	0.046	OK	0.021	OK

Section	Sisma 100%		Sisma 60%	
	COM	CHK	COM	CHK
Diag principale L70	0.134	OK	0.127	OK
Diag principale I80	1.475	NO	0.973	OK
Diag principale L80	0.132	OK	0.126	OK
Diag principale I100	0.143	OK	0.135	OK
Diag principale L90	0.194	OK	0.185	OK
Diag principale I130	0.144	OK	0.137	OK
Diag principale L100	0.256	OK	0.236	OK
Diag principale I160	0.149	OK	0.144	OK
Diag principale L110	0.212	OK	0.202	OK
Diag principale I180	0.165	OK	0.149	OK
Traverso corr inf	0.303	OK	0.257	OK
Traverso corr sup	0.088	OK	0.075	OK
Traverso montante	0.041	OK	0.04	OK
Traverso diag piatto	1.445	NO	0.078	OK
Traverso diag ang	0.26	OK	0.078	OK
Traverso appoggi sup	0.39	OK	0.306	OK
Traverso appoggi inf	1.018	NO	0.743	OK

Tab. 10 | Resoconto verifiche sismiche

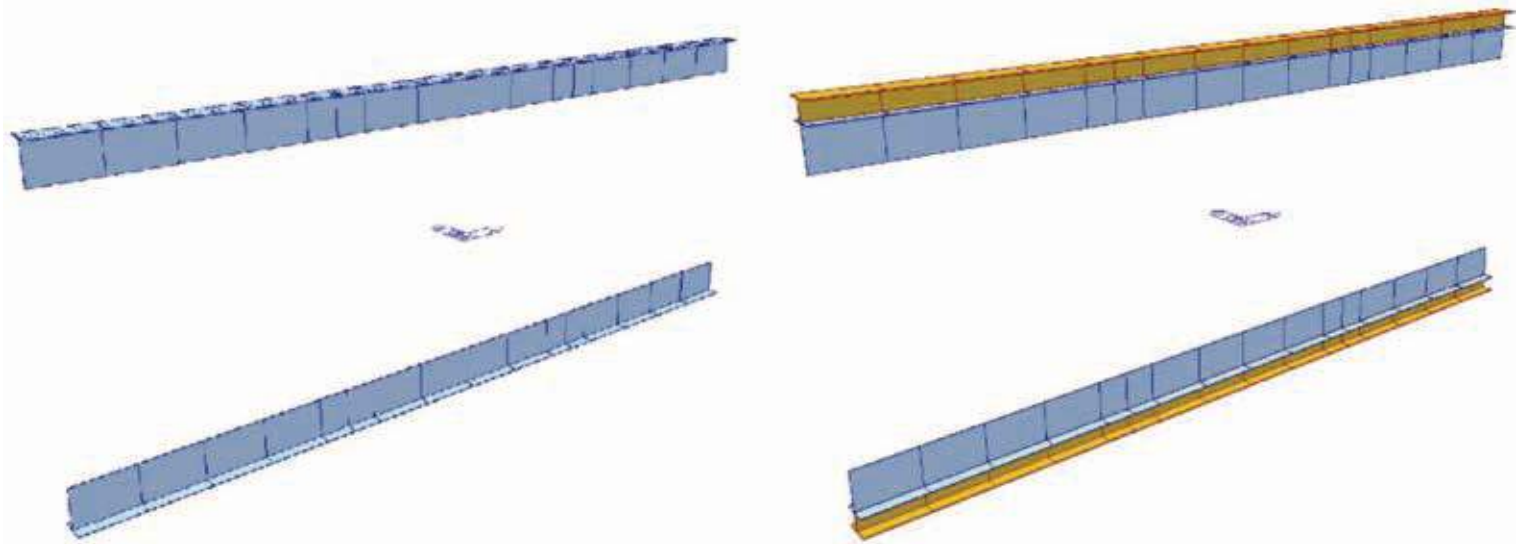


Fig. 12 | Interventi di rinforzo su correnti

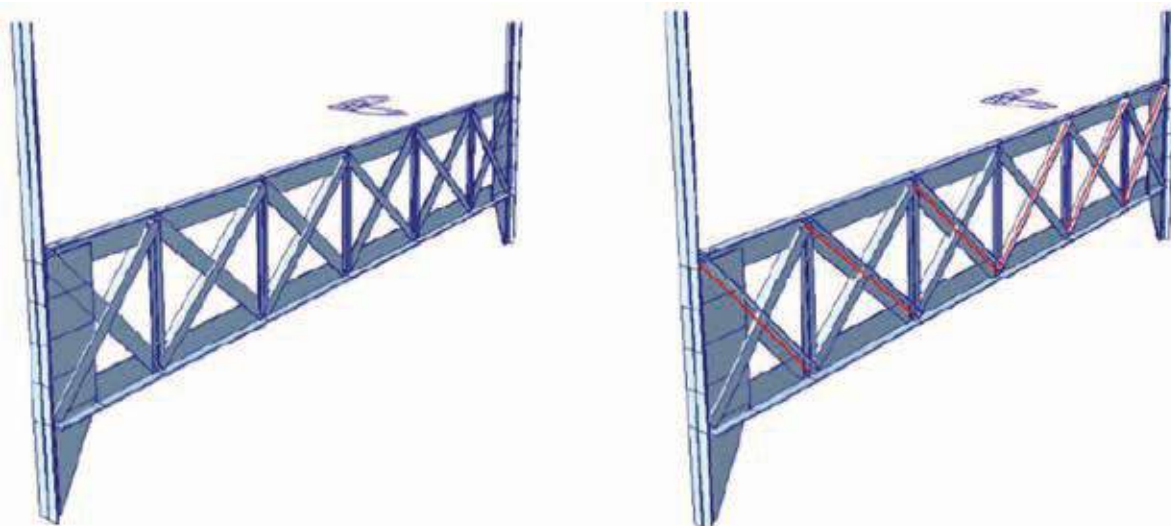


Fig. 13 | Interventi di rinforzo sui diagonali del traverso

	Elemento strutturale	Stato di fatto			Interventi di rinforzo		
Travi principali	Corrente inferiore	1.76	>1	NO	0.84	< 1	OK
	Corrente inferiore +1piatto	2.47	>1	NO	0.96	< 1	OK
	Corrente inferiore +2piatti	2.02	>1	NO	0.91	< 1	OK
	Corrente inferiore +3piatti	2.45	>1	NO	0.91	< 1	OK
	Corrente inferiore +4piatti	2.19	>1	NO	0.94	< 1	OK
	Corrente inferiore +5piatti	0.95	< 1	OK	0.31	< 1	OK
	Corrente inferiore +6piatti	0.90	< 1	OK	0.21	< 1	OK
	Corrente superiore	2.06	>1	NO	0.74	< 1	OK
	Correntesuperiore +1piatto	0.50	< 1	OK	0.24	< 1	OK
	Corrente superiore +2piatti	0.46	< 1	OK	0.17	< 1	OK
	Corrente superiore +3piatti	0.41	< 1	OK	0.19	< 1	OK
	Corrente superiore +4piatti	0.46	< 1	OK	0.23	< 1	OK
	Corrente superiore +5piatti	0.58	< 1	OK	0.25	< 1	OK
	Corrente superiore +6piatti	2.24	>1	NO	0.27	< 1	OK
	Montante verticale	1.61	>1	NO	0.83	< 1	OK
	Diagonale L70	0.36	< 1	OK	0.27	< 1	OK
	Diagonale I80	1.02	>1	NO	0.86	< 1	OK
	Diagonale L80	0.35	< 1	OK	0.27	< 1	OK
	Diagonale I100	0.38	< 1	OK	0.30	< 1	OK
	Diagonale L90	0.49	< 1	OK	0.33	< 1	OK
Diagonale I130	0.37	< 1	OK	0.28	< 1	OK	
Diagonale L100	0.47	< 1	OK	0.35	< 1	OK	
Diagonale I160	0.37	< 1	OK	0.28	< 1	OK	
Diagonale L110	0.48	< 1	OK	0.48	< 1	OK	
Diagonale I180	0.37	< 1	OK	0.28	< 1	OK	
Traverso	Corrente inferiore	0.67	< 1	OK	0.56	< 1	OK
	Corrente superiore	0.93	< 1	OK	0.81	< 1	OK
	Montante	0.25	< 1	OK	0.29	< 1	OK
	Diagonale L	0.52	< 1	OK	0.42	< 1	OK
	Diagonale I	0.47	< 1	OK	0.23	< 1	OK
Altri elementi	Travetto C	0.20	< 1	OK	0.18	< 1	OK
	Travetto	0.83	< 1	OK	0.80	< 1	OK
	Controvento di piano C	0.07	< 1	OK	0.04	< 1	OK
	Controvento di piano I	0.08	< 1	OK	0.04	< 1	OK

Tab. 11 | Resoconto verifiche con rinforzi

dell'acciaio per evitare un ulteriore avanzamento dello stato di degrado. Tale operazione verrà condotta con un rilievo dettagliato di ogni singolo componente per determinarne l'effettiva sezione resistente. Qualora l'elemento rispetti le condizioni considerate nel calcolo (determinate con prove in situ su elementi campione) si provvederà se necessario a proteggere l'elemento dalla corrosione (con sabbiatura e verniciatura). In caso contrario si valuterà di sostituire l'elemento o rinforzarlo con elementi nuovi saldati;

- Inserire nuovi elementi in acciaio per aumentare la portata della struttura.

A causa della geometria della struttura, in particolare delle travi reticolari a diagonali incrociate, risulta molto complesso progettare un sistema di rinforzo che permetta l'adeguamento della struttura alle prescrizioni minime richiesta dalla normativa NTC. Si decide dunque, in accordo con la committenza, di intervenire con un intervento di miglioramento per portata massima rispetto alle condizioni attuali e limitazioni di accesso per mezzi pesanti. Verrà

consentito il transito di un singolo mezzo pesante da 35 t e del traffico leggero grazie all'istallazione di un sistema di semafori con sensori che al transito di un mezzo pesante bloccherà l'accesso di altri veicoli.

In primo luogo, si considerano i correnti delle travi reticolari principali. Per aumentarne la resistenza si prevede l'aggiunta di piatti saldati lungo tutto lo sviluppo dei correnti. Nella figura 12 si riporta il modello dei correnti pre- e post-intervento.

Con le ipotesi fatte e gli interventi di rinforzo progettati si svolgono nuovamente le verifiche strutturali e le si confrontano con la situazione esistente (con riferimento al carico di 35 t per il singolo mezzo pesante transitante). La tabella 11 riporta il massimo coefficiente di sfruttamento ricavato per ciascun profilo e il confronto con la geometria esistente per valutare l'efficacia dei rinforzi.

8. Conclusioni

Nel presente articolo si è presentato il lavoro per la valutazione della vulnerabilità e i successivi interventi su un ponte esistente in acciaio per il traffico veicolare realizzato nella città di Domodossola nei primi anni del '900 e ristrutturato nel 1990.

Si è ricostruita la geometria a partire da documenti in possesso della Provincia del Verbano Cusio Ossola risalenti al 1990 realizzati per la ristrutturazione che ha coinvolto il solo impalcato, affiancando un rilievo in situ per stimare lo stato di conservazione della struttura e le caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

L'analisi di vulnerabilità, condotta secondo le prescrizioni minime richieste dalla normativa tecnica per strutture nuove, mostra una situazione odierna critica nei confronti delle azioni dovute al traffico e sismiche. Per questo motivo si è deciso di intervenire per aumentare la portata massima della struttura ed evitare ulteriori perdite di prestazioni degli elementi strutturali a causa del degrado in corso e, per alcuni elementi, in stato avanzato.

Sono dunque stati progettati degli elementi di rinforzo per garantire il passaggio del traffico veicolare "leggero", con massa limite per singolo mezzo a 2 t, oppure di un solo mezzo pesante da 35 t. A questi interventi vengono affiancati lavori di ripristino dello strato protettivo dell'acciaio con sabbiatura e successiva verniciatura. Qualora il singolo elemento mostri un degrado eccessivo verrà interamente sostituito.

Si tratta dunque di un intervento di miglioramento della capacità portante sulla struttura. Sono state fatte opportune valutazioni per l'adeguamento dell'intera struttura ma avrebbero comportato interventi di complessa realizzazione a causa della geometria molto fitta delle travi reticolari. La soluzione adottata sarà dunque provvisoria in attesa dell'intero rifacimento dell'opera.

La modellazione strutturale è stata implementata con il codice di calcolo agli elementi finiti con il quale sono state performati le analisi con carichi in movimento lungo lo sviluppo delle campate. Per quanto riguarda la sismica è stata fatta l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta secondo quanto previsto dalle normative tecniche.

9. Ringraziamenti

Si ringrazia l'ufficio tecnico della Provincia del Verbano-Cusio-Ossola che ha permesso e concesso la stesura dell'articolo, l'Ing. Marco Martelletti dello A.I. Studio Ingegneri Associati come coordinatore del gruppo di progettazione dell'opera, l'Ing. Nicola Brini di Servizi Tecnici S.r.l. per le prove in situ e l'Ing. Paolo Sattamino per il supporto tecnico fornito con la Società HARPACEAS s.r.l. nello svolgimento delle analisi strutturali con software specialistici.



Stefano Torri

Ingegnere civile strutturista. Laureato nel 2015 presso il Politecnico di Milano e attualmente socio dello Studio tecnico di ingegneria Torri Fabio e Torri Stefano. Ad oggi si occupa di progettazione di strutture principalmente in c.a. e acciaio in Italia e all'estero secondo normative americane e eurocodici.

Dal 2015 al 2018 ha lavorato per un'azienda general contractor con il ruolo di Project Engineer.

RICOSTRUZIONE DEL PONTE CALDERÀ

ARCO METALLICO CENTRALE A VIA DI CORSA INFERIORE

RECONSTRUCTION OF THE CALDERÀ BRIDGE

A SINGLE CENTRAL STEEL ARCH BRIDGE TIED IN A HORIZONTAL DECK

A. P. D'Arrigo¹, Marco Taddei², Luca Zamponi², M. Somnavilla³, R. Zanon^{3*}

¹ Libero Professionista – Studio di Ingegneria Civile – Messina

² Taddei costruzioni Srl

³ ArcelorMittal

L'articolo presenta un caso interessante di ricostruzione di un'opera in calcestruzzo precompresso entrata in crisi in seguito ad un collasso strutturale. La nuova struttura è un'ossatura in acciaio formata da un unico arco connesso ad un impalcato in acciaio alto-resistenziale con soletta in calcestruzzo collaborante. La realizzazione costituisce una soluzione interessante dal punto di vista estetico e crea un punto di riferimento nell'ambito urbano nel quale si inserisce.

The article presents the interesting case of reconstruction of a bridge with a prestressed concrete collapsed due to an exceptional flood. The new bridge is formed by a single central arched bridge tied in a high-strength composite deck. The project presents several interesting features and poses a new aesthetic landmark object in the urban environment where it is built.



*Corresponding author. Email: riccardo.zanon@arcelormittal.com

INTRODUZIONE

Sulla strada litoranea che collega due grossi centri della provincia di Messina, Milazzo e Barcellona, il ponte Calderà sovrappassa il torrente Longano e prende il nome della località omonima in cui si trova. Il 22 novembre 2011 intense e persistenti piogge interessarono la provincia di Messina, creando notevoli disagi anche nel Comune di Barcellona Pozzo di Gotto. L'alluvione che si abbatté su questa area determinò la piena del Torrente Longano che a sua volta provocò il cedimento strutturale del Ponte Calderà (figura 2). Il ponte, di una lunghezza complessiva di circa 40 m, era diviso in cinque campate con quattro pile in alveo. L'impalcato era costituito da travi prefabbricate in cemento armato precompresso con schema portante isostatico (figura 1). Il crollo fu causato dal cedimento delle fondazioni della pila 2 che determinò la rotazione rigida delle campate due e tre. La situazione dell'impalcato risultava quindi estremamente critica e l'infrastruttura completamente inagibile. Il recupero della struttura esistente non era una soluzione praticabile.



Fig. 1 | La situazione del ponte Calderà fino al 22 novembre 2011

Questa situazione determinò una discontinuità del territorio urbanizzato, in particolare per le frazioni adiacenti di Spinasantè e di Calderà. Il disagio dovuto all'interruzione della viabilità sulla litoranea si estendeva a tutto il Comune di Barcellona P.G. fino a quello di Milazzo.



Fig. 2 | Il ponte Calderà dopo il cedimento della pila 2, 22 novembre 2011

1. IDEA DI PROGETTO E RELATIVA CONCRETIZZAZIONE

Il problema dell'attraversamento idraulico del Torrente Longano è stato sicuramente un tema di primo piano nella progettazione della nuova infrastruttura, per non ripetere i problemi riscontrati con il manufatto esistente. I problemi che devono essere presi in considerazione progettando un'opera che deve attraversare un torrente in Sicilia, capace di restare per lungo tempo a secco e poi di registrare piene eccezionali e ad oggi con un rischio elevato di superare le previsioni centennali, possono essere riassunti nei seguenti punti:

- il deflusso delle piene deve avvenire in condizioni di sicurezza sia per il ponte che per i tratti a monte ed a valle interessati dall'opera, anche in considerazione di eventuali corpi galleggianti che possano essere trasportati dalla corrente;
- deve essere a sua volta garantita la stabilità dell'alveo negli stessi tratti in modo da garantire anche le opere di fondazione dei manufatti, ovvero le spalle e le eventuali pile intermedie.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni [4] hanno introdotto da qualche anno il criterio che se si dispongono pile in alveo queste devono avere una luce netta minima tra pila e spalla non inferiore a 40 m e che il manufatto non deve interessare la sezione del corso d'acqua investita dalla piena di progetto. Per questo motivo si è quindi optato per il progetto di un ponte a campata unica, considerando che la distanza libera tra i muri d'argine in corrispondenza della sezione interessata alla costruzione del ponte era pari a circa 44 m. Il progetto doveva quindi tenere conto dell'interferenza idraulica tra l'opera e il corso d'acqua che consiste, nel caso in esame, nello stabilire il franco idraulico (tirante d'aria) da assegnare all'impalcato nei confronti della corrente ed alle soluzioni da adottare per le fondazioni con riferimento all'azione di escavazione ad opera delle correnti non necessariamente di piena.

Per ottenere il massimo franco idraulico possibile, considerato che le quote di imposta del ponte sia dal lato Messina che dal lato Palermo sono obbligate dal raccordo con la viabilità esistente, è stata intrapresa una progettazione che si è sviluppata attraverso le seguenti considerazioni:

minimizzare l'altezza dell'impalcato; per far questo si è limitata l'altezza della trave di impalcato ad 0,80 m al di sotto della soletta in calcestruzzo che serve da supporto della via stradale. La limitazione della snellezza dell'impalcato rende la scelta del materiale acciaio logica per la ricostruzione del ponte. Per ridurre le sollecitazioni si sceglie lo schema statico di arco superiore con spinta eliminata (schema anche detto *bowstring*), con i pendini che sostengono la trave catena e ne permettono una minimizzazione dell'altezza statica;

evitare la presenza in alveo di pile o altre strutture di sostegno; ciò è stato realizzato progettando un ponte ad unica campata che non ha appoggi intermedi con una luce di calcolo di 44 m. Inoltre anche le spalle sono state sagomate in modo da non sporgere rispetto all'allineamento dei muri d'argine evitando che le stesse potessero creare una riduzione del profilo idraulico in corrispondenza dell'opera, innescando modi turbolenti proprio sulla sezione del ponte;

risagomare l'alveo in corrispondenza del ponte mediante la

realizzazione di una soglia di 50 m a monte e un tratto a pendenza nulla che si raccorda a valle con la pendenza naturale dell'alveo. In questo modo si regolarizza la corrente in corrispondenza del ponte stesso. In queste condizioni e con la portata massima corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni si determina un'altezza del tirante idrico nella sezione sotto il ponte pari a 1,85 m considerando la portata liquida e pari a 2,04 m considerando la portata solida:

verificare che non sussiste il pericolo di "debris flow": ciò è stato verificato ricavando che la portata si mobilita nella parte a monte dell'asta torrentizia ma si arresta ad una distanza di circa 8 km più a monte rispetto alla sezione del ponte;

alzare le quote di imposta del ponte sia lato Messina che lato Palermo (poste attualmente a quota 5,71 m s.l.m.m.) a quota 6,48 m, quindi con un innalzamento di 77 cm che comporta un'altezza complessiva misurata tra fondo alveo e intradosso trave pari a 3,80 m, raccordando la viabilità sia lato Messina che lato Palermo.

Le nuove strutture dell'impalcato del ponte in progetto permettono

un franco altimetrico sufficiente nei confronti del tirante idraulico (valutato per tutti i tempi di ritorno presi in considerazione). Questa scelta consente il deflusso della corrente in condizioni di sicurezza anche in occasione di portate di piena e in condizione di trasporto di corpi solidi galleggianti. L'altezza dell'intradosso dell'impalcato in progetto rispetto all'alveo, pari a circa 3,80 m, consente un franco residuo non inferiore a circa 1,95 m in presenza della portata di piena liquida per $T_R = 200$ anni e un franco pari a 1,76 m in presenza di portata solida con un $T_R = 200$ anni.

La conseguenza è quindi un ponte a campata unico ad andamento rettilineo in pianta con luce tra gli appoggi pari a 44,00 m (figura 3). L'impalcato è collegato verticalmente all'arco metallico centrale da 10 pendini ognuno costituito da 4 barre di acciaio ad interasse costante di 4,00 m. La particolarità di quest'opera è quella di avere un arco unico situato in mezzeria con la spinta orizzontale eliminata grazie all'incastro nella soletta. Per vincoli esterni la struttura è isostatica che sotto carichi verticali trasmette unicamente carichi verticali alle fondazioni.

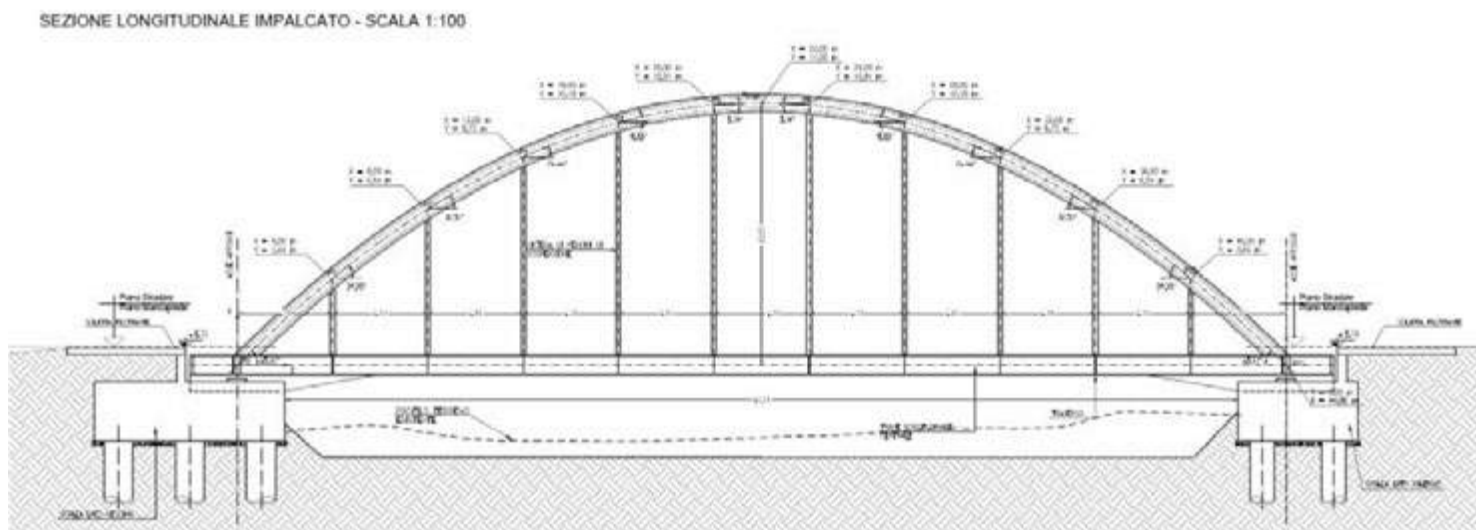


Fig. 3 | Progetto del ponte Calderà – Sezione longitudinale

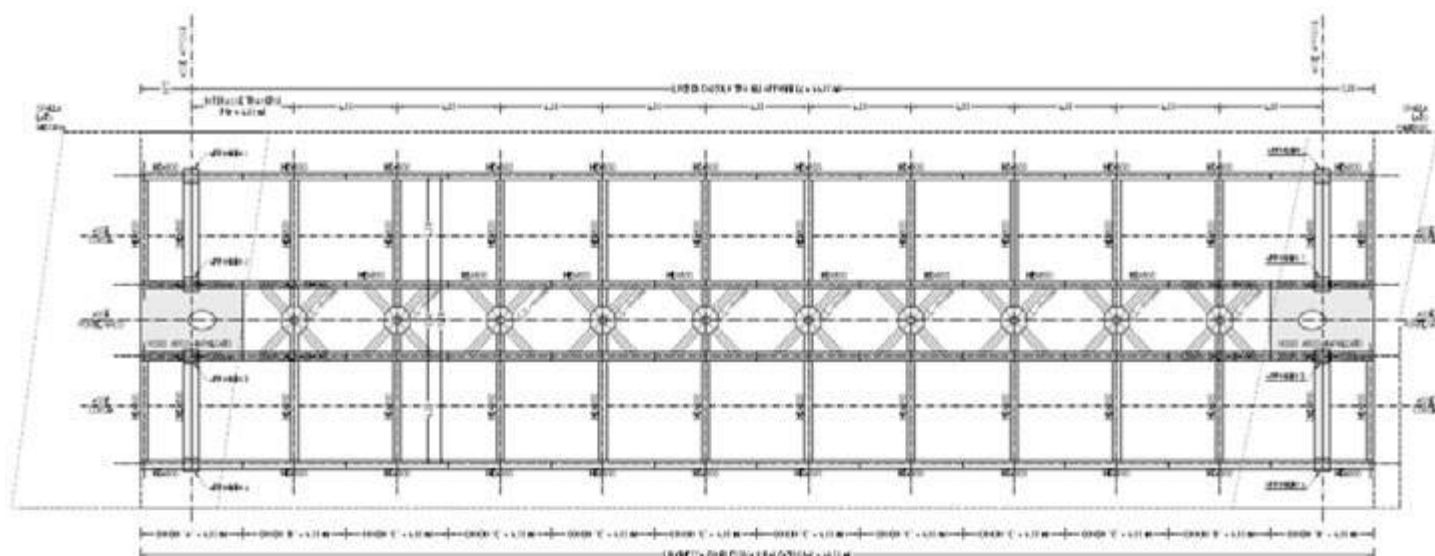


Fig. 4 | Progetto del ponte Calderà – Carpenteria impalcato

La struttura dell'impalcato è di tipo misto acciaio calcestruzzo in cui sono presenti in senso longitudinale quattro travi principali metalliche a parete piena nervate dalla presenza di traversi e controventi radiali come rappresentato in figura 4. La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 14,60 m di cui la parte carrabile è composta da due carreggiate di larghezza di 5,00 m separate da uno spartitraffico centrale protetto di larghezza di 1,60 m. Alle estremità sono posti due marciapiedi di larghezza 1,50 m.

Per le travi principali longitudinali ed i trasversi si sono adottati profili commerciali HEA800 secondo EN10365 [3]. In corrispondenza dei controventi radiali vi sono degli elementi rastremati ad altezza variabile da 800 a 500 mm tramite la composizione di elementi saldati in officina, vedi figura 6.

Le connessioni delle membrature metalliche sono previste esclusivamente mediante saldatura. Per il completamento della sezione mista, si procede successivamente al getto della soletta in calcestruzzo di spessore 25 cm, resa solidale all'impalcato metallico tramite opportuni connettori a taglio. La presenza della soletta e dei traversi garantisce la ripartizione trasversale dei carichi sull'impalcato.

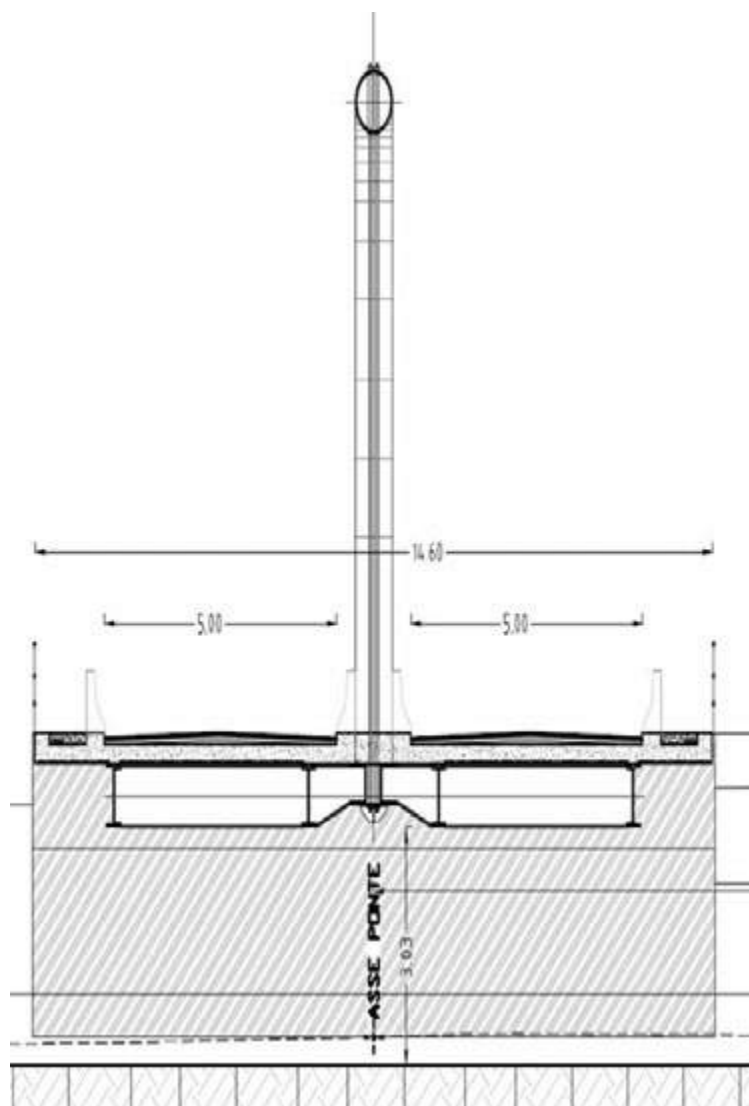


Fig. 5 | Progetto del ponte Calderà – Sezione Trasversale impalcato



Fig. 6 | Vista di insieme della carpenteria costituente la struttura del ponte durante la fase di esecuzione

2. SCELTA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Caratteristiche tecniche

Per la realizzazione delle strutture metalliche in oggetto (travi ed arco) si sono scelti dei profili aperti commerciali in acciaio di tipo termo-meccanico a resistenza migliorata S460M secondo EN10025-4 [4]. Per spessori inferiori a 40 mm si può fare riferimento alle seguenti caratteristiche meccaniche secondo Tabella 3.1 di EN1993-1-1 [2]:

Acciaio tipo S460M $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Con riferimento ai pendini di sospensione, il progetto prevede la loro realizzazione con barre in acciaio di qualità Y1050 secondo prEN 10138-4. Nel rispetto delle prescrizioni della Tabella 11.3.VII e della Tabella 11.3.VIII delle NTC 2008 [4] si riportano le caratteristiche meccaniche adottate per le barre:

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{ptk} = R_m = 1.050 \text{ N/mm}^2 (> 1.000 \text{ N/mm}^2)$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{pyk} = 850 \text{ N/mm}^2 (> 800 \text{ N/mm}^2)$$

Allungamento sotto carico max

$$A_{gt} \geq 3,5 \%$$

Perdita per rilassamento (1000 ore e $\sigma_p = 0,7 \cdot R_m$)

$$Q_{1000} = 4,0 \%$$

Durante la fase esecutiva si è resa necessaria una modifica della sezione dell'arco-tubo (figura 7), causa la difficoltà nella reperibilità dello stesso nella qualità S460M. Per gestire tale situazione, senza apportare modifiche al profilo architettonico previsto, si è deciso di mantenere la geometria esterna originale, intervenendo sulle altre due variabili in gioco: qualità dell'acciaio e spessore del tubo. La scelta è ricaduta su di un tubo $\Phi 760$ mm spessore 40 mm in qualità S355. La riduzione della tensione limite del materiale è stata compensata da un aumento dell'area e dell'inerzia del profilo, ottenuta tramite il passaggio dallo spessore 30 mm a 40 mm.

