

ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Speciazione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 48) Art. 1, comma 1, LO/MI Prezzo a copiat. € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Rosario per la restituzione al mittente previo pagamento reso



SET/OTT 2022



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

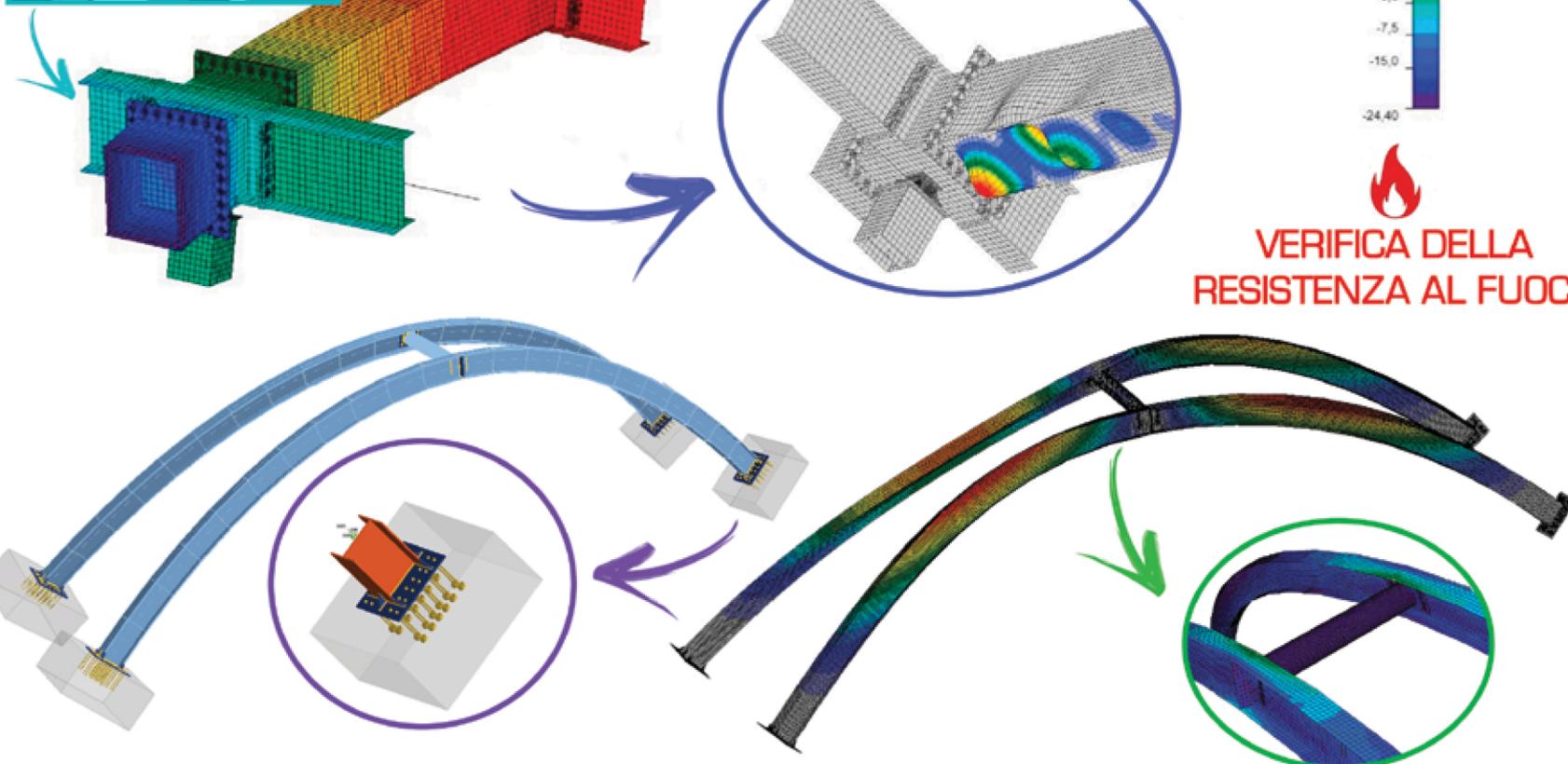
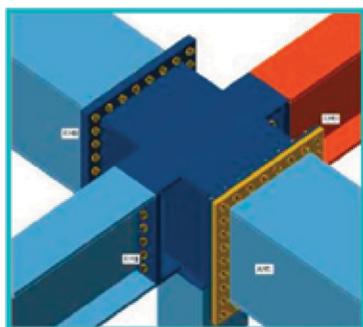
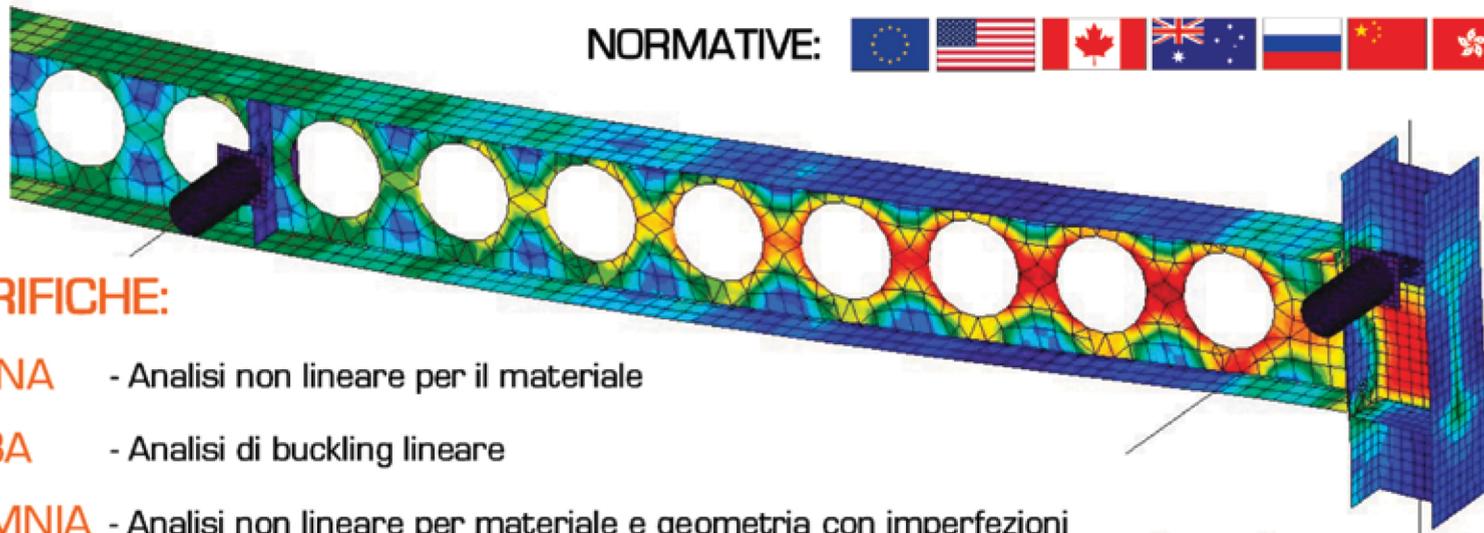
COSTRUZIONI METALLICHE

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

Tekla[®] Structures

Fast,
reliable,
and truly game-changing

 **Trimble**



Tekla Structures
Carbon

For viewing and
collaboration



Includes Trimble
Connect Business



Tekla Structures
Graphite

For modeling
and design
documentation

Everything in
Carbon



Includes Trimble
Connect Business



Tekla Structures
Diamond

For detailing
and production
information

Everything in
Graphite



Includes Trimble
Connect Business

The industry-defining
**BIM solution for
accurate steel detailing**

T2 Alliance, Helsinki Airport, Finland



Tekla
Global
BIM
Awards



Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
Your digital partner

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

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.

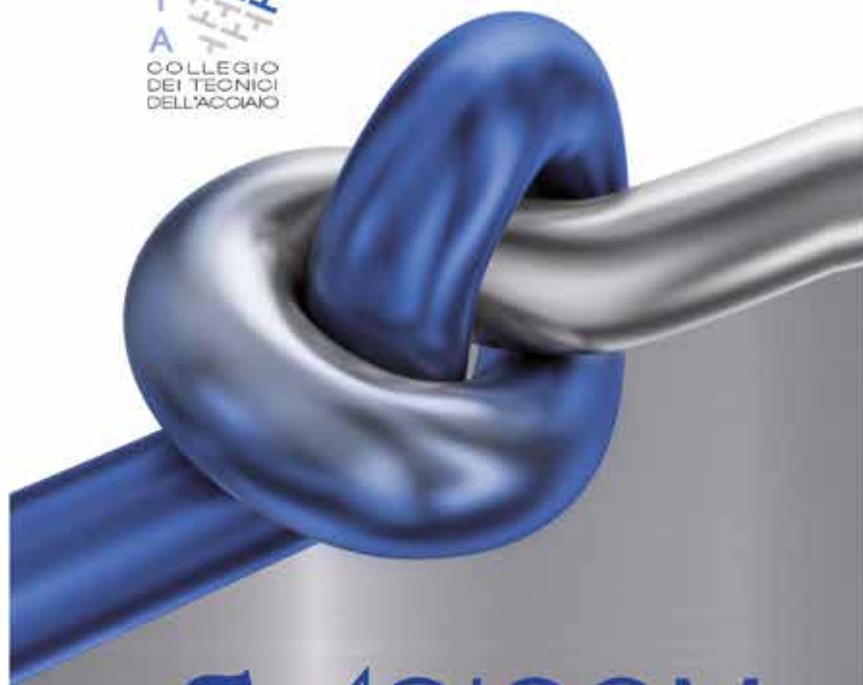
Vista la sua diffusione e quotidianità, è **lo strumento ideale per promuovere eventi**, oppure annunciare l'uscita di **nuove tecnologie**.

