



Spazio in Abbonamento Postale - D.L. 363/2003 (conv. in L. 27/12/2013 n. 99) Art. 1 - con modific. - Contr. Provo a popoli E. 19/00 - Espo di intonato recis - Invia il CUP di Milano-Brescia per la popolazione di Milano-Prova di Aggr. 11/19/04

GEN/FEB 2023



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO



COSTRUZIONI METALLICHE



effevi

COSTRUZIONI IN ACCIAIO



Architettura. Tecnica. Passione.
CERTIFICAZIONE **UNI EN 1090** IN CLASSE DI ESECUZIONE **EXC4**



EFFEVI s.r.l.
Via Tezze di Cereda, 26 - 36073 Cornedo Vicentino (VICENZA) ITALIA
www.effevi.net





Energy transition plant, Africa - SIMAS 80 Srl, Italia



Tekla
Global
BIM
Awards

Tekla[®] Structures

Il software BIM per la
PROGETTAZIONE COSTRUTTIVA

I nuovi piani subscription



Tekla Structures Carbon

Per la visualizzazione
e la collaborazione.

Consigliato a chi
ha necessità di
consultare i modelli e
gestire le informazioni.



Include Trimble
Connect Business



Tekla Structures Graphite

Per la modellazione
e la documentazione
progettuale.

Consigliato a chi
gestisce progetti fino
al dettaglio esecutivo.

Include tutti i benefici
della configurazione
Carbon



Include Trimble
Connect Business



Tekla Structures Diamond

Per la modellazione
e la documentazione
costruttiva.

Consigliato a chi
gestisce progetti fino
al costruttivo.

Include tutti i benefici
della configurazione
Graphite.



Include Trimble
Connect Business

TLB-1 TLB-A TLB-B TLB-C TLB-D TLB-E



Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
Your digital partner

Viale Richard 3A - 20143 MILANO
Tel. 02 891741 - harpaceas.it



www.gns.iis.it



Giornate Nazionali di Saldatura



GNS 12

Genova. 24-25 Maggio 2023
Porto Antico
Centro Congressi

WORKSHOP TECNICO SCIENTIFICI
CORSI DI FORMAZIONE
AGGIORNAMENTI
FAQ | ESPOSIZIONE

L'EVENTO CULTURALE DI RIFERIMENTO NEL MONDO DELLA FABBRICAZIONE DEI PRODOTTI SALDATI

Le GNS - Giornate Nazionali di Saldatura da oltre 24 anni offrono un significativo momento di **aggiornamento professionale** per progettisti, coordinatori e ispettori di saldatura, tecnici e utilizzatori di impianti e strutture saldate, responsabili di produzione, ricercatori e **per tutte le figure professionali** che operano nel settore della fabbricazione dei prodotti saldati.

GLI SPONSOR*



MEDIA PARTNERS



* Aggiornamento a Febbraio 2023

MasterSap is more

PROGETTARE IN ACCIAIO. SEMPRE SULLA STRADA GIUSTA CON MASTERSAP.



Un prodotto completo, flessibile e versatile che soddisfa le esigenze più avanzate della progettazione in acciaio.

Innovativo, intuitivo, completo. L'utilizzo di MasterSap è immediato e naturale anche grazie all'efficienza degli strumenti grafici e alle numerose modalità di generazione del modello direttamente da disegno architettonico.

Top performance. Il solutore, potente ed affidabile, conclude l'elaborazione in tempi rapidissimi; i postprocessori per c.a., acciaio, legno, muratura, integrati fra loro, completano, in modo immediato, dimensionamento e disegno di elementi e componenti strutturali.

L'affidabilità dell'esperienza. MasterSap conta un numero straordinario di applicazioni progettuali che testimoniano l'affidabilità del prodotto e hanno contribuito a elevare i servizi di assistenza a livelli di assoluta eccellenza.

Condizioni d'acquisto insuperabili, vantaggiose anche per neolaureati.

AMV s.r.l.
34077 Ronchi dei Legionari (GO)
Via San Lorenzo, 106
Tel. 0481.779.903 r.a. - Fax 0481.777.125
E mail: info@amv.it - www.amv.it



AMV
SOFTWARE COMPANY

EcoSheetPile™ Plus



Soluzioni in
acciaio sostenibile

XCarb®
Recycled and renewably
produced

Riqualificazione delle strutture portuali di una cartiera a Monstera, Svezia © SÖDRA.

Soluzioni infrastrutturali realizzate con palancole economiche, sostenibili, sicure e resilienti.

EcoSheetPile™ Plus ha un impronta di CO₂ di 370 kg CO₂ per tonnellata di materiale prodotto.

*Visita il nostro stand al
Made in Steel - 9 all'11 Maggio 2023
FIERAMILANO - RHO - MILAN - ITALY
Stand O 01 - Padiglione 24*

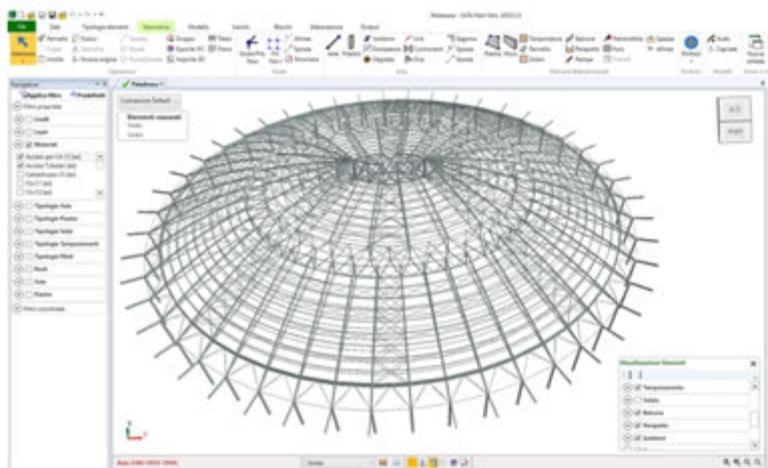


*Per saperne
di più*

FaTA^{NEXT}

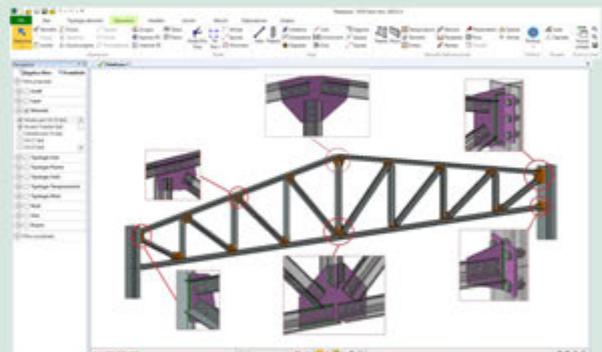
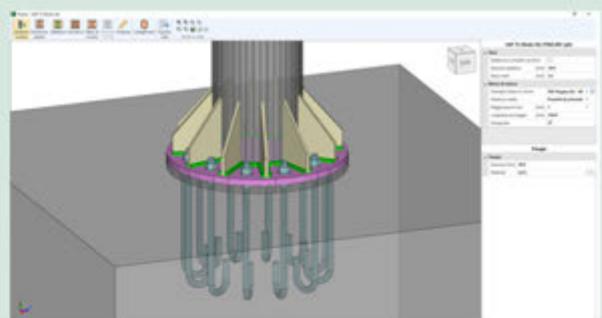
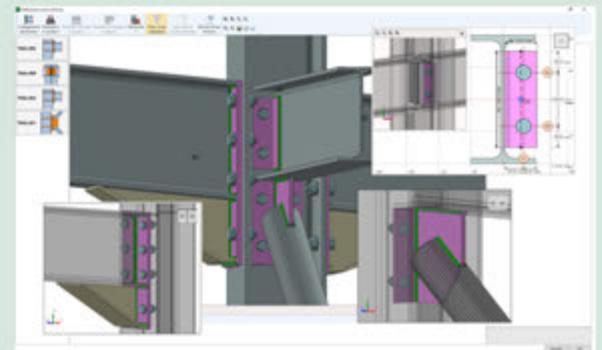
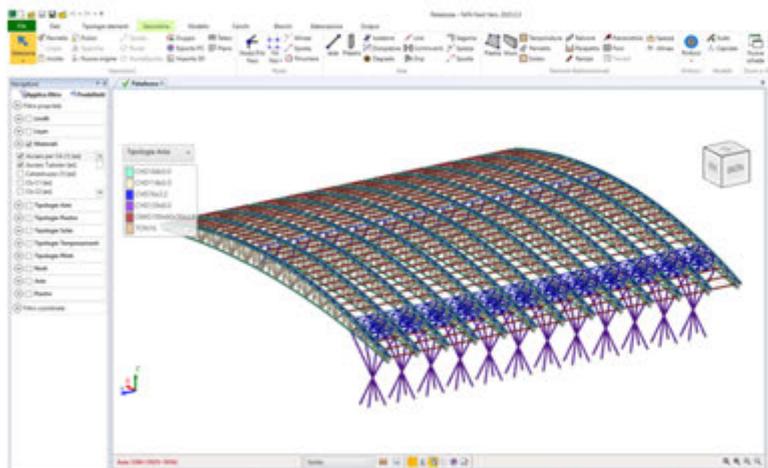
la soluzione per il calcolo strutturale

SOFTWARE PER LA MODELLAZIONE, L'ANALISI E LA VERIFICA DI STRUTTURE IN C.A., ACCIAIO, LEGNO, MURATURA



PalaDozza - Palazzetto dello Sport di Bologna (particolare copertura in acciaio).
Studio sulla vulnerabilità sismica effettuato con FaTA Next da TESA INGEGNERIA s.p.a.r.l. - Roma

FaTA^{NEXT} lo strumento ideale per le diverse soluzioni progettuali delle strutture metalliche.



www.stacec.com



STACEC



RICHIEDI IL CODICE SCONTO

Disponibile il Plugin di esportazione per **IDEA StatiCa**

novità



L'Approccio Eni alla decarbonizzazione

La decarbonizzazione è un obiettivo da raggiungere, e senza esitazione, ma anche con la consapevolezza che deve essere un processo ragionato e condiviso. La **normativa europea FIT for 55** sul clima punta a ridurre le emissioni di almeno il 55% entro il 2030.

Per accelerare il processo di decarbonizzazione **Eni** ha scelto e adottato un modello **olistico e trasversale** di tecnologie, esperienza, attività di ricerca e sviluppo, con il quale punta a ridurre le emissioni generate lungo l'intero ciclo di vita dei prodotti, prevedendo il raggiungimento della carbon neutrality al 2050, in linea con l'Agenda 2030 delle Nazioni Unite e gli obiettivi dell'Accordo di Parigi sul clima.

È un obiettivo sfidante che Eni si impegnerà a raggiungere, ricorrendo allo sfruttamento di tutte le possibili sinergie derivanti dalle tecnologie, alcune immediatamente disponibili e altre frutto di una continua spinta all'innovazione tecnologica.

Eni ha istituito la funzione **Sustainable B2B Coordination**, nell'ambito della **Direzione Energy Evolution**, per contribuire alla decarbonizzazione di tutti i settori produttivi e sociali. In sintesi, **Eni** sta sviluppando un **portafoglio** che contempla i **nuovi carburanti** e prodotti di **origine biogenica**, la fornitura di energia elettrica prodotta da **fonti rinnovabili**, nonché soluzioni per **bonifiche sostenibili**, per la gestione dell'acqua e la rigenerazione dei territori in ottica di **economia circolare**.

Eni ha disegnato una proposta di prodotti che lungo la catena del valore pone al centro la riduzione di emissioni di CO₂ all'interno dell'intero ciclo di vita, con particolare attenzione **al cliente finale**, al fine di garantire almeno tre obiettivi: il raggiungimento della **zero net emission**, il coinvolgimento **dei fornitori e clienti industriali e non** nel processo di decarbonizzazione e la soddisfazione **del cliente finale**.

La **sostenibilità** è al centro degli obiettivi Eni, con prodotti e servizi principalmente incentrati su persone e vetture, e volti a fornire un contributo sempre più concreto alla decarbonizzazione. Tra i valori aggiunti alla transizione energetica dei **biofuel Eni** è la loro immediata disponibilità in un'ottica a breve-medio termine.



L'offerta Eni di **prodotti, servizi e soluzioni low carbon** si è concentrata nel breve su tre macro-direzioni:

- **Prodotti e servizi per una mobilità sempre più sostenibile:** l'offerta è variegata e riguarda tutte le forme di trasporto, privilegiando soluzioni low carbon. Le stazioni di servizio si stanno trasformando in mobility hub con una erogazione di servizi che «facilitano» la vivibilità delle persone. Eni è stata tra le prime aziende a offrire lo sharing mobility con **Enjoy**, che si arricchisce grazie l'inserimento delle **XEV YOYO**, city car 100% elettriche. Eni è altresì impegnata nell'elettrificazione della mobilità, con soluzioni per la ricarica elettrica della flotta dei veicoli aziendali e dei clienti, attraverso **l'accesso** a una rete di 13.500 punti di ricarica **Plenitude + Be Charge**. Infine, Eni possiede già una rete di 15 Eni Live Station che erogano metano liquido (GNL).
- **Accesso all'energia ed efficientamento energetico**, proponendo soluzioni che vanno da una offerta commerciale tradizionale, alle diagnosi energetiche ed emissive e soluzioni rinnovabili grazie al contributo di **Plenitude**.
- **Eni Rewind** si occupa della **rigenerazione urbana**, dalle bonifiche alla riqualificazione ambientale, con attenzione a tutte le matrici ambientali. Il focus è sul risparmio delle risorse (ad esempio l'acqua), la gestione dei rifiuti e il recupero e sulla riduzione delle emissioni di CO₂. **Versalis** è impegnata con numerosi progetti per il recupero della plastica, ma soprattutto per la produzione di prodotti bio, quali Sunpower e il bioetanolo, definito "advanced" perché realizzato da biomassa.

Eni è il maggiore produttore e utilizzatore di idrogeno in Italia e avrà un ruolo centrale nella decarbonizzazione dei settori industriali che già oggi lo utilizzano nei propri processi.

Una view al futuro

Eni sta puntando sulla **fusione magnetica**. Al fine di arrivare a controllare la continuità della fusione in un impianto per la produzione di energia, si sta studiando la tecnologia del confinamento magnetico che impiega campi magnetici potentissimi per gestire il plasma in cui avviene la fusione. Per accelerare il processo di maturazione di questa tecnologia, Eni collabora con i principali centri di ricerca al fine di disporre di una tecnologia per alimentare centrali elettriche che potranno soddisfare la crescente richiesta di energia di grandi insediamenti produttivi e urbani, promuovendo una maggiore sostenibilità. Impianti di dimensioni più piccole, integrati con le fonti rinnovabili, potranno al tempo stesso facilitare l'alimentazione energetica di piccole comunità e realtà off-grid.



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 CAMPIONI "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; costruzionimetalliche@ctanet.it
 http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/

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 Marzo 2023

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 LXXV GEN FEB 23

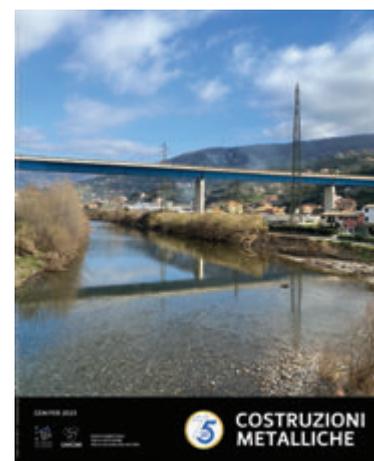


www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina:

Il viadotto sul fiume Entella sulla autostrada Genova - Sestri Levante, citato nell'Editoriale. È un progetto di Fabrizio de Miranda del 1967, vincitore di concorso di progettazione, con campate da 95 m in struttura composta acciaio - calcestruzzo a travata continua presollecitata e ottimizzata, con sezione trapezia con grandi sbalzi laterali, realizzato con acciai ad alta resistenza. Esempio di ponte in acciaio con caratteristiche innovative allora ed oggi.



11	NOTIZIARIO C.T.A. LA REDAZIONE	RICCARDO DE COL È IL NUOVO PRESIDENTE DEL C.T.A.
12	EDITORIALE VINCENZO PILUSO	Cari soci, amici e colleghi,
13	EDITORIALE RICCARDO DE COL	Saluto ai soci del CTA ed ai lettori di Costruzioni Metalliche
14	EDITORIALE MARIO DE MIRANDA	Ponti in acciaio: le innovazioni possibili
16	REALIZZAZIONI MARIO DE MIRANDA, RODRIGO AFFONSO, LUCA MARININI, MARTA DE MIRANDA	Il Ponte Storstrom in Danimarca e le Strutture Speciali in Acciaio per la sua costruzione
27	REALIZZAZIONI MARIO PAOLO PETRANGELI, ANGELO VITTOZZI, ANDREA POLASTRI, DARIO GUERCI	ANJI KHAD BRIDGE - THE FIRST CABLE-STAYED RAILWAY BRIDGE IN INDIA
37	REALIZZAZIONI FABIO CECCATO, MASSIMO MAFFEIS, MASSIMO VIVIANI	PONTE CICLOPEDONALE SOSPESO SULLE CASSANDRE DEL MALLERO A SONDRIO
46	REALIZZAZIONI LUIGINO DEZI, GABRIELE DEZI, RAOUL DAVIDE INNOCENZI, MARIO TRAVERSINI	IL PONTE STRALLATO SUL FIUME SALINE TRA I COMUNI DI MONTESILVANO E CITTÀ SANT'ANGELO (PE)
59	REALIZZAZIONI PIERANGELO PISTOLETTI, PAOLO MAESTRELLI, SIMONE VARNI, MARCO CHINCHIO	Il ponte strallato sul fiume Okavango
72	REALIZZAZIONI GIOVANNI COSTA, LEONARDO BALOCCHI, ENRICO ZAMBELLA	NUOVA VIABILITÀ DI EGNA: PONTE SUL FIUME ADIGE E SOVRAPPASSO SULL' AUTOSTRADA A22
87	REALIZZAZIONI GIUSEPPE MATILDI, VALENTINA ANTONIANI, ALICE BERTONCELLI, STEFANO ISANI	LA RAPIDA RICOSTRUZIONE DEL PONTE DI ALBIANO MAGRA SULLA S.S. N. 330 DI "BUONVIAGGIO"
97	REALIZZAZIONI GIUSEPPE MATILDI, CARLO VITTORIO MATILDI, PAOLO BARRASSO, FEDERICA RICCI, VALENTINA ANTONIANI, STEFANO ISANI	IL NUOVO VIADOTTO SULLA S.S. N. 35 A PADERNO DUGNANO A COMPLETAMENTO DELLA A52
108	REALIZZAZIONI DAVIDE EMMANUELE, BRUNO FINZI, GIANLUCA PITTELLI	COMPLESSO THE QUAD, MALTA. NOVE PONTI IN ACCIAIO PER ILLUMINARE LE MIEHEL TOWERS
123	NOTIZIARIO C.T.A. LA REDAZIONE	ELETTO IL NUOVO CONSIGLIO DIRETTIVO DEL C.T.A.
124	CHIARA BEDON, SALVATORE NOÈ, NATALINO GATTESCO	CLAUDIO AMADIO (1954-2023)
125	LIBRI RICCARDO DE COL	Carlo Sigmund: "Approccio semplificato alla progettazione strutturale" "Acciaio e Alluminio strutturale" Dario Flaccovio Editore
126		INDICE ANNATA 2022 Argomenti, Rubriche, Autori
128	LA REDAZIONE	75 ANNI DI COSTRUZIONI METALLICHE

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

HIQUALIZINC®



GIAMBARINI GROUP
IL FUTURO PER TRADIZIONE

WWW.GIAMBARINIGROUP.IT

RICCARDO DE COL È IL NUOVO PRESIDENTE DEL C.T.A.



Il giorno 3 febbraio 2023 si è riunito il Consiglio Direttivo del C.T.A. Il Presidente uscente Prof. Vincenzo Piluso, rivolgendosi ai presenti e interpretando il pensiero di tutto il Consiglio Direttivo, ha proposto come nuovo Presidente per il biennio 2023/25 il Consigliere Riccardo De Col, rappresentante del Settore Professione. Il Consiglio Direttivo lo ha quindi eletto per acclamazione.

Sono stati poi nominati i due Vicepresidenti nelle persone di Vincenzo Piluso e Riccardo Zanon, mentre Benedetto Cordova è stato nominato segretario.

Il nuovo Presidente Riccardo De Col è ingegnere strutturista di pluridecennale esperienza. Dopo un iniziale periodo di attività universitaria, l'ing. De Col ha fondato la DCRPROGETTI srl, società di progettazione e consulenza, di cui è attualmente Amministratore Delegato. Animato da amore ed entusiasmo per la progettazione strutturale e dal desiderio di far crescere

professionalmente parecchi giovani tecnici, egli ha saputo portare, in più di trenta anni di attività, la sua Società ad un elevato livello di qualità nel campo della progettazione civile, impiantistica ed architettonica. Nell'ambito del C.T.A. egli è stato sempre attivo, convinto che sia positivo e doveroso per tutti diffondere il sapere tra i nuovi tecnici. Ha così curato negli ultimi anni la rivista Costruzioni Metalliche ed ha organizzato parecchi seminari e webinar nell'ambito delle costruzioni in acciaio.

Un grande e doveroso ringraziamento va al prof. Vincenzo Piluso che ha concluso un mandato estremamente positivo e ricco di contenuti. Sotto la sua presidenza si è infatti svolto il Congresso di Francavilla al Mare (CH), di grande livello scientifico e di altrettanto successo, nonché numerosi webinar, attività che egli ha saputo coordinare e curare con impegno energia ed entusiasmo.



Prof. Ing. Vincenzo Piluso | XXVIII Presidente C.T.A.

Cari soci, amici e colleghi,

Il mio mandato di Presidente del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio è ormai giunto alla sua conclusione e, pertanto, è arrivato il momento di fare un breve resoconto delle attività svolte e dei risultati conseguiti. Non si tratta di risultati personali, ma del frutto dell'impegno e della dedizione dell'intero Consiglio Direttivo. Per questa ragione, ritengo opportuno iniziare queste righe di commiato con un doveroso ringraziamento a tutti i componenti del Consiglio ed ai soci che hanno contribuito allo sviluppo delle attività della nostra associazione. Siamo riusciti a mettere in campo una squadra unita e compatta, che ha lavorato in piena sinergia e con grande entusiasmo. D'altra parte, la capacità di sopportare il lavoro quotidiano proviene direttamente dal cuore e se, tra i mille impegni lavorativi che ognuno di noi deve quotidianamente affrontare, siamo stati in grado di dedicare la giusta attenzione alla nostra associazione, ciò è dovuto alla passione per lo sviluppo e la promozione dell'arte della costruzione in acciaio che, da sempre, ci unisce.

Quello ormai concluso è stato un mandato anomalo, di durata triennale, perché la pandemia da Covid-19 ha costretto il Consiglio Direttivo ad una variazione di Statuto al fine di consentire, come è storica consuetudine, al Presidente di turno di completare il proprio mandato con il nostro Congresso, le Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio del C.T.A.

La XXVIII edizione del Congresso è stata, dunque, "particolare", perché per la prima volta non è stato possibile rispettare la cadenza biennale per cause di forza maggiore riconducibili all'emergenza sanitaria. Per fortuna molti obblighi in tema di prevenzione della diffusione del virus sono caduti e ciò ci ha consentito di tornare alla formula congressuale tradizionale, ossia quella in presenza. La partecipazione dei soci e degli appassionati dell'arte della costruzione in acciaio è stata massiccia; con 140 iscritti al Congresso, abbiamo conseguito un risultato superiore alle aspettative.

L'organizzazione di un Congresso è il frutto di tanti piccoli contributi che costituiscono il risultato di una attività di volontariato svolta da giovani e meno giovani, accomunati dalla passione per l'arte della costruzione in acciaio. Innanzitutto, sento di dover rivolgere un vivo e vibrante ringraziamento a tutto il Consiglio Direttivo, alla segretaria Valeria Pasina, a coloro che io definisco le "anime nascoste" del C.T.A. - ossia l'amico e collega Attilio De Martino, che da decenni segue l'organizzazione del Congresso, e la giovane collega Elide Nastri - , all'intero Comitato Organizzatore locale guidato dal collega Giuseppe Brando e a tutti i giovani che hanno fornito un supporto importante durante le giornate congressuali e che potranno rappresentare il futuro della nostra associazione.

In questo periodo, abbiamo anche fatto tesoro dell'esperienza della didattica a distanza. Il C.T.A. è diventato provider del C.N.I. ed ha sviluppato numerosi corsi di aggiornamento professionale e webinar mantenendo il contatto con i propri soci in un periodo di grandi difficoltà anche in ambito relazionale.

Le numerose attività condotte in questi anni ci hanno permesso di incrementare significativamente il numero di soci, con l'ingresso di circa 100 nuovi soci, e di migliorare il bilancio della nostra associazione e, conseguentemente, di affrontare il Congresso con una maggiore tranquillità finanziaria; ciò ha permesso altresì di continuare la pubblicazione della nostra rivista, Costruzioni Metalliche, che nel 2016 rischiava di scomparire mentre, grazie all'acquisizione della stessa da parte del C.T.A., è ancora viva, e - essendo stata fondata nel 1949 - oggi rappresenta probabilmente la rivista italiana più antica nell'ambito dell'ingegneria civile.

Il C.T.A. nella sua ormai ultra-cinquantennale attività ha promosso lo sviluppo di forme di proficua collaborazione con ricercatori, progettisti (ingegneri e architetti), enti, industrie e associazioni che operano nel campo dello sviluppo, della promozione e della diffusione della cultura delle costruzioni in acciaio. L'attività svolta è frutto della consapevolezza che solo attraverso una sinergia ed una visione organica e coordinata sarà possibile recuperare il gap rispetto ad altri Paesi in cui l'acciaio è il materiale strutturale per eccellenza.

Le principali sfide che la costruzione in acciaio del futuro dovrà vincere sono riconducibili alla sostenibilità delle costruzioni, alla manutenzione, al miglioramento ed adeguamento sismico delle costruzioni esistenti e alla necessità di offrire strutture innovative, con elevati livelli prestazionali (sotto tutti i punti di vista), facili da assemblare e rapide da costruire. Il nuovo Consiglio Direttivo non si sottrarrà alle nuove sfide e sarà per me un onore e un piacere continuare nel nuovo ruolo di Vice-Presidente.

"Last but not least", non posso non concludere queste note di commiato con i miei più vivi auguri di buon lavoro al nuovo Presidente, l'Ing. Riccardo De Col, al quale non farò mancare il mio aiuto e sostegno, che in questi anni ha lavorato con grande impegno ed energia per il bene della nostra associazione e per la redazione di Costruzioni Metalliche. In Riccardo, in questi anni, ho scoperto non solo un collega molto preparato, un vero signore nei modi e nei comportamenti, ma anche e soprattutto un amico. A lui il mio carissimo augurio ed un abbraccio.

Saluto ai soci del CTA ed ai lettori di Costruzioni Metalliche



Dott. Ing. Riccardo De Col
XXIX Presidente del C.T.A.

Inizio da oggi una nuova avventura con voi che spero porti buoni frutti. Ringrazio chi ha avuto fiducia in me ed in particolare tutti i precedenti presidenti del CTA coi quali ho collaborato negli scorsi anni: Raffaele Landolfo, Bruno Finzi, Mario de Miranda, Emanuele Maiorana e Vincenzo Piluso. In questo decennio abbiamo cercato di rilanciare la nostra associazione nata ormai 56 anni fa con il motto “...*per lo studio e il perfezionamento della tecnica della costruzione metallica...*” Ritengo che ci sia ancora tanto da fare nel nostro settore perché l’evoluzione del modo di progettare e costruire con l’acciaio in questo lungo periodo è stata notevole.

Io provengo dal mondo della progettazione. La progettazione non la si impara negli anni di università. Lì si creano le basi per diventare progettisti ma poi ci vogliono ancora tante e tante ore di buon lavoro prima di arrivare a firmare consapevolmente un progetto e dormire con relativa tranquillità. Lo è stato per me ma penso che valga un po’ per tutti.

Ci sono molte cose che ci si passa da generazione in generazione: occorre scoprire il senso delle normative e delle raccomandazioni (tantissime ormai) e saperle applicare; occorre discernere la qualità dell’output che ci viene dal software; occorre imparare a fargli le domande giuste per avere le risposte corrette che devono essere in accordo con i nostri calcoli preliminari manuali di predimensionamento. Questo è lo spirito che da qualche anno anima la nostra associazione: un invito a collaborare con il mondo dell’università e dell’industria per aiutarci a progettare sempre meglio.

C’è stato un risveglio dell’interesse di molti verso la nostra piccola ma importante associazione.

L’età media di coloro che ci seguono è in decrescita e questo è un buon segno: i giovani hanno meno esperienza è vero ma possiedono un’energia interna che li sostiene e gli fa compiere cose con grande coraggio ed entusiasmo.

Un modo per comunicarci le esperienze di lavoro, l’evoluzione della ricerca, i metodi lavorazione e protezione dell’acciaio, è, senza dubbio, la nostra rivista Costruzioni Metalliche.

Siamo arrivati al 75esimo anno di stampa. Un piccolo record che poche altre riviste possono vantare. Ma lo è perché vediamo che attira sempre interesse: sia per chi legge, sia per chi scrive. Non appartiene al novero delle riviste indicizzate, necessarie per chi oggi segue la carriera universitaria, ma è, non dimentichiamolo, la rivista sulla quale hanno scritto alcuni tra i più insigni docenti di ingegneria strutturale. Ed ancora vediamo che grandi nomi dell’ingegneria italiana mandano i loro articoli.

Per ultimo mi piacerebbe che lo spirito di collaborazione e d’amicizia che abbiamo toccato con mano durante lo scorso congresso di Francavilla continuasse e ci accompagnasse in questi prossimi due anni di lavoro insieme.



Prof. Ing. Mario de Miranda

Ponti in acciaio: le innovazioni possibili

Nel campo dei ponti lo scopo della Ricerca, tecnica e scientifica, che si svolge in ambito universitario, industriale e professionale, è semplice: migliorare la conoscenza, sviluppare nuove idee, al fine di costruire ponti sempre migliori utilizzando al meglio le risorse della collettività. Quindi ponti resistenti, attraenti, durevoli ed economici.

Negli ultimi decenni il mondo della costruzione in acciaio ha visto numerosi cambiamenti ed una importante evoluzione, ma i settori di possibile innovazione, certo numerosi, hanno tuttavia mostrato risultati differenziati, non omogenei, a volte straordinari, altre volte meno brillanti.

Proviamo ad esaminarli.

La qualità degli acciai da carpenteria è in realtà cambiata poco: abbiamo oggi sostanzialmente le medesime resistenze degli anni '60, resilienze migliorate moderatamente, resistenze alla corrosione senza grandi avanzamenti, fatta eccezione per alcune esperienze giapponesi sugli acciai patinabili con aumento del tenore di silicio, ottenendo un miglioramento della resistenza alla corrosione in atmosfera marina. Esistono recenti belle esperienze su nuovi acciai speciali con aumentato allungamento a rottura, quindi adatti all'uso in elementi dissipativi, o su acciai a memoria di forma, promettenti nel settore del recupero. Sono tuttavia entrambi, seppur molto interessanti ed utili, acciai di nicchia.

Nel campo dei calcestruzzi, sempre parte integrante dei ponti con struttura metallica, l'evoluzione della qualità e delle prestazioni è stata molto forte: resistenze anche superiori ai 150 MPa nei calcestruzzi UHPC, significative resistenze a trazione con l'aggiunta di fibre, minime porosità, ridotti ritiri e fortemente incrementata durabilità. È interessante notare che tanto migliore è la qualità dei calcestruzzi quanto migliore è l'integrazione con una struttura in acciaio: minori fessurazioni maggiori rigidità, maggiore durabilità complessiva. La sempre maggiore integrazione tra acciaio e calcestruzzo rappresenta un forte avanzamento nelle tecniche costruttive di oggi.

Le tipologie strutturali nei recenti decenni non sono cambiate molto e non hanno visto radicali innovazioni, e tuttavia abbiamo assistito ad un importante sviluppo dei ponti strallati, declinati sia sulle grandi luci, ove si dimostrano una struttura di elevata efficienza, sia sulle medie e piccole luci, ove si rilevano spesso strutture attraenti, di elevata qualità formale, in grado spesso di qualificare e valorizzare le aree in cui vengono inseriti. Interessante anche la riscoperta in chiave moderna dei ponti galleggianti, tra le prime tipologie di attraversamento.

I sistemi protettivi hanno visto, viceversa, l'introduzione ed una certa diffusione di materiali relativamente moderni quali le finiture ai fluorurati e gli zincanti a freddo, i quali possono fornire una vita utile del sistema protettivo anche di alcuni decenni, cosa molto positiva.

I metodi costruttivi, pur vedendo un aumento della diffusione dell'uso di carrelli semoventi per montaggi di macroelementi, non sono testimoni di grandi novità rispetto ai metodi tradizionali. E tuttavia abbiamo anche qui assistito ad uno sviluppo dei metodi tradizionali con nuove modalità e approcci: l'applicazione di metodi di montaggio dei grandi ponti sospesi anche a ponti sospesi di media luce, o il montaggio di antenne per rotazione nel piano verticale, o il montaggio di travate per rotazione nel piano orizzontale, o il varo longitudinale di interi ponti strallati. In effetti si riconosce che proprio da uno sviluppo ed un affinamento dei metodi esecutivi si possono ottenere le più significative economie costruttive.

I metodi di calcolo hanno certamente visto recentemente elementi di innovazione rendendo disponibili ed anche diffusi commercialmente algoritmi di analisi raffinate,

che consentono di replicare con sempre maggiore precisione il comportamento meccanico delle strutture. Anche la ricerca sperimentale e numerica ha migliorato la conoscenza del comportamento strutturale. La maggiore conoscenza, la sofisticazione dei calcoli, la potenza di elaborazione consentono certamente di utilizzare al meglio i materiali, e ci si potrebbe quindi attendere che questi nuovi strumenti e queste nuove conoscenze abbiano consentito una ottimizzazione delle strutture dei ponti, un miglioramento dei pesi ed una riduzione dei costi, in conformità agli scopi della Ricerca, come accennato in premessa.

Viceversa, analizzando i numeri indice di molti ponti recenti, registriamo purtroppo il contrario.

Per ponti su luci medie dell'ordine dei novanta metri, ad esempio, rileviamo che negli anni '70 i pesi unitari di carpenteria metallica erano dell'ordine di 2,5 kN/m², come testimoniano i viadotti sulla Sarine nel 1968 in Svizzera, sull'Entella a Sestri Levante nel 1970 o a Shengen sulla Mosella nel 2002, e tanti altri. Rileviamo tuttavia che oggi ponti di uguali dimensioni presentano incidenze dell'ordine dei 5 kN/m², come testimonia ad esempio il recente viadotto San Giorgio sul Polcevera a Genova. Ma anche su luci minori rileviamo che vengono recentemente messi in gara in Italia progetti definitivi o esecutivi, e quindi non modificabili nella quantità, di ponti con luci sui 40 m con incidenze da 2 a 3 kN/m², quando per le stesse luci le incidenze sono sempre state dell'ordine o inferiori ad 1,5 kN/m².

Sono forse le normative che hanno causato questi cambiamenti?

In realtà le normative di oggi, se nel campo del cemento armato richiedono effettivamente quantità di armature molto maggiori che nei decenni passati, per aumento dei copriferri e maggiore attenzione alla durabilità, nelle strutture in acciaio non richiedono reali aumenti di materiali. I carichi sono sostanzialmente gli stessi di ieri e analogamente i tassi di lavoro dei materiali sono uguali, se non superiori. Quindi anche oggi, con le normative di oggi, un buon progetto sviluppato con le necessarie competenze può portare ad incidenze ottimali, analoghe a quelle degli anni passati, e ci dobbiamo forse interrogare sulle ragioni per le quali l'ottimizzazione strutturale ed il parametro "costo" siano oggi così trascurate.

Sulle varie ragioni potremo tornare con maggior dettaglio in altra occasione, ma se ne possono ricordare per ora un paio, semplici.

Una prima consiste nell'influenza di aspetti formali, spesso arbitrari e di risultato estetico discutibile, che vengono tuttavia imposti a seguito dell'intervento di professionalità non ingegneristiche a prevaricare gli aspetti strutturali, che condizionano la statica negativamente e fanno crescere pesi e costi.

Una seconda corrisponde alla mancata attenzione per l'ottimizzazione strutturale, mancando una reale fase di concorrenza dei progetti, e soprattutto mancando dei riferimenti ai costi standard, che immediatamente rivelerebbero, se correttamente ricordati, pesi e costi oltre misura. Costi fuori taglia che si configurano alla fine come veri sprechi di risorse pubbliche che mal si conciliano ed anzi sono in sgradevole contrasto, sia con il grande sforzo che la Ricerca porta avanti per migliorare qualità e costi dei ponti, sia con le meravigliose risorse di calcolo e di potenziale affinamento dei progetti che oggi sono disponibili, e che forse non vengono sempre correttamente indirizzate.

La strada per sanare queste contraddizioni vede a mio avviso un recupero da parte delle Amministrazioni del concetto dei Costi Standard, della conoscenza dei numeri indice di corretta progettazione, di una maggiore valorizzazione del parametro di competenza nelle scelte dei progettisti e quindi dei progetti, e magari una riscoperta delle gare di progettazione e degli Appalti Concorso.

Il nostro lavoro di ingegneri, alla fine, consiste nel cercare di utilizzare al meglio le risorse della collettività, evitando o non partecipando a inutili sprechi che privano delle necessarie risorse le attività di utilità sociale, e realizzando opere certo efficienti, resistenti, attraenti e durevoli, ma che costino alla nostra collettività il giusto valore. Cosa certo oggi possibile considerando gli straordinari mezzi e strumenti che ci offre la tecnologia, ben più potenti di quelli dei decenni passati.

Il Ponte Storstrom in Danimarca e le Strutture Speciali in Acciaio per la sua costruzione

Storstrom Bridge in Denmark and its Temporary Steel Structures designed for the construction

Prof. Ing. Mario de Miranda, Ing. Rodrigo Affonso, Ing. Luca Marinini, Ing. Marta de Miranda*
Studio de Miranda Associati, Milano – Italia

L'articolo descrive le speciali strutture metalliche progettate e realizzate nell'ambito della Ingegneria di Costruzione del Ponte sullo Storstrom in Danimarca, che collega Falster con Masnedo attraversando un tratto di mare di 3,8 km con un ponte in cemento armato precompresso formato da due viadotti laterali e un ponte strallato centrale, ed illustra preliminarmente il progetto del ponte stesso. Tali strutture sono state concepite e progettate come parti integranti del Progetto di Costruzione del ponte, e sono funzionali alla costruzione ed al montaggio delle travate prefabbricate, sia del ponte strallato, che dei viadotti. L'articolo descrive innanzitutto la procedura di costruzione del ponte, ideata per un ponte in precompresso ma certamente adatta anche per ponti con struttura in acciaio, e quindi illustra la funzione delle strutture speciali, la loro morfologia ed il loro progetto.

The article describes the Special Steel Structures designed and built as part of the Construction Engineering of the Bridge over the Storstrom in Denmark, which connects Falster with Masnedo crossing a stretch of sea of 3,8 km with a prestressed concrete bridge formed by two side viaducts and a central cable-stayed bridge, and preliminarily illustrates the design of the bridge itself. These structures have been conceived and designed as integral parts of the Bridge Construction Project, and are functional to the construction and erection of the prefabricated girders, both of the cable-stayed bridge and of the viaducts. The article first describes the bridge construction procedure, designed for a prestressed bridge but certainly also suitable for bridges with steel structure, and then illustrates the function of the Special Structures, their morphology and their design.

1. Introduzione

Il ponte realizza un collegamento stradale e ferroviario di 3,832 km che attraversa il canale Storstrom tra Falster e Vordingborg, e comprende due viadotti di accesso con 44 campate da 80 m, e un ponte strallato centrale con due campate di 160 m.

Questo progetto è stato sviluppato da DE MIRANDA Associati – DMA, è iniziato durante la fase di gara nel 2017, insieme a Geo e Seteco per le fondazioni e ad Ekj per le opere a terra, come consulente strutturale della JV formata dalle imprese italiane Itinera, Condotte d'Acqua e GLF. Dopo l'aggiudicazione della gara, l'attività è proseguita, insieme a Sgi per la geotecnica e Andermann per i lavori a terra, con il Progetto Base del ponte ed il Progetto del Metodo di Costruzione, entrambi approvati dall'Ente Appaltante. Si è poi proseguito con la Progettazione Esecutiva delle strutture prototipali, ovvero le macro-travate prefabbricate, le fondazioni e le pile tipiche, le travate gettate in opera e le relative fondazioni anch'esse approvate, completando così il progetto fondamentale

del ponte. Quindi DMA ha proseguito accompagnando le prime fasi della costruzione e, dopo quattro anni di lavoro di progettazione, il testimone per il completamento dei dettagli e delle strutture ripetitive è stato passato a consulenti locali.

2. Descrizione del Ponte e Concezione di progetto

2.1 Descrizione

L'opera è composta da un ponte principale e da due viadotti di accesso tutti in cemento armato precompresso (figura 1).

Il ponte principale è un ponte strallato con due campate di 160 m. L'intera struttura è segmentata in tre sezioni, Nord, Centrale e Sud, divise da due giunti di dilatazione e collegate da unità di trasmissione delle azioni impulsive.

Il viadotto Nord presenta n. 16 campate, con lunghezze di (1×72 m+15×80 m), per una lunghezza totale di 1272 m. Tre pile centrali collegate longitudinalmente alle travi costituiscono punti fissi

*Corresponding author. Email: marta@demiranda.it

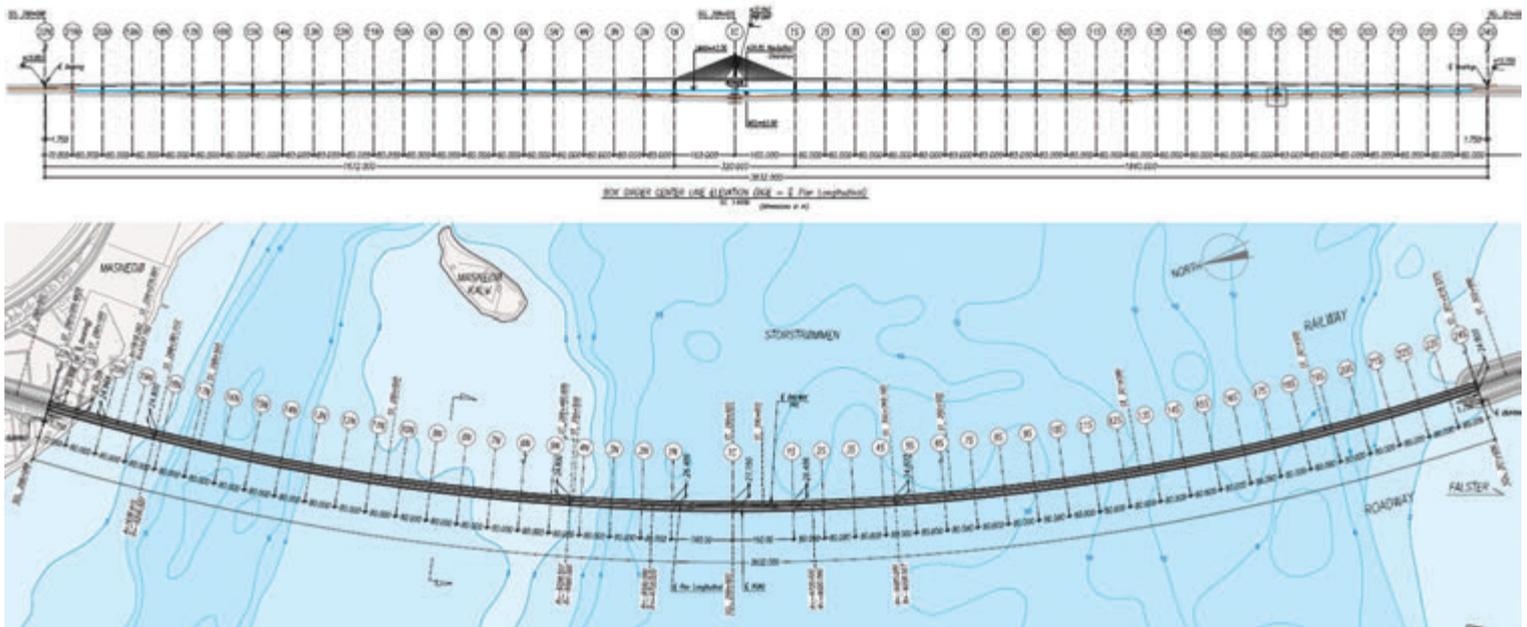


Fig. 1 | Layout del ponte.

longitudinali per l'impalcato, mentre le altre hanno supporti scorrevoli.

Il viadotto Sud presenta n. 18 campate lunghe 80 m, per una lunghezza totale di 1440 m, anch'esso con tre pile fisse a centro viadotto. Il ponte centrale presenta n. 12 campate con lunghezza di $5 \times 80 + 2 \times 160 + 5 \times 80$, per una lunghezza totale di 1120 m. Il punto fisso è costituito dal pilone centrale, che è integrale con l'impalcato. Le campate strallate hanno cavi disposti su un piano centrale, distanziati di 7 m sull'impalcato.

In tutte le pile tipiche gli appoggi sono uno unidirezionale e l'altro multidirezionale. Sono previste chiavi di taglio fornite per le pile con carichi orizzontali più elevati a causa della presa in conto del possibile impatto delle navi.

2.2 Filosofia del progetto

La progettazione della struttura e la concezione dei metodi di costruzione sono strettamente legate nei grandi ponti, come descritto in (1), (2), (3) e (4).

Quando De Miranda Associati ha iniziato la progettazione del nuovo Storstrom Bridge, cinque sfide principali si presentavano e dovevano essere affrontate e risolte:

Logistica: costruire un ponte di quattro chilometri nel mare comporta la necessità di importanti attività di trasporto di materiali e lavoratori, e richiede un'ottimizzazione dell'economia dei trasporti.

Meteo: il clima dell'Europa settentrionale presenta basse temperature e vento frequente, che suggeriscono di ridurre al minimo l'impiego di manodopera in offshore.

Qualità: l'obiettivo dell'alta qualità del calcestruzzo e delle massime durabilità richiedono una fabbricazione nelle migliori condizioni possibili; ottimali risultano in un'officina ben riparata, attrezzata e condizionata.

Economia: l'obiettivo di ottimizzare il rapporto costi-benefici porta ad un'economia di scala, che significa standardizzazione delle procedure di costruzione e concentrazione degli impianti

produttivi.

Tempo: tempi brevi per la realizzazione del ponte, e ancora la ricerca dell'economia riducendo i costi indiretti proporzionali ai tempi di costruzione, richiedevano un sistema costruttivo industrializzato e metodi di montaggio innovativi.

Un'analisi delle possibili opzioni, alla luce delle sfide citate, ha indotto a non adottare le tradizionali soluzioni con getto in opera, come quelle che prevedono casseforme autovaranti, con tutte la costruzione da realizzare offshore e con lunghe distanze di trasporto per materiali e lavoratori.

Anche l'opzione dei conci di impalcato prefabbricati, con un gran numero di giunti costruttivi, è stata accantonata, così come il varo longitudinale, a causa dei rischi e delle difficoltà legate alla curvatura in pianta della trave di impalcato, alla doppia curvatura in elevazione, alle lunghezze e ai pesi molto elevati da movimentare.

Viceversa, le vere risposte alle cinque sfide sono state trovate dall'implementazione di cinque principali concetti caratterizzanti la soluzione proposta:

1. Prefabbricazione: al fine di costruire gli elementi in calcestruzzo nelle migliori condizioni ambientali, consentendo e incentivando una migliore qualità esecutiva e riducendo al minimo le attività dei lavoratori in offshore.
2. Prefabbricazione completa: ovvero la prefabbricazione di fondazioni, pile e travi, al fine di concentrare tutti i lavori di produzione in un'unica area attrezzata in modo ottimale e ottenere il massimo vantaggio per l'economia di scala.
3. Prefabbricazione su larga scala: prefabbricazione e montaggio di travi a tutta lunghezza, riducendo così al minimo le operazioni di trasporto, sollevamento e giunzione.
4. Progettazione di Metodi e Attrezzature Speciali: in grado di consentire un rapido montaggio utilizzando strutture appositamente progettate e attrezzature nautiche di sollevamento "standard". Ciò significa evitare l'uso di megagrù, la cui difficile disponibilità e i costi elevati avrebbero

costituito un rischio per l'economia del lavoro.

- Integrazione: significa adottare lo stesso metodo costruttivo per i viadotti e il ponte strallato, sfruttando appieno lo stesso impianto di prefabbricazione, la formazione delle squadre già sviluppata e le stesse attrezzature di montaggio. Integrazione significa anche stretta combinazione tra progetto e concetti costruttivi, fin dall'inizio della fase di ideazione.

3. Metodi di costruzione

3.1 Concezione generale

A parte le prime due campate in prossimità delle spalle, da costruire durante il completamento dell'impianto di prefabbricazione, e dell'antenna centrale, per geometria non adatta alla prefabbricazione, tutte le strutture sono prefabbricate. Il concept generale e il metodo costruttivo sono stati studiati in fase di gara anche in funzione delle attrezzature disponibili alle imprese esecutrici, e poi approvati dal Committente in fase di Progettazione Basica.



Fig. 2 | Fondazione prefabbricata tipica, su barge di trasporto.



Fig. 3 | La barge è entrata nel catamarano ed iniziano le operazioni di sollevamento.

3.2 Metodo di costruzione dei Viadotti

Le fondazioni sono cassoni, prefabbricati in officina specifica, caricati su una chiatta (figura 2) e poi posti su un letto di ghiaia posato su sottosuolo di buone caratteristiche, tipicamente su argille sovra-consolidate. La posa delle fondazioni viene effettuata, secondo una procedura ideata da De Miranda, da un catamarano (figura 3) che solleva l'elemento dalla chiatta, permette alla chiatta di arretrare, centra l'elemento nella posizione teorica mediante allineatori idraulici orizzontali e lo abbassa (figura 4) mediante un sistema di calaggio a trefoli sul letto di ghiaia.

Le pile (figura 5) sono anch'esse realizzate con un sistema originale, progettato da De Miranda, che consiste nell'assemblaggio di segmenti prefabbricati collegati da speciali telai in acciaio incorporati nei conci che consentono la regolazione del livello e dell'inclinazione mediante spessori, e consentono un'installazione a secco molto rapida.

Il posizionamento del segmento di pila è effettuato da pontoni con capacità di 600 t.

Dopo aver completato il montaggio dei segmenti della pila, i giunti in calcestruzzo vengono gettati in sequenza.

Le travi di impalcato sono prefabbricate in una officina organizzata su una linea di produzione in cinque fasi.

Dopo la post-tensione e il load-out su chiatta, la trave viene trasportata via mare verso il sito di montaggio (figura 6) e sollevato da uno speciale sistema progettato da De Miranda di bracci di

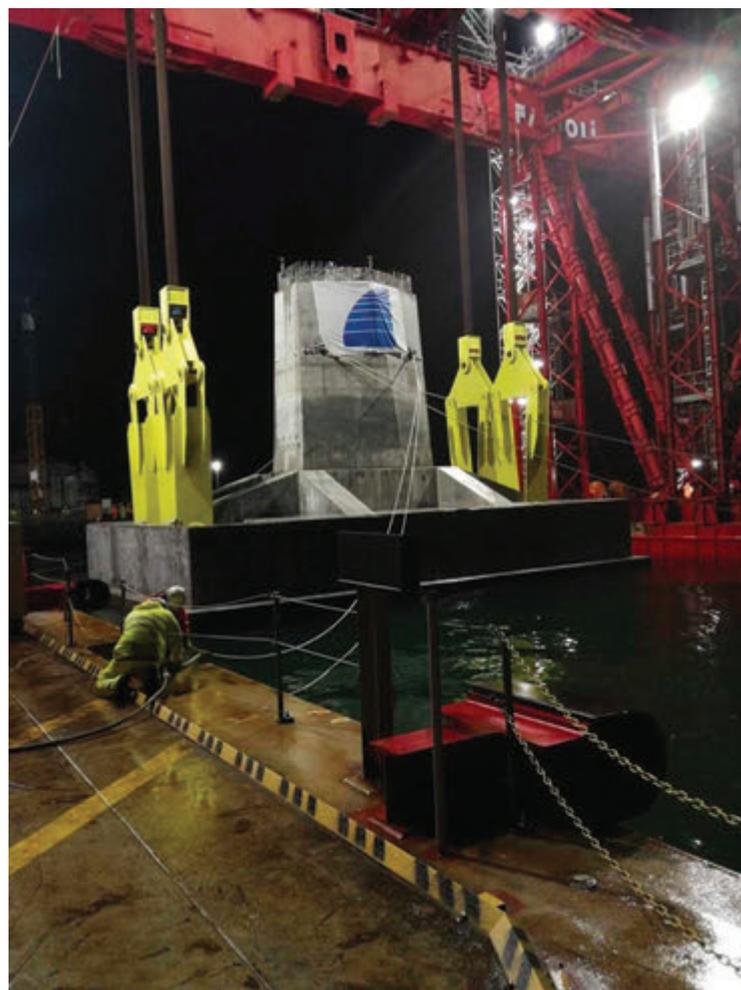


Fig. 4 | Operazioni di affondamento della fondazione prefabbricata.



Fig. 10 | Immagine dal cantiere in progress: il plinto F1C dell'antenna del ponte strallato in fase di prefabbricazione a terra e, di fronte ormeggiato, il catamarano per la posa delle fondazioni dei viadotti. Sullo sfondo, verniciati in giallo, i traversi delle Lifting Towers stoccati in attesa del montaggio.

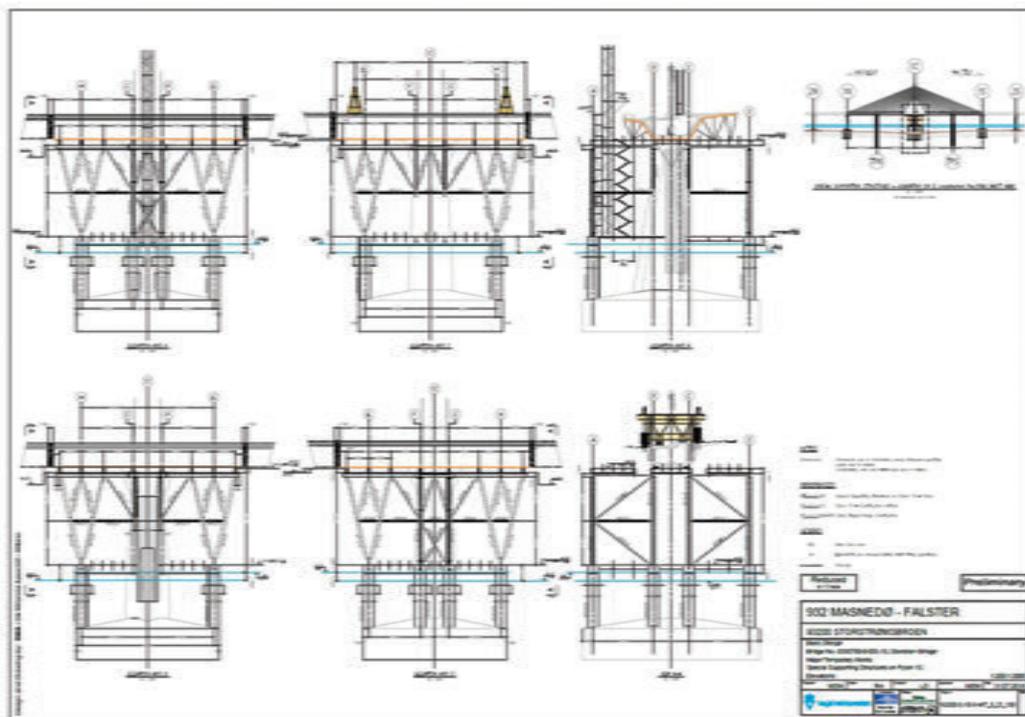


Fig. 11 - Layout progettuale delle Special Supporting Structures, strutture in acciaio basate sulla Fondazione F1C e costituenti il supporto per la realizzazione della travata del ponte strallato in adiacenza del pilone.

4 Le strutture speciali

4.1 Strutture Speciali per la costruzione del Ponte Strallato

a. Struttura del Piloni: SSS (Special Supporting Structures)

La costruzione del Ponte Strallato ha previsto, come accennato, il progetto di attrezzature ausiliarie temporanee permettendo l'allargamento del concetto di prefabbricazione totale presentato in precedenza.

Sulla Fondazione F1C vengono appoggiate le SSS, ossia le "Special

Supporting Structures" con peso totale di 950 t, progettate con la funzione di supportare la porzione cast-in-situ del Ponte Strallato all'incrocio col Piloni, ed anche le Lifting Towers (in seconda fase) coinvolte nel sollevamento delle travate prefabbricate adiacenti. Il dimensionamento della struttura tiene in conto azioni di importante entità come, per esempio, quelle dovute al ghiaccio che, per un periodo di ritorno di 10 anni, corrisponde a forze orizzontali pari a 527 e 5758 kN, agenti contro le colonne e i cassoni, rispettivamente.

Il montaggio della SSS è diviso in due parti, ognuna con le sue varie particolarità e funzioni durante le diverse fasi di costruzione del ponte: la prima parte, collegata alla parte prefabbricata della F1C e montata a terra, è costituita dal deck inferiore della struttura metallica dotata di una superficie di stoccaggio di 1195 m², dimensionata per un carico accidentale pari a 5 kPa. Su questo deck, con l'estradosso delle travi alla quota +3,80, viene anche installata la gru a torre, incaricata delle movimentazioni dei materiali durante la costruzione dell'antenna e dell'impalcato. Le travi dove la gru viene ancorata, profili a doppio T saldati, alti 1800 mm, sono state dimensionate per resistere a carichi pari a 37 MN corrispondenti alle massime forze di compressione e trazione, in ciascuna gamba della gru. La seconda parte della SSS è stata progettata per esser montata in conci sul mare con connessioni interamente bullonate e raggiunge la quota +26,80, corrispondente all'estradosso del deck superiore, con superficie utile pari a 1680 m². A questa quota, la struttura è soggetta a sovraccarichi che raggiungono fino a 54,5 kPa durante la costruzione dell'impalcato,

considerando il peso del calcestruzzo fresco, cassatura/ponteggi e neve. Dopo che il calcestruzzo ha raggiunto la resistenza di progetto e la precompressione trasversale e longitudinale sono eseguite, la cassatura e la ponteggiatura vengono smontate e l'impalcato resta supportato da apparecchi d'appoggio temporanei, a cui è affidato il compito di trasmettere al corpo principale della struttura metallica le reazioni derivanti dal sollevamento delle travate prefabbricate e delle varie altre attrezzature coinvolte. Il dimensionamento della struttura è stato effettuato in base



Fig. 12 | Le strutture SSS in fase di montaggio su F1C. Agli spigoli si trovano i cassoni di stabilizzazione per l'affondamento. Sui lati si vedono le colonne con i dispositivi conici anti ghiaccio.



Fig. 13 | Le strutture SSS in fase di completamento, ed il percorso di load-out verso la barge semi-sommersibile.



Fig. 14 | Prima fase di trasporto via mare di F1C.