Per la soletta e gli altri getti da eseguirsi in opera sulle strutture dell'impalcato saranno invece adottati materiali aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLS classe C32/40 [4] $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio tipo B450C [4] $f_{yk} = 4,50 \text{ N/mm}^2$

$$f_{tk} = 5,40 \text{ N/mm}^2$$



Fig. 7 | Arco tubo in fase di lavorazione

Considerazioni sulla scelta delle qualità di acciaio

Il tema della reperibilità di prodotti specifici in qualità migliorata è un argomento che può risultare critico e che non sempre è di facile valutazione da parte del progettista in fase preliminare; pertanto si consiglia vivamente il progettista di sondare sempre in fase di "concept" progettuale la reperibilità, in termini di prodotto e tempistiche di approvvigionamento, direttamente con il produttore (cosa possibile oggi con molta più facilità rispetto al passato).

Infatti, se da un lato i profili commerciali laminati a caldo ad "H" sono reperibili in qualità S460M secondo EN10025-2/4/5 per un minimo di 30-40 tonnellate per sezione con produzione ciclica ogni 30gg e con una variazione di costo limitata, dall'altro lato le medesime considerazioni potrebbero non verificarsi per altre categorie di prodotti siderurgici.

Per opere di piccola entità si consiglia il ricorso a laminati di comune impiego (in qualità S275 o S355), per i quali la costante richiesta di mercato consente di reperire facilmente presso i magazzini dei centri servizi. Il ricorso a profili poco utilizzati o di qualità superiore all'S355 può richiedere un passaggio diretto verso l'acciaieria.

In presenza di commesse con maggiori volumi di materiale impiegati, tale problema viene facilmente superato, ma soprattutto nel caso dei profili cavi possono persistere problematiche di tempi di approvvigionamento abbastanza lunghi.

Questo è il caso specifico nel quale ci si è imbattuti durante la gestione di tale commessa, in quanto le tempistiche richieste per la produzione del tubo $\Phi 762$ spessore 30 mm in qualità S460M erano incompatibili con le tempistiche richieste dal Committente per il completamento dell'opera.

Considerazioni sulla protezione corrosiva dei pendini

Ultimo appunto in merito ai materiali impiegati va sollevato relativamente al trattamento di protezione dei pendini.

Tali elementi richiedono un sistema che, in linea di principio, sia sempre dotato di due strati protettivi che garantiscano la durabilità delle barre.

Un dato di fondamentale importanza è l'attenzione che va riposta verso i punti di connessioni, ove si possono creare delle discontinuità e quindi dei punti in cui la barra può risultare esposta.

Il prodotto utilizzato è ottenuto da una specifica lega di acciaio ad alto tenore di carbonio che presenta una maggior sensibilità alla corrosione rispetto ad un classico acciaio da carpenteria. I trattamenti di verniciatura e zincatura vengono assolutamente sconsigliati e ne annullano la validità della certificazione.

In particolare la verniciatura non può garantire la protezione nei punti di accoppiamento barra-dado che durante la tesatura verrà inevitabilmente danneggiata, e altresì una verniciatura post-tesatura non garantisce la protezione all'interno del dado.

Per quanto riguarda la zincatura a caldo, oltre che non essere omologata e lasciare delle riserve sul comportamento dei tiranti nei confronti di carichi di fatica, richiederebbe una preliminare fase di decapaggio, con conseguente degrado delle caratteristiche meccaniche della barra.

Nel caso di specie tale situazione è stata gestita tramite l'utilizzo di apposite guaine protettive e calotte di rivestimento delle giunzioni.

La piastra di contrasto del dado è generalmente corredata da un tubo che abbraccia la barra e che è stato riempito con idoneo grasso protettivo. Tale soluzione consente anche di gestire con relativa facilità la fase di manutenzione.

3. CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Per la caratterizzazione del sito ai fini geologici e geotecnici è stata redatta una Relazione Geologica ed è stata eseguita una campagna di caratterizzazione geologica e geotecnica del sito.

Il sito in oggetto è posto ad quota pari a 5.00 m s.l.m.m. ha una morfologia pianeggiante situata lungo il corso d'acqua del Torrente Longano nelle vicinanze della linea di costa, in Contrada Calderà nel Comune di Barcellona Pozzo di Gotto.

Il sito ricade all'interno dei depositi alluvionali di origine fluviale che formano, ai piedi della catena Peloritana, la vasta pianura che si estende da Capo Milazzo a Capo Tindari.

Dal punto di vista strutturale, nell'area strettamente interessata all'opera, non sono presenti fratture, faglie o cavità che possano pregiudicare la stabilità delle opere in progetto. Il rilevamento geologico di superficie ha permesso di individuare le seguenti formazioni:

- a) *Depositi alluvioni recenti;*
- b) *Depositi alluvioni attuali,*
- c) *Depositi di spiaggia.*

Le alluvioni recenti costituiscono insieme alle alluvioni attuali il terreno di sedime dell'opera in progetto. Si tratta di sedimenti di tipo continentale depositati dal Torrente Longano. Dal punto di vista granulometrico il deposito è costituito da sabbie e ghiaie in una matrice prevalentemente limosa.

Le alluvioni attuali rappresentano il prodotto della sedimentazione fluviale dei materiali erosi a monte e trasportati durante i periodi di piena. Sono presenti lungo l'asta del Torrente Longano. Granulometricamente risultano costituiti da sabbie, limi, ghiaie e rari blocchi. Questi depositi sono caratterizzati da una limitata classazione dovuta al regime idraulico che ha determinato la

deposizione. La maggior parte della deposizione avviene durante gli eventi di piena per cui vengono trasportati simultaneamente a fondovalle sia gli elementi grossolani che gli elementi fini per cui le associazioni granulometriche che si riscontrano sono estremamente variabili da punto a punto.

La spiaggia è costituita da sabbie e ghiaie prevalentemente costituite da frammenti litici di carattere metamorfico e quarzo. Il deposito di spiaggia, a seguito di forti mareggiate, può essere depositato all'interno della foce fluviale.

Nella campagna di indagine eseguita nel mese di luglio 2016, è stato possibile rilevare che la falda freatica si trova a -0,50 m dalla quota dell'alveo. Detta quota è fortemente influenzata dalle piogge stagionali per cui ai fini progettuali è stata considerata la fondazione in falda tenendo conto che si tratta di un sistema doppio falda di acqua dolce sospesa sul cuneo di regressione marino di acqua salata.

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche del sito è stata eseguita una campagna di indagine articolata sulle attività riportate nella tabella 1.

La prova MASW ha permesso di individuare cinque sismostrati da cui si è ricavata la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30} = 251,88$ m/sec per cui, essendo la velocità equivalente delle onde di taglio compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec, la categoria di suolo è la categoria C - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Sulla base delle indagini eseguite, mediante correlazioni empiriche sui risultati delle prove SPT, sui risultati delle caratteristiche fisiche dei terreni e sulle prove di taglio diretto eseguite in laboratorio, sono stati ricavati i parametri geotecnici utilizzati nel calcolo delle fondazioni (tabella 2).

Campagna di indagini per il progetto esecutivo						
Tipo di indagine	Caratteristiche	N.ro	SD	SS	SC	L(m)
Attività in situ						
Sondaggio	a rotazione a carotaggio continuo	3	30.00	35.00	30.00	
Prove SPT		26				
Tomografia sismica		1				155.00
MASW		1				
Prelievo Campioni		10				
Attività di laboratorio						
Caratteristiche fisiche		2				
Prove granulometriche		10				
Prove di taglio diretto su campioni ricostruiti		2				

Tab. 1 | Campagna di indagini per il progetto esecutivo

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione						
Sigla	Tipi di terreni	h (m)	Y (KN/mc)	c (kPa)	φ (°)	Dr (%)
R	Riperti	4.00	19.00	0.00	30	
ALL	Alluvioni attuali e recenti	ind.	19.00	0.00	31	50-70

Tab. 2 | Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

4. CALCOLO DELL'IMPALCATO

Considerazioni generali

Il calcolo di un impalcato da ponte deve essere sempre connesso alle effettive modalità di realizzazione dell'opera. Nel caso in specie il graticcio metallico dell'impalcato è stato trasportato in conci prefabbricati in officina della lunghezza massima di 12,00 m e successivamente saldati in opera prima dell'esecuzione dei getti delle solette, che sono avvenuti previa la posa in opera di predalles tralicciate in c.a. prefabbricate, che fungono da cassero a perdere. L'esecuzione dell'arco e la tesatura dei pendini è stata eseguita in modo da annullare l'inflessione in asse per carichi permanenti ed è avvenuta nelle condizioni provvisoriale di impalcato appoggiato su ponteggi temporanei. Tali supporti sono stati rimossi soltanto dopo il completamento della struttura. Ciò è stato possibile in quanto la quota dell'impalcato rispetto al fondo alveo era ridotta per cui gli appoggi provvisori sono stati di facile realizzazione.

Le modalità costruttive descritte comportano che tutti i carichi (sia quelli permanenti che quelli mobili di esercizio e quelli variabili in generale) risultano sostenuti dalla sezione composta acciaio calcestruzzo sia per $t = 0$ che per $t = \infty$, ovvero che la soletta in c.a. risulta sempre collaborante in tutte le fasi considerate, pur considerando differenti proprietà meccaniche del materiale dovute all'evoluzione reologica dei fenomeni differiti di viscosità e ritiro. I calcoli relativi alle deformazioni viscosi sono riportati nella tabella 3.

Nelle strutture miste acciaio-CLS l'effetto dei fenomeni differiti del calcestruzzo comporta che lo stato di sollecitazione iniziale per carichi permanenti della soletta subisca nel tempo una progressiva riduzione con parallelo incremento dello stato tensionale nei profili metallici, che vengono progressivamente caricati con un'aliquota crescente di azioni permanenti. Per tale motivo l'analisi più gravosa per le membrature metalliche - limitatamente ai carichi di lungo termine - è quella per $t = \infty$.

Le circostanze sopra esposte, invece, non si verificano per effetto dei carichi variabili istantanei (quali sono, ad esempio, i carichi mobili), l'analisi dei quali è dunque generalmente condotta convenzionalmente per $t = 0$, per poi sovrapporre le sollecitazioni ottenute con quelle derivanti dai carichi permanenti, a valle delle due diverse analisi.

Gli stati di sollecitazione sulle solette in c.a. vanno invece verificati a favore di sicurezza in riferimento alle condizioni iniziali ($t = 0$) tanto per i carichi mobili quanto per i permanenti, in quanto tale configurazione garantisce il rispetto delle condizioni di sicurezza sui soli elementi in c.a. durante tutta la vita utile dell'opera.

Deformazioni viscosi		
Dati relativi ai materiali		
fck =	320 kg/cm ²	(resistenza cilindrica caratteristica del cls)
fcm =	400 kg/cm ²	(resistenza media del cls) 40 N/mm ²
Ec =	333458 kg/cm ²	(modulo elastico longitudinale cls)
Ef =	2100000 kg/cm ²	(modulo elastico acciaio)
n = Ef/Ec =	6.30	(coefficiente di omogeneizzazione)
Caratteristiche geometriche della sezione in cls		
L =	14.60 m	(larghezza della soletta in cls)
s =	0.25 m	(spessore della soletta in cls gettata in opera)
Determinazione delle caratteristiche a tempo infinito		
RH =	70 %	(umidità relativa ambientale media)
Ac =	4.2 mq	(area della sezione di cls)
u =	30.00 m	(perimetro esposto all'atmosfera)
ho =	280 mm	(altezza fittizia della sezione)
BH =	688	(coefficiente funzione di RH e ho) < 1500
to =	28 gg	(età del cls all'applicazione del carico)
t =	70 anni	(età del cls nel momento considerato)
t =	25550 gg	
$\beta(t-t_0)$ =	0.992	(coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo)
$\beta(t_0)$ =	0.488	(fattore funzione dell'età del cls al momento del carico)
$\beta(f_{cm})$ =	2.656	(fattore funzione della resistenza del cls)
ϕ_{RH} =	1.459	
ϕ_0 =	1.894	(coefficiente nominale di viscosità)
$\phi(t-t_0)$ =	1.879	(coefficiente di viscosità)
ϕ_L =	1.10	(coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione)
nL =	19.31	(coefficiente di omogeneizzazione corretto)
E _∞ =	108747 kg/cm ²	(modulo elastico a tempo infinito)

Tab. 3 | Coefficiente di omogeneizzazione e modulo elastico a tempo infinito

Nel caso in esame, a favore di sicurezza sono state eseguite n.ro 2 analisi distinte:

- 1) Analisi per $t = 0$ in presenza di carichi permanenti, variabili, sisma, ΔT , etc.;
- 2) Analisi per $t = \infty$ in presenza di carichi permanenti, variabili, sisma, ritiro, ΔT , etc.;

I risultati dell'analisi n.ro 1) sono stata assunti per la verifica della soletta in c.a., mentre l'analisi n.ro 2) è stata assunta, a favore di sicurezza, per la verifica delle membrature metalliche in quanto cautelativa rispetto alla sovrapposizione degli effetti dei carichi permanenti a $t = 0$ e dei carichi variabili a $t = \infty$ secondo il metodo convenzionale descritto in precedenza. In particolare, la valutazione degli effetti del ritiro viene eseguita, a favore di sicurezza, contestualmente alla Analisi n.ro 2), ovvero sulla base delle caratteristiche elastiche determinate per i carichi di lunga durata ($n_L = 19,30$ - $E_{\infty} = 108.808 \text{ kg/cm}^2$). Ciò anche in considerazione della esigua differenza nelle caratteristiche elastiche del CLS per $t = \infty$ in riferimento al ritiro ed ai carichi di lunga durata.

Le diverse analisi strutturali sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatizzato agli elementi finiti in cui si sono schematizzate le aste con elementi unidimensionali aventi opportune caratteristiche inerziali e le solette con elementi bidimensionali dello spessore effettivo. La "meshatura" degli elementi bidimensionali è stata opportunamente raffinata in modo da modellare adeguatamente il comportamento fisico degli elementi strutturali; le aste sono state anch'esse spezzate in corrispondenza dei nodi della "mesh" degli elementi bidimensionali in modo da modellare correttamente l'effettiva solidarizzazione tra aste e getti in opera e garantire la congruenza delle deformazioni derivanti dall'esecuzione delle analisi. I pendini sono stati modellati con speciali

elementi finiti non reagenti a compressione su cui è stato possibile applicare l'effetto della presollecitazione.

Una volta definito il modello geometrico, i vincoli esterni, i materiali costitutivi ed assegnate le sezioni adottate, il modello è stato caricato secondo le condizioni di cui ai paragrafi seguenti. Le analisi sismiche sono state eseguite secondo analisi dinamiche elastiche con spettro di risposta. In riferimento ai carichi mobili, si è sfruttata la possibilità del codice di calcolo di automatizzare le analisi relative alle diverse possibili posizioni ammesse sull'impalcato sia longitudinalmente che trasversalmente, in maniera da ottenere in ogni caso gli effetti più gravosi, caso per caso, su qualunque elemento strutturale. L'analisi elastica della struttura per effetto dei carichi mobili considerati è dunque stata eseguita automaticamente in funzione delle linee d'influenza di ciascuna sezione per l'effetto considerato (sollecitazione o deformazione) e sommando soltanto i termini che contribuiscono a massimizzare il valore assoluto degli effetti indotti su tale sezione (rispettivamente per i valori massimi ed i valori minimi). Per consentire tali analisi, è stato necessario definire, sulla base della geometria dell'impalcato, le corsie (*lanes*), il veicolo di riferimento (*vehicle*), e le modalità di variazione della possibile posizione di tali veicoli (*load pattern*) su una sola corsia o su più corsie contemporaneamente. Eseguite le analisi per le singole condizioni di carico considerate, gli effetti sono stati combinati in funzione delle combinazioni di carico per l'esecuzione delle verifiche degli elementi strutturali agli SLU ed agli SLE. Nelle figure 8-11 si riporta il modello FEM, nelle figure 12-21 alcuni risultati relativi alle azioni interne nella struttura.

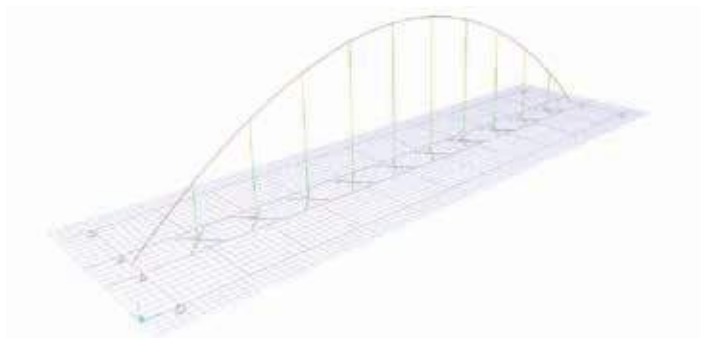


Fig. 8 | Geometria del modello FEM

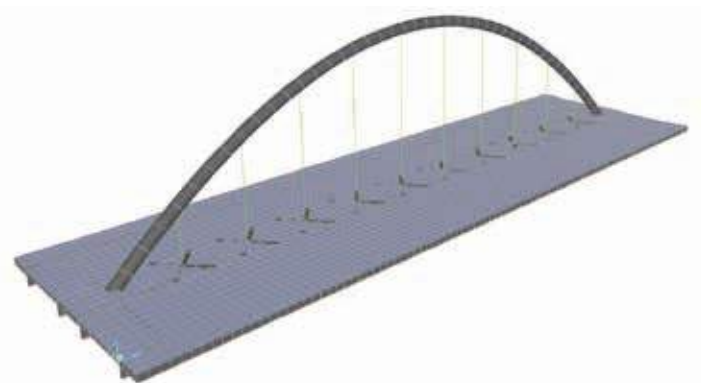


Fig. 9 | Geometria del modello FEM - vista estrusa dall'alto

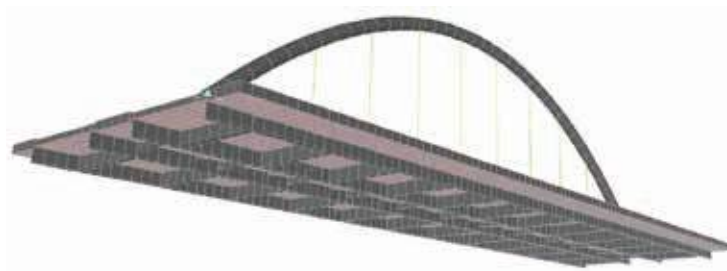


Fig. 10 | Geometria del modello FEM - vista estrusa dal basso

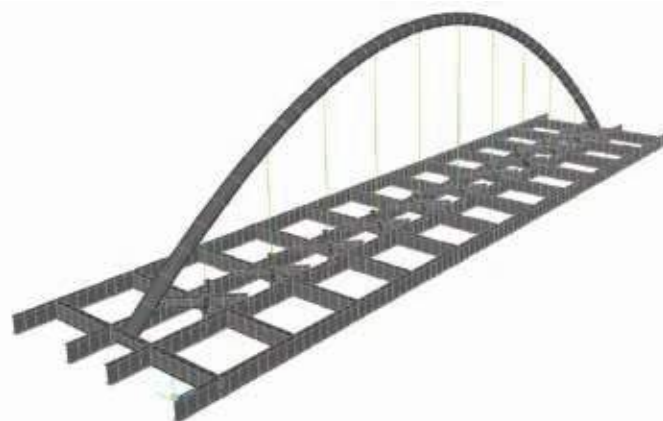


Fig. 11 | Geometria del modello FEM - vista della struttura metallica

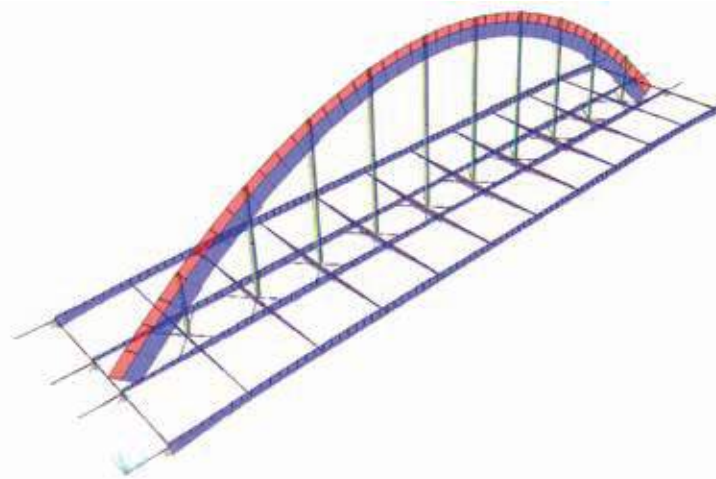


Fig. 12 | Diagramma Sforzo Normale - Involuppo combinazioni per $t = 0$

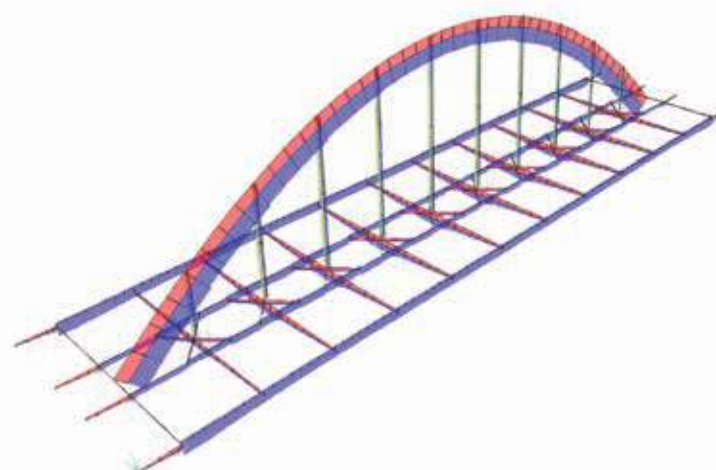


Fig. 13 | Diagramma Sforzo Normale - Involuppo combinazioni per $t = \infty$

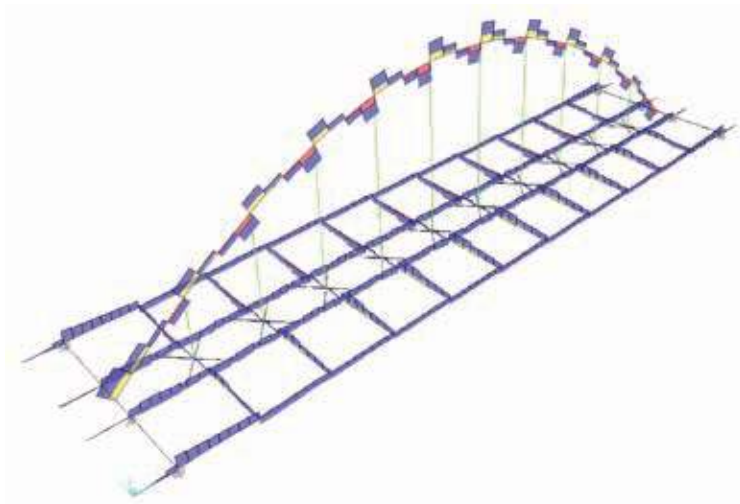


Fig. 14 | Diagramma del Taglio - Involuppo combinazioni per $t = 0$

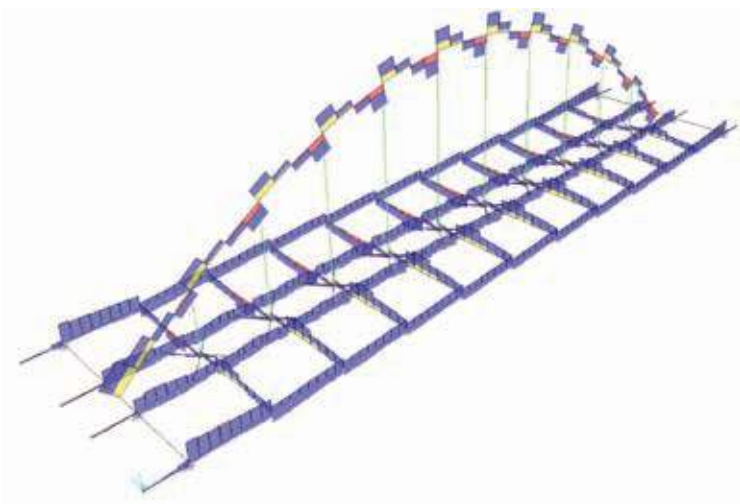


Fig. 15 | Diagramma del Taglio - Involuppo combinazioni per $t = \infty$

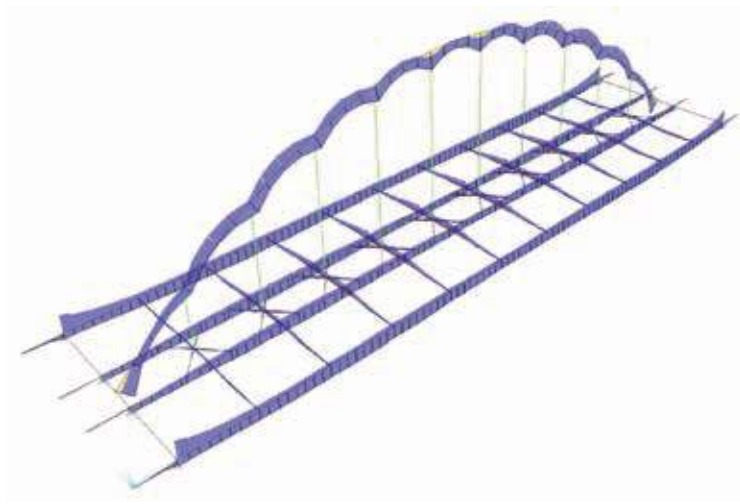


Fig. 16 | Diagramma del momento flettente - Involuppo combinazioni per $t = 0$

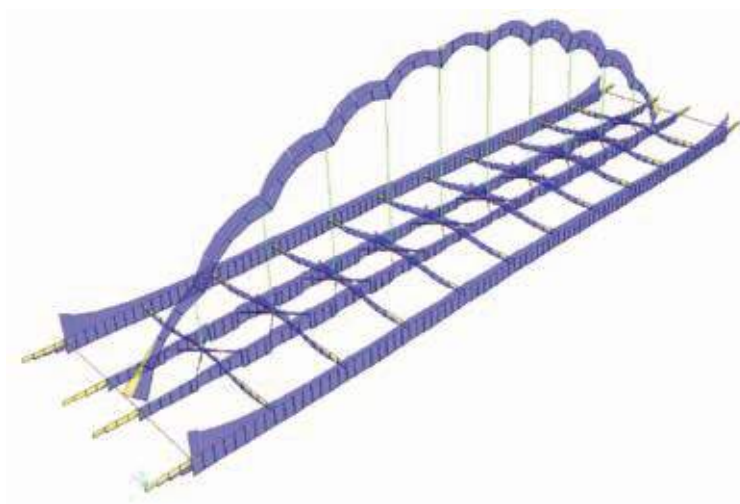


Fig. 17 | Diagramma del momento flettente - Involuppo combinazioni per $t = \infty$

5. ASSEMBLAGGIO IN OFFICINA

La realizzazione di un impalcato privo di giunzioni bullonate ha sicuramente garantito un piacevole risultato estetico, ma ha richiesto anche il ricorso a ditte estremamente specializzate per la buona riuscita dell'opera.

In questo caso la prefabbricazione in stabilimento è stata eseguita dalla Taddei Costruzioni Srl, un centro di trasformazione dell'acciaio nella provincia di Perugia che vanta più di 40 anni nel settore delle opere civili, industriali ed infrastrutturali in carpenteria metallica.

La numerosità di saldature da eseguire in officina ed in cantiere ha richiesto un programma di lavoro estremamente dettagliato, in quanto si è reso necessario uno studio della sequenzialità delle saldature e del tipo di preparazione dei lembi delle lamiere.

Il flusso di trasmissione degli sforzi all'interno degli elementi strutturali ha richiesto l'inserimento di piastre che necessitavano un'opportuna sequenzialità della fase di saldatura, che riuscisse a gestire contemporaneamente il problema di deformabilità dell'acciaio nelle fasi di saldatura e raffreddamento, oltre che quello di inaccessibilità di alcune saldature successivamente al posizionamento di altre lamiere costituenti il pezzo finito.

Questa fase è risultata senza dubbio la più complessa ed onerosa dal punto di vista puramente esecutivo.

Si può facilmente intuire come la gestione di un elevato apporto termico su un materiale dalle alte prestazioni di conducibilità, possa entrare in contrasto con le tolleranze millimetriche richieste dalla fase di montaggio.

Un altro aspetto che ha richiesto un livello di tecnologia e qualità fuori dal comune ha riguardato l'intervento di calandratura dell'arco-tubo. Per tale operazione si è fatto ricorso alle competenze di una delle aziende italiane più conosciute ed apprezzate a livello mondiale: Cimolai S.p.A.

Grazie al loro intervento è stato possibile, a partire da lastre di lamiera da 40 mm, la produzione di tubi con saldatura longitudinale ottenuti con procedimento a freddo secondo la EN 10219 [10] e la successiva calandratura secondo le geometrie richieste dal progetto architettonico-strutturale.

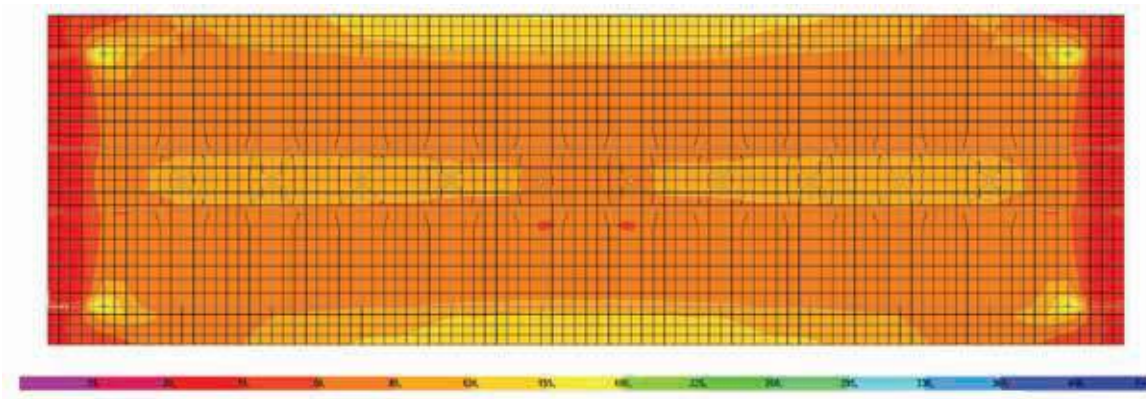


Fig. 18 | Soletta - sollecitazioni unitarie longitudinali - Involuppo SLU $t = 0$ (ton/m)

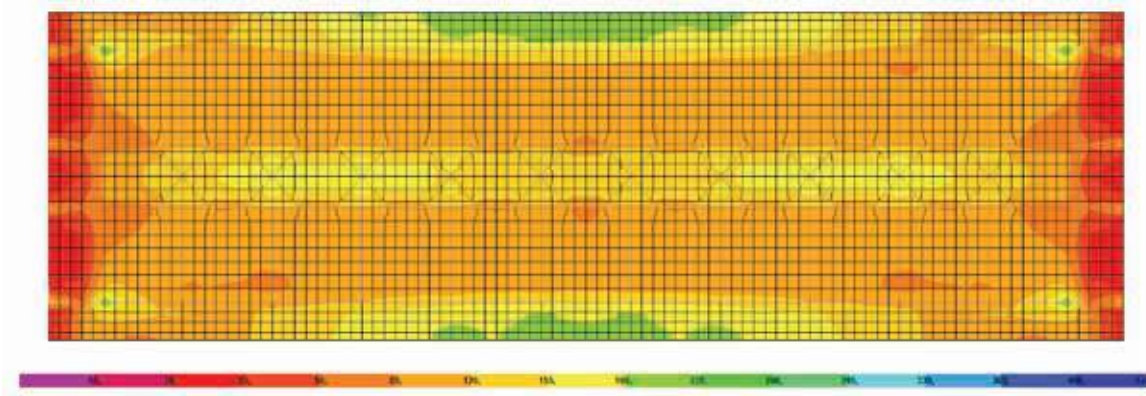


Fig. 19 | Soletta - sollecitazioni unitarie longitudinali - Involuppo SLU $t = \infty$ (ton/m)

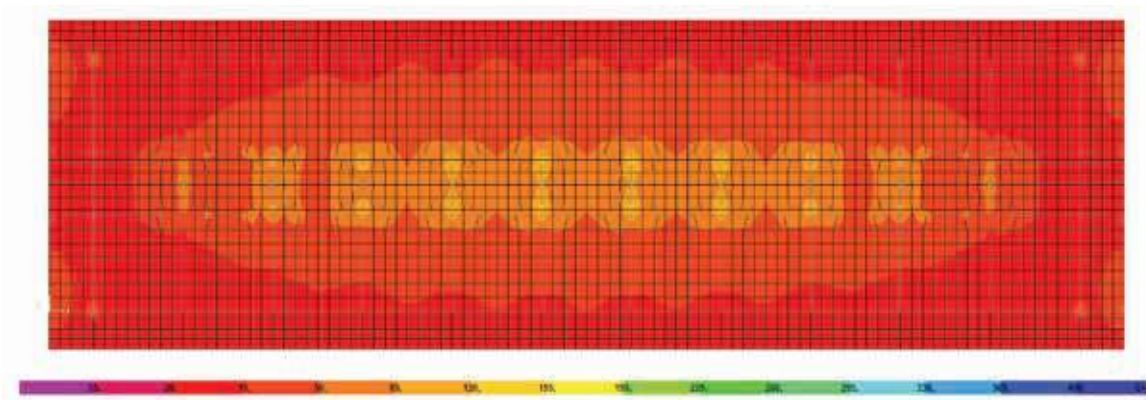


Fig. 20 | Soletta - sollecitazioni unitarie trasversale - Involuppo SLU $t = 0$ (ton/m)

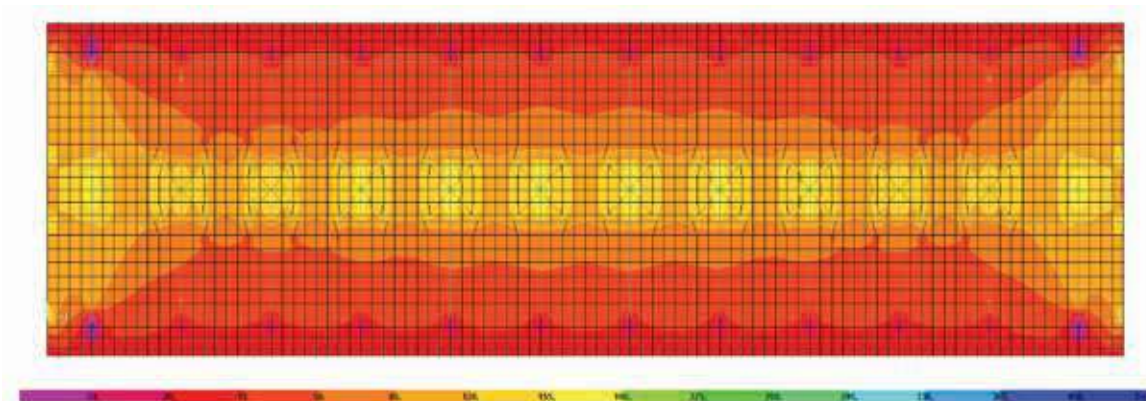


Fig. 21 | Soletta - sollecitazioni unitarie trasversale - Involuppo SLU $t = \infty$ (ton/m)



Fig. 22 | Dettaglio del sistema di collegamento tra i pendini e il graticcio di travi formanti l'impalcato

6. FASE DI MESSA IN OPERA

L'ultima operazione in ordine cronologico, ma non certo l'ultima in termini di importanza, ha riguardato l'assemblaggio in opera dei conci prefabbricati.