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

Publicizza la tua azienda su

COSTRUZIONI METALLICHE

C
T
A
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



AGICOM
ADVERTISING SALES & COMMUNICATION AGENCY

Concessionaria
di pubblicità
per questa rivista

Tel 06.9078285 - Cell 346.7588821
comunicazione@agicom.it
www.agicom.it

APPROFITTA DEL
BONUS PUBBLICITÀ
INSERITO NELLA LEGGE DI BILANCIO 2021
CHE PERMETTE DI RECUPERARE
IL 50% DEL TOTALE INVESTIMENTO
PUBBLICITARIO ANNUO.

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 | ZITAC SRL | GALVAN | ZINCATURADICAMBIANO

ZINCHEE CERTIFICATE 



GIAMBARINI GROUP
IL FUTURO PER TRADIZIONE

WWW.GIAMBARINIGROUP.IT

COSTRUZIONI METALLICHE



Tutto quello che c'è da sapere sull'Acciaio



ABBONARSI!
AL CTA!

Dal 1966
per lo studio e il perfezionamento
della tecnica
della costruzione metallica

I VANTAGGI

6 numeri della rivista COSTRUZIONI METALLICHE
→ in formato cartaceo ed elettronico
I quaderni e le pubblicazioni tecniche in uscita nell'anno
Sconti sulle pubblicazioni arretrate
partecipazione a quote ridotte ai nostri webinar,
seminari e corsi e al Congresso
libero accesso all'archivio di Costruzioni Metalliche
ed altre pubblicazioni tecniche sul sito CTA
collegiotecniciacciaio.it



COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:

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

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

COMITATO SCIENTIFICO:

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

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

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

UFFICIO ABBONAMENTI: CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
 20129 Milano, Viale dei Mille, 19
 tel. 02 784711; 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 Novembre 2022

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

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXIV SETT OTT 22



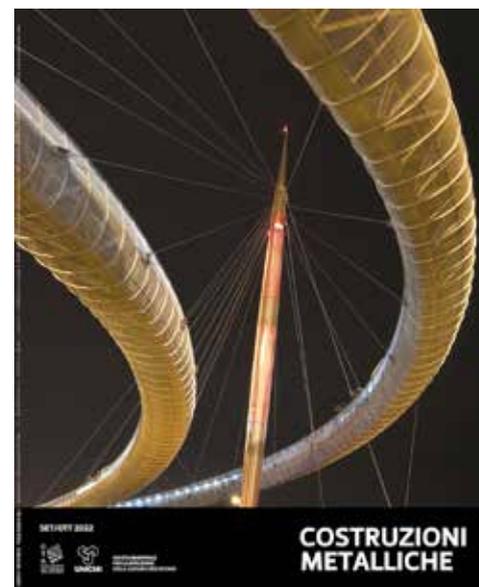
www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina:

Il Ponte del Mare, icona della città di Pescara e delle XXVIII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, organizzate dal CTA a Fracancavilla al Mare (CH). Il ponte ha un doppio impalcato strallato in curva, sospeso sulla foce del fiume Pescara, verso il mar Adriatico.

Progetto dello Studio de Miranda Associati
 (www.demiranda.it)



8	EDITORIALE GIUSEPPE BRANDO	XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO FRACANAVILLA AL MARE (CH), 29-30 SETTEMBRE - 1° OTTOBRE 2022
10	INGEGNERIA CLAUDIO BERNUZZI	STRUTTURE DI ACCIAIO: IL SOGNO DELLA RICERCA E LA REALTÀ DELLA PROGETTAZIONE
36	REALIZZAZIONI VINCENZO NUNZIATA	UNA VERIFICA ACCURATA DI SICUREZZA LIVELLO 4 (VAL 4) QUASI IMPOSSIBILE: I VIADOTTI RIO GAMBERI E RIO FALDO. AUTOSTRADA A1 - FIRENZE
52	INGEGNERIA DANIELA ZUCCHETTI, SERGIO FOA, RICCARDO DE COL	GLI IMPIANTI INDUSTRIALI PER LA MOVIMENTAZIONE DI MATERIALI SFUSI
63	RICERCA GIAMMARRIA GABBIANELLI, MARCO SIMONCELLI, DANIELE PERRONE, EMANUELE BRUNESI, RICARDO MONTEIRO	Innovative dissipative devices for increasing the seismic performance of steel storage pallet racks
71	ARCHITETTURA ALESSANDRA ZANELLI	Architettura nella natura. Un ponte pedonale in alluminio per tutti
83	INGEGNERIA LEONARDO BANDINI	GMNIA - ANALISI NON LINEARE GEOMETRICA E PER MATERIALE CON IMPERFEZIONI PER STRUTTURE IN ACCIAIO (PRIMA PARTE)
95	INGEGNERIA CHARLES BWEMBA, EMANUELE MAIORANA, STEVE MODI	Fatigue due to Traffic Loads and Different Approaches of Stress Calculations: Case Study of a Steel-Concrete Composite Bridge.
108	PILLOLE DI CORROSIONE F. ANDREATTA, L. FEDRIZZI	Film nanostrutturati per la protezione dalla corrosione
112	LIBRI RICCARDO DE COL	FRANCESCO CAVINATO, FRANCO DE PIZZOL Il degrado della protezione dalla corrosione di componenti strutturali in acciaio in edilizia.
113	LIBRI RICCARDO DE COL	Gian Carlo Giuliani CONTROLLO DELLA DINAMICA DELLE STRUTTURE Basi della Dinamica - Forzanti variabili Criteri e sistemi di controllo Applicazioni ad edifici, torri e ponti



Prof. Giuseppe Brando
Presidente del Comitato
Organizzatore Locale

XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

FRANCAVILLA AL MARE (CH),
29-30 SETTEMBRE – 1 OTTOBRE 2022

Si sono appena concluse le XVIII Giornate delle Costruzioni in Acciaio. Il Convegno ha avuto luogo nella incantevole cornice di Francavilla al Mare e, come da tradizione, ha visto confrontarsi i più importanti ricercatori e progettisti italiani che si occupano di costruzioni metalliche.

La partecipazione è stata vivace e al consueto entusiasmo di giovani ricercatori, taluni alla loro prima esperienza in un palcoscenico nazionale così importante (anche questo uno storico tratto distintivo del Convegno), si è aggiunta la felicità di un'intera comunità per essersi ritrovata assieme, ancora una volta, dopo le note restrizioni sociali legate all'emergenza pandemica.

Oltre alle tematiche che da sempre hanno contraddistinto la manifestazione, quali quelle



legate alla progettazione di edifici in acciaio in zona sismica con sistemi resistenti di tipo convenzionale (CBF, EBF, MRF), alla progettazione di ponti, alla verifica di strutture resistenti al fuoco, alla caratterizzazione di giunzioni metalliche e al calcolo di strutture composte acciaio-calcestruzzo, solo per citarne alcune, hanno trovato ampio spazio nuovi argomenti di ricerca, quali quelli legati alle recenti tendenze di produzione basate sulla manifattura additiva (stampa 3D), alla concezione di dispositivi di protezione sismica innovativi in acciaio o in lega d'alluminio, alla progettazione di strutture speciali per assecondare le più avanzate esigenze architettoniche dei moderni sistemi urbani.

Il Convegno è stato avviato dalla relazione generale di Claudio Bernuzzi, che, oltre ad illustrare gli attuali trend di ricerca sulle strutture in acciaio, ha fornito spunti interessanti e critiche non banali sulla formazione che il sistema accademico attualmente eroga a favore dei futuri progettisti delle costruzioni metalliche (1).

Considerata l'imminente approvazione della nuova generazione di Eurocodici e considerata la propulsione fornita da diversi ricercatori italiani in questo processo, non potevano mancare alcune relazioni ad invito dedicate all'argomento. Di estremo interesse, da questo punto di vista, sono stati gli interventi di Raffaele Landolfo, che ha illustrato il nuovo impianto dell'Eurocodice 8 per la progettazione di strutture in acciaio (2), e di Francesco Ricciardelli, che ha trattato le basi teoriche dell'Eurocodice 1 per il calcolo delle strutture



al vento. Peraltro, sempre con riferimento alle normative, un contributo di respiro diverso è stato proposto dalla presentazione ad invito di Atsushi Sato, dello Nagoya Institute of Technology, che ha relazionato sugli approcci adottati in Giappone per la progettazione di strutture in acciaio sismo resistenti.

Un discreto spazio è stato poi dedicato ad uno degli argomenti più caldi del momento, quello dei ponti, su cui hanno relazionato Mario de Miranda, che ha fornito spunti molto interessanti sulla evoluzione, l'efficienza e la qualità formale dei ponti in acciaio, ed Edoardo Cosenza, che ha discusso le novità apportate dalle "Nuove linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" recentemente emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

D'altra parte, l'importanza data al tema dei ponti da parte degli organizzatori del Convegno è emersa dalle due visite tecniche al "Ponte del Mare" (Pescara) e al "Ponte Filomena delli Castelli" (Montesilvano). In entrambi i casi, i partecipanti sono stati accompagnati dai progettisti, Mario de Miranda per il primo e Luigino Dezi per il secondo, che hanno mostrato le peculiarità e gli elementi di innovazione dei due ponti strallati.