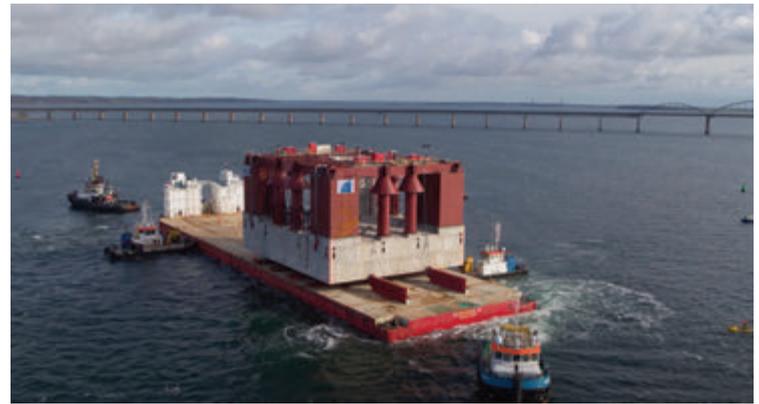


Fig. 15 | F1C, del peso di 11600t, in navigazione a rimorchio.



Fig. 16 | F1C nella prima fase di affondamento, su barge sommersa.



Fig. 17 | F1C al termine delle fasi di affondamento.



Fig. 18 | F1C al termine delle fasi di affondamento.

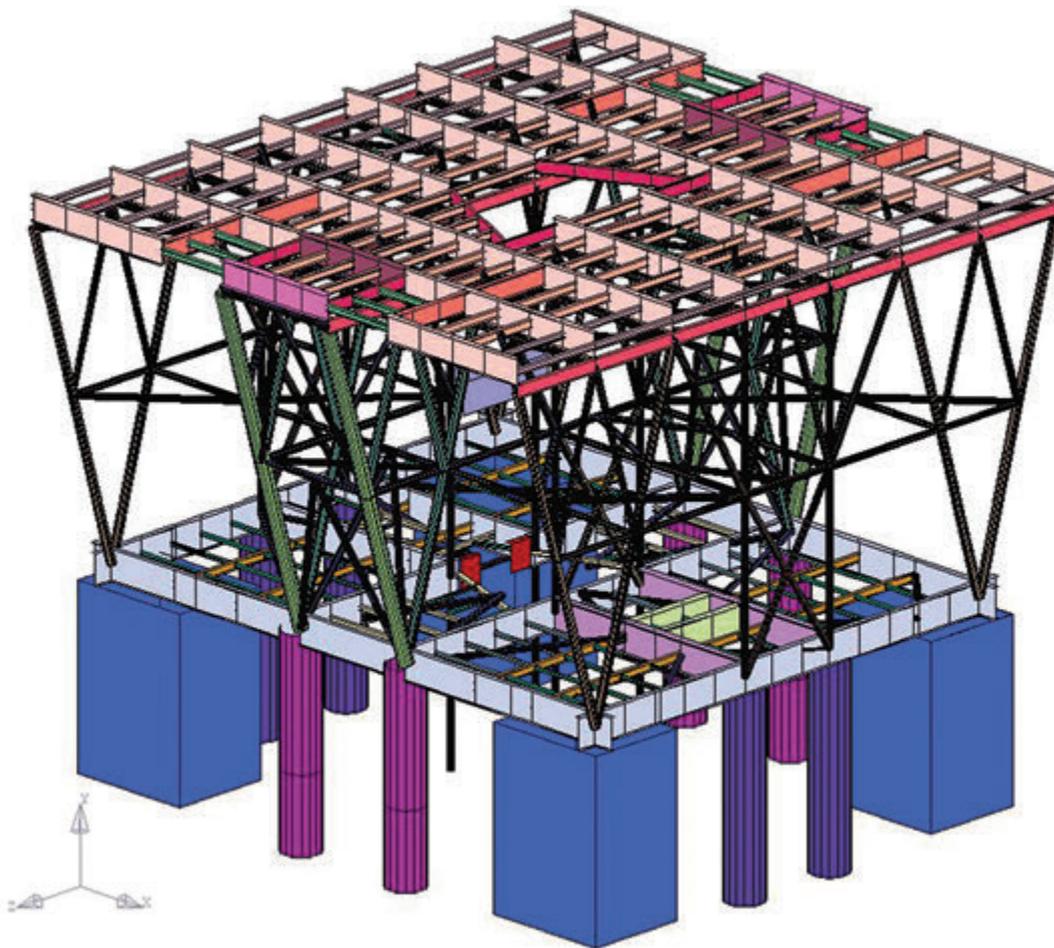


Fig. 19 - Layout strutturale della SSS.

all'involuppo tra le ipotesi di sollevamento delle travate in modo contemporaneo ed indipendenti.

b. Montaggio degli impalcati: Temporary Piers

Le campate centrali di 160 m, tra il Pilone 1C e le pile 1N e 1S, sono state divise in luci di 70 e 90 m con l'introduzione delle torri metalliche temporanee.

Le pile temporanee sono torri in acciaio appoggiate su pali in acciaio infissi a 34 m sul fondale del fiordo, che presentano lunghezze totali di 52,7 e 47,7 m per le torri Nord e Sud, rispettivamente. A causa di particolari condizioni geotecniche, la struttura deve esser caricata almeno 6 mesi dopo l'infissione dei pali. La sovrastruttura, costituita prevalentemente di profili a doppio T saldati, è stata concepita per essere trasportata e montata a moduli, questi saldati in officina e con lunghezza massima di 12 m, mediante connessioni bullonate flangiate da realizzare in mare. La struttura ha notevole snellezza in entrambe le direzioni per effetto delle restrizioni geometriche imposte dal metodo esecutivo il concio testa-pila è lungo 4,80 m e largo 10,63 m. Le pile temporanee sono, così come la SSS, soggette ad importanti azioni orizzontali dovute al ghiaccio con una differenza: la SSS si contrastava contro il fusto del pilone, elemento con elevata rigidità, mentre le Temporary Piers sono elementi a sbalzo incastrati sul fondale. Questo sistema statico sommato a una risultante di carico verticale in testa pila che raggiunge le 23,6 MN e le imperfezioni geometriche iniziali ($e_{LONG} = e_{TRASV} = 125$ mm in testa) con i conseguenti effetti

di second'ordine, ha costituito una sfida interessante nel progetto di tali pile.

Al fine di aumentare l'area di lavoro utilizzabile sotto l'impalcato, sono state progettate n. 2 mensole laterali, ognuna che sporge 10,4 m a sbalzo dal corpo principale delle torri. Questi moduli è previsto che vengano smontati dopo il sollevamento della travata prefabbricata in modo da non interferire col percorso dei Lifting Arms.

Poiché le torri verranno smontate dopo la conclusione del Ponte Strallato, e quindi col vincolo dato dal sovrastante impalcato, è stato studiato il loro smontaggio attraverso un sistema di rotazione con l'impiego di martinetti, cavi e un pontone. Una metodologia simile è stata proposta da DMA e realizzata con grande successo per il montaggio dell'antenna del Ponte Strallato di Curitiba nel 2014.

4.2 Strutture speciali per la costruzione dei viadotti

Il montaggio delle travate prefabbricate per la costruzione dei viadotti e dell'impalcato strallato,

come illustrato al precedente punto 3.2 è stato concepito con ideazione ed il progetto di due sistemi strutturali ausiliari: le Lifting Towers e i Lifting Arms.

Il sistema consente di sollevare e tenere sospese le travate ubicate tra le due pile mantenendo il carico sulle pile perfettamente centrato.

4.2.1 Lifting Towers

Le Lifting Towers sono torri provvisorie in struttura metallica appoggiate ai conchi d'impalcato di testa pila. Prevedono una coppia di gambe a struttura composta saldata in lamiera irrigidita ed una coppia di traversi superiori che alloggiavano alle estremità il sistema di martinetti cavi che costituiscono il sistema di sollevamento.

Per ciascun punto di sospensione sono stati previsti n. 3 martinetti ad uguale pressione in modo da fornire la necessaria ridondanza al sistema in caso di malfunzionamento di un martinetto.

4.2.2 Lifting Arms

I Lifting Arms sono bracci orizzontali alla cui estremità sono installati gli ancoraggi per il sistema di sollevamento della travata. Tali bracci sono scorrevoli lungo la travata:

- Nella posizione di trasporto sono arretrati in modo da consentire l'ingresso della travata tra le due pile.
- Posizionata la travata, i Lifting Arms vengono fatti avanzare in modo da estendersi oltre il bordo della travata ed arrivare con

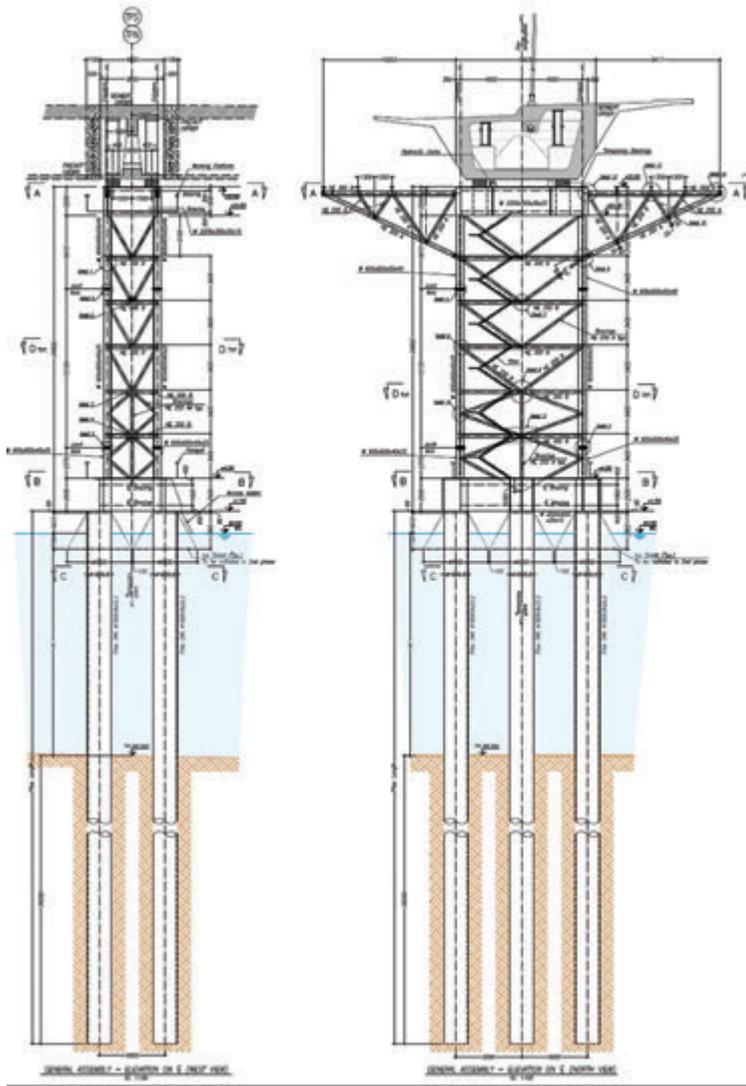


Fig. 20 | Temporary Piers: layout longitudinale e trasversale.

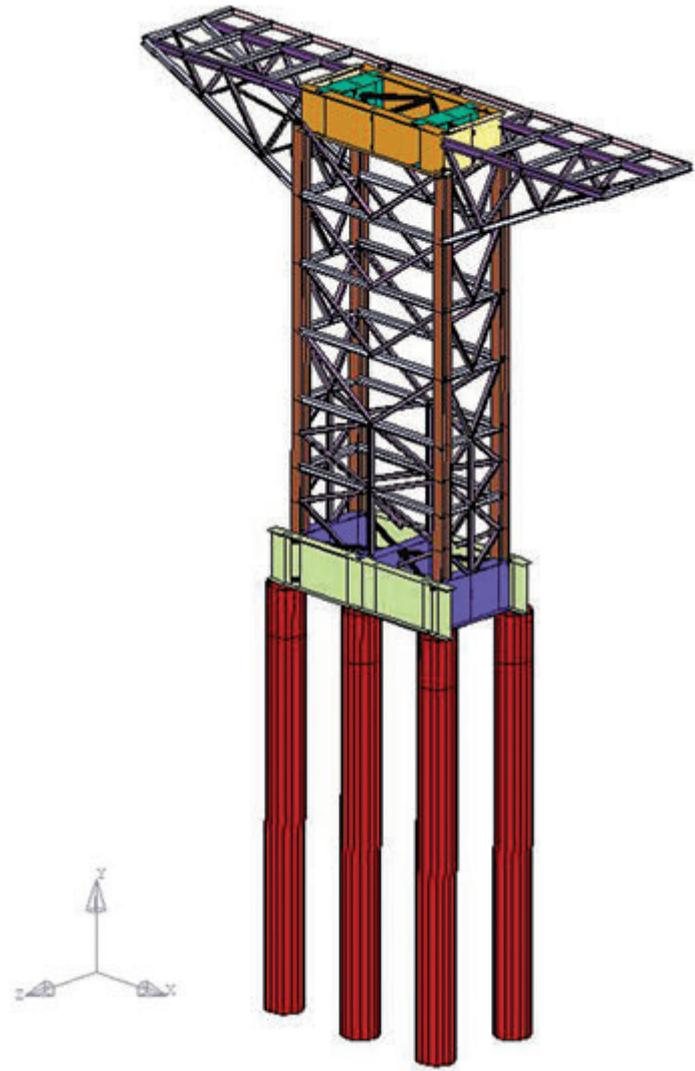


Fig. 21 | Layout strutturale delle pile temporanee della campata strallata.

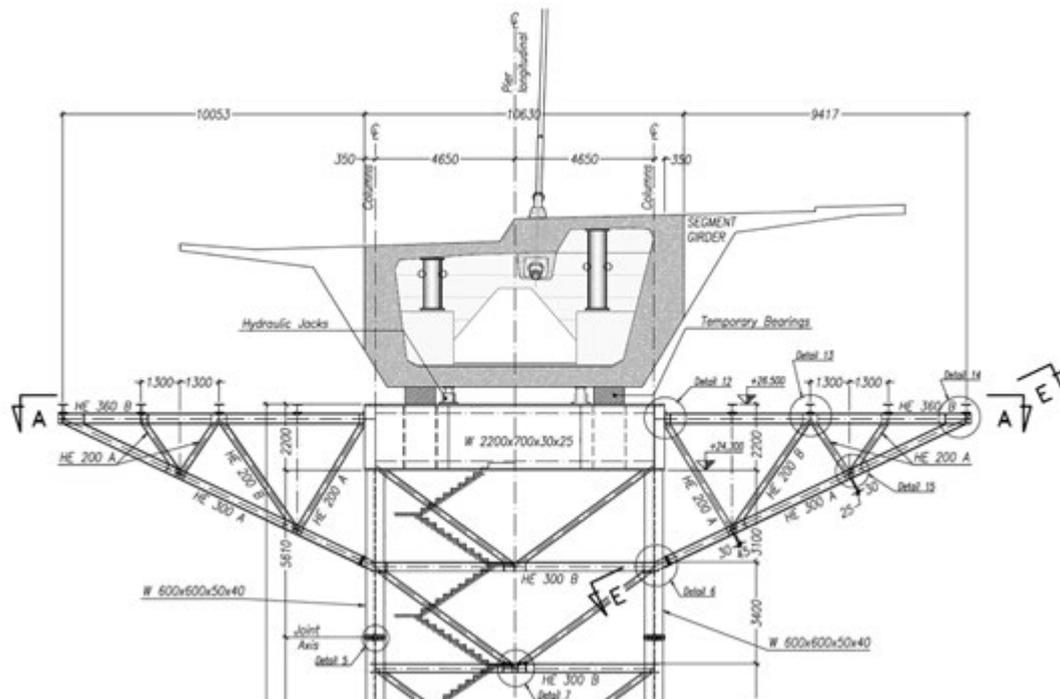


Fig. 22 | Sezione della parte superiore delle pile temporanee.

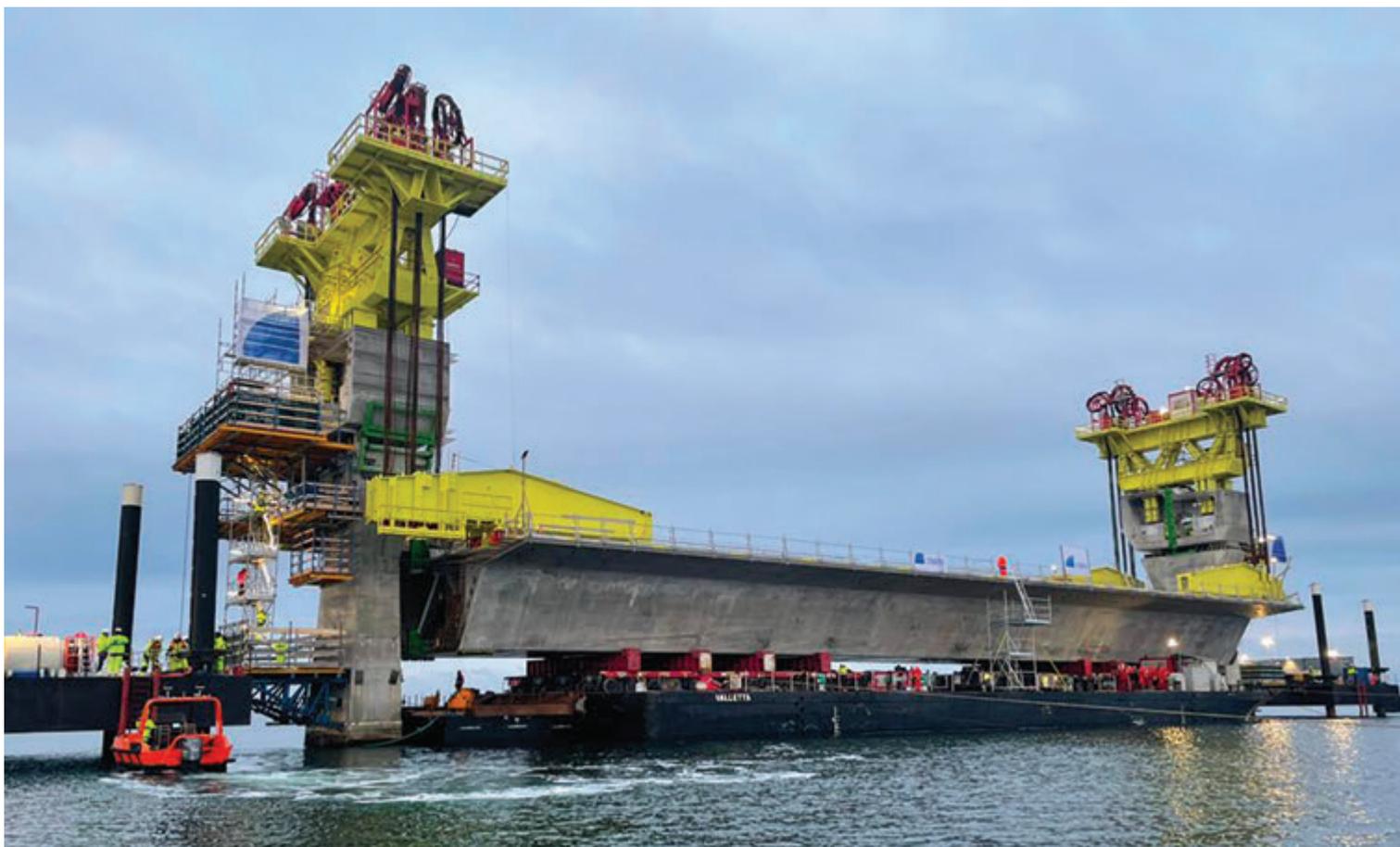


Fig. 23 - Sollevamento di una travata da 3900t, con i Lifting Arms sulla travata in posizione avanzata e le Lifting Towers sulle pile con gli strand jack in azione.

le punte in asse alla pila ed alle Lifting Towers.

- A questo punto vengono ancorati frontalmente alla travata mediante barre a tutta altezza, vengono ingaggiati gli ancoraggi terminali dei trefoli di issamento, e viene realizzato il sollevamento della travata.

I Lifting Arms hanno struttura a cassone a sezione rettangolare con lamiera irrigidita, profilo longitudinale ad altezza variabile.

5 Conclusioni

In questo articolo sono stati descritti il progetto del ponte Storström, attualmente in costruzione, ed il progetto del suo metodo esecutivo che prevede la prefabbricazione integrale della maggior parte

degli elementi strutturali e che, pur essendo qui applicato ad una struttura in precompresso, può essere proficuamente utilizzato anche per strutture in acciaio.

Inoltre è stato illustrato il sistema di strutture in acciaio ausiliarie, il cui peso totale è dell'ordine delle 2000 t e che hanno reso possibile questo progetto e questo metodo esecutivo.

Si mostra quindi la piena integrazione del progetto del ponte con il suo metodo costruttivo, con la sua Ingegneria di Costruzione, e con le strutture temporanee che esso prevede e che con esso sono intimamente collegate sin dalla sua fase di concezione iniziale, in una relazione di efficiente sinergia, necessaria per la realizzazione di ponti di grandi dimensioni e impegno come quello presentato.

Riferimenti

1. "Ingegneria delle Strutture – Capitolo V: I Procedimenti Costruttivi" – Fabrizio e Mario de Miranda – Ed.Utet – 2002.
2. "Beyond the limits of erection activities" – Mario de Miranda e Michel Petrequin - Iabse Symposium – Kobe – Japan – settembre 1998.
3. "Innovative Erection Methods of Steel Cable Stayed Bridges" – Mario de Miranda – International Conference on Multi-Span Large Bridge – Oporto – Portogallo – 1÷3 luglio 2015.
4. "Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance. Chapter 10: Steel and Composite Bridges" – Mario de Miranda e Alessio Pipinato. Chapter 15: Long Span Bridges" – M. de Miranda – Ed. Elsevier Science and Technology Book – Division of Engineering – 2016.
5. "The design of the new Storstrom Bridge: design philosophy, structural concepts, fundamental design and innovative construction methods" – Mario de Miranda, Luca Marinini, Rodrigo Affonso e Marta de Miranda – IABSE Symposium – Prague – 2022.



Mario de Miranda

Ingegnere dal 1979, partner dello Studio de Miranda Associati, e progettista di strutture e ponti, dalle piccole alle grandi luci, a travata, arco, strallati e sospesi, realizzati in Algeria, Angola, Brasile, Danimarca, India, Iraq, Italia, e Repubblica Dominicana. Autore di brevetti sui metodi costruttivi, di articoli e capitoli di libri sul progetto, l'aerodinamica, la costruzione e la storia dei ponti, è stato Presidente del CTA, consulente del CSLP, è stato nominato socio onorario dell'AICAP, ed è membro del Gruppo Ponti di PIARC, Associazione Mondiale della Strada e del Gruppo Italiano IABSE. Si interessa ed opera su strutture e ponti soprattutto dal punto di vista della ricerca progettuale, delle figure strutturali più efficienti e dei sistemi costruttivi più semplici, sicuri ed economici. Ed attraverso l'insegnamento allo IUAV di Venezia, ha avuto l'occasione ed il piacere di trasmettere parte dell'esperienza maturata ai futuri progettisti, anche con l'intento di contribuire alla divulgazione della cultura della buona pratica delle costruzioni.



Rodrigo Affonso

Ingegnere Civile, laureato all'Università di Rio de Janeiro, collaboratore dello Studio de Miranda da 5 anni, si occupa di progettazione di ponti e strutture in acciaio e calcestruzzo. Ha tenuto all'Università di Santa Ursula il corso di Costruzioni in Calcestruzzo, Legno e Acciaio dal 2013 al 2017 e ha collaborato alla progettazione di numerose strutture in Brasile, tra cui il ponte ferroviario sul fiume Paraíba do Sul e la Stazione Jardim Oceânico per la Metro di Rio de Janeiro, di cui ha seguito l'ingegneria di costruzione. Con DMA ha collaborato nella Progettazione Esecutiva del ponte sul fiume Xingu in Brasile e del ponte Carmelo Peralta al confine tra Brasile e Paraguay. Nel progetto del ponte Storstrom è stato Designer's Representative in cantiere, e si è occupato del progetto esecutivo delle strutture temporanee in acciaio e della fondazione prefabbricata dell'antenna del ponte strallato.



Luca Marinini

Ingegnere Civile, laureato al Politecnico di Milano con Master in Ingegneria Sismica. Collaboratore dello Studio de Miranda da 15 anni, si occupa di Progettazione strutturale di ponti a struttura precompressa, acciaio, mista acciaio-clc, ponti ad arco, sospesi e strallati. Ha esperienza in modellazione e progetto delle fasi esecutive di costruzione, in ispezioni su ponti esistenti, e progetti di consolidamento. Nella collaborazione in DMA ha partecipato, tra gli altri, alla progettazione del Ponte del Mare a Pescara, del ponte Yamuna a Dehli, con antenna a doppia inclinazione di altezza 150m di cui ha analizzato le fasi costruttive, dei Tre ponti sospesi in Lunigiana, e del ponte Oiapoque in Brasile. Nel progetto del ponte Storstrom si è occupato della modellazione strutturale generale, delle fasi di costruzione, e del progetto di dettaglio dell'impalcato.



Marta de Miranda

Ingegnere Civile/Edile, Laureata nel 2011, collaboratrice dello Studio de Miranda da 12 anni, si occupa di Progettazione e Coordinamento. Dal 2013 al 2016 ha lavorato presso la sede di Rio de Janeiro di DMA seguendo direttamente la costruzione dei Ponti Strallati a Rio de Janeiro, sulla laguna di Jacarepaguá, a Curitiba sulla Avenida das Torres, e delle attività di progetto relative alla manutenzione straordinaria del Ponte strallato sul fiume Guamã. In Italia ha collaborato alla progettazione del Ponte in Val di Pai, dove si è occupata della modellazione delle fasi costruttive dell'impalcato metallico e dell'interfaccia con il cantiere e nelle attività di Direzione Lavori. Nell'ambito del progetto del Ponte Storstrom si è occupata della gestione e del coordinamento dei team di Progetto e dell'interfaccia con il Cantiere.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

ANJI KHAD BRIDGE - THE FIRST CABLE-STAYED RAILWAY BRIDGE IN INDIA

IL PONTE ANJI KHAD - IL PRIMO PONTE STRALLATO FERROVIARIO IN INDIA

Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli^{1*}, Ing. Angelo Vittozzi², Ing. Andrea Polastri¹, Ing. Dario Guerci²

¹Mario Petrangeli & Ass. srl - Rome, Italy | ²ITALFERR Spa Gruppo FS - Rome, Italy

In the indian region of Kashmire, close to the Himalayan mountains, an important cable-stayed railway bridge, with a main span of 290 m crossing the Anji valley 190 m above the river bed, is under construction; when completed it will become the first cable-stayed rail-way bridge ever built in India. Due to the particular orography of the valley, the bridge shall have an asymmetric structural scheme, with a 200 m high single tower and 20 m diameter well foundation. The bridge will have two cable plains, each one with 24+24 stays with a maximum length of 300 meters; for the upper part of the tower, where the stays anchor, a composite steel-concrete hollow section has been adopted. Two main steel truss beams 5 m high have been adopted for the bridge deck completed with deck truss metal sheetings and a concrete slab. Nowadays, the entire tower, the first phase of incremental deck launching of the rear span and more than half of the cable-stayed cantilever construction of the main span has been completed.

Nella regione indiana del Kashmire, ai piedi della catena montuosa dell'Himalaya, è in costruzione un importante ponte strallato ferroviario che, con una campata principale di 290 m di luce, attraverserà la valle del fiume Anji ad una altezza di circa 190 m dal letto del fiume; una volta completato diverrà il primo ponte strallato ferroviario realizzato in India. Stante la particolare orografia della valle il ponte prevede uno schema asimmetrico con un'unica torre in calcestruzzo dell'altezza di 200 m e fondazioni a pozzo da 20 m di diametro. Il ponte avrà due piani di stralli, ciascuno dei quali composto da 24+24 stralli da circa 300 m di lunghezza massima; la parte sommitale della torre, cui si ancorano gli stralli, è realizzata in sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato prevede due travi principali metalliche di tipo reticolare da 5 m di altezza e soletta in calcestruzzo armato gettata su predalles metalliche autoportanti. Ad oggi è stata completata la torre, la prima macro fase realizzativa dell'impalcato con spinta della campata di riva e più della metà della campata principale realizzata procedendo a sbalzo per conci successivi, progressivamente con il montaggio e la tesatura degli stralli.



Fig. 1. | View from Katra side (left bank) of the construction site of the Anji Khad Bridge

*Corresponding author. Email: info@mpaing.it

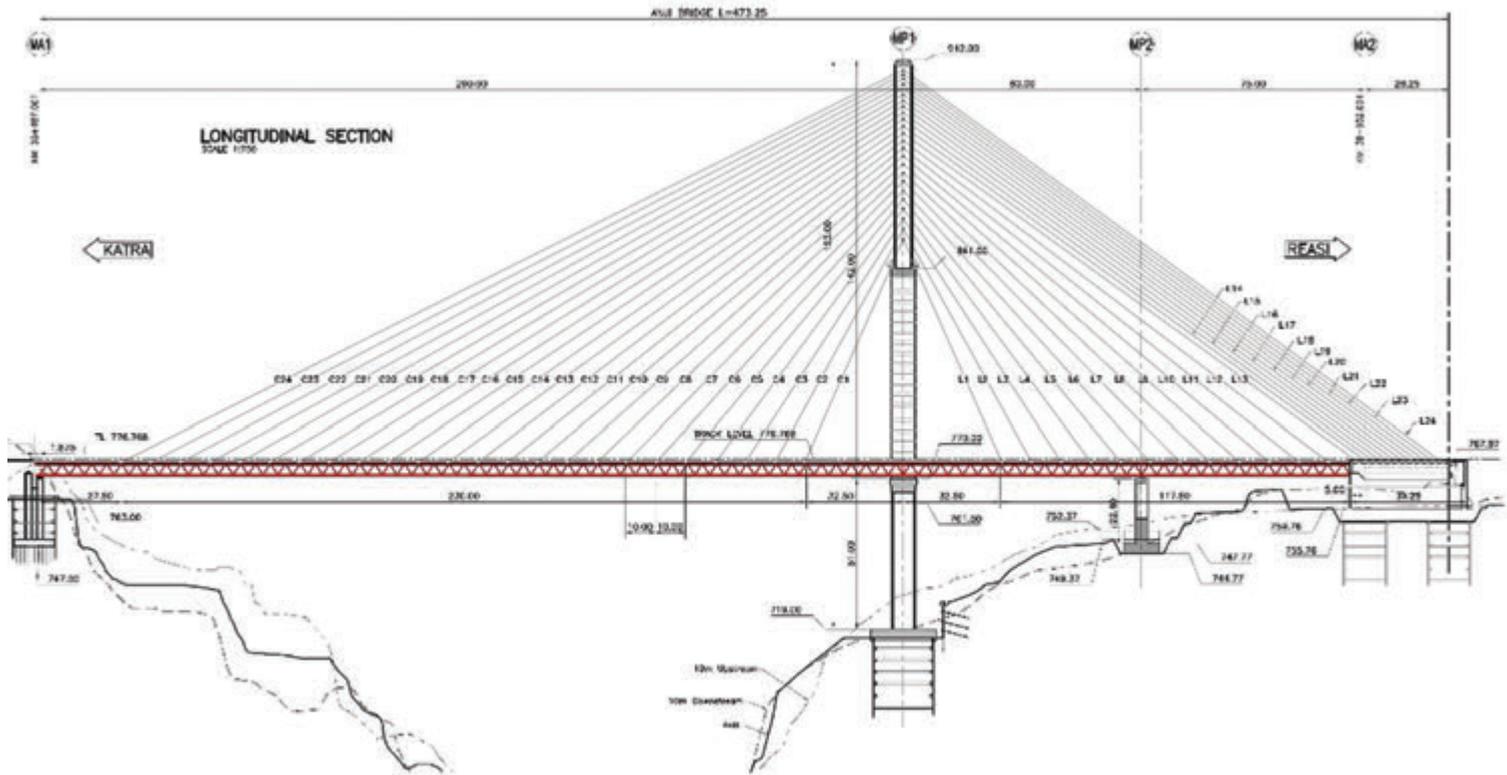


Fig. 2. | Longitudinal profile of the cable-stayed bridge

1 INTRODUCTION

Northern Railways of India is managing the construction of an approximately 300 km long railway line in the J&K State, India. This line has some segments with only one track and shall link Udhampur-Srinagar-Baramulla. The very difficult morphology of the area implies to bore many tunnels with a total length of about 90 km, and the construction of important bridges. One of these crosses the Anji River about 190 m over the bottom of the valley. A steel truss arch, spanning 260 m, was the initial structural solution; some piers of the approach viaduct were also erected. Anyway, the construction was stopped immediately after the beginning because of the difficulties faced to cut the sub-vertical slope on the left side of the valley. The extremely fractured and sheared rock was difficult to stabilize also with expensive works. For this reason, IRCON International Limited (a Government of India Undertaking under the Ministry of Railways) called for an international bid to prepare a new design and to supervise the construction works. The tender was assigned to the Italian Company ITALFERR with LoA dated April 2016, while the subsequent tender for Proof Checking was assigned to the Company COWI (UK). A new tender for construction was called on October 2016 based on a new Preliminary Design developed by Italferr, then assigned to the Indian Contractor HCC. The Construction works started on February 2017 and are currently in progress supervised by Konkan Railway Corporation Limited.

2 BRIDGE'S MAIN FEATURES

2.1 Key considerations

The situation of the site concerning both orography and geological/geotechnical aspects can be summarized by the following points:

- The first layers of the rock are highly fractured (with many “shear zones”) on both sides of the valley;
- Any cut in these layers can cause land slide, as the service road built in the past shows; expensive preliminary works, lasting long time, should be requested to avoid the mentioned slides;
- The deep slope on the left (Katra) side is very inclined from the bottom up to the end of the tunnel T2 (now completed), while on the right (Reasi) side, there was a flat area, about 350 m long, between the slope of the river and the beginning of the already built tunnel T3.

As a consequence of these points, a solution that avoids any cut (or able to minimize the cuts) on the Katra side slope was preferred to any other.

The consolidation of very fractured rock is always possible but, cost apart, it expresses has incertitude that forces to foresee long time scheduled works.

On the basis of the existing orography and geotechnical characteristics of the site, all the workshops, batching plant and so on, had to be located at Reasi side, no room being available on Katra side.

The bridge has been subdivided in three WBS:

1. a 130 m long approach viaduct (called “Ancillary”) on Reasi

side;

2. a 473 m long cable-stayed bridge, crossing the deep valley, with a main span of 290 m (figure 2);
3. a central embankment, located between the main bridge and the approach (ancillary) viaduct.

In the final configuration, the central embankment will result in being wider than the bridge deck in order to have the necessary room for auxiliary equipment or vehicles road devoted to maintenance and emergency conditions. It shall be also used as an access road to the railway line, coming from the already built service road from Reasi. Hereafter the presentation of a short description of the main bridge, both the ancillary viaduct and the embankment being of ordinary features.

2.2 Design Criteria

Design has been based on Indian Codes ref. [1] integrated by British Standards National Annex for Eurocodes, where necessary ref. [2], [3], [4], [5], [6]. The design speed of the line is 100 km/h, limit that does not pose problems for the train-structure interaction. The area is classified as seismic with a PGA of 0,17g for the Service Limit State analysis, and 0,27g for the Ultimate Limit State. Because of the high flexibility of this type of bridges, the seismic analysis was carried out with the elastic spectrum defined by the Indian Code, without any reduction, as prescribed by the Eurocode 8. The first flexural frequency is 0,40 Hz; the first torsional is 1,05 Hz.

The following design assumptions guarantee the “robustness” of the bridge:

- Two consecutive stays missing: the bridge remains in service for transit of trains at a limited speed (30 km/h) and a reduced weight (50%);
- Three consecutive stays missing: no collapse of the bridge under the permanent loads;
- Explosion of 40 kg (TNT equivalent) on the deck: no collapse of the bridge under the permanent loads and possible quick repair with limited cost.

2.3 The cable-stayed bridge

Due to the above considerations, the use of an asymmetric scheme of the bridge was imperative. Different solutions were compared before the develop of the Preliminary design and finally a cable-stayed bridge, with only one tower placed on Reasi side, in a position where the disturb to the slope is reduced, has been adopted (figure 2). In order to limit as much as possible the cutting, a well foundation has been adopted for the tower (figure 3). So doing, it has been possible to reach the sound strata of the rock without disturbing the slopes. Moreover, it has been possible to check “de visu” the depth necessary to get this target; with a 20 m in diameter, the well excavation, temporary sustained by \varnothing 300 mm micropiles and concrete ribs spaced @ 4 m before the final concrete pouring, has reached 20 m in deepness.

The main tower, the so called MP1, with a total height of 193 m, has been completed few months ago (figure 4). The tower can be subdivided in five sub-elements that are, the lower part, the pier cap, the inclined legs, the upper transition piece, and the upper tower, the so called “antenna”, where the 24x4=96 stay cables will be anchored (figure 5); all the tower elevation, with the

only exception of the inclined legs, has been executed using self-compacting concrete.

- The lower part of the tower, from the well cap level at 719 m up to the bottom of the pier cap, has a total height of 42,5 m and has a reinforced concrete three cellular box section. The section is constant along the height with external dimensions that are 20 x 8 m along the cross and longitudinal direction, respectively.
- The first transition piece, the pier cap, is located at level 770 m; the dimension is a little more than 26 m along the transversal



Fig. 3 | Tower well foundation during the excavation



Fig. 4 | Upper part of MP1 tower

direction and 9 m longitudinally.

- Starting from pier cap level at 770 m, where the two inclined legs are spaced 16,60 m to allow the deck of passing through the tower, they converge after 68,50 m, right below the upper transition piece, at 838,5 m level. The inclined legs are made of reinforced concrete with a 8,00 x 4,00 m box section and 60 cm thick walls while the second transition piece is a prestressed concrete 2,5 m deep slab.
- The last section of the tower, the so called “antenna”, with a total height of 71 m, starts at level 841 m and reaches level 912 m, at the top of the tower. The section is a three cellular box with an outer dimension that is 6 x 8 m, along the longitudinal and transversal direction, respectively. The stay cables will be tensioned from the top bearing so that, the tower anchor chambers require of having a sufficient dimension for operating with the tensioning equipment.

Two external accesses are present at the bottom and the top of the two chambers in order facilitate the ventilation and the tensioning operations. The central chamber, with a net dimension of 5 x 3,4 m, will be equipped with an elevator that will be used for the future inspection and maintenance of the bridge. The two outer chambers, where the stay cables will be anchored, are made of a composed steel-concrete section; the steel plates of the box work as the link of a chain that resist to the horizontal traction T produced by the forces of opposed stays (SC and SL) coming from the Central (the Main span) and the Lateral span. For each relevant class of stay anchor the evaluation of the stresses for ULS and fatigue resistance check, as well as at SLS, has been executed by means of dedicated local 3D FEMs model, as showed in figures 6 and 7.

All the elements of the stay cables anchorages have been dimensioned allowing the possibility of a future 5% increasing of the stay forces.

Each one of the two stay planes of the bridge contain 24 stays for the Central span and 24 for the Lateral one, with a total number of 96 stays; the stay cable system is provided and installed by VSL.

Three stay classes are adopted with 31, 36 and 43 strands, as a maximum dimension. The stays length varies from a minimum of 83 m for the stay N.1 near the tower up to a maximum of 295 m for the stay N. 24.

The anchorage stressing ends of stay cables are located tower side (figure 9); figures 10 and 11 show respectively the anchorage dead end at deck side and the guide pipes before the concreting of the slab.

Two steel trusses of 5 m constant height, connected by cross girders that support a concrete slab, compose the deck; the steel structures have been produced by ArcelorMittal Nippon Steel India Limited (figure 12) in a factory located at Surat in the Gujarat region 1.800 km south of the Anji-Khad workshop at site, where the segments are finally assembled for the launching (figure 13).

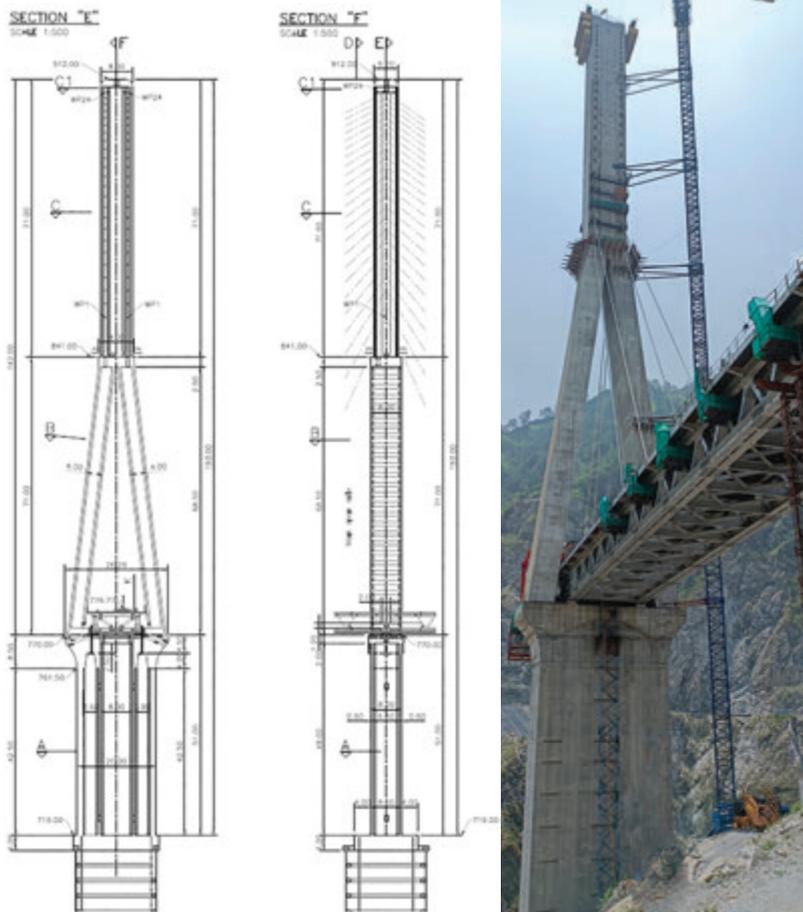


Fig. 5. | The main tower

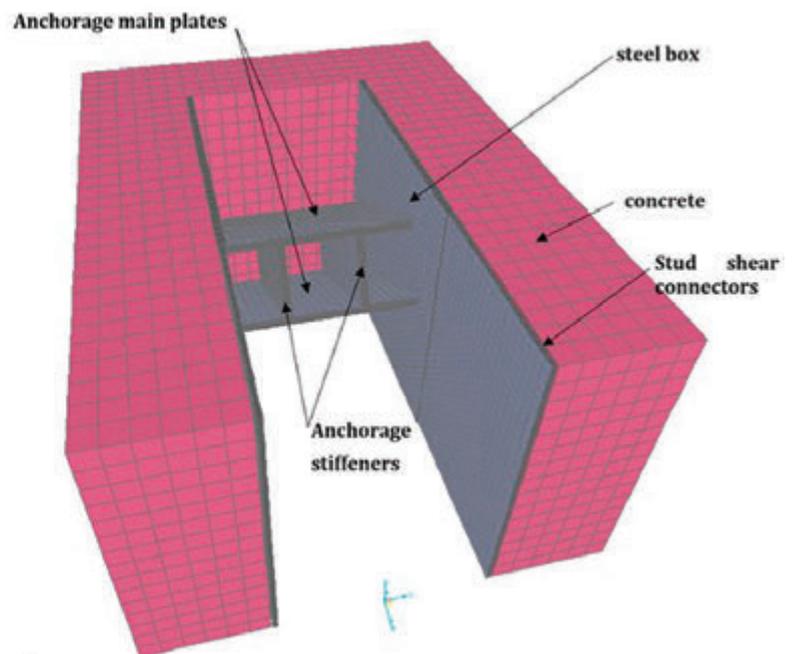
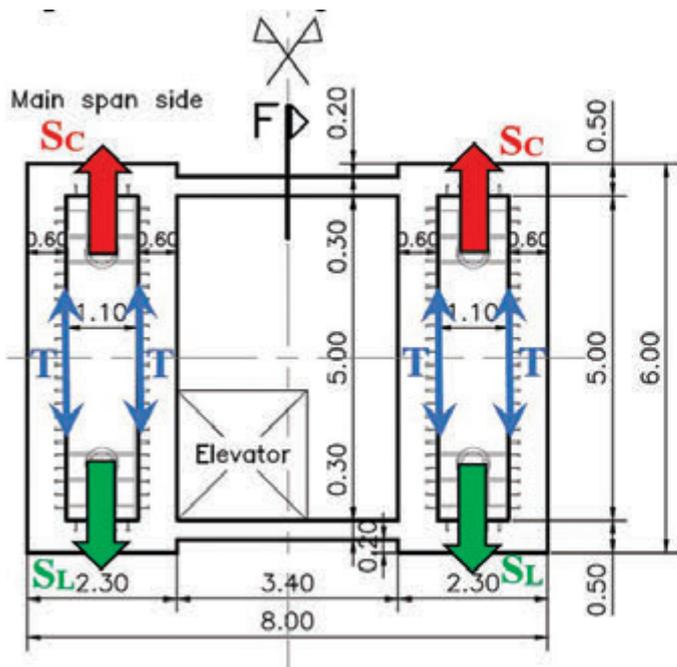


Fig. 6. | Finite elements local model of stay anchorages to main tower

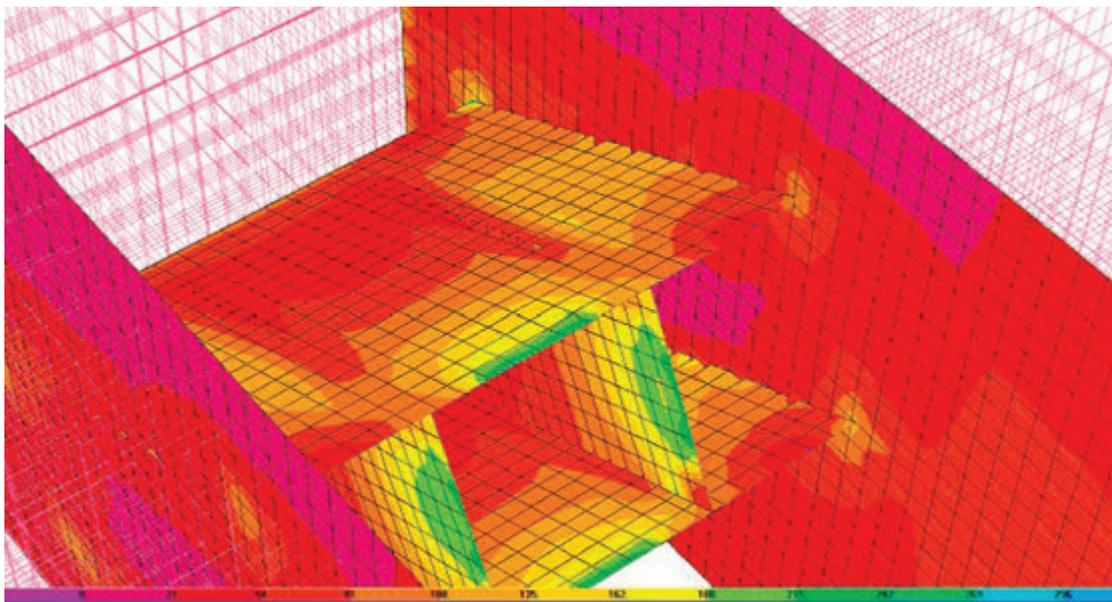


Fig. 7. | Von Mises stresses under ULS condition for the 43 strands stay anchorage

The choice of a composite bridge section (steel and concrete) is considered convenient: the deck of the bridge in reinforced concrete assures a high resistance to the environmental actions (wind, rain, ice) reducing maintenance interventions; the steel trusses guarantee light dead load compared to a high level of resistance. The concrete slab collaborates with the steel elements, the continuity being assured by steel connectors, which are very common and tested all around the world. Besides, the global section is considered a box girder, so it has a very good torsional stiffness.

The 445 m long continuous truss beam is structurally connected with the MA2 abutment by means of $2 \times 4/27$ str. + $2 \times 4/19$ str. replaceable post-tensioning cables plus 2×70 Ø36 passive rebars

and 2×180 headless-smooth Ø22 stud shear connectors (figure 14).

All the joints of main truss beams and cross elements are bolted with slip resistant preloaded 10.9 bolts category B according to EN 1993-1-8: 2005 - Table 3.2 (slip resistant at serviceability); maximum care has been taken in detailing the transition zones of lateral attachments to main chords of the truss beam in order to maximize the fatigue performance of the bridge (figure 15).

The bridge deck is 15 m wide; it is designed to carry a single railway track and a 3,75 m wide vehicles road for maintenance and emergency conditions (figure 16).

2.4 Construction method

Nowadays the entire tower and the first phase of incremental deck launching of the rear span has been completed while the cable stayed cantilever construction of the main span is under construction.

Having installed the launching gantry on the bridge tip (figures 17-18), the remaining length of the main span construction (25 segments, from No. 25 up to the No. 1) is going on by cantilevering, launching 10 m long segments and installing the stay cables until landing on the MA1 Katra abutment. Each new segment to be launched is placed and moved sideways all along



Fig. 9. | Anchorage stressing end at tower side



Fig. 11. | View of one of the stay guide pipe on deck side



Fig. 10. | Anchorage dead end at deck side



Fig. 12. | Steel truss segments preassembly test at the Arcelor factory



Fig. 13. | Deck segment assembly at the site workshop



Fig. 14. | Truss beams structural connection with MA2 abutment



Fig. 15 | Truss beam

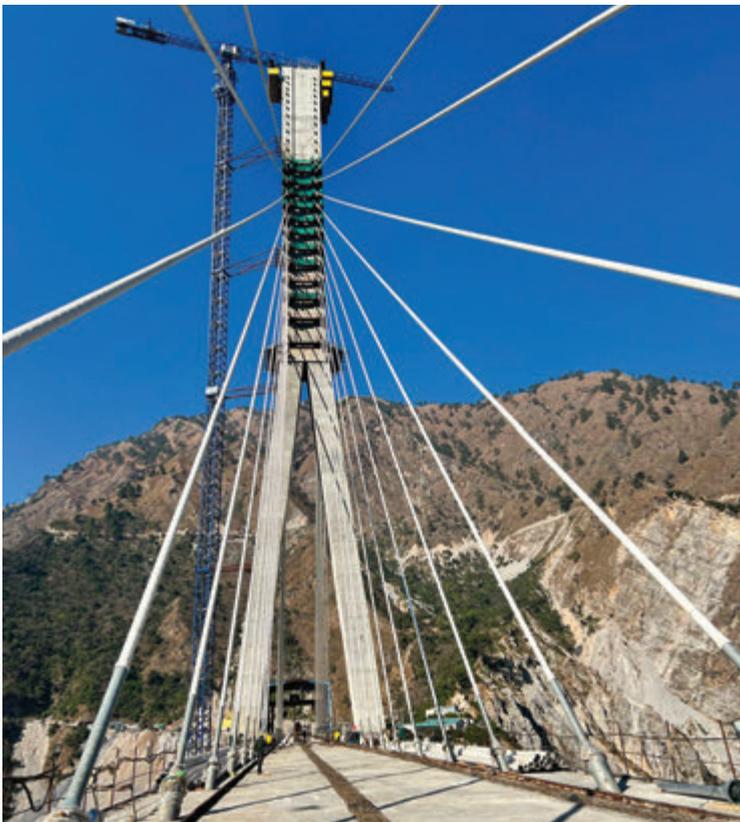


Fig. 16. | View of the main span deck slab

the deck and through the gantry; then the segment is lifted by the gantry, cantilevered, rotated and lowered in the final position for the fastening to the portion of deck previously launched.

During this cantilevered construction phases stays from No. 3 up to No. 24 are progressively installed and simultaneously tensioned operating from the central and lateral span; taking into consideration that two planes of stays are present, for each newly launched segment four stays have to be installed and simultaneously tensioned.

At the moment, having completed the setting and tensioning of the stays No. 15, a length of 111 meters is the balance for completion of cantilever construction of the main span (figures 19-20).

Right after the landing of the deck on abutment MA1 (Katra side) a general retensioning of all stay cables will be executed; after that the third and last slab macro segment, with a length of 141 m, will be casted. With all the structures of the bridge completed, a final recheck of the tension of all the stay cables will be executed using a threaded tube tensioning equipment instead of the mono-strand jack allowed during the construction phases. A recheck of cable tensioning by means of natural frequencies measuring will be also executed in order to correlate the results obtained by the direct measurement and indirect frequencies method. After the finishing works, with the bridge loaded with all the non-structural dead loads, a further final check of stay cable tensioning, using the indirect frequencies method, will be executed.

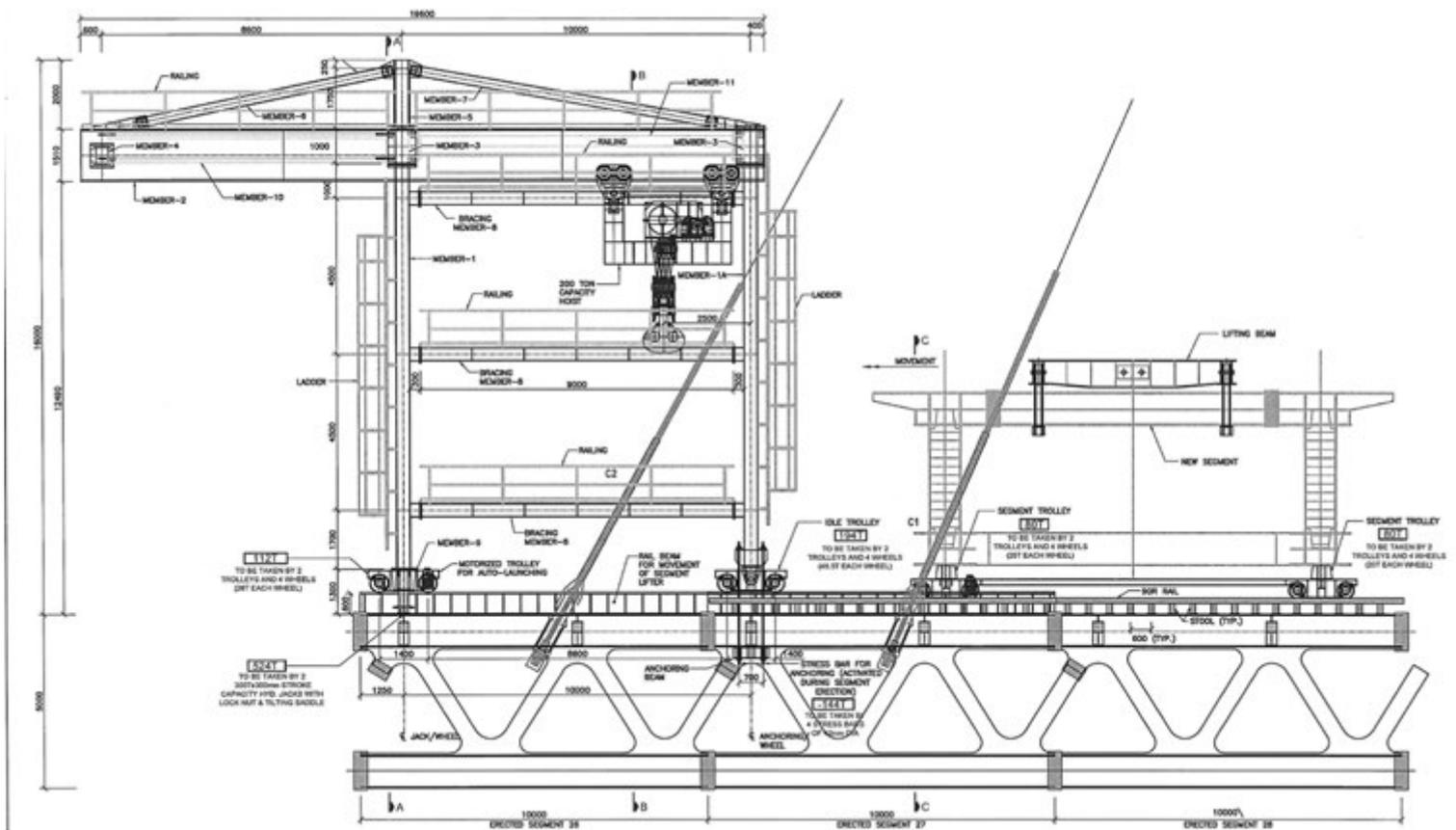


Fig. 17. | Detailed Design drawings of launching gantry



Fig. 18. | Gantry launching the first cantilevered deck segment (the No. 25)



Fig. 19. | Cantilever construction of the main span, up to date

8 CONCLUSIONS

The Anji bridge is a typical example of a modern structure where steel and concrete have the same importance, each material being chosen according to its best performance. This fact, together with the possibility of inspecting and replacing the most important parts, make these bridges more and more similar to a “machine”.



Fig. 20. | Lateral view of the bridge during the construction of the main span

CREDITS

- Client: Northern Railway of India
- Employer: Konkan Railway Corp. LT
- Consultant: ITALFERR SpA – Gruppo FS Italiane
- Eng. Support services for Preliminary and Detailed Design: Mario Petrangeli & Ass. srl
- Design Coordinator: Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli
- Proof checker: COWI
- Contractor: Hindustan Construction Co. Ltd
- Sub-Contractor for steel structures: ArcelorMittal Nippon Steel India Limited
- Sub-Contractor for stay cables: VSL India Private Limited
- Sub-Contractor for bearings and seismic devices: mageba India

TECHNICAL DATA

- Bridge typology: asymmetric cable-stayed railway bridge
- Deck typology: steel-concrete composite deck with two continuous steel truss beams
- Overall length: 473 m
- Platform cross dimension: 15 m
- Main span length: 290 m
- Tower height: 193 m
- Overall weight of steel structures (deck and tower): 7000 t
- Weight of steel deck: 5000 ton (700 Kg/m²)
- Weight of stay cables: 850 ton (120 Kg/m²)
- Steel class: E350C according to IS8500 (S355J2 equivalent)
- Bolted Joints: Slip resistant preloaded 10.9 bolts category B according to EN 1993-1-8: 2005 - Table 3.2 (slip resistant at serviceability)
- Steel protection: paint cycle with sprayed aluminium coatings according to IS:5666/IS:104/IS2339
- Estimated duration of works for construction: 992 days

REFERENCES

[1] Indian standards:

- IRS Bridge Rules (Third Reprint-2014 duly incorporating correction slip up to 46 dated 02.05.2014);
- Indian Railway Bridge Manual (Latest available update);
- IRS Fabrication Specification B1-2001 (Reprint-2008 duly incorporating correction slip up to 4 & further inserted correction slips 5 to 10 dated 22.03.2016);
- IRS Steel Bridge Code (Reprint-2003 duly incorporating correction slip up to 17 & further inserted correction slips 18 to 20 dated 16.01.2015);
- IRS Bridge \Substructure & Foundation Code (Second Revision-2013 & further inserted correction slip 1 dated 17.04.2014);
- IRS Concrete Bridge Code (Reprint Sep-2014 duly incorporating correction slip up to 13 & further inserted correction slips 1 to 3 dated 20.01.2015);
- IRC:6-2014 Sec II Loads and Stresses (for roadway loads definition);
- IITK-RDSO GUIDELINES ON SEISMIC DESIGN OF RAILWAY BRIDGES – 2010;

[2] BS-EUROCODES 2 - Design of Concrete Structures & British National Annex;

[3] BS-EUROCODE 3- Design of Steel Structures & British National Annex;

[4] BS-EUROCODE 4 - Design of composite steel and concrete structures & British National Annex;

[5] BS-EUROCODE 7 - Geotechnical design & British National Annex;

[6] BS-EUROCODE 8 - Design of structures for earthquake resistance & British National Annex.