In questo caso gli aspetti più interessanti sono stati senza dubbio la gestione delle numerose saldature da eseguirsi a piè d'opera e la fase di tesatura dei pendini.



Fig. 23 | Operazione di assemblaggio dell'arco metallico: giunto di continuità in chiave



Fig. 24 | Operazione di tesatura dei pendini

7. PROVE DI CARICO

Prova di carico statica

Sulla struttura sono state eseguite prove di carico statiche e dinamiche. I punti di misura delle frecce sono quelli rappresentati in figura 25.

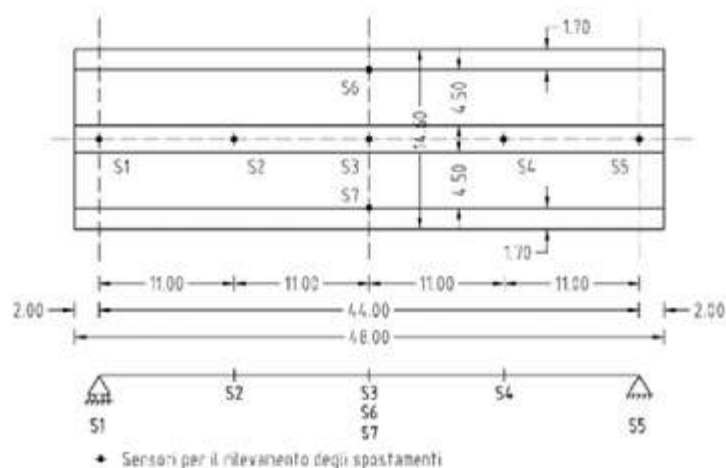


Fig. 25 | Posizionamento dei punti di misura degli spostamenti

Le misurazioni delle frecce corrispondenti alle varie fasi della prova sono state eseguite mediante letture eseguite con livello di precisione e con stadia invar che via via è stata posta sui punti di misura indicati in precedenza.

I carichi sulla struttura sono stati posizionati secondo tre condizioni di carico:

- condizione di carico Q_a - corsia di valle carica completamente per tutta la sua lunghezza;
- condizione di carico Q_b - corsia di valle e di monte carica per tutta la sua lunghezza;
- condizione di carico Q_c - corsia di valle e di monte cariche per metà lunghezza.

La prima configurazione di carico Q_a è quella riportata nella figura 26. I carichi effettivamente applicati sulla struttura sono rappresentati in figura 27. In figura 28 è rappresentata la configurazione di carico Q_b e in figura 29 la Q_c .

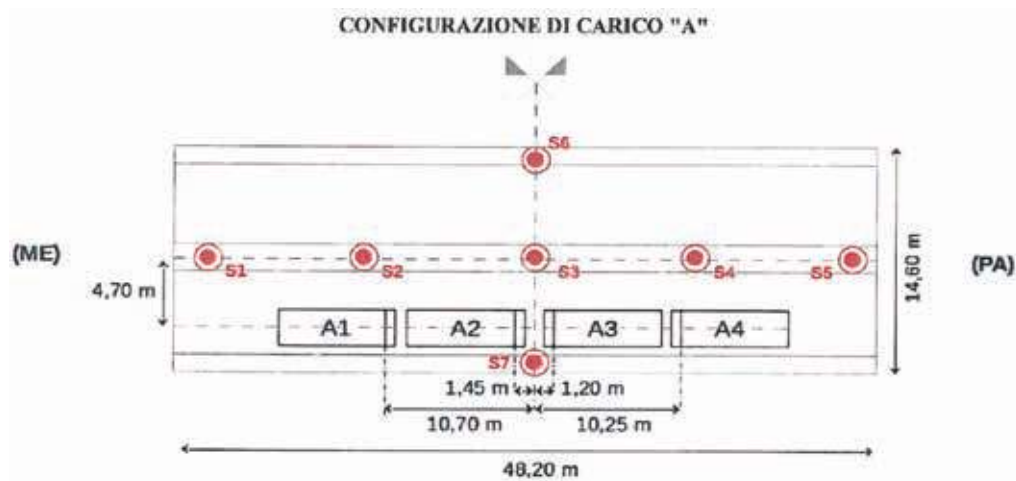


Fig. 26 | Configurazione di carico Q_a – Schema di carico



Fig. 27 | Configurazione di carico Q_a – Posizionamento dei carichi sulla struttura



Fig. 28 | Configurazione di carico Q_b – Schema di carico



Fig. 29 | Configurazione di carico Q_c - Schema di carico

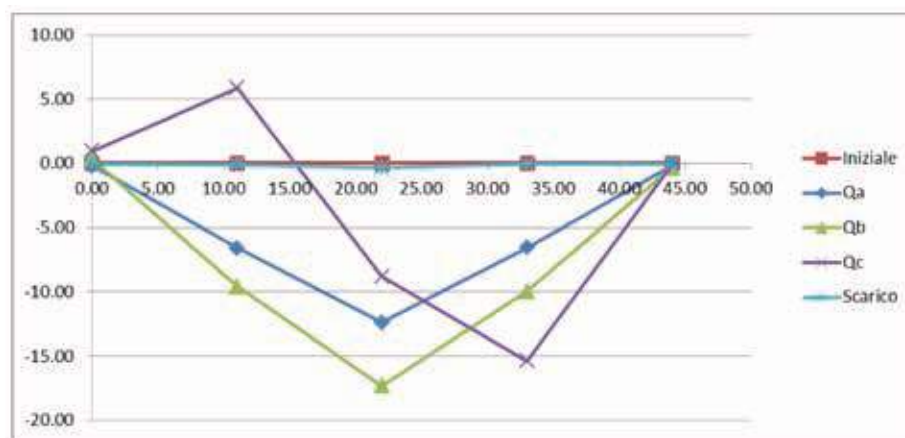


Fig. 30 | Variazione della deformata longitudinale con i carichi applicati (ascissa in metri, ordinata in centimetri)

Prova di carico dinamica

Per l'acquisizione delle storie temporali sono stati impiegati 7 accelerometri, la cui ubicazione è riportata nella figura 31. Di questi, 4 accelerometri sono stati disposti in direzione verticale e ancorati rigidamente all'impalcato oggetto d'indagine, i restanti 3 sono stati ancorati ai pendini d'acciaio lungo due direzioni ortogonali sul piano orizzontale. L'acquisizione è stata effettuata con un intervallo di campionamento $\Delta t = 0,001$ sec, corrispondente ad una frequenza di campionamento $f_s = 1000$ Hz. L'impalcato è stato sottoposto, in mezzeria e ai quarti della luce, ad eccitazioni di diversa natura (sollecitazione impulsiva con una mazza da ≈ 4 kg e passaggio di un autocarro di 45 t su un risalto di ≈ 12 cm); i pendini d'acciaio sono stati sottoposti ad eccitazione a seguito di rilascio istantaneo da una posizione deformata.

In fase di elaborazione, tutte le storie temporali acquisite sono state sottoposte ad un filtro Butterworth di ordine 6 per eliminare tutte le componenti con frequenze al di fuori dell'intervallo di interesse. Successivamente ognuna di esse è stata analizzata tramite la Fast Fourier Transformation e gli auto e cross-spettri di potenza. Le frequenze e i modi propri di vibrare sono infine stati individuati mediante la tecnica della Frequency Domain Decomposition (FDD) data la vicinanza delle prime frequenze proprie tra loro.

Nella tabella 4 si riportano le frequenze rilevate per l'impalcato ottenute dalla prova e dai calcoli eseguiti.

Con riferimento al modello di calcolo cui si è fatto riferimento per

il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni sull'impalcato, l'analisi modale ha fornito i valori di frequenza relativamente ai primi modi di vibrare riportati nella tabella 5.

Il primo modo di vibrare coinvolge esclusivamente l'oscillazione trasversale dell'arco come rappresentato nella figura 32.

Le forme modali che riguardano l'impalcato vero e proprio sono quelle dalla n.ro 2 alla n.ro 5 che sono riportate nelle figure 33-36.

Il confronto tra le frequenze di vibrazione derivanti dal calcolo modale e quelle rilevate in sede di prova per l'impalcato conduce ai seguenti risultati riportati nella tabella 6.

Si nota una soddisfacente congruenza di comportamento tra le previsioni di calcolo e le risultanze delle misurazioni in sito, soprattutto per le forme modali principali.

Dall'osservazione delle figure successive, ed in particolare dal confronto tra Modo 2 e f_1 e tra Modo 3 e f_2 , si nota come la coerenza sia verificata anche per l'andamento qualitativo delle deformazioni corrispondenti alle forme modali. Tali similarità, come prevedibile, si vanno man mano disperdendo per le forme modali successive ma ciò non fa mutare il giudizio di sostanziale coerenza tra comportamento ipotizzato in sede di calcolo e comportamento misurato sul ponte realizzato.

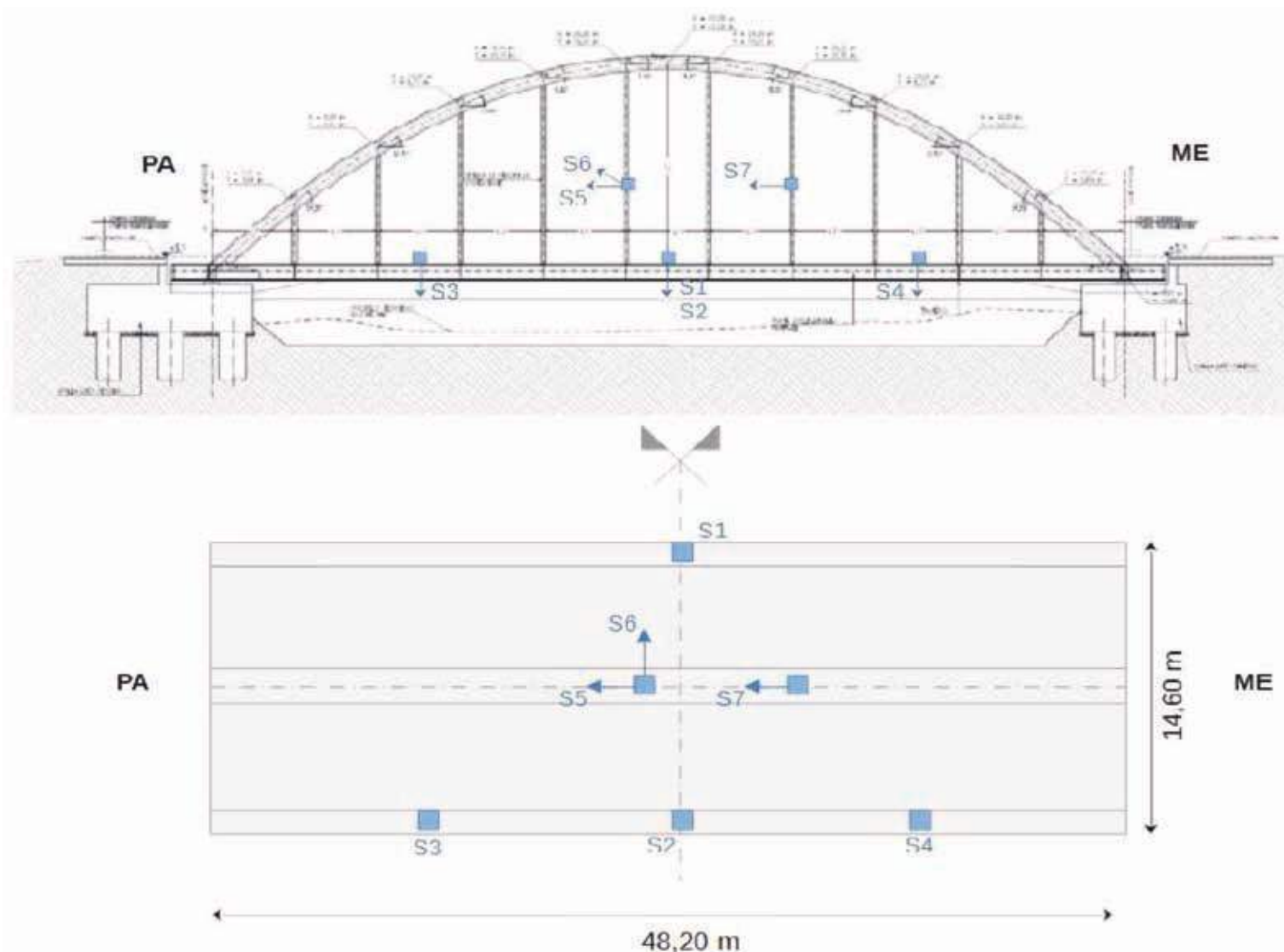


Fig. 31 | Posizione degli accelerometri sulla struttura

Test	Frequenze rilevate - Impalcato								
	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]	f_5 [Hz]	f_6 [Hz]	f_7 [Hz]	f_8 [Hz]	f_9 [Hz]
Impulso L/2	1,71	-	3,36	-	-	7,29	11,29	-	-
Impulso L/4	1,77	2,62	3,44	4,21	6,74	7,35	-	-	-
Risalto autocarro L/4	1,69	2,68	3,43	-	-	7,00	-	-	-
Transito autocarro	1,60	2,54	3,48	-	-	-	-	-	-

Tab. 4 - Frequenze rilevate - Impalcato

TABLE:-Modal-Periods-And-Frequencies					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	
Modal	Mode	1	0,631063	1,5846	
Modal	Mode	2	0,531225	1,8824	
Modal	Mode	3	0,416877	2,3988	
Modal	Mode	4	0,265473	3,7669	
Modal	Mode	5	0,225916	4,4264	

Tab. 5 | Frequenze calcolate - Impalcato - Analisi modale

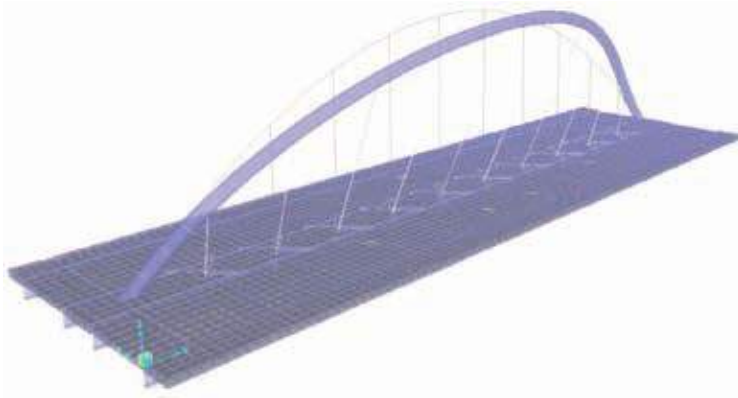


Fig. 32 | Modo di vibrare n. 1 - $T = 0,63$ sec - $f = 1,58$ Herz (Arco)

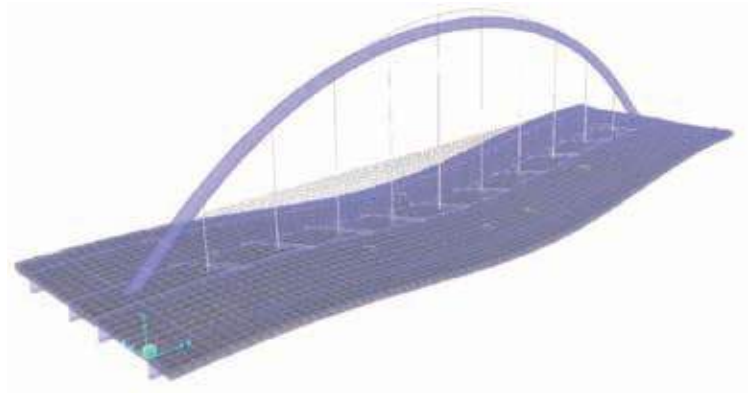


Fig. 35 | Modo di vibrare n. 4 - $T = 0,27$ sec - $f = 3,77$ Herz (Impalcato)

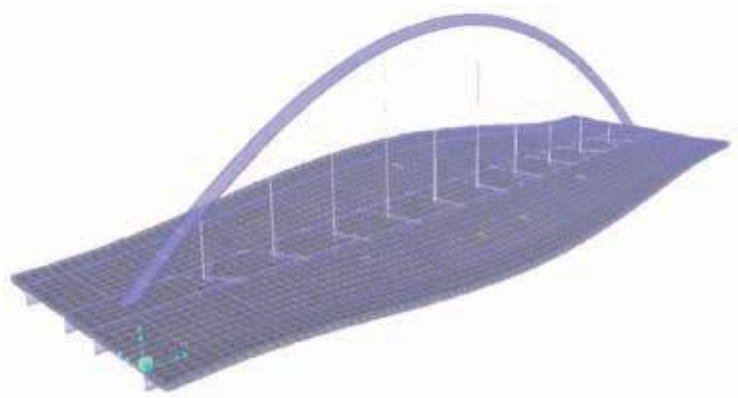


Fig. 33 | Modo di vibrare n. 2 - $T = 0,53$ sec - $f = 1,88$ Herz (Impalcato)

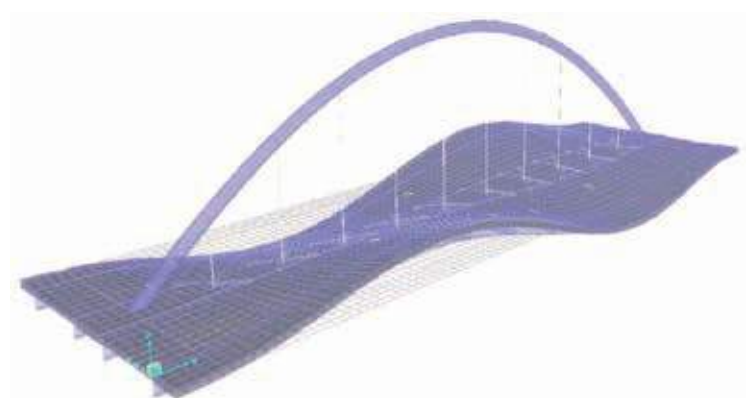


Fig. 36 | Modo di vibrare n. 5 - $T = 0,23$ sec - $f = 4,43$ Herz (Impalcato)

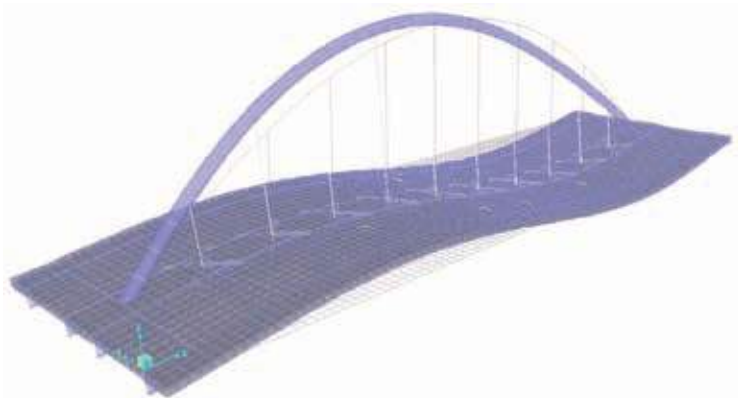


Fig. 34 | Modo di vibrare n. 3 - $T = 0,42$ sec - $f = 2,40$ Herz (Impalcato)

Modello-FEM		Test-Sidercem		CONFRONTO
Modo	Frequenza Hz	Modo	Frequenza Hz-(media)	Differenza %
Modo-2	1,8824	f1	1,7	+10%
Modo-3	2,3988	f2	2,6	-7,7%
Modo-4	3,7669	f3	3,4	+11%
Modo-5	4,4264	f4	4,2	+5,4%

Tab. 6 | Confronto frequenze calcolate e rilevate

8. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Città Metropolitana di Messina ed in particolare il RUP Dott. Salvo Puccio, il Geologo Dott. Biagio Privitera e il Direttore dei Lavori Ing. Anna Chiofalo ed il Comune Di Barcellona Pozzo di Gotto, in particolare l'Ing. Nunzio Santoro, così come tutte le società e le persone intervenute in questo progetto.



Fig. 37 | Vista longitudinale dell'opera durante le fasi di completamento



Fig. 38 | Vista longitudinale dell'opera terminata

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] EN 10138-4, Prestressing steels (2000)
- [2] EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (2005).
- [3] EN 1993-1-10: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties (2005).
- [4] NTC2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" NTC 2008 - D.M. 14 Gennaio 2008 (D.M. 14/1/08)
- [5] EN 10365, Hot rolled steel channels, I and H sections - Dimensions and masses. Brussels: CEN European Committee for Standardization (2017).
- [6] EN 10025-2, Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. Brussels: CEN European Committee for Standardization (2019).
- [7] EN 10025-3, Hot rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels. Brussels: CEN European Committee for Standardization (2019).
- [8] EN 10025-4, Hot rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels. Brussels: CEN European Committee for Standardization (2019).
- [9] EN 10025-5, Hot rolled products of structural steels - Part 5: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance. Brussels: CEN European Committee for Standardization (2019).
- [10] EN 10219, Cold formed welded steel structural hollow sections (2019).
- [11] M.Cavalieri, A.Cavalieri, PONTI, Dario Flaccovio Editore (2016).
- [12] M.P. Pietrangeli, Progettazione e costruzione di ponti, Casa Editrice Ambrosiana (2004).
- [13] M. Arici, E.Siviero, Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti, Dario Flaccovio Editore (2005).
- [14] L. Corradi Dell'Acqua, Meccanica delle strutture - Vol. 3, McGraw Hill (1994).
- [15] M.T. Cascella, Fatica sui componenti, simulazione e prove sperimentali, (2005).
- [16] R.I. Stephens, A. Fatemi, R.R. Stephens, H.O. Fuchs, Metal fatigue in Engineering, 2nd Ed., John Wiley & Sons (2001).
- [17] J. Schijve, Fatigue of structures and materials, Kluwer Academic Publishers, (2001).
- [18] V. Lippi, Valutazione e controllo del danneggiamento per fatica nei ponti ferroviari in acciaio (2011).
- [19] P. Margiotta, I ponti ad arco in calcestruzzo sostenuti da cavi nelle fasi di costruzione ed esercizio, (2011).
- [20] I. Vayas, A. Iliopoulos. Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes. CRC Press, (2013). ISBN 9781466557444
- [21] A. Nussbaumer, L. Borges, L. Davaine. Fatigue design of steel and composite structures. ECCS Eurocode Design Manuals, (2011). ISBN: 978 92 9147 101 0
- [22] M. Merli, Problematiche Strutturali per un Ponte ad Arco a Spinta Eliminata, parte del corso di formazione permanente "Ponti ad Arco" del Politecnico di Milano, (2007).



Antonio Pio D'Arrigo

Ingegnere Civile Libero Professionista
- Progettazione delle strutture in
acciaio - Progettazione delle strutture
in ca - Progettazione Geotecnica



Marco Taddei

Ingegnere strutturista, responsabile
dell'ufficio tecnico della Taddei
Costruzioni Srl.



Mauro Somavilla

Ingegnere strutturista, corrispondente
tecnico-commerciale per Steligence®
Italia di ArcelorMittal.



Riccardo Zanon

Ingegnere strutturista, corrispondente
tecnico per la ricerca e sviluppo di
ArcelorMittal Lussemburgo. Membro
del CTA dal 2008.

PASSERELLA STRALLATA SUL SANGONE DI BEINASCO: INDAGINI CONOSCITIVE, MODELLAZIONE E PROGETTO DI MANUTENZIONE

CABLE-STAYED PEDESTRIAN BRIDGE ON SANGONE RIVER IN BEINASCO: SURVEYS, MODELING AND MAINTENANCE PROJECT

VINCENZO GATTULLI | DISG, Università di Roma – La Sapienza, Roma, Italia

STEFANO MELUZZI | Libero Professionista legale rappresentante di CMC Studio Ingegneri Associato – Torino, Italia

FRANCESCO POTENZA* | INGEO, Università degli Studi di Chieti-Pescara, Pescara, Italia

CECILIA RINALDI | DICEAA, Università degli Studi dell'Aquila, L'Aquila, Italia

GIULIA SEVERA | DISG, Università di Roma – La Sapienza, Roma, Italia

L'articolo descrive le indagini conoscitive e le analisi eseguite per la stesura di un progetto di manutenzione di una passerella pedonale strallata sita a Beinasco. Differenti procedure di acquisizione sono state implementate per raccogliere informazioni sullo stato dell'opera: il laser scanner terrestre per ottenere un modello geometrico tridimensionale a nuvola di punti; accelerometri uniassiali e triassiali per acquisire le vibrazioni dell'impalcato e degli stralli; una high-speed camera per registrare le vibrazioni dei cavi. Attraverso i dati sperimentali acquisiti sono state identificate le frequenze modali e i modi di vibrare dell'impalcato e le forze assiali degli stralli. È stato possibile descrivere con accuratezza la dinamica dei cavi e dell'impalcato ed implementare un modello numerico affidabile utilizzato per simulare la ritesatura dei cavi e valutarne gli effetti. Inoltre, una campagna di ispezioni visive ha permesso di definire una serie di interventi di manutenzione ritenuti necessari a seguito dei degni e dissesti rilevati.

The paper describes survey and investigations carried out to develop a maintenance project for a cable-stayed pedestrian bridge located in Beinasco. Different acquisition procedures were implemented to collect information on the actual state of the structure: terrestrial laser scanner to obtain a 3D geometric point cloud model; uniaxial and triaxial accelerometers to acquire the vibrations of the deck and stays; a high-speed camera to record the vibrations of the cables. Through the acquired experimental data, the modal frequencies and vibration modes of the deck and the axial forces of the stays were identified. It was possible to accurately describe the dynamics of the cables and the deck and to implement a reliable numerical model used to simulate the re-tensioning of the cables and evaluate its effects. Furthermore, a campaign of visual inspections made it possible to define a series of maintenance interventions deemed necessary following the deterioration and the defects detected.

1, INTRODUZIONE

Le procedure e le analisi che permettono di conoscere l'attuale condizione di una struttura e di progettare opportune misure di manutenzione volte ad aumentare la sua vita in condizioni operazionali rientrano nel campo del monitoraggio strutturale, noto anche come Structural Health Monitoring (SHM). In generale, la valutazione è supportata soprattutto dalle informazioni provenienti dall'applicazione di una serie di test non invasivi eseguiti anche utilizzando tecnologie di ultima generazione (test dinamici, termografia, laser-scanner). Tra i sistemi maggiormente utilizzati possiamo citare le reti accelerometriche di sensori wireless che grazie alla loro flessibilità ed installazione risultano molto adatti per i ponti in scala reale. Il laser-scanner rientra invece tra le strumentazioni cosiddette "non-contact" che consente un dettagliato rilievo di una struttura acquisendo la posizione di milioni di punti al secondo con un livello di accuratezza al millimetro [1].

Nei ponti strallati i cavi costituiscono il sistema principale portante dell'intera struttura e per questo motivo essi devono essere accuratamente ispezionati al fine di garantire un loro adeguato livello prestazionale. Il deterioramento dei cavi può causare la riduzione della capacità di carico e pertanto può influenzare lo stato di sollecitazione della struttura. Le forze interne assiali dei cavi sono sempre stimate indirettamente da differenti parametri dei cavi come la pretensione assiale, la deformazione o le frequenze modali [2]. Il metodo basato sulle frequenze ha solide basi teoriche e vantaggi nell'esecuzione garantendo alta precisione. Gli accelerometri convenzionali richiedono una notevole mole di cablaggi per ottenere un collegamento diretto tra sensori e logger di acquisizione dati. Questo problema può essere risolto usando accelerometri wireless, ma questa soluzione richiede comunque l'installazione dei sensori sui cavi e tale operazione va svolta da personale dedicato. Per questa ragione, vengono sviluppati diversi metodi di rilevamento senza contatto per misurare le risposte

*Corresponding author. Email: francesco.potenza@unich.it

dinamiche del cavo senza collegare alcun sensore, come il laser Doppler [3] e le tecniche di elaborazione delle immagini [4].

Questo articolo descrive la campagna di misure effettuata su un ponte strallato pedonale per ottenere un modello numerico affidabile per la simulazione della ritesatura dei cavi e dei suoi effetti. Per ridurre l'incertezza nel modello sviluppato, la procedura adottata si basa sull'utilizzo di diversi sistemi di acquisizione: due tipi di setup indipendenti per misurare le accelerazioni, cablato e wireless, e una videocamera per misurare gli spostamenti dei cavi. Un approccio simile è stato utilizzato in un precedente lavoro su un ponte pedonale sospeso [5]. Inoltre, è stato impiegato un laser scanner terrestre per ottenere la geometria attuale del ponte e le vibrazioni dell'impalcato e dei cavi sono state acquisite su diversi intervalli di frequenza a causa delle specifiche caratteristiche dei tre sistemi di misurazione.

La misura della vibrazione sui cavi è stata effettuata con accelerometri e, in alcuni casi, con una high-speed camera. Le immagini ottenute sono state processate con la tecnica del Digital Image Correlation (DIC) e così sono state ottenute le storie temporali degli spostamenti del cavo. Una stima della forza assiale dei cavi è stata valutata con le frequenze naturali individuate dalle vibrazioni del cavo. I risultati dell'elaborazione dei dati acquisiti sono stati interpretati anche grazie a studi teorici e sperimentali precedentemente condotti su strutture strallate [6]-[9]. Questi dati hanno permesso di implementare un modello numerico aggiornato che è stato utilizzato per determinare gli effetti delle forze del cavo rilevate dai valori di progetto di ritesatura.

Al termine di indagini, controlli e verifiche in sito, sono state evidenziate le tipologie di degradi e dissesti, differenziate in funzione della loro importanza, rilevanza ed urgenza. Tra le situazioni critiche della mappatura dei dissesti si riscontra l'assenza della continuità di tre sezioni e la presenza di diffusi fenomeni di corrosione. Successivamente è stata definita una serie di interventi differenziati per tipologia ed urgenza. Negli interventi definiti urgenti rientra la sostituzione per fasi di tutti gli elementi in carpenteria metallica e delle bullonerie di collegamento non più in grado di svolgere con adeguati margini di sicurezza la funzione prevista da progetto, la ritesatura degli stralli con l'obiettivo di ridurre al minimo l'effetto catenaria delle funi con bassa

presollecitazione e l'integrazione della protezione superficiale degli stralli allo scopo di arrestare il deterioramento della zincatura superficiale.

2, LA PASSERELLA STRALLATA SUL SANGONE DI BEINASCO

La struttura (illustrata in figura 1) è una passerella ciclopedonale reticolare in acciaio situata nel Comune di Beinasco, in provincia di Torino, Italia.