Come da tradizione, il Convegno è stato caratterizzato da eventi di piacevole convivialità, che hanno trovato il loro culmine nella cena sociale organizzata presso il Ristorante Borgo Fonte Scura a Silvi Marina, durante la quale sono stati consegnati i premi per le migliori tesi, i migliori progetti ed i migliori articoli presentati da giovani ricercatori.

Il fervore emerso dai lavori congressuali non può che far ben sperare sul futuro di una comunità che, come sempre, ha dimostrato di sapersi rinnovare, di esser pronta ad accettare nuove sfide e di poter tracciare nuovi percorsi per promuovere sempre di più l'uso dei materiali metallici nel mercato delle costruzioni italiano.



⁽¹⁾ La relazione del prof. Bernuzzi è pubblicata in questo numero della rivista

⁽²⁾ Un esauriente articolo del prof. Landolfo sull'argomento è stato pubblicato sul n. 4/2022 di Costruzioni Metalliche..

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

STRUTTURE DI ACCIAIO: IL SOGNO DELLA RICERCA E LA REALTÀ DELLA PROGETTAZIONE

RELAZIONE A INVITO DI APERTURA DEL XXVIII CONGRESSO CTA Francavilla al Mare - 29/9/2022

Prof. Ing. Claudio Bernuzzi* | *Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito- Politecnico di Milano*

Presento in forma scritta la mia relazione di apertura del XXVIII Congresso del CTA. Per motivi editoriali ho dovuto ridurre il numero delle figure, ma non i contenuti, rispetto a quanto presentato in sala. Il tempo concessomi per il discorso di Francavilla mi ha obbligato a brevi tagli del discorso proposto rispetto a quanto precedentemente preparato a tavolino. Approfito di questa memoria scritta per inserire il discorso esteso.



*Corresponding author. Email: claudio.bernuzzi@polimi.it

1. Premessa introduttiva

Signor Presidente, Tecnici dell'Acciaio, buongiorno a Voi e a tutti i presenti in sala. È un gran privilegio essere qui al CTA, e per la 18° volta di seguito! La prima fu nell'87 a Trieste! E poi ho avuto il piacere di partecipare a tutti gli altri congressi: Isola di Capri ('89), Abano Terme ('91), Viareggio ('93), Riva del Garda ('95), Ancona ('97), Napoli ('99), Venezia ('01), Genova ('03), Ischia ('05), Catania ('07), Padova ('09), Ischia ('11), Torino ('13), Salerno ('15), Venezia ('17) e infine Bologna ('19). Sono ben vecchio, o meglio sono ben diversamente giovane, come dall'evidenza fotografica della figura 1.

ben diversa da quelle meravigliose dei miei illustri e brillanti predecessori. L'amico Presidente, il prof. ing. Vincenzo Piluso, mi ha invitato concedendomi la scelta del tema con il quale tediarvi. Il titolo di questa mia relazione Strutture di acciaio: *il sogno della ricerca e la realtà della progettazione* è sicuramente *roboante* e molto *attractive*. Sulla base di un'esperienza che, seppure modesta, dura da almeno 7 lustri, vorrei parlare un po' dei mondi del nostro Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, il nostro CTA, di come erano prima e di come si sono oggi trasformati. Come si progettavano e realizzavano le strutture del passato? Molte di queste esistono ancora e sono pienamente in funzione



Fig. 1 | il relatore a inizio carriera (a) e prima di arrivare al XXVIII Congresso CTA (b).

Questa volta ho anche l'onore e l'onere di proporVi la relazione di apertura del nostro prestigioso Congresso. Sarà, come vedrete,

(figura 2). Gli Ingegneri, gli Architetti, i Costruttori, le Officine e le Maestranze di quei tempi non erano proprio così male, se paragonati a noi, anzi!

Tipicamente per le strutture metalliche si faceva, quando possibile, riferimento allo schema di telaio pendolare e per le travature reticolari si usavano le tecniche della statica grafica. Il metodo degli spostamenti [1] veniva usato solo nel caso di un numero molto ridotto di incognite, a causa delle difficoltà nel risolvere a mano il sistema algebrico lineare associato al metodo stesso. Nei grandi studi di progettazione c'era il *Crossista*, che non era un centauro appassionato di fuoristrada, ma un abile tecnico esperto nel determinare le azioni interne con procedure iterative



Fig 2 | Strutture di acciaio del passato, ancora oggi pienamente efficienti.

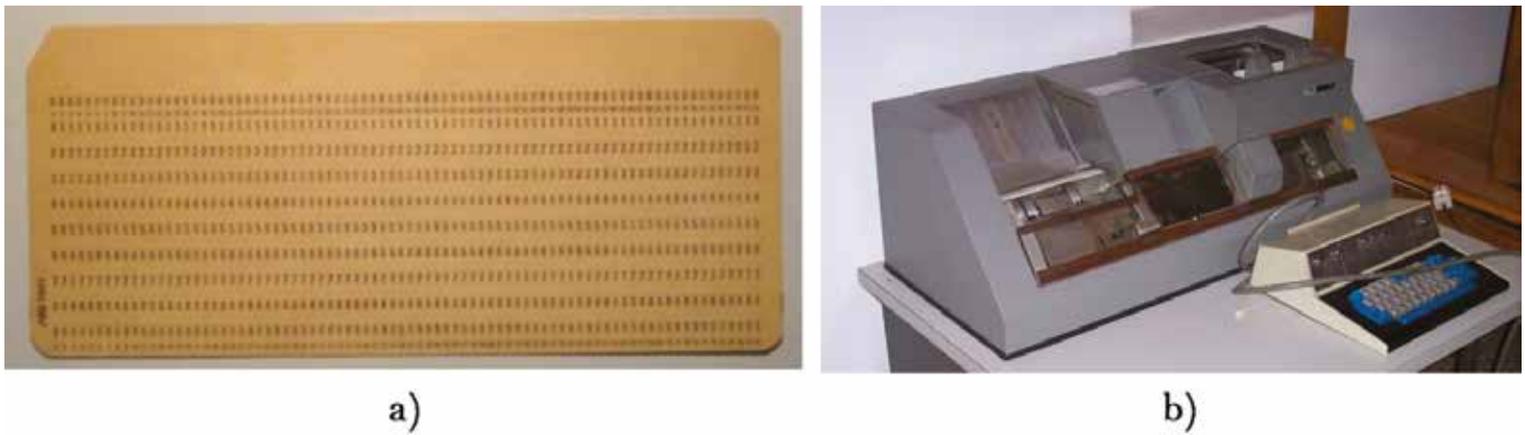


Fig. 3 | Esempio di scheda (a) e macchina perforatrice di schede (b).

basate sul metodo di Hardy-Cross [2].

A seguito della diffusione dei calcolatori sono utilizzati i primi codici agli elementi finiti. Compagno STRUDL [3] e NASTRAN [4] e 50 anni fa alcuni studi di progettazione si avvalevano dei centri servizi dell'IBM. Il costo di un'ora macchina era circa di un milione di lire, praticamente 5 volte lo stipendio medio di un impiegato [5]. Per preparare l'input dell'analisi si perforavano le schede (figura 3), ognuna equivalente a una riga di istruzioni. Errare di un solo spazio poteva avere pesanti conseguenze: il calcolatore poteva andare in loop e girare per ore finché l'analisi non veniva forzosamente interrotta, con costi associati spesso esorbitanti.

All'inizio degli anni '80 si diffondono ovunque i personal computer e quasi contemporaneamente sono commercializzati i primi programmi a elementi finiti per personal computer. Si aveva il fisso in ufficio e con il portatile si poteva appassionatamente e giocosamente lavorare anche la sera e nel week-end.

Mi ricordo quando usavo il SAP80 [6]. L'input veniva creato in ambiente DOS preparando rigidi file ASCII. Poi si lanciava l'analisi e, per ottenere l'output si doveva alternativamente inserire, a seconda della bisogna, nell'unità disco uno dei 6 floppy disk che

contenevano gli eseguibili del codice con una celerità che portava ad acquisire, in breve tempo, un'abilità da giocoliere. Ora, abbiamo pacchetti software che, in pochissimo tempo, oltre a creare automaticamente la mesh a partire dagli output dei software di disegno (figura 4), effettuano l'analisi con tantissime combinazioni di carico, svolgono le verifiche in accordo alle più svariate normative e preparano anche i disegni dei dettagli costruttivi.

Ma siamo davvero fortunati? Abbiamo veramente risolto tutti i problemi? Forse, certamente non sempre! Mentalità e strumenti sono cambiati, lo stato delle conoscenze è sicuramente migliorato, ma la qualità del nostro lavoro?