Mario Paolo Petrangeli

He had a long academic career as professor of Bridge Engineering in Rome “La Sapienza” University. Together with this academic task Mr. Petrangeli has undertaken a professional activity as designer and bridge expert that led him to take part to some of the most outstanding international projects of bridges. Designer of many bridges and large structures in Italy and abroad. Managing Director and Technical Director of the company “Mario Petrangeli & Associati S.r.l.”. Advisor for several National and International bodies such as: Ministry of Public Works in the Committee for the Italian Code on Bridges Design (1988-'92); CEE (European Economic Community) for the Eurocode 1-Part.2 concerning the Bridges Loads (1989-1991; CNR (National Research Council) in the Italian Reference Committee for all the European Codes related to the bridges.



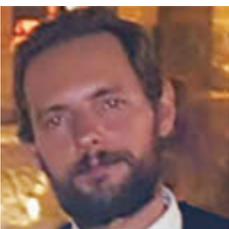
Angelo Vittozzi

He is a Mechanical Engineer, Responsible of the Unit Of Civil Works of ITALFERR S.p.A. since 2016. He has had an effective role in ITALFERR Infrastructure Unit since 1998, working as Responsible of Structure Organizational Unit from 2010 until 2016. Structural Engineer with a vast experience in design and engineering of great civil works, especially in the field of prestressed reinforced concrete and steel bridges and structures. He played an important role in the design of important national and international civil works, including high speed rail network.



Andrea Polastri

Present Technical Director and partner of “Mario Petrangeli & Associati S.r.l.” since 2003, is a senior bridge engineer expert in design of cable-stayed bridges, steel and composite steel-concrete bridges. He has been assistant of Professor Petrangeli in Bridge Design courses at the University of Rome “La Sapienza” from 1998 to 2009 and has collaborated and designed bridges in Italy and abroad with Prof. Petrangeli for the last 25 years.



Dario Guerci

Graduated in Civil Engineer in Rome “La Sapienza University” in 2007. He gained extensive experience in the design of national and international Civil Works, with a particular attention to road and rail bridges and in the recovery of existing bridges. In the last period his main works regard Anji Khad Bridge in India ed il S.Giorgio viaduct in Genoa.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

PONTE CICLOPEDONALE SOSPESO SULLE CASSANDRE DEL MALLERO A SONDRIO

PEDESTRIAN SUSPENDED FOOTBRIDGE ABOVE THE MALLERO RIVER (SONDRIO)

Ing. Fabio Ceccato*, Ing. Massimo Maffeis, Ing. Massimo Viviani | Maffeis Engineering S.p.A.

Sorge sospeso a 100 m di altezza, sopra lo spettacolare orrido creato dal torrente Mallero in Valmalenco (SO), il ponte ciclopedonale che collega le località di Mossini e Ponchiera. L'architettura strutturale del ponte è di tipo tensostrutturale, ovvero una passerella sospesa con funi superiori portanti principali e funi stabilizzanti inferiori secondarie. L'opera ha una luce di attraversamento di circa 146 m ed una larghezza calpestabile di 2,90 m. Durante tutto l'iter progettuale, dal preliminare all'esecutivo, si sono indagate in modo approfondito tutte le specificità di una struttura di questo tipo. In particolare, considerando il luogo di inserimento, le caratteristiche tipologiche e tecniche dell'opera, si è perseguito l'obiettivo di coniugare l'esigenza architettonica di un'opera leggera e trasparente alla vista con le esigenze ingegneristiche e funzionali di un'opera soggetta alle azioni dinamiche indotte dal vento oltre che alla problematica del comfort della folla in attraversamento.

The pedestrian footbridge that connects the Mossini and Ponchiera is a suspended bridge 100 meters above the spectacular ravine created by the Mallero river in Valmalenco (SO). The structural architecture of the bridge is a tensile structure, a suspended walkway with upper main bearing cables and lower secondary stabilizing cables. The bridge span is about 146 meters with a width of 2.90 meters. Throughout the whole design process, from the preliminary design to the detail design, all the peculiar aspects of a structure of this type were deeply investigated. Considering the place of insertion, the typological and technical characteristics of the work, the objective was pursued of combining the architectural need for a light and transparent structure with the engineering and functional needs of a footbridge subject to the dynamic actions induced by the wind as well as to the problem of the comfort of the crossing crowd.



Fig. 1 | Passerella sulla Cassandre del Mallero. Foto aerea

*Corresponding author. Email: f.ceccato@maffeis.it

1. Introduzione

La decisione di realizzare una passerella ciclopedonale tra le località di Mossini e Ponchiera, sulle Cassandre del Mallerio a Sondrio, è stata una scelta “strategica” per dare continuità ai bellissimi percorsi pedonali lungo la “Via dei Terrazzamenti” e la “Strada del vino”, dove borghi antichi, sentieri e vigneti rendono ancora evidenti i segni della cultura centenaria della vallata, in uno dei luoghi naturali “invisibili” più affascinanti di Sondrio.

Le Cassandre sono delle gole profonde, selvagge e suggestive, incassate e scavate dal torrente Mallerio nel corso dei millenni (figura 2). La realizzazione di questo collegamento aereo mozzafiato tra le due sponde, sospeso a 100 m di altezza, è stata condizionata inevitabilmente dalle peculiarità di questo ambiente, difficile ma spettacolare, che ne ha determinato le scelte in tutte le fasi dell’iter progettuale: dalla ricerca della soluzione strutturale da adottare in fase di progettazione preliminare alle complessità realizzative da definire in fase di progettazione esecutiva e dirette successivamente nelle fasi di installazione dell’opera.



Fig. 2 | Il collegamento sopra le Cassandre scavate dal torrente Mallerio

2. Descrizione della struttura

Il progetto di questa struttura è quello di un ponte di terza categoria ed ha una architettura strutturale di tipo “tensostrutturale”, ovvero si tratta di una passerella ciclopedonale tenso-sospesa con funi superiori portanti (principali) ad andamento parabolico e funi stabilizzanti inferiori (secondarie) presollecitate a curvature contrapposte, capaci di garantire il sostegno di un impalcato leggero.

La passerella è una struttura sospesa con una luce libera di 145 m, tale è la distanza tra i due portali (torri o antenne) dove le funi portanti scaricano le azioni verticali.

Al fine di ottenere un sistema stabile anche per le azioni trasversali dovute dal vento, le funi sono disposte secondo una configurazione spaziale che si ottiene dal naturale equilibrio con i carichi esterni agenti (la forza di gravità), le presollecitazioni di progetto e i vincoli esterni. Questo schema tenso-strutturale permette di ridurre al minimo le strutture di impalcato con rigidità flessionale nel piano verticale. (figure 3-4).

2.1 Il sistema di cavi

Le funi portanti sono funi tipo full locked coil di 80 mm e hanno una freccia massima pari a 16 m. Queste sono connesse alle estremità su due antenne incernierate alla base e responsabili del trasferimento dei carichi verticali. Le torri hanno una altezza di 16,4 m e sono formate da due colonne con sezione rettangolare metallica in composizione saldata e rastremata. Le torri presentano dei traversi di accoppiamento opportunamente disposti per la stabilizzazione trasversale. I retrostralli, che completano i connotati tipici del ponte sospeso, sono funi tipo full locked coil di 84 mm. Infine le funi inferiori, anch’esse della stessa tipologia, hanno un diametro di 56 mm.

L’impalcato è a via intermedia tra le due orditure di cavi (i superiori portanti e i cavi contrapposti inferiori) ed è sostenuto da pendini costituiti da cavi spirodali aperti aventi diametro pari a 20 mm. L’impalcato è altresì connesso alle funi stabilizzanti mediante dei pendini inclinati inferiori di 16 mm.

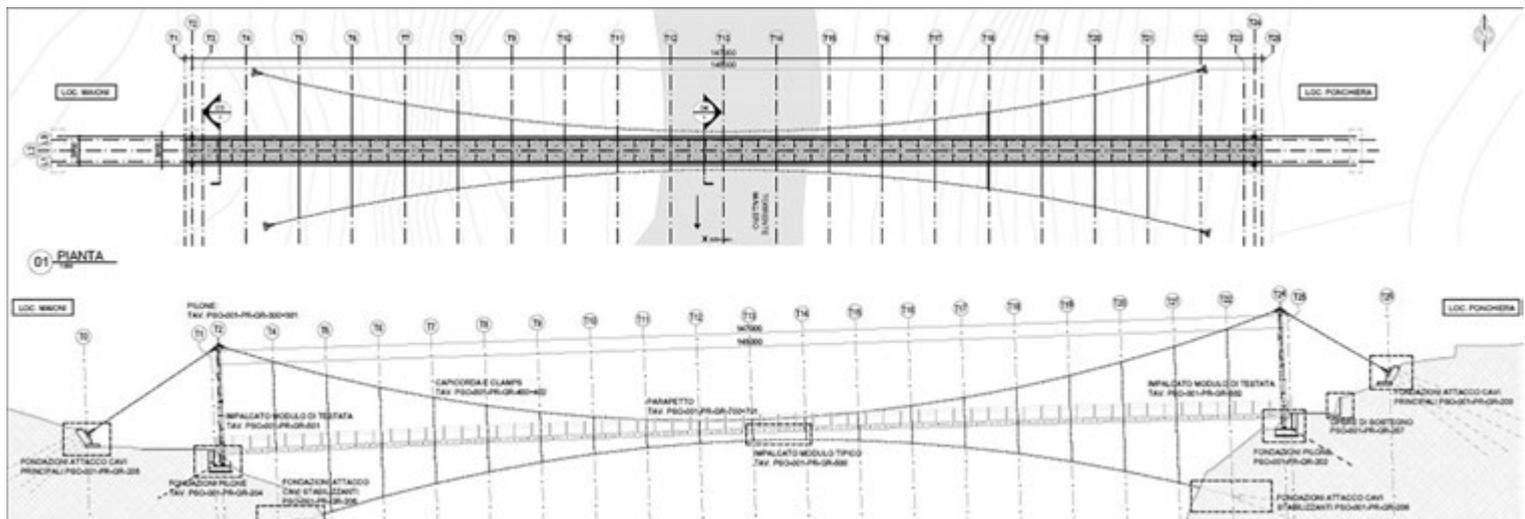


Fig. 3 | Progetto esecutivo. Viste generali

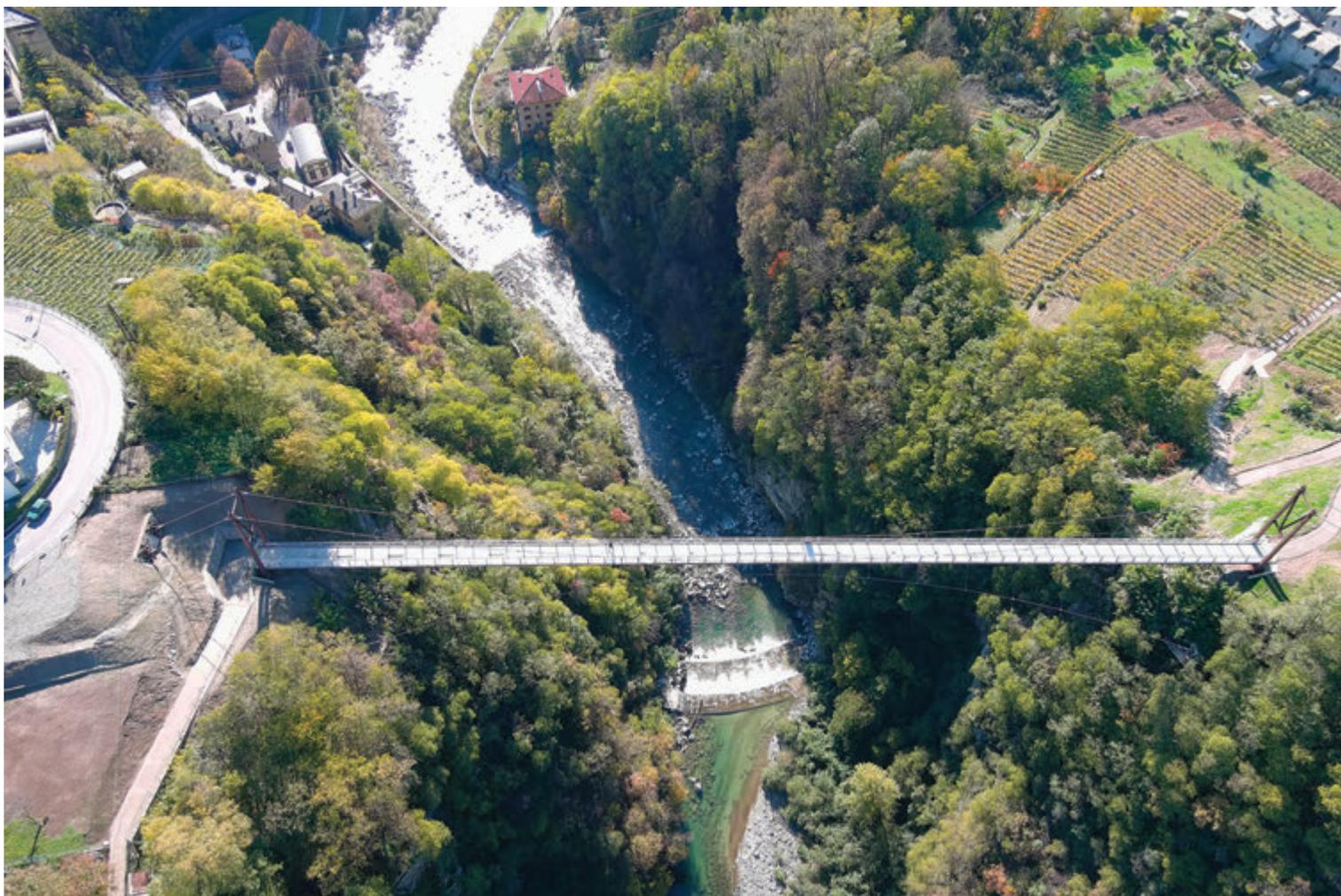


Fig. 4 | Passerella sulla Cassandre del Mallero. Vista dall'alto

2.2 L'impalcato

La larghezza calpestabile dell'attraversamento è di circa 3 m. L'impalcato è formato da due travi principali a doppio T in composizione saldata ad anima inclinata; la pendinatura è a passo di circa 7,2 m ed è ancorata in corrispondenza di traversi metallici a doppio T. La soletta, di spessore di circa 10 cm, è realizzata mediante getto su lamiera grecata ordita in senso longitudinale. Essa poggia su una struttura secondaria realizzata con traversi in profili laminati commerciali che dividono ogni campo fra i pendini in tre parti. L'impalcato è completato da un robusto sistema di controventamento inferiore tale da conferire un comportamento torsiorigido alla sezione trasversale (figure 1 e 5).

3. Scelta della tipologia strutturale

La valutazione delle possibili soluzioni strutturali da adottare per il collegamento tra le località di Ponchiera e Maioni, si è sviluppata in fase di progettazione preliminare su un'analisi comparata dei diversi aspetti che concorrono alla definizione dell'opera: l'inserimento nel contesto naturale paesaggistico, le prestazioni strutturali, il comfort nell'utilizzo (compatibilità dei fenomeni oscillatori), la cantieristica e gli aspetti logistici legati alla realizzazione e, infine, il costo complessivo dell'opera.

Sono state vagliate soluzioni quali quella della passerella a nastro teso in cemento armato precompresso, interessante sotto

il profilo dell'impatto paesaggistico ancorché poco adatta alla luce non trascurabile di 145 m. Oppure quella della struttura ad arco inferiore, la quale avrebbe beneficiato del sottosuolo roccioso per la riduzione degli oneri fondazionali. Quest'ultima però presentava criticità importanti negli aspetti logistici e di cantiere: la notevole altezza e la difficoltà di raggiungere l'alveo del torrente in corrispondenza del tracciato del ponte rende complessa una centinatura provvisoria a partire dal basso.

La scelta è infine ricaduta su una soluzione a cavi, in grado di coniugare tutte le necessità sopra descritte ottimizzandole e risolvendole.

Anche per la scelta della soluzione a cavi sono state studiate due possibilità. La prima prevedeva che il tracciato dei cavi portanti attraversasse nel suo sviluppo la quota della passerella, trovandosi al di sopra di essa nelle sezioni di estremità, per poi intersecarla e portarsi al di sotto in prossimità della mezzeria cavi superiori. Nelle zone in cui la passerella stava al di sotto dei cavi portanti il sostegno era affidato a pendini verticali analoghi a quelli descritti per la soluzione finale; nelle zone in cui la passerella era collocata al di sopra dei cavi portanti si utilizzavano dei puntoni metallici opportunamente controventati. La seconda soluzione, quella finale adottata in sede di progetto esecutivo, è stata adottata al fine di offrire la migliore soluzione, tra le altre, alle problematiche di seguito illustrate.

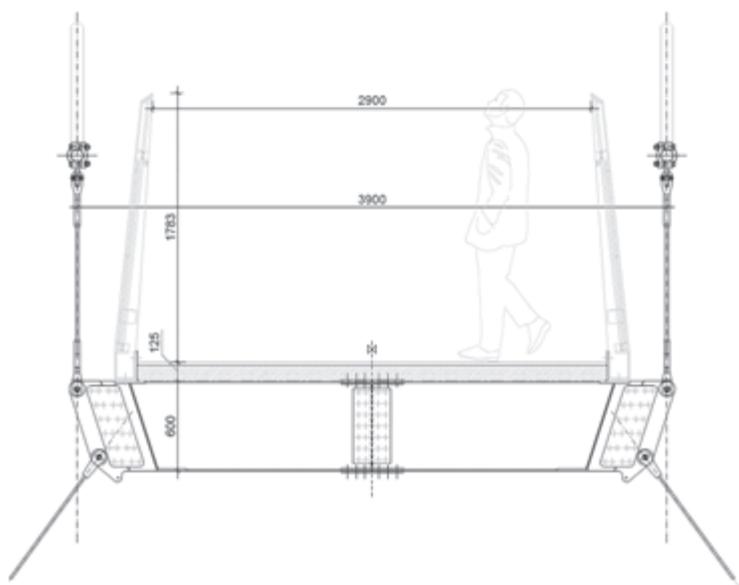


Fig. 5 | Progetto esecutivo. Sezione trasversale

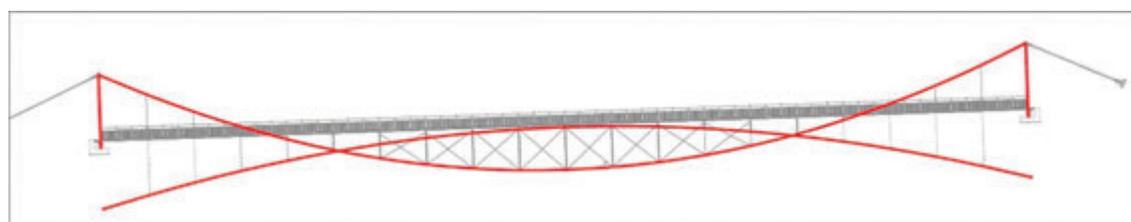


Fig. 6 | Progetto definitivo. Schema della soluzione a cavi iniziale

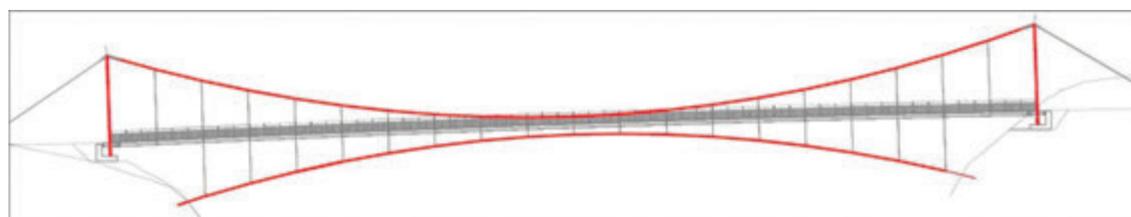


Fig. 7 | Progetto esecutivo. Schema della soluzione a cavi dell'opera realizzata

3.1 Fenomeni aeroelastici e vibrazioni indotte

In seguito agli studi approfonditi condotti passando dal progetto definitivo al progetto esecutivo sono emerse alcune considerazioni relative alla dinamica dell'impalcato associata all'azione del vento. La passerella è soggetta a vibrazioni indotte dall'interazione con il vento dovute a diversi tipi di interazione aeroelastica, quali vibrazioni da distacco di vortice o instabilità aeroelastica a uno/due gradi di libertà ed instabilità da flutter. Per questo motivo si è stabilito di intervenire al fine di ridurre la sensibilità a questo tipo di fenomeni tipici delle strutture sospese mitigandone il rischio mediante appositi accorgimenti dimostratesi, dall'analisi di opere simili e dalla letteratura scientifica in materia, efficaci nel prevenire le forme di instabilità sopra citate. Questi accorgimenti hanno riguardato la riduzione degli effetti indotti da possibili differenze di pressione tra intradosso ed estradosso dell'impalcato, capaci di innescare la rotazione torsionale dell'impalcato, mediante l'introduzione di aperture realizzate con grigliato. Inoltre, sono stati previsti parapetti aperti, privi di elementi ciechi di chiusura.

Infine, si è ritenuto di passare ad una soluzione progettuale che consiste nel traslare verso l'alto i cavi parabolici principali per posizionandoli al di sopra dell'impalcato per tutto il loro sviluppo, ottenendo così un rapporto maggiore di due tra la prima frequenza torsionale e flessionale in direzione trasversale al flusso (figure 6-7).

4. La realizzazione dell'opera

La realizzazione di una passerella ciclopedonale sospesa a 100 m di altezza sopra la gola profonda delle Cassandre è un'operazione complessa e delicata. Le condizioni logistiche e di accessibilità di materiali e mezzi, che già avevano condizionato in modo rilevante le scelte in fase progettuale, hanno posto notevoli criticità al cantiere in fase di esecuzione. La tipologia di opera, inoltre, che prevede l'impiego di cavi presolleccati al fine di realizzare la forma desiderata per la tenso-struttura, hanno richiesto una costante partecipazione del progettista dell'opera al fine di monitorare e dirigere opportunamente le fasi realizzative

4.1 Realizzazione delle opere fondazionali

La passerella e il sistema di cavi che la compongono sono ancorati al substrato roccioso mediante tiranti a trefoli per i cavi superiori e tiranti a barra per i cavi inferiori.

I cavi superiori sono sostenuti in corrispondenza di una coppia di antenne metalliche che sono fondate su platee in cemento armato di dimensioni pari a circa 4,0 x 6,5 m (figura 8). Gli stralli retrostanti le antenne trovano riscontro su una fondazione rettilinea in cemento armato, la quale ha il compito di trasferire i carichi

degli stralli in fondazione mediante piastre metalliche ritenute da barre filettate M52 cl. 8.8. A loro volta le barre filettate utilizzano la fondazione in cemento armato per trasferire le forze ai trefoli di fondazione. Il getto è stato realizzato inglobando al suo interno dei tubolari metallici opportunamente disposti in modo da venire utilizzati come dima per le successive perforazioni. In questo modo sono stati garantiti i tracciati di progetto dei trefoli. (figura 9). I cavi parabolici disposti inferiormente alla passerella trovano riscontro su versanti rocciosi. Il cavo parabolico viene attaccato tramite il dispositivo capocorda a una piastra metallica collegata a sua volta direttamente alle teste dei tiranti a barra. La fondazione in cemento armato ha il compito di creare una superficie di imposta per la piastra e contenere i tubi dima per le perforazioni dei tiranti (figura 10). Le opere fondazionali sopra descritte sono state eseguite su condizioni topografiche complesse quali le ripide sponde della gola, ponendo qualche problema anche per quanto riguarda gli aggiustamenti che si sono resi necessari al fine di assicurare la compatibilità con i cavi di futura installazione, in



Fig. 8 | Platea di fondazione delle antenne



Fig. 9 | Fondazione dei retrotralli



Fig. 10 | Fondazione dei cavi stabilizzanti

termini di posizioni di partenza ed angolo di attacco alla parete (figura 11).

4.2 Montaggio delle antenne e collegamento dei cavi principali

Le antenne, costituite da due colonne con sezione rettangolare metallica in composizione saldata e rastremata, sono a progetto incernierate alla base mediante dei perni. In fase di installazione si è provveduto alla realizzazione di un incastro temporaneo in modo tale da permettere che la torre fosse in grado di autosostenersi, nelle fasi precedenti a quelle di installazione dei cavi che si connettono alle antenne in sommità. Sulla sponda lato Maioni, a causa dell'impossibilità dell'accesso dei mezzi, i conci delle



Fig. 11 | Sponde e accessibilità alle opere di fondazione



Fig. 12 | Montaggio antenna. Concio di base

antenne sono stati trasportati via elicottero (figure 12-13). Avvenuta l'installazione delle antenne sono stati predisposte le attrezzature necessarie all'installazione dei cavi principali superiori. Dapprima sono stati installati i retrotralli, per i quali non si rilevano complessità operative eccezionali grazie al comodo



Fig. 13 | Montaggio antenna. Completamento



Fig. 14 | Installazione cavi retrostralli

accesso alle aree a tergo delle antenne (figura 14). Successivamente, per mezzo di argani e pulegge installate in sommità delle torri, sono stati varati i cavi centrali (cui sono stati preinstallati i pendini verticali), sospesi sulla gola e trainati da un cavo pilota di diametro inferiore (figura 15) e infine pinnati al nodo di sommità delle antenne (figure 16-17). Dopo aver completato con successo il collegamento dei cavi superiori è stato quindi possibile ripristinare la condizione di cerniera alla base delle antenne, riportando la struttura alle condizioni di vincolo previste nel



Fig. 15 | Varo dei cavi principali

progetto. Si è proceduto quindi alla delicata fase della regolazione dell'inclinazione verticale delle antenne. Infatti, per una struttura a cavi di questo tipo, la configurazione finale desiderata e conforme al progetto esecutivo può essere garantita solamente procedendo per tutti gli elementi installati in controllo di spostamenti e di configurazione geometrica. Anche le antenne devono essere pertanto opportunamente regolate. La configurazione geometrica da raggiungere è stata definita in accordo al modello di calcolo del progettista e verificata costantemente con rilievo topografico.

4.3 Installazione dell'impalcato e completamento dell'opera

Per il varo dei conci di impalcato è stata predisposta una teleferica con tracciato delle funi superiore a quello dei cavi principali, anche questa installata con l'ausilio di un elicottero (figura 18), a causa della già citata impossibilità di accesso dei mezzi alla sponda in destra idraulica. L'installazione dei conci è avvenuta in modo simmetrico dalle due sponde verso il centro. Il collegamento tra i conci è avvenuto imponendo il perfetto allineamento tra gli stessi e realizzando fin da subito la continuità flessionale dell'impalcato, in modo da garantire che in opera venisse riprodotta esattamente la configurazione di officina a garanzia della forma finale della tensostruttura. Tutte queste fasi sono state monitorate mediante rilievi topografici giornalieri, avendo cura di confrontare ed apprezzare l'ottima corrispondenza del modello predittivo (realizzato con software di calcolo e solutore non lineare) con la geometria via via ottenuta in opera. Non si sono resi necessari interventi correttivi (per i quali si avrebbe fatto ricorso ai capicorda regolabili delle funi dei retrostralli) durante tutta la durata dell'installazione dell'impalcato (figure 19-20). Una volta completato anche il concio in chiave dell'impalcato, sono stati calati i cavi stabilizzanti preventivamente disposti ai lati dell'impalcato, esternamente rispetto ai piani verticali dei pendini. Dopo la connessione alle fondazioni in parete, i cavi sono stati presollecitati al valore di progetto portando la passerella alla configurazione geometrica desiderata (figura 21). Il completamento dell'opera è avvenuto con il getto della soletta e la sistemazione degli accessi. Al termine dei lavori è stato effettuato il collaudo statico nel mese di ottobre 2021, il quale ha mostrato un perfetto accordo tra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche

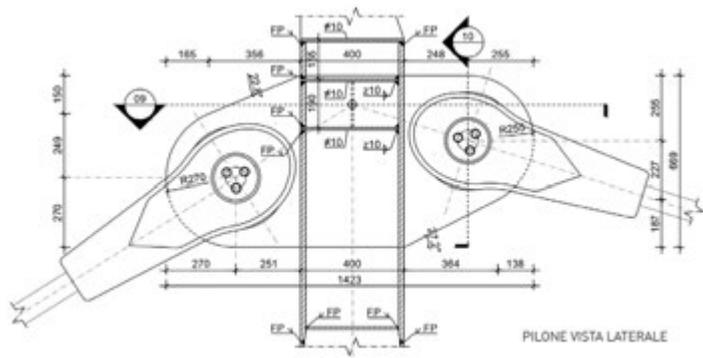


Fig. 16 | Progetto esecutivo. Nodo di sommità delle antenne



Fig. 17 | Pinnaggio dei cavi principali

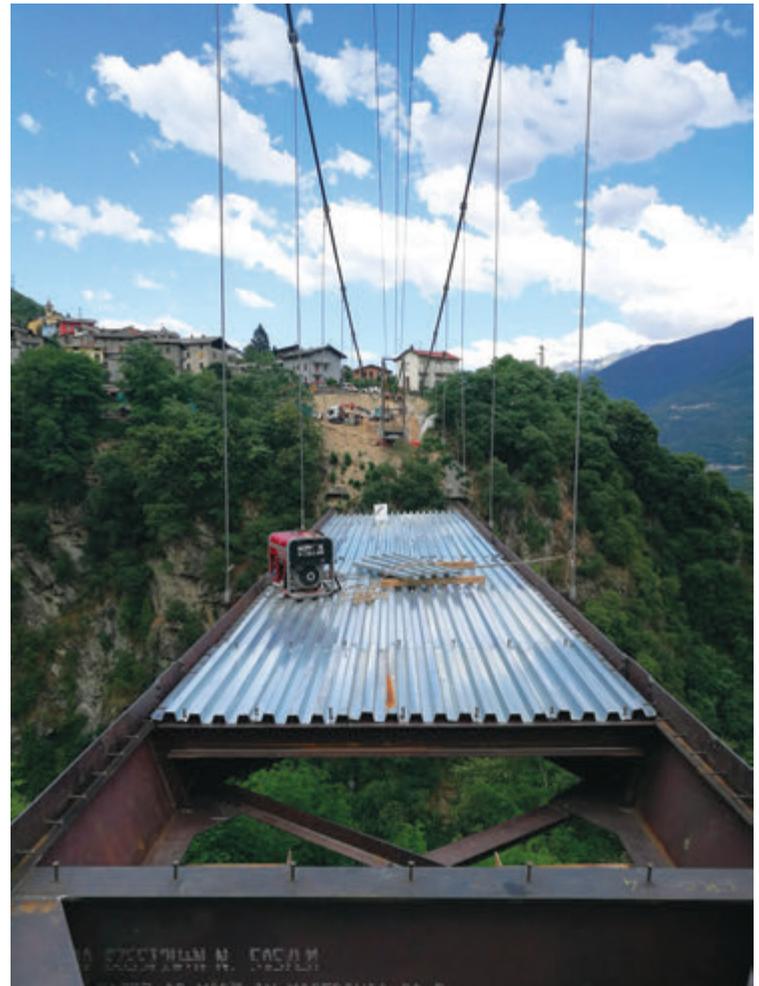


Fig. 19 | Installazione dei conchi di impalcato. Vista da sponda Maioni



Fig. 18 | Installazione della teleferica



Fig. 20 | Installazione dei conchi di impalcato. Vista laterale



Fig. 21 | Passerella in configurazione geometrica finale

5. Dati caratteristici

Committente:	Amministrazione Comune di Sondrio
Progetto della struttura e del montaggio:	Maffeis Engineering S.p.A.
Progetto delle sottostrutture, fondazioni e direzione lavori:	Studio Moncecchi Associati
Progettazione architettonica:	Arch. Francesco Venzi, FVA Studio
Anno di costruzione:	2021
Imprese esecutrici:	Carpenteria metallica C.M.M. F.lli Rizzi S.r.l.
Opere edili:	T.m.g. Scavi S.r.l.
Fornitura e installazione cavi:	Redaelli S.r.l.
Peso delle strutture metalliche:	90 ton.
Incidenza:	200 Kg/m ²
Importo opera:	1'000'000 €

Riferimenti

- [1] P. Matildi, C.Foti, A. Sollazzo "Tensostrutture e sistemi reticolari spaziali", Collana tecnico scientifica ITALSIDER, 1971.
- [2] W.J. Lewis "Tension Structures – Form and Behaviour" Thomas Telford, 2003.
- [3] J. Strasky "Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges", Thomas Telford, 2005.



Fabio Ceccato

L'Ing. Fabio Ceccato lavora per Maffeis Engineering dal 2017, ricoprendo ruoli importanti nella progettazione di opere nazionali e internazionali. Eccellente esempio di carriera universitaria, durante la sua attività ha continuato ad applicare le sue abilità collaborando con l'Università di Padova come assistente a contratto per il Corso di Meccanica dei Solidi. È specializzato in progettazione di ponti, costruzioni speciali in acciaio e metodologie di montaggio, nonché nella gestione di processi ingegneristici complessi.



Massimo Viviani

L'Ing. Massimo Viviani vanta oltre vent'anni di esperienza nella progettazione di ponti, dall'ideazione alla fase esecutiva e costruttiva sia per quanto riguarda gli aspetti tecnici sia per gli aspetti amministrativi caratteristici delle opere pubbliche. Il suo ruolo all'interno della Società si concentra sulla gestione di progetti e sullo sviluppo di soluzioni su misura. La sua attività si è estesa anche all'ambito scientifico con attività di insegnamento presso facoltà di architettura e ingegneria oltre a numerose pubblicazioni in riviste specialistiche e convegni.



Massimo Maffeis

L'Ing. Massimo Maffeis, è il fondatore, l'Amministratore Delegato ed il Direttore Tecnico della Maffeis Engineering, che, grazie alle sue capacità di leadership, guida con successo da ormai vent'anni. L'ampia e solida esperienza tecnica acquisita gli hanno permesso di affrontare e padroneggiare un'ampia gamma di tipologie strutturali: ponti, opere infrastrutturali e idrauliche, edifici, aeroporti, complessi sportivi e stadi, partendo dalla fase concettuale fino alla fase di progettazione esecutiva e di costruzione on-site.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

IL PONTE STRALLATO SUL FIUME SALINE TRA I COMUNI DI MONTESILVANO E CITTÀ SANT'ANGELO (PE)

THE CABLE STAYED BRIDGE OVER THE SALINE RIVER LINKING THE TOWNS OF MONTESILVANO AND CITTÀ' SANT'ANGELO (PE)

Prof. Ing. Luigino Dezi, Ing. Gabriele Dezi, Ing. Raoul Davide Innocenzi* | DSD Dezi Steel Design Srl, Ancona
Ing. Mario Traversini | Libero professionista, Gubbio



Fig. 1. | Vista centrale del ponte

dell'impalcato, fatta eccezione per i quattro terminali che sono fissati alle spalle. La protezione sismica del ponte è assicurata da isolatori elastomerici posti al centro dei traversi di collegamento delle antenne. Gli appoggi delle travi principali sui piloni e sulle spalle sono invece del tipo multidirezionale a carico negativo.

The paper describes the cable-stayed bridge for the road and cycle-pedestrian crossing over the Saline River linking the towns of Montesilvano and Città Sant'Angelo in the Pescara province. The bridge has three spans of 42,6, 103,4 and 42,6 m for a total length of 188,6 m and consists of a steel-concrete composite deck, supported by 40 stays anchored to pylons made with concrete filled steel tubes. Two double T steel beams at a distance of 14,1 m and cross beams of variable depth and length, both connected to a 25 cm thick concrete slab, constitute the deck structure. Each pylon has two inclined steel tubes, having a height of 34,00 m and 36,85 m, concrete filled in the lower part (16 m) and connected by a box cross beam under the deck level. All the stays are anchored to the top of the deck steel beams, except for the four external ones, which are fixed to the concrete abutments. The seismic protection of bridge is improved by lead rubber isolators fixed at the center of the pylons cross beams. The support devices of the main beams are multidirectional negative-load bearings.

L'articolo illustra il ponte strallato per l'attraversamento stradale e ciclo-pedonale del Fiume Saline tra i comuni di Montesilvano e Città Sant'Angelo in provincia di Pescara. Il ponte presenta tre campate di luci 42,6, 103,4 e 42,6 m per una lunghezza complessiva di 188,6 m con un impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo sostenuto da 40 stralli ancorati ad antenne cilindriche aventi anch'esse sezione composta acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da due travi metalliche a doppio T poste ad interasse di 14,1 m collegate da traversi portanti ad altezza variabile, entrambi collaboranti con una soletta di 25 cm. I piloni sono formati da due antenne metalliche inclinate a sezione circolare, di altezza pari a 34,00 m e 36,85 m, rese collaboranti ad un getto di calcestruzzo nella parte inferiore (16 m) e collegate da un traverso metallico a sezione scatolare, su cui è appoggiato l'impalcato. Gli stralli sono ancorati direttamente alle due travi

*Corresponding Author. Email: info@dsd-srl.it



Fig. 2. | Inquadramento territoriale



Fig. 3. | Vista dall'alto del ponte



Fig. 4. | Vista dal basso

1 INTRODUZIONE

Il Ponte attraversa il fiume Saline in prossimità della foce, tra i Comuni di Montesilvano e Città Sant'Angelo, e si configura come elemento qualificante in una zona caratterizzata da una notevole valenza paesaggistico-ambientale, allo stato attuale poco valorizzata e poco fruibile dai cittadini (figura 2). La posizione e le relazioni dimensionali con il contesto configurano il nuovo ponte come elemento di forte riconoscibilità, visibile sia da terra che da mare ed in grado di svolgere un ruolo trainante nel territorio.

Al di là degli aspetti simbolici, l'impalcato e la sezione trasversale del nuovo ponte sono stati progettati in modo da realizzare un attraversamento stradale e ciclo-pedonale, quest'ultimo pensato non solo per assolvere il compito di collegamento in sicurezza tra le sponde ma tale da realizzare anche una vera e propria passeggiata sospesa al confine tra fiume e mare. Nello studio del tracciato e nell'elaborazione del progetto si è cercato di "allontanare" la pista ciclopedonale dalla sede stradale mediante opportuni spazi di rispetto, pervenendo ad un profilo curvilineo con un allargamento in corrispondenza delle antenne, interposte tra percorso stradale e percorso pedonale, che ne accentua la separazione (figure 1 e 3).

Il nuovo ponte può rappresentare la premessa ad una rete di percorsi ciclabili e pedonali finalizzati alla fruizione della zona di foce ed al collegamento con l'abitato limitrofo.

La scelta di un percorso ciclopedonale curvilineo lato mare ha condotto ad una soluzione strutturale che abbandona la tradizionale simmetria trasversale e si caratterizza per la dissimmetria, accentuata anche dalle antenne che si differenziano per inclinazione ed altezza. Il progetto ha affrontato con attenzione anche lo studio dell'intradosso dell'impalcato, al fine di riqualificare le due sponde del fiume, favorire lo sviluppo di nuove attività e potenziare quelle esistenti.

La soluzione strutturale prescelta è costituita da un ponte strallato, con soli due piloni in alveo posti al di fuori dal letto del fiume, che si caratterizza per avere sia l'impalcato che le antenne a sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Il ponte è stato intitolato a Filomena Delli Castelli, illustre politica e madre costituente, scelta come simbolo dei comuni collegati essendo nata a Città Sant'Angelo ed essendo stata sindaco di Montesilvano.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte presenta un impalcato continuo di 188,60 m, composto da tre campate di luci 42,60, 103,40 e 42,60 m, sostenuto da 20 stralli su ogni lato con passo costante di 9,4 m nella campata centrale e 8,52 m nelle campate laterali (figura 5). Gli stralli sono appesi a 2 coppie di antenne ed ancorati alle due travi dell'impalcato, fatta eccezione per gli stralli di estremità che si allargano

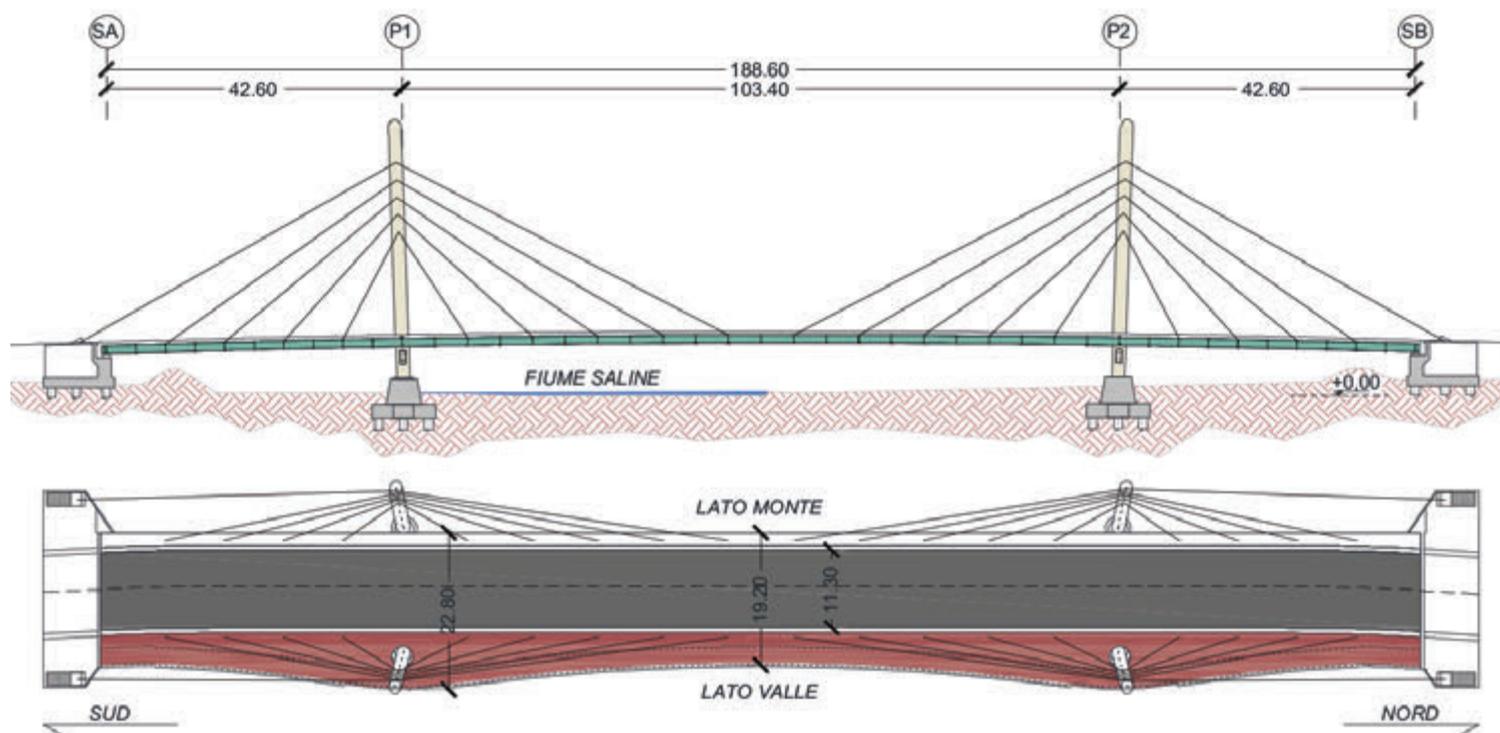


Fig. 5. | Prospetto e pianta

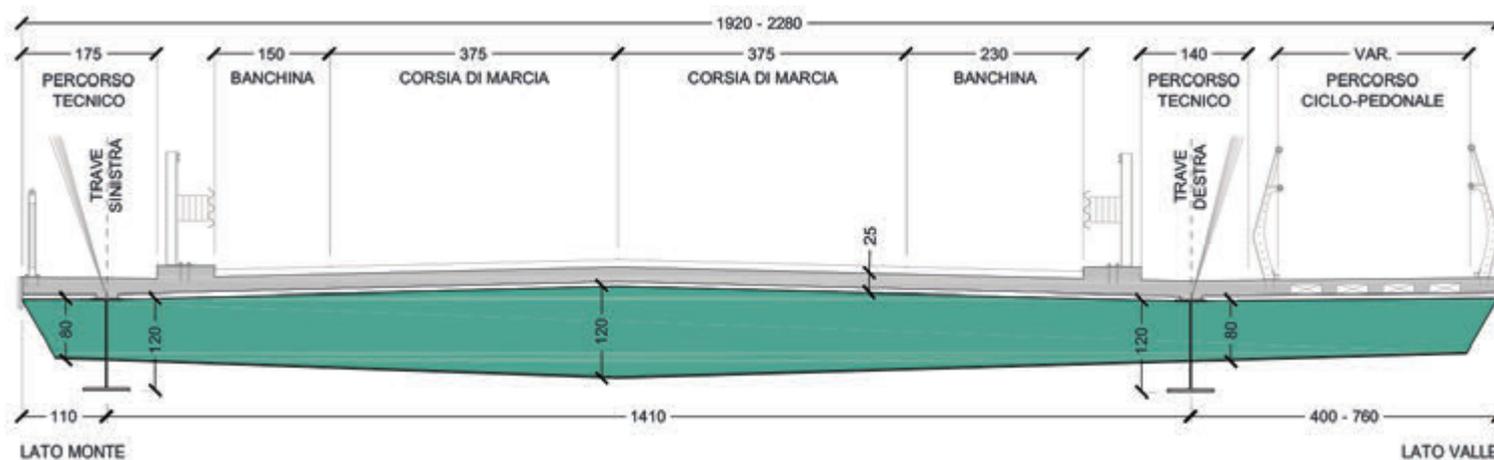


Fig. 6. | Sezione trasversale corrente dell'impalcato

fino a connettersi direttamente ai muri andatori delle spalle, in modo da controllare gli spostamenti longitudinali delle antenne e limitare le inflessioni trasversali. Le antenne, di sezione tubolare parzialmente riempita di calcestruzzo, sono collegate tra loro da un traverso rigido sede dei dispositivi di vincolo dell'impalcato.

2.1 Impalcato

L'impalcato ha una larghezza complessiva variabile da 19,20 m a 22,70 m comprendente una carreggiata di 11,30 m, due cordoli di 0,75 m per l'alloggiamento delle barriere, due percorsi di servizio in corrispondenza degli attacchi degli stralli e un percorso ciclo-pedonale con larghezza minima di 2,50 m (figura 6).

La struttura dell'impalcato è costituita da due travi metalliche longitudinali a doppio T alte 1,20 m, poste ad interasse di 14,10 m e collegate da traversi a doppio T ad altezza variabile da 0,80 a 1,20 m. I traversi si estendono in aggetto oltre le travi per una

lunghezza variabile tra 4,00 e 7,50 m lato valle e per 1,10 m lato monte e sono posti ad interasse longitudinale di 4,26 m nelle campate laterali e 4,70 m nella campata centrale (figura 7).

La soletta in calcestruzzo armato di 25 cm di spessore è gettata in opera su predalles in c.a. ordite in direzione longitudinale con appoggio sui traversi ed è connessa sia alle travi che ai traversi con pioli tipo Nelson. Sullo sbalzo lato mare, sede della pista ciclo-pedonale, le predalles sono alleggerite con blocchi di polistirene espanso.

2.2 Pile

Le pile sono formate da due antenne metalliche a sezione circolare di diametro pari a 1,90 m e altezza pari a 33,45 m lato monte e 36,40 m lato valle, riempite di calcestruzzo per i primi 16 m di altezza, reso collaborante tramite pioli tipo Nelson $\varnothing 19$. Le due antenne sono collegate trasversalmente da un traverso metallico

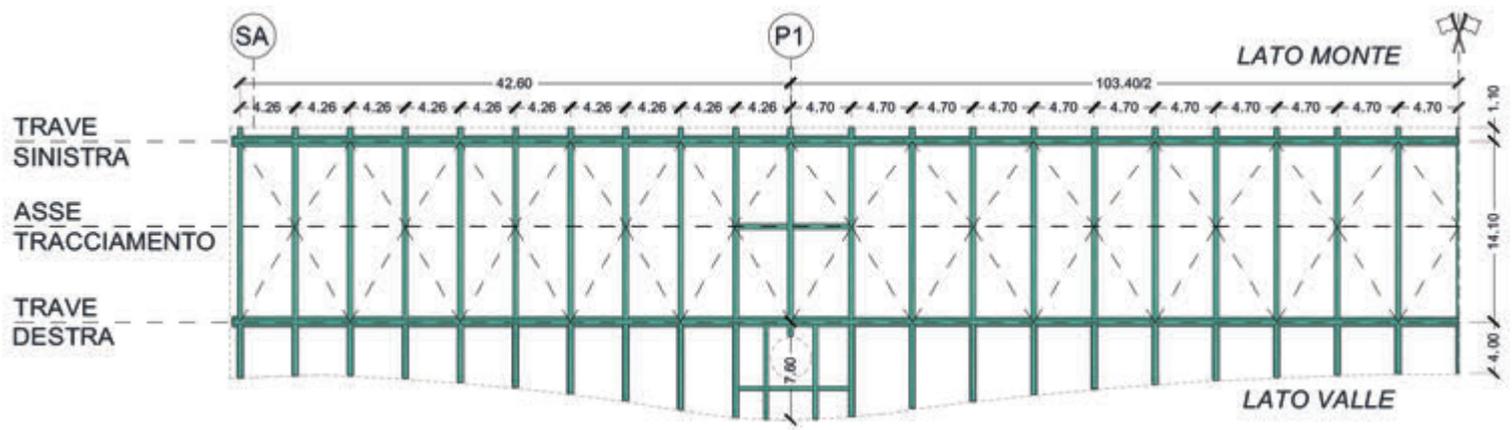


Fig. 7. | Carpenteria metallica dell'impalcato

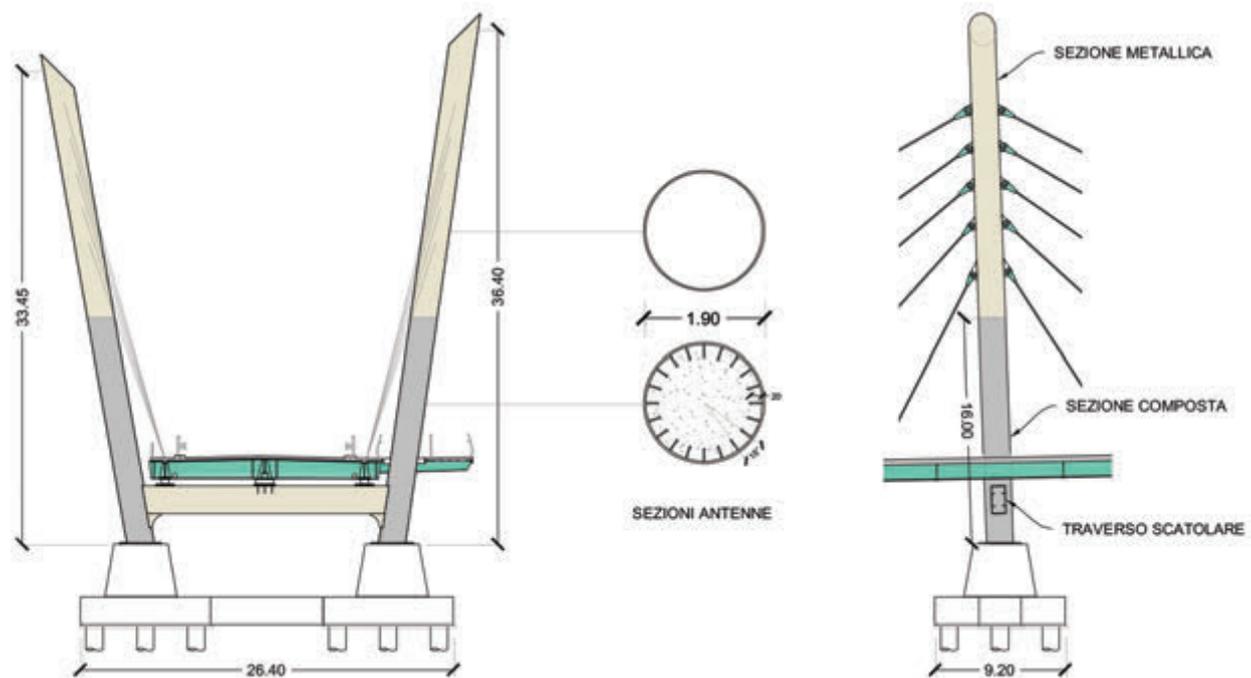


Fig. 8. | Geometria delle pile

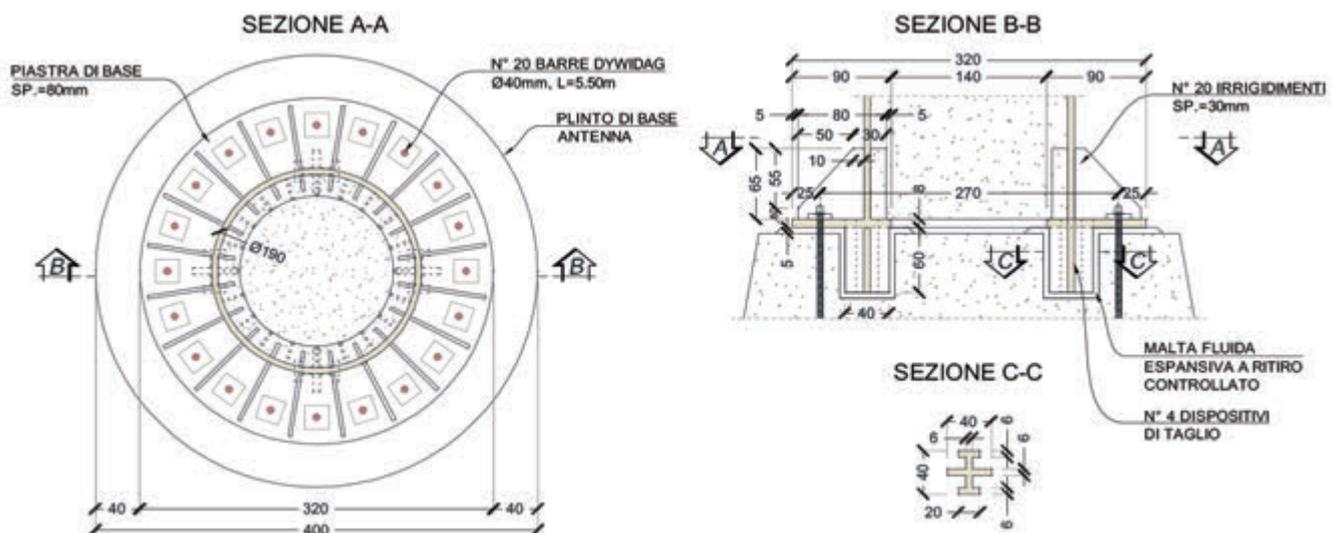


Fig. 9. | Particolare del collegamento di base delle antenne

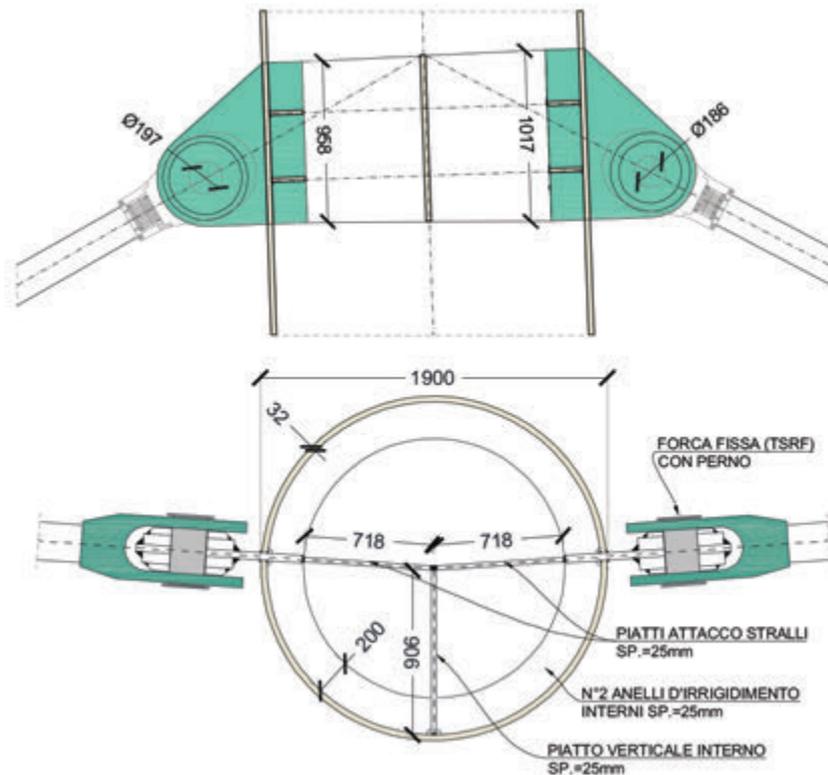


Fig. 10. | Ancoraggio stralli lato antenne con minima inclinazione

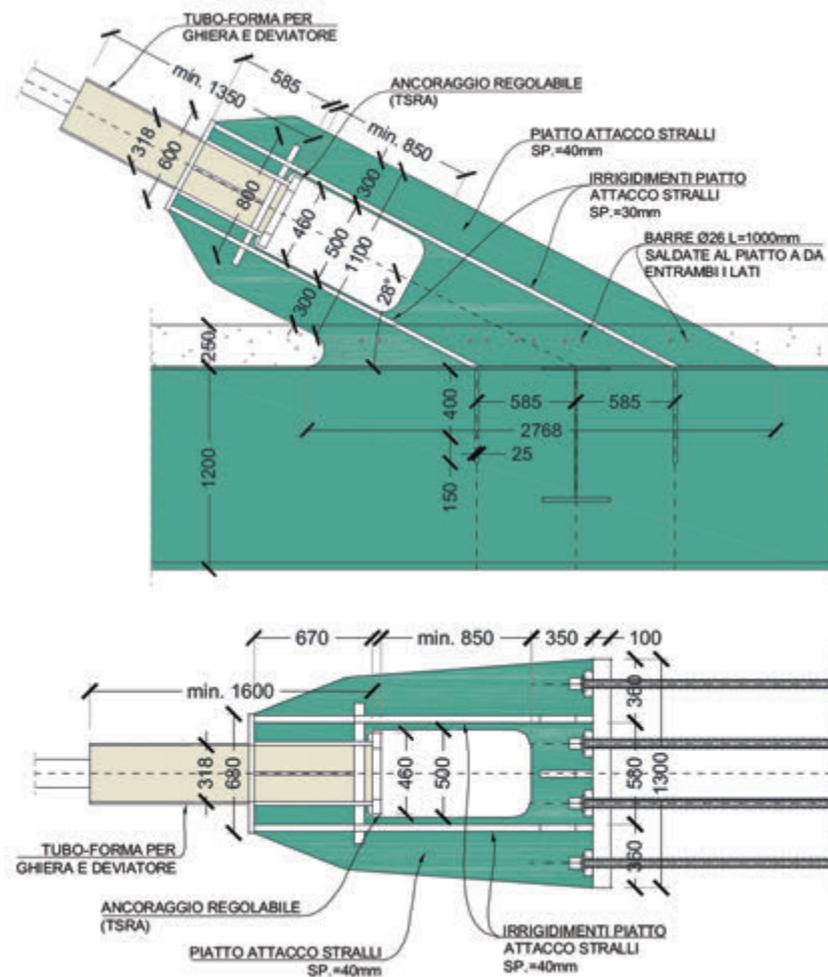


Fig. 11. | Ancoraggio stralli sulle travi e sui muri andatori delle spalle

a sezione scatolare largo 1,00 m e alto 2,00 m posto immediatamente al di sotto dell'impalcato e sono inclinate sia trasversalmente, di 8° verso l'esterno le due lato mare e 10° le altre due, che longitudinalmente, di 2° verso l'esterno (figura 8).