Si compone di una rampa di accesso e di un impalcato entrambi appoggiati su colonne in acciaio e sostenuti da cavi che sono stati ancorati a diverse altezze ad un pilone inclinato alto 44 m. Quest'ultimo è realizzato con una sezione tubolare di acciaio con rinforzi a stella in lamiera sagomate di spessore 15 mm ed è incernierato alla base. L'impalcato è una trave reticolare, lunga 80 m, larga 3 m e alta 1,65 m ed è composta da tre elementi tubolari principali e traverse più piccole; le due principali superiori con curvatura costante nel piano orizzontale ed una principale inferiore con raggio di curvatura minore. Questo crea sezioni rette che variano con continuità lungo l'asse del ponte. L'impalcato è sorretto da cavi di 42 mm di diametro, realizzato con funi zincate, tutte pretese durante il montaggio per evitare allentamenti. Anche l'accesso alla rampa è realizzato con una trave reticolare simile a quella dell'impalcato. Nella prima parte la campata è semplicemente appoggiata su colonne mentre, nella seconda parte, sorretta oltre che dagli appoggi anche da stralli realizzati con funi zincate del diametro di 28 mm convergenti sullo stesso pilone che quindi sostiene la trave di luce maggiore della passerella. Diversi cavi in funi zincate del diametro di 40 e 42 mm collegano il pilone al suolo, per garantire stabilità e controbilanciare i carichi dell'impalcato e della rampa. Nella zona centrale della rampa è presente una scala di accesso realizzata con pareti in cemento armato a faccia vista ed una scala circolare metallica a sbalzo. L'elemento in c.a. ha anche funzione di appoggio delle travi reticolari in acciaio di arrivo della rampa e di partenza della passerella.

Il progetto esecutivo delle opere strutturali della passerella è stato completato nell'aprile 2003. Il progetto costruttivo con gli elaborati grafici di officina, predisposto dalla Ecodata S.r.l. di Torino per conto dell'Impresa affidataria è stato completato nel luglio 2003.



Fig. 1 | Passerella ciclopedonale : a) vista in pianta della struttura; b) vista laterale dell'impalcato.

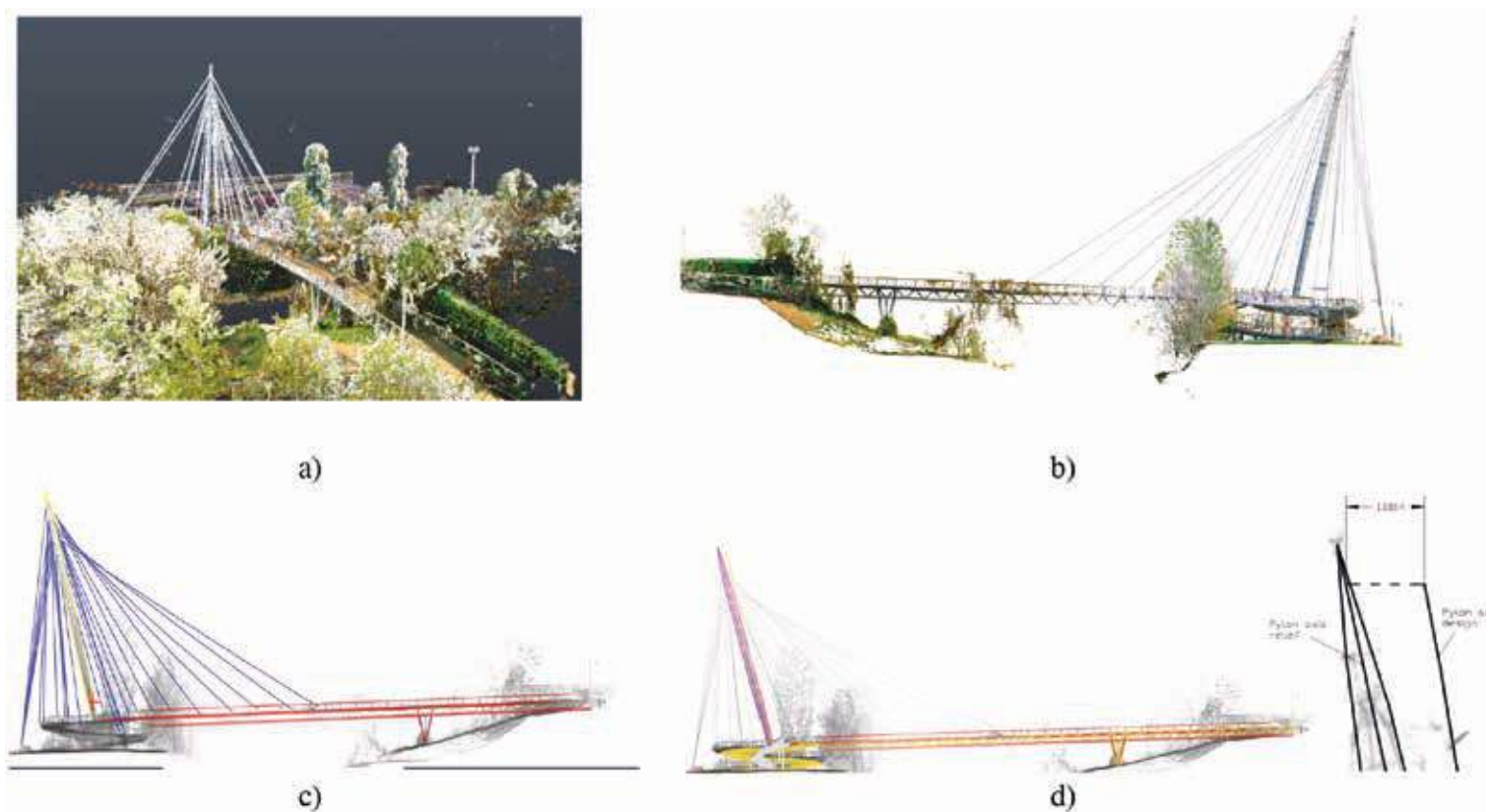


Fig. 4 | Modello tridimensionale a nuvola di punti ottenuto da laser scanner terrestre: a) stato grezzo; b) eliminazione del rumore; c) vettorializzazione; d) comparazione tra rilievo laser scanner e disegno (vista in elevazione del ponte ed ingrandimento dell'estremità superiore del pilone; la distanza tra la posizione rilevata del pilone e quella di progetto è espressa in metri).

ottenuto un modello a nuvola di punti tridimensionale. Attraverso tecniche apposite è stato rimosso il rumore provocato dal disturbo di elementi quali vegetazione, rilievi delle superfici etc. L'unione e l'allineamento delle scansioni è avvenuto con il software Autodesk Recap il quale ha generato il modello allo stato grezzo (figura 4a). Grazie al ricevitore GPS integrato, lo scanner può correlare le singole scansioni nella fase di post-elaborazione. L'unione delle diverse scansioni avviene riconoscendo punti omologhi, almeno tre, in base alla registrazione delle posizioni GPS. La procedura è stata eseguita in parte con il riconoscimento automatico e in parte assegnando i 3 punti omologhi tra due scansioni ravvicinate. È stata successivamente effettuata un'operazione di pulizia

garantendo l'eliminazione del rumore e quindi sono state generate viste, piante e sezioni della passerella in formato raster utilizzando il software GeoslamDraw (figura 4b). L'aver generato immagini raster in scala 1:1, ha permesso di vettorizzare i dati con semplicità e precisione (figura 4c).

3.3 Misure video-fotografiche

Le vibrazioni di alcuni cavi dell'impalcato sono state misurate anche in termini di spostamenti elaborando le immagini riprese con la high-speed camera IO Industries Flare 12M125xCL (monocromatica, F-mount, risoluzione 4096 x 3072, dimensione pixel 5,5 x 5,5 μm , frequenza di campionamento 100-200 fps).

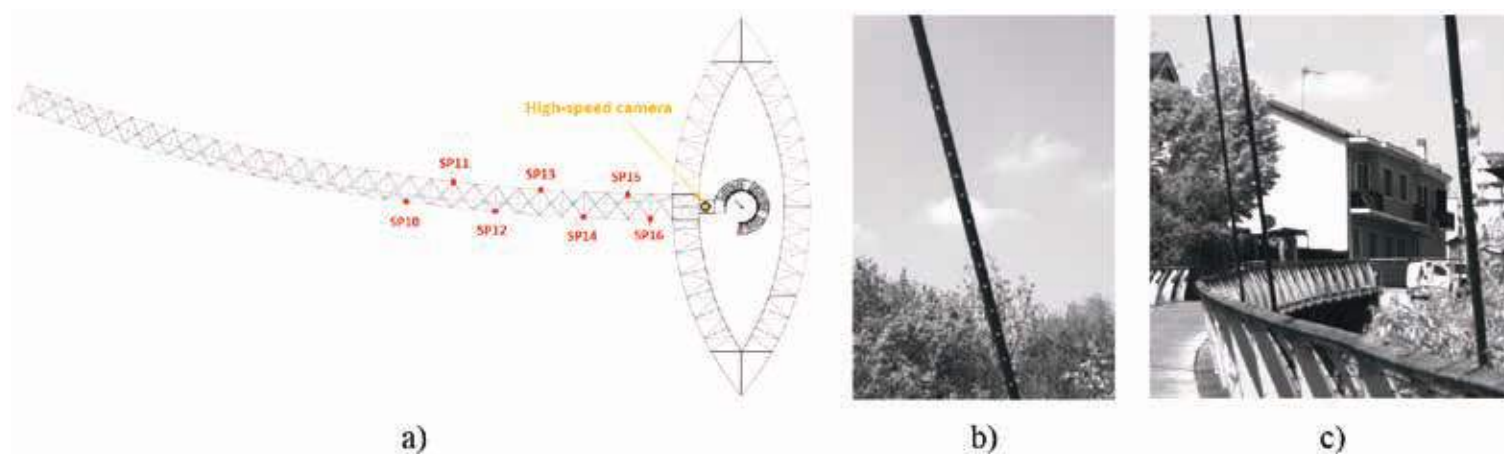


Fig. 5 | Setup dell'High-speed camera: a) vista in pianta e posizione della telecamera e dei cavi di supporto dell'impalcato; b) immagine del cavo SP16; c) immagine del cavo SP15 a destra, SP13 al centro, SP11 a sinistra.

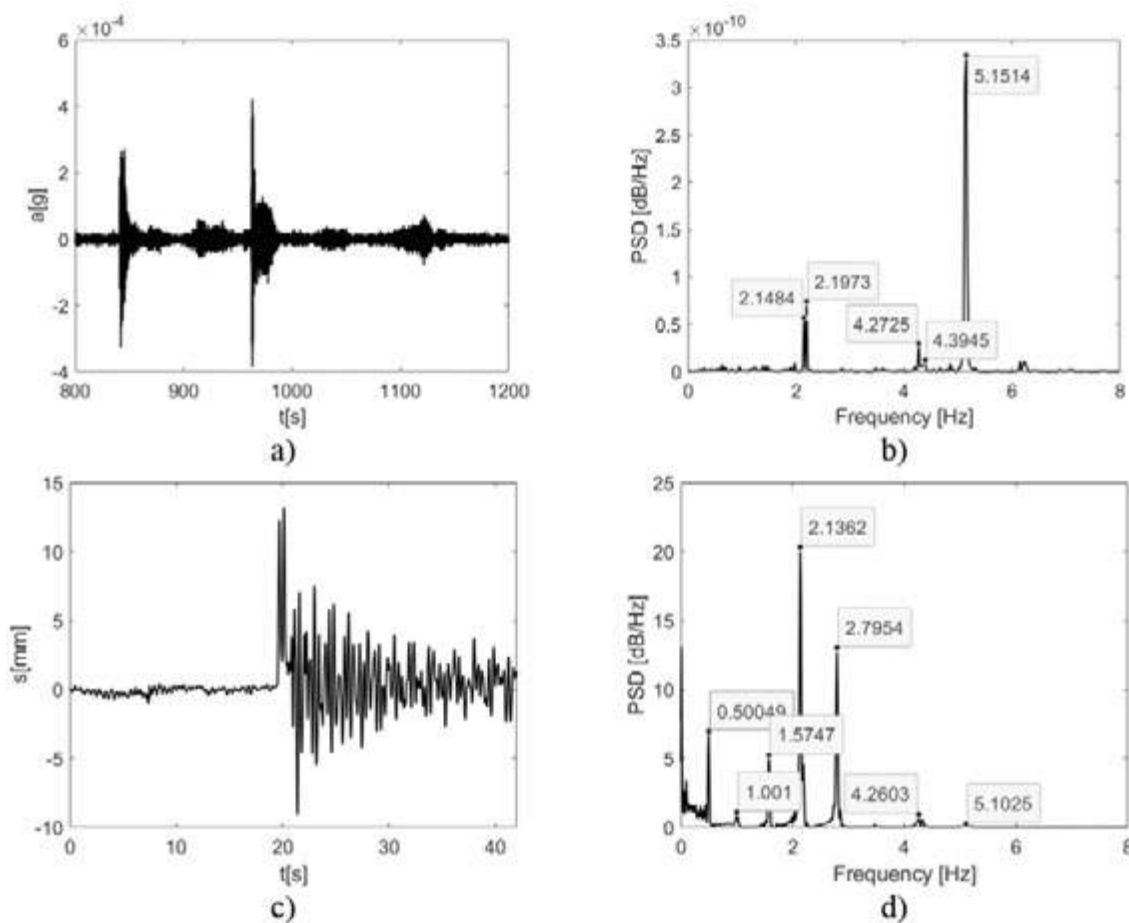


Fig. 6 | Segnali di vibrazione fuori piano e contenuto in frequenze a 1 m dall'ancoraggio del cavo (dati acquisiti il 23-04-2021): accelerazione (a,b) registrazione dell'accelerazione iniziata alle 13:25 e quella dello spostamento registrata alle 14:43(c,d).

La telecamera è stata posizionata sullo sbalzo in c.a. delle scale (figura 2d), situato nella zona centrale della rampa, per registrare la vibrazione di due dei cavi che sostengono l'impalcato, ovvero il cavo SP15 e SP16 che sono i più vicini alla posizione della telecamera (figura 5).

Le misure di vibrazione sono state ottenute processando le immagini con la tecnica Digital Image Correlation (DIC), implementata tramite il software GOM Correlate, che si basa sulla correlazione di immagini digitali. Al fine di creare dei punti da tracciare nella sequenza delle immagini, sono stati aggiunti dei marcatori di punti sui cavi (sono stati sufficienti degli adesivi circolari bianchi, figure 5b-5c). Le misure accelerometriche e quelle basate sull'analisi delle immagini sono state utilizzate per valutare la densità spettrale di potenza, Power Spectral Density (PSD), ed identificare le frequenze naturali degli stralli.

Le misure basate sulle immagini hanno permesso di identificare anche le frequenze dei primi 3 modi che non sono sempre identificabili con i dati degli accelerometri (si veda la figura 6 dove è riportata la componente fuori piano delle vibrazioni e PSD del cavo SP15).

I segnali presenti in figura 6 sono stati acquisiti il 23 aprile 2021 ed hanno una durata di 20 minuti (accelerometro, riportati solo gli ultimi 400 s) e 42 secondi (*High-speed camera*) e frequenze di campionamento pari a 200 Hz e 100 fps, rispettivamente per l'accelerazione e lo spostamento.

3.4 Identificazione delle tensioni nei cavi

Le forze assiali del cavo sono state valutate secondo il modello del cavo di Irvine sulla base delle frequenze identificate sperimentalmente. Secondo Irvine [10], nei cavi sospesi i modi simmetrici dispari nel piano sono associati a frequenze naturali che dipendono dall'abbassamento del cavo, mentre i modi asimmetrici nel piano pari e simmetrici ed asimmetrici fuori piano dipendono solo dalla tensione del cavo. Pertanto, per determinare la tensione del cavo, sono state utilizzate solo frequenze fuori piano. Sulla base di queste ipotesi, la relazione che mette in relazione la forza assiale del cavo con le frequenze del cavo fuori piano è:

$$F = \frac{4 m l^2 f^2}{i^2} \quad (i = 1, 2, 3 \dots)$$

dove m è la densità di massa distribuita uniforme, l la lunghezza del cavo, f la frequenza dell' i -esimo modo fuori piano. La tabella 1 riporta le forze dei cavi rilevate come descritto sopra ed il progetto di ritesatura dei cavi valutato confrontando le forze rilevate con le forze di progetto.

Allo stesso tempo, grazie al rilievo ottenuto con il laser scanner è stato possibile misurare la configurazione statica del cavo (figura 7), che ha permesso di valutare l'abbassamento del cavo sag e di conseguenza il parametro di Irvine [10], come riportato in tabella 2 (alti valori di sag sono stati riscontrati nei cavi per i quali sono state determinate forze assiali basse). Questa opportunità permette di esaminare in dettaglio le frequenze individuate nel piano

	Sistema acquisizione dati	Cavo	Diametro [m]	Lungh. [m]	Modo 1 f_1 [Hz]	Modo 2 f_2 [Hz]	Modo 3 f_3 [Hz]	Modo 4 f_4 [Hz]	Forza assiale rilevata [kN]	Ritesatura del cavo [kN]
Impalcato	ICP	SP-10	0,042	52,662			2,759		94,89	165
	ICP	SP-11	0,042	49,569				3,076	58,78	120
	ICP	SP-12	0,042	46,377				2,734	40,65	30
	ICP	SP-13	0,042	44,447				1,978	19,54	30
	ICP	SP-14	0,042	42,066			3,052		74,09	30
	Fast camera	SP-15	0,042	40,931	0,50049	1,001	1,5747		17,54	30
	Fast camera	SP-16	0,042	39,028	0,84158	1,6915	2,5743		44,36	30
Rampa	MEMS	SR-26	0,028	40,917	1,0667	2,1	3,1667		33,66	30
	MEMS	SR-27	0,028	36,822	1,0667	2,1333	3,1667		27,55	20
	MEMS	SR-28	0,028	35,667	1	2,0333	3,0333		23,30	20
	MEMS	SR-29	0,028	35,615	0,83333	1,7333	2,6333		16,85	20
	MEMS	SR-30	0,028	36,02	1,1333	2,1667	3,2667		28,33	30
	MEMS	SR-31	0,028	36,066	1,4667	2,8	4,2		47,33	60
	MEMS	SR-32	0,028	33,067	1,5667	3,1333	4,7333		48,48	40
	MEMS	SR-33	0,028	29,762	1,7	3,4	5,1		46,03	20
	MEMS	SR-34	0,028	29,826	0,9333	2,0333	3,1		15,85	20
	MEMS	SR-35	0,028	30,15	0,9	1,8	2,7333		13,35	20

Tab. 1 | Frequenze naturali, forze assiali rilevate e forze di ritesatura dei cavi

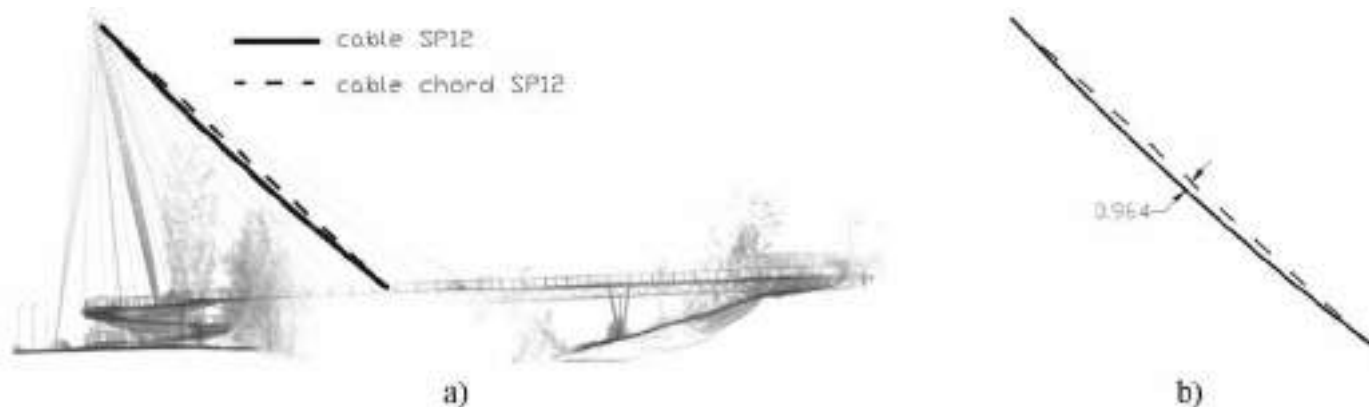


Fig. 7 | Misura del Sag (in metri) del cavo SP12: a) vista prospettica della passerella, b) zoom sul cavo SP12.

	Sag [m]	Forza assiale rilevata [kN]	μ	ν	λ/π
SP-10	0,2678	94,89	2452,85	0,005	0,64
SP-11	0,3417	58,78	3959,62	0,007	1,10
SP-12	0,9064	40,65	5725,90	0,020	3,77
SP-13	0,8646	19,54	11909,92	0,019	5,41
SP-14	0,222	74,09	3141,50	0,005	0,75
SP-15	0,6631	17,54	13267,70	0,016	4,75
SP-16	0,1938	44,36	5246,44	0,005	0,92

Tab. 2 | Valutazione del parametro di Irvine [10] per il cavo di supporto alla rampa e all'impalcato.

che qui non vengono riportate per brevità anche considerando una configurazione non simmetrica quale è il caso di cavi con ancoraggi ad altezze diverse [11].

3.5 Prove di laboratorio

Al fine di verificare le caratteristiche dell'acciaio costituente gli elementi strutturali e confermare i dati presenti nei documenti depositati con il progetto esecutivo ed il collaudo statico, sono stati prelevati in sito n. 3 campioni di acciaio successivamente sottoposti a prove di trazione in laboratorio (figura 8). Tali prove hanno confermato le caratteristiche dell'acciaio classe S355 dichiarato ed utilizzato per tutta la carpenteria metallica.

4. MODELLAZIONE STRUTTURALE

4.1 Miglioramento del modello

L'analisi del comportamento dinamico dell'impalcato del ponte è stata effettuata utilizzando un modello numerico implementato in Midas Civil, sulla base delle informazioni estratte dal progetto



Fig. 8 | Prove di trazione eseguite sui campioni di acciaio in laboratorio.

A		Num. modi		
		1	2	3
Sper. modi	1	0.72	0.03	0.93
	2	0.47	0.04	0.64
	3	0.85	0	0.93

B		Num. modi		
		1	2	3
Num. modi	1	1	0.12	0.89
	2	0.12	1	0
	3	0.89	0	1

C		Exp. modi		
		1	2	3
Sper. modi	1	1	0.74	0.94
	2	0.74	1	0.68
	3	0.94	0.68	1

Tab. 3 | MAC valutazione dei primi tre modi.

esecutivo originario. Successivamente, sulla base dei risultati delle prove dinamiche e del rilievo, sono stati modificati i parametri del modello iniziale per ottenere una migliore corrispondenza tra i risultati numerici e sperimentali.

Il modello 3D ottenuto dall'elaborazione dei dati laser scanner mostra che il punto più alto del pilone monitorato (44 m dal suolo) è posizionato ad una distanza di 1,18 m (misurata nel piano di vista dell'elevazione) da quello secondo la geometria progettata (figura 4d). Questa discrepanza non è dovuta alla precisione dello scanner laser ma al controllo limitato durante la costruzione. L'aggiornamento del modello numerico è stato eseguito posizionando il traliccio secondo il rilievo effettuato dal laser scanner e sostituendo l'incastro con il vincolo di cerniera sui seguenti nodi della struttura: base

del pilone, appoggio dell'impalcato sulle scale in cemento armato e supporto intermedio dell'impalcato sulle colonne. Il confronto tra le caratteristiche dinamiche ottenute dal modello aggiornato e dai risultati sperimentali è illustrato in figura 9 in termini di frequenze naturali e forme modali. Le caratteristiche modali

	Modo 1 Verticale 0.916 Hz	Modo 2 Verticale 1.16 Hz	Modo 3 Verticale 2.238 Hz	Modo 4 Trasversale 3.123 Hz	Modo 5 Verticale 3.733 Hz
Sperimentale					
Numerico	0.837 Hz	0.984 Hz	2.134 Hz	3.25 Hz	3.439 Hz
	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica
	Modo 6 Verticale e trasversale 4.547 Hz	Modo 7 Verticale e trasversale 5.32 Hz	Modo 8 Torsionale 6.632 Hz	Modo 9 Verticale e torsionale 8.382 Hz	Modo 10 Verticale 10.854 Hz
Sperimentale					
Numerico	4.954 Hz	5.956 Hz	9.274 Hz	8.356 Hz	10.397 Hz
	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica	Vista laterale Vista prospettica

Fig. 9 | Modi dell'impalcato identificati con la tecnica FDD dalle misure accelerometriche

	Comb. Carichi statici e vento				Combinazione sismica			
	Flessione	Taglio	σ_{ad}	Stabilità delle aste	Flessione	Taglio	σ_{ad}	Stabilità delle aste
Tensione rilevata del cavo	1,06	0,24	0,97	1,00	0,38	0,12	0,32	0,38
Ritesatura del cavo	1,00	0,24	0,97	0,96	0,38	0,15	0,38	0,39

Tab. 4 | Valutazione delle condizioni di sicurezza (coefficiente >1 indica “non verificato”).

sperimentali sono state ricavate attraverso la tecnica Frequency Domain Decomposition (FDD). Il Modal Assurance Criterion (MAC) è stato adottato per misurare il grado di linearità tra vettori modali sperimentali e numerici. La tabella 3(A) riporta i valori MAC dei primi tre modi: buoni risultati sono stati ottenuti per il modo 1 e il modo 3 con valori MAC diagonali, rispettivamente, 0,72 e 0,93, mentre valori MAC bassi sono stati ottenuti per il modo 2. Il MAC tra il modo 1 e il modo 3 (0,93 e 0,85) mostra che questi modi non sono ortogonali, ma l'ortogonalità tra il modo 1 e il modo 3 non è stata trovata nemmeno nella tabella 3(B) (MAC numerico) e nella tabella 3(C) (MAC sperimentale), perché la valutazione è stata condotta solo sull'impalcato (non su tutta la struttura).

4.2 Verifiche di sicurezza

Tutte le informazioni di cui sopra sono state utilizzate per valutare gli effetti della ritesatura del cavo sulla sicurezza strutturale secondo l'Eurocodice. Mediante il modello migliorato in accordo con i risultati sperimentali, sono stati valutati gli effetti della variazione di tensione nei cavi in termini di coefficienti di sicurezza. I risultati ottenuti per due combinazioni di carico sono illustrati nella tabella 4: i) carichi statici e vento; ii) sismica. Dai risultati ivi contenuti è facile notare che la ritesatura del cavo consente di ottenere la completa soddisfazione della valutazione di sicurezza, migliorando il comportamento a flessione.

5. PROGETTO DI MANUTENZIONE

5.1 Mappatura dei dissesti

Al termine delle indagini e dei controlli eseguiti in sito, sono state evidenziate le tipologie di degradi e dissesti, differenziate in funzione della loro importanza, rilevanza ed urgenza, in particolare: situazioni critiche ed inderogabili, situazioni critiche e situazioni non critiche.

5.5.1 Situazioni critiche ed inderogabili

Nel collegamento tra due moduli della passerella le giunzioni di due diagonali inclinate e di un diagonale di piano erano prive di bullonature, quindi libere e non in grado di dare continuità alla struttura. Vista la gravità della situazione (la continuità della passerella era sostanzialmente garantita solo dai tubolari correnti superiori ed inferiore) nell'ottobre 2018 è stato eseguito un intervento di urgenza per il ripristino della continuità delle tre sezioni (figura 10).

5.1.2 Situazioni critiche

I rilevamenti dell'opera hanno messo in evidenza come, in difformità a quanto prescritto nel progetto esecutivo, la maggior parte degli elementi in carpenteria metallica non era stata sottoposta a due riprese di zincatura a caldo in vasche, ma all'applicazione di un primer zincante inorganico (Elcozincosil) ed un successivo fondo / finitura epossidico ad alto spessore bicomponente (Epoxy Fond HB 7G).

Tale sistema protettivo adottato, in aggiunta ad un frequente e regolare utilizzo da parte del gestore di sali antigelo durante il periodo invernale, ha innescato evidenti e diffusi fenomeni di corrosione in numerosi elementi. Gli elementi maggiormente sensibili ed aggrediti dalla corrosione sono stati i nodi di giunzione e collegamento tra i diversi moduli di carpenteria metallica preassemblati ed i corrispondenti tubolari di collegamento (figura 11), che prevedevano collegamenti bullonati in opera, oltre ad alcuni punti singolari particolarmente esposti. Tale situazione è risultata più seria, avanzata ed in alcuni casi grave nella rampa rispetto alla passerella vera e propria di superamento del torrente. Per classificare tale problematica sono state evidenziate le zone interessate dal fenomeno di ossidazione dell'acciaio, individuando una scala della gravità secondo i seguenti criteri:



Fig. 10 | Giunzioni della passerella trovate prive di bullonatura (situazioni critiche ed inderogabili): a) diagonali inclinate; b) diagonale di piano.



Fig. 11 | Fenomeni di corrosione nelle situazioni critiche: a) nodi di giunzione; b) tubolari di collegamento.



Figura 12 | Situazioni critiche nel sistema di stralli: a) interferenza di alcuni stralli con il parapetto della rampa; b) interferenza tra gli stralli stessi.

1° livello di ammaloramento: fase iniziale di degrado dell'elemento metallico, con distacco della vernice ed iniziale attacco dei fenomeni di ossidazione;

2° livello di ammaloramento: fase intermedia di degrado dell'elemento metallico, con distacco della vernice e avanzato attacco dei fenomeni di ossidazione, che però non hanno compromesso la sezione resistente ed il funzionamento dell'elemento strutturale;

3° livello di ammaloramento: fase avanzata di degrado dell'elemento metallico con distacco della vernice e accentuato attacco dei fenomeni di ossidazione, che hanno compromesso la sezione

resistente ed il funzionamento dell'elemento strutturale.

Per quanto riguarda il sistema degli stralli in fune, sono emerse le seguenti criticità ed esigenze:

perdita di tensione rispetto ai valori di progetto e lassità degli stralli, con accentuato effetto delle catenarie;

iniziale modesto deterioramento della zincatura superficiale, sia nelle funi sia nei sistemi di collegamento costituiti da capicorda, barre e dadi;

interferenza di alcuni stralli con il parapetto della rampa o tra gli stralli stessi con deterioramento dello strato

protettivo di zincatura ed iniziale

formazione di fenomeni di ossidazione (figura 12).

5.1.3 Situazioni non critiche

Le situazioni non critiche rilevate sono le seguenti:

assenza di un'adeguata e duratura protezione di tutte le carpenterie metalliche nelle zone ancora non soggette a fenomeni di corrosione avanzata;

degrado e/o danneggiamento degli elementi in legno che costituiscono il piano di calpestio ed i corrimani della rampa e della



Fig. 13 | Degrado e/o danneggiamento nelle situazioni non critiche: a) elementi in legno che costituiscono il piano di calpestio; b) sistemi di fissaggio dei corrimani della passerella.



Fig. 14 | Assenza di coperchi di chiusura.

passerella nonché dei relativi sistemi di fissaggio, per la maggior parte non più efficaci per via dell'avanzato stato di corrosione, e dei sottostanti supporti in legno (figura 13);
 capicorda tipo MC parzialmente ossidati, di lunghezza ridotta rispetto a quanto necessario e con la testa saldata anziché con inserimento di coppiglia;
 assenza di coperchi di chiusura di tre stralli e di rondelle di centraggio di alcuni capicorda (figura 14).

5.2 Definizione degli interventi

Al termine della campagna di indagini e misure in sito e di analisi dei livelli di sicurezza, sono stati individuati una serie di interventi differenziati per tipologia ed urgenza.

5.2.1 Interventi urgenti

Sono stati definiti come urgenti i seguenti interventi:

- sostituzione per fasi di tutti gli elementi in carpenteria metallica

(figure 15-17) e delle bullonerie di collegamento non più in grado di svolgere con adeguati margini di sicurezza la funzione prevista da progetto;

- regolazione e ritesatura degli stralli, sulla base dei valori di progetto e delle effettive masse della passerella, riducendo al minimo l'effetto catenaria delle funi con bassa presollecitazione;
- integrazione della protezione superficiale degli stralli allo scopo di arrestare il deterioramento della zincatura superficiale, sia con riferimento alle funi che ai sistemi di collegamento costituiti da capicorda, barre e dadi, compresa l'applicazione di gusci di protezione sugli stralli che presentano interferenze;
- esecuzione di una prova di carico finale sull'impalcato della passerella nell'attraversamento del torrente Sangone (tratto di lunghezza m 50 circa).

5.2.2 Interventi non urgenti

Sono stati definiti come non urgenti i seguenti interventi:

- trattamento di sabbiatura di tutte le superfici metalliche per la rimozione delle vernici esistenti, con successiva preparazione del materiale e applicazione di nuovi trattamenti protettivi specifici nonché verniciatura finale;
- rifacimento completo dell'impalcato in legno e del corrimano con nuovi elementi in materiale analogo e di maggiore durabilità;
- interventi puntuali sugli elementi di strallatura della passerella e della rampa con sostituzione di perni di ancoraggio in sommità, inserimento di rondelle di imbottitura per il centraggio dei capicorda a forcella sugli ancoraggi del fuso e di coperchi di chiusura in corrispondenza degli ancoraggi degli stralli della passerella.