Nel CTA abbiamo 3 anime diverse e complementari: i professionisti, gli uomini d'azienda e gli universitari. A volte gli uni non sono però pienamente soddisfatti dell'operato degli altri. Ho sentito, come docente, lamentare sul fatto che in Università insegniamo argomenti troppo teorici, utili certamente per il Dottorato di ricerca ma a volte astrusi rispetto alle esigenze pratico-operative del mondo di progettisti e aziende. Come ingegnere, ho visionato relazioni di calcolo con errori, nonostante una copiosa documentazione tecnica di supporto. A volte sono arrivati in laboratorio, così come in

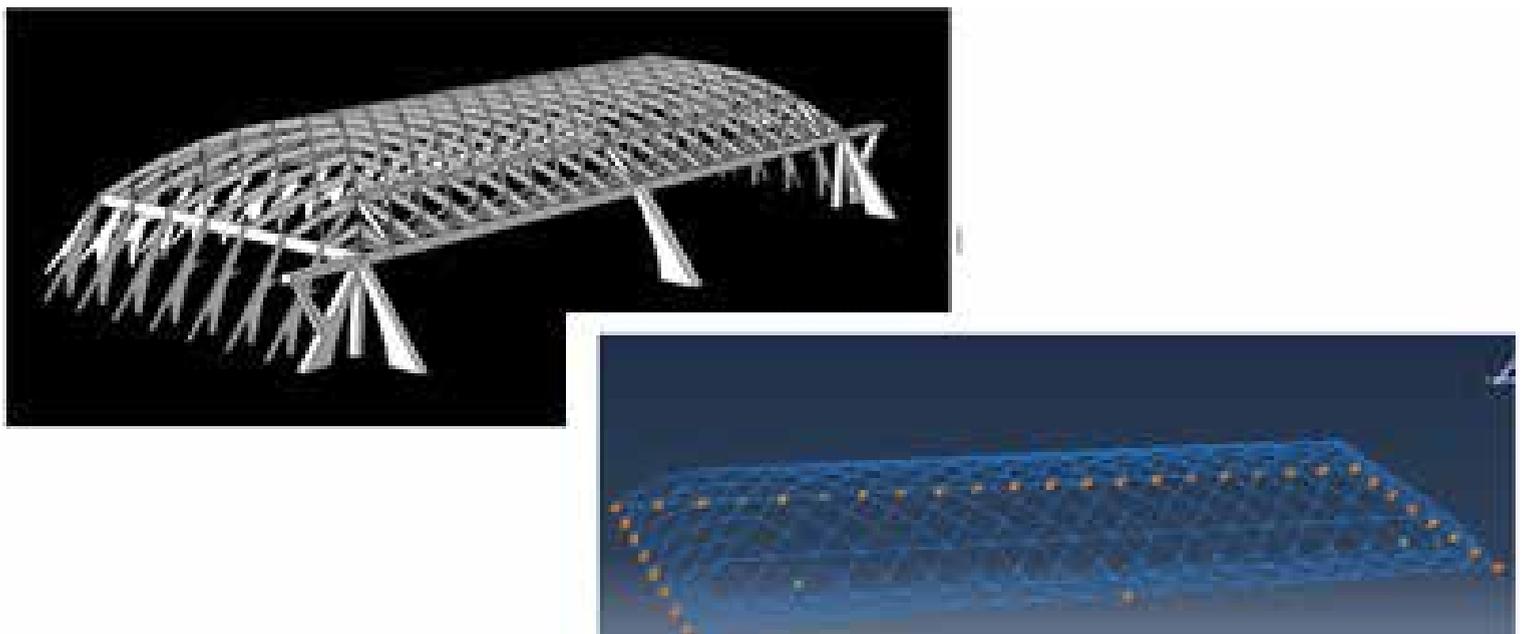


Fig. 4 | Esempio di trasferimento dal software di disegno al software di analisi [7].

cantiere, pezzi di carpenteria difettosi, nonostante attenti controlli interni in stabilimento e documentate importanti certificazioni di qualità ottenute dalle maestranze preposte alle lavorazioni. Vorrei proporre di seguito qualche riflessione su alcuni aspetti che riguardano questi tre mondi, su come erano e come sono, sulle aspettative che ognuno di questi ha sugli altri, con il sogno che si possano gradualmente ridurre le eventuali criticità fino a eliminarle del tutto.

2. Qualche riflessione sul mondo della formazione.

Nel mondo della formazione ci sono stati cambiamenti abissali. Per esempio, anni fa il corso di Disegno 1 era obbligatorio per tutti gli allievi del I anno di Ingegneria Civile, ora lo è solo in alcuni Atenei. Disegno era altamente formativo e importante, anche per potere efficientemente interagire in ambito lavorativo. Imparare a disegnare aiuta infatti a comunicare efficacemente e chiaramente. Allora i software per il disegno tecnico e i modellatori solidi non esistevano. Ora si hanno notevoli potenzialità: non è solo un problema di strumenti, ma anche di contenuti formativi.

Si è passati dai corsi annuali a quelli semestrali e poi all'attuale ordinamento, che innova con il 3+2: la laurea triennale (detta anche di I livello o Bachelor degree) e la laurea magistrale (detta anche di II livello o Master Degree). Gli allievi non si fermano quasi mai alla triennale, abbiamo per alcuni corsi inevitabili ripetizioni di contenuti nei due anni successivi. Ora abbiamo anche i CFU, i Crediti Formativi Universitari. La laurea magistrale si consegue acquisendo 120 CFU. Per Decreto Ministeriale [8], ogni CFU corrisponde a 25 ore da dedicare all'esame (figura 5) e quindi l'allievo, ogni anno, deve essere mediamente impegnato 1500 ore. In sostanza, c'è una sorta di *sindacalizzazione della professione Studente Universitario*. Se lo studente si concedesse 6 settimane di vacanze ne resterebbero 46 per lo studio. Ogni settimana l'allievo dovrebbe impegnarsi per circa 32,6 ore. A seconda che poi sia attivo 5, 6 o tutti i giorni gli è richiesto un impegno che varia da circa 6,5 ore fino a circa 4,7 ore al giorno omnicomprehensive, ossia includendo anche il tempo impiegato per seguire le lezioni in aula.

Crediti formativi universitari

1. Al credito formativo universitario, di seguito denominato credito, corrispondono venticinque ore di lavoro per studente; con decreto ministeriale si possono motivatamente determinare variazioni in aumento o in diminuzione delle predette ore per singole classi, entro il limite del 20 per cento.
2. La quantità media di lavoro di apprendimento svolto in un anno da uno studente impegnato a tempo pieno negli studi universitari è convenzionalmente fissata in 60 crediti.

Fig. 5 | Stralcio dell'Articolo 5 del Decreto Ministeriale numero 509 del 3 novembre 1999 [8].

Con il vecchio ordinamento noi, diversamente giovani, risultavamo impegnati almeno 60 ore la settimana, cioè per almeno per 110 CFU annui e avevamo pochissime ripetizioni nei contenuti dei corsi. Noi avevamo un sistema formativo differente. Sin dalle elementari, con il maestro unico, ci venivano instillati, ma forse andrebbe più

correttamente detto installati, una serie di valori come:

- *forte amor patrio*;
- *senso del dovere*;
- *spirito di sacrificio*;
- *obbedienza alle gerarchie*;
- *rispetto degli anziani*;
- *importanza delle Istituzioni*.

Ora, non è più così. Allora, un momento altamente formativo per gli allievi delle scuole elementari era la lettura del libro *Cuore* [9], opera di *Edmondo de Amicis* (figura 6). Lo dico per i più giovani che non ne hanno mai sentito parlare. *Cuore* è stato pubblicato nel 1886 e ha la struttura di un diario scritto da un allievo della quarta elementare che racconta lo svolgimento del proprio anno scolastico. L'inizio del racconto *Il Piccolo Scrivano Fiorentino* è utile per fare capire come questi testi spesso venivano subito passivamente e senza alcun interesse, con totale assenza di spirito critico. Nel brano iniziale (figura 6) leggiamo: "Faceva la quarta elementare. Era un grazioso fiorentino di dodici anni, nero di capelli e ...". Quanti di noi allora si domandarono perché avesse già 12 anni, dato che la quarta elementare si inizia a 9 anni e si termina a 10. Era forse un ripetente seriale?

Va anche aggiunto che alcuni racconti erano tristi, anzi tristissimi, ecco alcuni titoli:

- *Una disgrazia*
- *I poveri*
- *In casa del ferito*
- *I feriti del lavoro*
- *I ragazzi ciechi*
- *Il maestro malato*
- *Un piccolo morto*
- *I bambini rachitici*
- *Sacrificio*
- *La sordomuta*
- *La mia maestra morta*
- *Naufragio*

Aleggia ancora, tra noi diversamente giovani, la *sindrome di pessimismo da libro Cuore*, come anche direttamente riconosciuto in altri contesti [10].

Nessuno di noi allora si sarebbe mai lamentato dell'operato dei docenti o dell'eccessivo carico didattico, ma i tempi ora sono cambiati, nel bene e forse però anche nel male.

Tornando all'attuale sistema formativo universitario si hanno importanti implicazioni associate a questa sorta di sindacalizzazione della professione allievo universitario e la principale consiste forse nella *riduzione delle abilità*,

soprattutto con riferimento alle attività pratico-applicative. Noi docenti non possiamo ampliare l'offerta formativa con corsi nuovi o incrementare i contenuti dei nostri corsi in termini di argomenti teorici e di esercitazioni anche da svolgere a casa (home-work) perché ci potrebbero essere due sgradevoli conseguenze, che solo



IL PICCOLO SCRIVANO FIORENTINO. (Racconto mensile)

Faceva la quarta elementare. Era un grazioso fiorentino di dodici anni, nero di capelli e bianco di viso, figliuolo maggiore d'un impiegato delle strade ferrate, il quale, avendo molta famiglia e poco stipendio, viveva nelle strettezze.