Le antenne sono ancorate con 20 barre Dywidag di diametro Ø40 mm e lunghezza 5,50 m ai plinti in c.a. di forma tronco conica e alla sottostante zattera di fondazione. Sulla piastra di base sono inoltre presenti 4 chiavi di taglio per far fronte alle azioni orizzontali (figura 9).

Le pile hanno ciascuna una zattera di dimensioni 9,20x9,20x2,00 m, fondata su 9 pali trivellati di 1,20 m di diametro lunghi 35 m, collegate trasversalmente con un cordolo largo 3,00 m e alto 2,00 m. Le zattere sono approfondite a quota -3,00 m rispetto al fondo alveo in modo da lasciare esposta alla corrente la sola sezione dei fusti in calcestruzzo. I traversi di collegamento delle antenne sono posti ad una quota tale da risultare parzialmente interessati dalla corrente fluviale solo in condizioni eccezionali, ovvero per una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni.

2.3 Stralli

Gli stralli sono disposti a semiventaglio e ognuno di essi è composto da un fascio di 19, 25, 30 o 37 trefoli paralleli cerati e viplati a 7 fili zincati in acciaio armonico a basso rilassamento, protetti da una guaina esterna in polietilene ad alta densità.

Gli ancoraggi degli stralli alle antenne sono realizzati con forche fisse imperniate su orecchie saldate alle antenne stesse e disposte su 5 livelli distanziati verticalmente l'uno dall'altro di circa 2,50 m. I piatti costituenti le orecchie attraversano lo spessore dell'antenna e sono saldati tra loro al centro della stessa, dove sono collegati a loro volta ad un terzo piatto verticale che ne fronteggia la spinta a vuoto; i tre piatti interni sono poi irrigiditi orizzontalmente da due anelli circolari per contenere la perdita di forma dell'antenna (figura 10).

Gli ancoraggi degli stralli all'impalcato sono realizzati con piastre nervate, direttamente saldate alle travi principali ad interasse di 8,52 m nelle campate laterali e 9,40 m nella campata centrale.

Le piastre nervate hanno un'apertura centrale in modo da consentire la tesatura degli stralli e nella parte superiore ospitano un tubo-forma in cui alloggiavano il deviatore e la ghiera regolabile dello strallo. Infine, alle piastre sono saldate delle barre di armatura lenta trasversali all'interno della soletta per riprendere le concentrazioni di sforzi indotte dal tiro degli stralli (figura 11).

Il collegamento delle piastre nervate di ancoraggio degli stralli alle travi principali è stato eseguito direttamente sull'anima attraverso un'asola praticata sulla flangia superiore.

Le due coppie di stralli esterni si aprono fino ad ancorarsi ai muri andatori delle spalle tramite 8 barre in acciaio

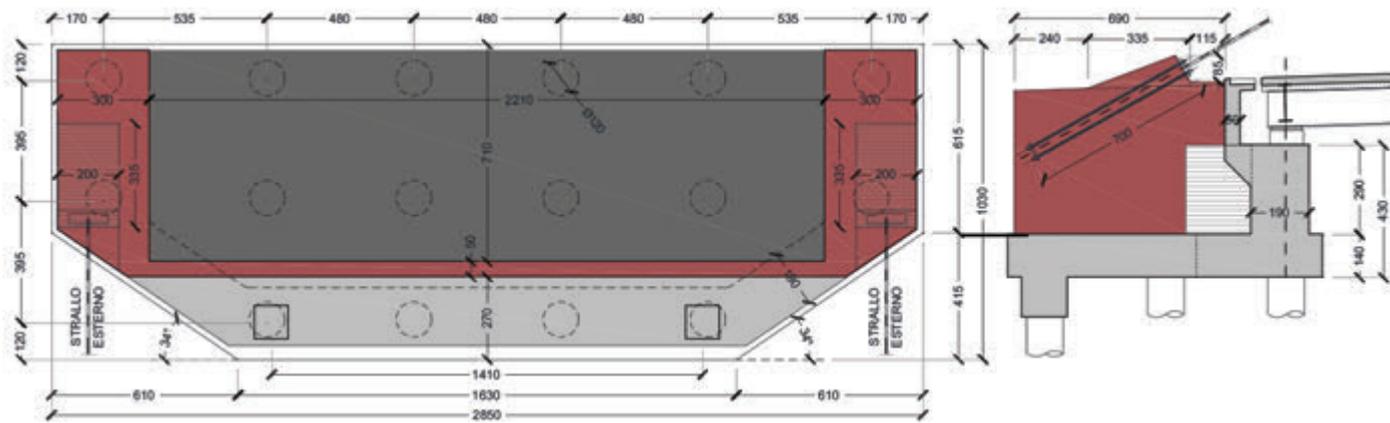


Fig. 12. | Ancoraggio stralli sui muri andatori delle spalle

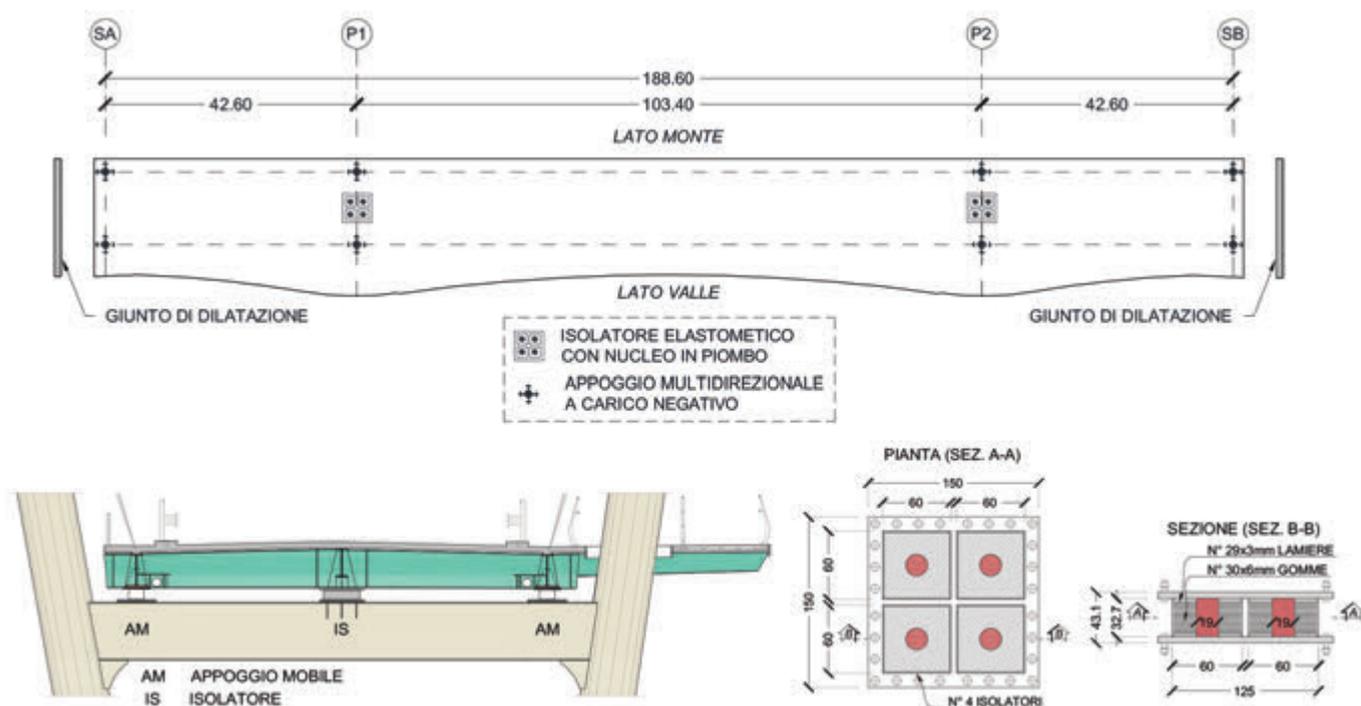


Fig. 13. | Schema appoggi e isolatori

Ø40 mm tipo Dywidag lunghe 7,00 m. La distanza trasversale dei punti di ancoraggio passa da 14,1 a 26,1 m, garantendo così una riduzione della flessione trasversale delle antenne (figura 12).

Per il controllo delle tensioni nelle fasi di tesatura degli stralli e garantire l'uniformità delle forze di tesatura dei vari trefoli che compongono il singolo strallo, ognuno di essi è stato strumentato con una cella di carico applicata al trefolo tesato per primo ed utilizzata come riferimento per la tesatura dei restanti trefoli, in modo da garantire un tiro il più possibile uniforme sui vari trefoli che compongono lo strallo.

2.4 Appoggi e isolatori

Gli appoggi delle travi principali sulle pile e sulle spalle sono tutti multidirezionali in PTFE e di tipo bilatero, reagenti anche a carico negativo. Al centro dei due traversi di collegamento delle antenne e al di sotto dei traversi dell'impalcato sono posizionati isolatori elastomerici con nucleo in piombo (LRB, Lead Rubber Bearings), che

controllano gli spostamenti dell'impalcato nel piano orizzontale e assicurano la protezione sismica del ponte sommando i benefici legati all'allungamento del periodo proprio a quelli derivanti dalla dissipazione di energia (figura 13).

Per ragioni costruttive, gli isolatori sono suddivisi in 4 elementi, ciascuno dotato di un nucleo in piombo e di una rigidità orizzontale equivalente di 4,25 kN/mm, garantendo così una rigidità globale di 17 kN/mm, uno smorzamento viscoso equivalente maggiore del 25% e uno spostamento orizzontale massimo di ± 200 mm.

2.5 Modellazione

Le analisi strutturali per la gestione delle fasi costruttive e per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione (figura 16) sono state eseguite con un modello tridimensionale agli Elementi Finiti dell'intera struttura discretizzata con elementi beam, mediante il software SAP2000 (figura 14).

Per il calcolo della larghezza efficace della soletta da utilizzare

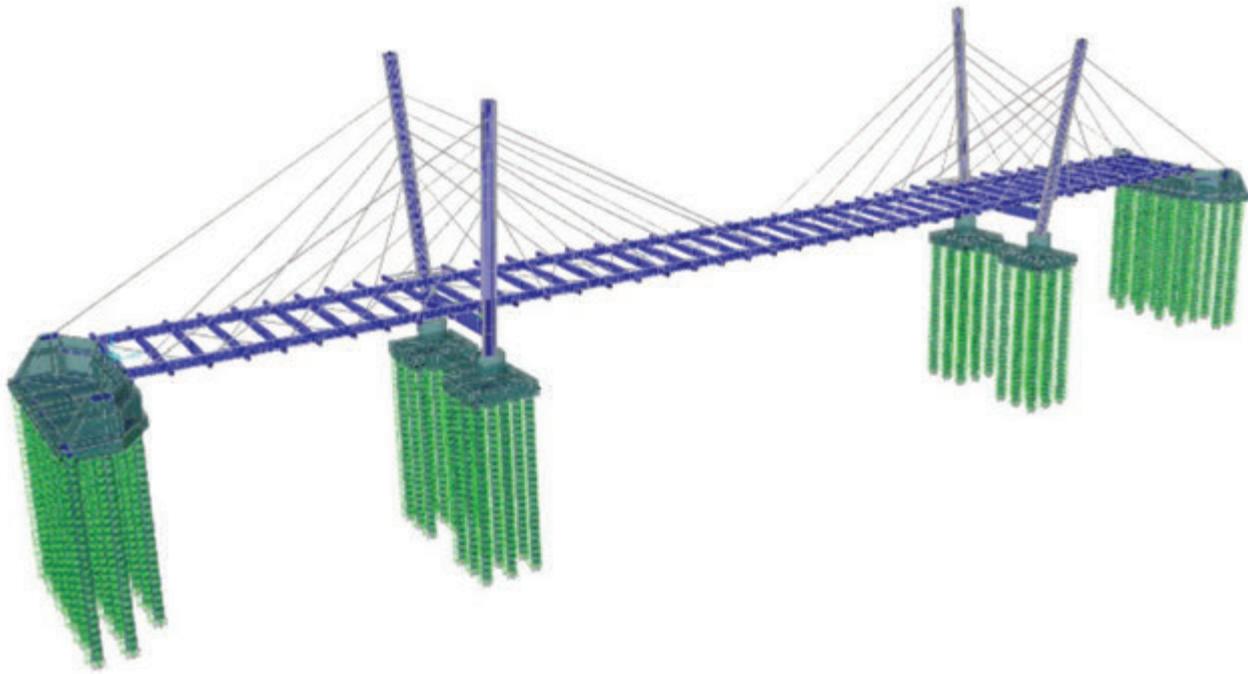


Fig. 14. | Vista estrusa del modello FE globale del ponte con elementi beam

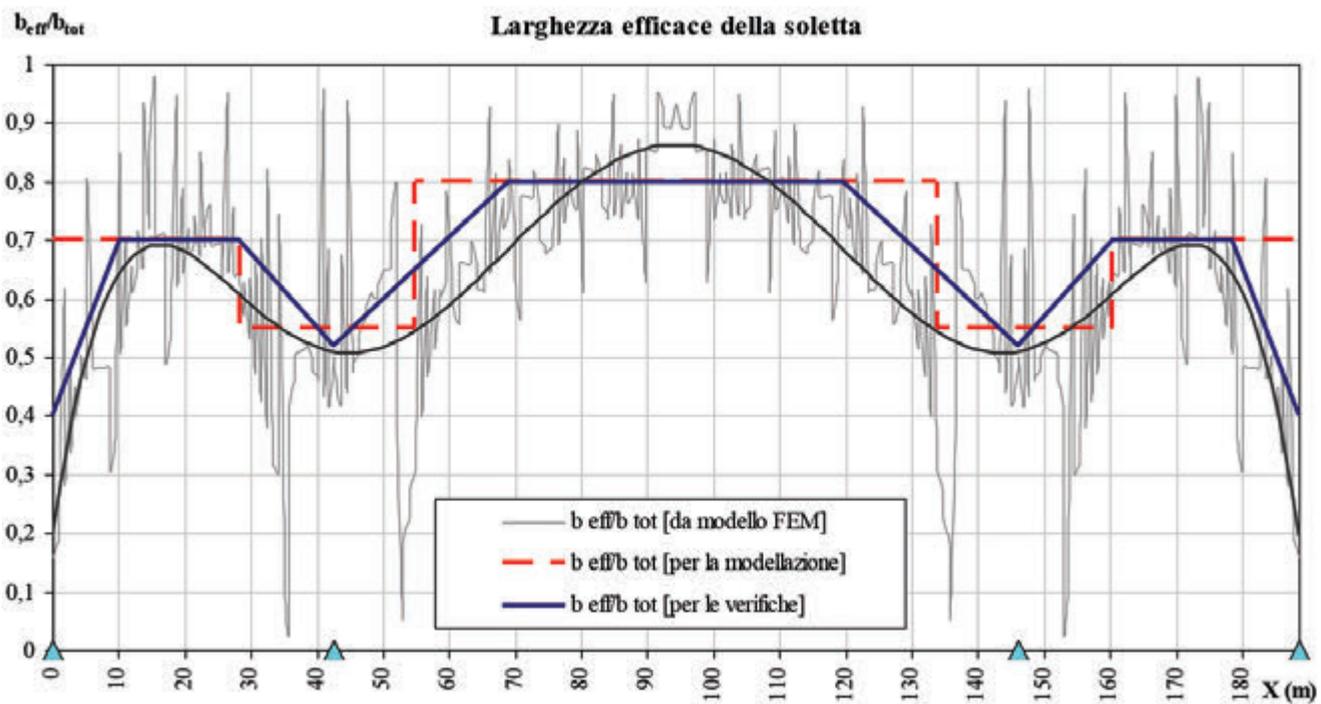


Fig. 15. | Larghezza efficace della soletta da modello FE

nell'analisi globale e nelle verifiche sezionali dell'impalcato è stato elaborato un modello globale discretizzando la soletta con elementi shell. Sotto l'effetto di un carico uniformemente distribuito in direzione longitudinale, è stato valutato l'andamento delle tensioni nella sezione trasversale della soletta, deducendone la larghezza che può essere considerata effettivamente partecipante (figura 15). Per le analisi globali sono state definite 3 differenti zone aventi larghezza efficace pari a 0,70, 0,55 e 0,80 volte la larghezza totale. Modelli locali sono stati invece utilizzati per il dimensionamento e la verifica degli ancoraggi degli stralli alle antenne e alle travi,

facendo ricorso ad una discretizzazione con elementi shell.

2.6 Aspetti costruttivi

La realizzazione dell'opera, una volta ultimate le sottostrutture in c.a., può essere sintetizzata con le seguenti fasi:

Antenne

Le 4 antenne, completamente assemblate in officina, sono state trasportate in situ e poste in opera con autogrù. Il fissaggio al piede è avvenuto previa tesatura delle barre Dywidag e successiva

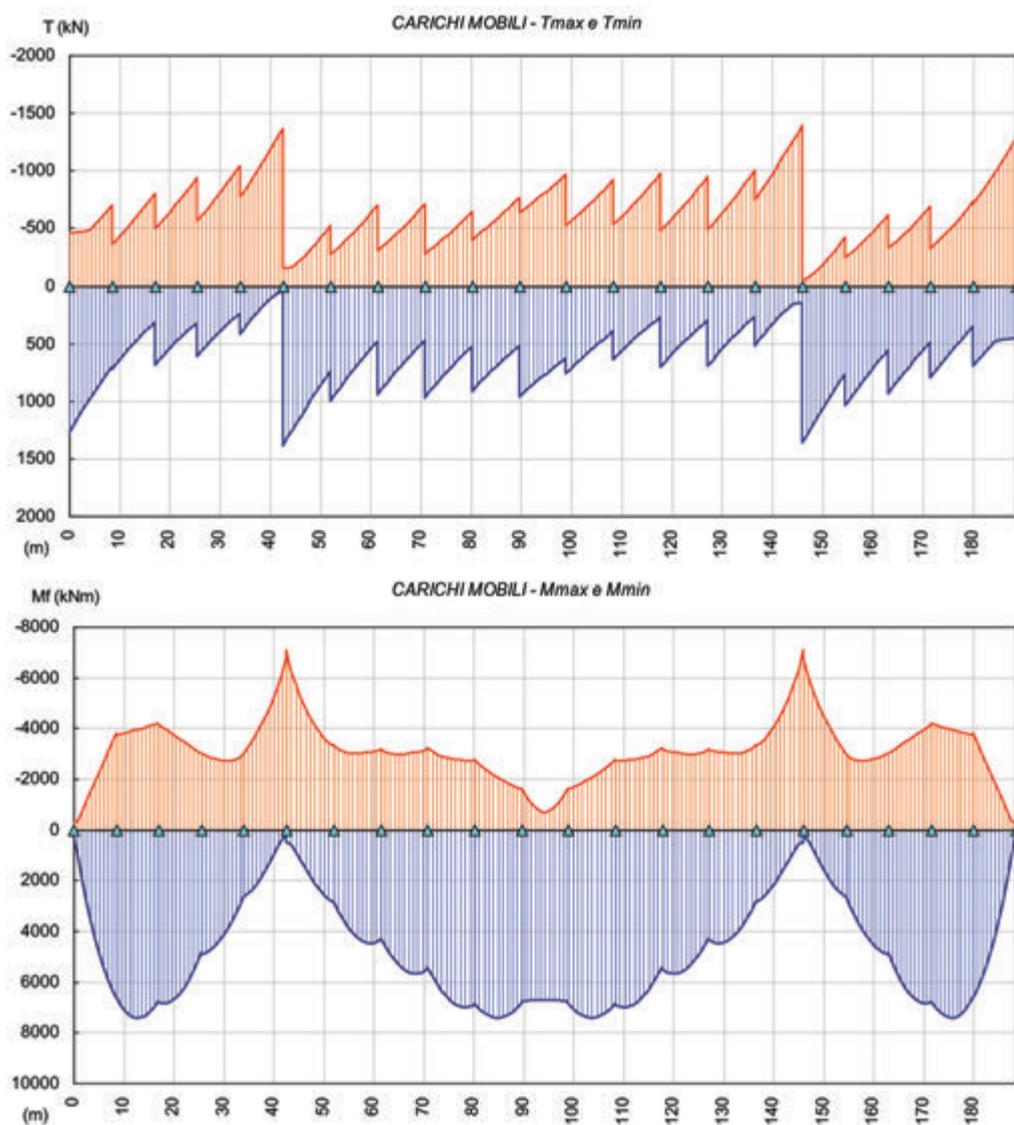


Fig. 16. | Involuppo diagrammi del taglio e del momento flettente

iniezione di sigillatura. Sono stati poi montati i traversi di collegamento ed eseguiti i getti di parziale riempimento per un'altezza di 16 m e la sigillatura delle antenne saldando la piastra di chiusura sulla sommità (figura 17).

Impalcato

Le travi dell'impalcato, assemblate in cantiere in 6 conci, sono state montate su pile provvisorie per i primi 4 conci, mentre per i restanti 2 nella zona d'alveo si è fatto ricorso alla posa in opera di 8 stralli. Al varo delle travi ha fatto seguito il montaggio dei traversi che ha richiesto ciascuno la saldatura alle travi di 3 conci, quello interno alle travi e i due sbalzi laterali. Successivamente sono state poste in opera le predalles, sono stati montati i restanti 32 stralli ed eseguita la prima tesatura, compensando gli abbassamenti dovuti al peso della soletta e agli altri carichi permanenti. La regolazione finale degli stralli è avvenuta in presenza della pavimentazione.

Soletta

Per controllare la fessurazione della soletta si è fatto ricorso al frazionamento dei getti in 3 fasi, che hanno previsto prima la formazione dei due conci sulle campate di riva (Fase 1), per una

lunghezza di 37 m ciascuno (Fase 1), poi il tratto centrale di 61 m di lunghezza (Fase 2) ed infine i due conci a cavallo delle antenne (Fase 3) (figure 19-20).

3. Collaudo statico

Il collaudo statico ha previsto l'esecuzione di tre prove di carico, mirate al raggiungimento del momento di progetto nella campata principale, nella campata laterale e nella sezione di appoggio sui piloni (figura 21). In figura 22 sono riportati i risultati della prova di carico sulla campata centrale, che mostrano un ottimo accordo tra frecce teoriche e di collaudo. La freccia residua è risultata inferiore al 7%. Il controllo degli spostamenti delle antenne è stato eseguito con rilievo laser scanner a ponte scarico e ripetuto a pieno carico; le frecce orizzontali trasversali e longitudinali dei punti di ancoraggio degli stralli più lunghi sono risultate in buon accordo con i valori numerici desunti dal modello di calcolo. Anche il controllo dei tiri negli stralli è risultato soddisfacente, avendo esibito differenze tra valori teorici e sperimentali sempre inferiori al 10%. Sono state infine eseguite prove di vibrazione ambientale, sia a ponte scarico che in presenza degli automezzi nella campata centrale, con identificazione delle frequenze proprie. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza frequenze a pieno carico sensibilmente più basse (18,8% per il primo modo e

20,9% per il secondo) rispetto a quelle relative al ponte scarico, a dimostrazione che la massa degli automezzi di prova contribuisce in modo importante ad incrementare quella efficace dei primi modi di vibrare che coinvolgono significativamente la campata centrale [3]. Sul ponte è stato installato un sistema di monitoraggio continuo con controllo in remoto di tipo integrato, che prevede la misura sia di grandezze statiche che di grandezze dinamiche, nonché dei parametri ambientali [4].

3 CONCLUSIONI

Il Ponte strallato sul Fiume Saline, pur di luce modesta nel campo dei ponti strallati, rappresenta un'interessante applicazione che utilizza la soluzione composta sia per l'impalcato che per i piloni. L'impalcato ha larghezza variabile da 19,20 m a 22,70 m ed è costituito da due travi metalliche di soli 1,2 m di altezza, poste ad interasse di 14,10 m, con traversi a sezione variabile aggettanti solidali alla soletta. Per le antenne, inclinate sia in direzione longitudinale che trasversale, si è fatto ricorso alla sezione composta per il tratto inferiore privo di ancoraggi degli stralli, al fine di conferire maggiore resistenza e rigidità.



Fig. 17. | Montaggio antenne e traverso



Fig. 18. | Montaggio impalcato e stralli

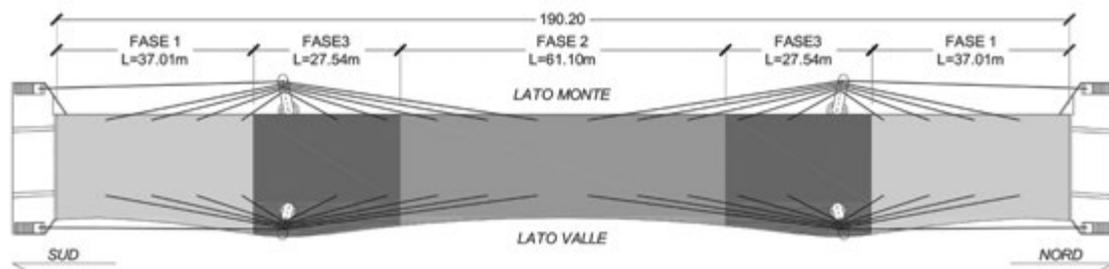


Fig. 19. | Fasi di getto della soletta



Fig. 20. | Getto soletta



Fig. 21. | Collaudo statico

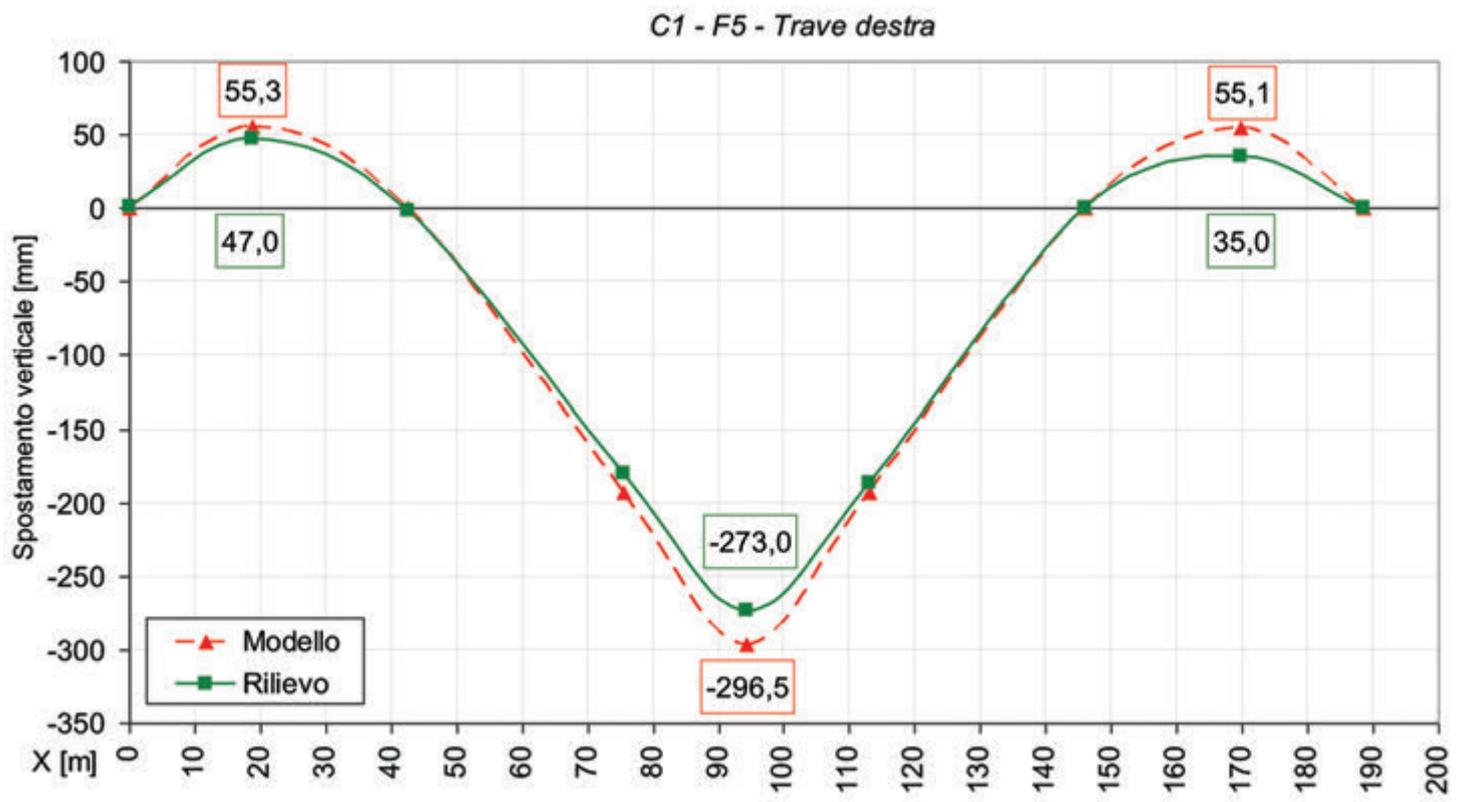


Fig. 22. | Confronto frecce teoriche e di collaudo



Fig. 23. | Viste



Fig. 24. | Il ponte illuminato

RIFERIMENTI

- [1] Dezi, L., Dezi, G., Innocenzi, R.D., Traversini, M. The Filomena Delli Castelli Bridge over the Saline River (PE). Proceedings of the 2020 Italian Concrete Days, Naples, Italy, 2021.
- [2] Dezi, L., Dezi, G., Innocenzi, R.D., Traversini, M. Il Ponte Strallato sul Fiume Saline. Strade & Autostrade, 2021.
- [3] Innocenzi, R.D., Nicoletti, V., Arezzo, D., Carbonari, S., Gara, F., Dezi, L. A good practice for the proof testing of cable-stayed bridges. Applied sciences, Special Issue on “Structural Health Monitoring: Based on Seismic Early Warning Analysis”, 2022. (<https://doi.org/10.3390/app12073547>)
- [4] Innocenzi, R. D., Arezzo D., Gara F., Dezi, L. Il monitoraggio del Ponte Strallato sul Fiume Saline tra i Comuni di Montesilvano e Città Sant’Angelo (PE), XXVIII Congresso del Collegio dei Tecnici dell’Acciaio, Francavilla al Mare (CH), Italy, 2022.

SCHEMA TECNICA

Importo complessivo lavori	5.650.000 €
Incidenza a mq di impalcato	1.420 €
Ubicazione	Variante SS 16 "Adriatica" sul Fiume Saline tra Viale Torre costiera (Citta' Sant'Angelo) e Via Aldo Moro (Montesilvano), Provincia di Pescara
Proprietà	Comuni di Citta' Sant'Angelo e Montesilvano (PE)
Data di ultimazione	Dicembre 2019
Committente	Provincia di Pescara
Concezione strutturale	Prof. Luigino Dezi e Prof. Andrea Dall'Asta
Progetto definitivo-esecutivo	Prof. Luigino Dezi
Progetto esecutivo di dettaglio	DSD Dezi Steel Design srl, Ancona
General contractor	Di Prospero srl, Pescara
Subcontractor carpenteria metallica	Edilsteel srl, Atesa (CH)
Subcontractor varo	Romolo Costruzioni srl, Ariano Irpino (AV)
Direttore lavori	Ing. Mario Traversini
Rup	Ing. Paolo D'Incecco - Arch. Lorella Torelli
Collaudo statico	Ing. Diego Vizioli
Collaudo tecnico-amministrativo	Arch. Emidio Iacone



Luigino Dezi

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni all'Università Politecnica delle Marche, attualmente in quiescenza, ha tenuto i corsi di "Tecnica delle Costruzioni" e "Teoria e Progetto dei Ponti", corso che tiene tuttora per affidamento. Membro dell'AC3 Committee dell'ECCS "Steel Bridges" e del Task Group 2.6 della fib "Composite Concrete-Steel Constructions". Autore di numerosi articoli tecnici e scientifici. Progettista di ponti metallici e composti e di interventi di recupero e miglioramento sismico sull'esistente.



Gabriele Dezi

Laureato con lode in Ingegneria Civile nel 2005 all'Università Politecnica delle Marche, dove ha poi conseguito nel 2009 il Dottorato di Ricerca in Strutture e Infrastrutture con una tesi dal titolo "La verifica dei ponti a cassone composti acciaio-calcestruzzo secondo gli eurocodici". E' socio e direttore tecnico della DSD Srl ed è in possesso della certificazione di III Livello per l'esame visivo (VT) dei ponti. Ha maturato numerose esperienze nella progettazione dei ponti composti acciaio-calcestruzzo e nel recupero e miglioramento sismico di ponti e viadotti esistenti.



Raoul Davide Innocenzi

Laureato con lode in Ingegneria Civile nel 2017 presso l'Università Politecnica delle Marche, consegue il dottorato di ricerca nel 2022 con una tesi dal titolo "Il monitoraggio statico e dinamico dei ponti strallati". Dal 2017 collabora come ingegnere strutturista con la DSD Srl, dove ha già maturato importanti esperienze nel settore dei ponti e viadotti, dalla progettazione di ponti in acciaio e composti, al recupero e miglioramento sismico di quelli esistenti. È autore di recenti pubblicazioni sul controllo delle fasi costruttive e sul monitoraggio dei ponti strallati.



Mario Traversini

Laureato con lode in Ingegneria Meccanica nel 1975 presso l'Università degli Studi di Roma, è stato socio fondatore e direttore tecnico della società cooperativa Coopprogetti Srl. Ha maturato numerose esperienze nella progettazione, nella direzione lavori e nel coordinamento della sicurezza in fase di progetto e di esecuzione di importanti opere edili e infrastrutture. Attualmente è impegnato come libero professionista nella progettazione, direzione lavori e coordinamento della sicurezza di interventi infrastrutturali.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

Il ponte strallato sul fiume Okavango

The cable-stayed bridge over the Okavango River

Prof. Ing. Pierangelo Pistoletti, Ing. Paolo Maestrelli, Ing. Simone Varni, Ing. Marco Chinchio* | Seteco ingegneria S.r.l.

Il nuovo ponte sul fiume Okavango è un impalcato in sezione mista a via superiore lungo 1161 m, suddiviso in tre distinte porzioni strutturali: le due rampe di accesso a travata continua, di lunghezza complessiva 110,5 m per la riva sinistra e 560,5 m per la riva destra, ed un ponte strallato nella zona di attraversamento del fiume Okavango a cinque campate in schema di trave continua (luci 43,7-100-200-100-43,7 m). Di queste, la prima e l'ultima sono in schema di semplice appoggio mentre il tratto centrale è sostenuto da 36 coppie di stralli a fili paralleli, a passo 10 m sull'impalcato; questi sono collegati ad una coppia di antenne in acciaio, di altezza 43 m, con una caratteristica forma a "zanna di elefante", interamente ispezionabili al loro interno.

La sezione trasversale dell'impalcato è costante per tutto lo sviluppo dell'opera. La larghezza totale della soletta è di 12,4 m, di cui 7,3 m carrabili, sorretta da due travi principali in acciaio con sezione a doppio T ad interasse di 6,2 m, di altezza costante pari a 2 m, ed una trave di spina in asse tracciato appoggiata sui traversi.

Nell'articolo sono descritte sia le soluzioni progettuali adottate per le varie porzioni del ponte, sia le procedure di montaggio per la realizzazione dell'opera. In particolare, si vedrà come per la costruzione delle rampe di approccio, della coppia di antenne e parte dell'impalcato strallato siano state impiegate gru di grande portata mentre, per le porzioni centrali delle campate da 200 m, si siano impiegati pontoni per l'avanzamento a sbalzo e la chiusura in mezzeria dell'impalcato.

The new bridge crossing the Okavango River is a 1161 m long steel-concrete upper way bridge, divided into three different structural parts: the two approach bridges are continuous girder, with a total length of 110,5 m left bank side and 560,5 m right bank side, and the cable-stayed bridge crossing the navigable part of the Okavango River with five spans (43,7-100-200-100-43,7 m). Of these, the first and last ones are statically simply supported while the central part is supported by 36 couples of parallel wire stays, 10 m spaced along the deck; they are connected to a pair of steel towers, 43 m high, with a characteristic "elephant's tusk-shaped", which can be fully inspected by inside.

The cross section of the deck is constant throughout the development of the bridge. The total width of the deck slab is 12 4 m, 7,3 m of



of carriageway, supported by two main steel girders in double T section spaced by 6,2 m, with a constant height of 2 m, and a secondary girder along the bridge axis supported by the diaphragms.

The article describes both the design solutions adopted, and the construction procedures used the different parts of the bridge. While large-capacity cranes were used for the construction of the approach bridges, the towers and part of the cable-stayed structure, for the central portion of the 200 m span, pontoons were used for the advancement in cantilever and for the mid-span closure of the deck.

* Corresponding Author. Email: ufficiotecnico@setecoge.it

1. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

L'Okavango River Brige in Mohembo Village (Botswana) è un viadotto stradale e pedonale di attraversamento del fiume Okavango, immediatamente prima che questo si apra nel suo famoso delta, uno degli ecosistemi più insoliti del pianeta e patrimonio UNESCO. È attualmente il più grande ponte a struttura strallata presente in Botswana (figura 1).

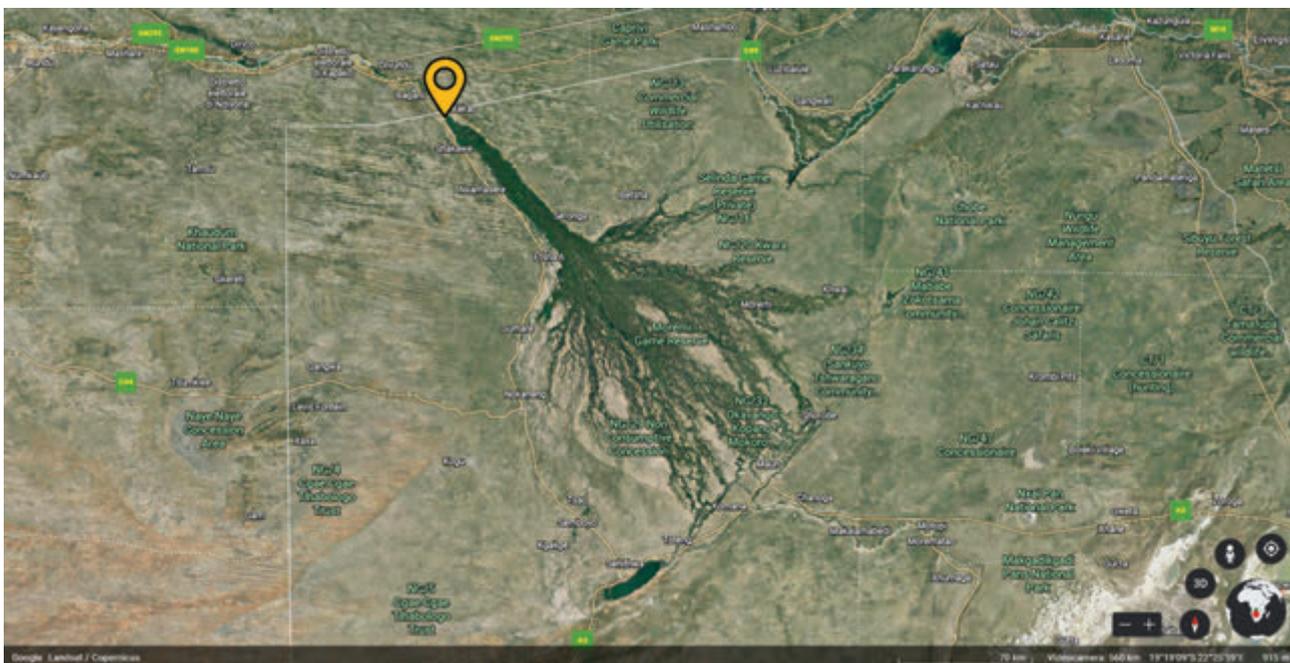


Fig. 1. | Inquadramento territoriale dell'opera con le principali viabilità prima della costruzione del ponte



Fig. 2. | Vista delle rampe di approccio nel tratto golenale del fiume Okavango

L'opera nasce dall'esigenza di collegare i territori posti sulla sponda sinistra del fiume, lato Seronga, con la direttrice principale che costeggia la sponda destra. Prima del completamento del viadotto era possibile raggiungere questi paesi solamente mediante un'imbarcazione in grado di traghettare un paio di veicoli per volta da una parte all'altra del fiume. Per questi territori, che già ospitano alcune importanti riserve naturali, il governo del Botswana ha pianificato diverse opere infrastrutturali che consentissero un rapido sviluppo delle attività turistiche, sempre più ricercate. Tra le difficoltà legate alla posizione geografica è da considerare anche la morfologia propria delle aree di cantiere: sebbene l'alveo

da attraversare sia di circa 150 m, l'opera attraversa una striscia golenale di circa 1 km che, annualmente con la stagione delle piogge, viene completamente allagata (figura 2). Queste condizioni al contorno hanno dettato gran parte delle scelte progettuali e di montaggio, che si possono riassumere nei seguenti macrotemi:

- assemblaggi in cantiere mediante giunzioni bullonate;

- ottimizzazione dei montaggi, sia in termini di tempistiche di utilizzo che di capacità delle attrezzature;
- riduzione delle operazioni di montaggio altamente specializzate (es. tesatura stralli);
- standardizzazione delle geometrie delle opere in cemento armato.

L'opera è stata realizzata dalla Joint Venture formata dalle società Itinera S.p.A e Cimolai S.p.A.

Seteco Ingegneria S.r.l. ha affiancato entrambe le imprese per la progettazione esecutiva delle strutture metalliche, delle opere civili di fondazione, pile e spalle. Si è inoltre occupata della progettazione delle fasi di montaggio della carpenteria metallica e delle opere accessorie di sistemazione idraulica del cantiere.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA E CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

Il ponte in oggetto si presenta come un impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo a via superiore.

Il ponte strallato è composto da cinque campate di luci 43,7-100-200-100-43,7 m. Le tre campate centrali sono sostenute da 36 coppie di stralli a fili paralleli, a passo 10 m sull'impalcato e collegati ad una coppia di antenne in acciaio di altezza 43 m (figura 3).

Le rampe di approccio al ponte principale, 3 campate in riva sinistra ed 11 in riva destra, presentano campate di riva di luce 37,5 m e campate tipiche da 45 m (figura 4).



Fig. 3. | Profilo del ponte strallato al termine dei lavori



Fig. 4. | Vista inferiore della campata di riva della rampa di approccio

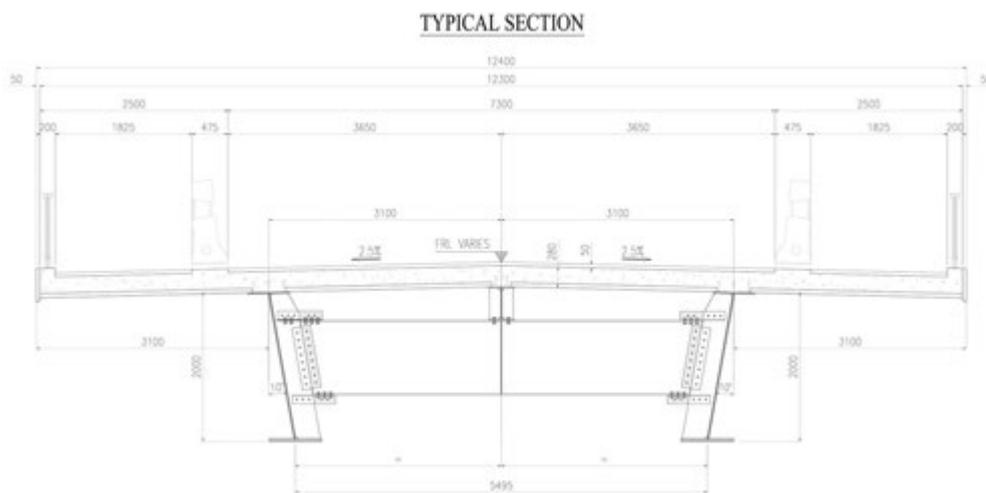


Fig. 5. | Sezione trasversale tipica di progetto in corrispondenza del collegamento tra impalcato e stralli.

Le travi, con sezione a doppio T composto saldato, hanno un interasse superiore di 6,1 m e le anime hanno un'inclinazione di 10°.

La piattaforma stradale è composta da una carreggiata in asse impalcato di larghezza 7,3 m (una corsia per senso di marcia) e due marciapiedi ai lati, ciascuno di larghezza 1,825 m. Completano la sezione trasversale i sistemi di protezione della carreggiata in calcestruzzo gettato in opera (tipo New Jersey) ed i cordoli esterni a sostenere i parapetti.

La soletta in calcestruzzo armato, di spessore costante pari a 28 cm, è gettata su predalle prefabbricate in c.a. poggiate sulle travi principali e trave di spina. La presenza di connettori tipo Nelson saldati sulle piattabande superiori dei profili metallici rende la soletta collaborante con le travi principali.

Una serie di traversi a parete piena, anch'essi con sezioni a doppio T composto saldato, collega le travi e supporta la trave di spina con un passo massimo di 5,85 m (figura 5).

I traversi sono composti nella parte compresa tra le travi principali da coppie di profili piolati alla soletta e controventati inferiormente. Le due mensole esterne sono invece formate da sezioni scatolari chiuse ad altezza variabile (figura 6).

Le difficoltà logistiche precedentemente descritte per il raggiungimento del cantiere, unite alla necessità di formare la manodopera locale, hanno spinto la progettazione verso soluzioni strutturali in grado di semplificare il più possibile le attività di assemblaggio in cantiere.

Per motivi di realizzabilità e di trasporto, pertanto, le travi sono state realizzate in conci di lunghezza massima pari a circa 12 m e tutte le giunzioni eseguite in cantiere per travi, antenne o elementi secondari, sono state realizzate mediante bullonatura con bulloni HRC.

Lo schema di appoggio dell'impalcato strallato è garantito da appoggi classici tipo POT multi-direzionali ed appoggi unidirezionali trasversali su una delle due travi. In asse alle antenne non sono presenti vincoli verticali bensì solamente vincoli ai carichi orizzontali trasversali e longitudinali mentre il vincolo fisso agli spostamenti longitudinali è posto sull'allineamento dell'antenna 2, lato sponda destra. Le due

rampe di approccio sono invece poggiate integralmente su vincoli elastomerici, in modo da limitare l'impatto dei carichi orizzontali sulle sottostrutture.

Le antenne sono poste sulle due rive della parte navigabile del fiume e sono l'elemento maggiormente caratterizzante dell'opera. Hanno infatti una particolare forma a "zanne di elefante": e sono costituite ciascuna da due elementi tubolari di diametro variabile, da un massimo di 3 m fino ad un minimo di 1,5 m, che affiancano l'impalcato e si uniscono in sommità per formare un arco a sesto acuto. Completano la caratteristica forma due estremità, con funzione estetica, che prolungano i tubolari e simboleggiano le punte delle zanne di elefante (figura 7).

La curvatura di ciascuna gamba dell'antenna è stata realizzata mediante virole calandrate di altezza 3 m, giuntate tra loro a comporre una spezzata dei conci tale da approssimare adeguatamente lo sviluppo curvo teorico. Queste virole sono tra loro saldate in officina per formare i macroconci, di lunghezza 8÷12 m: questi elementi sono infine flangiati in modo da completare l'assemblaggio in cantiere mediante le suddette giunzioni bullonate.

L'antenna è interamente ispezionabile dall'interno con accesso diretto dall'impalcato (figura 8).

Gli spazi ridotti, in particolare negli interpiani tra gli attacchi strallo hanno portato alla necessità di ottimizzare gli irrigidimenti interni necessari per una corretta ripartizione dei carichi al guscio dell'antenna. A tal fine, pertanto, sono stati realizzati modellazioni di dettaglio agli elementi finiti, al fine di studiare correttamente la ripartizione delle sollecitazioni trasferite dagli stralli alle antenne (figura 9). Alla base, le antenne presentano un allargamento in direzione longitudinale per migliorarne inerzie e rigidità nella sezione di incastro. Il collegamento alle sottostrutture è realizzato mediante l'impiego di 66 barre Macalloy 1030 di diametro M50 poste su due corone, all'interno ed all'esterno della sezione in carpenteria metallica (figura 10).

Poiché la connessione al piede risulta allagabile, è stato previsto un getto di ricoprimento della base dell'antenna fino ad un'altezza di 2 m dal piano di imposta delle piastre di base (figura 11).

Gli stralli sono in sistema TSR a trefoli paralleli la cui fornitura

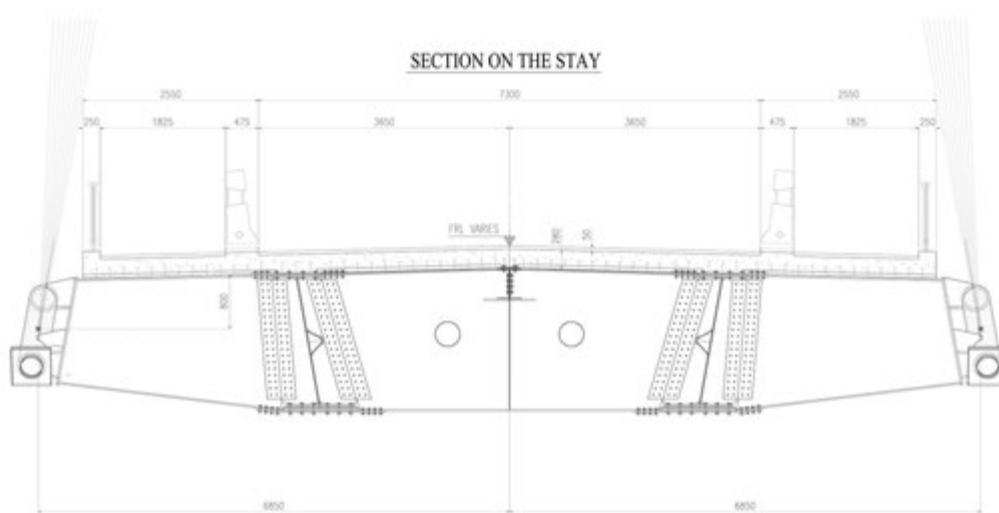


Fig. 6. | Sezione trasversale in corrispondenza del collegamento tra impalcato e stralli.

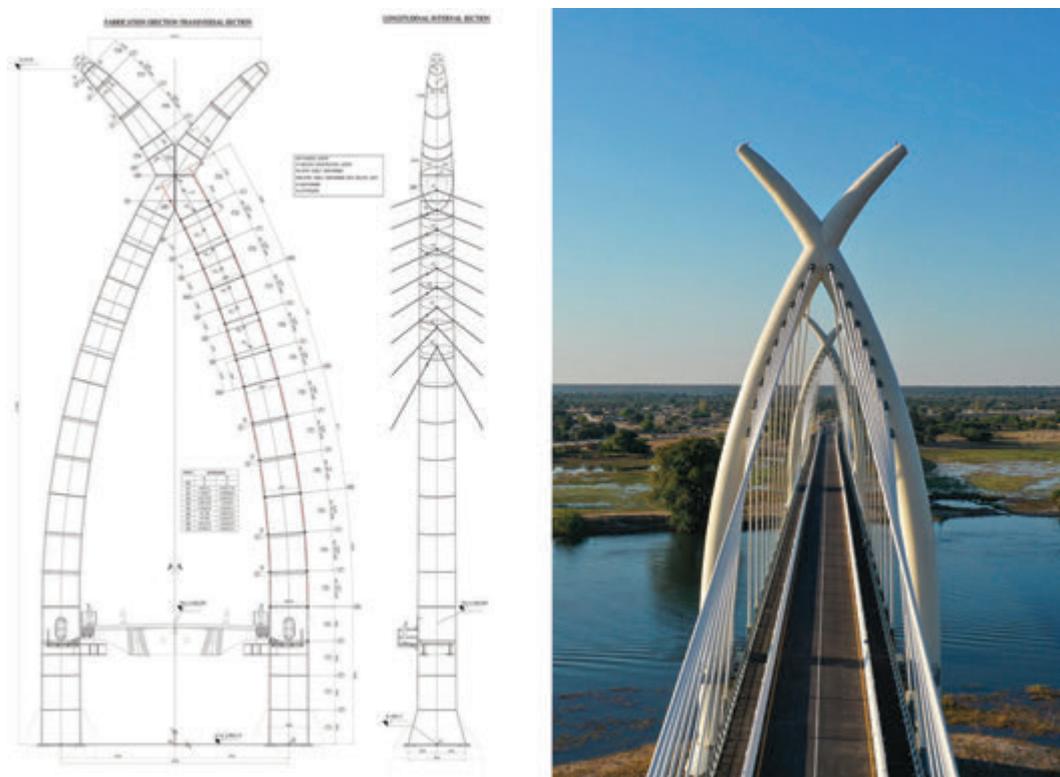


Fig. 7. | L'antenna a "zanna di elefante" negli elaborati di progetto (a sx) e nella sua conformazione finale (a dx)

ed installazione è stata eseguita da tecnici specializzati della società Tensacciai S.r.l. Ciascuno strallo è composto da un numero variabile di trefoli, ciascuno con un diametro di $\varnothing 15,7$ (0,6") a sette fili zincati singolarmente a caldo, riempiti con cera intorno e tra i fili ed infine rivestiti esternamente in HDPE incollato. Le testate di attacco, regolabile o fissa, si servono di piatte di testata collegati a tubi strutturali per la diffusione del carico nella struttura. Per questa struttura sono stati utilizzati stralli a 27-31-37 e 55 trefoli, in funzione delle sollecitazioni assiali attese (figura 12).

Figura B. Immagine introduttiva del capitolo montaggio (da inserire senza didascalia o numerazione)

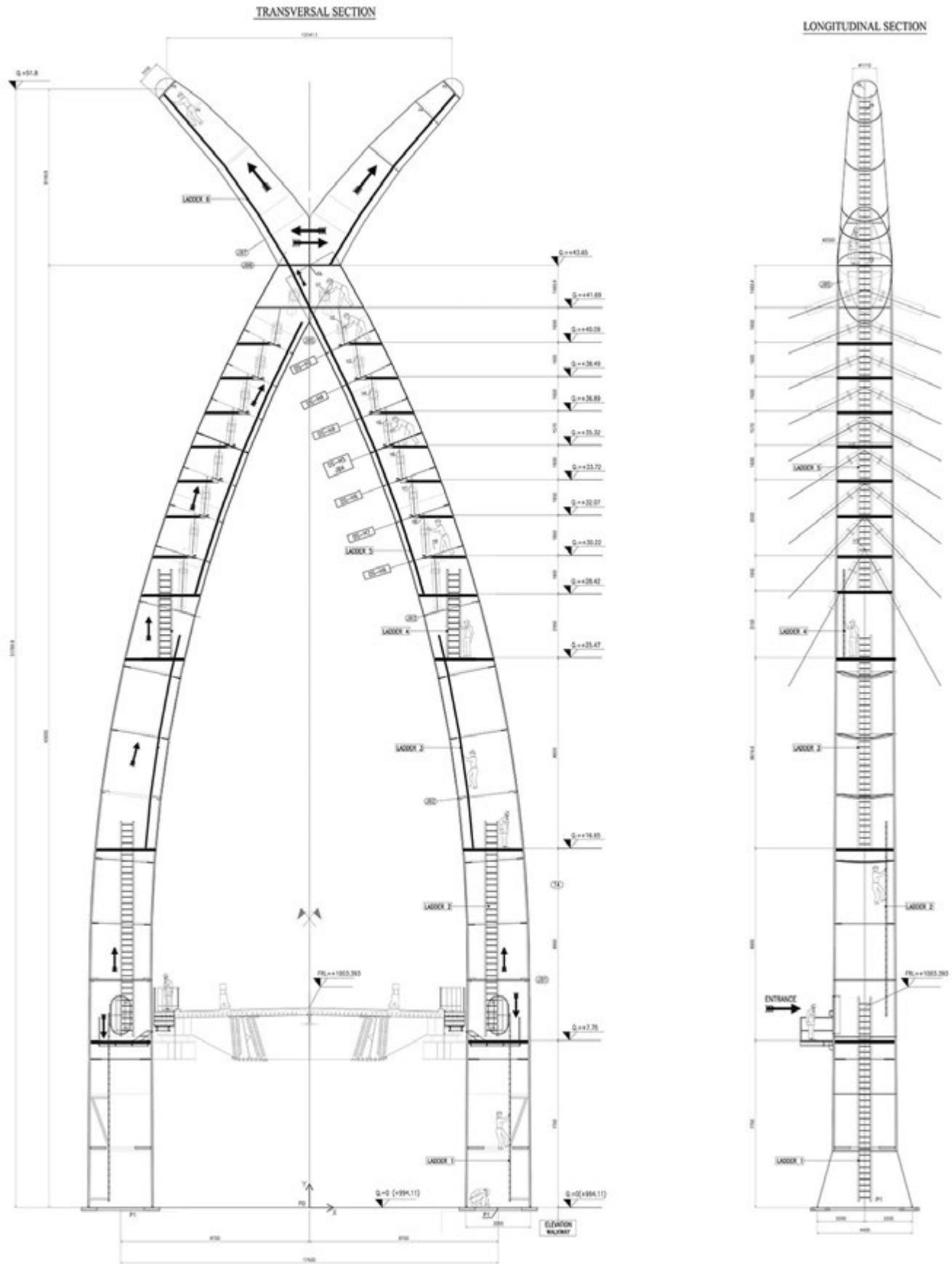


Fig. 8. | Schema dei percorsi di manutenzione all'interno delle antenne

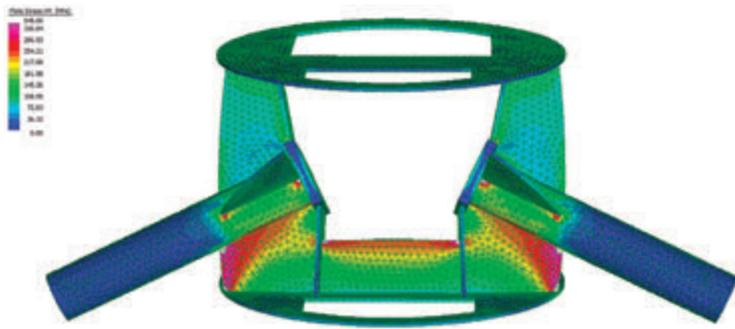


Fig. 9. | Modello tridimensionale agli elementi finiti del dettaglio di collegamento antenna-strallo



Fig. 10. | Dettaglio dell'incastro di base delle antenne in fase di montaggio



Fig. 11. | Dettaglio dell'incastro di base delle antenne a fine lavori

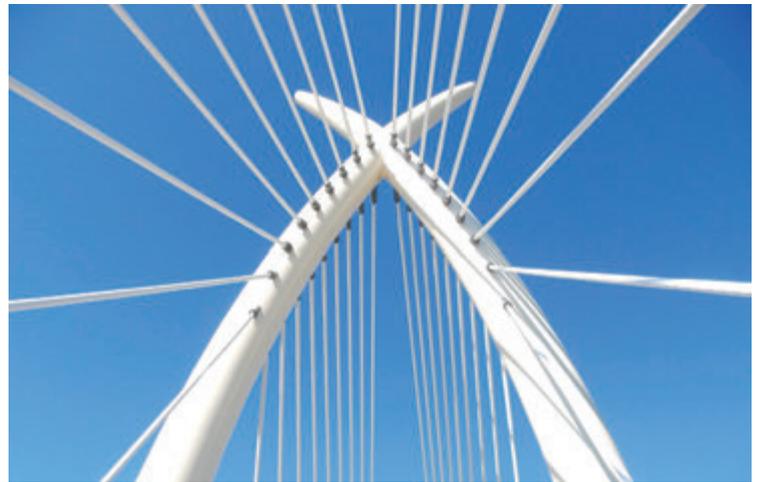


Fig. 12. | I trentasei stralli in corrispondenza del collegamento all'antenna



3. CANTIERIZZAZIONE E MONTAGGIO

Le aree di cantiere golenali, in corrispondenza delle campate di approccio, sono stagionalmente allagate dal corso del fiume rendendo la zona impraticabile ai mezzi per le operazioni di montaggio. Per poter ovviare a questa problematica, è stato necessario realizzare un rilevato provvisorio lungo il tracciato definitivo che consentisse di operare all'asciutto per la realizzazione delle fondazioni e delle opere civili, oltre a consentire il pre-assemblaggio a terra delle campate metalliche (figura 13).