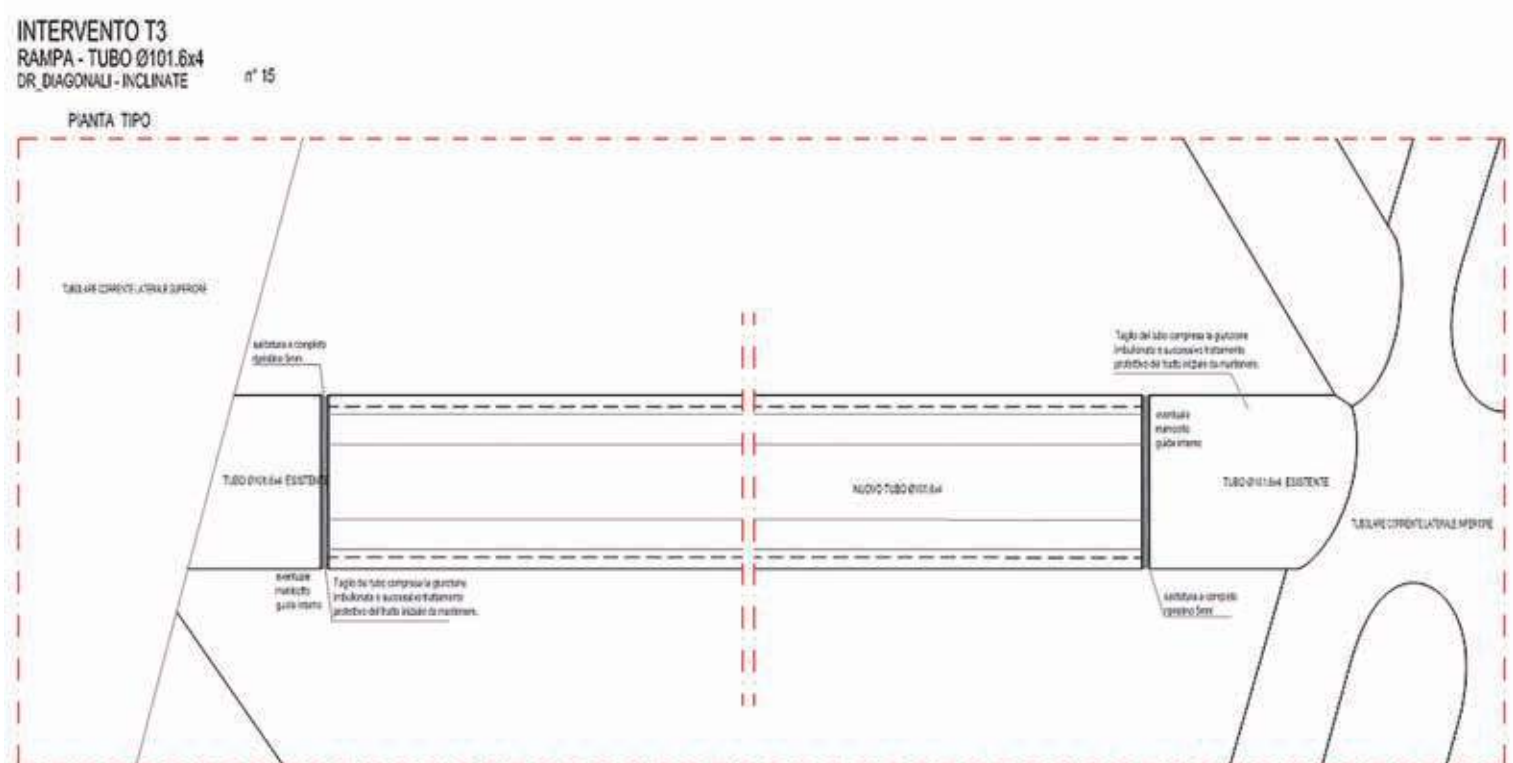


Fig. 15 | Sostituzione degli elementi in carpenteria metallica.

INTERVENTO T6
RAMPA E PASSERELLA - TUBO Ø76.1x5
 VR_DIAGONALI IMPALCATO - INCROCI n° 20
 VP_DIAGONALI IMPALCATO - INCROCI n° 24

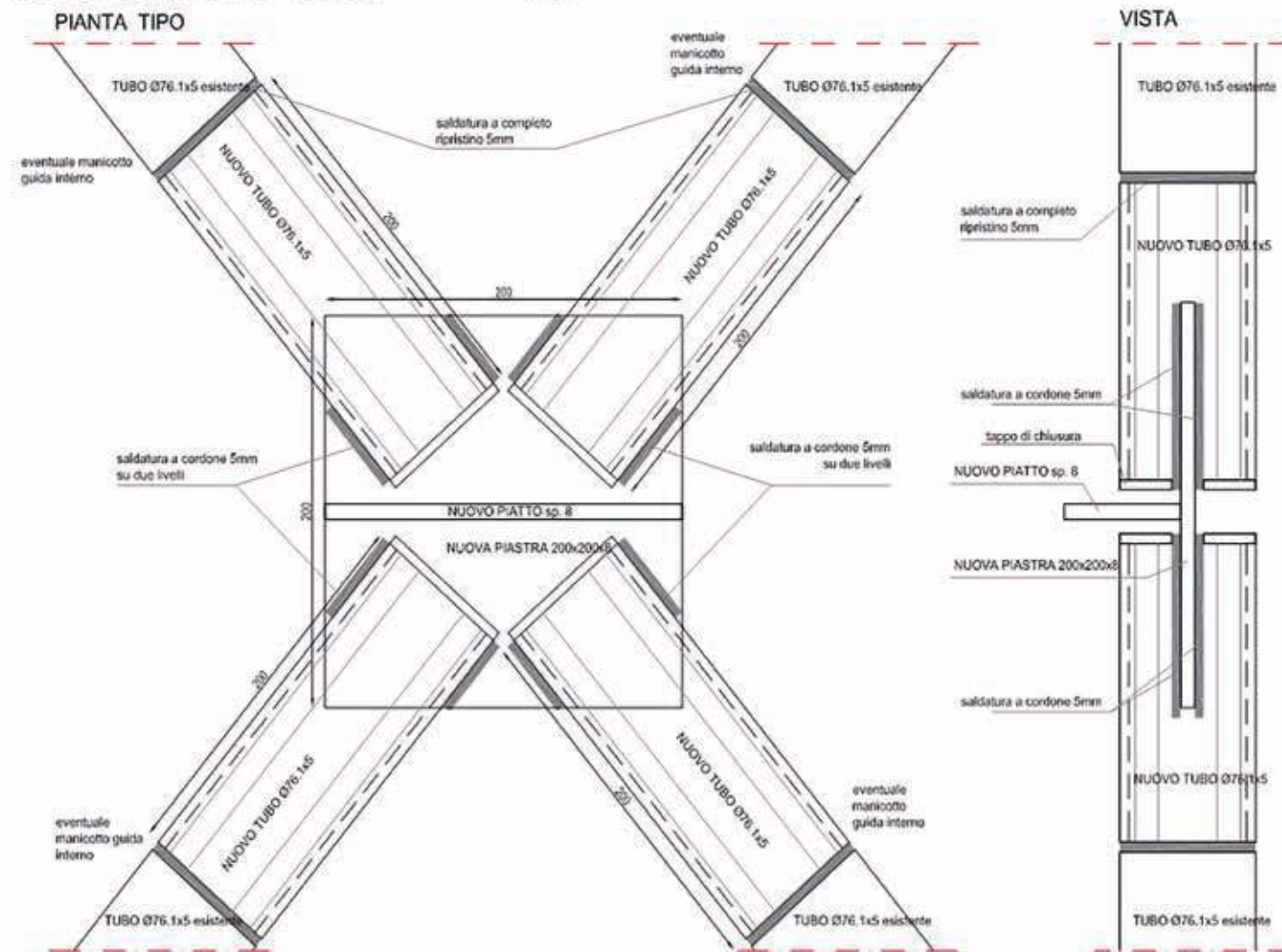


Fig. 16 | Sostituzione degli elementi in carpenteria metallica.

6. CONCLUSIONI

Questo lavoro descrive la campagna di indagini e il progetto di manutenzione redatto per la passerella strallata del comune di Beinasco. La procedura adottata per ottenere informazioni sullo stato della struttura è basata sull'integrazione di diversi sistemi di acquisizione e di diverse tipologie di dati (rilievo geometrico, misure di vibrazione ed ispezione visiva di degradi e difetti). Un modello numerico del ponte è stato migliorato facendo riferimento alla geometria rilevata mediante il laser scanner ed alle frequenze identificate dell'impalcato. Dalle misure di vibrazione dei cavi è stato possibile ricavare, rispetto alle approssimazioni assunte, una stima della forza interna assiale dei cavi. Le misure di vibrazione dei cavi basate sulle immagini hanno consentito di identificare le prime frequenze naturali dei cavi laschi che non risultano identificabili processando i segnali acquisiti con gli accelerometri. Attraverso il modello numerico implementato sulla base di questi risultati, sono stati simulati gli effetti dei valori di progetto di ritesatura del cavo. Le analisi hanno mostrato che l'operazione pianificata di ritesatura dei cavi garantisce un miglioramento

generale delle prestazioni strutturali. Una campagna di ispezioni visive ha permesso di definire le tipologie di degradi e dissesti riscontrate nella struttura, differenziate in funzione della loro importanza, rilevanza ed urgenza ed una serie di interventi di manutenzione differenziati per tipologia ed urgenza.

Tra le situazioni critiche della mappatura dei dissesti è stata riscontrata l'assenza della continuità di tre sezioni (giunzioni prive di bullonature) e la presenza di diffusi fenomeni di corrosione. Facendo fede ai risultati forniti dalle indagini e verifiche si è provveduto a stabilire gli interventi da attuare. Tra gli interventi urgenti è stata pianificata la sostituzione per fasi di tutti gli elementi in carpenteria metallica e delle bullonerie di collegamento non più in grado di svolgere con adeguati margini di sicurezza la funzione prevista da progetto, la ritesatura degli stralli con l'obiettivo di ridurre al minimo l'effetto catenaria delle funi con bassa presollcitazione e l'integrazione della protezione superficiale degli stralli allo scopo di arrestare il deterioramento della zincatura superficiale.

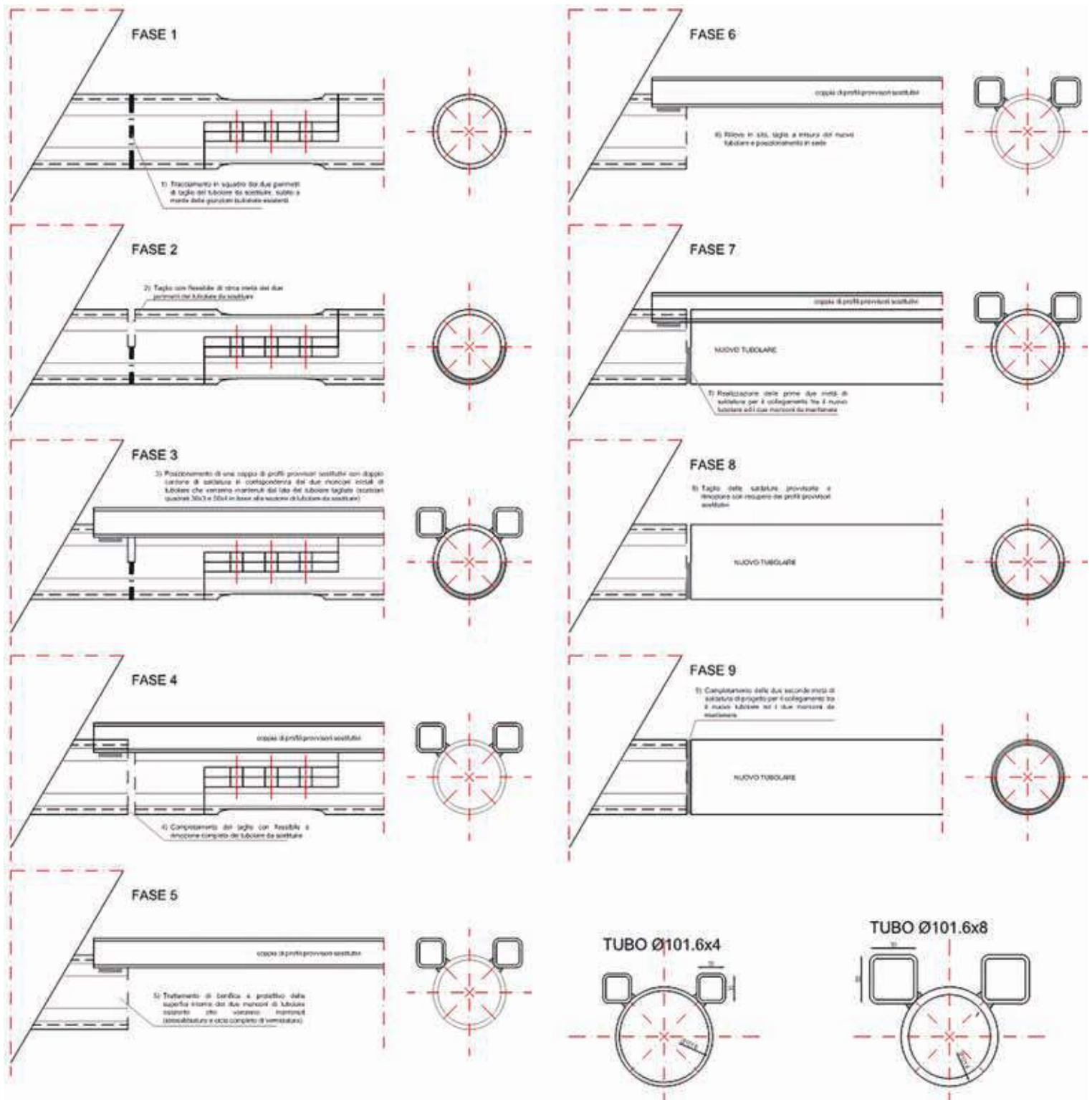


Fig. 17 | Fasi della sostituzione degli elementi in carpenteria metallica.

RINGRAZIAMENTI

Parte della ricerca che ha portato a questi risultati è stata finanziata dal Progetto DESDEMONA – Detection of Steel Defects by Enhanced MONitoring and Automated procedure for self-inspection and maintenance, convenzione n. RFCS-2018_800687, EU Call RFCS-2017). La campagna di indagini sperimentali è stata eseguita grazie alla collaborazione e al supporto dell'Ufficio Tecnico del Comune di Beinasco (TO).

BIBLIOGRAFIA

1. L. Truong-Hong, L. and Laefer, D.F. (2014) "Application of terrestrial laser scanner in bridge inspection: review and an opportunity", 37th IABSE Symposium: Engineering for Progress, Nature and People, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Madrid, Spain, 3-5 September 2014.
2. Zhang, L., Qiu, G. and Chen, Z. (2021) "Structural health monitoring methods of cables in cable-stayed bridge: A review", *Measurement*, 168, pp. 108343.
3. Nassif, H.H., Gindy, M. and Davis, J. (2005) "Comparison of laser doppler vibrometer with contact sensors for monitoring bridge deflection and vibration", *NDT&E Int*, 38, pp. 213-8.
4. Kim S.-W. and Kim, N.-S. (2013) "Dynamic characteristics of suspension bridge hanger cables using digital image processing", *NDT&E Int*, 59, pp. 25-33.
5. Gattulli, V., et al. (2021) "Dynamical models of a suspension bridge driven by vibration data", *Smart Structures and Systems*, 27(2), pp. 139-156.
6. Gattulli, V. and Lepidi, M. (2003) "Nonlinear interactions in the planar dynamics of cable-stayed beam", *International Journal of Solids and Structures*, 40(18), pp. 4729-4748.
7. Gattulli, G. and M. Lepidi, M. (2007) "Localization and veering in cable-stayed bridge dynamics", *Computer and Structures*, 85(21-22), pp. 1661-1668.
8. Caetano, E., et al. (2008) "Cable-deck dynamic interactions at the International Guadiana Bridge: on-site measurements and finite element modelling", *Journal of Structural Control and Health Monitoring* vol. 15(3), pp. 237-264.
9. Lepidi, V. Gattulli, 2014, "A parametric multi-body section model for modal interactions of cable-supported bridges", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 333, 4579-4596.
10. Irvine, M. (1981) *Cable structures*, Mit Press, Cambridge, Mass., 1-259.
11. Lepidi, M. and Gattulli, V. (2012) "Static and dynamic response of elastic suspended cables with thermal effects", *International Journal of Solids and Structures*, 49(9), pp. 1103-1116.



Vincenzo Gattulli

Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni in Sapienza, Università di Roma alla Facoltà di Ingegneria Civile ed Industriale. È impegnato costantemente in attività di ricerca, condotta con metodi analitici, numerici e sperimentali in settori della meccanica strutturale, a partire dal 1990. È autore di circa 230 pubblicazioni scientifiche, con rilevante impatto. Coordina numerosi progetti scientifici e partecipa a congressi nazionali ed internazionali come organizzatore o relatore invitato.



Stefano Meluzzi

Laureato in Ingegneria Civile Edile presso l'Università di Roma "La Sapienza" nel 1990, iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Roma dal 1992, esercita l'attività di libero professionista nel settore pubblico e privato, con particolare interesse in progetti di nuove strutture ed interventi di consolidamento su edifici ed opere esistenti.



Francesco Potenza

Laureato con lode in Ingegneria Civile nel 2004 (indirizzo strutture) presso l'Università degli Studi dell'Aquila. Nella stessa Università consegue il Dottorato in Ingegneria Modellistica Fisico-Matematica nel 2008. Attualmente è Ricercatore presso l'Università G. d'Annunzio di Chieti-Pescara dove i principali interessi riguardano il Controllo ed il Monitoraggio di Strutture ed Infrastrutture. Autore di circa 55 pubblicazioni scientifiche collocate in riviste internazionali e congressi nazionali e internazionali.



Giulia Severa

Laureata con lode in Ingegneria e Tecniche del Costruire presso l'Università degli Studi di Roma Tor Vergata nel 2019. Master in Analisi Diagnostica e Monitoraggio di Strutture e Infrastrutture presso l'Università La Sapienza di Roma nel 2021. Dal 2020 è Iscritta all'Ordine degli Ingegneri di Frosinone sez. A2675. Tra i principali interessi si segnalano le attività di rilievo e processamento di dati con metodologia laser scanner.



Cecilia Rinaldi

Laureata in Ingegneria Civile (indirizzo strutture) nel 2018 presso la Sapienza Università di Roma e dottoranda di ricerca dal 2018 presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale dell'Università degli Studi dell'Aquila. Svolge attività di ricerca nell'ambito del monitoraggio strutturale, dedicando particolare attenzione ai metodi di analisi di dati contenuti nelle immagini.

Diagnostica, monitoraggio dinamico e progettazione antisismica:

il progetto di riabilitazione strutturale del Ponte in ferro del Ciadel dalle verifiche in corso d'opera ai test di collaudo finali

Structural diagnosis, dynamic monitoring and earthquake design:

assessment and retrofitting of the existing Ciadel Iron Bridge

Ing. Alessio Pierdicca^{1*}, Ing. Andrea Alberto², Ing. Geol. Alberto Bethaz³, Ing. Fabio Mattiauda⁴, Ing. Matteo Buschini², Ing. Pier Paolo Cairo², Ing. Tommaso Romanazzi²

¹CapStudio stp srl – Ancona Italia; ²L.G.A. Engineering S.R.L. – Savigliano (CN)

³InGeoLab S.r.l. – Saint-Christophe (AO); ⁴DRC Italia s.r.l – Ancona Italia

Il presente articolo riporta il caso di un ponte in acciaio dei primi del '900, sito in provincia di Cuneo. Questa opera è stata oggetto di indagine distruttive e non distruttive atte a completare le informazioni disponibili ai progettisti ai quali è spettato l'onere progettuale dell'intervento di recupero e adeguamento del manufatto. In particolare, dal punto di vista delle prove, sono state eseguite indagini di identificazione dinamica svolte al fine di validare il modello FEM del ponte. L'articolo riporta inoltre un sunto delle fasi di progettazione dell'intervento di recupero con riferimento anche alle parti di progettazione più squisitamente progettuali e architettonico-paesaggistiche.

This paper reports the case study of an existing iron bridge from the early 1900s, located in the province of Cuneo-Italy. This work was subjected to destructive and non-destructive investigations done to complete the information available to the designers who were responsible for the design, the recover and adaptation of the manufact. In particular, from the point of view of the tests, dynamic identification was carried out in order to validate the FEM model of the bridge. The article also reports a summary of the design phases of the recovery intervention with reference also to the most exquisitely design and architectural-landscape design parts.



*Corresponding author. Email: a.pierdicca@capstudio.eu

1. Introduzione

Il rischio sismico dei ponti è sicuramente un tema più che mai attuale: gran parte della rete infrastrutturale è stata realizzata negli anni '60-'70, il che rende inevitabilmente gran parte di queste strutture inadeguata alle attuali normative antisismiche. Un trattamento a parte meritano ponti in acciaio tipici delle costruzioni dei primi del '900, come il manufatto considerato in questo articolo. In questi casi, oltre agli aspetti tecnici, occorre confrontarsi anche con le limitazioni legate al vincolo artistico dell'opera d'arte. Il ponte in ferro del Ciadel sul torrente Gesso è stato dichiarato di interesse culturale ai sensi degli artt. 10 e 12 del D.lgs. 42/2004 con decreto n° 164/2016 del 6 Giugno 2016, "Il ponte, costruito nell'anno 1895, come indicato anche sulla targa posta sul traliccio, è stato realizzato dalla Società Nazionale delle Officine di Savigliano, una delle principali aziende italiane che, tra gli anni Ottanta dell'Ottocento e gli anni Trenta del secolo scorso, ha progettato, prodotto e realizzato grandi strutture metalliche, principalmente per le Ferrovie dello Stato..."

Non sono presenti ulteriori notizie riguardanti il ponte del Ciadel, se non alcune indiscrezioni sulla base delle quali in ponte sarebbe stato parzialmente distrutto dai tedeschi in fuga negli ultimi giorni della seconda guerra mondiale e successivamente riparato e ricostruito all'inizio degli anni '50, di ciò non si hanno però evidenze storiche documentate (figura 1).

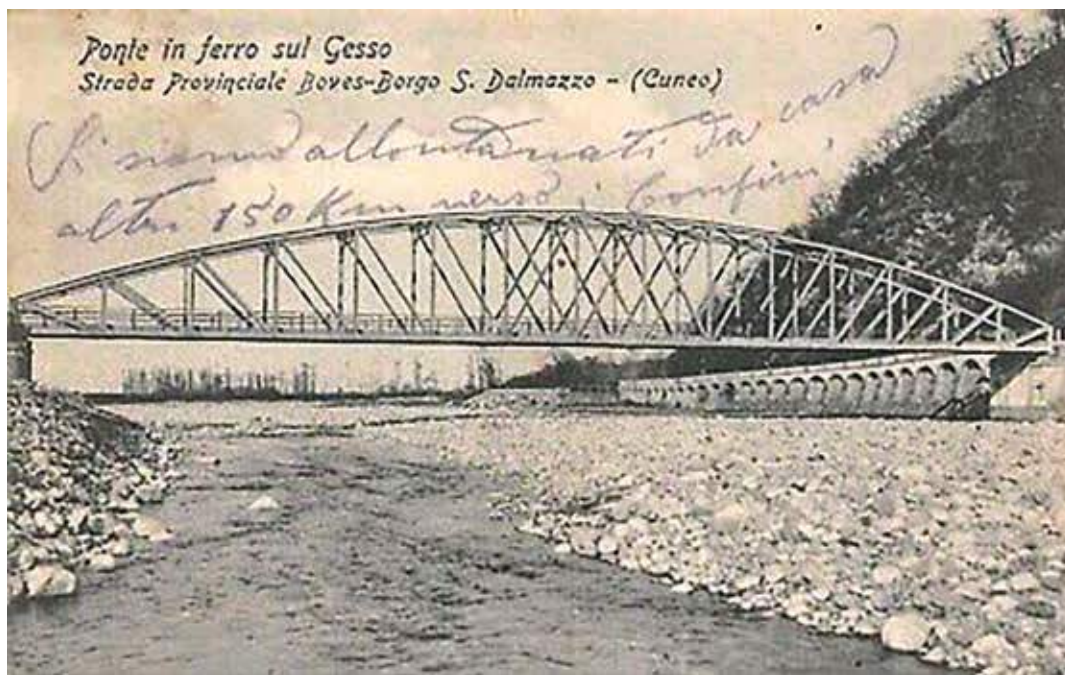


Fig. 1 | Ponte del Ciadel – Foto storica di repertorio

Alla luce di ciò diventa quindi fondamentale un'approfondita conoscenza di queste opere infrastrutturali, in modo da gestire in maniera adeguata gli interventi di manutenzione e ottenere informazioni, utili non solo al progettista che dovrà effettuare le valutazioni strutturali, ma anche e soprattutto alle pubbliche amministrazioni che dovranno eseguire e programmare operazioni di censimento e verifica della sicurezza sismica.

La procedura per affrontare tali problematiche, proposta in questo

articolo, consiste quindi in 3 fasi distinte e complementari: la conoscenza del manufatto, la modellazione numerica a elementi finiti e la valutazione e mitigazione del rischio sismico attraverso interventi di riabilitazione strutturale.

Nell'ottica di fornire un esempio pratico, questo lavoro propone un approccio metodologico nella valutazione di sicurezza e nel progetto di adeguamento sismico del ponte in ferro del Ciadel sul torrente Gesso nel comune di Borgo San Dalmazzo (CN), partendo dalla caratterizzazione dinamica del manufatto per poi calibrare il modello numerico F.E.M. alla base delle analisi strutturali con cui sono stati progettati gli interventi di miglioramento sismico.

2. Inquadramento normativo

I recenti sviluppi normativi tendono, finalmente, ad utilizzare il monitoraggio dinamico suggerendo o esigendo di dotare la struttura di un sistema di monitoraggio permanente. Già le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 dichiarano esplicitamente che al completamento delle opere civili "il collaudatore può altresì disporre specifiche prove dinamiche atte a verificare il comportamento dinamico della costruzione". La Circolare applicativa n.7/2019 aggiunge inoltre che "...le prove di carico dinamiche possono essere anche sostitutive di quelle di tipo statico, in forza della specialità dell'opera e delle condizioni al contorno in cui la prova può essere eseguita".

La "Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti" (allegato al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019) riporta in primo piano la necessità di effettuare valutazioni di vulnerabilità sismica sui manufatti esistenti allo scopo di adeguarli ai nuovi standard di sicurezza introdotti dalle attuali NTC. Il testo stabilisce inoltre le linee guida sulla realizzazione di sistemi di sorveglianza e monitoraggio dei ponti, soffermandosi in particolare sulla necessità di eseguire rilievi della risposta dinamica. Viene infine approfondito il tema del monitoraggio strutturale (Structural Health Monitoring - SHM) indicando le procedure per l'installazione, nei casi in cui la classe di attenzione lo richieda, di sistemi "intelligenti" e sensori in

grado di identificare stati di danno strutturale e attivare sistemi di allerta al superamento di determinati valori soglia.

Per l'esecuzione materiale delle prove descritte in questo articolo è stato inoltre fatto utile riferimento alle norme ISO/FDIS 4866 - "Mechanical vibration and shock, Vibration of fixed structures, Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures" e UNI 9916:2004 - Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

3. Descrizione della struttura e progetto di riabilitazione strutturale

L'aspetto fondamentale sulla quale sono state basate le principali scelte progettuali è quello della durabilità della struttura che, trattandosi di una costruzione realizzata nell'anno 1895, ha già raggiunto un'età ben superiore alla normale vita nominale con la quale vengono progettate le medesime strutture secondo le normative attuali.

Gli altri criteri fondamentali di cui si è tenuto conto nella determinazione degli interventi da eseguire sul ponte, oltre al tema centrale della durabilità, sono i seguenti:

- Portata dei mezzi transitabili sul ponte: allo stato attuale è imposta una limitazione di portata pari a 20 t, sono stati verificati i requisiti di sicurezza della struttura relativamente a tale portata sulla base delle indicazioni contenute nelle Linee Guida Ponti 2020 per le infrastrutture esistenti;
- Comportamento strutturale dal punto di vista statico: è stato indagato il comportamento della struttura nei confronti delle azioni gravitative statiche, l'andamento dello stato tensionale negli elementi ed il relativo tasso di lavoro con riferimento ai risultati delle prove eseguite per la caratterizzazione meccanica e fisico-chimica del materiale;
- Comportamento strutturale dal punto di vista dinamico: è stato indagato il comportamento della struttura ad azioni di tipo dinamico; tali verifiche, fondamentali per comprendere la risposta del ponte all'eccitazione sismica, sono state suffragate dai risultati delle analisi dinamiche eseguite sul campo;
- Verifica del comportamento dell'infrastruttura dal punto di vista idraulico nei confronti del deflusso della portata di piena di progetto e determinazione delle possibili criticità idrauliche nel tratto di alveo interessato dalle opere;
- Conservazione e tutela dei caratteri estetici e paesaggistici del

bene, data soprattutto l'esistenza del decreto che ne certifica l'interesse culturale e per garantire il più armonioso inserimento degli interventi in progetto nell'ambiente naturalistico fluviale.

Dall'analisi dei vari aspetti esplicitati in precedenza si è sviluppato il processo progettuale che ha dapprima individuato diverse ipotesi di intervento che sono state successivamente confrontate tra di loro in modo critico, esaminandone i punti di forza e di debolezza relativamente al soddisfacimento delle varie esigenze.

Le analisi dal punto di vista strutturale, sia in ambito statico che in ambito dinamico, hanno quindi permesso di determinare l'entità dei rinforzi da eseguire sulla struttura metallica del ponte sia a scala globale che a scala locale. Gli interventi più impattanti a scala globale riguardano l'inserimento dei diagonali nei campi laterali delle due travi reticolari costituenti la struttura portante principale del ponte e sono stati dettati dalla duplice esigenza di miglioramento del comportamento sismico della struttura e di abbassamento dello stato tensionale negli elementi in acciaio, soprattutto in corrispondenza dei campi di estremità. Gli interventi locali, invece, sono sostanzialmente costituiti da opere di rinforzo, riparazione e restauro degli elementi ammalorati le cui caratteristiche dimensionali (spessore, sezione, etc.) siano state compromesse dallo stato di degrado in atto.

Altri interventi dal punto di vista strutturale consistono nella sostituzione degli appoggi strutturali, nel rifacimento dei baggioli di appoggio e nella realizzazione, in sommità del corpo della spalla, di una serie di micropali collegati da una trave in cemento armato. Lo scopo di queste opere è quello di migliorare le condizioni di vincolo della struttura ed assicurare una più corretta trasmissione degli sforzi (soprattutto in direzione orizzontale) in fondazione scaricando il più possibile le esistenti strutture delle spalle (figura 2).