Suo padre lo amava assai, ed era buono e indulgente con lui: indulgente in tutto fuorché in quello che toccava la scuola: in questo pretendeva molto e si mostrava severo perché il figliuolo doveva mettersi in grado di ottenere presto un impiego per aiutar la famiglia; e per valer presto qualche cosa gli bisognava faticar molto in poco tempo. E benché il ragazzo studiasse, il padre lo esortava sempre a studiare. Era già avanzato negli anni, il padre, e il troppo lavoro l'aveva anche invecchiato prima del tempo.

...omissis...

Fig. 6 | La copertina del mio libro Cuore [9] (a) e stralcio dell'inizio del racconto "Il piccolo scrivano fiorentino" (b).

qualche anno fa sarebbero sembrate fantascienza. L'allievo che si ritiene sfruttato perché si deve impegnare troppo in relazione ai CFU riconosciuti può 1) rivolgersi al *Difensore degli Studenti* oppure 2) dare un brutto voto al docente.

Adesso c'è il *Garante* degli studenti anche chiamato *Difensore* [11]. Se lo studente appunto ritiene, a suo modo di vedere, di dovere studiare troppo per un esame, può farlo presente al suo Difensore che convoca il docente per concordare le dovute e necessarie azioni correttive da intraprendere.

La seconda possibilità è l'attribuzione di un brutto voto al docente, attraverso il questionario che l'allievo deve compilare, in forma rigorosamente anonima per ogni corso. Analizzati e processati i questionari dagli organismi preposti, il docente riceve l'esito della rilevazione dell'opinione di tutti gli studenti iscritti al suo corso, anche di quelli non frequentanti. Ecco alcune domande del questionario usato al Politecnico di Milano [12].

D1-Sei interessato agli argomenti di questo insegnamento.

D2-Le conoscenze preliminari possedute sono risultate sufficienti per la comprensione degli argomenti trattati.

D4-Questo insegnamento è esente da ripetizioni non necessarie di argomenti trattati in altri insegnamenti frequentati.

D5-Il carico di studi richiesto da questo insegnamento è

proporzionato ai crediti assegnati.

D9-Le lezioni sono importanti ai fini dell'apprendimento dei contenuti di questo insegnamento.

D20-Sei complessivamente soddisfatto di come è stato svolto questo insegnamento.

Queste voci, come altre, contribuiscono a definire il voto globale del docente per ogni corso da lui erogato. Il docente con voto basso viene quindi stimolato dal Preside della Facoltà (ora chiamata Scuola) e/o dal Responsabile del Corso di Studi a migliorare la propria *performance*, ossia a conseguire il successivo anno accademico un voto più alto. Siamo un po' messi alla gogna perché il voto degli studenti, almeno nel mio Politecnico come in altri Atenei, è pubblicato sul web e visibile a chiunque.

È un po' il discorso della soddisfazione del cliente, soddisfazione che ci deve essere a qualsiasi costo, ormai ovunque, non solo in Italia. Quasi contemporaneamente a questa presentazione, negli Stati Uniti, la New York University ha licenziato il prof. Maitland Jones, docente e luminare della chimica. Al proposito di questo episodio, si legge in [13]:

...omissis...

, Jones è stato licenziato in tronco. Non per raggiunti limiti

di età. Al contrario, per troppa dedizione alla sua missione. Il suo esame, da sempre uno dei più selettivi, non è piaciuto a 82 dei suoi studenti: quelli che hanno avuto brutti voti (su un totale di 350). Coloro che un tempo si sarebbero definiti i meno meritevoli, espressione oggi inaccettabile. hanno firmato una petizione. E la New York University ha licenziato il docente. Il direttore responsabile del reclutamento di nuove matricole, Marc Walters, non fa mistero della motivazione: «Allunghiamo una mano gentile verso gli studenti e coloro che pagano le loro rette». Cioè i genitori. Se uno studente non ha borse di studio o altre agevolazioni, il costo dell'università può arrivare a 70.000 euro l'anno. Il cliente ha sempre ragione, se paga queste cifre ha ancora più ragione.

...omissis...

Il mondo della professione si lamenta dei nostri neo-laureati. Il corso di Steel Structures, da me tenuto alla Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale del Politecnico di Milano, è da 10 CFU, quindi nominalmente 250 ore in totale di cui 100 in aula. Volessi inserire il solo progetto di un capannone di acciaio incrementerei l'impegno richiesto di almeno 100 ore e il corso diventerebbe così di almeno 14 crediti, 4 dei quali sarebbero però in nero. Cari professionisti e uomini d'azienda fate forse bene a lamentarvi ma sappiate che le regole/indicazioni/istruzioni alle quali noi docenti ci dobbiamo attenere sono queste.

Vorrei ora spendere due parole sulla formazione post-universitaria, quella per l'aggiornamento professionale, che ora ci consente anche di ottenere i CFP (Crediti Formativi Professionali). Il nostro CTA ha sempre avuto la mission della promozione della cultura dell'acciaio [14]. L'articolo 2 (Oggetto) del nostro Statuto recita:

- a) *L'Associazione è apolitica; essa ha scopi culturali e non ha fini di lucro.*
- b) *L'Associazione opera con l'intento di promuovere tutte quelle iniziative atte ad attivare l'affinamento della progettazione, l'approfondimento dello studio teorico e sperimentale, della ricerca applicata, nonché delle tecniche realizzative delle costruzioni in acciaio.*
- c) *L'Associazione sarà inoltre promotrice di ogni altra iniziativa di carattere culturale atta a far conoscere oltre alle caratteristiche prestazionali, estetico-espressive dell'acciaio, anche quelle di rispondenza ai dettami di eco compatibilità ambientale dell'acciaio medesimo.*
- d) *Gli scopi istituzionali possono essere raggiunti attraverso la promozione di studi, ricerche, pubblicazioni, conferenze, concorsi di idee, congressi, viaggi di studio, corsi informativi di perfezionamento e/o di approfondimento settoriale, raccolta e divulgazione di ogni documentazione che possa interessare e promuovere le costruzioni in acciaio, nonché attraverso l'organizzazione del Congresso previsto, di norma a cadenza biennale.*
- e) *L'Associazione inoltre opera al fine di promuovere una proficua collaborazione a livello culturale, tecnico, scientifico con Università, Enti, Istituti Tecnici e Industrie italiane e straniere, del settore che siano interessate allo sviluppo della cultura della*

costruzione metallica.

In passato, il CTA ha sempre lavorato in stretta sinergia con l'Associazione dei Costruttori in Acciaio Italiani, l'ACAI, che era proprietaria e pubblicava la rivista Costruzioni Metalliche, poi acquistata nel 2014 dell'allora lungimirante Consiglio Direttivo del nostro CTA. Dal 2005 compare all'orizzonte Fondazione Promozione Acciaio, FPA [15], con campo di attività, finalità e mission inizialmente ben distinte da quelle del CTA e di ACAI e quindi non sovrapposte. Nel tempo le cose sono un po' cambiate. Ora anche FPA è molto attiva nel mondo della formazione e pubblica interessanti monografie che vende o offre gratuitamente. Anche FPA ha una propria rivista e ha un sito internet molto attrattive da cui si possono scaricare materiali utili per professione e studio. FPA ha raggiunto in poco tempo una notevole visibilità. Potrebbe fors'anche sembrare che ci sia una sorta di fastidiosa competizione tra CTA e FPA. Non saprei, ma certamente le sinergie potrebbero essere ancora più grandi. Nel 2015 ACAI confluisce in UNICMI [16], anch'essa attiva sulla formazione. Nella formazione post-universitaria, trascurando sporadiche iniziative organizzate dagli ordini degli ingegneri, CTA [17], FPA [18] e UNICMI [19] sono ora protagonisti, e praticamente indipendenti, con proposte valide e interessanti per il mondo dell'acciaio. Dovremmo però coordinarci tutti con azioni sinergiche e armonizzate. Solo lavorando in stretta sintonia e complementarietà raggiungeremo profittevolmente i comuni obiettivi. Quindi, come membri del CTA, non dovremmo forse accontentarci di fare a volte i semplici prestatori d'opera su commissione tenendo lezioni a corsi di altri, anche se magari ben retribuite. Il CTA dovrebbe, a mio modo di vedere, guadagnarsi maggiore importanza e visibilità, e se lo merita, visto l'impegno che molti, a vario titolo, stiamo approfondendo e continueremo certamente a approfondire in futuro.

3. Qualche riflessione sul mondo dell'Università.

Anche il mondo degli accademici è cambiato, e parto dal reclutamento. Prima, per diventare professori occorre vincere un concorso nazionale e, per la II fascia, ossia per l'associatura, si dovevano discutere, in presenza della Commissione, i propri titoli scientifici e tenere una lezione su un argomento assegnato dalla Commissione stessa 24 ore prima. Tutto è rimasto così fino al '98, quando io e alcuni colleghi presenti a questo Congresso, fummo promossi professori associati.