Le antenne, come precedentemente descritto suddivise in macroconci di lunghezza 8÷12 m, sono state assemblate con l'ausilio di gru da 200 e 250 t, utilizzando un unico bilancino studiato e dimensionato per agevolare la movimentazione ed il posizionamento dei conci. Le due gambe delle torri sono montate indipendentemente l'una dall'altra, e la continuità strutturale tra le due viene garantita da un sistema di martinetti ed imbottiture (figura 14).

Visti pesi e dimensioni delle barre di ancoraggio delle antenne,



Fig. 13. | Foto aerea delle aree di cantiere rispettivamente lato Antenna 1 (a sx) e lato Antenna 2 (a dx)



Fig. 14. | Sollevamento con gru di grande portata di una campata delle rampe di luce 45m

I rilevati provvisori hanno quindi consentito il montaggio delle rampe e delle prime campate del ponte strallato fino alle antenne; anch'esse montate in rilevato.

Considerata la ridotta luce delle campate di approccio è stato possibile prevedere una campagna di sollevamenti, campata per campata, utilizzando gru di grande portata, da 150 a 200 t, limitando in numero dei giunti in quota ed evitando la necessità di prevedere pile provvisorie intermedie (figura 14).

particolare attenzione è stata riservata al sistema di dime per il posizionamento delle stesse. Una torre provvisoria a perdere è stata progettata per sorreggere le barre e le relative dime ed è stata equipaggiata di sistemi di regolazione per garantire il corretto posizionamento della piastra di base prima del getto della fondazione (figura 15).

Per il ponte strallato, le campate di riva fino alle antenne sono state montate servendosi di 3 pile provvisorie per ciascun lato.



Fig. 15. | Fasi realizzative delle antenne: in evidenza il bilanciamento per sollevamento e l'accessibilità a quota impalcato



Fig. 16. | Il "matching" tra la dima e la piastra di base (a sx) e il castello in posizione completo di dime e barre (a dx)



Fig. 17. | Fase di pretesatura degli stralli lato Antenna 1 (a sx) e lato Antenna 2 (a dx)

Dopodiché su tali campate si è proceduto con l'installazione di tutti gli stralli a bassa tensione ($1 \div 1,5$ t a trefolo), prima di procedere con lo scalaggio delle pile provvisorie. Con la rimozione delle pile provvisorie ed il successivo montaggio dei conci in alveo gli stralli di riva hanno raggiunto il grado di tesatura atteso.

Per il montaggio dei conci dell'impalcato nella campata navigabile si è dovuto procedere con un avanzamento a sbalzo non bilanciato dall'asse delle antenne verso il centro del fiume (figura 18).

Il montaggio di ciascun concio in alveo ha quindi seguito la seguente fasizzazione:

- connessione del concio ai precedenti;
- rilascio del carico ed abbandono del pontone;
- installazione del relativo strallo e successiva tesatura per recuperare la freccia elastica e portare la punta del concio a sbalzo sull'allineamento teorico di montaggio.

I conci, completi delle predalle prefabbricate, sono stati portati in quota mediante l'utilizzo di un pontone da 150 t di capacità. Poiché le variazioni altimetriche stagionali del livello del fiume Okavango sono nell'ordine dei 2 m, il pontone è stato equipaggiato di torri provvisorie e blocchi di calaggi modulabili in modo da gestire le variazioni altimetriche.

In particolare, erano presenti tre differenti sistemi di regolazione possibili per il posizionamento del concio e l'esecuzione dei giunti:

- il primo, macroscopico, consisteva nella possibilità di modulare la pila provvisoria con calaggi e/o porzioni di pila per compensare le variazioni stagionali della quota del fiume;
- il secondo, di maggiore precisione, era garantito da un sistema di martinetti in grado di correggere l'inclinazione e l'altimetria del concio, da utilizzarsi in affiancamento alla porzione dell'impalcato a sbalzo già realizzata;
- il terzo sistema era garantito dal ballastaggio del pontone, la cui funzione principale era quella di consentire la presa in carico del concio da parte del ponte e l'abbandono del pontone.

Per agevolare le manovre planimetriche di accostamento del concio al treno di varo, il pontone è stato equipaggiato di verricelli ai quattro angoli, che, ancorati a bitte poste sulle due rive, hanno supportato i sistemi di propulsione del pontone per la

stabilizzazione alle correnti. (figura 19).

Le fasi di montaggio dei conci in alveo sono avvenute pressoché in contemporanea dalle due rive fino alla chiusura dello strallato mediante il concio di chiave. Con l'installazione del concio di mezzeria sono state quindi connesse strutturalmente le due porzioni di impalcato. Per agevolare le operazioni di movimentazione del concio di chiave sono stati previsti sistemi di spinta in corrispondenza delle torri per regolare il varco tra i due impalcati in fase transitoria (figura 20).

Al termine delle operazioni di montaggio dei conci ed unite le due porzioni di impalcato al di sopra del fiume, si è proceduto al getto della soletta ed alla posa degli arredi stradali.

4. LA TESATURA DEGLI STRALLI

La fasistica scelta per il montaggio dell'impalcato strallato ha sicuramente agevolato le imprese nelle operazioni di cantiere, ma ha reso più difficile il controllo delle geometrie, rispetto ad un più usuale montaggio a sbalzo procedendo in maniera simmetrica rispetto alle antenne. Il motivo della maggiore aleatorietà delle rilevazioni è legato al fatto che, operando con stralli a bassa tensione ($1 \div 1,5$ t a trefolo), è stato necessario tenere in conto la non linearità del modulo elastico apparente degli stralli dovuto all'effetto catenaria, non solamente in fase di tesatura dello strallo stesso, ma anche durante tutte le fasi di montaggio. Nel grafico riportato in figura 21 si può notare che la curva di variazione del modulo elastico apparente, ottenuta secondo la EN1993-1-11 (§5.4.2), presenti due asintoti orizzontali. L'asintoto superiore è quello prossimo al raggiungimento del modulo elastico di progetto, limite oltre al quale è possibile trascurare effetti dovuti alla non linearità derivante dall'effetto catenaria. Il secondo, invece, è presente a bassissime tensioni: nelle fasi di pre-tesatura i carichi erano prossimi a questo valore, rendendo quindi più complesso e delicato cogliere il comportamento complessivo del sistema stralli delle campate di riva. Nonostante queste difficoltà il montaggio ha rispettato i valori di deformata e tesatura attesi in tutte le fasi. Si è reso necessario intervenire una seconda volta su alcuni stralli, specie quelli nella campata di riva a seguito dello scalaggio delle



Fig. 18. | Il montaggio della campata da 200 m in avanzamento sopra il fiume

pile provvisorie, per correggerne il tiro ed allinearne la rigidezza a quanto previsto a progetto nei modelli di calcolo.

5. APERTURA AL TRAFFICO

Il ponte è stato aperto al transito il 14 gennaio 2023.

6. CONCLUSIONI

L'Okavango River Bridge non è solamente un ponte strutturalmente complesso ed architettonicamente iconico. La sua realizzazione ha reso necessarie le massime cautele al fine di preservare e mantenere inalterato l'ecosistema di uno dei più importanti paradisi naturali del mondo. Semplificando l'accesso ai villaggi e facilitando il trasferimento dei beni di primaria necessità, l'opera rappresenta un elemento di connessione a disposizione sia della comunità locale, con importanti riflessi in ambito economico e sociale, sia per il collegamento tra il Botswana e la Namibia, il cui confine si trova a pochi chilometri di distanza.



Fig. 19. | La banchina di carico del pontone per la movimentazione conci in alveo (a sx) e un concio in navigazione (a dx)



Fig. 20. | La fase di chiusura dell'impalcato sul fiume con il montaggio del concio di chiave

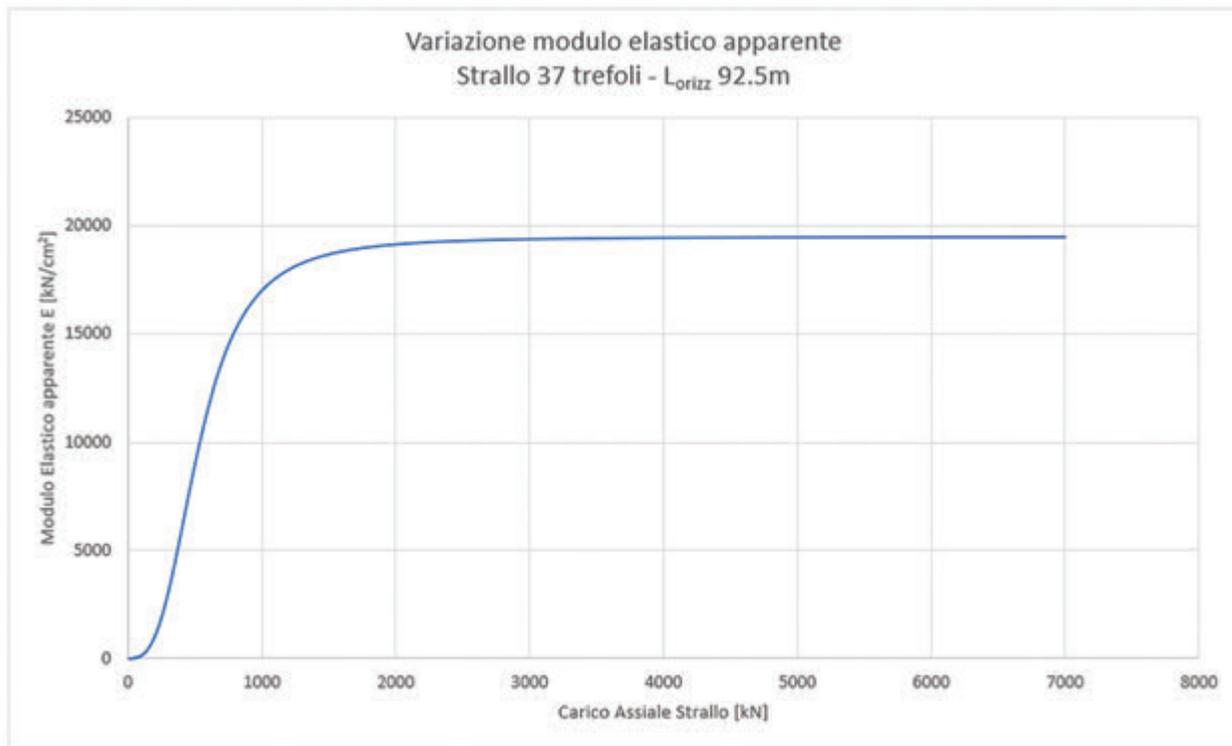


Fig. 21. | Variazione modulo elastico al variare del carico sullo strallo



7. I NUMERI DELL'INTERVENTO

Qui di seguito si riportano i numeri più significativi dell'Okavango River Bridge.

- Committente:	Roads Department Botswana		
- Società costruttrice:	JV Itinera-Cimolai		
- Progettazione esecutiva/montaggio:	Seteco Ingegneria S.r.l.		
- Sviluppo complessivo:	1161 m		
- Larghezza impalcato:	12,4 m		
- Numero di stralli:	36, ciascuno con numero di trefoli variabile da 27 a 55		
- Altezza antenne:	43m		
- Quantità di acciaio:	impalcato strallato:	~ 2200 t	
	rampe di approccio:	~ 1450 t	
	antenne;	~ 980 t	
- Quantità di c.a.	calcestruzzo:	~ 20660 m3	
	armature:	~ 3180 t	

RINGRAZIAMENTI

Seteco Ingegneria S.r.l. ringrazia innanzitutto le società Itinera S.p.A e Cimolai S.p.A per la collaborazione durante lo svolgimento dei lavori e la gentile concessione delle immagini fotografiche riportate.

Si ringrazia inoltre il Collegio dei Tecnici dell'Acciaio per aver riconosciuto al progetto dell'Okavango River Bridge il prestigioso premio "Best Design Award" in occasione del XXVIII Congresso C.T.A.

BIBLIOGRAFIA

- [1] EN 1990:2002/A1 Eurocode 0 - Basis of structural design
- [2] BS NA EN 1990 2005 - UK National Annex for Eurocode 0: Basis of structural design
- [3] EN 1991-1-4:2005/A1 Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions
- [4] BS NA EN 1991-1-4:2010 - UK National Annex for Eurocode 1: Action on structure. General action. Wind action
- [5] EN 1991-1-5:2003 Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions
- [6] BS NA EN 1991-1-5:2003 - UK National Annex for Eurocode 1: Action on structure. General action. Thermal actions
- [7] EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges
- [8] BS NA EN 1991-2:2003 - UK National Annex for Eurocode 1: Action on structure. Traffic loads on bridges
- [9] EN 1992-1-1:2004/A1 Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [10] BS NA EN 1992-1-1:2004 - UK National Annex for Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings
- [11] EN 1993-1-1:2014 Eurocode 3: Design of steel structure - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [12] BS NA EN 1993-1-1:2005 - UK National Annex for Eurocode 3: Design of steel structure. General rules and rules for buildings
- [13] EN 1993-2:2007 Eurocode 3: Design of steel structure - Part 2: Steel bridges
- [14] BS NA EN 1993-2:2006 Eurocode 3: Design of steel structure. Steel bridges
- [15] Kijko A. and Partridge T.C. (2008). Probabilistic seismic hazard analysis for the Okavango River Bridge in Mohembo Village, Report no.6,(rev1.01).



Pierangelo Pistoletti

Il Prof. Ing. Pierangelo Pistoletti è il fondatore della Seteco Ingegneria, società che opera nel settore della carpenteria metallica da oltre 40 anni, specializzata nella progettazione di ponti e strutture metalliche per uso civile, industriale ed infrastrutturale, con prevalenza di interventi nella progettazione di ponti e viadotti metallici ed a sezione mista, stradali e ferroviari. In ambito universitario, dal 2006 è Professore presso l'Università degli Studi di Genova per il corso "Costruzioni di Ponti". Autore di svariate pubblicazioni e memorie tecniche, è stato docente in vari corsi di aggiornamento professionale ed è membro di commissioni per la redazione delle CNR DT-207 e per le "Linee Guida ANAS per la progettazione di Ponti e Viadotti".



Paolo Maestrelli

Inizia la sua collaborazione presso Seteco Ingegneria nel 1995 e dal 2002 ne diventa Socio e Direttore Tecnico. Gli oltre 25 anni di carriera ed il bagaglio di competenze nell'ambito della progettazione maturato affrontando una variegata tipologia di strutture lo rendono una figura con un'esperienza a 360° nell'ambito della progettazione, con un'elevata specificità maturata nell'ambito dei ponti e viadotti di qualsiasi tipologia. Dal 2020 è certificato ispettore di ponti di terzo livello (Comprehensive Level). Attualmente è Amministratore Delegato di Seteco e responsabile dell'area progettazione della società.



Simone Varni

Conseguita la laurea in Ingegneria Civile presso l'Università di Genova nel 2000, inizia a lavorare presso la Seteco Ingegneria seguendo progetti di ponti di rilevanza nazionale ed internazionale e sviluppando una vasta esperienza nel campo dei ponti strallati, ad arco e reticolari. Dal 2006 è assistente universitario del prof. Pistoletti per il corso di "Costruzione di Ponti" dell'Università degli Studi di Genova, dal 2018 è socio di Seteco Ingegneria e dal 2020 anche Amministratore Delegato e Direttore Tecnico. Nel corso della sua carriera è stato relatore a convegni universitari ed a seminari organizzati dal CTA, dallo IABSE, dall'IIS e dall'Ordine degli Ingegneri di Genova. È attualmente iscritto al secondo anno del XXXVI ciclo di Dottorato Industriale presso il DICCA, dipartimento dell'Università degli Studi di Genova



Marco Chinchio

Si laurea in Ingegneria Edile-Architettura presso l'Università di Genova nel 2014 e, da giugno 2015, inizia la sua collaborazione presso la Seteco Ingegneria. Oltre ad avere curato la progettazione esecutiva ed il montaggio dell'Okavango River Bridge, ha seguito la progettazione di ponti ferroviari e stradali in Italia, Algeria, Danimarca, Svezia, e, più recentemente, in Francia. Attualmente è Project Manager e referente all'interno di Seteco per lo sviluppo della progettazione di ponti ferroviari in Italia.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

NUOVA VIABILITÀ DI EGNA: PONTE SUL FIUME ADIGE E SOVRAPPASSO SULL 'AUTOSTRADA A22

NEW ROADWAY SYSTEM IN EGNA: BRIDGE OVER THE RIVER ADIGE AND OVERPASS TO THE A22 MOTORWAY

Ing. Giovanni Costa*, Ing. Leonardo Balocchi, Ing. Enrico Zambella | Steel Project Engineering S.r.l. - Livorno, Italia

Il ponte stradale e ciclo-pedonale sul fiume Adige a Egna presenta un'unica campata di luce 81,4 m con schema ad arco a via inferiore a spinta eliminata ed impalcato in struttura metallica; il Sovrappasso all'Autostrada A22 presenta lo stesso schema statico con una luce netta di 46 m. Entrambi gli impalcati sono composti da un cassone pluricellulare con sezione a goccia e deck superiore in lastra ortotropa, sorretto da un unico arco inclinato in sezione trapezoidale e posto in posizione eccentrica rispetto alla sezione trasversale; la cortina di pendini di sospensione dell'impalcato è costituita da profili a doppio T ad altezza variabile così come i remi disposti a interasse discreto per il sostegno della pista ciclabile e del percorso pedonale che sono posti all'esterno della sezione trasversale del cassone di impalcato. Il montaggio dell'impalcato è stato realizzato, nel caso del ponte sull'Adige, per varo di punta su appoggi provvisori costituiti da rulliere su spalla di lancio e carrelliere su spalla di arrivo. Per ridurre la luce di avanzamento a sbalzo si è utilizzato un avambecco reticolare di circa 36 m ed un retrobecco in coda al ponte per le fasi finali di spinta. Per il Sovrappasso all'A22 si è fatto ricorso all'assemblaggio dell'impalcato in area sopraelevata di cantiere ed alla traslazione mediante trasportatori modulari auto-semoventi (SPMT).

The road and cycle-pedestrian bridge over the river Adige in Egna is a steel bowstring arch bridge with a single span of 81.4 m; the Overpass to the A22 motorway has the same static scheme with a clear span of 46 m. The both bridges have a multi-cellular box section with an upper deck made of an orthotropic plate. They are supported by a single inclined arch with trapezoidal section placed in an eccentric position with respect to the cross section; the hangers are made up of I-section profiles with variable height as well as the cantilevers arranged at a spacing of 3,3m to support the cycle and pedestrian path which are external to the cross section of the deck.

The bridge over the river Adige will be launched on temporary supports consisting of roller bearings on abutments and a trolley on launching yard. To reduce the cantilevered span, a lattice prop on arrival abutment and a 36 m-launching nose are provided; a rear nose will be used for the final launching phases. For the overpass on the A22, the deck was assembled in an elevated area of the construction site and transferred using Self Propelled Modular Transporters (SPMT).



Fig. 1 | Rendering dell'intervento finale

(*) Corresponding Author. Email: giovanni.costa@steelproject.it



Fig. 2 | Ponte sull'Adige Vista del ponte lato Spalla Ovest

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera realizza un attraversamento pedonale, ciclabile e veicolare che mette in collegamento la riva destra del fiume Adige, lato Autostrada A22, con l'abitato di Egna, in maniera da bypassare il vecchio ponte esistente e collegare l'abitato di Egna con lo svincolo autostradale dell'A22 (figura 1).

L'esigenza della Stazione Appaltante (Autostrada del Brennero, su mandato della Provincia Autonoma di Bolzano ed in accordo con il Comune di Egna) era quella di dare una risposta alle problematiche di viabilità dell'abitato di Egna nel suo collegamento alla zona industriale ed all'ingresso nell'Autostrada A22, gestendo al contempo le intersezioni con il sistema di ciclovie turistiche che corrono sugli argini del Fiume Adige ed attraversano il nucleo del centro storico di Egna; al contempo andava risolta la problematica della sicurezza idraulica fortemente penalizzata dalla tipologia di impalcato a travata su 5 pile in alveo del ponte esistente, il cui stato di conservazione avrebbe inoltre reso necessario un pesante intervento di ristrutturazione. A valle di un concorso di progettazione, la scelta dell'Amministrazione è quindi finita su due opere che, oltre ad accogliere le istanze sopra illustrate, lasciassero un segno estetico di pregio nel panorama della valle, realizzando non solo una moderna e funzionale arteria stradale bensì un vero connubio fra tutte le possibilità modalità di fruizione della mobilità sostenibile e

nell'ambito paesaggistico delle valli del Trentino Alto Adige.

Il Ponte ad arco sul Fiume Adige (figure 2-3), con la sua piattaforma pedonale e la pista ciclabile in sede separata da quella stradale, diventa il simbolo di una mobilità completamente sostenibile e paesaggisticamente integrata con il contesto del fondo valle. Insieme al vicino Sovrappasso autostradale (figura 5), andrà a migliorare in maniera significativa la viabilità ed il paesaggio

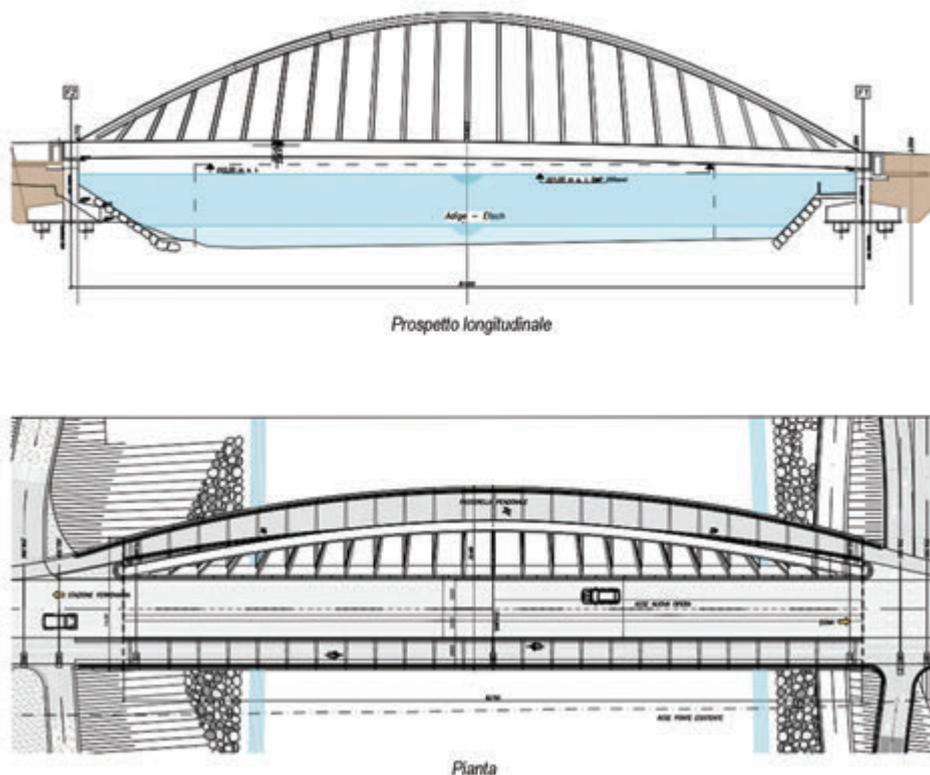


Fig. 3 | Ponte sull'Adige - Assieme generale dell'opera

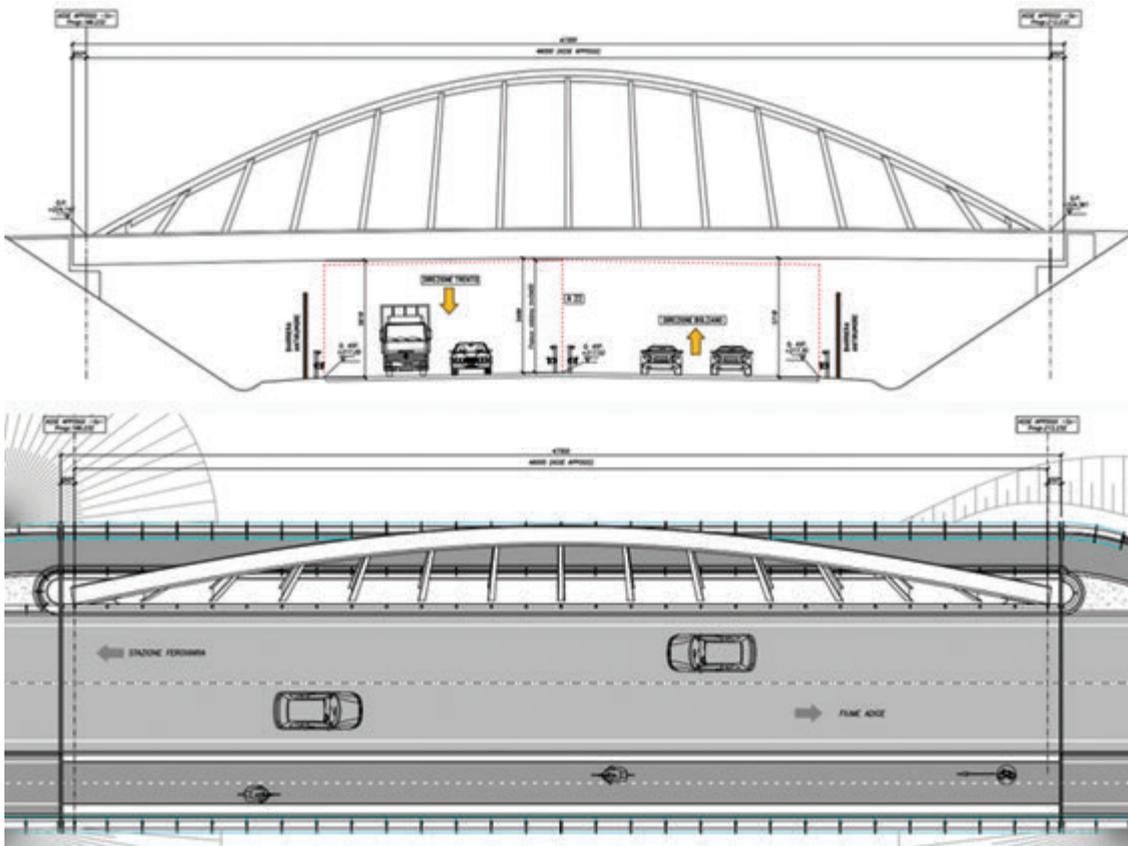


Fig. 4 | Sovrappasso all'A22 - Assieme generale di carpenteria

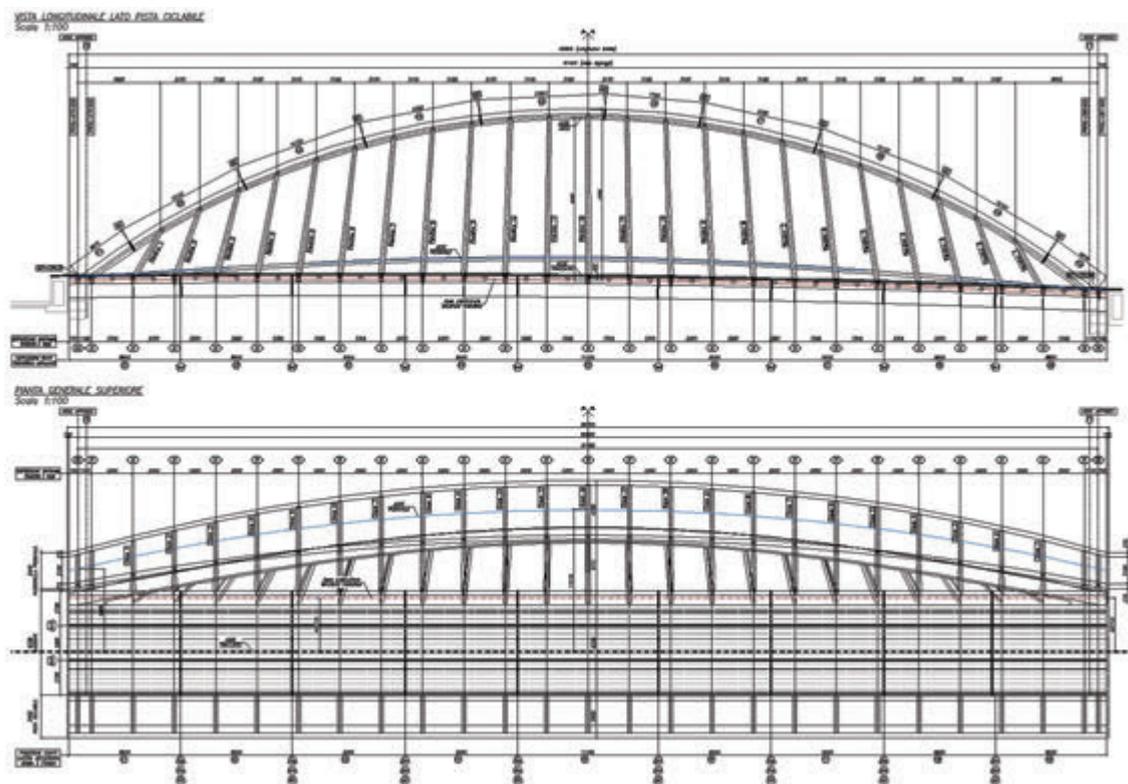


Fig. 5 | Ponte sull'Adige - Assieme carpenteria metallica

fluviale della vallata.

Dal punto di vista della viabilità la sezione stradale dell'opera è così composta: due corsie ciascuna di 2,75 m di larghezza e dotate ciascuna di banchina di 0,50 m di larghezza, un marciapiede pedonale ed una pista ciclabile in sedi separate alle due estremità della sezione trasversale di impalcato. Per il Sovrappasso dell'Autostrada A22 il marciapiede pedonale ha una larghezza costante di 1,5 m posizionato in adiacenza all'impalcato stradale subito oltre l'arco obliquo del ponte, mentre per il Ponte sull'Adige la sezione pedonale è di larghezza variabile da 1,5 a 3,5 m e si distacca di oltre 5 m dall'impalcato andando a formare un vero e proprio belvedere aggettante sul Fiume Adige. La pista ciclabile invece ha larghezza costante su entrambi gli impalcati pari a 3,0 m. Il ponte sull'Adige presenta una struttura ad arco a via inferiore (figura 4): l'impalcato, di luce 81,4 m e larghezza di carreggiata destinata al traffico pari a 7,00 m, è collegato all'arco da pendini a sezione a doppio T composti saldati a sezione variabile rastremata dal basso verso l'alto. L'impalcato è irrigidito da diaframmi posti a un interasse costante di 3,30 m e presenta 3 anime interne in modo da formare una sezione chiusa di tipo scatolare pluricellulare. Sono previste delle nervature di rinforzo longitudinali sotto il piano stradale a formare una piastra ortotropa sul deck superiore. In corrispondenza di ogni diaframma sono previsti dei remi in doppio T a altezza variabile a sostegno delle solette in c.a. destinate a ospitare le piste ciclabile e pedonale. La pista ciclabile ha

una larghezza complessiva di circa 3,60 m ed è contigua al corpo centrale dell'impalcato, mentre la passerella pedonale si allarga planimetricamente rispetto alla sezione trasversale del cassone fino a raggiungere uno sbalzo di quasi 8 m. Il ponte è interamente realizzato in acciaio S355W verniciato secondo il RAL (bianco) definito dalla Committenza. Il sovrappasso all'Autostrada A22 (figura 6) presenta lo stesso schema statico e la stessa concezione strutturale del Ponte sull'Adige con una luce inferiore pari a 46 m; la sezione trasversale presenta analoga tipologia di cassone pluricellulare, come unica sostanziale differenza rispetto all'altro impalcato è la geometria della passerella pedonale che si mantiene adiacente al cassone, anche se sempre sostenuta da remi a sbalzo.

Nei paragrafi seguenti sono descritte nel dettaglio le caratteristiche geometriche, statiche e funzionali dei diversi elementi strutturali e le modalità di montaggio delle due opere d'arte, che per esigenze logistiche e di interferenze con fiume ed autostrada hanno seguito una metodologia di montaggio e varo differente.

1.1 Impalcato

Il cassone che costituisce l'impalcato metallico (figura 5) presenta una sezione chiusa pluricellulare formata da 5 anime ed altezza variabile trasversalmente. Il deck superiore è irrigidito da nervature longitudinali in piatto, mentre il deck inferiore è formato da

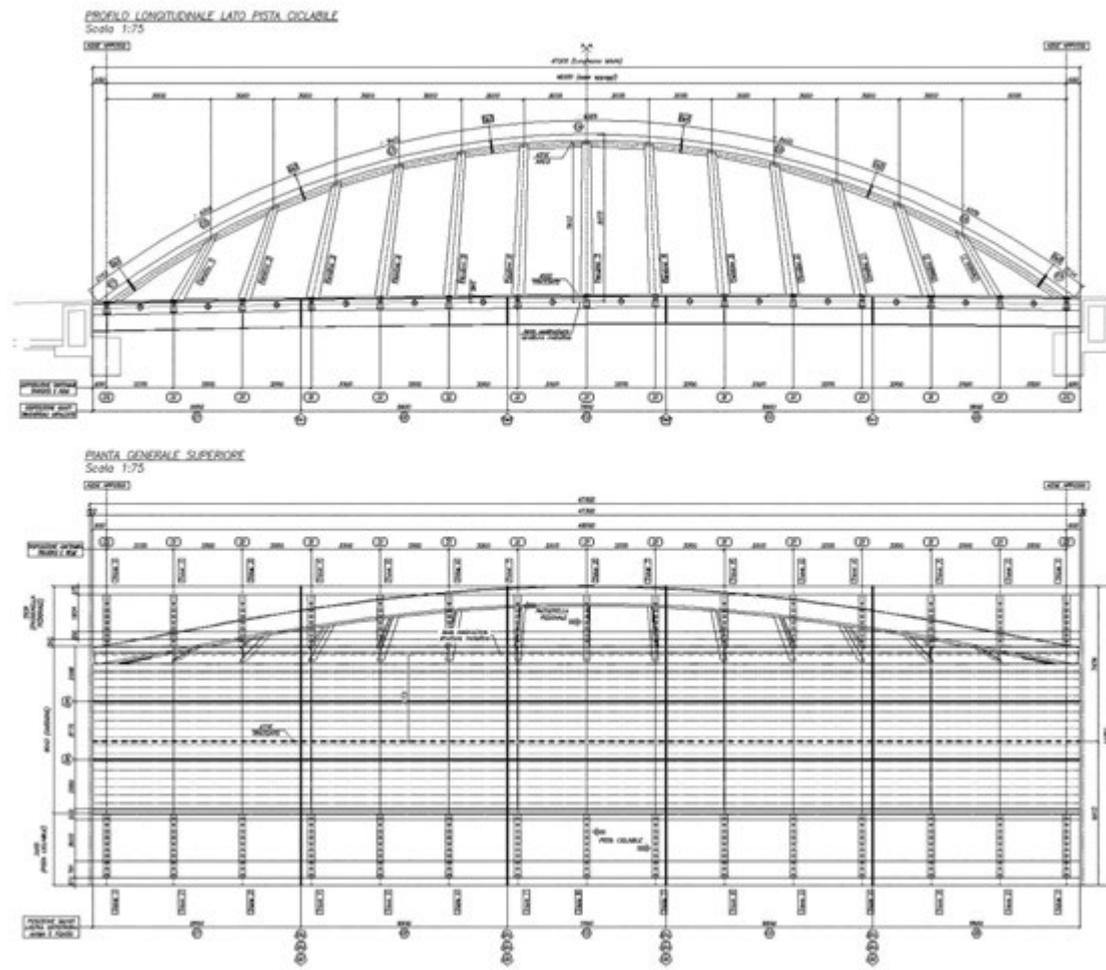


Fig. 6 | Sovrappasso all'A22 - Assieme carpenteria metallica

lamiere non irrigidite di spessore variabile. Il ponte sull'Adige, in virtù della superiore luce, ha una sezione di altezza compresa fra 650 e 1645 mm, mentre il Sovrappasso all'A22 ha un'altezza variabile da 450 a 1200 mm circa; la larghezza della sezione a cassone dell'impalcato non varia invece fra i due ponti ed è pari a circa 8 m.

I diaframmi d'impalcato (figura 7) sono disposti a interasse 3,3 m e presentano forometrie con funzione di passo d'uomo o passaggio delle canalizzazioni interne. Su entrambe le superfici laterali degli impalcati, in corrispondenza dei diaframmi interni al cassone, sono previsti remi a sostegno delle piste ciclabili e pedonali. Nel

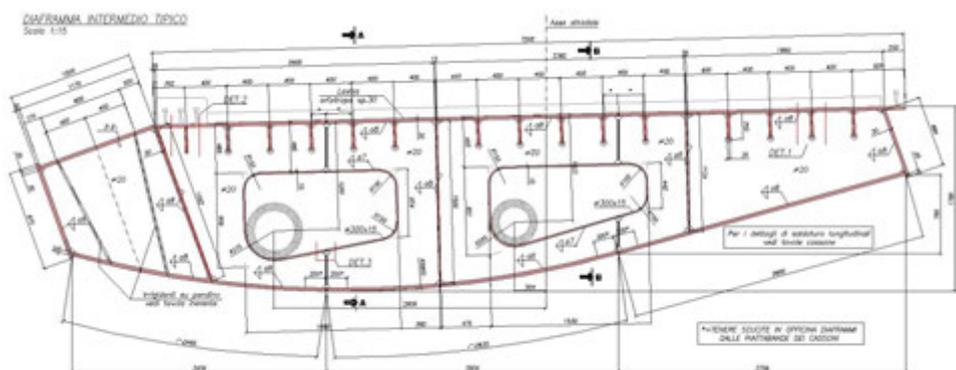
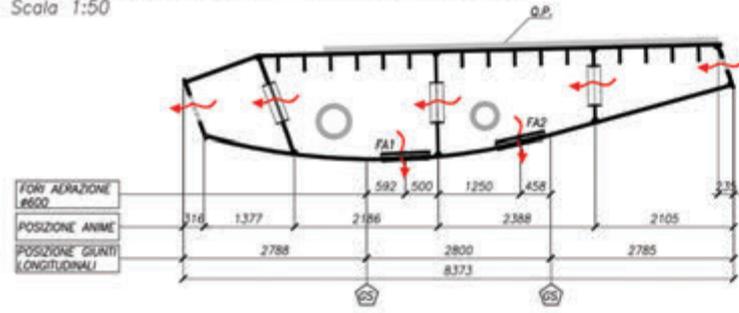


Fig. 7 | Ponte sull'Adige - Sezione trasversale d'impalcato

SEZIONE TRASVERSALE – FORI DI AERAZIONE
Scala 1:50



SEZIONE TRASVERSALE – FORI USCITA CONDENSA
Scala 1:50

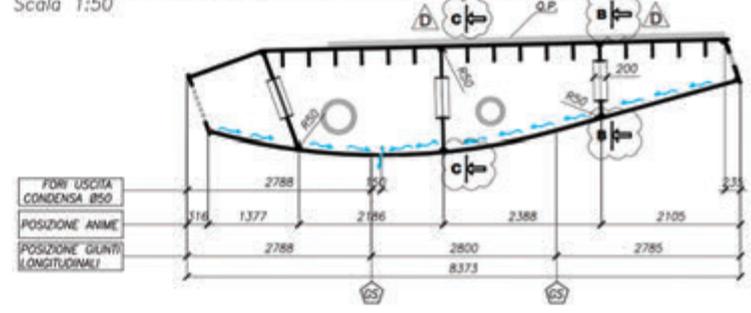


Fig. 8 | Cassone d'impalcato – Fori di aerazione (a) e scarico della condensa (b)



Fig. 9 | Cassone d'impalcato – Vista laterale (a) e da sotto (b)

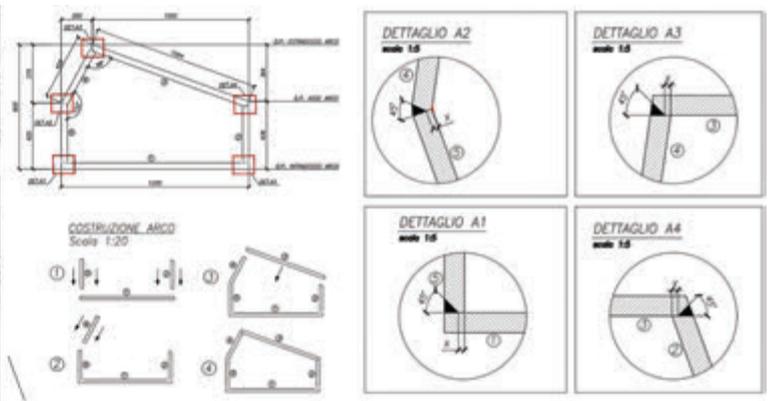


Fig. 10 | Arco – Sezione trasversale (a), schema di composizione (b) e dettagli di saldatura (c)

caso del ponte sull'Adige il percorso pedonale, situato a nord, ha un andamento plano-altimetrico variabile che esalta l'inclinazione dell'arco ottenendo una resa estetica notevole. La quota di partenza, in asse appoggio su spalla, coincide con il piano viabile stradale per poi aumentare fino a circa +1,50 m procedendo dall'imposta dell'arco fino alla mezzeria dell'impalcato, dove il concomitante allargamento di piattaforma crea un vero e proprio punto di osservazione panoramico sul Fiume Adige. La larghezza totale della soletta in c.a. varia da circa 2,95 m all'appoggio fino a 4,90 m in mezzeria ed è distanziata dal cassone di impalcato principale da un minimo di 40 cm (spalla) a un massimo di circa 5 m (mezzeria) in proiezione orizzontale.

Grande attenzione è stata posta nei dettagli costruttivi relativi agli scarichi dell'acqua di condensa (figure 8a e 9b) e del sistema di aerazione del cassone (figure 8b e 9a), con fori presenti sulle anime e sul fondo del cassone, in abbinamento alla protezione offerta dall'acciaio auto-patinabile S355W e dal ciclo di protezione superficiale alla corrosione previsto sia all'esterno che all'interno delle strutture del cassone.

1.2 Arco

L'arco singolo, disposto in posizione eccentrica rispetto all'asse stradale presenta una sezione a pentagono realizzata per composizione saldata (figure 10 a, b, c). Il piano di costruzione è disposto

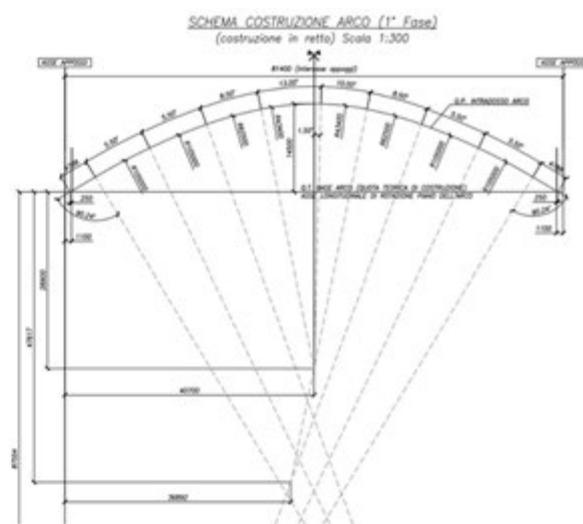


Fig. 11 | Arco – Sezione trasversale (a), schema di costruzione asse policentrico (b)



Fig. 12 | Pendini e remi – Assieme (a), dettagli costruttivi (b) (c)

su un piano inclinato di 20° rispetto alla verticale (figura 11) creando in questa maniera un effetto prospettico che enfatizza ulteriormente la snellezza della sezione; nel caso del Ponte sull'Adige l'arco è tracciato su una policentrica che presenta una freccia massima di 13,5 m rispetto all'asse impalcato, mentre per il sovrappasso all'Autostrada A22 la freccia massima è pari a 7,6 m. Tutti gli elementi strutturali sono collegati tra loro con giunti saldati a piena penetrazione.

1.3 Pendini e remi

Il collegamento dell'arco all'impalcato è realizzato per mezzo di pendini in sezione variabile a doppio T, costruiti per composizione saldata, che vanno a rastremarsi dal basso verso l'alto e si collegano tramite saldatura in opera sia all'impalcato, sia all'arco. Ad entrambe le estremità dei pendini sono state predisposte opportune nervature di irrigidimento interne all'arco ed all'impalcato, allo scopo di riprendere localmente le forze assiali degli elementi di sospensione ed evitare fenomeni di punzonamento o instabilità delle lamiere a cui sono collegati.

Nel caso del Ponte sull'Adige l'andamento plano-altimetrico della passerella pedonale, che tende ad allontanarsi progressivamente dal cassone man mano che ci si approssima alla mezzeria del ponte, ha reso necessario l'introduzione di ulteriori pendinature in barre a collegamento fra le mensole di sostegno e l'arco stesso in corrispondenza dell'attacco dei pendini principali; la passerella è quindi sostenuta da remi e da pendini in barre di diametro 24 mm ciascuno. L'impalcato di calpestio della passerella pedonale è realizzato con una soletta in cemento armato di spessore complessivo 22 cm gettato su predalle in calcestruzzo. Dal punto di vista statico i remi a sostegno della passerella sono calcolati senza il contributo della pendinatura, mentre dal punto di vista dinamico la presenza dei pendini aggiuntivi permette di garantire il rispetto

dei limiti di accelerazione verticale sotto l'effetto delle forzanti che simulano il passaggio dei pedoni.

Anche la pista ciclabile, posizionata dal lato opposto dell'impalcato rispetto al percorso pedonale, è sostenuta da remi metallici a sostegno della soletta ordita in direzione longitudinale di spessore 26 cm, sempre gettata su predalle in calcestruzzo.

Nel caso del Sovrappasso all'A22 le passerelle pedonali e ciclabili



Fig. 13 | Ponte sull'Adige - Schema appoggi e dispositivi di dissipazione

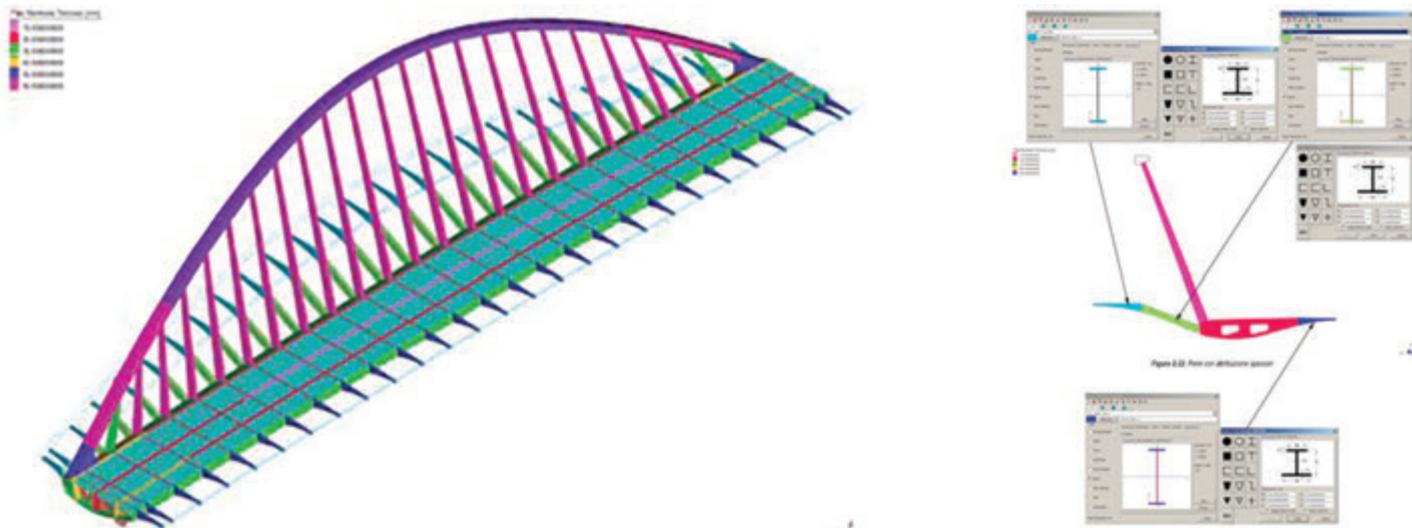


Fig. 14 | Modello FEM ad elementi Shell

sono sostenute sempre da remi a sbalzo dal cassone di impalcato ma senza l'aggetto presente sull'Adige lato percorso pedonale.

1.4 Appoggi e sistema di isolamento sismico

Ciascun impalcato è vincolato mediante appoggi a disco elastomerico con uno schema di tipo isostatico: sulla Spalla fissa è presente un dissipatore viscoso longitudinale considerato fisso in esercizio, ma con una soglia di sblocco tale da permettere uno spostamento dell'impalcato sotto un'azione sismica di entità superiore alla soglia fissata, superiore al valore massimo delle forze longitudinali raggiunte allo SLU sotto l'azione dei carichi di esercizio. Quando la forza sismica supera la soglia di sblocco il dispositivo consente spostamenti longitudinali e, mediante cilindri oleodinamici, diventa uno smorzatore sismico con valore di smorzamento equivalente pari al 60%.

Nel caso del Ponte sull'Adige la forte dissimmetria dell'impalcato porta ad uno squilibrio delle reazioni da carico verticale sull'appoggio che si trova in corrispondenza dell'arco: sotto configurazioni fortemente squilibrate (dovute a condizioni di traffico trasversalmente asimmetriche ed alla spinta laterale del vento unita al relativo effetto di depressione verticale), l'appoggio opposto risulta essere decompresso nella combinazione si Stato Limite di Equilibrio. È stato quindi necessario prevedere su tale

allineamento un dispositivo di appoggio in grado di assorbire anche reazioni negative (figura 13).

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Dal punto di vista statico le strutture principali e secondarie sono state dimensionate ai sensi delle norme italiane vigenti al momento del bando di costruzione (D.M. 17/01/2018) secondo il criterio semiprobabilistico degli stati limite, prevedendo tutte le configurazioni di carico traffico (simmetriche ed emi-simmetriche) e delle azioni ambientali più sollecitanti per arco e impalcato. Si riportano nei seguenti paragrafi gli aspetti progettuali principali relativi al calcolo degli elementi strutturali principali per le opere in oggetto.

Per il calcolo delle sollecitazioni di progetto il modello della struttura è stato realizzato con due diverse approcci di modellazione FEM dell'impalcato stesso: è stato realizzato, infatti, dapprima un modello shell (figura 14) che è servito per tarare correttamente le rigidzze dei vari elementi del successivo modello Frame (figura 15) a graticcio di aste che è stato utilizzato, invece, per le verifiche degli elementi in tutte le condizioni di carico legate all'esercizio, alle verifiche dinamiche di comfort ed alle condizioni sismiche.

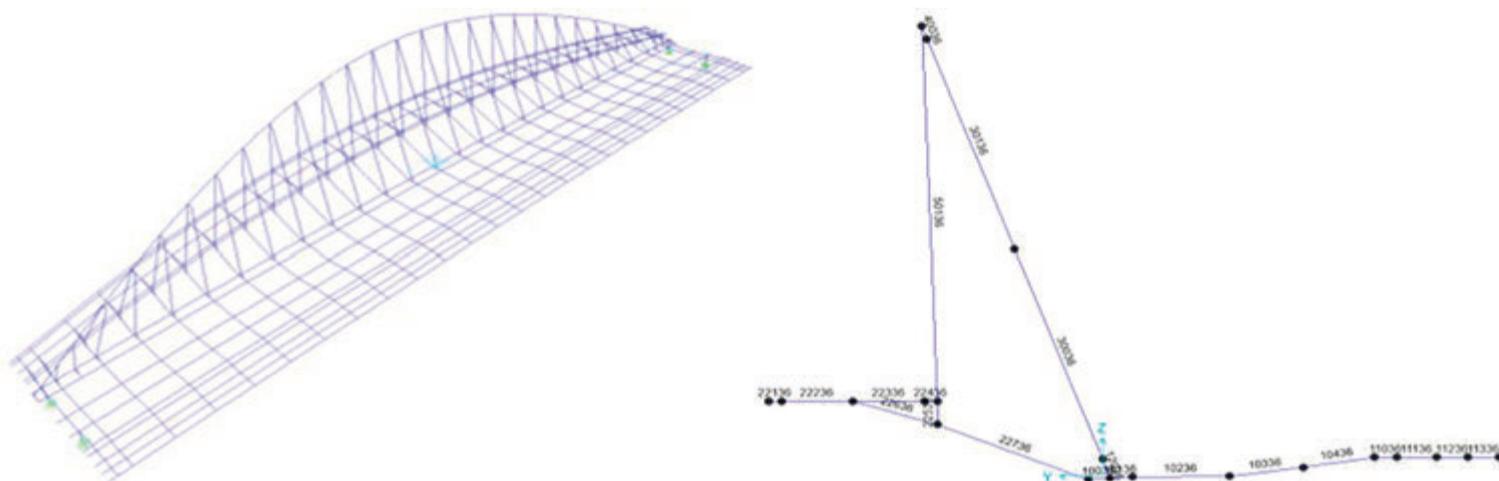


Fig. 15 | Modello FEM ad elementi Frame

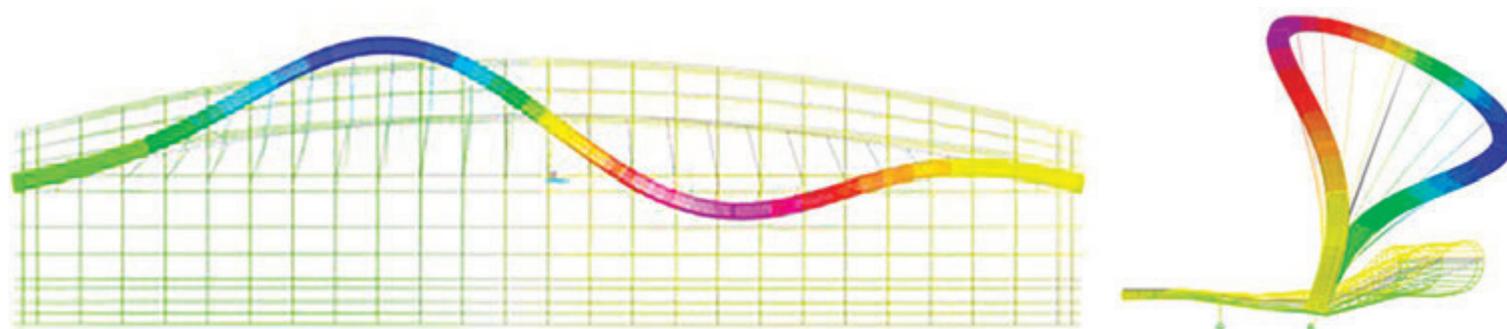


Fig. 16 | Primo modo di Buckling

2.1 Instabilità dell'arco

Le valutazioni sulla stabilità dell'arco hanno richiesto particolare cura in virtù della geometria strutturale e dei tassi di sfruttamento delle sezioni resistenti: le verifiche sono state condotte ai sensi dell'Eurocodice 3-1-7 Annex A, che definisce le seguenti possibili analisi da svolgere:

- LBA (Linear Buckling Analysis): analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura
- GNA (Geometric Non-Linear Analysis): analisi incrementale del secondo ordine in cui l'equilibrio è imposto su una configurazione iniziale indeformata ed i carichi, combinati secondo la combinazione considerata, sono fatti incrementare ad ogni passo; si tengono in conto le non linearità geometriche mentre la plasticizzazione del materiale non è considerata.
- GNIA (Geometric Non-Linear Analysis with Imperfections): analisi incrementale del secondo ordine in cui l'equilibrio è imposto su una configurazione iniziale deformata secondo le imperfezioni imposte ed i carichi, combinati secondo la combinazione considerata, sono fatti incrementare ad ogni passo; si tengono in conto le non linearità geometriche mentre la plasticizzazione del materiale non è considerata.
- GMNIA (Geometric and Material Non-Linear Analysis with Imperfections): analisi incrementale del secondo ordine in cui l'equilibrio è imposto su una configurazione iniziale deformata secondo le imperfezioni imposte ed i carichi, combinati secondo la combinazione considerata, sono fatti incrementare ad

ogni passo; si tengono in conto le non linearità geometriche e possibilità di plasticizzazione del materiale.

E' stato quindi inizialmente valutato il fattore moltiplicativo critico (α_{cr}) dei carichi secondo un'analisi di buckling (LBA) sul modello FEM 3D; in seguito, avendo ottenuto $\alpha_{cr} < 10$ è stata condotta anche un'analisi di tipo GNIA (Geometric Non-Linear Analysis with Imperfections): analisi incrementale del secondo ordine in cui l'equilibrio è imposto su una configurazione iniziale deformata secondo le imperfezioni imposte ed i carichi ponderati secondo la combinazione considerata, sono fatti incrementare ad ogni passo; si tengono in conto le non linearità geometriche mentre, a favore di sicurezza, la risorse plastiche del materiale (e quindi il comportamento non lineare dettato dal legame costitutivo dell'acciaio) non è considerata.

Il modello FEM soggetto ai carichi di esercizio ponderati allo SLU ha fornito un moltiplicatore critico di buckling pari a $\alpha_{cr,op} = 4.97$ (fuori dal piano dell'arco, vedi figura 16) e $\alpha_{cr,ip} = 21,94$ (nel piano dell'arco); sulla base del moltiplicatore critico nel piano e fuori piano sono state condotte le verifiche di instabilità a pressoflessione in accordo al Metodo generale descritto nel § C4.2.4.1.3.3.3 della Circolare esplicativa delle NTC2018, ottenendo un tasso di sfruttamento massimo pari a 0,92.