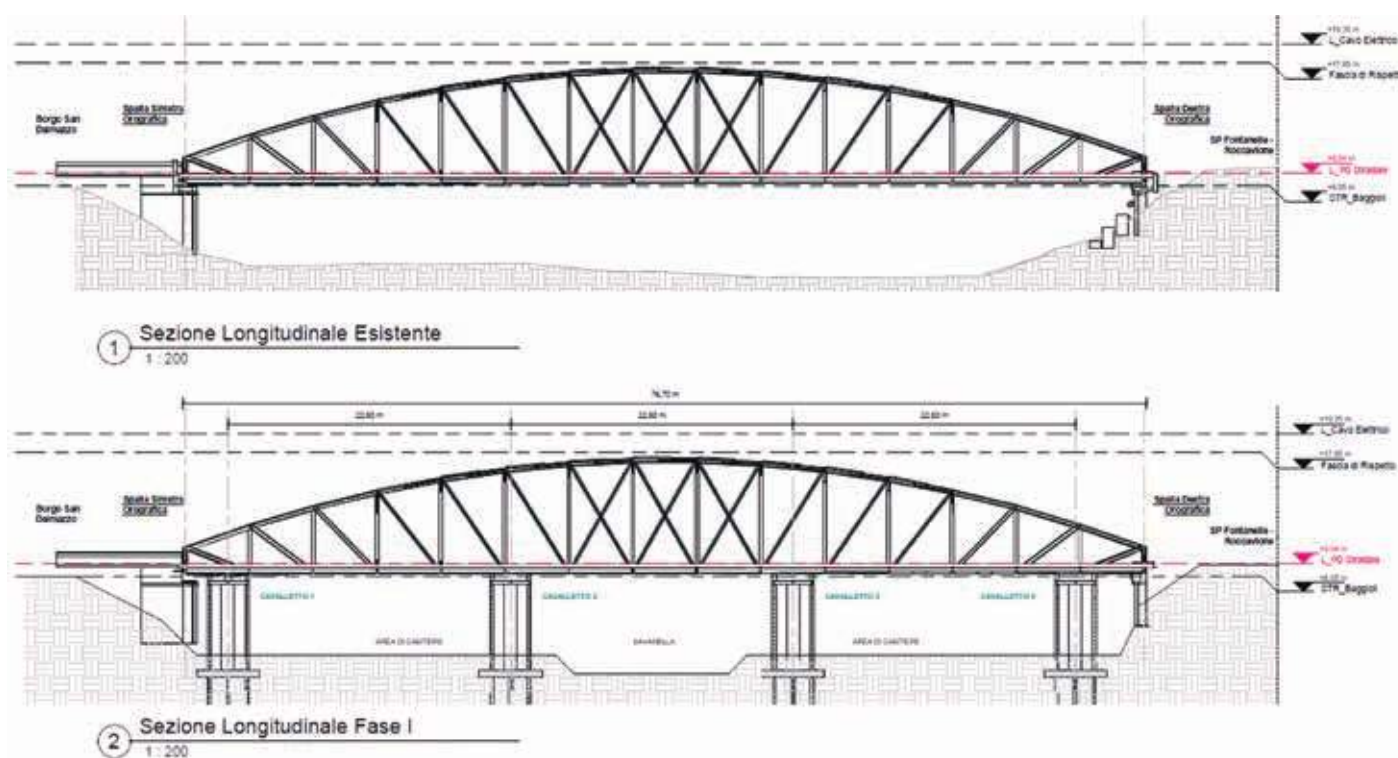


Fig. 2 | Sezioni longitudinali del ponte

Dal punto di vista paesaggistico, gli interventi maggiormente rilevanti sono l'esecuzione dei rinforzi a scala globale costituiti dall'aggiunta dei diagonali nei campi laterali delle travi reticolari e la verniciatura del manufatto. Per quanto riguarda il primo intervento verranno realizzati, compatibilmente con l'adattabilità delle tecniche di produzione di officina odierne a quelle dell'epoca della costruzione del ponte, degli elementi di rinforzo il più possibili somiglianti alle aste originali (prossopiegati, sezioni accoppiate, calastrelli, etc.). Per quanto riguarda la pigmentazione della struttura sono state esaminate tre ipotesi (colore effetto Cor-Ten, verde, bianco) e, a seguito di un'attenta analisi dal punto di vista storico volta alla determinazione del più probabile colore originale del manufatto, si è scelta la coloritura bianca.

4. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Prima di procedere con la caratterizzazione dinamica del ponte sono state eseguite una serie di indagini sugli elementi costituenti il ponte in oggetto. Le caratteristiche dei materiali sono state determinate da indagini distruttive e non distruttive come previsto dalle NTC 2018. Al fine di indagare lo stato di conservazione del ponte, l'eventuale presenza e l'entità dei fenomeni di degrado descritti, si è programmato un piano di indagini volto alla valutazione delle caratteristiche chimico-fisiche del materiale costituente la struttura sulle quali basare le future valutazioni di carattere strutturale nei diversi livelli di progettazione. I campioni prelevati sono poi stati lavorati in officina per ottenere una provetta secondo la norma UNI EN ISO 377.

In laboratorio si è proceduto con la prova di trazione e resilienza rispettivamente secondo le norme UNI EN ISO 6892-1 e ISO 148-1. Essa consiste nel sottoporre ad uno sforzo continuo di trazione il provino con una predefinita forma geometrica e nel registrare la variazione del carico in funzione del progressivo allungamento. Il risultato della prova viene schematizzato nel diagramma di carico-allungamento dove, nel primo tratto rettilineo del diagramma (tratto elastico) vengono rappresentati i valori di carico corrispondenti alla deformazione elastica. In questo tratto rilasciando il carico la deformazione si annulla. Tale prova di riferimento è stata utile nel determinare i valori effettivi di snervamento e rottura, utili da inserirli nel modello di calcolo e valutare anche localmente gli interventi (figura 3).

Oltre tali prove sono state eseguite le indagini durometriche mediante durometro portatile che, sfruttando il metodo di misura a rimbalzo tramite uno strumento di battuta (sonda), è in grado di rilevare la durezza su svariati tipi di materiale e di convertire i valori nelle principali scale di misura (Rockwell B, Rockwell C, Brinell, Vickers). Sono inoltre state eseguite prove di verifica dell'integrità della chiodatura mediante il controllo ultrasonico e infine analisi chimiche al fine di verificare la composizione della lega metallica in laboratorio.

5. Indagini dinamiche

In questo paragrafo vengono mostrati i risultati ottenuti mediante la campagna di indagini dinamiche eseguite. In particolare, al fine di estrarre i parametri dinamici della struttura (frequenze proprie, smorzamenti e forme modali) sono state eseguite prove di identificazione mediante la tecnica chiamata Operational Modal Analysis (OMA) che consente di descrivere il comportamento dinamico della struttura semplicemente registrando i bassissimi livelli di vibrazione a cui è sottoposta la struttura utilizzando l'eccitazione ambientale come input.

L'OMA è una tecnica molto interessante ed offre una serie di vantaggi: la prova è del tutto non invasiva ed economica, non sono necessarie attrezzature esterne per mettere in vibrazione forzata la struttura e soprattutto il test non interferisce con l'utilizzo della struttura che può rimanere in esercizio durante il monitoraggio.

Al fine poi di valutare l'ampiezza della risposta dinamica dell'impalcato alle varie frequenze proprie, la struttura è stata eccitata dinamicamente mediante un'innovativa vibrodina lineare, che ha consentito di mettere in risonanza strutturale il ponte in acciaio introducendo nella struttura un input noto. Questo tipo di analisi, nota come Experimental Modal Analysis (EMA), ha consentito di valutare la risposta strutturale del ponte sotto l'azione di forzanti note e controllate, nonché di confermare la determinazione delle frequenze proprie ottenute con le tecniche OMA.

5.1. Operational Modal Analysis - OMA: pianificazione della prova

Le acquisizioni sono state eseguite mediante la registrazione in continuo di accelerazioni di tipo ambientale derivati dall'eccitazione naturale della struttura causata da fenomeni esterni, quali vento,

DATI DICHIARATI			RISULTATI DELLE PROVE			
Identif. provino	Data prelievo	Tipologia profilo	Sezione effettiva [mm ²]	Prova di trazione		
				Snervamento f_y [N/mm ²]	Rottura f_t [N/mm ²]	Allungamento [%]
01	20.04.2021	--	164,0	339*	446**	35,6
02	20.04.2021	--	202,0	277*	423	38,1
03	20.04.2021	--	195,0	303*	364	38,6
04	20.04.2021	--	140,0	328*	427	42,8
05	20.04.2021	--	187,1	333*	426	49,1
06	20.04.2021	--	186,0	310*	396	38,7

Prove effettuate con macchina di prova METRO COM ENGINEERING matr. n. 9260 di classe 1 secondo UNI EN ISO 7500/1
 * $f_{0,2}$ tensione di scostamento dalla proporzionalità allo 0,2%
 ** rilevata frattura in corrispondenza del piano di simmetria orizzontale del provino nella direzione di laminazione (delaminazione)
 Preparazione e sagomatura dei provini eseguita dal Laboratorio



Fig. 3 | Risultati delle prove di caratterizzazione meccanica dei materiali (provini in ferro)

microsismi e rumori derivanti dall'attività antropica (es. traffico veicolare). Le prove sono state effettuate con l'ausilio della seguente strumentazione:

- Accelerometri sismici (Integrated Electronic Piezoelectric - IEPE) KS48C voltage sensitivity 1V/g e range di misura $\pm 6g$;
- Centralina di Acquisizione Dynamic Data System 8 canali, DaTa 500 (DRC srl), 24-bit Digital Signal Processor (DSP), con analog anti-aliasing filter e high-frequency acquisition range (da 0,2 Hz a 200 kHz).

Gli accelerometri sono stati installati nei punti più significativi dell'impalcato e sono state eseguite acquisizioni per la misura della risposta strutturale alle vibrazioni ambientali (figure 4-5).



Fig. 4 | Catena di misura

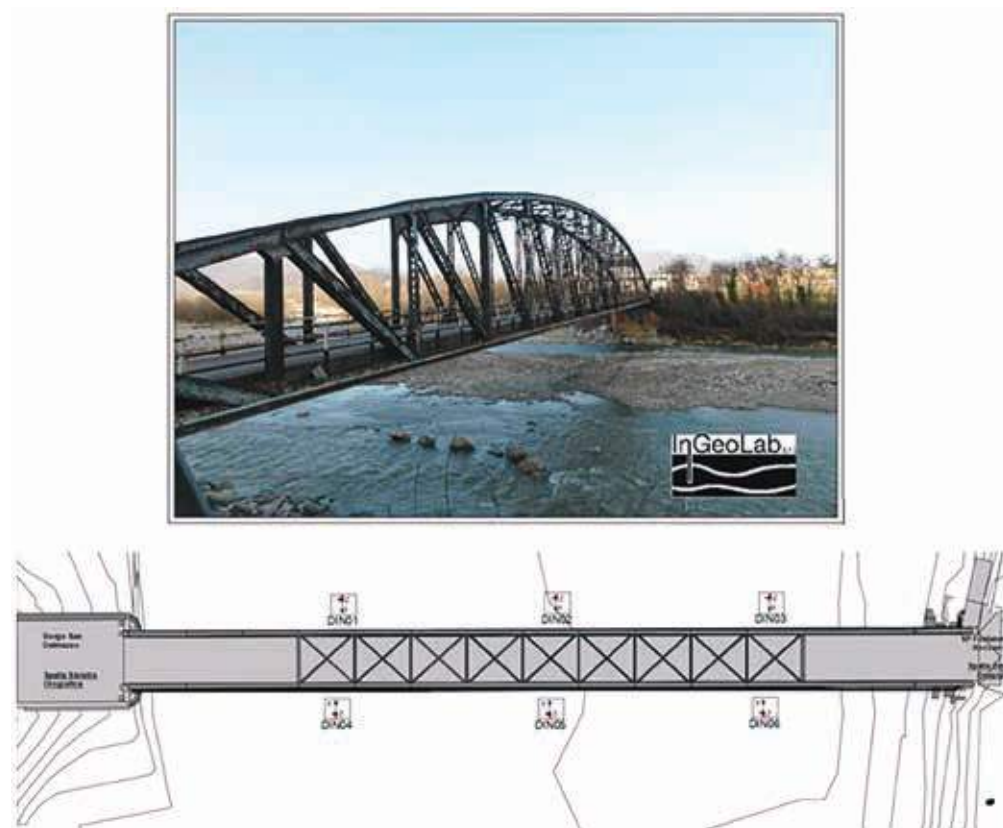


Fig. 5 | Vista del ponte monitorato e layout dei sensori – InGeoLab srl

Una volta acquisiti i dati accelerometrici, le storie temporali sono state elaborate dall' algoritmo di identificazione dinamica. In questo caso è stato utilizzato l' algoritmo di identificazione Stochastic Subspace Identification (SSI) che opera nel dominio del tempo.

5.2. Experimental Modal Analysis - EMA: attivazione dei modi mediante oscillazioni forzate

Al fine di convalidare i risultati ottenuti (in termini di frequenze) con tecnica OMA ed enfatizzare la risposta della struttura, è stata utilizzata una vibrodina lineare in grado di applicare una forzante artificiale esterna sull'impalcato.

Una vibrodina è un dispositivo in grado di erogare forzanti dinamiche sinusoidali ad una struttura una volta solidarizzata alla

struttura stessa. Le vibrodine comunemente reperibili in commercio svolgono questo compito grazie a masse eccentriche che, poste in rotazione, generano una forzante lungo la loro risultante. La pulsazione della forzante viene modificata variando la velocità di rotazione delle masse.

Operativamente si effettua quello che viene chiamato uno "sweep in frequenza" sollecitando la struttura a frequenze via via crescenti e acquisendo al contempo la risposta della struttura stessa mediante accelerometri posizionati in punti significativi del manufatto. Quando la vibrodina attraversa una frequenza coincidente con una frequenza naturale della struttura, si assiste ad una amplificazione delle ampiezze misurate a tale frequenza (fenomeno della risonanza). Il principio di funzionamento delle vibrodine a masse rotanti produce tuttavia l'inconveniente di avere forzanti con basso modulo alle basse frequenze (tipiche delle strutture civili) ed alto modulo alle alte frequenze (tipicamente fuori dal range di interesse per le strutture civili). Le masse in gioco rendono inoltre difficilmente movimentabili tali tipologie di attrezzature. Tali limitazioni vengono superate dalla vibrodina utilizzata in questo caso studio, VIBRA 9001-LiTeM che ha un funzionamento lineare anziché rotante (figura 6).

Una slitta sulla quale può essere applicata una massa fino a 40 kg, viene movimentata su una guida lineare con una accelerazione massima pari a 1 g (regolabile). Il controllore elettronico che ne gestisce il funzionamento è in grado di modificare (ridurre) la corsa della slitta all'aumentare della frequenza della pulsante (nota). Il software di gestione realizza lo sweep in frequenza mantenendo perciò costante il



Fig. 6 | Vibrodina lineare VIBRA 9001, controller e software – Litem - life testing machine

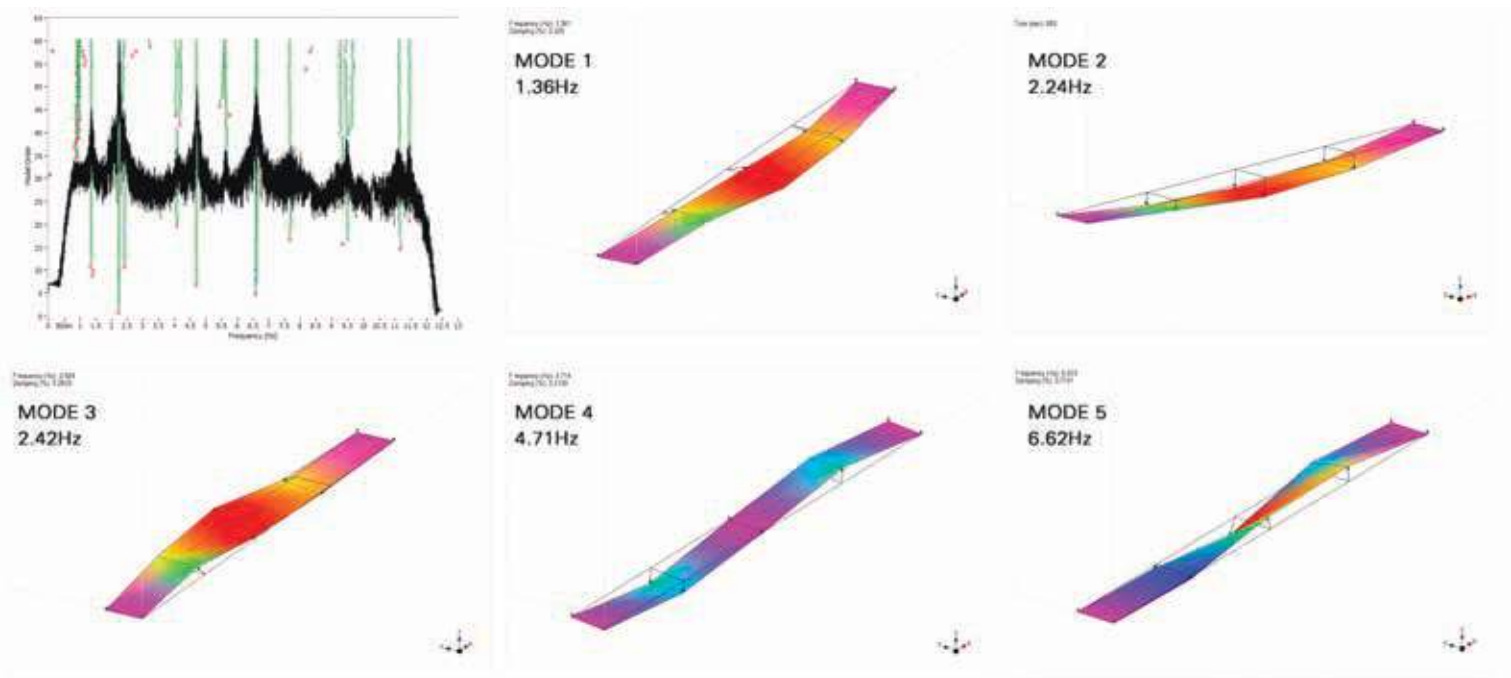


Fig. 7 | Identificazione dinamica del ponte in ferro, diagramma di stabilizzazione e forme modali

valore della forzante al variare della sua frequenza tra 0,7 e 30 Hz circa.

Nel caso in esame la vibrodina lineare è stata ancorata all'impalcato del ponte mediante solidarizzazione meccanica con la parte strutturale. Le acquisizioni sono poi state effettuate orientando la vibrodina lungo la direzione Y dell'impalcato. In direzione X, la vibrodina è stata solidarizzata alla struttura a circa 2 m dalla mezzeria. Si è voluto cioè evitare di posizionare la vibrodina in corrispondenza di un nodo strutturale.

Dall'analisi delle acquisizioni eseguite ed in particolare dall'elaborazione delle time historie mediante la loro trasformata di Fourier è stata riscontrata l'ottima correlazione tra le frequenze ricavate mediante l'identificazione OMA e le frequenze corrispondenti alla massima ampiezza dei segnali ottenuti durante la prova EMA (con vibrodina).

Si è potuto riscontrare come la possibilità di avere una forzante costante e di entità opportuna anche alle basse frequenze costituisca un vantaggio nella conduzione dello sweep in frequenza. Inoltre, la vibrodina si è dimostrata efficace anche nell'identificazione di modi superiori al terzo, dove il software di identificazione risulta invece meno affidabile. In figura 7 si riportano le forme modali ottenute.

Modo N°	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	Tipo di modo rilevato
1	1.36	2.30	Flessionale Y
2	2.24	0.12	1° Flessionale Z
3	2.42	0.28	1° Torsionale
4	4.71	0.31	2° Flessionale Z
5	6.62	0.42	2° Torsionale

Tab. 1 | Frequenze e forme modali identificate mediante indagine dinamica

In tabella 1 vengono infine riportati i primi 5 modi di vibrare identificati.

6. Modellazione e calibrazione del modello FEM

Per l'identificazione del comportamento statico e dinamico del ponte stradale si è seguito un approccio teorico-sperimentale che ha previsto la predisposizione di un modello FEM e la sua taratura con processo iterativo sulla base delle risposte dinamiche

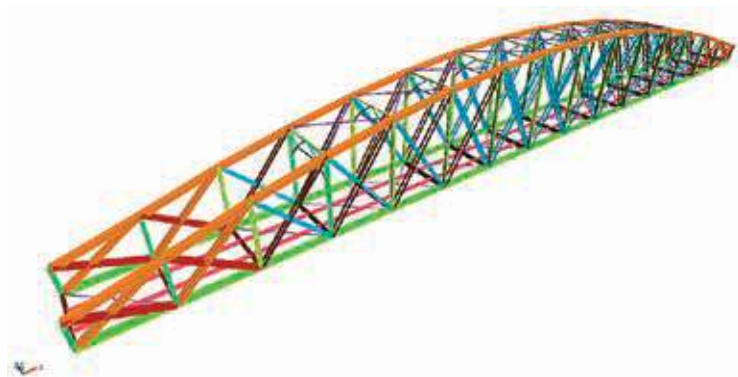


Fig. 8 | Vista 3D del modello FEM utilizzato e calibrato

Valori modali						
Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	Frequenza modello FEM (Hz)	Energia (J)	Frequenza indagine dinamica (Hz)	Δ
1	9.64	0.65	1.53	46.46	1.36	11%
2	14.52	0.43	2.31	105.35	2.24	3%
3	17.36	0.36	2.76	150.72	2.42	12%
4	33.71	0.19	5.37	568.29	4.71	
5	55.14	0.11	8.78	1520.22	6.62	
Totale				2391.05		

Tab. 2 | Parametri modali ottenuti mediante modello FEM e confronto con i dati sperimentali

sperimentali, come precedentemente descritto. Il modello finale validato sulle indagini dinamiche svolte è diventato lo strumento di valutazione della risposta statica e dinamica della struttura in campo elastico lineare.

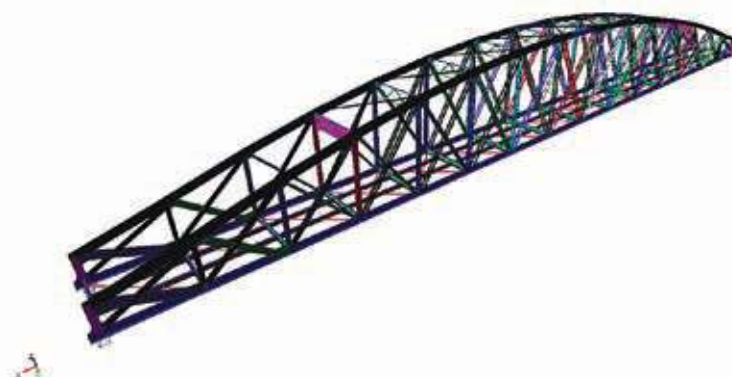
Prima di procedere con l'analisi strutturale, è opportuno procedere con la taratura del modello, confrontando le risposte in termini di frequenza e modi di vibrare propri della struttura con i risultati dinamici ottenuti dalle prove dinamiche eseguite dalla ditta Ingeolab srl. Il processo di calibrazione del modello ha previsto la modifica manuale di una serie di parametri (masse, rigidità, proprietà meccaniche dei materiali e condizioni al contorno) al fine di minimizzare le differenze tra il modello a elementi finiti e i parametri ottenuti sperimentalmente (tabella 2).

Tali risultati, evidenziano una differenza nell'intorno del 10% per i primi 3 modi di vibrare; tali risultati si ritengono accettabili al fine di continuare l'esecuzione del calcolo strutturale e la modellazione delle ulteriori fasi di calcolo.

Il modello di calcolo è stato sviluppato e schematizzato mediante due modelli paralleli, modello costituito da elementi lineari, tale da valutarne facilmente il sestetto delle sollecitazioni, e un modello bidimensionale in modo da effettuare verifiche locali per la concentrazione delle tensioni all'interno dell'impalcato in oggetto (figura 8).

6.1. Interventi strutturali per l'adeguamento sismico

Gli interventi dal punto di vista globale sulla struttura del ponte sono costituiti dall'inserimento delle aste diagonali a completamento delle croci di S. Andrea nei campi delle due travature reticolari principali.



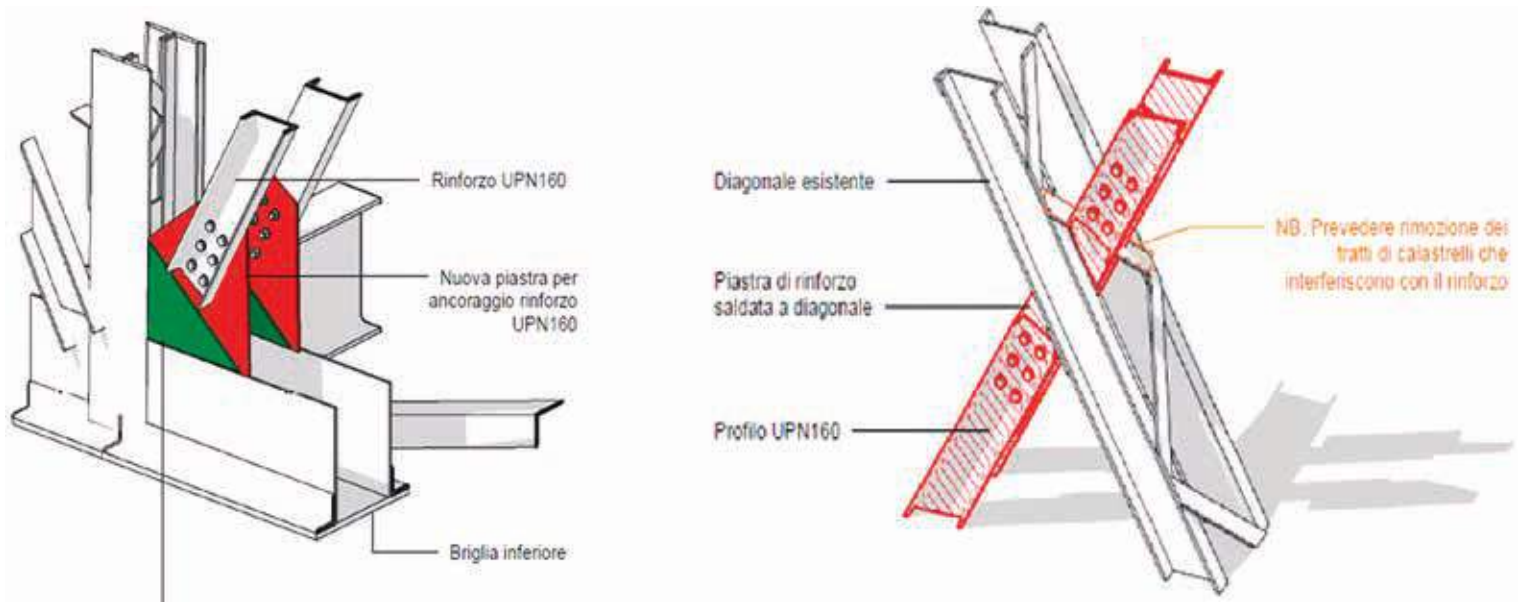


Fig. 9 | Dettagli degli interventi strutturali negli elementi in acciaio

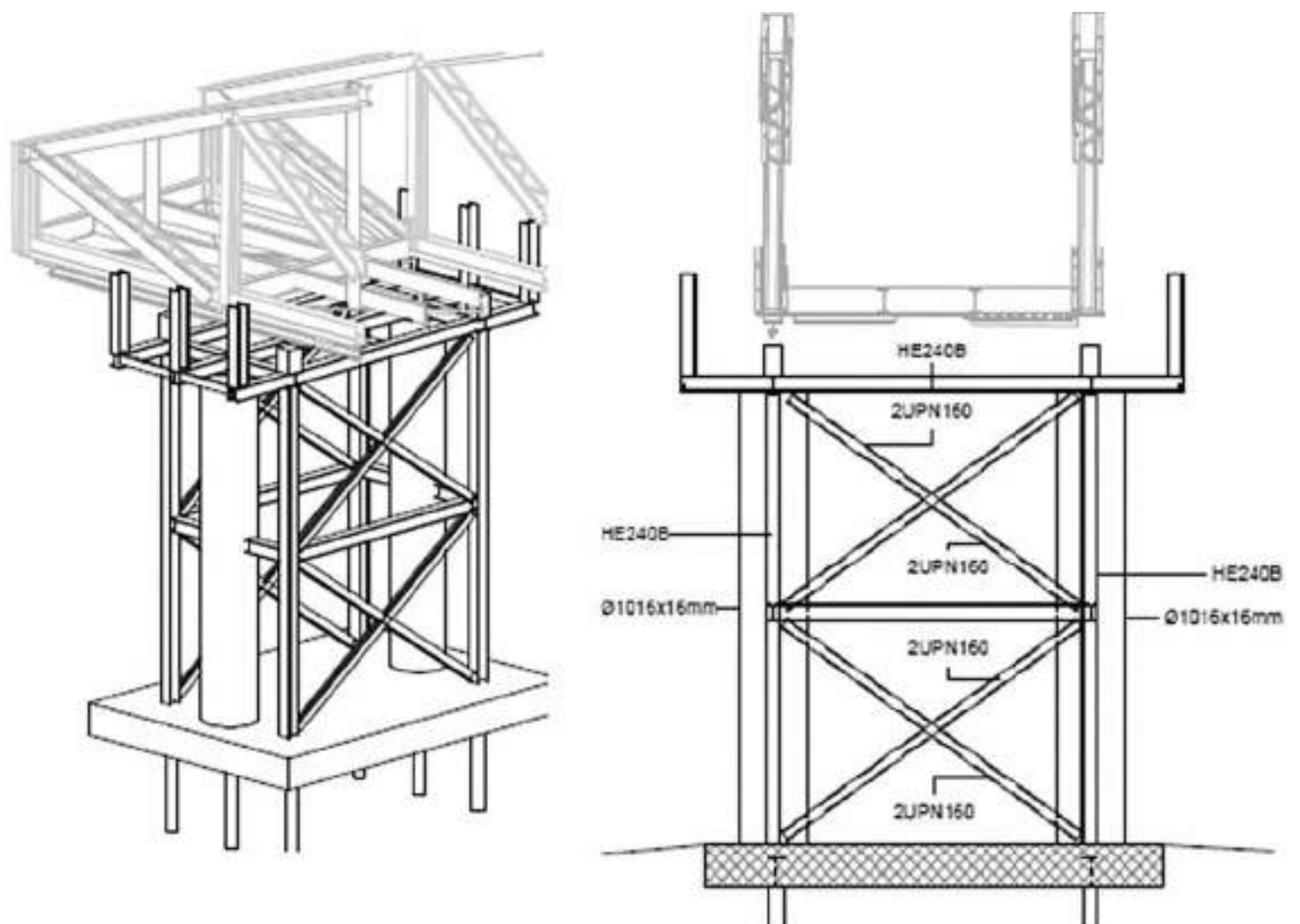


Fig. 10 | Particolari costruttivi del sistema provvisorio costituito dai cavalletti in alveo

Per mantenere al massimo la similitudine con la struttura esistente tali aste sono costituite da profili UPN 160 nei campi centrali e UPN 300 nei campi di estremità, accoppiate tra di loro e connesse mediante calastrelli costituiti da piastre di spessore 6 mm bullonate esternamente alle piattabande degli UPN stessi. Le nuove aste sono collegate alla struttura esistente in corrispondenza del nodo tra la briglia superiore/inferiore ed il montante. In entrambi i casi è previsto l'inserimento di una piastra centrale e due piastre di imbottitura laterali saldate agli elementi della struttura esistente. Le aste in UPN accoppiati sono collegate a tali piastre mediante bulloni M16 e sono sgiuntate in corrispondenza dell'intersezione delle esistenti aste diagonali al centro della campata per mezzo di piastre sciolte anch'esse fissate agli UPN con bulloni M16 (figura 9).

Gli interventi locali riguardano soprattutto l'irrigidimento della connessione tra montanti e briglia inferiore mediante l'inserimento di un profilo angolare con nervatura saldato sia alla briglia che al montante.

L'intervento locale in corrispondenza degli appoggi consiste nell'inserimento di una piastra di spessore 30 mm al di sotto della briglia equipaggiata con un foro centrale atto ad accogliere il dispositivo di centraggio dell'appoggio strutturale stesso.

6.2. Dettagli delle operazioni di svaro e varo

Un ultimo interessante aspetto del progetto riguarda le operazioni di svaro e varo del ponte, per cui sono stati necessari una serie di accorgimenti tecnici ed ingegneristici di seguito descritti. Tali operazioni consistono nella movimentazione della struttura dalla sua sede attuale ad un'area di cantiere appositamente preparata

in sponda sinistra, dove avverranno le successive lavorazioni, per mezzo dello scorrimento orizzontale del ponte equipaggiato con apposite guide su rulli posizionati sui sostegni provvisori.

Il primo passo consiste nella realizzazione dei quattro cavalletti provvisori in alveo, costituiti da una struttura tralicciata in carpenteria metallica, che daranno supporto al sistema di rulliere ed ai martinetti per il sollevamento del ponte. Allo stesso scopo saranno realizzati otto baggioli nell'area di cantiere in sponda sinistra lato Borgo San Dalmazzo preparata per accogliere la struttura (figura 10).

La seconda operazione consiste nel montaggio del sistema di binari per lo scorrimento posizionati al di sotto delle briglie inferiori che sono costituiti da travi longitudinali equipaggiate con un profilo tipo rotaia, che fornirà la superficie di contatto con il rullo per favorire lo scivolamento, e travi trasversali di collegamento.

Il terzo passaggio consiste nell'installazione del sistema di controventatura interno realizzato con profili circolari cavi fissati sia alla struttura esistente del ponte che al sistema di binari sottostante, opportunamente disposti al fine di minimizzare le eventuali sollecitazioni e deformazioni alle quali potrà essere soggetta la struttura durante le operazioni di varo/svaro.

La configurazione di tale sistema di controventatura è stata studiata in modo da lasciare libero il passaggio di un mini-escavatore sull'impalcato del ponte in modo da consentire un agevole montaggio dei controventi stessi ed allo stesso tempo la demolizione della pavimentazione esistente (figura 11).

Le operazioni preliminari si completano con il posizionamento di 16 martinetti sui cavalletti provvisori le cui caratteristiche devono essere le seguenti: portata 200 kN e corsa minima 300 mm.