Dal 2000 circa si è passati al meccanismo delle idoneità, con concorsi locali. Nel caso di associato veniva prevista ancora in presenza la discussione dei titoli e la lezione. Da qualche anno abbiamo l'Abilitazione Scientifica Nazionale, l'ASN [20]. I candidati professori sono abilitati sulla base di un esame documentale, senza alcun momento di confronto in presenza con la Commissione, che si riunisce spesso solo telematicamente. La selezione è ormai totalmente governata dalla bibliometria e, per potervi partecipare, si devono avere numero di articoli, numero di citazioni e valore dell'indice H (detto anche indice di Hirsch o H-index [21]), superiori ai valori di soglia. Questi sono riportati nella tabella 1 relativamente ai settori concorsuali dove gli accademici del CTA sono più attivi: 08/B2 (ICAR/08-Scienza delle Costruzioni) e 08/B3 (ICAR/09-Tecnica delle Costruzioni). Per assurdo, con le regole a tutt'oggi in vigore, si potrebbe agevolare l'abilitazione

all'amichetto o all'amichetta scrivendogli i lavori o mettendo il loro nome su pubblicazioni per le quali non hanno neanche mai minimamente contribuito. Forse poteva capitare anche prima, ma almeno per gli associati c'era il confronto in presenza, non come ora che non c'è alcuna remota possibilità di valutare la cultura tecnica del Candidato (anche in termini di conoscenza della lingua inglese), l'eventuale attitudine alla docenza, oppure le risultanze proposte nei migliori lavori scientifici selezionati per il giudizio della Commissione. Chiunque potrebbe essere abilitato come professore anche ordinario, anche se dottorando, e di dottorandi con parametri, ossia numeri, molto alti ce ne sono anche nei nostri settori.

dovrebbe, almeno teoricamente, essere la sua qualità. Ovviamente anche qui ci potrebbero essere (e ci sono) i furbetti che inseriscono auto-citazioni ad abundantiam, citazioni non pertinenti oppure che si avvalgono della raffinata tecnica delle citazioni incrociate e concordate secondo la regola:

*citami tu che poi ti cito certamente io,
se mi citi con un conoscente, cito subito te e anche tuo zio!*

Riporto nella tabella 2 alcuni dati SCOPUS riferiti a colleghi attivi nei settori ICAR/08 e ICAR/09. I nomi MUR, COMP e MON sono di fantasia ma i dati sono reali e desunti dal data-base di Scopus alla fine del luglio '22. In dettaglio, sono riportati il numero di

SC/SSD	Settore concorsuale	I Fascia		
		Numero di articoli 10 anni	Numero di citazioni 15 anni	Indice H 15 anni
08/B2	Scienza delle Costruzioni	13	195	8
08/B3	Tecnica delle Costruzioni	13	204	9
SC/SSD	Settore concorsuale	II Fascia		
		Numero di articoli 5 anni	Numero di citazioni 10 anni	Indice H 10 anni
08/B2	Scienza delle Costruzioni	6	107	5
08/B3	Tecnica delle Costruzioni	6	70	6

Tab. 1 | Valori soglia dei candidati per i settori bibliometrici ICAR/08 e ICAR/09.

Il primo parametro è il numero di articoli, ma solo sulle riviste peer-review. Dicevano una volta colleghi più grandi di me e molto autorevoli, alcuni dei quali sono comunque ancora in attività, che lavorando sodo era ben difficile annualmente pubblicare su rivista più di 2 lavori. I numeri della tabella 1, ossia i requisiti minimi dell'ASN, sono in linea con quanto si diceva in passato, essendo mediamente richiesti per ordinario 1,3 lavori/anno in 10 anni e per associato 1,2 lavori/anno in 6 anni. Da almeno una decina d'anni è successo qualcosa di semplicemente prodigioso, paragonabile alla corsa all'oro: la corsa alle pubblicazioni. La produttività di tutti è ora sorprendentemente esplosa, ci sono colleghi che annualmente pubblicano regolarmente 10-15 articoli su rivista internazionale peer-review, ma a volte si notano lavori poco originali o innovativi, lavori pressoché identici su riviste diverse, lavori copiati da altri. Ma ora contano solo e soltanto i numeri e la situazione non è più sotto controllo, in fase totalmente entropica. Per alcuni si osserva anche il sistematico fenomeno della moltiplicazione del numero di pubblicazioni e dei co-autori. Se ci sono tre colleghi e ciascuno nel proprio articolo inserisce il nome degli altri due, allora con una pubblicazione originale se ne hanno altre due come co-autore. In sostanza ogni collega diventa co-autore di 3 lavori al posto di essere autore di 1 solo lavoro. I Commissari ASN, anche se a conoscenza di questo particolare fenomeno di malcostume professionale, non possono fare nulla a meno di non esporsi a ricorsi e/o denunce.

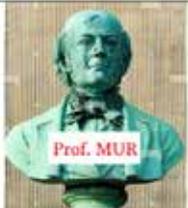
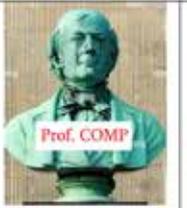
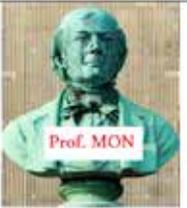
Il secondo parametro è il numero di citazioni, ma relativo alle sole riviste peer-review e non escludendo le auto-citazioni. Maggiore è la quantità di citazioni ottenute da una pubblicazione, migliore

lavori con più di 100 citazioni e il numero di citazioni del lavoro più citato.

- ◇ Il primo collega è MUR lavora da un ventennio occupandosi di murature e ha 16 lavori con più di 100 citazioni e il lavoro più citato ne ha 318. In termini bibliometrici, è certamente un fuoriclasse, uno dei migliori al mondo. Ha più di 280 articoli su riviste internazionali peer-review (mediamente 14 per anno) e oltre 240 altri prodotti (memorie presentate a conferenze, libri, capitoli di libro, ecc.) censiti in Scopus;
- ◇ Il secondo collega è COMP lavora da circa 40 anni su diverse tematiche ma da qualche anno è specialista di materiali compositi e FRP. Ha 8 lavori con più di 100 citazioni e il lavoro più citato ne ha 226;
- ◇ Il terzo collega è MON, si occupa di monitoraggio strutturale e ha un'esperienza di 35 anni. Ha 8 lavori con più di 100 citazioni e il lavoro più citato ne ha 382.

E veniamo al mondo dell'acciaio prendendo come riferimento il nostro Presidente, il prof. ing. Vincenzo Piluso, anche lui attivo da ormai 7 lustri. È uno dei leader nel nostro settore ma ha solo 2 lavori con più di 100 citazioni, e il più citato ne ha 128. Siamo ben lontani dai numeri di chi ricerca in altri ambiti, mi verrebbe da dire più convenienti e di moda, sicuramente non più importanti, utili o complessi dei nostri.

Il terzo parametro è l'*H-index*: il suo valore è K quando si hanno K lavori citati almeno K volte ciascuno. Vedete che lo scarso collega Cenerentolo A. C. (figura 7) ha indice 15 perché ha solo 15 lavori con almeno 15 citazioni. L'*H-index* salirebbe repentinamente

				
Numero di lavori con più di 100 citazioni	16	8	8	2
Numero di citazioni del lavoro più citato	318	226	382	128

Tab. 2 | Numero di lavori con più di 100 citazioni e numero di citazioni del lavoro più citato per alcuni docenti di Scienza (ICAR/08) e Tecnica (ICAR/09) delle Costruzioni.