Essendo il moltiplicatore di buckling $\alpha_{cr} < 10$, è stato necessario effettuare un'analisi del 2° ordine al passo ordine in cui l'equilibrio è imposto sulla configurazione iniziale deformata, in modo da tener conto delle tolleranze funzionali di produzione e di montaggio, ed i carichi, ponderati secondo la combinazione considerata, sono

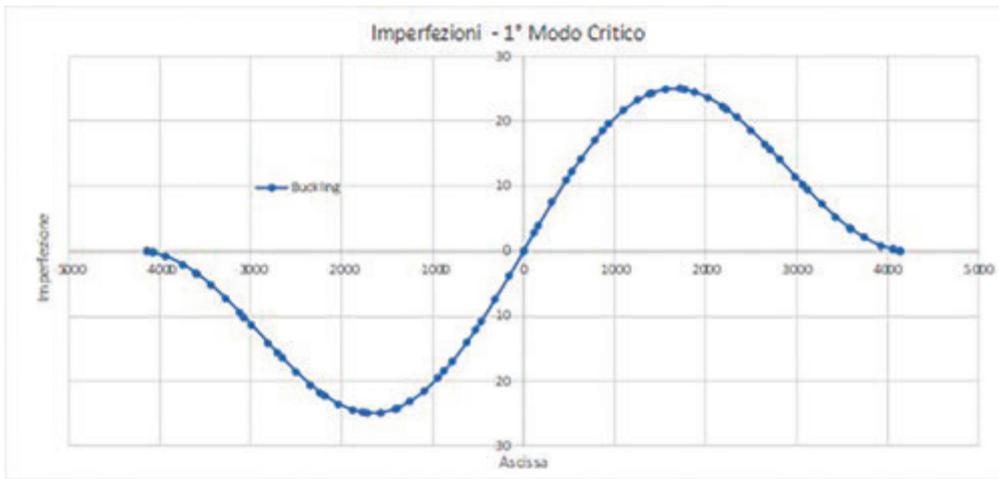


Fig. 17 | Imperfezioni per analisi del secondo ordine- Scenario 1

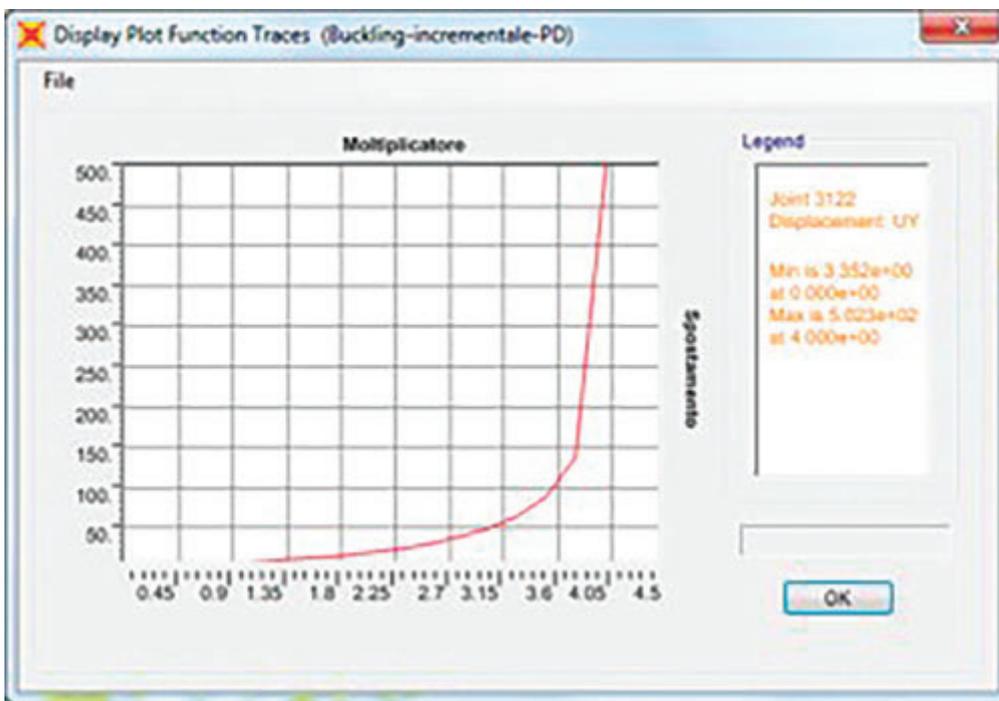


Fig. 18 | Andamento dello spostamento del punto di controllo

fatti incrementare ad ogni passo; verificando man mano lo spostamento del punto di controllo.

In particolare sono stati valutati 4 scenari con deformata iniziale forzata per tener conto delle imperfezioni di realizzazione e montaggio. Le analisi numeriche mostrano in modo evidente che la struttura è ampiamente stabile sotto i carichi di progetto, dal momento che risulta verificata l'instabilità globale allo SLU ed i rami di equilibrio mostrano un andamento pressoché lineare fino ad un moltiplicatore di carico della combinazione SLU pari a circa 4 (figura 18).

2.2 Verifica dell'impalcato in lastra ortotropa

Il cassone è stato verificato considerando la sovrapposizione degli effetti tra il comportamento globale dell'impalcato e, per il deck superiore, il funzionamento a piastra ortotropa per il passaggio dei carichi concentrati dovuti alle impronte dei carichi veicolari,

mediante lo schema di trave continua appoggiata sui traversi. Gli effetti globali e quelli locali sono stati in seguito combinati secondo quanto previsto dall'EC3-Parte 2-Annesso E e forniscono un tasso di sfruttamento massimo per gli elementi di impalcato pari a 0,81.

Particolare attenzione è stata posta nelle verifiche a fatica del cassone che risultano dimensionanti proprio per il funzionamento della lastra ortotropa; le verifiche a fatica sono state condotte per tutti gli elementi strutturali principali e secondari mediante il metodo della "Vita Illimitata" ai sensi delle NTC 2018 e dell'Eurocodice strutturale UNI EN 1993-1-9. Su richiesta della Stazione Appaltante, per le sole saldature di composizione del cassone d'impalcato, sono state effettuate anche le verifiche mediante il Metodo del Danneggiamento. Le verifiche a vita illimitata sono state condotte utilizzando il Fatigue Load Model 2 previsto da NTC ed EC3, mentre le verifiche della resistenza alla fatica delle saldature di composizione del cassone vengono effettuate con il metodo semplificato del danneggiamento equivalente descritto nelle norme UNI-EN 1992-2 e UNI EN 1993-2, utilizzando il modello di carico della fatica FLM3 con due possibili configurazioni di transito: un veicolo LM3 singolo o due veicoli entrambi viaggianti sul ponte e transitanti ad distanza di 40 m l'uno dall'altro. Le verifiche più gravose, condotte sugli elementi di lastra ortotropa forniscono un tasso di sfruttamento massimo pari a 0,97.

3 MONTAGGIO

Il ponte sul fiume Adige è stato montato mediante varo di punta: sono state previste due coppie di rulliere su spalla Ovest (spalla di lancio, vedi figura 19) e su spalla Est, quest'ultime dotate di base scorrevole per le ultime fasi di spinta necessarie ad allineare senza interferenza il diaframma di spalla all'asse appoggio; su campo varo per l'appoggio posteriore del treno di varo è stata utilizzata una carrelliera idraulica scorrevole (figura 20) su apposti cordoli in cemento armato. La spinta è garantita da argani a fune con punto fisso su spalla di lancio e aggancio alla carrelliera di coda. Sono stati utilizzati infine un avambecco di varo di lunghezza 42 m (realizzato in più conci e montato in due stadi, vedi figura 21) ed un retrobecco di 7 m (figura 22) utilizzato per il posizionamento delle zavorre antiribaltamento e per le ultime fasi di spinta e calaggio posteriore.

Il montaggio si è rivelato l'aspetto più problematico nella progettazione dell'opera, sia per ragioni logistiche che statiche.



Fig. 19 | Rulliere e trave di guida su spalla Ovest



Fig. 20 | Carrelliera con bozzello di tiro



Fig. 21 | Avambecco in 2 stadi



Fig. 22 | Retrobecco con zavorra

In primo luogo la difficoltosa accessibilità al cantiere, complicata dalla presenza in adiacenza della viabilità e del ponte esistente che rimane in esercizio durante tutte le fasi di assiemaggio e varo, ha influenzato non poco la logistica di cantiere e la programmazione degli approvvigionamenti di materiale data, inoltre, la limitata capacità di stoccaggio disponibile. La scarsa disponibilità di aree di cantiere (figure 23 e 24) ha reso necessario immobilizzare la gru su spalla di lancio per tutta la durata del cantiere, mentre su spalla Est la gru è stata presente in cantiere durante tutte le fasi di smontaggio dell'avambecco.

Il limitato spazio disponibile su campo varo ha reso necessario l'assiemaggio del ponte in due macrofasi: l'arco viene quindi a trovarsi a lavorare in una condizione "non chiusa". Ciò ha reso particolarmente problematica la gestione dell'accoppiamento di precisione dei conci di impalcato che ha richiesto l'uso di funi di tesatura per il recupero delle deformazioni. E' stato inoltre necessario sviluppare una dettagliata procedura di controllo geometrico durante le fasi transitorie. Anche gli aspetti statici hanno reso necessario uno studio dettagliato di tutte le principali

fasi di assiemaggio e varo. Il ponte presenta un comportamento statico fortemente asimmetrico a causa della disposizione eccentrica dell'impalcato e da una distribuzione di peso non bilanciata; si riscontravano, infatti, reazioni molto più importanti lato arco e spinte orizzontali dovute all'inclinazione dell'arco. Si riassumono di seguito le principali fasi di montaggio:

1. Realizzazione del primo stadio di assemblaggio su un'area di cantiere a tergo di spalla Ovest dove verranno allestite anche tutte le attrezzature necessarie al montaggio e alla spinta dell'impalcato.
2. Spinta dell'impalcato fino a liberare sufficiente spazio a tergo del ponte per il montaggio del secondo stadio di avambecco e del retrobecco. Azionamento dei tiranti per la regolazione dei lembi da saldare onde evitare pericolosi "effetti di memoria".
3. Avanzamento fino alla configurazione di massimo sbalzo con zavorra su retrobecco per sicurezza nei confronti del ribaltamento. Recupero della freccia per il montaggio del secondo tronco di avambecco, ottenuto azionando i martinetti su carrelliera e basculando attorno a Spalla Ovest, in modo da far chiudere la sezione sui perni superiori e permetterne la

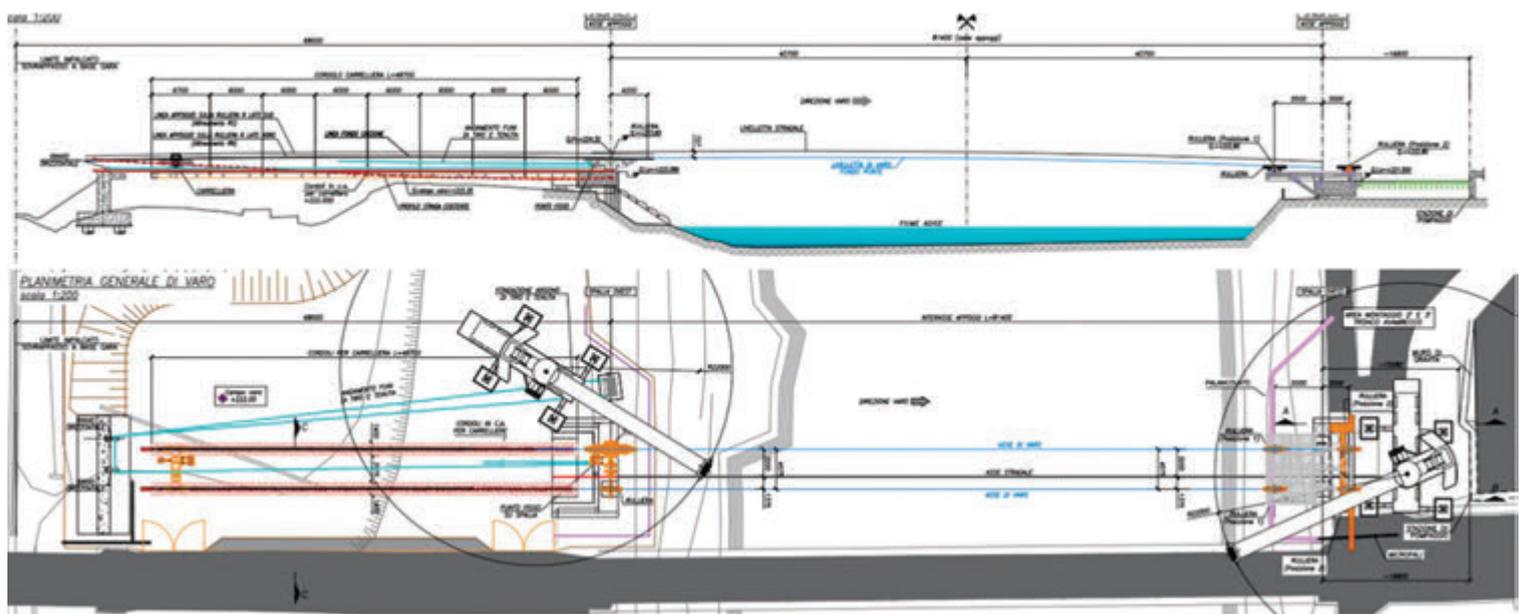


Fig. 23 | Planimetria generale di cantiere



Fig. 24 | Vista delle aree di cantiere durante l'assemblaggio del ponte

- connessione.
4. Il treno di varo avanza fino a portare la rulliera di spalla est a 1 m da asse appoggi definitivi. La rulliera viene sbloccata su avambecco (rimozione piatto a coltello) e bloccata su via di corsa in modo da permettere al ponte di scivolare su rulliera.
 5. Si procede con la spinta dell'impalcato e con lo smontaggio dei conchi di avambecco su spalla Est fino a quando il contro-baggiolo di spalla Ovest è quasi a contatto con la rulliera.

6. Si opera il sollevamento su carrelliera per la rimozione delle rulliere su spalla Ovest, si sblocca la rulliera su spalla Est e il ponte viene fatto avanzare di circa 4 m. Si procede con il calaggio dell'impalcato su appoggi definitivi e getto delle solette.

Le varie fasi di montaggio sono state esaminate dal punto di vista statico con una modellazione di tipo "staged construction" non lineare: questo modello fornisce indicazioni complete circa



Fig. 25 | Vista delle aree di cantiere durante l'assemblaggio del ponte

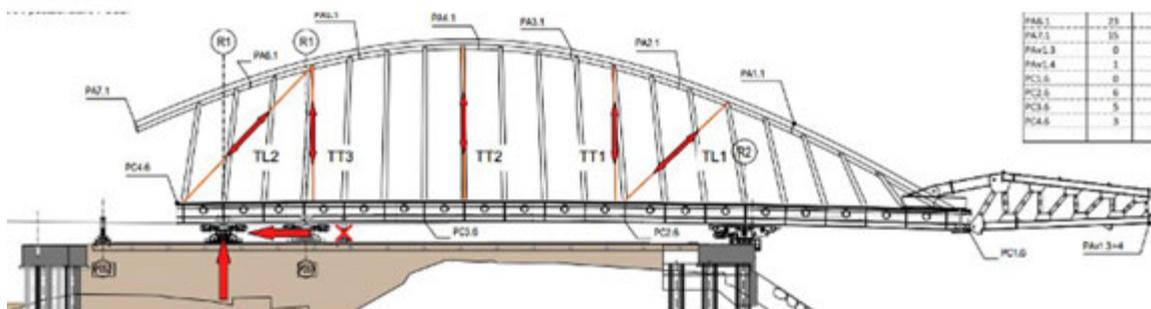


Fig. 26 | Configurazione provvisoria e recupero delle deformazioni

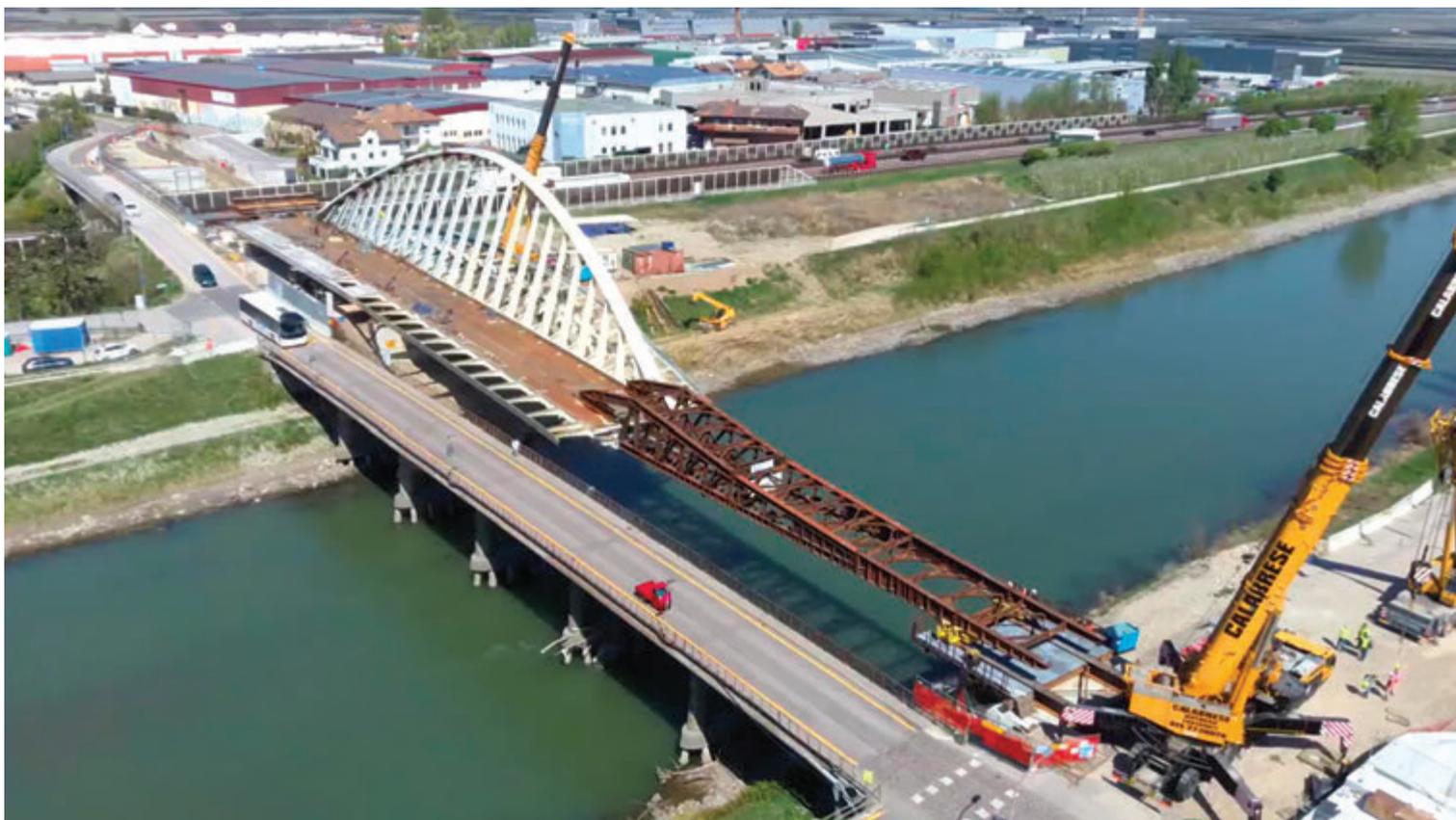


Fig. 27 | Treno di varo nelle fasi di spinta seguenti alla chiusura del giunto dell'avambecco



Fig. 28 | Presa in carico impalcato ai piedi della spalla di lancio

l'evoluzione tensionale e deformativa di tutti gli elementi. È stato possibile simulare il sistema di recupero della freccia dell'impalcato sul massimo sbalzo e la procedura di montaggio e tensionamento dei tenditori per il montaggio in congruenza del 2° stadio di arco. Per quel che riguarda la metodologia di montaggio del Sovrappasso all'Autostrada A22 si è proceduto con il completo montaggio dell'impalcato e dell'arco nell'area di cantiere e con la successiva traslazione mediante trasportatori modulari auto-semoventi (figure 28 e 29). Per limitare al massimo la fascia oraria di interruzione del traffico autostradale le manovre sono state fatte utilizzando più gruppo di SPMT, permettendo quindi il passaggio dalla spalla di lancio (lato Egna) alla spalla di arrivo senza la necessità di smontare le barriere stradali spartitraffico all'interno della sede autostradale.

4 CONCLUSIONI

Il progetto in questione ha evidenziato come la geometria dell'impalcato e le scelte architettoniche hanno imposto al Progettista Strutturale di eseguire studi approfonditi sul comportamento della struttura in condizioni ultime (buckling) ed in fase di assemblaggio e di varo. Le condizioni al contorno del sito hanno influenzato fortemente le procedure di montaggio e, di conseguenza, alcune scelte progettuali e le modalità realizzative dell'impalcato.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano BIT S.p.A. e Autostrada del Brennero S.p.A. per il materiale fotografico e per l'autorizzazione alla pubblicazione.



Fig. 29 | Posizionamento finale dell'impalcato

DATI SINTETICI DELL'OPERA

Anno di costruzione	2020-2022
Stazione Appaltante:	Autostrade del Brennero S.p.A.
Imprese Esecutrici:	ATI BIT S.p.A. (Opere in acciaio) - Ing. Furio Grandelis (D.T.), Ing. Fabio Pancino- MUBRE S.p.A. (Opere civili)
Importo lavori a base gara	
Ponte sul Fiume Adige	6.156.705,69 €
Sovrappasso A22	3.340.284,86 €
Peso carpenteria metallica (S355 W)	
Ponte sul Fiume Adige	circa 770 tonnellate
Sovrappasso A22	circa 310 tonnellate
Progettazione Esecutiva strutture di impalcato:	Steel Project Engineering S.r.l. Ing. Giovanni Costa
Gruppo di lavoro:	Ing. Leonardo Balocchi, Ing. Enrico Zambella, Ing. Andrea Manzi, Geom. Matteo Magni
Direzione Lavori:	Autostrada del Brennero – Ing. Stefano Vivaldelli – Ing. Marco Morgante

RIFERIMENTI

- [1] D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- [2] Istruzioni CNR-DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
- [3] RFS2-CT-2007-00033 - Human induced Vibrations of Steel Structures
- [4] DPP 27 giugno 2006 n° 28 - Norme funzionali e geometriche per la progettazione e la costruzione di strade nella Provincia Autonoma di Bolzano - Alto Adige”
- [5] UNI EN 1993-2 “Steel Bridges”, allegato D3 “Arch Bridges”.



Giovanni Costa

Ingegnere strutturista, Amministratore Unico e Direttore Tecnico della Steel Project Engineering s.r.l., società di ingegneria specializzata nella progettazione di strutture metalliche e di ponti stradali e ferroviari. Nel corso della sua pluriennale attività professionale si è occupato della progettazione di edifici civili ed industriali e di ponti per infrastrutture viarie e ferroviarie, con particolare attenzione alle opere in carpenteria metallica e in struttura mista acciaio-clc. Un importante campo di attività riguarda lo studio di montaggio di opere di varia natura e la progettazione di strutture speciali ed attrezzature di montaggio. Si è inoltre occupato di analisi dinamiche specialistiche quali le analisi di comfort ed interazione aeroelastica oltre che dello sviluppo di procedure automatizzate per il calcolo strutturale. Collabora attivamente con le principali associazioni per la promozione della tecnica costruttiva in acciaio e con l'Università di Pisa per lo svolgimento di tesi di laurea, seminari formativi, webinar e convegni.



Leonardo Balocchi

Ingegnere strutturista e Project Manager, socio di Steel Project Engineering S.r.l. ha maturato esperienza nell'ambito della progettazione di strutture metalliche e dell'ingegneria di montaggio per importanti opere sia in Italia che all'estero. Collabora con l'Università di Pisa per Tesi di Laurea e Seminari ed è stato redattore di articoli e relatore di seminari per le principali fondazioni di settore per la promozione dell'acciaio.



Enrico Zambella

Ingegnere strutturista presso la Steel Project Engineering. Dopo aver conseguito la laurea all'Università di Pisa, ha avuto modo di specializzarsi nelle strutture metalliche, dedicandosi a progetti di importanti opere sia in Italia che all'estero, ponendo particolare attenzione all'ambito della progettazione e del varo dei ponti.

LA RAPIDA RICOSTRUZIONE DEL PONTE DI ALBIANO MAGRA SULLA S.S. N. 330 DI “BUONVIAGGIO”

THE NEW ALBIANO BRIDGE: FROM FAST DESIGN TO RAPID RECONSTRUCTION

prof. ing. Giuseppe Matildi, ing. Valentina Antoniani, ing. Alice Bertoncelli, ing. Stefano Isani* | MATILDI+PARTNERS, Bologna, Italy

Oggi, sempre più spesso, i ponti non sono oggetti nuovi atti a rispondere a recenti necessità di connessione, ma sono ricostruzioni di opere già esistenti per un ampio florilegio di motivi che spaziano dalla carenza statica a quella funzionale, dall'insufficiente capacità sismica fino all'oggettiva indisponibilità dell'opera storica, come in questo caso, a causa di un subitaneo crollo. Il ponte di Albiano Magra è stata un'opera di grande rilevanza umana oltre che ingegneristica, essendo per oltre un secolo il collegamento essenziale ed unico a servizio della continuità territoriale di una comunità (comune di Aulla). Proprio il desiderio di rimarginare al più presto la cesura occorsa ha informato la concezione del nuovo ponte sul fiume Magra, laddove è stato possibile coniugare la disamina accorta delle tematiche tecniche e ambientali interferite con la velocità burocratica delle procedure governate da un regime commissariale. Due anni sono il tempo lodato per la ricostruzione del ponte sul Polcevera a Genova e due anni sono stati impiegati anche ad Albiano in una situazione critica, con mezzi ordinari in termini di facoltà di spesa, ma per fortuna meno drammatica, senza un costo di vite umane. In questo articolo si cerca di evidenziare alcuni dei motivi che hanno permesso, senza una particolare rilevanza mediatica, di ottenere questo risultato.

Today new bridge design works concern more and more often the restoration of existing bridges' functionality, rather than the realization of a completely new one; sometimes it is necessary to improve the seismic behaviour of the bridges or rebuild them because of inadequate geometry or, merely, because of the impossibility of crossing it. This is the case of Albiano Bridge, where the former bridge collapsed two years ago, during COVID pandemic, after serving the local community for over a century; the real relevance of the connection between the two banks of the Magra river set the whole design of the bridge in order to reconnect quickly all the section of the Aulla community along National Road 330. A careful examination of technical, environmental and construction issues has made it possible to complete the realization of the new Albiano Bridge, on a new plan, in just two years; this is the same time spent on reconstruction of Polcevera Bridge in Genoa, dramatically collapsed in 2014.



Fig. 1 | Il ponte di Giannelli crollato l'8 aprile 2020

*Corresponding author. Email: s.isani@matildi.com



Fig. 2 | Il ponte adagiato in gola nel giugno 2020, dopo il crollo

LA STORIA DEL PONTE

Il ponte di Albiano Magra ha garantito sin dall'inizio del ventesimo secolo la continuità territoriale del comune di Aulla (MS), posto in parte in sinistra orografica (capoluogo e Caprigliola) e in parte in destra (Stadano e Albiano); in precedenza la continuità era garantita solamente da incerti traghetti soggetti al variabile corso del fiume Magra, frequente teatro di piene improvvise e catastrofiche che hanno distrutto con cadenza preoccupante gli attraversamenti; non ultimo il vicino ponte di Stadano, un decennio fa.

La necessità del ponte di Albiano Magra, sito geograficamente in Liguria, sorge infatti con l'unità di Italia quando fu attuato un accorpamento dei piccoli comuni di Albiano, Stadano e Caprigliola sotto Aulla e fu promesso un collegamento stabile, ovvero un ponte, attraverso il Magra.

Il ponte a cinque grandi arcate con luce di 51,5 m (tra le più grandi in assoluto all'epoca) fu progettato da Attilio Muggia, maestro di Pierluigi Nervi all'università di Bologna e precursore importante dell'uso del cemento armato in Italia.



Fig. 3 | Il nuovo ponte con in primo piano le macerie del ponte crollato a maggio 2022, in alto a destra il ponte sospeso di Stadano ricostruito dopo il crollo del 2011

Il ponte di Muggia è rimasto in servizio per circa 40 anni, dalla sua inaugurazione nel 1908 fino alla fine del secondo conflitto, quando ha subito la demolizione parziale attuata dalle truppe tedesche in ritirata, conquistando il curioso primato di essere forse l'unico ponte sul Magra a non essere distrutto dal fiume.

La ricostruzione immediata, alla fine degli anni Quaranta, è stata eseguita rapidamente dalla medesima Impresa che ha costruito il primo progetto (Ing. Ferrari) secondo il disegno degli Ingg. Giannelli, Carè e Ceradini, tra i primi a

portare la tipologia "Maillart" in Italia assieme ad aver realizzato alcune delle più celebri opere della Autostrada del Sole come i viadotti Pecora Vecchia, Poggettone e Caprenne. Essi progettaronο ad Albiano una successione di archi a tre cerniere che ha permesso il recupero delle pile in muratura (figura 1).

IL CROLLO E LA RICOSTRUZIONE

Il ponte sul Magra ad Albiano è crollato improvvisamente l'8 aprile 2020 in una mattina di lockdown, essendo pressoché scarico (c'erano solo due furgoni, mentre normalmente il ponte era pieno di mezzi bloccati dalla inadeguata intersezione a T presente sulla SS 62).

I giornali citarono subito, a facile spiegazione, gli avvenimenti dell'autunno precedente, quando il ponte era stato chiuso per il cedimento di un rilevato dietro alla spalla occidentale.

Questo fatto è stato del tutto inatteso, anche senza pensare all'intervento di allargamento degli anni novanta che ha sensibilmente appesantito il ponte con una nuova soletta, non collaborante con la struttura pristina. La disamina degli eventi e delle relative cause è oggetto di indagine giudiziaria che in ogni caso trascende il presente scritto (figura 2).

In breve tempo il compartimento ANAS della Toscana, avendo ANAS ereditato da alcuni mesi il ponte nell'ambito della politica di "rientro" di molta viabilità provinciale oggi in atto, ha incaricato la Matildi+Partners di studiare soluzioni strutturali preliminari di ricostruzione in

grado di ripristinare il collegamento tra le sponde e migliorare al contempo l'interferenza con l'alveo mobile del fiume Magra; la ricostruzione avrebbe anche offerto l'occasione per migliorare la funzionalità del tracciato stradale, pur essendo questo vincolato in destra idraulica dall'abitato di Albiano e in sinistra dallo sbarco sul tracciato S.S. 62 "della Cisa" che scorre immediatamente a tergo della sponda fluviale.

Basilare è stato dunque l'obiettivo di ridurre il rischio idraulico, per cui l'ipotesi di ricostruzione è stata configurata sin da subito con il minor numero possibile di pile in alveo e con una quota di intradosso innalzata al punto da mantenere gli appoggi del ponte protetti anche in caso di evento di piena duecentennale. L'esame del tracciato stradale esistente ha poi suggerito, lato Albiano, l'eliminazione dell'evidente punto angoloso che neppure poteva essere definito "curva", e, lato Caprigliola, la realizzazione di una intersezione moderna sulla S.S. 62, sede quotidiana di code nella precedente configurazione a T, mediante l'inserimento di una rotatoria.

Tra le soluzioni studiate e riesaminate anche con la Soprintendenza, si è preferita univocamente la soluzione di ricostruzione più semplice sia in termini di realizzazione che di geometria percepita; la travata continua su quattro luci ad altezza variabile e intradosso curvo riprende, in ogni caso, alcuni stilemi della successione originaria di archi, pur con accentuata snellezza imposta dalla necessità di lasciare i dispositivi di vincolo, in precedenza assenti, sopra alla quota di massima piena.

La necessità di allineare i fusti delle pile a setto secondo il senso della corrente del fiume, dunque ruotati di 27,5° rispetto alla perpendicolare all'asse stradale rettilineo, ha inoltre suggerito uno schema a graticcio della travata, all'uopo di non confondere nella struttura la flessione longitudinale con la torsione, aggravando inutilmente il cemento dei controventi.

Infine, il nuovo tracciato è stato impostato quasi totalmente indipendente dal sedime delle macerie del ponte e quindi non oggetto alle restrizioni di accesso e lavoro imposte dal procedimento giudiziario aperto sulle cause del crollo, essendo questa indipendenza un fattore determinante per la rapida realizzazione delle sottostrutture del nuovo collegamento tra le due sponde del fiume Magra (figura 3).

I TEMI DEL PROGETTO

Il nuovo ponte è quindi una travata continua di 4 luci di 57 + 90 + 90 + 54 m, partendo da Albiano, con due travi principali ad altezza variabile crescente verso le pile, da un valore minimo in campata di 2,50 m e un valore massimo sulla pila centrale P2 di 5,40 m.

L'andamento altimetrico si sposa perfettamente alla nuova livelletta stradale, configurata secondo un raccordo altimetrico lievemente convesso lungo circa 66 m e con un raggio di 3000 m; le pendenze dei due rami, pari a 1,20% e 1,00% sono limitate sia per non penalizzare la percorrenza sia per garantire la corretta visibilità in approccio alla rotatoria in sinistra orografica

La snellezza dell'impalcato, che ha un rapporto luce/altezza maggiore di 30, unitamente alla necessità di contenere il peso della carpenteria metallica al fine di semplificarne i sollevamenti, ha suggerito un impiego diffuso di acciaio S460 ad alta resistenza,

grazie all'esperienza maturata dalla Matildi+Partners nell'assistenza al progetto dell'impalcato del ponte San Giorgio di Genova.

L'impiego su porzioni definite e non sulla intera sezione trasversale è stato identificato come il migliore compromesso tra la riduzione di peso e il mantenimento di una deformabilità ridotta dell'impalcato. Lo schema strutturale è stato informato, infine, dalla massima semplicità, con una riduzione drammatica del numero di elementi costituenti, anche al fine di ridurre le superfici metalliche da verniciare, secondo la richiesta della soprintendenza, con un cromatismo analogo a quello dei precedenti impalcati in calcestruzzo.

La struttura d'impalcato è quindi composta da due sole travi a doppio T, poste ad un interasse di 10 m, praticamente al margine della sede stradale in uno schema a graticcio, ed una trave di spina centrale alta 100 cm ordita su un passo tipico dei diaframmi di ben 13 m; questo valore inconsueto ed ampio è stato permesso proprio dalla trave di spina longitudinale di grande altezza in composizione saldata.

Questa scelta, oltre a discendere dal desiderio, o più propriamente dalla necessità, di minimizzare le parti da assemblare in cantiere, con fiato sul collo dell'opinione pubblica, consegue alla consapevolezza ingegneristica che l'effetto di ripartizione dei diaframmi in impalcati bitrave è sovente minimo e la loro capacità di vincolare l'intradosso delle travi è in ogni caso inversamente proporzionale alla altezza delle stesse (figura 4).

Solamente in prossimità delle pile, pertanto, laddove la piattabanda inferiore delle travi è compressa e lavora a tassi tensionali elevati essendo in acciaio S460, sono disposti dei puntoni di stabilizzazione a V rovescio, anch'essi con schema aperto per non appesantire la percezione visiva con un corrente inferiore, variamente inclinato, non necessario.

Le travi sono poi rese solidali, con pioli Nelson da 5/8", alla soletta in calcestruzzo armato che sostiene la carreggiata stradale di tipo C2 affiancata da due percorsi laterali, uno ciclabile e l'altro pedonale, entrambi larghi 2,5 m, per una larghezza complessiva della sezione di 15,90 m.

La scelta di realizzare tutti i giunti tra gli elementi principali tramite saldatura, ad eccezione dei giunti con bulloni HRC dei traversi interni alle travi principali, ha contribuito significativamente a enfatizzare la linea pulita e semplice del prospetto percepito, così come la presenza di irrigidimenti verticali esterni solo nelle sezioni di pila.

Il sistema di vincolamento adottato per l'impalcato risponde adeguatamente alle azioni verticali e orizzontali, consentendo anche di realizzare pile di spessore relativamente sottile in direzione longitudinale, requisito essenziale in termini di prestazioni idrauliche.

In corrispondenza di tutte le pile sono, infatti, previsti dispositivi isolatori a scorrimento a doppia superficie curva a basso attrito, con portata massima di 20.000 kN e con scorrimento massimo di 200 mm, mentre sulle spalle sono presenti semplici appoggi unidirezionali longitudinali e multidirezionali a disco elastomerico confinato. In tal modo sulle spalle sono liberamente consentiti gli spostamenti longitudinali connessi alle variazioni termiche e all'azione sismica, mentre si preclude il rischio di movimenti trasversali dei giunti di dilatazione posti in corrispondenza delle

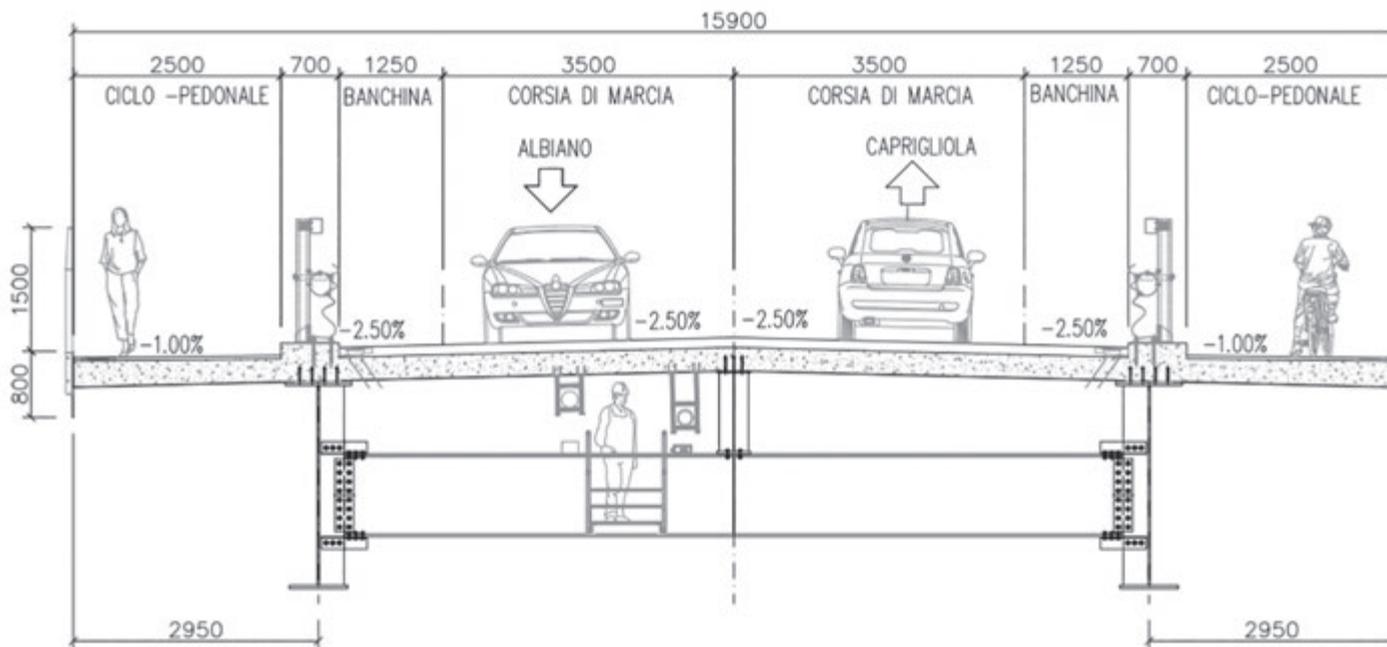


Fig. 4 | Sezione trasversale tipo

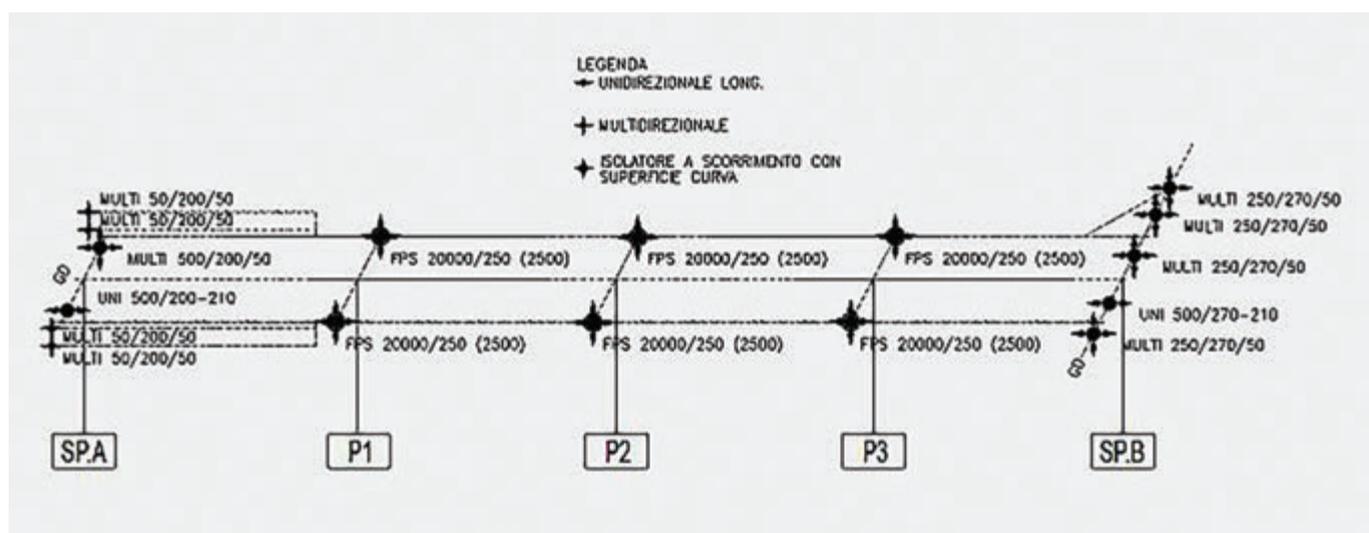


Fig. 5 | Lo schema di vincolamento

spalle, incrementandone la vita utile e il comfort di transito. Questa soluzione è ottimale per i ponti con più di tre/quattro campate poiché il vincolo rigido trasversale sulle spalle non inficia l'efficacia dell'isolamento mentre consente una contrazione del costo dei giunti e un loro migliore funzionamento, così come il vincolamento longitudinale solo sulle pile permette periodi di vibrazione più lunghi senza sovraccaricare le spalle stesse di azioni spesso onerose da assorbire (figura 5). Ridurre le azioni gravanti sulle spalle è stato particolarmente importante per la spalla in sinistra idrografica, di geometria notevolmente forzata in primis dalla presenza dello storico e tutelato muro d'argine, che ha condizionato non poco lo spazio possibile per la realizzazione delle fondazioni profonde. Per ridurre

le interferenze con l'ambito circostante, la soluzione sviluppata da Politecnica in RTP con Matildi+Partners ha previsto per la spalla lato Caprigliola una struttura a mensola aggettante di ben 4,10 m verso l'impalcato, con i tre pozzi di fondazione arretrati e inseriti in soggiacenza ad un versante potenzialmente instabile. La spalla viene così a trovarsi in una zona già interessata dall'allargamento stradale per l'imbocco in rotonda, tanto che la sezione di impalcato arriva ad allargarsi a quasi 27 m nella sezione di giunto. Lo sbarco dell'impalcato così allargato sulla mensola di spalla ha imposto di diffondere le azioni dell'impalcato stesso su ben cinque appoggi con un carico verticale massimo contenuto in soli 2500 kN per ciascuno; allo stesso tempo è stato sovradimensionato di ± 70 mm lo scorrimento di calcolo del giunto per prevenire il rischio che



Fig. 6 | Modo critico di instabilità della piattabanda inferiore compressa in corrispondenza della pila P2; si nota l'influenza dell'introduzione dei puntoni di stabilizzazione sulla forma del modo instabile e sul relativo moltiplicatore



Fig. 7 | I tre leggeri puntoni di stabilizzazione delle piattabande inferiori compresse durante il montaggio e il diaframma di pila sghembo all'intradosso, senza appoggio per la trave di spina



Fig. 8 | la struttura della rampa in discesa da P1 e la successione di lame di ancoraggio del parapetto alla veletta metallica, in primo piano a destra la vecchia pila e posteriormente la sezione del giunto di continuità tra P1 e P2 prima della saldatura

modesti spostamenti del versante potessero indurre sollecitazioni nel nuovo impalcato, come è possibile che sia avvenuto sul ponte storico crollato.

QUALCHE DETTAGLIO

Dietro un'apparenza di comune impalcato in sistema misto bitrave, il ponte sul Magra presenta specificità non banali, miranti, come in parte già detto, a velocizzarne la costruzione da un lato ed a risolvere alcune tematiche di dettaglio altrove.

In ambito squisitamente strutturale, il primo tema degno di nota riguarda, come già scritto, il raggiungimento di una adeguata stabilità delle piattabande inferiori delle travi principali, che in vicinanza delle tre pile raggiungono tensioni di compressione di 394 MPa, scendendo fino a circa 3,50 m dai diaframmi già molto

radi e alti solo 1000 mm.

Volendo mantenere l'estrema rarefazione degli elementi metallici, ritenuta invero sconcertante anche da molti addetti ai lavori che hanno visitato il cantiere, si è ragionato per sottrazione impiegando dei meri puntoni (coppie di profili L 150x12) atti a vincolare la piattabanda inferiore di ciascuna trave. Si è invece omesso il corrente inferiore, che sarebbe stato comunque necessariamente non orizzontale per la differenza di quota degli intradossi delle travi sfalsate, in quanto ritenuto poco efficace su una lunghezza di 10 m a bloccare lo spostamento laterale delle piattabande.

Interessante è anche la scelta di disporre il diaframma di pila, sghembo rispetto all'orditura ortogonale di travi e traversi, ad un livello inferiore rispetto alla trave di spina che grazie alla sua inerzia supera il diaframma senza necessità di appoggiarsi, con



Fig. 9 | L'allargamento in SpB prima del getto

una assoluta uniformità di dettagli di collegamento su tutta l'opera (figura 7).

Un altro aspetto che ha richiesto un approfondimento specifico è stato il collegamento dei percorsi ciclopedonali alla struttura del ponte tra SpA e P1, laddove questi non poggiano più sulla soletta di impalcato, ma scendono lungo le travi fino ad una quota inferiore all'intradosso delle stesse, per sbarcare sulla spalla pressoché simultaneamente all'impalcato principale, senza sconfinare ulteriormente nell'abitato di Albiano.

Se dal punto di vista strettamente statico ciò ha comportato l'analisi e il calcolo delle travi principali con una riduzione significativa della soletta collaborante, in assenza degli sbalzi esterni, dal punto di vista costruttivo e funzionale è stato necessario prestare attenzione alla semplicità della struttura (un leggero graticcio a orditura longitudinale, sostenuto da mensole poste solo in corrispondenza dei diaframmi principali con passo di 13 m) e al comfort dell'utente, per cui è stato anche previsto un sistema di carterizzazione delle travi principali, a occultare gli irrigidimenti verticali esterni.

Per garantire l'allargamento fino a quasi 27 m della sezione in spalla B, funzionale all'inserimento della S.S. 330 "di Buonviaggio" sulla S.S. 62 "della Cisa", è stata inserita una longherina aggiuntiva, inclinata di 30° rispetto alle travi principali, che ha permesso di mantenere l'orditura trasversale della soletta.

Anche questa piccola trave, così come le travi principali, sbarca su un lungo traverso di spalla di altezza ridotta a soli 1400 mm, che ospita i cinque appoggi necessari per contenere il singolo scarico sulla mensola di approdo, così come già scritto (figura 9).

L'INTEGRAZIONE FUNZIONALE

Oggi, il progetto di un'opera nuova non può prescindere dall'integrazione con tutto ciò che un ponte è destinato a trasferire tra le due sponde collegate, anche senza citare il famoso o talvolta famigerato approccio BIM; in un ambito fortemente urbanizzato

e interlacciato, come le sponde del fiume Magra, ci si è trovati a dover alloggiare diversi sottoservizi.

Questo senza dimenticare la necessaria attività di ispezione futura, ormai anch'esso un "must" ineludibile per una durata centenaria dell'infrastruttura, che ha imposto una passerella di ispezione in



Fig. 10 | Il passaggio sopra ai traversi



Fig. 11 | il giunto a baionetta del corrimano con scorrimento di +/- 80 mm, inserito tra i moduli di 50 cm.



Fig. 12 | La partenza del secondo macroconco tra SpA e P1 dall'area di assemblaggio in golena

acciaio zincato che permetterà di percorrere l'intradosso dell'impalcato interamente in modo agevole (talora l'agio è ridotto a 100 cm, invero, ma solo in corrispondenza dello scavalco dei diaframmi interni opportunamente diradati anche per questa ragione, figura 10).

Ai lati della stessa passerella sono disposti i sottoservizi che già in precedenza percorrevano l'attraversamento, ovvero un tubo del gas di diametro 200 mm, un tubo dell'acquedotto di diametro 200 mm, oltre a reti telefoniche e la fibra ottica, assieme ad una ampia predisposizione per reti future.

In questa ottica l'adozione di vincoli unidirezionali sulle spalle semplifica assai il collegamento dei tubi, soprattutto per il gas, con giunti di scorrimento solamente lineari, senza inficiare l'efficacia dell'isolamento sismico in un'opera lunga quasi 300 m, laddove il comportamento dinamico trasversale non muta realmente per la presenza di due punti fissi trasversali sulle spalle.

Interessante è stato anche lo studio del parapetto metallico a margine dei percorsi ciclo-pedonali, teso a sviluppare una soluzione trasparente e al tempo stesso funzionale a garantirne la fruizione in sicurezza secondo normativa. Il parapetto è stato così concepito come una successione continua di montanti lamellari sottili, irrigiditi da una lama orizzontale in ombra al corrimano e dal ferma piede.

Per mantenere la continuità in corrispondenza dei giunti è stato studiato un elemento speciale telescopico, anch'esso dimensionato con le azioni orizzontali delle NTC, in grado di consentire il normale scorrimento termico del ponte e di essere invece economicamente sostituito nell'eventualità di sisma severo (figura 11).

L'IMPORTANZA DEL MONTAGGIO E DEL COLLAUDO

L'imprevedibile regime idraulico del fiume Magra, che contraddicendo il suo nome è capace di passare da pochi m³/s a 6000 m³/s in un pugno di ore (si veda la piena del 2011), ha imposto uno studio accorto della cantierizzazione e del montaggio del ponte da prevedersi senza mezzi di sollevamento stabili in alveo e con tempi il più contenuti possibile.

La velocità di costruzione ha riguardato quindi le fondazioni e le pile e, soprattutto, l'impalcato, posto in opera in soli quattro macroconci, sostanzialmente corrispondenti alle quattro campate del ponte, dopo essere stato preassemblato in una coppia di aree protette in golena destra, disposte a circa 3 m al di sopra delle piste di cantiere (figura 12).

I quattro macroconci, di lunghezza variabile tra i 102 m del primo, con un peso di quasi 560 t, e i 48 m dell'ultimo sono stati spostati, già in quota, per alcune centinaia di metri, completi di prédalle metalliche, fino alla posizione finale, grazie a treni di SPMT della Fagioli SpA.



Fig. 13 | Il trasporto del quarto macroconco tra P3 e SpB col lungo traverso di testata in primo piano



Fig. 14 | I cinque materassi ad acqua utilizzati per le prove del percorso ciclopedonale (21 aprile 2022)

La traslazione è avvenuta ad una quota tale da permettere l'abbassamento in sede grazie al solo movimento verticale degli SPMT (60 cm); concentrando l'attività in un paio di ore per macroconco, compreso il millimetrico allineamento finale (figura 13).

La velocità di attuazione delle fasi ha permesso sia di montare l'intero impalcato in due soli mesi (tra gennaio e marzo) sia di subire il solo ritardo di un paio di giorni, velocemente recuperato, su una fase intermedia a causa degli eventi atmosferici che avevano ingrossato la vena d'acqua.

Il completamento del montaggio ha seguito, invece, procedure più convenzionali con la saldatura delle travi in quota, in primis, il getto della soletta e i completamenti. Il collaudo del ponte è avvenuto con tre prove di carico effettuate nei giorni 20 e 21 aprile con 20 bilici da 46 t, sei dei quali alcuni sovraccaricati con blocchi di calcestruzzo da 1 m³, unitamente alla caratterizzazione dinamica in modalità OMA.

Più interessante e meno consueta in ambito infrastrutturale è stata la prova di carico sulla passerella ciclopedonale, struttura, come già scritto, indipendente nel tratto tra P1 e SpA, laddove non era possibile disporre un carico stradale.

Il carico di prova pari a 500 kg/m² è stato pertanto disposto con materassi ad acqua, secondo una metodica più propria dei solai edili (figura 14).

Mentre le prove sull'impalcato hanno soddisfatto le previsioni, durante la prova di carico della passerella pedonale si è manifestato un comportamento anomalo in corrispondenza di una delle mensole di sostegno aggettanti dalle travi di impalcato, ovvero un cedimento anelastico pari a circa 22 mm contro un valore atteso di freccia elastica di 15 mm.

Pur trattandosi di una struttura secondaria e di valori comunque modesti in senso assoluto, è stato immediatamente indagato il fenomeno e grazie alla adozione di bulloni HRC è stato possibile individuare a colpo d'occhio come uno dei 4 bulloni d'anima della mensola sede del cedimento anelastico avesse ancora il "codolino", a riprova del suo non corretto serraggio.

La ripetizione della prova ha confermato come il problema fosse concentrato in questo dettaglio ed ha permesso di ritenerne positivo l'esito (figura 15).

CONCLUSIONI

Il ponte è stato inaugurato al traffico sabato 30 aprile 2022 dopo due anni e qualche giorno dal suo crollo dell'8 aprile 2020.

I tempi ristretti che hanno permesso la ricostruzione del ponte in soli due anni sono stati possibili grazie a scelte progettuali specifiche di ogni dettaglio e scelte costruttive esperte e innovative, tutte condivise in un dialogo costante con gli attori coinvolti (Committenza, Struttura Commissariale, Enti territoriali, Impresa esecutrice e subappaltatori); questo nonostante la



Fig. 15 | Il bullone HRC non tesato col “codolino” ancora presente sul gambo



Fig. 16 | Il nuovo ponte aperto al traffico durante la rimozione finale delle macerie del vecchio ponte

compresenza di vari livelli di lockdown, con una certa evanescenza di maestranze, operatori e progettisti alternativamente contagiati, e grazie, in verità, anche all’inverno ‘21-’22 particolarmente secco. La progettazione definitiva ed esecutiva è stata affidata da Anas al RTP Technital-Politecnica-Matildi + Partners e l’esecuzione al RTI Sales-Italscavi, entrambi in regime di Accordo Quadro. La carpenteria metallica è stata prodotta da Fincantieri Infrastructures con l’ausilio di Fagioli SpA per i trasporti e la posa

in opera.

Nell’ambito del raggruppamento di progettazione, Matildi+Partners ha sviluppato il progetto dell’impalcato, oggetto del presente articolo, mentre Politecnica Ingegneria e Architettura ha progettato le sottostrutture, il tracciato stradale che interessa anche parte della S.S. n. “della Cisa” oggetto di adeguamento e tutti gli aspetti ambientali.



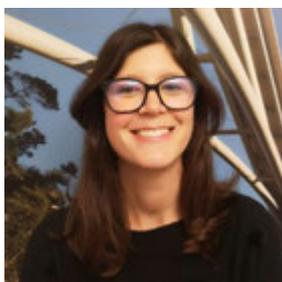
Giuseppe Matildi

Socio Fondatore, Legale rappresentante e Direttore Generale dello Studio di Ingegneria Civile MATILDI+PARTNERS di Bologna. Laureato nel 1972 a Trieste, è progettista da quasi 50 anni di ponti metallici. Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna dal 1983 al 2007 e titolare del corso di "Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio", presso la medesima Facoltà.



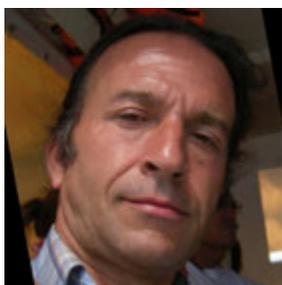
Valentina Antoniani

Laureata in ingegneria civile con lode nel 2019 a Pisa, collabora da allora con lo Studio associato MATILDI + PARTNERS come progettista strutturale. Durante il periodo universitario ha svolto per tre anni attività di supporto didattico e tutoraggio agli studenti di Scienza delle Costruzioni. Nella professione si occupa di offerte di gara e progettazioni definitive, esecutive tra le quali il recente ponte di Albiano.



Alice Bertoncetti

Laureata in ingegneria civile con lode nel 2017 a Bologna, collabora da allora con lo Studio MATILDI + PARTNERS come progettista strutturale, per il quale si occupa di progettazioni definitive, esecutive e offerte di gara. In ambito universitario ha svolto un tirocinio riguardante i dispositivi antisismici presso una società di ingegneria esterna e ha partecipato e presentato una memoria in occasione della XXVII edizione del Congresso CTA a Bologna nel 2019.



Stefano Isani

Collabora dal 1991, data della laurea, con lo Studio associato MATILDI + PARTNERS di Bologna, col ruolo di progettista, coordinatore e responsabile tecnico. Ha seguito come correlatore oltre 20 di tesi di laurea magistrale (presso le università di Bologna, Ferrara, Udine, Roma2 e Pisa) e partecipato a oltre 35 seminari in qualità di docente così come ha presentato relazioni ai congressi IABSE nel 2011, EuroDyn 2017 e CTA nel 2011, 2015 e 2017.

IL NUOVO VIADOTTO SULLA S.S. N. 35 A PADERNO DUGNANO A COMPLETAMENTO DELLA A52

THE NEW BRIDGE IN PADERNO DUGNANO (MI) OVERPASSING THE S.S.N.35 TO COMPLETE THE A52 MOTORWAY

prof. ing. Giuseppe Matildi, ing. Carlo Vittorio Matildi, ing. Paolo Barrasso,
ing. Federica Ricci, ing. Valentina Antoniani, ing. Stefano Isani*
MATILDI+PARTNERS, Bologna, Italy

Il viadotto sulla S.S. n.35 “dei Giovi” alla periferia nord di Milano è stato progettato nell’ambito dei lavori di adeguamento viario impostati in occasione della EXPO 2015, che prevedeva la riqualificazione con caratteristiche autostradali della S.P. n. 46 “Rho-Monza”; esso supera un plesso viario su tre livelli identificato dalla statale stessa, attualmente a doppia carreggiata ma prevista in allargamento, e alcuni rami di svincolo interrati con la viabilità locale.

Il progetto iniziale, presentato nella gara di appalto, proponeva un ponte ad arco con schema Langer e luce di oltre 220 m di difficile costruzione e oggetto di frequenti contestazioni da parte delle comunità interferite per la sua evidente visibilità; in sede di costruzione, quindi, questa ipotesi è stata sostituita da una travata di luce massima pari a 110 m da vararsi senza nessuna interruzione del traffico.

L’articolo descrive la nuova struttura e le modalità di montaggio che hanno permesso di realizzare un’opera lunga 307 m, con asse curvilineo di raggio medio pari a 7500 m ed una larghezza di circa 30 m, avente appoggi al suolo di minimo ingombro.

La complessità dell’opera ha richiesto dopo il suo completamento alcuni interventi di modifica che hanno portato alla sua inaugurazione nel novembre 2022, come sarà illustrato nel presente articolo ed in quello dedicato al collaudo ed al monitoraggio dell’opera.

The viaduct overpassing the S.S. n. 35 “dei Giovi” in the northern suburbs of Milan has been designed as a part of the upgrade of access roads to EXPO 2015 on a three-level crossing in Paderno Dugnano for the purpose of completing the new freeway S.P. n. 46 connecting Monza to Rho.

The starting design forecasted a Langer arch bridge with a 220 m long span, inevitably hard to build and disapproved by the people living in the surrounding area for his huge impact; thus a steel girder bridge has been proposed, designed to be launched with no interruption of underlying traffic.

The new viaduct also minimizes the soil intrusion, as the main span beams, only 4 m high and 110 m long, lean on a couple of slender columns with a diameter of only 3 m.

This article illustrates the whole building process of the viaduct, including the launching method and the retrofitting of seismic devices and the improvement of torsion behaviour, required before completing.

*Corresponding author. Email: s.isani@matildi.com



Fig. 1 | I tre livelli durante il varo del nuovo ponte

LA GENESI DEL NUOVO PROGETTO

Il completamento della A52, tangenziale nord di Milano, è stato previsto nell'ambito dei lavori collegati al completamento dell'anello tangenziale del capoluogo lombardo già 15 anni fa, come raddoppio settentrionale della A4 ed interconnessione efficace e diffusa tra i comuni attraversati.

Si tratta di una autostrada urbana a doppia corsia per senso di marcia, secondo il DM 05/11/2001, e il ponte sulla ex S.S. n.35 dei Giovi ne costituisce l'opera più caratterizzante assieme alla galleria "fonica", struttura introdotta immediatamente a ovest, per mitigare l'impatto acustico del nuovo asse viario, assai prossimo ad abitazione ed insediamenti industriali.

Per un'opera così caratterizzante, tuttavia, sarebbe apparso fuori scala il ponte ad arco di grande luce, 220 m con una freccia di 42,5 m, così come previsto nel progetto approvato, tanto più perché non collegato ad ostacolo evidente da superare.