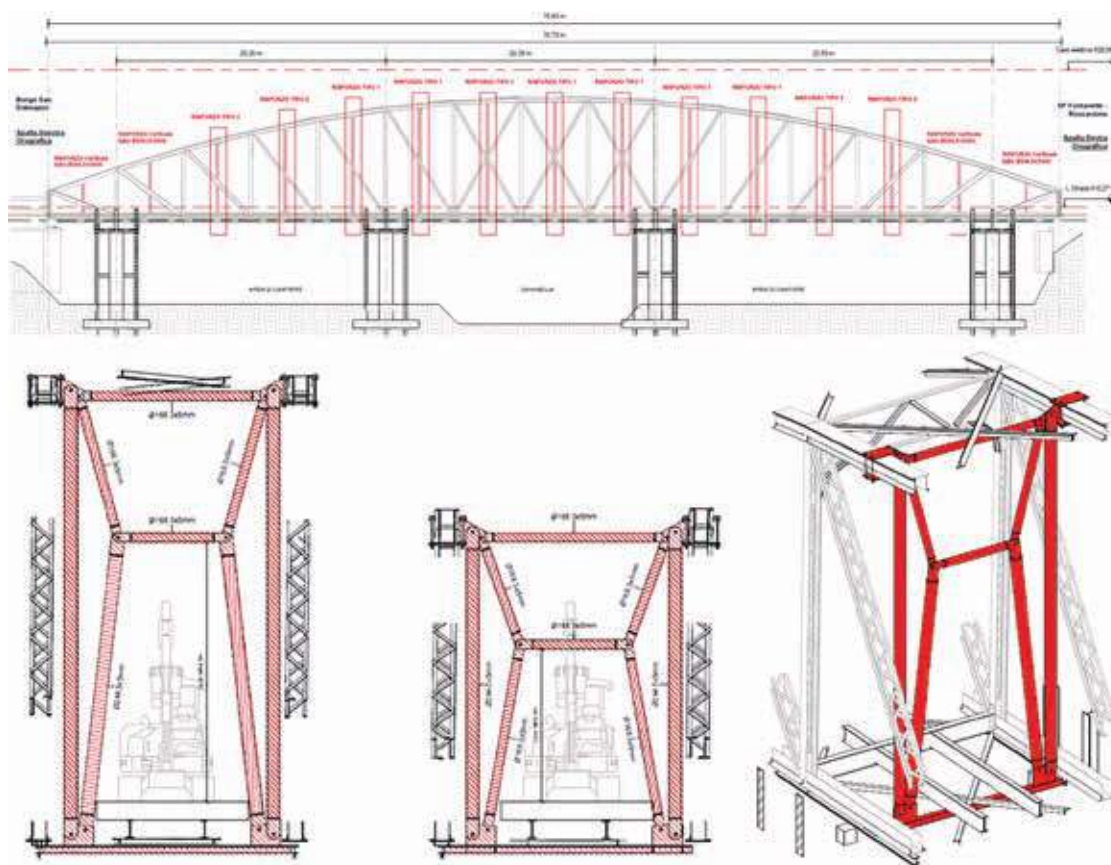


Fig. 11 | Particolari costruttivi del sistema di controventatura interno alla struttura

Note

Stazione Appaltante: Provincia di Cuneo - Settore Viabilità Cuneo Saluzzo;

I lavori sono finanziati dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con Decreto interministeriale MIT-MEF 3 marzo 2020, n. 1. "Messa in sicurezza dei ponti nel bacino del Po - Legge 30 dicembre 2018 n. 145, art. 1, comma 891"



Alessio Perdicca

Ingegnere libero professionista, dottorato in Ingegneria nell'ambito del monitoraggio dinamico. Co-Founder dello studio di ingegneria e architettura CapStudio di Ancona, opera nel campo della diagnostica strutturale degli edifici ed è specializzato nell'identificazione dinamica delle strutture.



Matteo Buschini

Ingegnere presso la L.G.A. Engineering Srl di Savigliano. Segue i lavori di progettazione e direzione lavori strutturale intrapresi dalla Società e dal team di progettazione di cui fa parte. Possiede competenze trasversali di ingegneria strutturale con particolare riguardo alle costruzioni in carpenteria metallica e di ingegneria idraulica in ambito fluviale ed idroelettrico.



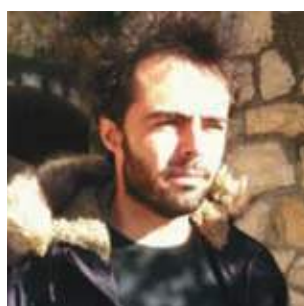
Pier Paolo Cairo

Ingegnere presso la L.G.A. Engineering Srl di Savigliano. Segue i lavori di progettazione e direzione lavori strutturale intrapresi dalla Società e dal team di progettazione di cui fa parte, capace di lavorare e gestire situazioni lavorative con enti pubblici e privati. Appassionato della metodologia B.I.M., il quale è il fulcro della sua carriera lavorativa.



Tommaso Romanazzi

Ingegnere presso la L.G.A. Engineering Srl di Savigliano. È specializzato nella progettazione architettonica e strutturale bim svolta dalla società. Si occupa dello sviluppo di modelli tridimensionali rivolti alla progettazione parametrica, in particolare per strutture in calcestruzzo armato, in carpenteria metallica ed in legno.



Andrea Alberto

Ingegnere presso la L.G.A. Engineering Srl di Savigliano. Gestisce e segue i lavori di progettazione e direzione lavori strutturale intrapresi dalla Società e dal team di progettazione di cui è responsabile. Conosce, studia e ricerca i vari codici di calcolo internazionali ed è specializzato nell'analisi e calcolo di edifici, infrastrutture, impianti industriali e strutture complesse in c.a. e in acciaio. È docente a contratto al politecnico di Torino dove insegna agli allievi del V° anno civili ed edili "Bim and infrastructure bim". Segue tesi nel campo dell'ingegneria civile ed edile, con particolare attenzione allo sviluppo della metodologia B.I.M.



Alberto Bethaz

Ingegnere libero professionista, è fondatore nonché CEO di InGeoLab srl. È esperto in diagnostica strutturale ed è operatore qualificato di III livello secondo UNI EN ISO 9712:2012 nelle principali metodologie di controlli non distruttivi in ambito civile. È inoltre ispettore di III livello di ponti, viadotti e passerelle. Segue in qualità di direttore tecnico i lavori di progettazione e direzione lavori strutturali e ambientali intrapresi da InGeoLab e dal team di progettazione di cui è responsabile. Amante della dinamica delle strutture, sviluppa progetti di ricerca con i propri team.



Fabio Mattiauda

Ingegnere libero professionista, esperto in diagnostica strutturale. Operatore qualificato di III livello secondo UNI EN ISO 9712:2012 nelle principali metodologie di controlli non distruttivi in ambito civile. Client Account Manager presso DRC Italia srl.



Dalla RIVISTA ITALIANA della SALDATURA - 2
marzo/aprile 2021

Immagine in anteprima. Western High Speed Diameter (WHSD), San Pietroburgo.

La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto

Giancarlo Canale | Direttore Coordinamento Commerciale, Istituto Italiano della Saldatura.

Il periodo storico che stiamo vivendo coincide con il termine della vita utile di un numero molto grande di infrastrutture in Italia. L'articolo è la prima puntata di un racconto che si pone l'obiettivo di sensibilizzare i tecnici e gli ingegneri sulla necessità di introdurre una visione unica sull'intera vita di una infrastruttura già dalle fasi di concezione e progettazione.

Sarà seguito da altre puntate che si concentreranno sulle diverse fasi della vita di un'opera metallica di ingegneria.

Un'infrastruttura stradale o ferroviaria è un'opera complessa, che deve durare nel tempo e soddisfare i requisiti prestazionali richiesti, garantendo la sicurezza degli utenti, per tutta la vita di progetto. È noto a tutti che il periodo storico che stiamo vivendo coincide con il termine della vita utile di un numero molto grande di infrastrutture, in pratica tutte quelle costruite negli anni del boom economico o nell'immediato dopoguerra. Questa circostanza ha fatto sì che questi ultimi anni e i prossimi a venire rappresentino un periodo nel quale le problematiche di affidabilità delle strutture più vecchie siano all'ordine del giorno.

Conseguentemente, in questo stesso lasso temporale, tutti i tecnici che operano in questo settore sentono rafforzata la consapevolezza della necessità di superare le barriere che tradizionalmente hanno sempre ostacolato la comunicazione fra i progettisti, i gestori, i manutentori, che operavano e operano con ruoli diversi e, soprattutto, con responsabilità che si manifestano e concretizzano in periodi differenti nella vita dell'infrastruttura.

Oggi è necessaria una visione di lungo termine già nel momento in cui una infrastruttura viene concepita.

Nelle fasi di progettazione è necessario calarsi in una realtà futura,



Fig. 1 | Ponte della Costituzione, Venezia, durante la prefabbricazione.

nella quale l'opera avrà subito gli effetti del tempo e dei meccanismi di danneggiamento e degrado che hanno un ruolo decisivo nella vita dell'opera stessa.

Molte domande richiedono risposte nei tempi giusti, già nelle fasi di progettazione.

In quale modo le scelte progettuali e le procedure di fabbricazione influiscono sulla vita e sull'affidabilità dell'opera?

Quali sono i meccanismi di danno significativi che avranno un ruolo fondamentale nel determinare la vita utile? E quale è il grado di severità di ciascuno? E quale la velocità di progressione del danno?

Quali saranno i sintomi, i segnali che daranno la misura del grado di danneggiamento subito?

Quali sono i sistemi idonei per rilevarli?

Quali tipologie di controlli e di monitoraggio risulteranno i più efficaci per monitorare lo stato di salute dell'opera?

Occorre oggi rispondere a queste domande già nelle fasi preliminari di concezione e progettazione di un'opera. Non è più ingegneristicamente ammissibile affrontare queste tematiche, in tempi successivi, dopo 10, 20 o 30 anni, magari nel momento in cui l'infrastruttura mostra qualche segnale molto evidente di danneggiamento. Per farlo è necessario che nelle fasi di concezione e progettazione di un'opera complessa, si formi un team di competenze che faccia convergere in questa importantissima fase iniziale le esperienze sulle problematiche di fabbricazione, ambientali e di servizio, di controllo e di manutenzione o riparazione che si manifestano nella vita operativa di una infrastruttura.

Le scelte progettuali e le modalità di fabbricazione influenzano la vita e l'affidabilità di un'opera. In particolare le necessità di ispezione e manutenzione debbono essere tenute in considerazione a partire dalle scelte progettuali (in correlazione anche all'obbligo di un piano di interventi).

Le stesse NTC 2018 indicano che un adeguato livello di durabilità può essere ottenuto attraverso una serie di requisiti: «scelta opportuna dei materiali; dimensionamento opportuno delle strutture; scelta opportuna dei dettagli costruttivi; adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti strutturali; pianificazione di misure di protezione e manutenzione [...], impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisiche [...]».

L'ispezionabilità condiziona direttamente la possibilità di individuare prematuramente le rotture.

Sulle opere, dal momento dell'installazione, iniziano ad agire i meccanismi di degrado e danneggiamento che aggrediscono le membrature. L'ossidazione e la corrosione vera e propria costituiscono di gran lunga il meccanismo di degrado più rilevante e più insidioso per le strutture metalliche perché il suo determinarsi dipende molto dalla forma dei dettagli strutturali con i quali si ha a che fare sulle strutture in servizio, nonché dalle condizioni ambientali specifiche dell'opera. Tale meccanismo interessa tutte le opere metalliche, indipendentemente dal fatto che siano inte-



Fig. 2 | A sinistra, fenomeni di corrosione su giunzioni chiodate. A destra, cricca di fatica.

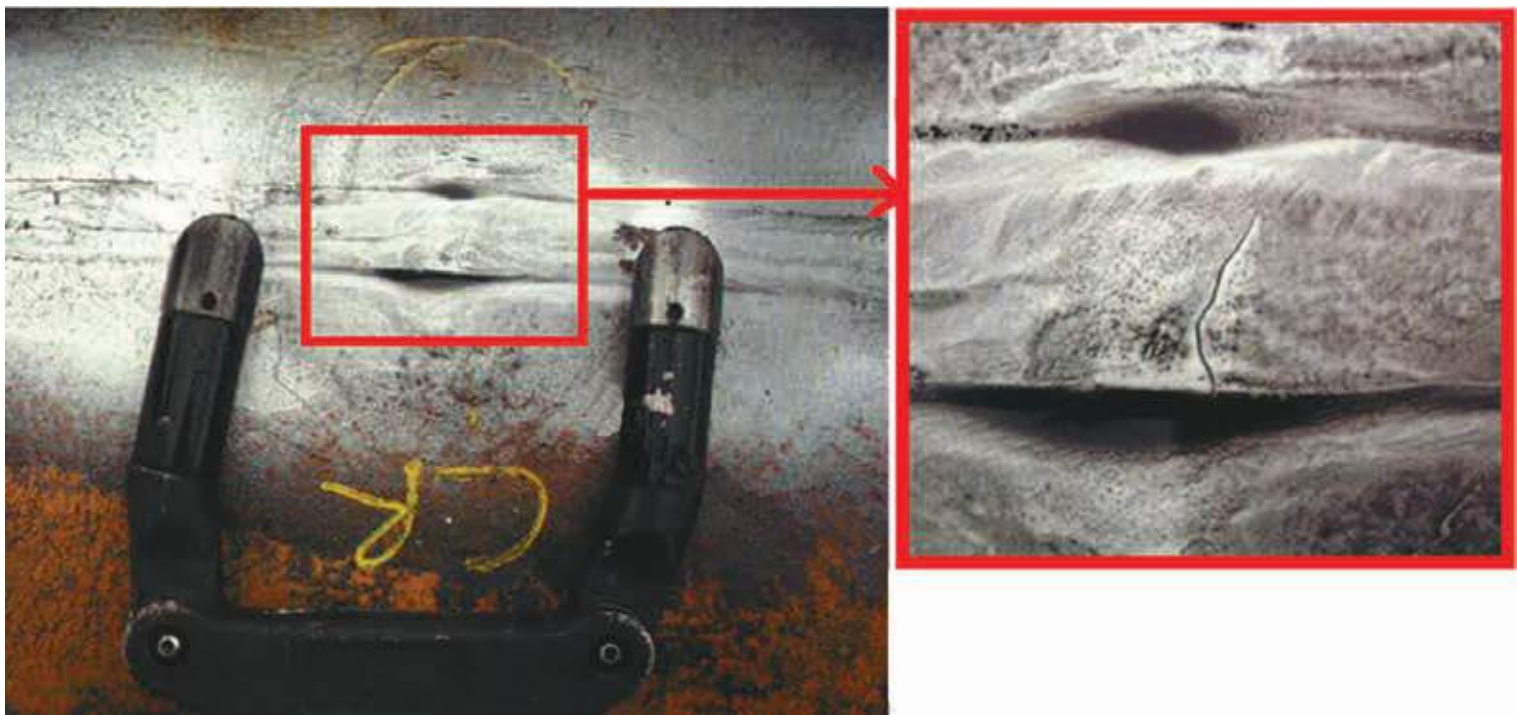


Fig. 3 | Esame magnetoscopico di una saldatura.

gralmente in acciaio o a struttura collaborante. L'altro meccanismo di degrado da considerarsi nella definizione degli interventi ispettivi e manutentivi è la fatica meccanica. Anch'essa è in stretta relazione con la forma dei dettagli strutturali, ma in questo caso assume una importanza fondamentale la variazione effettiva di carico sul dettaglio determinata dai carichi variabili; in ultima analisi la fatica meccanica è un meccanismo di danneggiamento significativo quando le tensioni indotte dai carichi permanenti sono comparabili per entità con quelle derivate dai carichi variabili.

Altri meccanismi significativi sono legati alla evoluzione nel tempo della geometria stessa dei dettagli strutturali. Gli effetti dei meccanismi di danneggiamento principali possono causare deformazioni in corrispondenza dei dettagli strutturali che comportano una riduzione locale della capacità portante o addirittura fenomeni di instabilità. Questo in ragione del fatto che il dettaglio può perdere la capacità di assecondare in deformazione l'applicazione di carichi importanti (capacità dissipativa ridotta per esaurimento delle riserve plastiche dell'acciaio). Tali circostanze non sono così frequenti: in questo caso il vecchio detto sulla generosità dell'acciaio ha pieno titolo.

Dei diversi meccanismi di danneggiamento occorre stimare la severità, in funzione di moltissimi parametri sia ambientali che di progetto, quali ad esempio l'area geografica in cui si colloca l'infrastruttura, le condizioni di traffico, i materiali selezionati, la forma dei dettagli strutturali, lo spessore degli elementi, la protezione superficiale originariamente prevista ed eventualmente mantenuta. Ciò al fine di fornire una stima il più possibile realistica della velocità di progressione del degrado causato dai vari meccanismi e consentire una previsione di vita utile (vita di progetto) nonché un aggiornamento di questa velocità di progressione in occasione di controlli periodici o nel monitoraggio continuo.

Ciascuna forma di degrado si manifesta in modo differente, gene-

rando segnali tipici, difetti, variazioni dell'aspetto superficiale, non sempre facilmente interpretabile. Ad esempio certe situazioni di corrosione profonda e diffusa, magari accompagnate da ristagni di acque meteoriche o da scaglie evidenti di prodotti di ossidazione, sono individuabili abbastanza facilmente da un ispettore con una adeguata preparazione di base. Mentre in altre circostanze occorre una maggiore esperienza ispettiva: ad esempio la sfogliatura della vernice non necessariamente è un dramma e non occorre di regola sverniciare in modo estensivo per avere una risposta sufficiente (almeno preliminarmente) da un controllo non distruttivo visivo o strumentale.

Definire e prevedere correttamente queste manifestazioni è necessario per determinare quali siano i sistemi e le metodologie di controllo più efficaci da adottarsi durante la vita dell'opera per monitorare lo stato di avanzamento dei danneggiamenti attesi.

Ciascun sistema di controllo richiede le adeguate predisposizioni in fase di progettazione ed occorre tenerne conto.

La pianificazione dei controlli riveste un ruolo fondamentale. Nei confronti delle anomalie causate dai meccanismi di danneggiamento i controlli diagnostici di tipo tradizionale sono estremamente efficaci in termini di capacità di rivelazione, soprattutto se ben indirizzati. Le tecnologie più recenti relative al monitoraggio continuo delle opere sono destinati a dare un grande contributo in relazione alla possibilità di cattura di segnali preventivi, non tanto sul verificarsi delle anomalie, ma sui fattori e le grandezze che hanno un ruolo nel generarle.

Un punto fondamentale riguarda la competenza del personale addetto alle verifiche e ai controlli in servizio. Gli ispettori di infrastrutture debbono possedere competenze specifiche sulle cause e lo sviluppo dei meccanismi di danno, sulle tipologie di anomalia che si possono sviluppare già nelle fasi di incubazione del degrado. Gli addetti ai controlli debbono anch'essi essere dotati delle opportune qualificazioni nelle diverse metodologie di controllo. Ad oggi



Fig. 4 | Fasi di riparazione di una infrastruttura metallica.

sono state create nuove figure professionali con le caratteristiche idonee a garantire le competenze necessarie per i diversi ruoli ed i corrispondenti schemi di certificazione, come il CISI (Certified In Service Inspector, articolato nei Livelli Basic – Standard – Comprehensive).

Infine occorre accennare brevemente ad un argomento di grandissima attualità, proprio per il periodo storico che stiamo vivendo nel quale moltissime infrastrutture hanno maturato periodi di esercizio estremamente lunghi.

Gli strumenti che vengono messi a punto per definire l'affidabilità di una infrastruttura debbono tenere conto di queste fasi nella vita di un'opera, sia per finalità puntuali di definizione dell'affidabilità e dell'ulteriore periodo di esercibilità in condizioni di sicurezza di una singola opera, sia per valutazioni di prioritizzazione di intervento su un grande numero di opere. A questo proposito occorre appena accennare alla recente introduzione delle Linee Guida del MIT con tutte le relative difficoltà di applicazione; uno strumento molto utile per la programmazione è l'analisi di priorità che viene proposta da varie scuole di ingegneria, non ultima quella dell'Istituto Italiano della Saldatura che con il suo applicativo IPSE® Inspection Planning by Structures Evaluation fornisce un supporto decisionale agile ed efficace ai gestori.

IIS (Istituto Italiano della Saldatura) lavora da decenni a fianco dei progettisti, delle DL, dei collaudatori, ma anche dei gestori pub-

blici e privati delle grandi infrastrutture. Ha potuto in tal modo dare un contributo importante a partire dalle fasi di progettazione e, successivamente, attraverso le ispezioni in servizio, alla realizzazione e alla gestione in servizio di migliaia di opere metalliche installate in Italia e all'estero. Ciò ha permesso ad IIS di maturare una visione che abbraccia tutto il ciclo di vita di un'opera, accumulando un patrimonio di esperienze dirette che forse nessun altro soggetto può vantare in Italia, sviluppando quella capacità di porre in relazione scelte ed eventi che si possono verificare in fasi molto lontane fra loro nella vita di un'opera.

È per questo che IIS svilupperà ciascuno dei punti brevemente accennati in questo articolo che saranno oggetto, in questa stessa pubblicazione, di successive puntate nelle quali verranno date le risposte agli importanti quesiti sopra segnalati.



Dalla RIVISTA ITALIANA della SALDATURA - 4
luglio/agosto 2021

Immagine in anteprima. Western High Speed Diameter (WHSD), San Pietroburgo.

La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto. Parte II

La corretta scelta del giunto saldato.

Quali scelte progettuali condizionano fin dall'inizio l'affidabilità e la sicurezza di un'opera metallica

Michele Lanza | Direttore Tecnico IIS SERVICE, Istituto Italiano della Saldatura.

In un primo articolo, pubblicato ad ottobre su Ingenio e sulla Rivista Italiana della Saldatura 2 2021, dal titolo “La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto”, furono introdotte alcune considerazioni generali riguardanti le peculiarità del materiale acciaio e le relative implicazioni nell'ottica della manutenzione di un'infrastruttura.

In particolare, si era introdotto già allora il tema dell'influenza che le scelte progettuali iniziali hanno sul successivo manifestarsi (in termini di tempistiche e modalità) di alcuni tipici fenomeni di degrado durante la vita di un ponte. Nella prima uscita, in particolare, sono stati introdotti alcuni concetti fondamentali riguardanti le peculiarità dei giunti saldati, puntualizzando da subito come esse siano figlie e diretta implicazione del processo tecnologico utilizzato.

Questo nuovo articolo, il primo di una serie di approfondimenti verticali sul tema, verterà in particolare sui criteri di scelta del giunto saldato atti a garantire integrità ed affidabilità nel tempo dell'opera metallica.

Preliminarmente alla trattazione che seguirà, si ritiene utile dedicare una riflessione in merito alla sicurezza delle strutture metalliche realizzate facendo ricorso alla saldatura per le giunzioni tra i loro elementi.

La sicurezza delle strutture saldate in acciaio

L'impiego dell'acciaio come materiale da costruzione può dirsi oggi una tecnica ben consolidata, che vanta oramai una pluridecennale tradizione tanto nel settore civile che in quello industriale; per tale ragione vi è una altrettanto diffusa conoscenza anche dei vantaggi connessi alla tecnologia della saldatura e, con essi, delle precauzioni e cautele che occorre tuttavia avere nel gestire i relativi processi produttivi. L'applicazione su vastissima scala di tale tecnologia nonché l'imponente letteratura a riguardo non sono bastate però ad estinguere alcuni persistenti scetticismi sulla sicurezza delle saldature che, non di rado, sono viste ancora come fonti di rischio e di innesco di situazioni di pericolo inficianti la sicurezza delle opere.

Nella realtà, tuttavia, tali perplessità sono largamente infondate, come sta a dimostrare il largo utilizzo della saldatura proprio nel settore impiantistico ed industriale, dove gli effetti di eventuali cedimenti possono portare a conseguenze ed eventi davvero importanti.

Come vedremo vi sono ampie argomentazioni per considerare una struttura saldata come estremamente sicura, purché correttamente progettata, eseguita a regola d'arte e debitamente controllata e monitorata durante il suo ciclo di vita.

Ai fini di quest'articolo, che come detto in premessa si prefigge di trattare gli aspetti riguardanti più direttamente la progettazione del giunto, è bene richiamare anzitutto le tre principali caratteristiche di una struttura saldata, ovvero:

- la monoliticità;
- la presenza di un elevato stato di tensione interno, indipendente dalla presenza di carichi esterni (stato di tensione "residuo" del processo di saldatura);
- la possibile presenza di discontinuità metallurgiche e difetti interni.

Trattiamo dapprima il carattere di monoliticità della struttura.

Una struttura saldata può considerarsi come un insieme di elementi connessi che, indipendentemente dal loro numero, costituiscono, una volta collegati tra loro, un corpo continuo; per chiarire il concetto si pensi banalmente ad un confronto tra un giunto saldato ed uno bullonato: in quest'ultimo appaiono evidenti quelle soluzioni di continuità tra un elemento e l'altro che chiaramente non sussistono invece nel primo caso.

Ciò comporta, dal punto di vista strutturale, una significativa differenza di comportamento tra i due tipi di giunto al verificarsi di una frattura e, soprattutto, differenti conseguenze. Infatti, mentre in un giunto bullonato l'evento potrà interessare tutt'al più l'intero elemento strutturale in cui esso si è verificato, ma senza interessare quelli contigui, nel caso del giunto saldato la frattura può potenzialmente propagarsi a tutti gli elementi connessi, proprio in virtù della continuità materica che li caratterizza. Nel caso di una struttura effettivamente monolitica, il meccanismo di cui si è detto può potenzialmente arrivare ad interessare ogni elemento della stessa. Tale caratteristica delle strutture saldate va dunque debitamente tenuta in considerazione, ed in special modo quando vengono saldati elementi "secondari" - dal punto di vista funzionale - ad elementi funzionalmente o strutturalmente importanti per la costruzione. Infatti una rottura in un giunto saldato di un elemento secondario può propagarsi in quello

principale contiguo, con conseguenze anche disastrose. Ciò in particolare quando gli elementi secondari sono interessati da stati tensionali elevati prodotti negli elementi principali contigui.

Un secondo ordine di considerazioni va svolto in merito alla presenza di tensioni residue nel giunto saldato.

Il ciclo termico di saldatura induce infatti nel giunto uno stato di tensione e deformazione permanente, che dipendono, oltre che dal ciclo termico stesso, dalla configurazione geometrica del giunto. Quanto più è elevato il grado di vincolo del giunto (ovvero quanto maggiore è l'impossibilità imposta allo stesso di deformarsi durante la saldatura, in funzione della posizione, dello spessore, della presenza di elementi di irrigidimento), tanto maggiori risulteranno le tensioni indotte.

Va comunque tenuto presente che questo stato di tensione residua non determina, almeno in linea generale, conseguenze sulla capacità di un giunto saldato di sopportare i carichi esterni e di resistere alle rotture per collasso plastico, tipiche dei sovraccarichi. Fanno eccezione tuttavia alcuni casi specifici, i più rilevanti dei quali sono associati al rischio di frattura fragile, ovvero al meccanismo secondo cui il cedimento avviene in modo improvviso a causa di una concomitanza di fattori (detti appunto fragilizzanti); tra questi fattori vi è ad esempio la presenza di difetti e discontinuità dei giunti saldati, che dipende fortemente dai materiali impiegati e dalle modalità di saldatura seguite. Per queste stesse ragioni, dunque, il rischio associato a tali meccanismi di rottura fragile può essere agevolmente rimosso ed eliminato ab origine, grazie ad un'accurata progettazione del giunto, ad una corretta fabbricazione e ad uno scrupoloso controllo sulla produzione.

La possibile presenza di questa tipologia di difetti così come il rischio di rotture fragili dovute a stati tensionali residui va perciò ricondotta ad un problema più generale che riguarda il controllo della qualità dei giunti, che va articolato in una serie di considerazioni anche economiche; il problema della qualità dei giunti può dirsi, anzi, un problema essenzialmente di carattere economico o, meglio, di correlazione tra funzionalità, sicurezza e costo di una struttura.

Per tornare allo scopo principale di queste note, la scelta del tipo di giunto da impiegare, occorre altresì un quadro chiaro sulla terminologia specifica da adottare.

La classificazione dei tipi di giunto

I giunti saldati possono essere classificati in base a diversi criteri, in base alla necessità specifica o al contesto nel quale tale classificazione si rende necessaria. Le suddivisioni più comunemente adottate in ambito progettuale sono tre, per funzione o per tipologia geometrica.

Un primo criterio di suddivisione identifica i giunti di forza e i giunti di collegamento. Per giunti di forza si intendono quelli destinati a sopportare le medesime componenti di sollecitazione delle parti che i giunti stessi collegano; ad esempio, i giunti trasversali di conci che costituiscono una travata metallica, sopportano le medesime azioni e sono soggette allo stesso stato tensionale delle sezioni metalliche immediatamente contigue (figura 1).

Per giunti di collegamento si intendono, invece, quei giunti saldati che, per la loro collocazione, non sono impegnati come le parti strutturali che collegano, benché assolvano la funzione



Fig. 1 | Giunti di forza tra le piattabande dei conci e tra le anime dei conci.

fondamentale di mantenere la forma geometrica dell'elemento strutturale inalterata sotto carico (figura 2). Il più classico esempio di giunto di collegamento è quello di composizione mediante giunti con cordoni d'angolo, di una trave saldata, ad esempio a "doppio T": quando tale elemento strutturale è inflesso, la tensione normale longitudinale dovuta al momento flettente viene sopportata dalle piattabande e dall'anima. Per tale ragione non occorre preoccuparsi di valutarne l'entità in corrispondenza della zona di contiguità tra le parti principali, dove agiscono solo le saldature, spesso con sezione resistente molto inferiore rispetto alle parti principali.

Nell'ipotesi di considerare anche le sezioni trasversali dei cordoni di saldatura nella reazione al momento flettente, si giungerebbe anzi a conclusioni errate; infatti, in virtù della sezione resistente assai limitata che presentano i cordoni, l'ipotesi di calcolo suddetta (errata) comporterebbe dei valori di tensione normale superiori (e di molto) a quelli ammissibili. In tale ipotesi, non si terrebbe tuttavia in considerazione il vincolo alla deformazione rappresentato dall'anima e dalle piattabande, che agiscono "in parallelo" con i cordoni di saldatura e attraverso questa collaborazione pongono un tetto al valore della tensione normale agente; è per tale ragione che, dunque, come sopra detto, nei giunti di collegamento i cordoni di saldatura non vengono considerati nel calcolo della sezione resistente alle tensioni normali.

Considerazioni diverse vanno fatte invece per ciò che riguarda la tensione di taglio che i cordoni devono sostenere in corrispondenza della discontinuità, pena lo slittamento reciproco di anima e piattabande con conseguente riduzione del momento di inerzia della trave, della sua deformabilità e capacità portante. Dalle considerazioni precedenti appare lecito supporre un diverso livello di attenzione da parte del progettista alle differenti funzioni che i giunti saldati devono assolvere: ciò generalmente si riflette sull'accuratezza del dimensionamento e sulla estensione e tipologia dei controlli non distruttivi da eseguire sui giunti.

Un secondo criterio di suddivisione dei giunti saldati prende in considerazione la forma geometrica e le direzioni secondo le quali gli elementi da saldare arrivano alla zona del giunto: quando le parti da saldare arrivano da direzioni complanari si parla di giunti testa a testa; quando le parti arrivano da direzioni perpendicolari fra loro o comunque inclinate, si parla di giunti a T.



Fig. 2 | Giunto di collegamento tra anima e piattabande di ogni concio.

Un terzo criterio di suddivisione dei giunti saldati, ma di non minore importanza rispetto al precedente, prende in considerazione la profondità di penetrazione della saldatura.

Da questo punto di vista i giunti saldati vengono distinti tra giunti a completa penetrazione e giunti a parziale penetrazione. Per giunti a completa penetrazione (generalmente indicati con la sigla CJP, Complete Joint Penetration) si intendono quelli nei quali l'altezza della zona fusa interessa l'intero spessore di almeno una delle parti collegate. Per zona fusa si intende la porzione di materiale che durante la saldatura ha raggiunto la fusione, che comprende, in generale, una parte di materiale base ed il materiale di apporto utilizzato.

Le figure aiutano più delle parole a comprendere meglio il significato delle definizioni; nelle Figure 3 e 4 sono rappresentati due giunti a completa penetrazione, denominati CJP:

- la figura 3 si riferisce ad un giunto testa a testa in cui la fusione si è prodotta lungo l'intero spessore di entrambe le parti (o della più sottile qualora vi sia una differenza tra gli spessori);
- la figura 4 si riferisce ad un giunto a T con l'anima interamente interessata dalla zona fusa.

Quando questa circostanza non si verifica (ovvero quando l'altezza della zona fusa non interessa l'intero spessore di almeno una delle parti collegate) si parla di giunti saldati a parziale penetrazione (PJP, Partial Joint Penetration). Un ben noto sottoinsieme dei giunti a parziale penetrazione è quello dei classici giunti con cordoni d'angolo (figura 5), dove la zona fusa si colloca quasi completamente all'esterno delle parti collegate con saldatura.