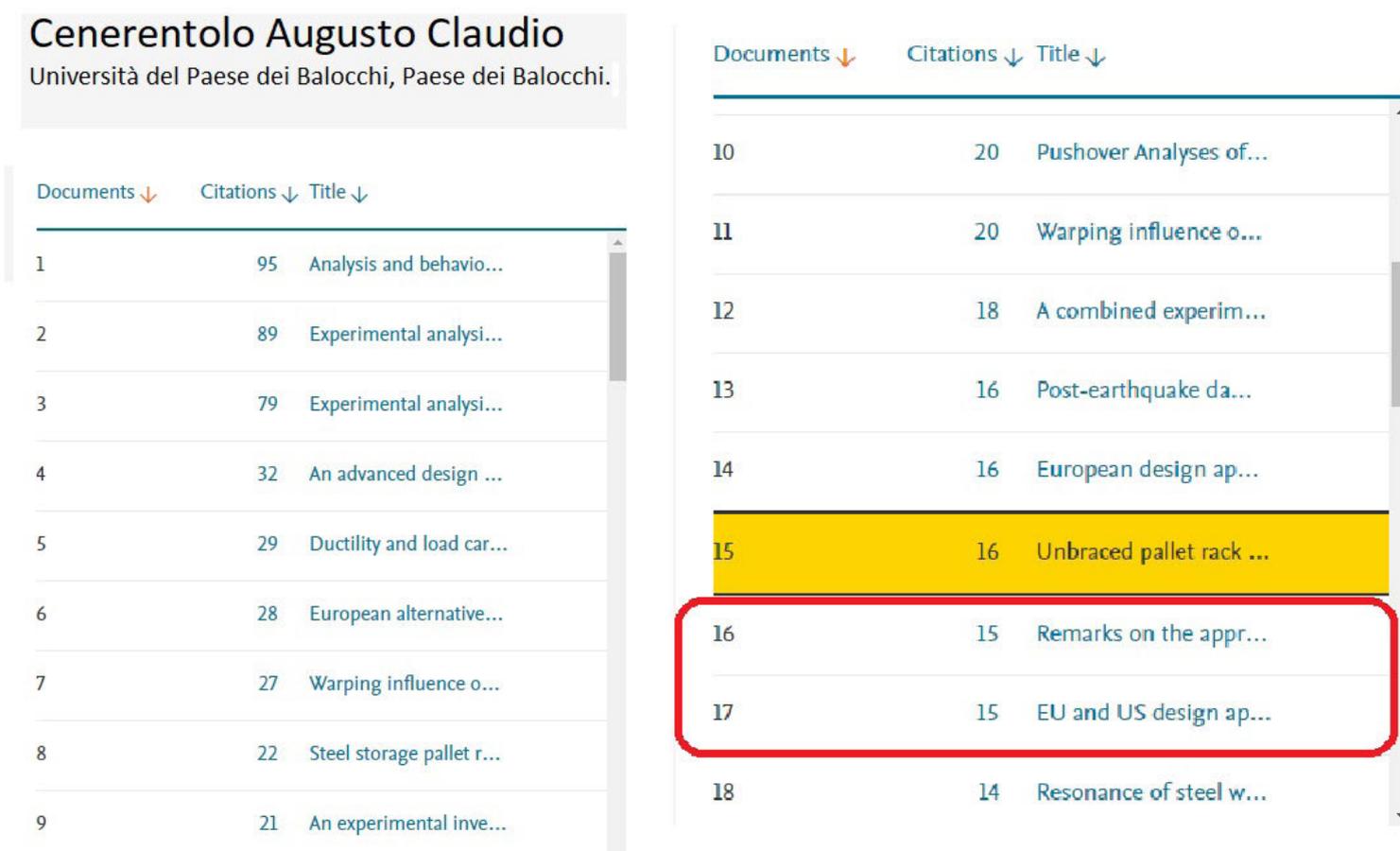


Fig. 7 | Esempio di H-index che scatterebbe di un punto se il lavoro 16 oppure il 17 avessero una sola citazione in più.

a 16 con un'altra citazione per il lavoro 16 (*Remarks on the ...*) oppure per il lavoro 17 (*EU and US design...*), sia questa citazione spontanea, elemosinata o di scambio.

La nostra prestigiosa e storica rivista *Costruzioni Metalliche* è la più antica rivista tecnica italiana dedicata alle costruzioni, essendo stata fondata nel 1949 ed è, come sappiamo bene tutti, in prima linea da sempre per gli approfondimenti tecnico scientifici della cultura del costruire con l'acciaio. La nostra rivista non è però *peer-review*, nonostante gli encomiabili sforzi profusi dal Comitato Editoriale e quindi pubblicare su *Costruzioni Metalliche* non conta purtroppo nulla ai fini dell'accrescimento degli indicatori.

Nel mondo delle riviste *peer-review*, conta anche il fattore di impatto (*IF-Impact Factor*), che misura il numero medio di

citazioni annualmente ricevute dagli articoli pubblicati nella rivista. In tabella 3 si hanno i valori degli *impact factor* di alcune riviste internazionali. Le prime 3 sono quelle più prestigiose dove pubblichiamo noi del mondo dell'acciaio: hanno valori di *impact factor* decisamente alti, ma è tutto relativo: le riviste per murature, compositi e monitoraggio, ossia le ultime 3, hanno valori superiori. Ancora una volta ecco settori più premianti e convenienti del nostro, ed è quindi anche sempre più difficile per noi fare nuovi proseliti. Circa 20 anni fa, un neo-dottorando, ora professore associato in attesa di imminente chiamata come ordinario, venne da me perché affascinato dalla tematica dei *cold-formed* e in particolare delle scaffalature metalliche. Non iniziammo però alcuna collaborazione. Lo delusi alla domanda di quante pubblicazioni avremmo mandato

a riviste *peer-review*. Troppo poche, secondo lui, che aveva già comunque capito le raffinate tecniche di carriera con largo anticipo rispetto a pochi altri, come me ancorati alla vecchia mentalità, che a tutt'oggi hanno indici bibliometrici scarsi.

Per l'attività di ricerca, rilevo sempre più grosse criticità per quanto riguarda la sperimentazione. I nostri laboratori si occupano da sempre di didattica, ricerca e conto terzi. In passato, si portavano gli studenti ad assistere a prove sperimentali. Ora ciò diventa

estremamente problematico a causa delle stringenti regole sulla sicurezza. Come altri, ho purtroppo rinunciato alla sperimentazione didattica, ben consapevole della sua importanza, ma non attrezzato per poterla garantire in sicurezza.

L'attività di ricerca e quella conto terzi sono sempre stati, sono e saranno il *core business* dei nostri laboratori. In passato veniva gestito il tutto con saggezza, portando avanti sempre entrambe le attività con ragionevolezza. Ora, la realtà è cambiata: l'amministrazione dell'Ateneo (e/o del Dipartimento) valuta periodicamente

le nostre *performance* con opportuni indicatori strategici che riguardano la didattica, la ricerca e le attività di tipo commerciale, ossia i contratti di consulenza e di ricerca che svolgiamo per la nostra Università e che contribuiscono al suo e nostro finanziamento. Per potere effettuare sperimentazione, viene spesso imputato allo sperimentatore, sia egli dottorando, ricercatore o professore, un costo giornaliero per ogni tecnico e per ogni attrezzatura di prova. Le immagini di figura 8 sono relative a prove fatte 30 anni fa su giunti flangiati trave-colonna in acciaio [22]. Ogni vite aveva sul gambo 4 estensimetri elettrici che venivano accuratamente installati prima della prova e usati anche per valutare il valore del pre-serraggio e monitorare l'azione assiale e quelle flettenti durante la prova. Allora si stava giorni e giorni in laboratorio, soprattutto i più giovani, non guardando orologio e calendario. Esperienze di questo tipo oggi non sono più realizzabili a meno che non si disponga di un molto robusto budget oppure che non si facciano le prove nei laboratori privati delle aziende, utilizzando loro attrezzature e personale.

Titolo della Rivista	Impact Factor
<i>Journal of Constructional Steel Research</i>	4.349
<i>Thin-Walled Structures</i>	5.881
<i>Engineering Structures</i>	5.582
<i>Construction and building materials</i>	7.693
<i>Composites Part B: Engineering</i>	11.322
<i>Structural Control and Health Monitoring</i>	6.058

Tab. 3 | Valori di impact factor per alcune riviste peer-review.

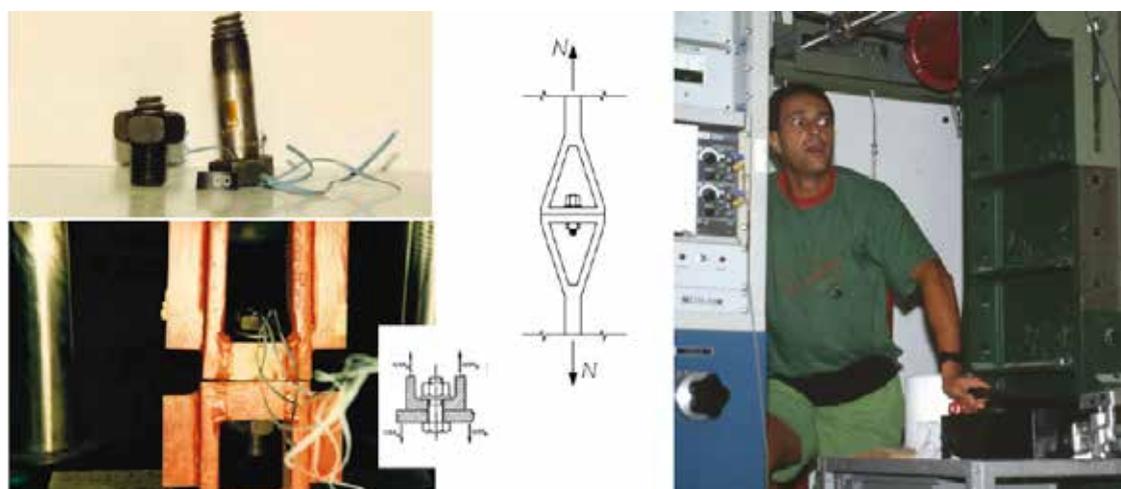


Fig. 8 | Dettagli su una sperimentazione [22] condotta circa 30 anni fa con l'avatar del relatore in gioventù, che adesso anche lui è pelato, ha pancia e gli occhiali.

Segretario Generale
dr. Ing. Giuseppe Coppadoro

ELENCO DELLE ASSOCIATE

Sezione Carpenterieri

AVICOR - Iubolari (BG)
Antonio Badoni SpA, Lecco (CO).
Bocci Carpenterie Metalliche SpA, Martinsicuro (TE).
CA.ME.VA, Officina Carpenteria Metallica Varia SpA, Genova-Sampierdarena
CMF Sud SpA, Caserta.
Costruzioni Cimolai Armando, Pordenone.
DELTASIDER SpA, Piombino (LI).
ELCA - Elettro Carpenterie SpA, Milano.
Fabbrica Italiana Tubi-Ferrotubi Costruzioni Metalliche SpA, Milano.
Galterossa Padova SpA, Padova.
ICOMSA SpA, Limena (PD).
IMPA SoA, Catania.

Sezione C.I.S.I. Costruttori Italiani di Scaffalature Industriali

IMA - Industria Meccanica Arcorese Sas, Monza (MI).
PONTEGGI DALMINE SpA, Milano.
Strong Block SpA, Milano.
Eurometal Torri SpA - Torri di Quaraterolo (VI).

Sezione Casseforme Metalliche ed Attrezzature Affini

ALC - Unioceform - Fondazione (CG).
CAPO Srl, Campo Tures (BZ).
CE-TA, Bergamo.