Non essendoci un ampio fiume da oltrepassare, ma un incrocio molto complesso di strade, sembrava evidente la possibilità, non semplice ma concreta, di trovare al suolo qualche ambito ove disporre alcune pile per offrire appoggio al viadotto stesso.

Il faraonico ponte ad arco iniziale sarebbe perciò risultato ingiustificatamente troppo evidente per i cittadini e soprattutto troppo visibile all'estradosso non solo per chi la percorre ma anche per chi ci abita nei pressi.

Questo principio informatore ha sollecitato l'opportunità di studiare uno schema a travata continua, completamente trasparente sul

piano di scorrimento e con uno spessore strutturale, comunque ridotto (solamente 4 m su una luce massima di 110 m), tale da non inficiare l'andamento altimetrico dell'attraversamento permettendo un conseguente contenimento delle pendenze longitudinali.

Così agendo è stato possibile anche ottimizzare le procedure di realizzazione delle sotto-strutture e il montaggio stesso del viadotto pesante oltre 3000 t e costruito senza occupare aree esterne al proprio mero sviluppo (figura 1).

Il progetto esecutivo da appalto integrato è stato sviluppato da PROGIN con il consorzio di imprese GLF-Collini-ICG; il progetto esecutivo di dettaglio dell'impalcato è stato sviluppato da MATILDI+PARTNERS mentre Cimolai ha realizzato la carpenteria metallica e studiato i sistemi di varo.

I PRINCIPALI ASPETTI STRUTTURALI

La soluzione a travata ha eliminato l'impatto visivo dell'arco su una luce minore, ma comunque ragguardevole, di 110 m; allo stesso tempo ha consentito di contenere l'interferenza con le viabilità sottostanti grazie ad alcune soluzioni innovative e ad una scelta oculata della disposizione delle quattro pile di appoggio secondo una successione non perfettamente simmetrica delle stesse ed una scansione opportuna dal punto di vista "antropico", pur non essendo ottimale dal punto di vista, invece, flessionale.

La scansione finale presenta cinque campate, procedendo da Rho verso Monza, con luci di 50 + 55 + 110 + 50 + 50 m per una lunghezza totale di 315 m.



Fig. 2 | La pila P3



Fig. 3 | L'assemblaggio dell'impalcato dietro spalla S1

In ogni caso è risultata determinante, per il successo della proposta, la geometria delle pile centrali a supporto della campata maggiore che prevede un solo appoggio, senza vincolo torsionale per l'impalcato, al fine di contenere la dimensione dei fusti e delle

loro fondazioni, senza che essi nuocciano alla trasparenza visiva fondamentale per un corretto transito nello svincolo sulla ex S.S. n. 35. Questo risultato è stato ottenuto limitando le pile P2 e P3 a due colonne con diametro di soli 3 m, soggette ognuna ad un'azione verticale ultima prossima a 8000 t (figura 2).

Il ridotto spazio disponibile anche per le fondazioni, realizzate con pozzi profondi 16,3 m e con un diametro esterno di 9,9 m ed impostate, in un caso, sulle scarpate dei rami sottopassanti, ha imposto anche una limitazione drastica delle azioni orizzontali, come sarà detto in seguito.

L'impalcato, unico per entrambe le carreggiate e con una larghezza anch'essa non comune di 29,4 m, è sostenuto da tre travi alte 4 m poste a interasse di 6,5 m. Stante il rilevante cimento torsionale, la sezione ha un comportamento di progetto a "cassone equivalente", con controventatura reticolare inferiore; comportamento necessario in relazione alla grande larghezza ed eccentricità dei

carichi e soprattutto alla presenza dell'appoggio singolare su P2 e P3 che vincola lo schema di torsione a chiudersi su una luce di 215 m sulle pile P1 e P4. Lo stesso schema a cassone è stato mantenuto



Fig. 4 | Il diaframma di pila nell'incrocio con la trave centrale prima del posizionamento dell'appoggio

anche nelle due campate di approccio verso le spalle, laddove non sarebbe in effetti necessario (figura 3).

L'adozione di appoggi singoli a sostegno della luce maggiore ha imposto uno studio particolare della costruzione degli elementi metallici che raggiungono spessori di 240 mm nelle piattabande delle travi esterne, realizzate con triplette di lamiera da 80 mm, e 120 mm nelle piattabande della trave interna, meno sollecitata proprio per l'assenza in essa della azione di torsione.

Particolarmente complessa è stata anche la definizione del nodo di appoggio che trasmette alle pile una azione massima ultima di 80.000 kN, in corrispondenza dell'incrocio della trave centrale e del diaframma di pila che trasmette, invece, un taglio fino a 32.000 kN, collegando le travi laterali a sbalzo, con uno spessore di anima di 55 mm.

L'irrigidimento disposto nell'incrocio di lamiera di anima, in corrispondenza dell'appoggio, è stato realizzato con settori circolari a quarto di cerchio con, con diametro di 930 mm e spessore di 30 mm; essi sono stati saldati longitudinalmente con una sequenza particolare di passate per evitare gli strappi lamellari generati, in una geometria così altamente interconnessa, dai ritiri indotti dalle dimensioni dei cordoni.

Il coronamento laterale di rinforzo, necessario per il sollevamento dell'impalcato utile alla manutenzione degli appoggi, ha imposto la presenza di un ulteriore elemento ad arco di cerchio, più esterno e con un diametro di 2200 mm e spessore di 33 mm, sotto il quale

è possibile disporre una batteria di 10 martinetti da 10.000 kN (figura 4).

La scelta di una sezione con solo tre travi, pur su una larghezza di impalcato di quasi 30 m, è stata indotta anche dalle necessità del varo effettuato a spinta con due slitte poste in corrispondenza delle travi esterne, restando così sospesa la trave interna durante la spinta; in esercizio, invece, la trave interna collabora nel sostenere l'intera opera ed in particolare è l'unico appoggio del ponte su P2 e P3.

La disposizione delle travi di spina sugli sbalzi è risultata opportuna anche per la riduzione degli ingombri delle pile P1 e P4 di ritegno torsionale, laddove non è stato disposto l'appoggio sotto alla trave centrale all'uopo di evitare trazioni indesiderate nei vincoli soggetti alle azioni di ribaltamento generate dal momento torcente indotto dai carichi eccentrici su 215 m di luce e 30 m di larghezza. Le travi di spina esterne, in composizione saldata di altezza 650 mm, sono sostenute da semplici strutture reticolari piane, realizzate con angolari laminati L150x14.

Al fine di semplificare l'assemblaggio, la trave di spina è stata inserita in luce tra le reticolari, in completa indipendenza rispetto al montaggio dei conci delle travi principali ed alla posa in opera delle reticolari stesse di suo sostegno (figura 5).

Volendo ridurre il peso totale dell'opera, la soletta collaborante in calcestruzzo C35/45 ha uno spessore di soli 25 cm ed è gettata su predelle metalliche di spessore 5 mm, rese solidali al getto



Fig. 5 | L'installazione della trave di spina esterna, in luce tra i remi

mediante pioli Nelson da un pollice.

Secondo la moderna prassi corrente, nei calcoli è stato considerato efficace uno spessore di predalle di 4 mm, ritenendo sacrificale lo strato esposto di 1 mm per la corrosione, pur minima, che interessa le lamiere CORTEN nell'umida atmosfera della periferia milanese per tutta la vita utile dell'opera pari a 100 anni.

Come già scritto, un altro tema che ha determinato la concezione del viadotto è stata la necessità di contenere le azioni orizzontali globali e più in particolare quelle sulle pile P2 e P3, snelle e sedi di un solo appoggio, assieme alla volontà di eliminare la spalla fissa longitudinale prevista in sede di progetto esecutivo e di ingombro eccessivo per una semplice esecuzione in presenza di una adiacente rampa di svincolo.

In sede di progetto esecutivo di dettaglio, è stato adottato un vincolamento con isolatori a pendolo attritivo a singola superficie, associati ad appoggi che non trasferiscono azioni longitudinali alle spalle, laddove la S1, lato Monza, è così un semplice cordolo intestato sul rilevato di approccio e la S2, lato Rho, pur arrivando al suolo 6,27 m sotto al piano di appoggio, ha dimensioni fondali assai contenute.

Un ulteriore vantaggio conseguito con l'adozione di dispositivi a pendolo attritivo a singola superficie, oltre al sostanziale annullamento dell'azione sismica (con un periodo pari a 2,63 s e una ordinata spettrale di 0,041g, a fronte di spostamenti di soli 8,2 cm), è stata la riduzione dell'ingombro dei dispositivi indispensabile per scaricare l'enorme azione di compressione sulle colonne con diametro di 3 m, mantenendo attorno anche lo spazio

per i sollevamenti futuri; gli appoggi di P2 e P3 hanno così un diametro di soli 1450 mm.

IL VARO

Il montaggio dell'impalcato, sviluppato come manovre e attrezzature dall'ufficio tecnico della Cimolai, ha determinato direttamente molte delle scelte strutturali adottate; la volontà di montare l'opera senza interferire col traffico sulla sottostante S.S.n.35 è stato infatti uno dei principali principi della progettazione, come già scritto.

Il ponte, pur posto a pochi metri dal suolo, doveva essere posto in opera tenendo in debito conto, infatti, la presenza di ben quattro strade che si intrecciano sui suoi 315 m di sviluppo su livelli sovrapposti e non potevano essere interrotte, se non limitatamente alla viabilità locale per brevissimi periodi e, in ogni caso, senza occupare aree laterali esterne al mero sviluppo del nuovo asse.

L'impalcato è stato pertanto assemblato a tergo della spalla S1 in porzioni di lunghezza variabile fra 100 e 45 m e varato di punta completo a meno della sola campata terminale lato Rho, P4-S2 con luce di 50 m, che non insiste sulla viabilità sottostante ed è stata montata a terra e sollevata con autogrù dopo il completamento del varo (figura 6).

Ad ogni singolo assemblaggio è seguita la spinta, secondo tre macrofasi tra marzo e maggio 2017.

La successione delle luci, inconsueta ed effettivamente non ottimale dal punto di vista statico ma direttamente imposta dai vincoli topografici, ha permesso l'adozione di una sola coppia di avambecki, con luce di 50 m, posti in corrispondenza delle travi esterne.



Fig. 6 | L'approntamento del varo su S1



Fig. 7 | Il passaggio su P4 senza contatto

Lo scorrimento è avvenuto su coppie di slitte, poste sugli allineamenti delle sottostrutture di S1, P2 e P3, e su coppie di rulliere, poste nel piazzale di varo. In corrispondenza delle pile

caratterizzate da appoggio singolo sono stati adottati appositi castelli di supporto appoggiati sulle fondazioni dei fusti centrali delle P2 e P3, laddove le travi esterne non hanno appoggio.

In alcune fasi di varo le travi dell'impalcato scorrevano solamente in corrispondenza delle sottostrutture S1, P2 e P3, rimanendo sollevate in corrispondenza delle pile P1 e P4 (figura 7).

Stante la successione delle luci dell'impalcato, infatti, l'impalcato stesso si è trovato sollevato su alcuni allineamenti di scorrimento durante le spinte e la valutazione delle reazioni fornite dalle stesse ha richiesto numerose iterazioni per le 24 microfasi di spinta, riassunte nelle tre manovre principali.

La movimentazione della travata è avvenuta mediante *strand jacket* posizionati a tergo della S1 in grado di traslare le travi, comprensive di predelle metalliche e parte della armatura di soletta per una lunghezza massima di 24 m.

L'entità dell'azione trasversale del vento, agente orizzontalmente sulle travi metalliche alte 4 m in fase di montaggio e valutata con un tempo di ritorno di 10 anni, è stata pari a 4,4 kN/m (corrispondente ad



Fig. 8 | Il varo su P2 con attraversamento della S.S.n.35 in presenza di traffico

una pressione di 1 kN/m^2) con reazioni massime nei ritegni laterali su P2 di 732 kN . L'entità dell'azione deportante del vento agente verticalmente sulle predelle metalliche in fase di montaggio è stata pari a $0,35 \text{ kN/m}^2$ e anch'essa è stata considerata nella definizione delle azioni sui dispositivi di scorrimento e sulle possibilità di distacco da essi.

I massimi movimenti previsti durante la spinta sulla campata di 110 m sono stati pari a 245 cm di abbassamento verticale, recuperato con movimenti delle slitte di varo su P2 al fine di sbarcare senza problemi su P3, mentre i movimenti indotti dalle azioni del vento sono stati pari a 25 cm .

Durante le operazioni di spinta sono stati monitorati con continuità gli abbassamenti di numerose sezioni notevoli e lo stato tensionale di tre conci strutturali, con feedback progettuale in tempo reale, al fine di verificare la corrispondenza del modello di calcolo con la realtà della struttura.

Questo ha permesso di effettuare in assoluta sicurezza le operazioni di spinta sulla S.S. n. 35 in presenza di traffico, a differenza delle prime ipotesi che prevedevano l'interruzione del traffico stesso durante le movimentazioni (figura 8).

LE CRITICITÀ E LA LORO RISOLUZIONE

Il cantiere è rimasto sostanzialmente inattivo per alcune difficoltà dell'appaltatore nel biennio 2018-2019, con il ponte concluso come carpenteria metallica e non ancora gettato. I lavori sono ripresi nell'anno successivo.

Nel 2021 è stata effettuata una dettagliata caratterizzazione dinamica che ha evidenziato una elevata deformabilità torsionale dell'opera.

Allo stesso tempo è stato rilevato come i dispositivi di vincolo attritivi presenti su P2 e P3 avessero un comportamento, proprio connesso alle loro caratteristiche attrittive, non sempre prevedibile. Questo fenomeno è ben noto nelle applicazioni correnti e nessuno si stupisce se un ponte rimane un poco più alto o più basso dopo

una variazione termica proprio per lo scorrimento naturale sulla superficie curva dei pendoli.

Nel caso in esame, tuttavia, la necessaria presenza di un solo appoggio in P2 e P3 dava luogo ad un possibile congelamento delle rotazioni torsionali dovute al traffico con un loro recupero non istantaneo proprio per la presenza dell'attrito, utile nella dinamica sismica ma imprevedibile in esercizio.

L'attrito, quel fenomeno non conservativo ed anelastico che permette agli oggetti di stare fermi sul tavolo ma che non esiste nell'approccio ingegneristico al campo della statica per la sua indeterminatezza, va trattato infatti con attenzione nelle strutture dell'Ingegneria Civile (figura 9).

L'elevata deformabilità rotazionale e la criticità connessa alle rotazioni torsionali residue, connesse all'attrito, hanno suggerito una modifica strutturale dell'opera, prima della sua apertura al traffico.

Per incrementare la rigidità torsionale sono stati raddoppiati i campi di controventatura di intradosso tra P1 e P4 (che sono come già detto le sezioni di incastro torsionale dell'opera distanti ben 215 m); questo ha permesso di ridurre la rotazione sulle pile centrali da valori massimi prossimi a un grado fino a valori dimezzati in condizione rara ($0,58^\circ$) (figura 10).

Allo stesso tempo è stato modificato lo schema di vincolamento, sostituendo i pendoli attritivi su P2 e P3 con appoggi multidirezionali a cerniera sferica di eguale dimensione, salvaguardando esattamente le predisposizioni di ancoraggio sia sulla carpenteria metallica che sulla testa delle pile.

Inoltre per garantire in ogni caso una deformabilità orizzontale dell'opera confacente ai varchi ed ai giunti di dilatazione già installati, è stata inserita una nuova coppia di isolatori elastomerici su P1 e P4, sotto la trave centrale, avendo cura che gli stessi fornissero solamente un vincolo orizzontale e non verticale per non incorrere nei rischi distacco dei pendoli già presenti, come scritto in precedenza (figura 11).

Queste modifiche, concettualmente semplici ma ristrette tra i limiti analitici imposti da una struttura completata ed i vincoli



Fig. 9 | L'appoggio su P3 deformato



Fig. 10 | Il raddoppio dei controventi



Fig. 11- La sostituzione degli appoggi su P3 e la struttura impiegata per il recupero della rotazione torsionale



Fig. 12 | I viadotti della Strada statale n. 33 “del Sempione”



Fig. 13 | La parata dei bilici al collaudo

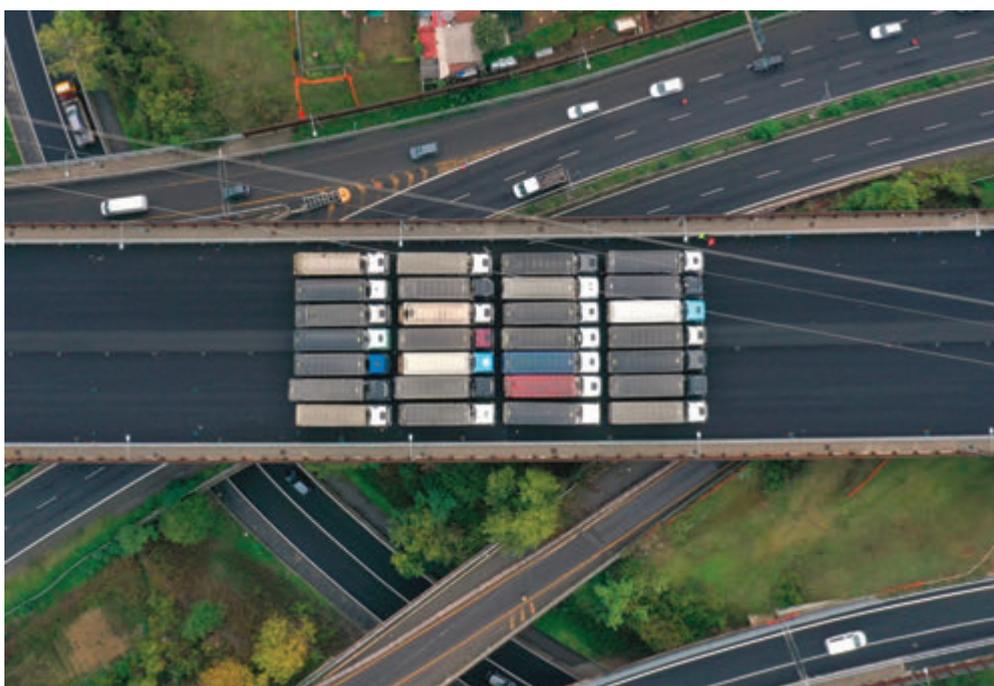


Fig. 14 | L'incrocio di strade durante la prova di carico su P2

operativi conseguenti al fatto che il viadotto insiste su un tessuto viario complesso, sono state attuate tra maggio e agosto 2022, secondo un programma operativo accurato che ha consentito il recupero integrale delle aste di controvento già in opera, con la sola sostituzione delle piastre di nodo.

CONCLUSIONI

Il ponte sulla ex S.S.n.35 è stato inaugurato il 14 novembre 2022, essendo le attività progettuali esecutive iniziate nell'autunno 2013

e la costruzione dell'impalcato nel 2017.

Il tema progettuale è stato affrontato ricercando un'opera priva di magniloquenza, pur di caratteristiche geometriche rilevanti.

Il tema principale che ne ha definito la concezione è stata la necessità di ridurre, veramente al minimo, l'ingombro delle due pile centrali, diventate semplici colonne con diametro di 3 m sulle quali appoggia una carreggiata larga quasi 30 m.

Per confronto si pensi, su una luce di un terzo ed una larghezza prossima alla metà, ai viadotti sulla statale del Sempione vicino Ornavasso di Silvano Zorzi che hanno pile con diametro di 2,6 m e stupiscono ancora per la loro snellezza dopo quasi 40 anni dalla loro costruzione (figura 12).

In un impalcato siffatto le azioni torcenti ultime sono rilevanti a fronte di modeste azioni flettenti e non è stato facile raggiungere una adeguata rigidità in un cassone bicellulare con fondo reticolare

alto 4 m e largo 13 m.

La struttura nella sua configurazione finale, coi nuovi dispositivi di vincolo e la controventatura rafforzata, è stata correttamente collaudata nel mese di ottobre 2022 con 28 bilici da circa 52 t disposti su 7 file (figure 13-14).

Dopo l'inaugurazione del 14 novembre 2022 il ponte è stato aperto al traffico, completando l'intero adeguamento della S.P. n. 46.



Giuseppe Matildi

Socio Fondatore, Legale rappresentante e Direttore Generale dello Studio di Ingegneria Civile MATILDI+PARTNERS di Bologna. Laureato nel 1972 a Trieste, è progettista da quasi 50 anni di ponti metallici. Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna dal 1983 al 2007 e titolare del corso di "Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio", presso la medesima Facoltà.



Carlo Vittorio Matildi

Laureato in ingegneria civile strutturale e socio dello Studio di Ingegneria Civile MATILDI+PARTNERS di Bologna dal 2002, Carlo Vittorio ha poi conseguito, nel 2007, un master post lauream in project management presso l'università di Reading (UK). Nel 2014 ha conseguito la qualifica di "Chartered Project Manager" ovvero project manager qualificato presso il Royal Institute of Chartered Surveyor (RICS). Oltre alla sua iniziale esperienza come progettista, Carlo Vittorio si è specializzato nel coordinamento di progetti complessi e nel Project Management.



Paolo Barrasso

Laureato in Ingegneria Civile a Bologna nel 2003, collabora dallo stesso anno con lo Studio di Ingegneria MATILDI + PARTNERS di Bologna nel cui ambito ha rivestito fin dall'inizio il ruolo di progettista strutturale e successivamente anche di coordinatore della progettazione. In quasi 19 anni di attività ha partecipato al progetto e alla realizzazione di oltre 80 ponti e viadotti sul territorio nazionale.



Federica Ricci

Laureata presso l'Università degli Studi di Ferrara nel 2009 con lode, collabora dallo stesso anno con lo Studio di Ingegneria MATILDI+PARTNERS di Bologna come progettista strutturale. Nel corso degli anni si è specializzata in particolar modo nella progettazione di strutture sismicamente protette e nel recupero di ponti esistenti come il progetto attuale del viadotto Savio Palmieri sulla SS 3 bis-E45.



Valentina Antoniani

Laureata in ingegneria civile con lode nel 2019 a Pisa, collabora da allora con lo Studio associato MATILDI + PARTNERS come progettista strutturale. Durante il periodo universitario ha svolto per tre anni attività di supporto didattico e tutoraggio agli studenti di Scienza delle Costruzioni. Nella professione si occupa di offerte di gara e progettazioni definitive, esecutive tra le quali il recente ponte di Albiano.



Stefano Isani

Collabora dal 1991, data della laurea, con lo Studio associato MATILDI + PARTNERS di Bologna, col ruolo di progettista, coordinatore e responsabile tecnico. Ha seguito come correlatore oltre 20 di tesi di laurea magistrale (presso le università di Bologna, Ferrara, Udine, Roma2 e Pisa) e partecipato a oltre 35 seminari in qualità di docente così come ha presentato relazioni ai congressi IABSE nel 2011, EuroDyn 2017 e CTA nel 2011, 2015 e 2017.

DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

COMPLESSO THE QUAD, MALTA. NOVE PONTI IN ACCIAIO PER ILLUMINARE LE MRIEHEL TOWERS

THE QUAD COMPLEX, MALTA. NINE STEEL BRIDGES TO ILLUMINATE THE MRIEHEL TOWERS

Davide Emmanuello*, Bruno Finzi, Gianluca Pittelli | CEAS S.r.l.

L'articolo ripercorre la genesi del progetto dei ponti in acciaio del complesso denominato The Quad, a Malta, sottolineando come l'eleganza della soluzione strutturale si declini con grande successo nel concept architettonico, nella logica della continuità delle forme e della leggerezza del materiale. Nati dall'idea di creare delle interconnessioni in quota tra le torri uffici, i nove ponti gravitano sopra i 7000 m2 delle piazze sottostanti aperte al pubblico, la Piazza inferiore e la Piazza superiore, offrendo una vista d'intrattenimento sul podio dedicato ad attività ricreative e di socializzazione. La semplicità del design strutturale ha fatto nascere l'idea della Direzione Artistica di non rivestire le pance dei ponti, modificando l'originaria immagine architettonica. Pertanto, il risultato di unire le forme strutturali all'architettura delle torri, grazie a un gioco di luci tra le parti portanti delle strutture, ha messo in risalto le scene, attirando i visitatori verso gli spazi circostanti.

The article describes the genesis of the steel bridges design included in the complex called The Quad, in Malta. It focuses on how the elegance of the structural solution is expressed with great success in the architectural concept, in the logic of the continuity of shapes and material lightness.

Born from the idea of creating interconnections at height levels between the office towers, the nine bridges gravitate above the 7000 m2 of the public squares below, the Lower Ground Piazza & Upper Ground Piazza, offering an entertaining view on the podium suitable for recreational activities and socialization. The simplicity of the structures has yielded to the idea of the Artistic Direction not to cover the bridges' bellies, changing the original landscape portray. Therefore, the outcome of joining the structural shapes to the towers architecture, thanks to a play of lights through the load-bearing parts of the structures, it highlighted the scenes, attracting visitors towards the surrounding spaces.



*Corresponding author. Email: ceas@ceas.it

1 INTRODUZIONE

The Quad è un progetto di sviluppo commerciale a Mriehel che ha visto la realizzazione di quattro torri uffici denominate East-tower (Q4), South-tower (Q3), West-tower (Q2) e North-tower (Q1), rispettivamente di 20, 17, 14 e 16 piani fuori terra, oltre a 5 piani interrati sotto ad un podium comune, con strutture portanti in cemento armato. La quota massima dell'edificio più alto, rappresentato dalla East-tower, raggiunge 80 m di altezza (+116,25 m s.l.m.) rispetto al piano campagna, a quota +41 m s.l.m. Il complesso si fonda sul basement, adibito a parcheggi e locali tecnici, dotato di una serie di rampe di servizio e di accesso pubblico. L'interrato viene coronato da una piazza centrale, a piano terra, sviluppata su un doppio livello: quella principale, chiamata Piazza inferiore (L00 - Lower Ground Floor), sul sedime originario del lotto, e quella secondaria, impostata ad un livello superiore (L01 - Upper Ground Floor) per raccordare la parte più alta a nord-est, verso sud-ovest. Il livello L01 ospita quindi prestigiosi retails delle torri, oltre ad offrire un bel vedere sulla piazza inferiore, dove sono ambientate numerose altre attività commerciali (figura 1).

Sulla base dello studio dei flussi, le torri sono state rese tra loro comunicanti tramite collegamenti aerei, rappresentati da nove passerelle in acciaio dislocate nei 4 vertici geografici dell'insediamento. Nel seguito si analizzano gli aspetti fondamentali della progettazione strutturale e si illustra come la soluzione strutturale dei ponti in carpenteria metallica si è prestata anche a caratterizzare i connotati architettonici delle torri.

1.1 Inquadramento architettonico e strutturale dei ponti

I ponti sono stati collocati a partire dal terzo piano fuori terra, ovvero distribuiti come un grande raccordo ad anello, via di comunicazione circolare tra gli edifici. In funzione delle geometrie derivanti dal concept architettonico sono stati strutturalmente concepiti i 4 impalcati. La tabella 1 ne descrive le geometrie principali, divise in funzione delle torri collegate.

L'aspetto fondamentale del concept architettonico dei ponti è rappresentato dalla sezione dell'impalcato, voluta non solo per esprimere una leggerezza dell'insieme, ma anche per dare continuità al disegno dei marcapiani esterni, accentuandone

l'armonia grazie alle forme arrotondate di facciata (figure 2 e 3). I primi studi strutturali hanno posto le basi su di un layout non ottimale, caratterizzato da disassamenti rispetto agli appoggi. Nello sviluppo definitivo condotto a livello strutturale, viceversa, gli assi dello schema sono stati perfezionati, grazie ad una migliore interpretazione del problema, ragionando quindi sulla scelta di sagome, sezioni e distribuzioni dei vincoli ingegneristicamente efficienti, poi nuovamente declinate sotto l'aspetto architettonico.

Sulla resa estetica e funzionale del ponte veniva individuata la necessità di una doppia pelle; la prima, di rivestimento ad intradosso, formata da un *cladding* continuo (pancia del ponte), la seconda, ad estradosso, costituita dal piano di pavimento sopraelevato, sotto al quale venivano gestite le pendenze di raccolta acqua, particolari illustrati negli estratti grafici di figura 5. Tale sezione mostrava così una continuità con lo sviluppo delle linee esteriori, rappresentate dai fianchi dell'impalcato, in spessore con le balconate raccordanti gli edifici ai piani inferiori, questi motivati dalle facciate *floor to ceiling*.

La sezione strutturale è stata ingegnerizzata per poter rispettare il vincolo assoluto del rivestimento inferiore, l'involucro perimetrale e gli allineamenti dei parapetti: è stata posizionata una trave maestra centrale, tubolare cava in acciaio S275JR tipo



Fig. 1. | Prospetto torri Q4 e Q3 Sud-Est -Nomenclatura livelli

Tipologia ponte	Totale ponti	Torri collegate	Lunghezza complessiva	Appoggi intermedi	Livelli
1	2	East-South	24 m	2	L04 e L05
2	2	South-West	12,5 m	-	L03 e L04
3	3	West-North	24 m	2	L03 , L04, L05
4	2	North-East	12,5 m	-	L04 e L05

Tabella 1. | Tipologie di ponti e livelli collegati



Fig. 4. | Render (sx) e foto (dx) dei ponti tipo 1 e 4 convergenti sulla Torre Est - Q4

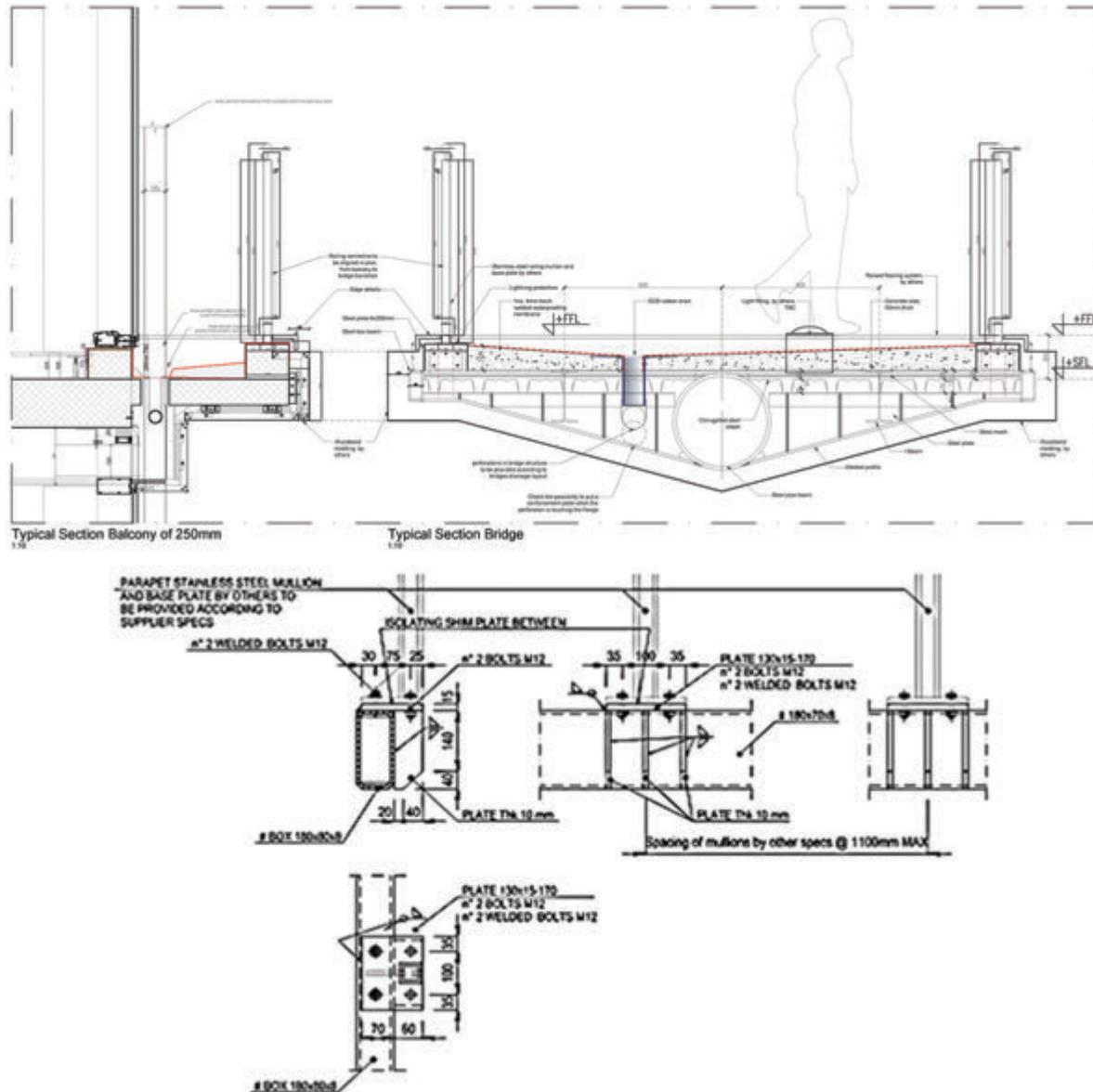


Fig. 5. | Sezione architettonica e strutturale passerella - Dettaglio tipico attacco strutturale del montante

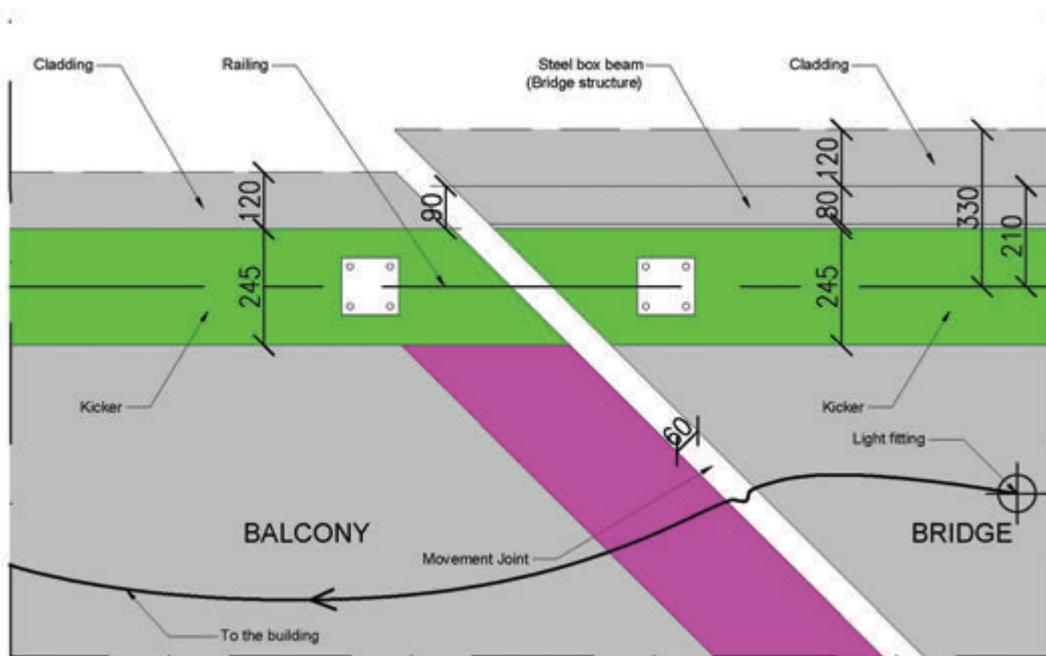


Fig. 6. | Indicazioni architettoniche giunto strutturale brige-balcone tipico

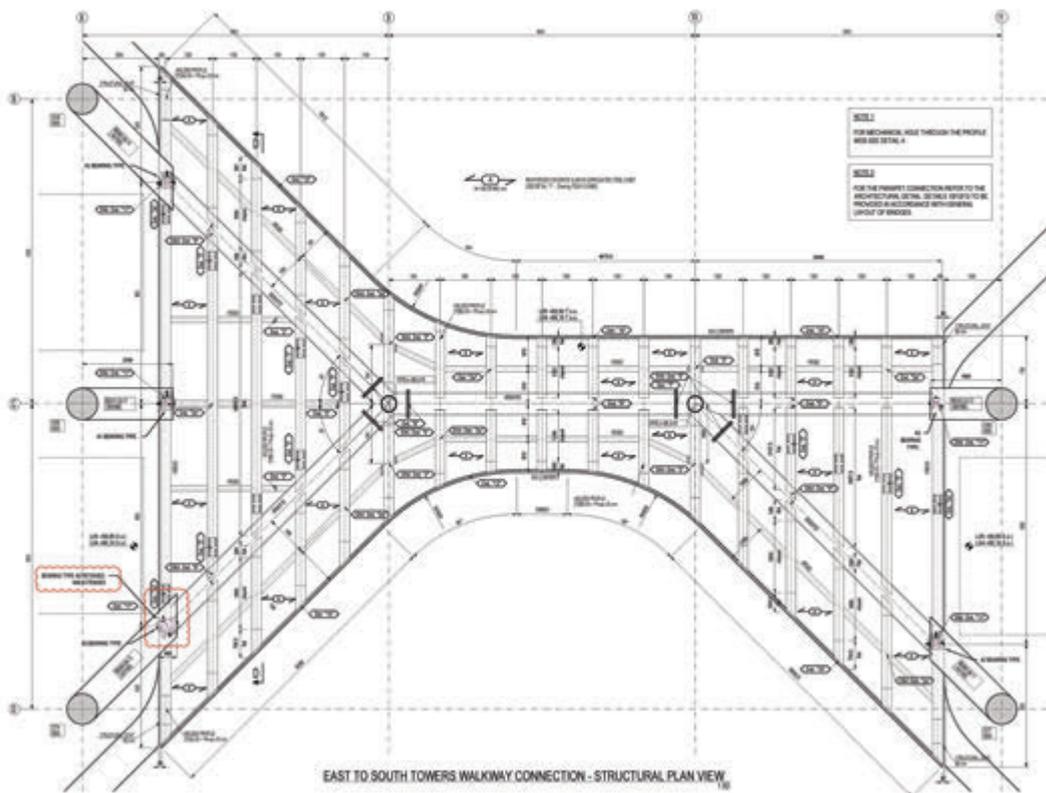


Fig. 7. | Assieme strutturale impalcato tipo 1

Ø588,8x20 mm, e travi rastremate a sbalzo del medesimo grado di acciaio, composte per saldatura da piatti larghi, 2PL250x15mm e 1PLvar x10mm, vincolate dalla travatura centrale. In figura 5 è evidenziato il dialogo della forma architettonica con quella strutturale, dove, oltre ai particolari di sviluppo in carpenteria dei giunti strutturali dei ponti con gli edifici, vengono mostrati alcuni

dettagli di connessione del parapetto strutturale, imbullonato ai profili perimetrali tubolari cavi, calandrati in sezione 180x70x8 mm.

Il giunto tipologico, concettualmente necessario tra i vari impalcati delle torri ed i bridges, ha seguito l'andamento del sistema di appoggio e di sconnessione tra strutture in acciaio e cemento armato, come verrà descritto nei capitoli successivi (figura 6).

2 IL PROGETTO STRUTTURALE IN DETTAGLIO

Di seguito si illustrano le piante di assieme strutturale di alcuni impalcati tipo. Si riportano quindi gli aspetti significativi del progetto strutturale, in particolare con riferimento ai nodi concepiti per l'assemblaggio globale e il trasporto.

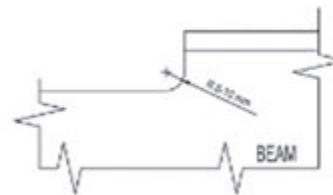
2.1 Impalcati tipo 1 e 3

La prima tipologia di impalcato (figura 7) prevede la presenza di due appoggi intermedi, costituiti da colonne tubolari cave Ø406,4x16 mm, in acciaio S275JR, posizionate su maglia dei fili fissi, al fine di garantire il riscontro sui pilastri in c.a. del basement e di dare continuità alle travature principali in elevazione. Le colonne sono state suddivise in conci in altezza, tramite giungi flangiati sovrappesore lavorati a macchina, per garantire totale contatto, quindi continuità del flusso di carico, oltreché un montaggio semplice e veloce (figura 10). Il primo concio verticale, ancorato alla base tramite una piastra circolare nervata dia. 560 mm e spessore 40 mm, ha fornito il primo vincolo a terra e il primo sostegno per i sottoinsiemi orizzontali in quota (figura 9). I conci di impalcato, saldati con procedure controllate in officina,

hanno garantito la versatilità non solo nel trasporto, ma anche nel tiro. Con questa logica si sono strutturate le travature principali e le appendici in c.a. integrate nel sistema di mensole delle torri, dove trovano alloggio i dispositivi di appoggio esterni alle facciate.

-WHERE EXPLICITLY REMARKED (∇) FLANGED CONNECTIONS MUST HAVE FULL CONTACT END BEARING ACCORDING TO EN 1090-2:2008 TABLE D.1.13 (THE THICKNESS OF THE FLANGE PLATE MUST BE OVERSIZED BY 5mm)

-FILLET RADIUS MUST BE PROVIDED IN EXPOSED CORNER JOINTS (COPING)



-IN FLANGED JOINTS, WHERE PENETRATION WELDS ARE PROVIDED, THE PREPARATION OF THE EDGES MUST BE ON THE FLANGE PLATES AND NOT ON THE BEAM.

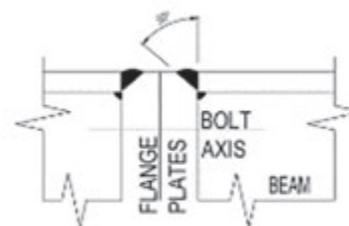
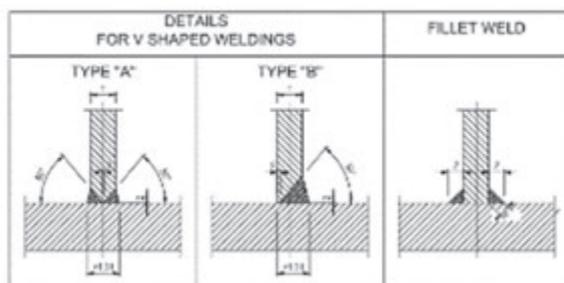


Fig. 10. | Prescrizioni saldature nodi flangiati e spallature

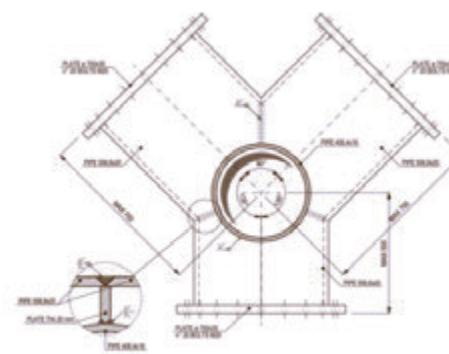
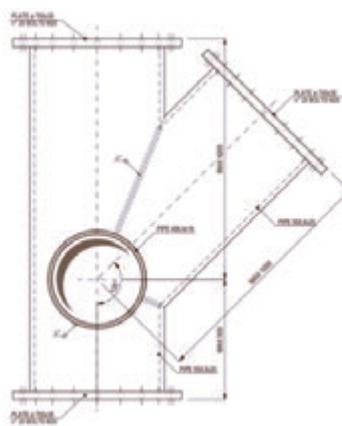


Fig. 11. | Assemblaggio travature principali in quota su colonna

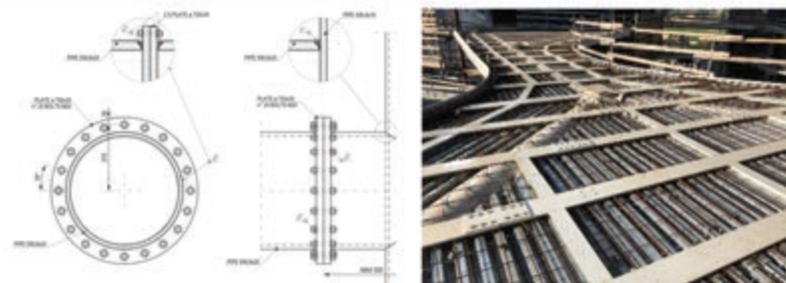
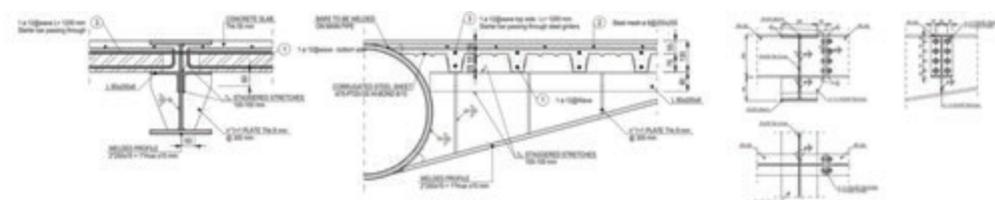


Fig. 12. | Assieme strutturale ponte tipo 4

Fig. 13. | Particolari lamiera, getto e connessioni su conci secondari presaldati d'officina

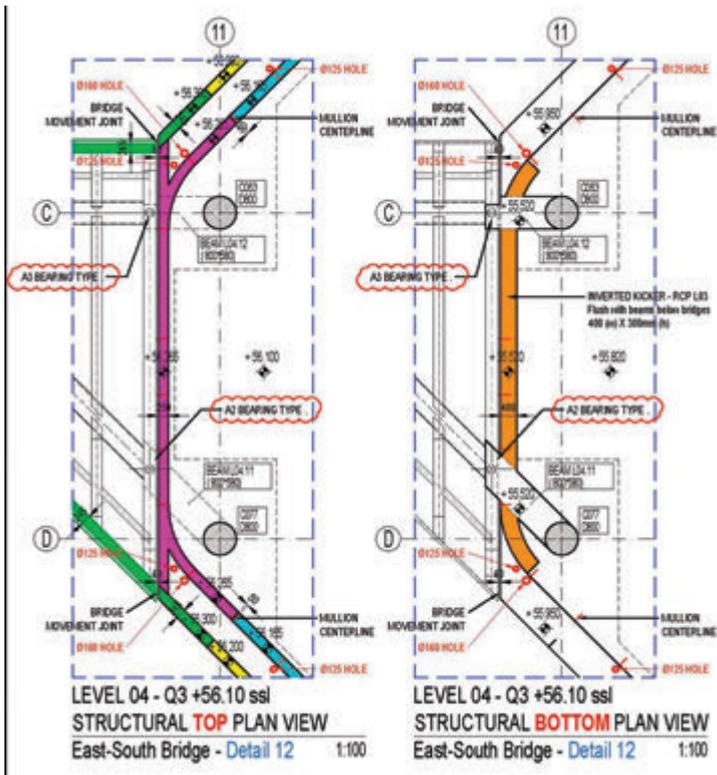


Fig. 14. | Dettagli strutturali giunto impalcato tipo 3

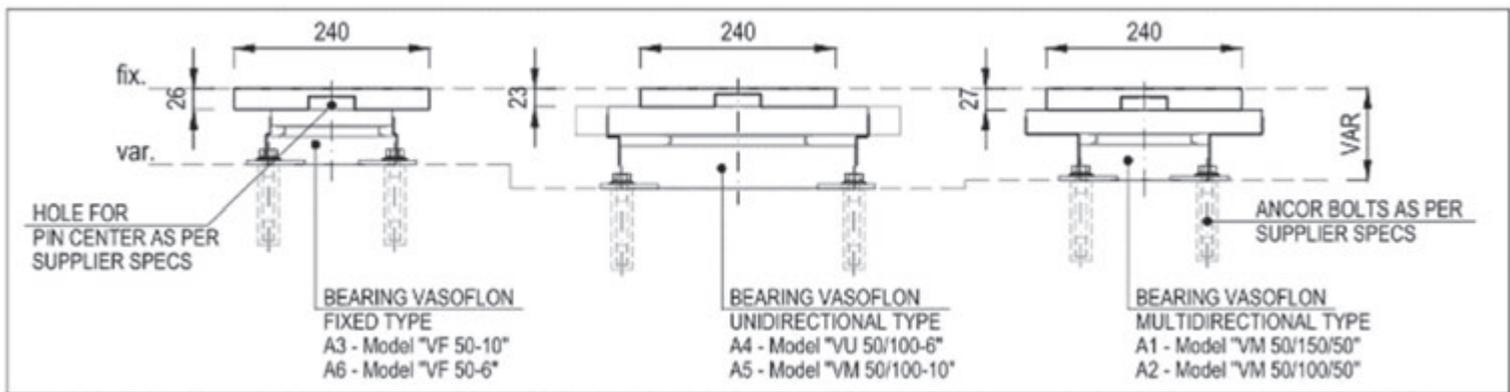


Fig. 15. | Definizione appoggi necessari

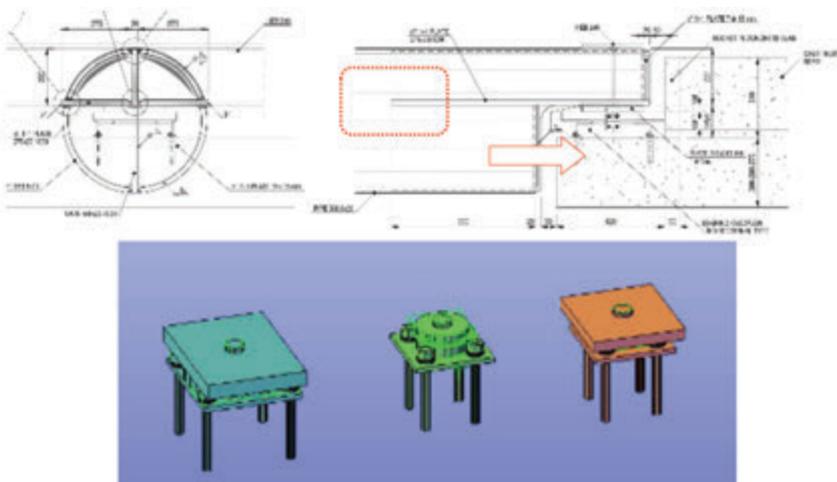


Fig. 16. | Definizione tipologico sella in acciaio e cemento armato - Appoggi in 3D

impalcati. Le dilatazioni termiche, attestate nell'ordine dei ± 25 mm, vengono sfogate nei medesimi vuoti.

2.4 Breve accenno alle verifiche e alle prove di carico

L'insieme strutturale dei ponti e la loro risposta statica e dinamica sono stati studiati dal punto di vista numerico, sia per soddisfare le verifiche di resistenza e stabilità, sia per verificare della risposta in frequenza, tramite analisi modali. In figura 21 sono riportate alcune immagini dei modelli e dei principali risultati ottenuti.

L'analisi numerica di instabilità delle colonne ha portato ad un fattore di buckling, a_{cr} , superiore a 10, pertanto le verifiche sono state condotte al primo ordine, con le classiche formule delle normative più avanzate sulle costruzioni metalliche, proposte dalle NTC2018 e dagli Eurocodici, considerando eccentricità ed effetti delle imperfezioni di montaggio. L'instabilità laterale, basata sulla valutazione del carico critico euleriano in funzione dei gradi di mutuo vincolo, è stata studiata iterativamente, affidandosi alla teoria dell'instabilità delle aste compresse e presso-inflesse (figura 22).

L'analisi delle frequenze proprie, infine, in ragione dell'estrazione modale, ha restituito valori dei primi modi superiori ai 5 Hz, garantendo un positivo check del limite inferiore consigliato per impalcati di questo genere, sotto il profilo del comfort (figura 23). Sui sistemi in luce unica, più soggetti a deformabilità verticale,

sono state effettuate delle prove di carico, predisponendo prima un assiemaggio di verifica con dima, direttamente a terra su baggioli dedicati. I risultati delle prove sono poi stati confrontati con quelli numerici, riscontrando una sostanziale aderenza tra i due metodi, quello teorico e quello sperimentale. Il ponte tipo 2, ad esempio, su cui si sono ottenuti poco più di 25 mm di abbassamento a struttura totalmente nuda (assente l'effetto di ingranamento della cappa strutturale), è stato testato riproducendo i vincoli a terra con dei tronchetti in carpenteria e applicando sovraccarichi distribuiti su tutto l'impalcato, tramite l'utilizzo di blocchi massivi in calcestruzzo, come indicato dallo schema di figura 24.

4 FASI DI MONTAGGIO

I ponti sono stati presaldati e ispezionati in officina, infine premontati a terra per la verifica del tracciamento in sito tramite rilievo e per la verifica della planarità e dell'allineamento dei giunti. Grazie all'ausilio delle gru di cantiere, una volta giunti spacchettati in sito, sono stati tirati e montati in quota. In particolare, per i ponti in luce unica, è stato necessario ricorrere a strutture provvisorie, risultando necessaria una attenta regolazione plano-altimetrica prima del serraggio e del rilascio finale.

4.1 Opere provvisorie

I conci, una volta trasportati a piè d'opera, sono stati preparati al montaggio predisponendoli sul livello della piazza con l'ausilio delle gru di cantiere. Questi, dotati di golfari per l'aggancio ed il tiro in quota, sono stati poggiati su torrini provvisori regolabili in altezza ed inclinazione, poi giuntati (figura 25).