Naturalmente un criterio di suddivisione dei giunti non esclude l'altro, sicché possono prodursi giunti a completa penetrazione di forza o di collegamento, così come a penetrazione parziale; nel seguito, tuttavia, proporremo alcune considerazioni che circoscriveranno le combinazioni tecnicamente più adeguate. Proprio per giustificare tali considerazioni è opportuno chiarire le sostanziali differenze che distinguono le due tipologie geometriche dei giunti a completa o parziale penetrazione.

Intaglio strutturale

In una struttura vengono identificate come zone di "intaglio strutturale" quelle in corrispondenza delle quali si determina



Fig. 3 | Giunto testa a testa a completa penetrazione (CJP).



Fig. 4 | Giunto a T a completa penetrazione (CJP).

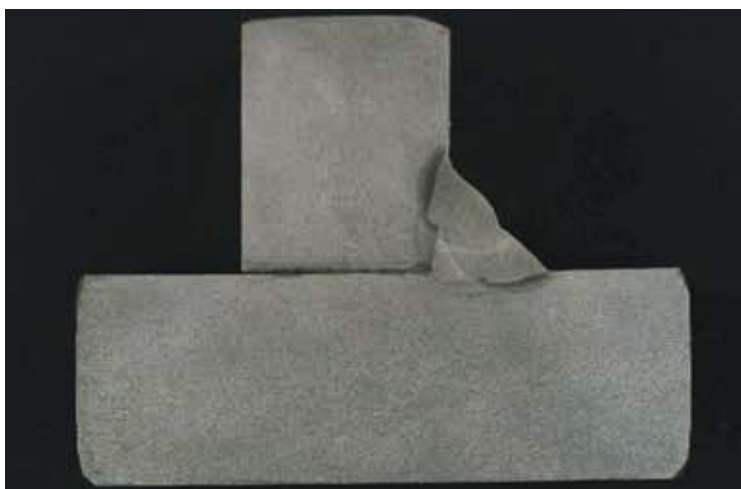


Fig. 5 | Giunto a T con cordone d'angolo (PJP).

un livello di tensione superiore rispetto a quello delle zone immediatamente contigue, per effetto di una repentina variazione di rigidità; la rigidità governa l'entità della deformazione elastica: imposta una certa deformazione, a rigidità maggiore corrisponde inevitabilmente tensione più alta. La variazione di rigidità può determinarsi per cambiamento della sezione geometrica di un corpo o per una variazione del materiale e del suo modulo elastico. Più repentina è la variazione di rigidità e maggiore è l'incremento di tensione rispetto alle zone contigue non perturbate o, in altri termini, l'intaglio è definito più "severo". In pratica, in corrispondenza di un intaglio strutturale, si verifica un incremento locale di sollecitazione che il progettista non tiene in considerazione in quanto molto spesso "oculto". Un esempio

di intaglio strutturale, generalmente di significativa severità, è rappresentato da un difetto (discontinuità) bidimensionale.

In ogni caso anche un giunto saldato può rappresentare un intaglio strutturale più o meno severo: nei giunti saldati vi è la compresenza di almeno due fattori. Sono rilevabili infatti:

- variazioni di geometria o di profilo (intaglio strutturale propriamente detto);
- variazioni nelle proprietà metallurgiche nel materiale base; in pochi millimetri si interfacciano infatti strutture metallurgiche anche molto diverse, ovvero quelle nella zona termicamente alterata dal ciclo termico di saldatura e quella nella zona fusa (intaglio metallurgico).

La severità dell'intaglio cambia da caso a caso e, di regola, è maggiore per i giunti a parziale penetrazione rispetto a quelli a penetrazione completa, sia nel caso dei giunti testa a testa che nel caso dei giunti a T (figura 6); a parità di funzione e direzione di carico, paragonando i giunti a T a completa penetrazione o con cordoni d'angolo, sottoposti a un carico perpendicolare al piano della piattabanda, l'intaglio strutturale dovuto alla variazione di profilo è più accentuato nel giunto con cordoni d'angolo rispetto al caso di giunto a completa penetrazione.

Ispezionabilità dei giunti ed efficacia dei controlli non distruttivi

Naturalmente, costituisce intaglio strutturale anche un difetto di saldatura (discontinuità meccanica). A questo proposito occorre fare una breve premessa in merito ai controlli non distruttivi dei giunti saldati: le strutture metalliche hanno l'importante caratteristica di essere efficacemente ispezionabili ed ispezionate con l'ausilio di strumenti affidabili e facilmente impiegabili da personale adeguatamente istruito (con un percorso formativo che va da qualche settimana a qualche anno). Tale caratteristica non risulta di pari efficacia con altre tecniche di giunzione e soprattutto con l'uso di materiali non metallici, almeno allo stato attuale della tecnica.

In ciò va ricercata la ragione, a parere di chi scrive, per cui le opere metalliche saldate sono molto più controllate di altre: perché i giunti saldati e le strutture metalliche si sanno e si possono controllare in modo molto efficace e quindi farlo, e farlo bene, aumenta e garantisce l'affidabilità delle strutture. E tuttavia sul grado di efficacia dei controlli non distruttivi - sia in relazione al metodo adottato, al personale impiegato e al tipo di giunto - sussistono differenze importanti che saranno trattate in un successivo articolo (rimandiamo allo studio di test specifici ed in particolare alle pubblicazioni dell'Istituto Italiano della Saldatura per una esauriente trattazione dell'argomento, figura 7).

Scelta progettuale del tipo di giunto

La trattazione fin qui svolta, sebbene in forma di estrema sintesi, ci consente di riprendere il tema focale e rispondere alla domanda iniziale: quali considerazioni è opportuno fare già in fase progettuale e quali criteri seguire nella scelta dei tipi di giunzione da utilizzare nella struttura che si sta concependo?

Si tratta di scelte che, è bene sottolineare, devono rientrare tra le prerogative del progettista, e non sono delegabili né al fabbricante/costruttore né ad altre figure diverse dal progettista

stesso; solo la formazione ingegneristica di quest'ultimo può, o dovrebbe, compendiare tutte le competenze utili e necessarie ad eseguire la scelta più opportuna in termini di sicurezza e di economicità della costruzione. Non si intende con ciò evocare la figura del progettista onnisciente né idealizzare la summa di tutte le competenze specifiche in un solo individuo: per "progettista" si vuole qui intendere infatti quella figura (rappresentata da un team di progettazione o da un ingegnere supportato da esperti e specialisti nelle diverse discipline) su cui deve restare incardinato tutto il processo di progettazione e le relative scelte fondamentali. Rifocalizzandoci dunque sul problema della scelta del tipo di giunto saldato occorre, in sintesi, tenere presente quantomeno:

- l'effetto di "intaglio strutturale" o "concentrazione delle tensioni", che penalizza maggiormente le saldature a parziale penetrazione e a cordoni d'angolo nelle quali la particolare forma geometrica della giunzione induce significative concentrazioni di tensione, che devono essere considerate con attenzione nel verificare la corretta ed omogenea trasmissione degli sforzi statici ovvero la resistenza della giunzione stessa alla rottura per fatica o alla rottura fragile;
- l'effettiva possibilità di effettuare i controlli non distruttivi previsti dai codici di progettazione o dal progettista stesso; la controllabilità delle giunzioni è fortemente condizionata dalla loro configurazione geometrica: i giunti a parziale penetrazione o con cordoni d'angolo sono efficacemente ispezionabili solo in superficie e non nel volume della saldatura.
- Tutto ciò può sintetizzarsi nelle seguenti conclusive considerazioni, limitandoci al caso delle azioni statiche:
- quando le condizioni di carico sono particolarmente gravose, in particolare in presenza di tensione normale di significativa entità oppure quando le conseguenze di un cedimento locale possono pregiudicare la stabilità della struttura o costituire pericolo per gli utenti, è opportuno prevedere un controllo non distruttivo esteso ed efficace; in altre parole, in tali circostanze il giunto a completa penetrazione si lascia preferire quale soluzione, ma per esso va contemplata altresì l'accessibilità al controllo sia durante le fasi di fabbricazione che durante la vita di servizio della costruzione;

- quando non sussistono le condizioni di cui sopra, in particolare in presenza di tensione di taglio anche di significativa entità, ma con un modesto contributo della componente normale, si può ricorrere ai giunti a parziale penetrazione, purché ben controllati in superficie, che possono ottimamente assolvere le loro funzioni strutturali ma, rispetto ai "colleghi" a completa penetrazione, riducendo sensibilmente i costi (anche fino a cinque volte).

Senza pretese di esaustività, si propongono di seguito alcuni esempi:

- Giunto anima - piattabanda di trave a doppio T di solaio: di regola sono da considerarsi giunti di collegamento sollecitati

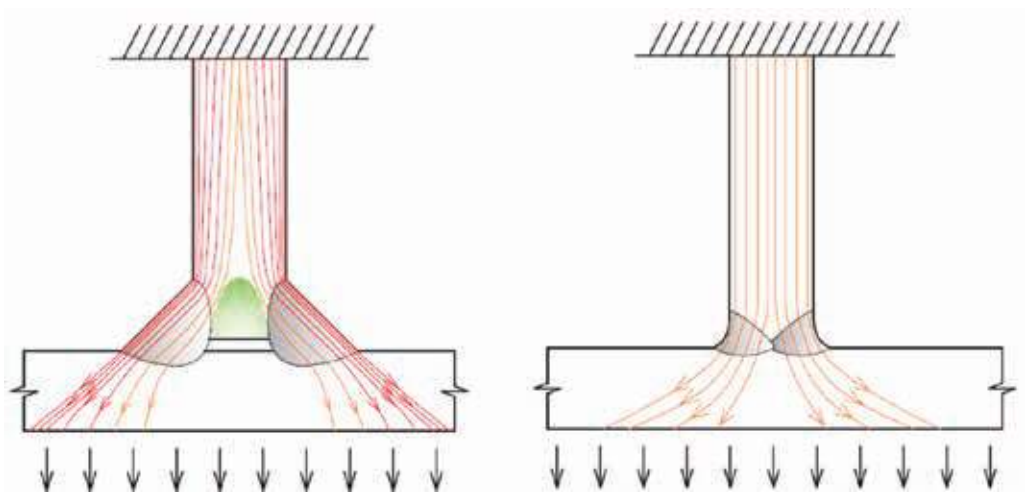


Fig. 6 | Schema del flusso delle linee di forza in giunti a T caricati perpendicolarmente all'asse della saldatura: confronto tra completa e parziale penetrazione.



Fig. 7 | Cricca di fatica all'incrocio tra elementi di irrigidimento, rilevata con metodo di controllo magnetoscopico, tecnica con elettromagnete e vernice bianca di contrasto.

con tensione di taglio molto al di sotto del limite elastico. La soluzione classica prevede un giunto con cordoni d'angolo.

- Giunto tra spezzoni di travi a doppio T di solaio: sono giunti di forza, il cedimento dei quali pregiudica la stabilità della struttura. La soluzione corretta prevede un giunto a completa penetrazione per piattabande e anima. Nelle costruzioni di minor pregio non è raro imbattersi nella soluzione di porre piatti sovrapposti ai giunti delle piattabande e dell'anima saldati "per maggiore sicurezza". Questa soluzione è senz'altro sbagliata e sconsigliabile perché non consente di discernere lo stato tensionale dei giunti e soprattutto rende incontrollabili i giunti testa a testa; la maggior sicurezza è da ricercarsi nella corretta esecuzione da parte di personale idoneo e nel buon controllo finale, più che nella duplicazione di saldature di scarsa qualità (figura 8).

- Giunto anima-piattabanda di trave a doppio T per via di corsa di carroponte: in questo caso il problema aumenta di complessità in quanto intervengono più fattori. Innanzitutto, le sollecitazioni dimensionanti in questo caso sono di fatica, nella grande maggioranza delle sezioni; va quindi fatto riferimento a criteri di progettazione idonei come indicato nella parte 9 della UNI EN 1993. Come ulteriore complicazione vi è però da aggiungere il fatto che, quando la rotaia della via di corsa è vincolata alla trave di sostegno, il carico delle ruote del carroponte trasferisce un ulteriore, elevato carico di compressione locale alla porzione di giunto anima-piattabanda che giace al di sotto della ruota, mentre il giunto anima-piattabanda inferiore, ha sostanzialmente solo la funzione di giunto di collegamento. La soluzione classica prevede una piena penetrazione (CJP) per il giunto anima-piattabanda superiore, ciò al fine di garantire l'efficace trasmissione dei carichi ruota e una vita a fatica elevata e comunque ben definibile ai sensi di norma; la circostanza che il carico ruota produca tensione di compressione non è determinante. Infatti tale condizione non è garantita se la rotaia non è perfettamente centrata sul piano dell'anima per tutto il periodo di servizio; inoltre nei giunti saldati la presenza di tensione residua del processo di saldatura, fa sì che una parte del giunto sia teso indipendentemente dalla entità e dal "segno" delle tensioni esterne. Viceversa il giunto



Fig. 8 | Giunzione testa a testa con doppiature di rinforzo: soluzione sconsigliata perché il giunto testa a testa non è più ispezionabile dopo la sovrapposizione delle piastre.

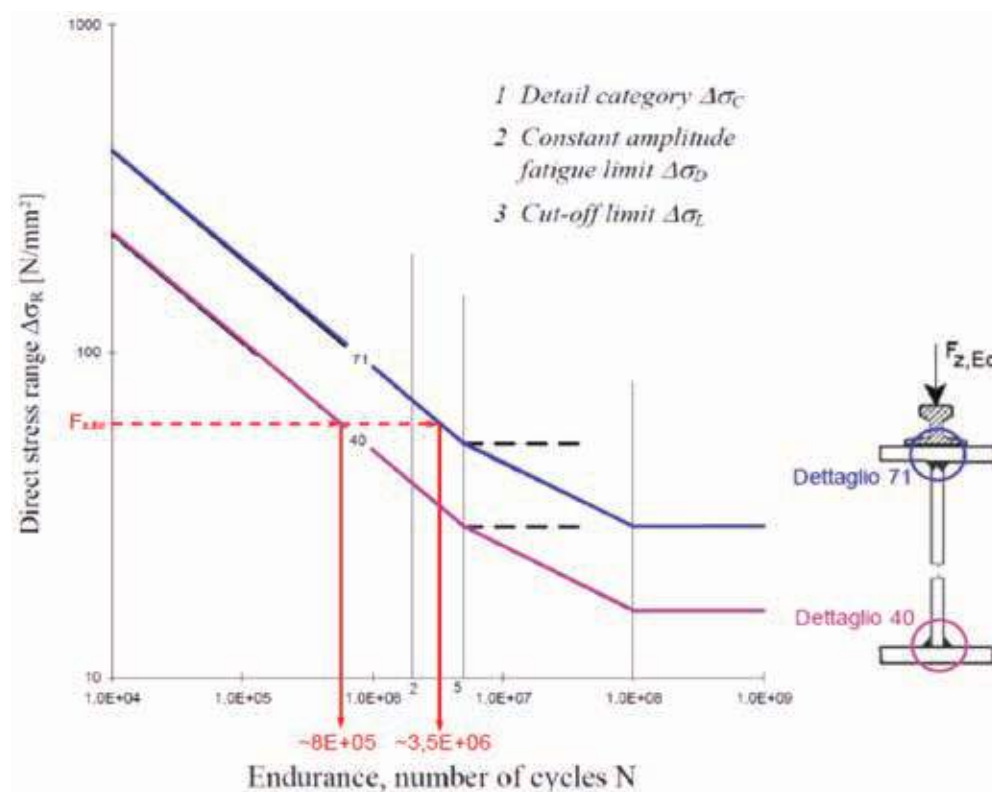


Fig. 9 - Confronto tra le curve S-N previste dalla norma UNI EN 1993-1-9 per giunti a T a completa o a parziale penetrazione.

anima piattabanda inferiore può essere previsto PJP per le ragioni già precedentemente discusse (figura 9).

Considerazioni finali

L'articolo si propone di indicare solo qualche criterio per la scelta del tipo di giunto saldato più idoneo nelle diverse applicazioni alle strutture metalliche, per gli aspetti legati all'impegno strutturale, all'effetto di intaglio, alla resistenza a fatica, alla ispezionabilità in costruzione ed in servizio, ecc.

Tra le non delegabili funzioni del progettista riteniamo che ci sia anche quella di armonizzare le esigenze di sicurezza dei collegamenti saldati con l'economicità del prodotto; per quanto ricca sia la letteratura tecnica, nulla può comunque sostituirsi alla sensibilità e alla perizia del progettista che deve declinare ed applicare le sue competenze di volta in volta al caso specifico in

esame. Il Gruppo Istituto Italiano della Saldatura vanta da questo punto di vista un'esperienza pluridecennale sulla concezione dei giunti saldati negli ambiti più diversi e può costituire un supporto specialistico ove il progettista o il fabbricante ne ravvisi la necessità.

Riferimenti normativi

1. Criteri di progettazione. UNI EN 1993-1-1: 2014 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
2. Controllo visivo. UNI EN 13018:2016 "Prove non distruttive - Esame visivo - Principi generali". UNI EN ISO 17637:2017 "Controllo non distruttivo delle saldature - Esame visivo di giunti saldati per fusione". UNI EN ISO 5817:2014 "Giunti saldati per fusione di acciaio, nichel, titanio e loro leghe (esclusa la saldatura a fascio di energia) - Livelli di qualità delle imperfezioni".
3. Controllo con liquidi penetranti. UNI EN ISO 3452-1: 2013 "Prove non distruttive - Esame con liquidi penetranti - Parte 1: Principi generali". UNI EN ISO 23277:2015 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo mediante liquidi penetranti - Livelli di accettabilità".
4. Controllo magnetoscopico. UNI EN ISO 17638:2016 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo con particelle magnetiche". UNI EN ISO 23277: 2015 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo con particelle magnetiche - Livelli di accettabilità".
5. Controllo ultrasonoro. UNI EN ISO 17640:2019 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo mediante ultrasuoni - Tecniche di controllo - Livelli di prova e valutazione". UNI EN ISO 11666:2018 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo mediante ultrasuoni - Livelli di accettabilità". UNI EN ISO 23277:2015 "Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo mediante ultrasuoni - Caratterizzazione delle indicazioni nelle saldature".



Acquista i
Quaderni
CTA

<https://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzioni/metalliche/shop/>

Collaboration Tool al centro della costruzione

Geom. Gabriele Svaluto | Direttore Tecnico Divisione BIM Strutturale - HARPACEAS

Lo sviluppo tecnologico ha portato gli attori nella filiera delle costruzioni a ricercare metodi innovativi al fine di rendere più veloce e funzionale il ciclo costruttivo, partendo dalla fase di progetto fino alla fase di costruzione.

In questa ricerca di miglioramento, si identifica chiaramente che un grosso vantaggio si può ottenere tramite lo snellimento delle operazioni di collaborazione e scambio dati in qualsiasi fase produttiva della commessa.

Utilizzando software di collaborazione, chiunque sia coinvolto in un progetto può vedere il quadro generale, fin nei minimi dettagli. Le informazioni sono sempre aggiornate e disponibili per ogni necessità ed è inoltre possibile identificare velocemente qualsiasi elemento fino alla più piccola caratteristica ed ottenere tutte le informazioni necessarie su di esso.

La base per una collaborazione funzionale è lo scambio di informazioni dirette su una piattaforma cloud raggiungibile da tutti i professionisti che prendono parte alla commessa, siano essi in ufficio che in ambienti esterni come il cantiere o sedi dislocate per riunioni mirate di progetto. Non va tralasciata l'importanza della possibilità di lavoro delocalizzato in considerazione all'attuale momento storico che stiamo vivendo condizionato dalla pandemia per Covid.

I vantaggi di un approccio lavorativo collaborativo sono molteplici, tra di essi si evince sicuramente il risparmio di tempo dovuto alla verifica dei modelli e la possibilità di mantenere un controllo periodico di interazione tra discipline differenti. Se in fase di progettazione tradizionale si era abituati a schedulare le operazioni di controllo della coerenza tra modelli tra discipline differenti (esempio quella strutturale con quella impiantistica o architettonica) in determinate fasi di progettazione, ora è possibile rendere il controllo continuo o verificarlo all'occorrenza e ripetere le operazioni ogniqualvolta si ritenga opportuno farlo.

Tutto questo semplicemente aggiornando i propri modelli presenti sull'ambiente di collaborazione e utilizzando le routine di controllo disponibili. Si avrà quindi la possibilità di verificare i clash

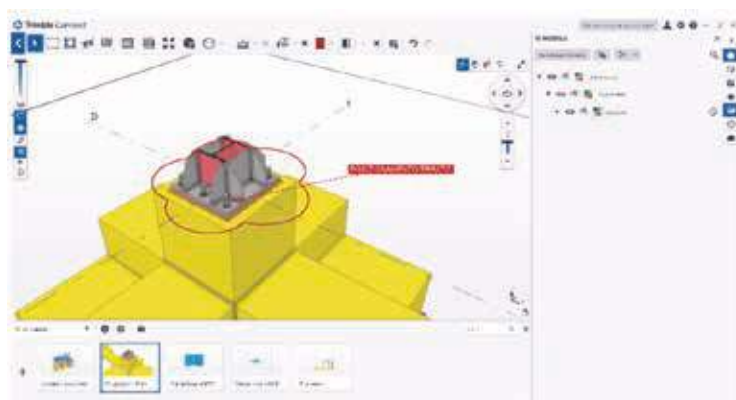
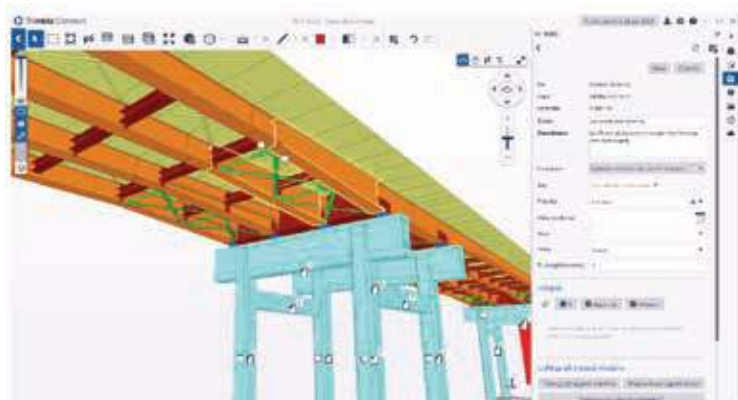
tra i modelli e notificare, in tempi rapidissimi, quanto rilevato direttamente ai singoli incaricati delle varie discipline. Sarà quindi possibile controllare quanto rilevato sia tramite lo strumento di collaborazione che all'interno dei propri software di Authoring se tecnologicamente avanzati.

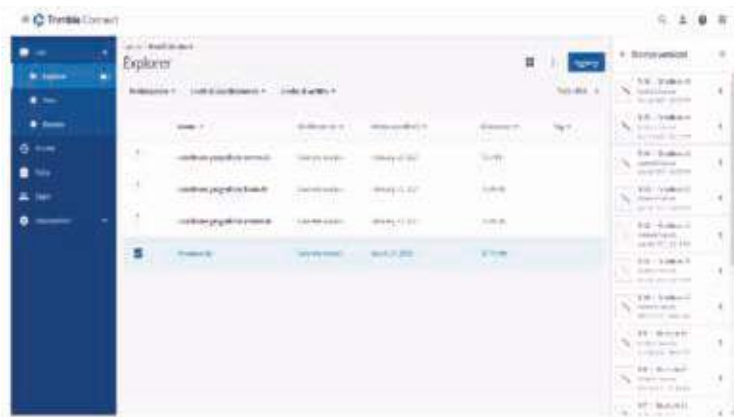
Sempre in ambito di controllo, viene ora ridotta la produzione di elaborati bidimensionali necessari alla verifica poiché è possibile accedere allo strumento di collaborazione e, tramite la sua parte di visualizzatore, andare a controllare il modello interrogando le proprietà per consultarne la parte informativa oppure prendendo quote, facendo dei clash check dedicati, etc. Per ogni osservazione da segnalare, non sarà più necessario andare ad appuntare su stampe cartacee le informazioni per poi segnalarle agli interessati mediante scansioni da allegare via mail.

Trimble Connect, Collaboration Tool prodotto da Trimble Solution, ad esempio, è uno strumento all'avanguardia che permette il controllo a 360° della struttura sia dal punto di vista dell'interazione tra modelli che dell'analisi del singolo modello. Tramite strumenti di Markup tridimensionali è possibile evidenziare aree o editare tutti i commenti da riportare ai professionisti incaricati e creare dei ToDo che verranno notificati a mezzo mail. Sarà inoltre possibile visualizzare tali commenti direttamente all'interno di Trimble Connect grazie al visualizzatore dei modelli o degli strumenti di Authoring collegati con i propri Connector. Questa semplice funzionalità permette una notevole quantità di risparmio di tempo al controllore che non dovrà più fare operazioni esterne a Trimble Connect.

È possibile utilizzare uno strumento unico per poter consultare contemporaneamente modelli BIM, i documenti di commessa, gli elaborati bidimensionali, i dati di progetto, ecc. tutto senza dover aprire visualizzatori differenti per ogni formato e, soprattutto, sempre disponibili con qualsiasi strumento ci si connetta al cloud (sia esso un computer dotato o meno di software di visualizzazione che un tablet oppure uno smartphone).

Inoltre, come capita periodicamente in un flusso di lavoro tradi-





zionale, vi è il rischio di utilizzare informazioni obsolete e questo è assolutamente scongiurato utilizzando strumenti di collaborazione poiché la gestione delle revisioni è automatica e viene sempre proposta la versione più recente dando comunque facoltà di consultazione anche alle versioni precedenti dei vari documenti/modelli. Molto importante è anche la gestione dell'interfaccia tra i modelli BIM e le strutture esistenti. Sempre maggiore è l'utilizzo del rilievo tramite laser scanner che produce delle nuvole di punti e queste sono visualizzabili nei propri formati direttamente all'interno degli ambienti di condivisione e possono interagire con i modelli BIM. Trimble Connect, per esempio, permette la visualizzazione delle nuvole di punti con un render realistico e permette di verificare distanze tra le nuvole e i modelli BIM. L'utilità è duplice sia nel caso di interventi su strutture esistenti che nel caso di nuova progettazione legata all'esistente. Grazie a questa ulteriore importante funzione, progettisti o controllori saranno in grado di verificare la corretta modellazione e l'interazione dei vari modelli progettuali. Tool di collaborazione come Trimble Connect permettono inoltre, tramite la sua configurazione Trimble Connect for HoloLens, di interfacciarsi con il caschetto da cantiere XR10 per la verifica direttamente in sito della costruzione grazie alla realtà mista. È possibile, infatti, proiettare il modello BIM direttamente sovrapposto alla struttura esistente e verificarne la coerenza andando a notificare ogni anomalia rilevata direttamente dal caschetto agli operatori che dovranno incaricarsi del controllo. L'utilizzo, inoltre, di HoloLens abbinato agli strumenti di collabora-

zione permette la realizzazione di riunioni di stato di avanzamento o per discutere la risoluzione di particolari criticità con una visione immersa direttamente nella struttura senza doversi spostare dal proprio ufficio né dover essere necessariamente entrambi presenti fisicamente all'interno dello stesso luogo

Vi è inoltre un aspetto importante e spesso trascurato che è la sicurezza dei dati a livello di privacy. Se ci basiamo su strumenti cloud con accesso ai progetti regolato su invito personale e organizzato l'ambiente di collaborazione con diritti di lettura/scrittura delle cartelle, possiamo essere liberi di accedere da qualsiasi terminale ai nostri dati senza dover lasciare materiale riservato su singolo computer al quale potrebbero accedere anche persone non autorizzate. I Tool di collaborazione hanno livelli altissimi di sicurezza e sono garantiti direttamente dal produttore.

Si evince quindi che l'utilizzo di strumenti di collaborazione permettono un notevole risparmio di tempo nella fase di controllo e permettono di prevedere eventuali criticità che potrebbero poi sorgere in fasi avanzate dell'opera di progettazione o, peggio ancora, nella fase di costruzione. Questo si riassume in notevoli vantaggi economici per tutti gli attori che prendono parte alla commessa poiché si riducono drasticamente le possibilità di errori che, a valle, porterebbero a lunghe rielaborazioni o a costosi ritardi di costruzione.

Si può quindi concludere semplificando in:

Più collaborazione. Meno complicazioni. Risultati migliori.



Gabriele Svaluto

Dal 2004 ha lavorato presso DCR Progetti come disegnatore tecnico, approcciandosi al BIM grazie a progetti in ambito Offshore per la quale era richiesta la modellazione tridimensionale. Successivamente ha affrontato la libera professione entrando in contatto con diversi general contractor nel mondo EPC e realtà in ambito infrastrutturale. Dal 2010 è in Harpaceas come tecnico di supporto per i software BIM strutturale fornendo prima assistenza ai clienti per poi, nel corso degli anni, diventare prima Coordinatore e poi Direttore della divisione BIM Strutturale. Si occupa inoltre di consulenza in ambito BIM e tiene interventi presso ordini professionali ed università in ambito di BIM Authoring Strutturale.

Zincatura a caldo efficace anche contro il fuoco



Sono studi internazionali a confermarlo: la zincatura a caldo protegge non solo dalla corrosione a lunga durata, ma è anche un trattamento efficace per contrastare gli effetti di un incendio.

In Italia studi condotti presso l'Università "Federico II" di Napoli sotto la guida del Prof. Emidio Nigro, dimostrano che la zincatura a caldo è in grado di rallentare il surriscaldamento degli elementi strutturali in acciaio sottoposti all'azione del fuoco, allungando i tempi utili per l'evacuazione dall'edificio in fiamme.

Questo è un notevole beneficio in termini di sicurezza, che dovrebbe essere preso in considerazione durante la progettazione degli elementi portanti della struttura.

A tal riguardo, Giambarini Group, da sempre attivo nell'ambito della formazione, ha presentato già lo scorso anno un primo webinar con l'obiettivo di illustrare tali studi, fornendo inoltre indicazioni sulla progettazione di elementi di acciaio zincati. Tale seminario ha visto l'accREDITAMENTO di n. 2 Crediti Formativi Professionali (CFP) per architetti, geometri e ingegneri.

Anche quest'anno riprenderanno tali appuntamenti.

Non solo tecnica e lavorazioni: tra i pilastri di Giambarini Group c'è anche la formazione.

Da sempre, infatti, il Gruppo punta alla diffusione del know-how e delle buone pratiche di costruzione con seminari specifici dedicati ai professionisti. Si tratta di corsi della durata di un paio d'ore, durante i quali si formano i progettisti in merito all'utilizzo della zincatura a caldo, un trattamento essenziale per prevenire la corrosione e garantire la durabilità e la sicurezza delle costruzioni nel rispetto della sostenibilità ambientale ed economica.

www.giambarinigroup.it



XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

CTA
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO

FRANCAVILLA AL MARE (CHIETI) : 29 SETTEMBRE - 1 OTTOBRE 2022

Con il contributo di



Con il patrocinio di



[HTTPS://WWW.COLLEGIOTECNICIACCIAIO.IT/CONGRESSO-CTA](https://www.collegiotecniciacciaio.it/congresso-cta)

NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...
RIVOLUZIONARIO!

CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2022 Edition **FEA Connection**

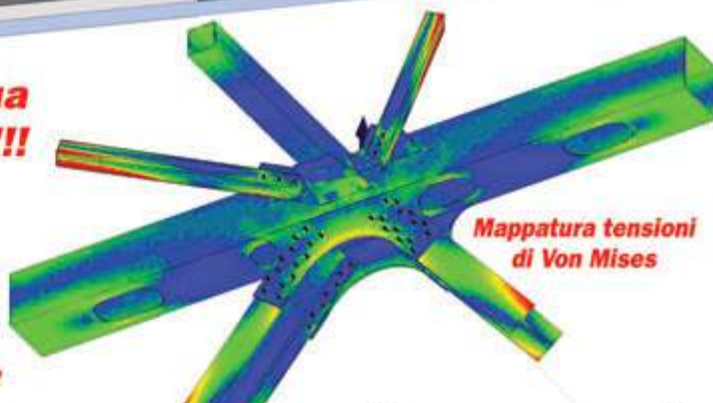
**Niente più problemi
con le giunzioni metalliche...**
Software per l'analisi agli
elementi finiti 3D delle unioni
in acciaio di geometria qualsiasi,
con input da CAD 3D integrato
in modellazione solida

**Progetta la tua
unione in acciaio con CDJ!!!**

CDJ Win, sfruttando la libertà compositiva della modellazione tridimensionale, rappresenta una soluzione ideale ed efficace per far crescere e migliorare la tua esperienza nella progettazione strutturale!!
Novità: da oggi disponibile la versione "CDJ Junior - Base" a soli € 300.00 + iva

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.

Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it



**Mappatura tensioni
di Von Mises**

Software Tecnico Scientifico®

Visiona i nostri **You
Tube**
video tutorials su



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata Il Battiatl (CT)
e-mail: sts@stsweb.it
tel 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa
e-mail: sts.siracusa@stsweb.it
tel. 0931/66220