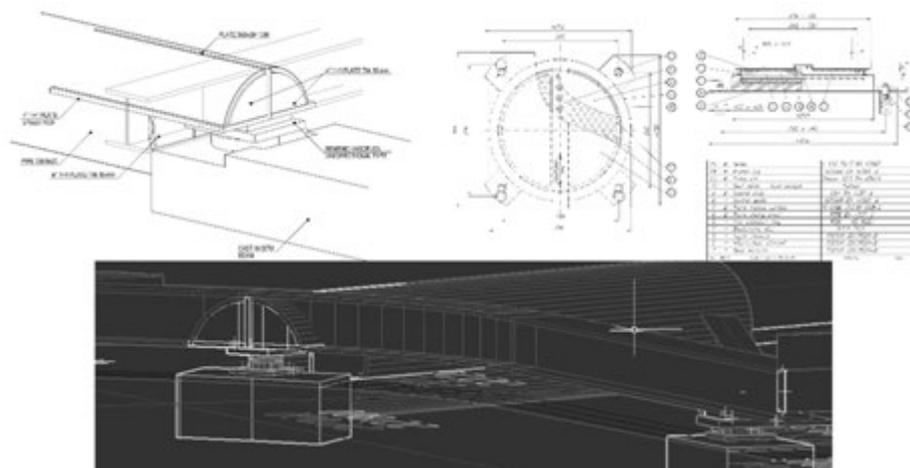


Fig. 17. | 3D negativo del giunto, con dettaglio dispositivo unidirezionale

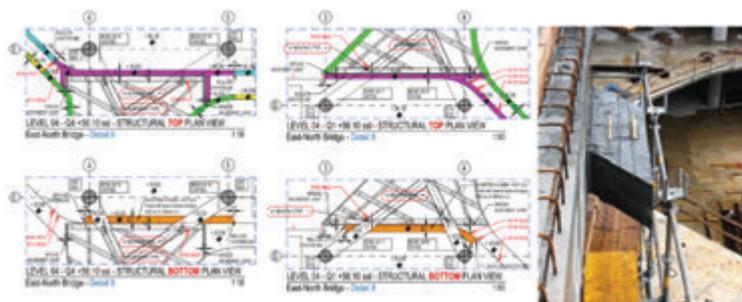


Fig. 18. | Articolazione carpenterie dei giunti strutturali 8 e 9 e delle mensole di appoggio



Fig. 19. | Fase di grouting appoggi e controllo dimensionale giunti strutturali

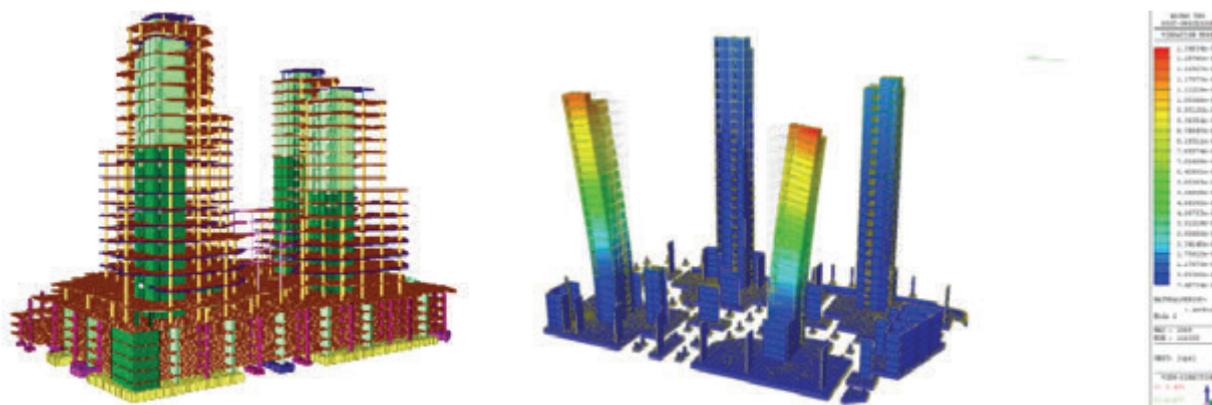
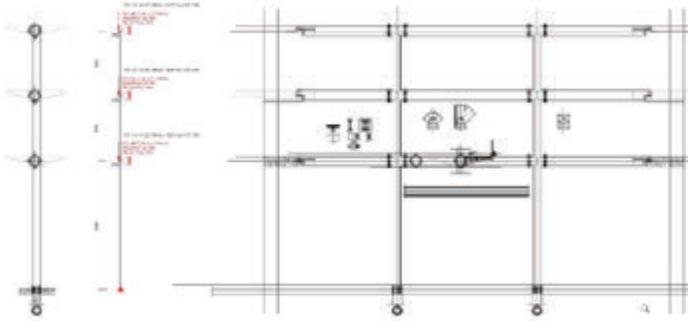
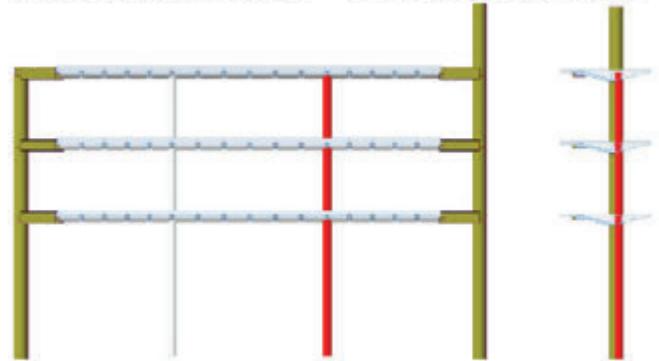


Fig. 20. | Estratti analisi modale e controllo degli spostamenti in sede di cross check giunti

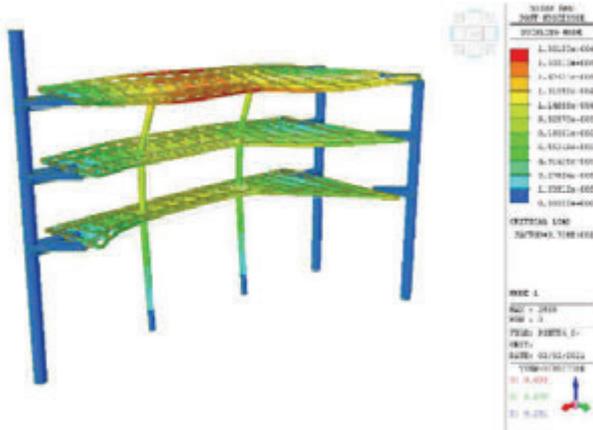
Predimensionamenti



Modello numerico 3D – Sezione comparativa



Risposta di instabilità globale



Risposta dinamica locale

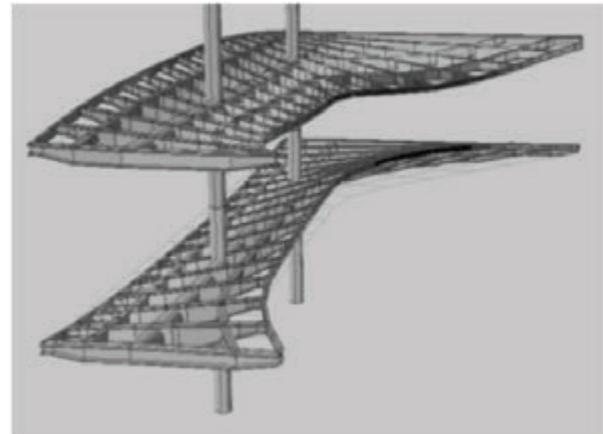


Fig. 21. | Modelli impiegati e alcuni risultati

$\alpha_{cr,z}$	= 37,96, critical factor for the global buckling	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$
$N_{cr,z} := \alpha_{cr,z} \cdot N_{Ed}$	= 1000 x 37,96 = 37960 kN	$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$
$P_{cr,z} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot H)^2}$	= critical load, theoretical formula	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$
$H_{cr,z} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{ N_{cr,z} }}$	= critical high of the column	$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$
$K_z := \frac{H_{cr,z}}{H}$	= coefficient for the lateral buckling	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$

Fig. 22. | Determinazione del coefficiente di instabilità laterale e del carico critico euleriano

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	32.4275	5.1610	0.1938	6.2930e-074		
	2	36.4336	5.7906	0.1725	2.6037e-066		
	3	39.0906	6.2215	0.1607	4.6067e-063		
	4	51.9551	8.2689	0.1209	1.7693e-043		
	5	56.2878	8.9585	0.1116	2.6217e-035		
	6	56.5633	9.0023	0.1111	5.3198e-035		
	7	56.6822	9.0213	0.1108	1.0633e-034		
	8	58.9516	9.3824	0.1066	8.7332e-033		
	9	62.3706	9.9266	0.1007	4.5363e-031		
	10	64.2018	10.2180	0.0979	2.9737e-029		

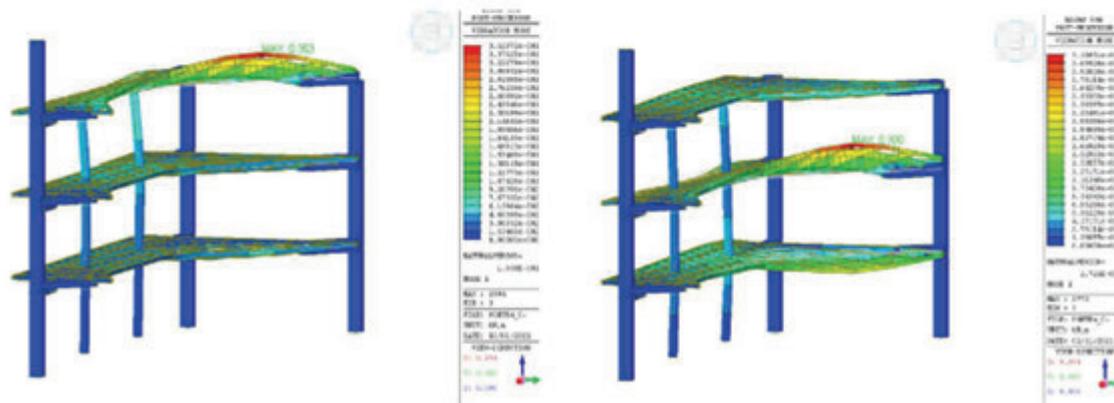


Fig. 23. | Estratto modi verticali e controllo delle frequenze fondamentali

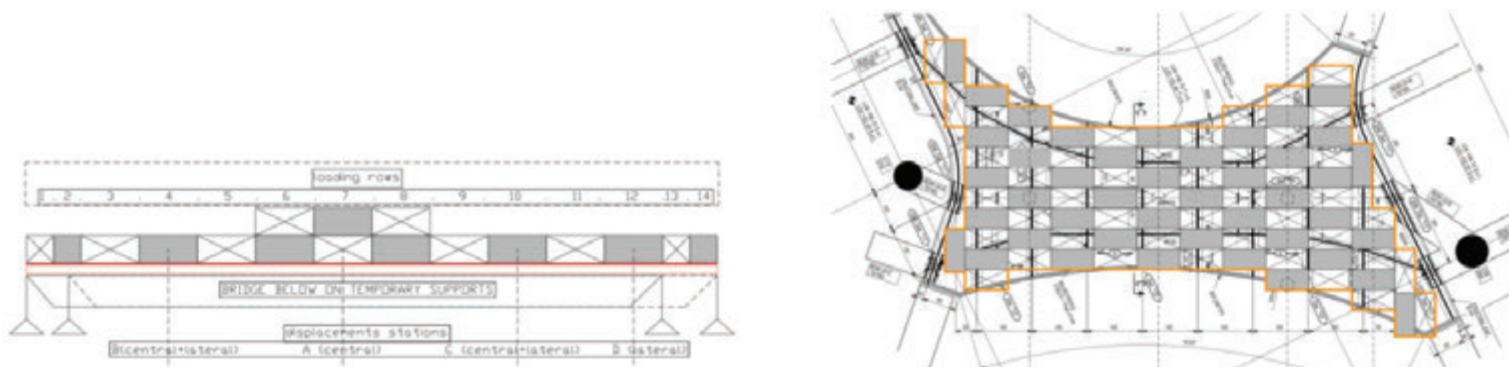
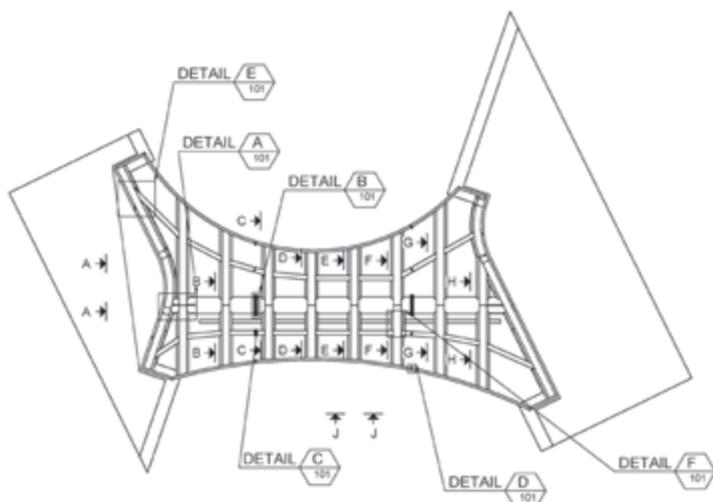


Fig. 24. | Modalità di carico ponte tipo 2 - Sezione e pianta

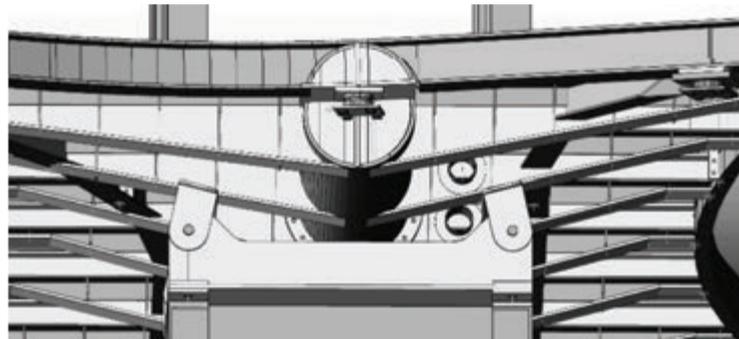


Di seguito sono illustrate la suddivisione in 3 conci dell'impalcato tipo 2 e le fasi che ne hanno consentito il montaggio, la regolazione ed il getto dell'impalcato.

Fig. 25. | Rappresentazione dei conci - Impalcato tipo 2



Fase 1 | Installazione dei tralicci provvisori



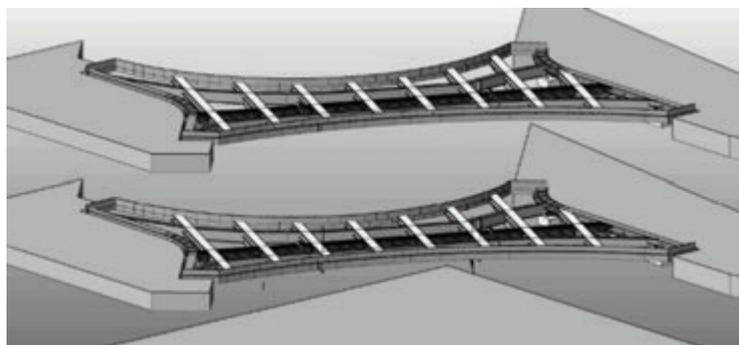
Fase 4 | Regolazione piattaforma mobile e messa in sospensione



Fase 5 | Posa lamiera, getto e montaggio ponte livello successivo



Fase 2 | Posizionamento a terra conci e preparazione golfari



Fase 6 | Distacco torrini e rilascio completo degli impalcanti



Fase 3 | Calo, regolazione e grouting

Fig. 26. | Fasi di montaggio - Impalcato tipo 3



Fig. 27. | Impalcato tipo 1 – Q4/Q3. Strutture a vista dell'impalcato

5 LA SCELTA ARCHITETTONICA – L'ILLUMINAZIONE DEI PONTI

Completato il montaggio delle strutture in acciaio, contemporaneamente all'avanzamento dei piani delle torri, la Direzione Artistica ha dovuto affrontare il check del mockup del rivestimento delle passerelle, con particolare attenzione alla tecnologia del materiale applicato sulle parti d'intradosso. Il progetto architettonico prevedeva, infatti, un cladding cucito sugli elementi strutturali. Tuttavia, le successive analisi visive, hanno dato vigore all'ipotesi di sottolineare l'intrinseco carattere strutturale dei collegamenti, incentivata dall'esito dei nuovi render architettonici. La possibilità di impreziosire il contesto lasciando nude le carpenterie strutturali ha quindi polarizzato l'attenzione comune, in particolare della Proprietà: non rivestire il deck inferiore, infatti, avrebbe potuto porre un accento al disegno architettonico proveniente dalle balconate, dando continuità ed eleganza al massing delle torri.

L'idea si è da subito rivelata vincente grazie in particolare alla scelta del colore delle facciate, nelle quali, poi, le strutture avrebbero trovato un riflesso (figure 27-28). Ma mancava ancora qualcosa: l'illuminazione dei ponti. Sfruttando il riflesso e la propagazione dei fasci di luce, proiettati lungo le travi di nervatura dell'impalcato, si è consentito di impreziosire la scenografia architettonica, dando vita ad un gioco d'illuminazione tanto rigoroso, quanto piacevole,

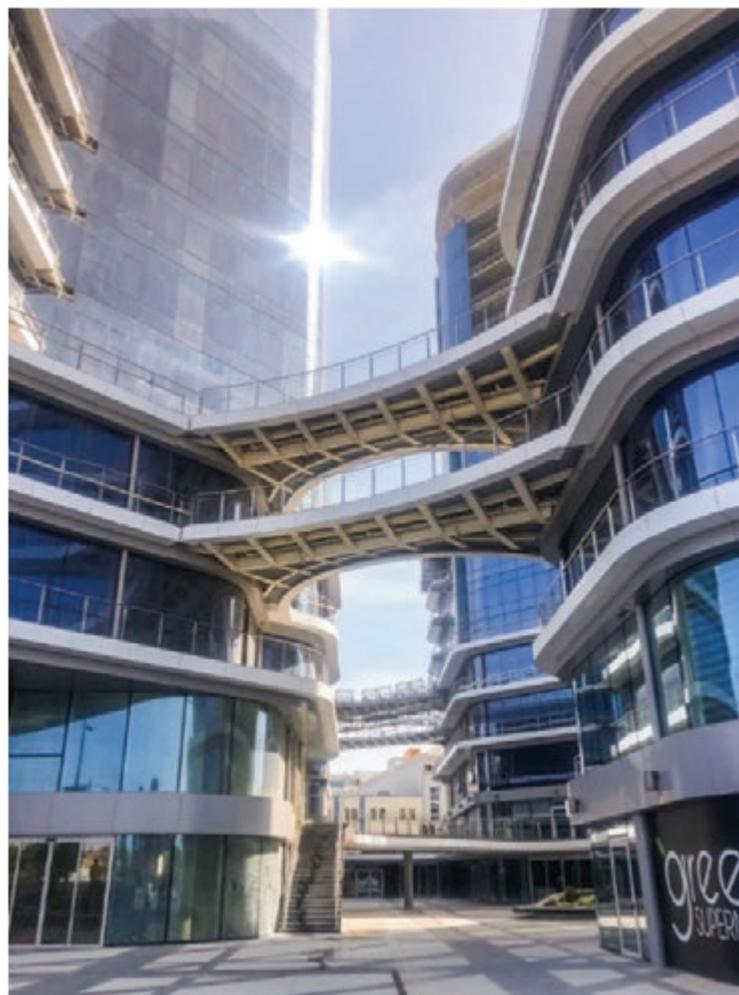


Fig. 28. | Scorcio del podio inferiore e superiore con vista dei 4 ponti a campata unica

amplificato dal riflesso nelle specchiature delle facciate (figure 29-30).

CONCLUSIONI

Il progetto The Quad Mriehel, realizzato sull'isola di Malta e curato dallo studio di architettura DeMicoli & Associates, ha coinvolto il dipartimento di ingegneria strutturale e il BIM office di CEAS per alcuni anni dal 2015, nella progettazione preliminare e definitiva delle strutture, fino al recente sviluppo esecutivo e costruttivo, vedendo l'impiego di ingegneri e modellatori, con svariate analisi numeriche e simulazioni tridimensionali.

Il progetto strutturale dei ponti in acciaio, in particolare, ha trovato la sua più originale espressione nel coniugare le scelte di natura statica con quelle architettoniche, fino poi a restare evidenziata nella sua conformazione originale come risultato più semplice e originale per impreziosire le scene, nelle quali le torri e la piazza comune diventano protagoniste grazie ad un gioco di luci, affidato al riflesso combinato sugli orditi strutturali. I ponti, mostrando il loro lato nascosto miscelato al particolare lighting, donano una piacevole sorpresa ai visitatori del luogo.

Questo aspetto, così fortemente scenografico, ha suggellato il carattere del progetto: l'armonia tra le forme strutturali dei ponti e il design architettonico.

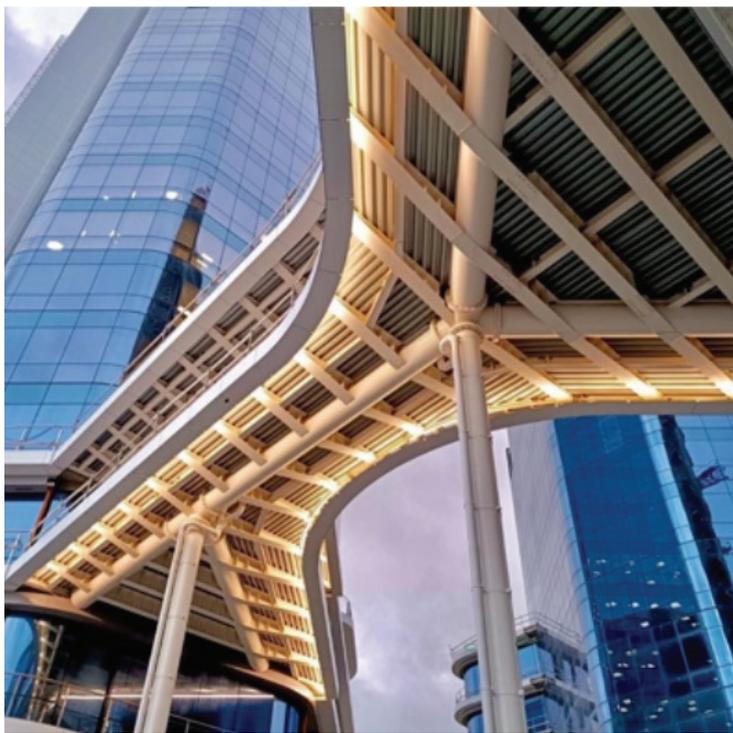


Fig. 29. | Piacevole effetto scenografico con illuminazione del ponte Q4-Q3



Fig. 30. | L'illuminazione del ponte Q2-Q1, l'armonia delle forme e delle luci

ACKNOWLEDGMENT

- [1] DeMicoli & Associates Architects - Spinola Park, level 0 Triq Mikiel Ang. Borg St. Julians, SPK 1000, Malta - Progettazione architettonica complesso "The Quad"
- [2] CEAS srl - Viale Giustiniano 10, Milano, Italia - Progettazione geotecnica, progettazione strutturale, assistenza alla Direzione dei Lavori complesso "The Quad"
- [3] Tumas Group CO. LTD - Portomaso Business Tower, St Julian's, Malta - Proprietà e promotore intervento
- [4] The Gasan Group of Companies Gasan Centre, Mriehel Bypass, The Central Business District BKR3000 - Malta - Proprietà e promotore intervento
- [5] FIP MEC srl - Via Scapacchiò 41, Selvazzano Dentro, Padova - Fornitore apparecchi d'appoggio strutturale per i ponti del complesso "The Quad"
- [6] E&L Enterprises LTD - HHF 075A Hal Far Industrial Estate, BBG3000, Malta - Fornitore carpenterie metalliche, progettazione costruttiva e montaggio
- [7] ELBROS Built for Life LTD - Triq l-Industrija, KKP 9042 Malta - Impresa di costruzioni generale



Davide Emmanuello

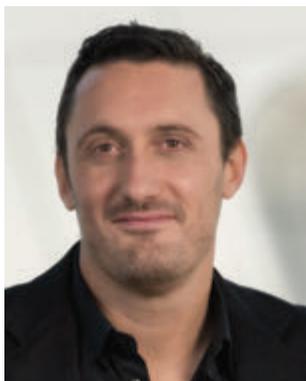
Ingegnere civile strutturista, in CEAS dal 2008, ha maturato ampia esperienza nella Progettazione e Direzione Lavori di rilevanti interventi edilizi, terziari e industriali. Dal 2021 è Project Engineer e coordina la progettazione strutturale su larga scala, integrando aspetti di sostenibilità ambientale e di Value Engineering nei processi di sviluppo e cost-control. Le esperienze hanno riguardato la validazione della progettazione attraverso il metodo FEM, l'analisi di vulnerabilità e la classificazione sismica per opere di miglioramento e adeguamento su edifici esistenti. Ha acquisito importante know-how nella progettazione in acciaio e calcestruzzo armato, fino ai livelli costruttivi, nonché nell'applicabilità di legno e vetro come materiali strutturali. Si è occupato della progettazione esecutiva di strutture industriali complesse (cementerie, impianti per il raffinamento della calce, terminali LNG, impianti eolici), della progettazione strutturale di nuovi insediamenti edilizi e terziari e di brillanti interventi di ristrutturazione di edifici esistenti in c.a., sia estesi, sia a torre di media altezza. Infine, è stato assistente al collaudo di importanti insediamenti a Milano.



Bruno Finzi

Ingegnere strutturista di grande fama ed esperienza, ha svolto attività di progettazione e Direzione Lavori sia in grandi cantieri di carpenteria metallica, sia in complesse ristrutturazioni di edifici di valore storico e monumentale come chiese, musei, ospedali ed edifici universitari. È specializzato nella diagnosi, nel ripristino e nell'adeguamento statico di edifici monumentali e storici e nel recupero di strutture intaccate dal degrado nei materiali, quali ad esempio la Torre Velasca a Milano.

Ha svolto ruoli di revisione di progetto, Direttore dei Lavori e Collaudatore per numerosi grattacieli costruiti nell'ultimo decennio in Italia e all'estero, tra i quali le torri di Garibaldi Repubblica, le torri Isozaky, Hadid e Libeskind di Citylife, la torre Gioia 22 a Milano e il Grattacielo Intesa SanPaolo a Torino. Notevole l'esperienza anche nel Coordinamento della Sicurezza nei cantieri sia in fase di progettazione che in fase esecutiva. È stato Presidente dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano dal 2015 al 2022.

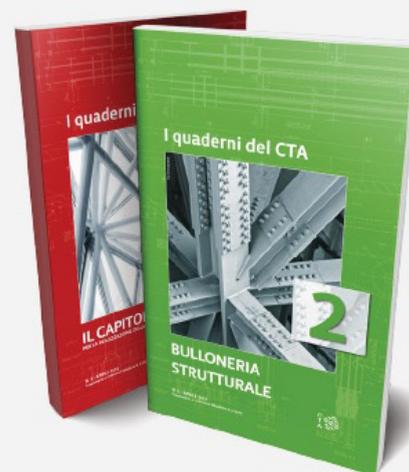


Gianluca Pittelli

Dopo una precedente esperienza lavorativa come consulente per ENI (Saipem) nell'ambito di analisi FEM per impianti Oil&Gas e Piping marittimo, nel 2001 inizia la propria esperienza in CEAS come ingegnere strutturista junior. Dopo 4 anni passa al ruolo di ingegnere strutturista Senior in commesse legate a differenti branche dell'ingegneria strutturale e geotecnica (edifici nuovi ed esistenti, infrastrutture, consulenze, Direzione dei Lavori, etc.). Successivamente si occupa anche di progettazione Integrata, inserito nei team delle commesse primarie per CEAS quali, a titolo di esempio, "realizzazione di parcheggi interrati PUP Milano" e "Fondazione Prada". Dal 2013 assume ruolo di Project Manager di svariate commesse, sia specialistiche che integrate, con ruolo di gestione tecnico economica e di gestione dei rapporti con le Committenze. Dal 2017 diventa socio di CEAS, ed assume contestualmente il ruolo di Responsabile Tecnico, firmando numerosi progetti di primaria importanza. Dal 2021 è Responsabile dell'Area di Progettazione Specialistica, nonché Direttore Tecnico della stessa area.



Acquista i
Quaderni
CTA



<https://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/shop/>

ELETTO IL NUOVO CONSIGLIO DIRETTIVO DEL C.T.A.

Il 3 febbraio 2023, con una assemblea precedente a quella che ha nominato il nuovo Presidente, è avvenuto il rinnovo parziale del Consiglio Direttivo. Sono stati eletti i nuovi consiglieri: Leonardo Bandini e Riccardo Zanon (Industria), Elena Mele ed Elide Nistri (Università), Riccardo De Col e Alessandro Desimoni (Professione).

Per Riccardo De Col, Elena Mele e Riccardo Zanon si è trattata di una riconferma, essendo stati Consiglieri anche nel passato biennio. Leonardo Bandini, Alessandro Desimoni ed Elide Nistri sono invece dei “nomi nuovi” che porteranno certamente nuove idee e nuovo entusiasmo nel C.T.A.



Leonardo Bandini è laureato in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, all'Università di Firenze. Appassionato di metodologie avanzate di protezione sismica delle strutture e di controllo della risposta dinamica delle stesse, ha collaborato con diverse Università. È socio di CSi Italia srl dove svolge attività di diffusione, assistenza e

potenziamento dei programmi di calcolo strutturale prodotti dalla CSi America. È altresì socio dello studio associato Brunetta Bandini dove svolge attività progettuale.



Alessandro Desimoni è laureato in Ingegneria Civile indirizzo strutture, presso l'Università di Genova. Esercita dal 2003 la libera professione, occupandosi di progettazione di opere civili e infrastrutturali in acciaio, calcestruzzo armato e composte acciaio-calcestruzzo. Si occupa, inoltre, di studi di vulnerabilità

sismica di edifici esistenti in calcestruzzo armato e in acciaio. È stato collaboratore del corso di Costruzioni Speciali presso l'Università di Genova relativamente al tema delle Strutture Composte Acciaio-Calcestruzzo.



Elide Nistri è Professore Associato di Tecnica delle costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Salerno. Ingegnere Edile-Architetto ha svolto la sua attività prevalente di ricerca sulle strutture in acciaio in zona sismica. Riveste dal 2017 il ruolo di Editor in Chief della rivista Costruzioni Metalliche e dal 2015

partecipa alle attività organizzative dei Congressi CTA.

Quindi il nuovo Consiglio Direttivo per il biennio 2023/25 sarà così composto:

Ing. Federico Baiardo – industria
 Ing. Leonardo Bandini – industria
 Ing. Benedetto Cordova – industria – Segretario
 Ing. Riccardo Zanon – industria - Vicepresidente
 Prof. Elena Mele – università
 Prof. Paolo Napoli – università
 Prof. Elide Nistri – università
 Prof. Vincenzo Piluso – università - Vicepresidente
 Ing. Fabio Dall'Aglio – professione
 Ing. Riccardo De Col – professione - Presidente
 Ing. Alessandro Desimoni – professione
 Ing. Vincenzo Nunziata – professione

A tutti i consiglieri, ma anche a tutti coloro che partecipano attivamente alla vita del C.T.A., buon lavoro!



CLAUDIO AMADIO (1954-2023)

L'Università di Trieste e il Dipartimento di Ingegneria e Architettura piangono la prematura e improvvisa scomparsa del collega Claudio Amadio, già Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni e in quiescenza da fine 2022.

Una grave perdita umana e professionale, che coglie di sprovvista la comunità scientifica dell'Ateneo triestino, e non solo. L'umanità, la competenza, la passione per l'insegnamento e la dedizione che ha sempre trasmesso ai suoi studenti, resteranno vivo ricordo in varie generazioni di Ingegneri Civili formati presso l'Università di Trieste. Allo stesso tempo, le capacità, la lealtà intellettuale e la serietà del suo costante impegno resteranno nella memoria di tutti i colleghi che hanno avuto la fortuna e l'onore di poterlo conoscere.

Claudio Amadio, laureatosi all'Università di Trieste, ha iniziato nel 1983 la carriera accademica in qualità di ricercatore presso l'allora Dipartimento di Ingegneria Civile, dove ha ricoperto successivamente i ruoli di Professore Associato e Ordinario. Ha tenuto numerosi insegnamenti del settore scientifico disciplinare di Tecnica delle Costruzioni (ICAR/09), compresi quello di Costruzioni in Acciaio, Progetto di Strutture, Costruzioni in Zona Sismica.

La sua attività scientifica, particolarmente ricca e ampia negli anni, ha riguardato ricerche teoriche, numeriche e sperimentali dedicate a temi di base e applicativi, relativi a strutture in acciaio, composte acciaio-calcestruzzo, legno, vetro, tanto per nuove costruzioni quanto in termini di intervento su strutture esistenti.

Amadio è stato coautore di oltre 250 lavori scientifici pubblicati tra riviste internazionali e atti di convegno internazionali. È stato un riferimento, in particolare, per le strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo sismoresistenti. Responsabile scientifico di numerosi progetti e unità di ricerca, tra cui due PRIN e numerose unità di ricerca locali RELUIS (Dipartimento della Protezione Civile - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica), in cui si è dedicato a strutture in acciaio, strutture composte acciaio-calcestruzzo, mappe di rischio e scenari di danno sismico. Ha svolto numerose attività di ricerca in collaborazione con vari Atenei e molte realtà industriali. Negli anni, ha tenuto numerosi corsi di formazione professionale e seminari presso gli Ordini degli Ingegneri delle Province di Trieste, Udine, Gorizia, Pordenone, Treviso, Venezia, ma anche CISM (Centro Internazionale Scienze Meccaniche di Udine) e numerosi ulteriori enti / Atenei, o Ordini degli Architetti, Collegi dei Geometri. Di particolare rilievo la sua partecipazione a gruppi di lavoro e di studio e a commissioni, nazionali e internazionali, riguardanti varie problematiche strutturali. Dal 2015 è stato membro del Project Team SC4.PT3 - "Revised Rules for Connection in Composite Beams Using Modern Profiled Decking" incaricato della revisione dell'Eurocodice 4 (EN 1994-1-1) per strutture composte acciaio-calcestruzzo. Tra le numerose esperienze spiccano il Gruppo di studio che ha predisposto la norma CNR-DT 210/2013 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture di vetro"; il Gruppo di lavoro dell'UNI sulle strutture in vetro, la sottocommissione CEN GLASS 11 per la stesura del nuovo Eurocodice sulle strutture in vetro, e molte altre. Negli anni, ha fatto parte del Consiglio Scientifico del CRIACIV - Centro di Ricerca Interuniversitario di Aerodinamica delle Costruzioni e Ingegneria del Vento.

Claudio Amadio è stato inoltre Direttore, oltre che proponente e sostenitore, del Master Universitario di II° livello in "Progettazione Antisismica delle Costruzioni" (MUPAC), organizzato dall'Ateneo triestino presso il Polo Universitario di Gorizia dal 2007 al 2011.

Docente afferente al Dottorato di Ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile prima, e Ingegneria Civile e Architettura (Dottorato Inter-Ateneo tra le Università di Trieste e Udine) a partire dal 2016. Negli anni, è stato inoltre Coordinatore del Corso di Studi per la Laurea Triennale e Magistrale in Ingegneria Civile presso lo stesso Ateneo. Relatore di oltre 100 laureandi e numerosi Dottori di Ricerca, ha mantenuto viva, in tanti anni, la passione per la ricerca. Nella sua intensa attività ha sempre mostrato particolare interesse per le tematiche inerenti la formulazione di elementi finiti per lo studio di sistemi strutturali innovativi, la dinamica lineare e non lineare, l'analisi dei collegamenti semi-rigidi composti e dei telai composti semicontinui in zona sismica, la progettazione di travi composte acciaio-calcestruzzo, l'ottimizzazione strutturale e l'analisi sismica di svariate tipologie e sistemi strutturali. Si è dedicato inoltre anche allo studio del comportamento di strutture in muratura, pannelli sandwich, travi composte legno-calcestruzzo, unioni legno-legno, strutture speciali in acciaio, vetro o vetro-acciaio, e molti altri temi.

Lascia un gran vuoto tra tutti coloro che hanno avuto modo di incontrarlo in vari contesti di didattica e ricerca, e di confrontarsi fino all'ultimo su progetti in corso o di prossimo avvio, ma anche tra i numerosi studenti ed ex alunni, che in tanti anni ha continuato a motivare con la passione e dedizione di sempre.

Chiara Bedon, Salvatore Noè, Natalino Gattesco



Carlo Sigmund
Approccio semplificato alla progettazione strutturale
 Dario Flaccovio Editore
 148 pagine | Euro 23.00

Abbiamo già avuto il piacere di presentare su queste pagine due importanti lavori di Carlo Sigmund, ingegnere, che vanta una grande esperienza di progettazione di strutture.

Anch'egli percepisce che l'attuale corpo di norme è decisamente spostato verso una formulazione matematica di cui spesso si perde il senso fisico, ed inoltre la mole di pagine degli eurocodici con rimandi a vari volumi ed anche a metodi di soluzione diversi per lo stesso problema, può spingere il progettista ad appoggiarsi a soluzioni computerizzate e preconfezionate.

Ed ancora, dice l'autore e noi sottoscriviamo in pieno, è necessità del progettista e di chi ne dovrà attuare e trasformare il progetto in costruzione, quella di presentare i progetti esecutivi ed i calcoli in modo chiaro e completo pur assicurando il necessario rigore scientifico (si vede in proposito il paragrafo 10.2.1 delle NTC 2018).

Con questo spirito l'autore, aiutato notevolmente da un editore, Dario Flaccovio, di larghe vedute, ha messo mano ad un'opera che sarà senz'altro apprezzata dai progettisti. Ha cercato infatti di mettere in forma semplice alcune formulazioni complesse delle norme per il cui uso sono richiesti spesso numerosi coefficienti sparsi in vari punti delle norme stesse. Inoltre, al fine di rendere agevole l'uso di tali espressioni, fa ricorso a molti esempi di calcolo.

La collana ideata da Carlo Sigmund è organizzata in più Quaderni. Sino ad ora

ne sono usciti quattro. Il primo volume è di carattere generale ed è seguito da altri manuali che trattano le verifiche strutturali per i vari materiali: acciaio, alluminio, cemento armato e cemento armato precompresso, legno, etc.

Qui si parla dei primi due volumi della collana e precisamente "L'approccio semplificato alla progettazione strutturale" e "Acciaio e alluminio strutturale – Calcolo e progettazione secondo Eurocodici e NTC".

La struttura del primo volume è organizzata in tre settori il primo dei quali, in pratica, consiste in un buon ripasso dei concetti base del calcolo strutturale: si esaminano le azioni sulle costruzioni, le verifiche nei vari stati limite, le verifiche sismiche, i principi alla base dell'analisi dinamica e statica lineare. Seguono poi un capitolo di richiami sul calcolo delle strutture ed un capitolo conclusivo su procedure semplificate per strutture in cemento armato. Il secondo volume dedicato alle strutture in acciaio ed alluminio segue lo schema dei testi classici: dapprima una concisa ma completa descrizione dei materiali, poi un capitolo sulle verifiche di resistenza e di stabilità. Le parti descrittive sono ridotte ma completate da un abbondante rimando a decine di testi per eventuali approfondimenti. Molti sono gli esempi (più di 30) che permettono di apprezzare il lavoro di semplificazione compiuta dall'autore.

In conclusione è un testo che tenta una mediazione ed una sintesi di alcuni tra i punti delle norme di più difficile applicazione con approcci semplificati, ma rigorosi.

È chiaro che per molto tempo la struttura degli euro codici sarà la base delle norme, ma il lavoro di Carlo Sigmund tenta una mediazione ed una sintesi di alcuni tra i punti delle norme di più difficile applicazione con approcci semplificati, ma rigorosi. E ci riesce.

(A cura di Riccardo De Col)

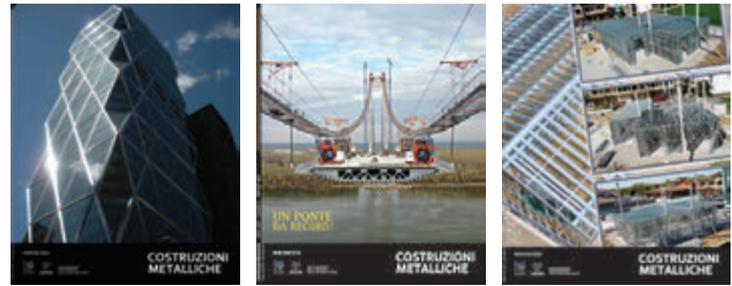
Carlo Sigmund
Acciaio e Alluminio strutturale
 Dario Flaccovio Editore
 155 pagine | Euro 23.00



INDICE ANNATA 2022

Argomenti, Rubriche, Autori

ACCIAIO E FUOCO	
ANTONIO GAMBA, JEAN-MARC FRANSSSEN GoZone: un modello numerico per "travelling fires"	4/80
ARCHITETTURA	
MONICA LAVAGNA Acciaio in sospensione: FGMF Arquitetos, Casa Cigarra, San Paolo, Brasile, 2019	1/40
TECLA CAROLI Tecnologie Reversibili in Acciaio per Strutture Temporanee: Padiglione della Spagna per EXPO Dubai 2020	3/22
ALESSANDRA ZANELLI Architettura nella natura. Un ponte pedonale in alluminio per tutti	5/71
ANNA DALLA VALLE "THE TWIST": soluzione 3.0 di multifunzionalità. Museo Kistefos, Norvegia, 2019	6/00
CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE	
RENATO MORGANTI, MATTEO ABITA, DANILO DI DONATO, ALESSANDRA TOSONE Ponti pensili a fil di ferro a Firenze nel primo Ottocento	4/109
Da CTICM – Revue Construction métallique	
Application of the EN 1993-1-5 reduced stress method for the buckling check of an unstiffened cross-section	6/00
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. Parte I ^A	2/101
MICHELE LANZA La vita di un'infrastruttura in acciaio: le fasi della vita utile come le puntate di un unico racconto; Parte II ^A - La corretta scelta del giunto saldato. Quali scelte progettuali condizionano fin dall'inizio l'affidabilità e la sicurezza di un'opera metallica	2/105
GIANCARLO CANALE La vita di un'infrastruttura in acciaio: i meccanismi di danno, le ispezioni e i controlli, le competenze del personale. Parte III.	6/000
EDITORIALE	
NADIA BALDASSINO, RICCARDO ZANDONINI Che Robustezza?	1/7
ALBERTO MIAZZON La bellezza di un'opera da record	2/9
ELENA MELE Il CTA e gli Edifici Alti	3/7
VINCENZO PILUSO XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO	4/9



GIUSEPPE BRANDO XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO, FRANCAVILLA AL MARE (CH) 29-30 SETTEMBRE – 1° OTTOBRE 2022	5/8
IL COMITATO DI REDAZIONE #costruzionimetalliche	6/000
INGEGNERIA	
PAOLO RIGONE, PAOLO GIUSSANI Le caratteristiche prestazionali delle facciate continue: dalle verifiche in corso d'opera ai test di collaudo finali	1/9
DAVIDE CHESINI, STEFANO NICOLIS Ideare, progettare Facciate Continue	1/53
FJORDI MEMAJ, CHIARA MAGNANI Le tecnologie utilizzabili per il fissaggio delle barriere stradali di sicurezza e antirumore	1/77
STEFANO TORRI Analisi di vulnerabilità e interventi di miglioramento strutturale di un ponte in acciaio esistente	2/46
VINCENZO GATTULLI, STEFANO MELUZZI, FRANCESCO POTENZA, CECILIA RINALDI, GIULIA SEVERA Passerella strallata sul Sangone di Beinasco: Indagini conoscitive, modellazione e progetto di manutenzione	2/77
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	2/91
PAOLO RIGONE, PAOLO GIUSSANI Facciate resilienti: il comportamento dei sistemi costruttivi a secco in caso di fenomeni estremi di vento	3/9
RICCARDO ZANON, MIGUEL CANDEIAS Design considerations on the Aero-dynamic stability of a specific type of cruciform variable section used as tied-arch bridge hangers	3/87
JACOPO ZANNI, STEFANO CADEMARTORI, SIMONE LABÒ, MICHELE MILESI, CHIARA PASSONI, ALESSANDRA MARINI, ANDREA BELLERI, PAOLO RIVA, FILIPPO SIMONETTI Riqualificazione Integrata con esoscheletro in acciaio: applicazione a un edificio esistente	4/45
CLAUDIO BERTUZZI Strutture di acciaio: Il sogno della ricerca e la realtà della progettazione	5/10
DANIELA ZUCCHETTI, SERGIO FOA, RICCARDO DE COL Gli impianti industriali per la movimentazione di materiali sfusi	5/32
LEONARDO BANDINI GMNIA - analisi non lineare geometrica e per materiale con imperfezioni per Strutture in acciaio (prima parte)	5/83

CHARLES BWEMBA, EMANUELE MAIORANA, STEVE MODI	5/95
Fatigue due to Traffic Loads and Different Approaches of Stress Calculations: Case Study of a Steel-Concrete Composite Bridge.	
MARINA D'ANTIMO	6/000
Why optimised steel structures will help reducing embodied carbon	
NICOLA BRIZZI, MANUEL MARTINI, DAVIDE BELLEGONI, GIULIO BAIARDI ADA ZIRPOLI, STEFANO FARINA	6/000
Consolidation of the bridge along SP17 in the municipality of Beverino (La Spezia)	
LEONARDO BANDINI	6/000
GMNIA - analisi non lineare geometrica e per materiale con imperfezioni per Strutture in acciaio (seconda parte)	
FRANCESCO MUTIGNANI, BENEDETTO CORDOVA	6/000
Il calcolo delle connessioni trave-colonna a momento flangiate e bullonate. Parte 1: il metodo per componenti	

LE AZIENDE INFORMANO	
F&M INGEGNERIA SPA:	1/111
Una società di ingegneria multidisciplinare ed internazionale al servizio dell'ambiente costruito	
GIAMBARINI Group	2/114
Zincatura a caldo efficace anche contro il fuoco	
NADIA BALDASSINO, RICCARDO ZANDONINI, ROSSANO ALBATICI, LORENZO MANZINI, OMAR PATELLA	3/40
Struttura in acciaio sottile formato a freddo, prestazioni strutturali e confort abitativo: Il sistema costruttivo steelMAX®	
GIAMBARINI Group	4/125
La zincatura a caldo per la transizione a un'economia circolare	
SETECO premiata agli IABSE AWARDS 2022	6/000

LIBRI	
5/112 – 5/113	

NORMATIVE	
DENNIS RADEMACHER, RICCARDO ZANON	1/72
New weathering steel grades According EN 10025-5:2019	
RAFFAELE LANDOLFO	4/11
Il progetto sismico delle strutture in acciaio nel nuovo Eurocodice 8	

NOTIZIARIO CTA	
LA REDAZIONE	4/128
LUCA SANPAOLESI DE FALENA (1927 – 2022)	
IL CONSIGLIO DIRETTIVO DEL CTA	4/130
Raffaele Landolfo eletto Presidente della UNI/CT 021 "Ingegneria strutturale"	

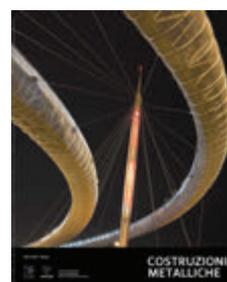
PILLOLE DI BIM	
GABRIELE SVALUTO	2/112
Collaboration Tool al centro della costruzione	

PILLOLE DI CORROSIONE	
M. GASTALDI, M. CARSANA, F. LOLLINI, E. REDAELLI, A. BRENNI, F. BOLZONI	1/86
Impiego degli acciai con migliorata resistenza alla corrosione atmosferica (Cor-Ten) per strutture in acciaio	

MICHELE FEDEL, STEFANO ROSSI	3/81
Cicli di protezione di strutture metalliche: pulizia, pretrattamento, verniciatura	
F. ANDREATTA, L. FEDRIZZI	5/108
Film nanostrutturati per la protezione dalla corrosione	

REALIZZAZIONI	
BRUNO SALES, MARCO CLAUDI	1/26
Marelli 10 Milano: Da capannone industriale a centro di eccellenza alta moda	
SANDRO FAVERO, FEDERICO ZAGGIA, LUIGI RANZATO	1/60
Architettura in movimento: l'edificio del Padiglione Italia a Expo Dubai 2020	
FABIO BRANCALEONI, MASSIMO AVERARDI RIPARI, GIORGIO CARRAPETTA, DANIELA CASCHERA, ANDREA DEL VECCHIO, TATSUYA IDANI, ALESSANDRO MINNITI, TAKANORI SHIMA	2/10
Il ponte sospeso sul Danubio a Braila, progetto e stato attuale	
A. P. D'ARRIGO, M. TADDEI, L. ZAMPONI, M. SOMMAVILLA, R. ZANON	2/60
Ricostruzione del ponte Calderà. Arco metallico centrale a via di corsa inferiore	
MARCO PERONI	3/59
UNA CASA "MODERNISTA" A FAENZA	
MASSIMO MAJOWIECKI, GIULIANO ALOISIO, GIOVANNI BERTI, MONICA MINGOZZI, STEFANO PINARDI, ELISA SAMMARCO	4/30
Padiglione 37. Il nuovo Padiglione con copertura mobile della Fiera di Bologna	
EMANUELE BARBERA, GIUSEPPINA BAZZONI, STEFANO BONINSEGNA	4/60
Ponte ciclopedonale sul torrente Mallero a Sondrio. Due archi laterali a via inferiore	
MARCO SCHIAVON	4/92
l'Auvent di Jean Nouvel: emblema del rinnovamento al parco di esposizione Expo - Porta di Versailles – Parigi – padiglione 6	
VINCENZO NUNZIATA	5/36
Una verifica accurata di sicurezza Livello 4 (val 4) quasi impossibile: I viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo. Autostrada A1 – Firenze	

RICERCA	
G. CANTISANI, G. DELLA CORTE	3/65
Risposta sismica di capannoni in acciaio esistenti in Italia: effetti dello schema progettuale e dei pannelli di chiusura	
GIAMMARIA GABBIANELLI, MARCO SIMONCELLI, DANIELE PERRONE, EMANUELE BRUNESI, RICARDO MONTEIRO	5/63
Innovative dissipative devices for increasing the seismic performance of steel storage pallet racks	



75 ANNI DI COSTRUZIONI METALLICHE



Con questo primo numero del 2023 inizia il 75° anno di pubblicazione della nostra rivista "Costruzioni Metalliche". 75 anni di pubblicazione ininterrotta testimoniano il coraggio di coloro che hanno lavorato dai primi giorni per costruire qualcosa di utile a chi operava nel settore della carpenteria in acciaio per impieghi vari, dall'edilizia alle infrastrutture, dall'impiantistica idraulica (condotte e ponti canale) all'ingegneria navale.

La pubblicazione ebbe inizio nel 1949. Costruzioni Metalliche era allora l'organo dell'ACAI, Associazione Nazionale dei Costruttori in Acciaio, fondata nel 1946. Dopo un passaggio ad UNICMI - Unione Nazionale delle Industrie delle Costruzioni Metalliche dell'Involucro e dei serramenti - nel 2017 la rivista è diventata di proprietà del C.T.A. - Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

Nei 6 anni di gestione della rivista da parte del C.T.A. il numero di pagine annuo si è avvicinato a 700, quasi il 50% in più rispetto agli anni precedenti, ed è aumentato il numero degli autori: ciò vuol dire che abbiamo allargato la base dei professionisti che presentano le loro opere sulla rivista ed abbiamo quindi realizzato una rivista sempre più utile e vicina ai professionisti che sono il nostro pubblico naturale.

Il C.T.A. ha fatto crescere Costruzioni Metalliche, ma anche Costruzioni Metalliche ha contribuito a far crescere il C.T.A. e a potenziare la sua attività di diffusione del sapere nel campo delle costruzioni in acciaio.

Dalla Redazione di Costruzioni Metalliche:
Buona lettura a tutti!



unimetal.net

PANNELLI PER COPERTURE E RIVESTIMENTI



PANNELLI PER COPERTURE E RIVESTIMENTI

Ampia gamma di lastre e pannelli metallici coibentati, per rivestimenti di facciata, coperture, celle frigorifere, pannelli curvi coibentati e pannelli in lana di roccia esteticamente all'avanguardia ed in grado di riqualificare i vostri fabbricati con eleganza.

www.unimetal.net

Torre San Giorgio (CN) - Via Circonvallazione Giolitti, 92
Numero Verde 800 577385 - unimetal@unimetal.net

informazione
giornaliera
per il professionista



Gazzetta di **ingenio** è una Newsletter giornaliera che viene inviata durante la settimana e dà evidenza ad alcuni dei principali articoli/notizie pubblicati sul portale **ingenio**.

Esce la mattina ed è spedita agli utenti registrati al portale.

Vista la sua diffusione e quotidianità, è **lo strumento ideale per promuovere eventi**, oppure annunciare l'uscita di **nuove tecnologie**.

La Gazzetta di **ingenio** è uno degli strumenti con cui **ingenio** comunica al suo pubblico di specialisti.
Guarda un esempio - <https://bit.ly/2IQCLsP>
oppure scopri di più su **ingenio-web**.

**PUBBLICIZZA
LA TUA AZIENDA**

COSTRUZIONI METALLICHE

CTA
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



Concessionaria di pubblicità
per questa rivista

☎ 06 907 8285

✉ comunicazione@agicom.it

agicom.it

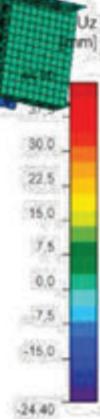
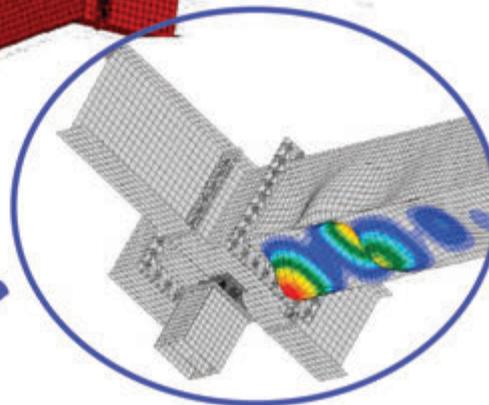
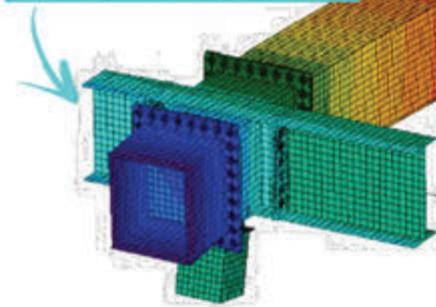
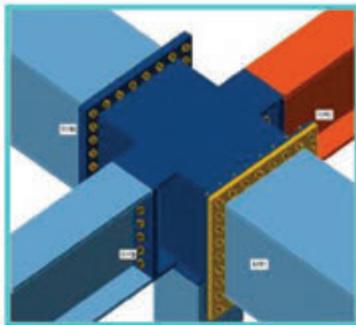
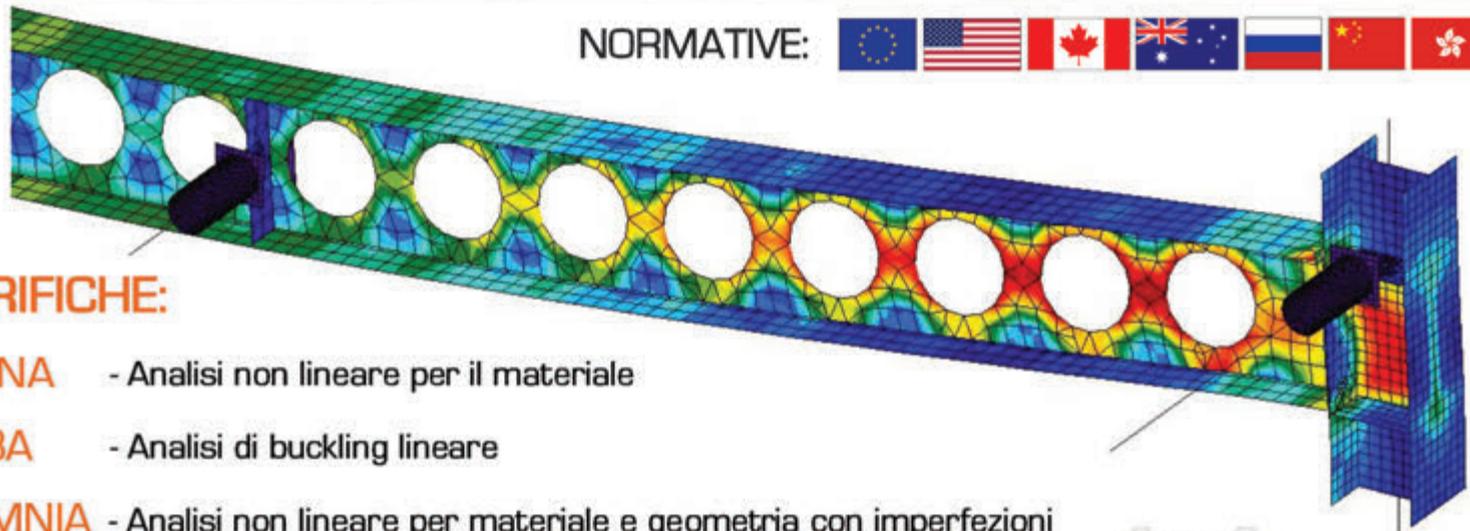


NORMATIVE:

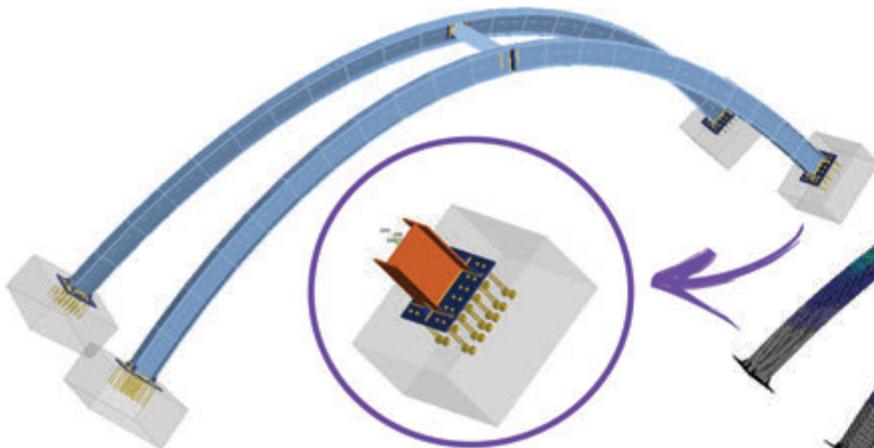


VERIFICHE:

- **MNA** - Analisi non lineare per il materiale
- **LBA** - Analisi di buckling lineare
- **GMNIA** - Analisi non lineare per materiale e geometria con imperfezioni




**VERIFICA DELLA
RESISTENZA AL FUOCO**



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

Niente più problemi con le giunzioni metalliche...

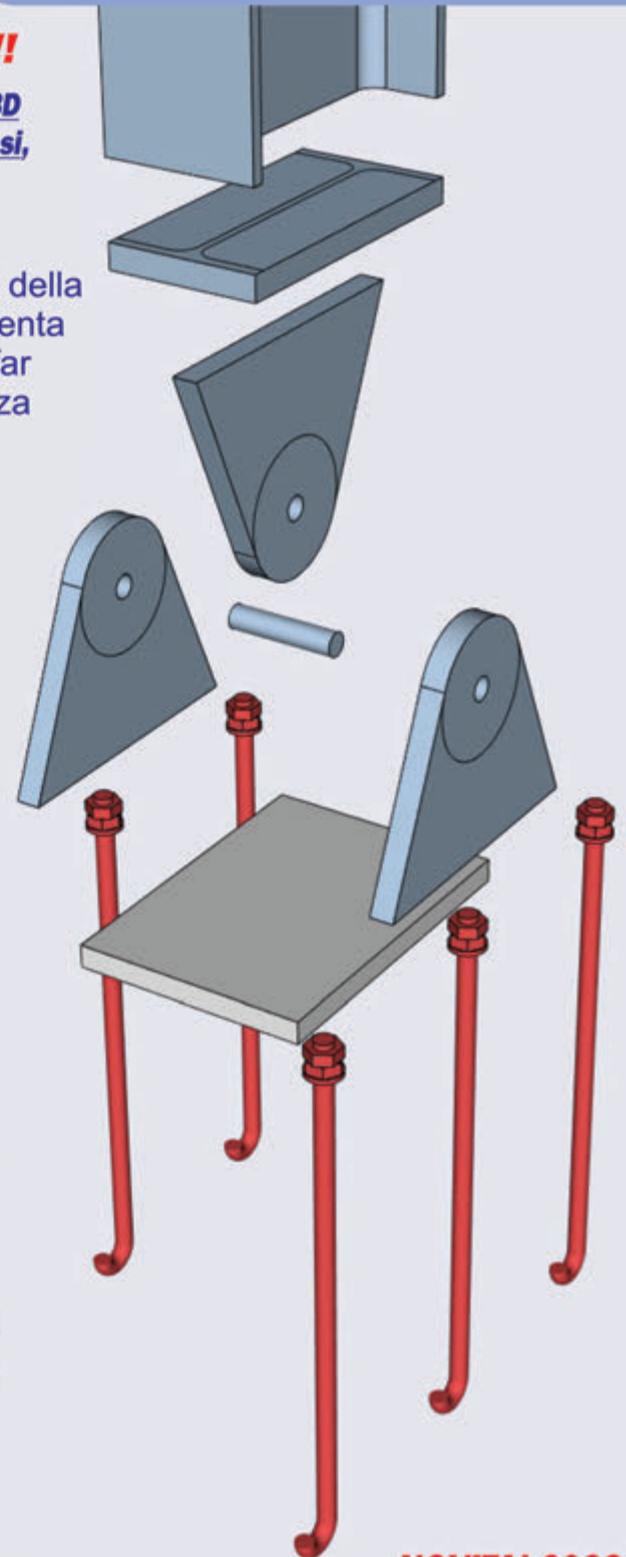
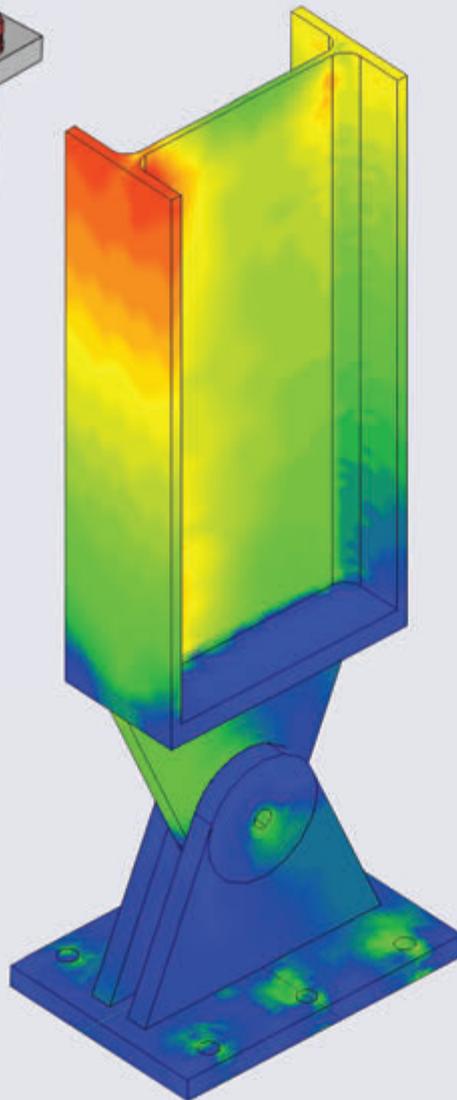
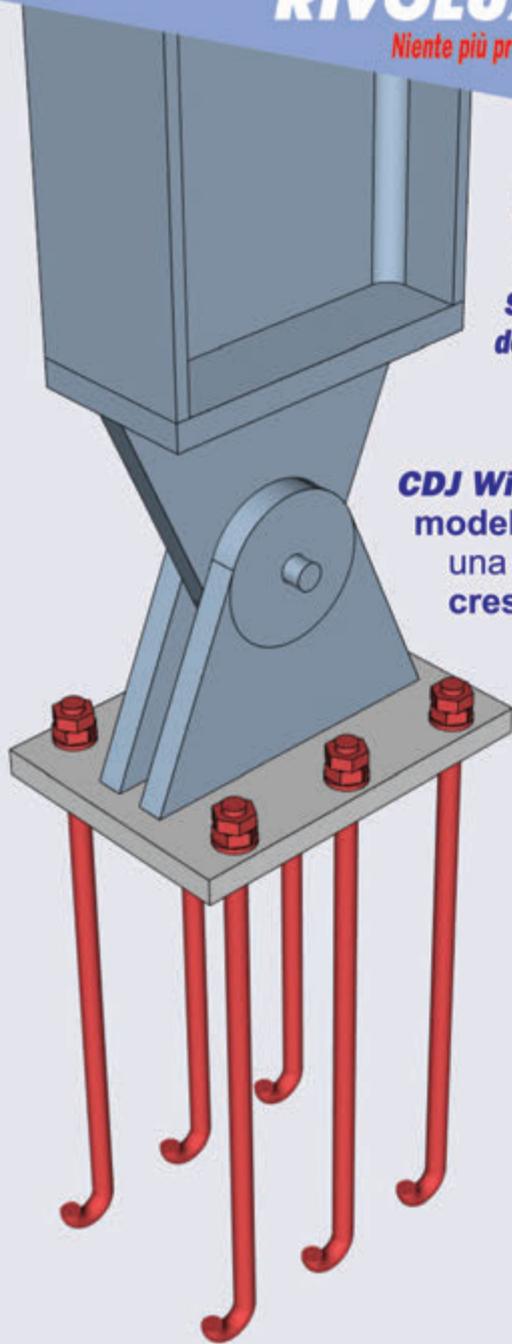
CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2023 Edition **FEA Connection**

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

**Software per l'analisi agli elementi finiti 3D
delle unioni in acciaio di geometria qualsiasi,
con input da CAD 3D integrato
in modellazione solida**

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

Visualizzazione esplosa nel navigatore fotorealistico

NOVITA' 2023



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata Il Battiati (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

Software Tecnico Scientifico®

Visiona i nostri
video tutorials su