Gruppo dei Costruttori Italiani di Ponteggi Metallici

CE-IA Ponteggi Iubolari SpA, Bergamo.
FAP Praticus SpA, Graffignana (MI).
FIP SpA, Torino.
General Sider Italiana SpA, Bologna.
GO.RI. SpA, Azzano S. Paolo (BG).
I.T.E.M. Srl, Milano.
MEFRAN ITALIA Srl, Assago (MI).
Metalmeccanica Fracasso SpA, Fiesse d'Artico (VE).
Pilosio, Feletto Umberto (UD).

Sezione Montaggi e Progettazione

Impresa Montaggi Gistri Srl, Milano.
Italimpianti SpA, Genova.

Sezione Costruttori Italiani Condotte Portanti in Acciaio

ARC SpA, Roma.
Centro Acciai SpA, Bitonto (BA).
I.M.F.V.A. S.p.A. Benevento.

Sezione Barriere di Sicurezza Stradale in Acciaio

ARC SpA, Roma.
Centro Acciai SpA, Bitonto (BA).

Fig. 9 | Elenco delle Sezioni e delle aziende Associate in ACAI (situazione di circa 25 anni fa).

Articolo 4 - Finanziamento dei progetti e relativi costi

1. La dotazione disponibile per il bando PRIN 2022 PNRR è pari ad Euro 420.000.000,00, al netto della quota destinata alle attività di valutazione e monitoraggio...
.....omissis.....
2. Il programma è articolato in due distinte linee d'intervento (all'atto della presentazione del progetto il PI deve indicare la linea alla quale intende partecipare):
 - Linea d'intervento A - "Principale": aperta a tutti i PI che non abbiano fatto richiesta di partecipare alla linea di intervento B, con una dotazione complessiva di euro 168.000.000,00.
.....omissis.....
 - Linea d'intervento B - "Sud": con una dotazione complessiva di euro 252.000.000,00 (pari al 60% della dotazione di cui al comma 1) riservata a progetti nei quali tutte le unità (compresa quella del PI) siano effettivamente operative nelle regioni del Mezzogiorno (Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia, Sardegna e Sicilia), ...
.....omissis.....

Fig. 10 | stralcio dell'articolo 4 del bando PRIN [23].

Aziende e associazioni di categoria lavoravano prima sotto l'ala protettiva dell'ACAI, che aveva diverse sezioni (figura 9). Ci sono stati finanziamenti a ricerche su tematiche specifiche, ma fino ai primi anni 2000, quando ACAI era attiva anche nel mondo della normazione con rappresentanti in diversi gruppi di lavoro nazionali e esteri. Poi, nel tempo e con la crisi, anche lì, *i rubinetti si sono chiusi*.

Ora le principali fonti di finanziamento sono i progetti di ricerca nazionali e europei. A livello nazionale è appena uscito il bando per i Progetti di Ricerca di Rilevante Interesse Nazionale, il PRIN [23], i cui principali dettagli sono riassunti dallo stralcio riportato in figura 10. Si hanno la linea di intervento A-“principale” (dotazione di 168 M€) e la linea di intervento B-“Sud” (dotazione di 252 M€), ma le domande da valutare saranno certamente tantissime. Le regole di selezione per finanziare i progetti sono ancora una volta basate sugli indici bibliometrici del Responsabile Nazionale del progetto (Principal Investigator) e dei Responsabili delle unità locali. In ambito europeo esiste l'opportunità dei progetti Research Fund for Coal & Steel RFCS [24], ma i progetti finanziati sono sempre meno e anche lì conta molto, ancora un'ennesima volta, una robusta bibliometria.

Quindi, ecco, ancora una volta, una ragione in più per avere indici comunque alti, a qualsiasi costo. In conclusione, per fare pubblicazioni è ovviamente necessario avere qualcosa da

pubblicare e quindi fare ricerca. Per fare ricerca sono necessari finanziamenti per pagare le spese vive (per esempio,) quelle di sperimentazione, di attrezzature e di missione) e i giovani che lavorano con noi. Per ottenere finanziamenti è necessario avere un ricco carnet di pubblicazioni. La situazione è proprio paradossale: sembra *il cane che si morde la coda*.

4. Qualche riflessione sul mondo degli Studi Professionali e delle Aziende

I tempi e le modalità di lavoro, come già detto, sono cambiati per tutti. Negli studi professionali e negli uffici tecnici delle aziende noto la progressiva riduzione della documentazione tecnica da consultare nella routine lavorativa. Una volta erano disponibili i principali volumi di Scienza e di Tecnica delle Costruzioni e sulle Costruzioni di Acciaio. Si avevano abbonamenti alle principali riviste come *Costruzioni Metalliche*, *Acciaio*, *l'Industria Italiana del Cemento*,

Costruire in Laterizio e altre. A parte qualche rara eccezione dove governano ancora saggi anziani, ora non è assolutamente più così, come evidenziato anche dallo scarso numero di abbonamenti della nostra rivista, specialmente tra professionisti e aziende. Ora si cerca subito in internet, per esempio sui vari forum degli ingegneri. A volte però si trovano anche enormi castronerie, proposte magari in buona fede, da chi è mosso a esprimere comunque un parere, magari perché motivato dal tipico spirito da *esercito della salvezza*. Un importante malessere della nostra professione, forse il principale, è legato però al fattore economico. Una lucida sintesi relativa a questo aspetto è presente in un volume di un nostro maestro delle costruzioni metalliche [25], il prof. ing. Giulio Ballio, anche Rettore del Politecnico di Milano per due mandati. Un capitolo è relativo al crollo di un ponte metallico in costruzione 115 anni fa sul fiume San Lorenzo in Canada. Riporto nella figura 11 solo un periodo del capitolo, estremamente interessante, lucido e soprattutto attuale, benché il crollo avvenne nel 1907.

A volte dovremmo avere il coraggio di dire no! Con i soldi per un'utilitaria non potremmo mai acquistare una lussuosa spider. Il concessionario ci direbbe no! Forse dovremmo imparare a dire no anche noi, quando i compensi offerti non sono adeguati per quanto ci viene richiesto e/o per le responsabilità civili e penali che ci assumiamo.

Il discorso delle parcelle e dei compensi si riflette su ciò che viene

offerto spesso ai nostri neo-laureati. Abbiamo una sorta di *crisi delle vocazioni*: ogni anno, come si evince da figura 12, il numero di iscritti nei corsi di Ingegneria Civile e Architettura si contrae inesorabilmente, come vediamo dalle barre blu. Le barre rosse sono invece relative alle altre ingegnerie, ben più gettonate e, in



Ponte di Quebec City, oggi.

tiere, crollò in costruzione il Ponte sul fiume San Lorenzo a Quebec City. Fu uno degli incidenti più drammatici nella storia della costruzione dei ponti, causò la morte di 75 persone. È interessante ripercorrere le tappe che portarono al crollo perché nella loro successione si intravede una serie di errori umani a dir poco emblematica: superficialità, mancanza di competenze, condizionamenti estranei al problema tecnico, la tirannia del rispetto del costo e dei tempi, la modalità di scelta dell'impresa. Ci fu di tutto, esattamente come oggi.

Fig. 11 | Stralcio del capitolo 3-parte III di [25].

netta espansione in termini di numero di iscritti. Penso sia anche un problema di compensi. A parte coloro che vengono assunti con contratto, cosa viene a volte offerto ai nostri neo-laureati?

- lo stage semestrale con una retribuzione di circa 500-800 € lordi al mese;
- la collaborazione a partita IVA: la paga oraria spesso varia da 7 a 9 € lordi. Lo stipendio mensile varia di conseguenza da 1120 a 1440 € lordi ipotizzando un impegno orario settimanale di 40 ore.

Perché viene offerto così poco ai giovani? Probabilmente anche perché le nostre attività sono decisamente sottopagate. Spesso soffriamo della concorrenza di competitor stranieri, frequentemente asiatici, tecnicamente molto validi, motivati e preparati. Questi a volte sono stati nostri allievi universitari, magari per la sola laurea magistrale, grazie all'internazionalizzazione attuata da alcuni Atenei, in parte anche per sopperire alla crisi delle vocazioni. Abbiamo molti stranieri anche perché il sistema universitario italiano ha spese di iscrizione molto basse, certo non sufficienti per garantire l'autofinanziamento degli Atenei, a differenza di quanto avviene in altri Stati dove mancano, o sono estremamente ridotti, i fondi governativi derivanti direttamente dalle tasse dei contribuenti. In aggiunta, deve anche essere sottolineato che la vita da noi costa meno rispetto ad altre nazioni industrializzate e la nostra formazione universitaria è ottima.

Il nostro mondo è comunque decisamente povero, a differenza di

altri mondi dove si è disposti a spendere. Una mia amica lavora nel settore dell'alta moda. Molta gente spende parecchio per capi di grandi stilisti, anche Vintage. Non sono solo sceicchi, imprenditori o stelle dello spettacolo. In certi ambiti comunque si spende, nel nostro no, si vuole risparmiare il più possibile a scapito della qualità!

Ho detto Qualità! Un'esperienza recente mi ha fatto riflettere su come il mondo della qualità [26] a volte condizioni la nostra attività professionale! Per l'Italia, Accredia [27] accredita gli organismi di ispezione, verifica e certificazione. Mi riferisco alla qualità della certificazione applicata alle opere pubbliche. Per il settore IAF34 (servizi di ingegneria), esiste uno specifico regolamento tecnico [28] Prescrizioni per l'accreditamento degli Organismi operanti la Certificazione dei Sistemi di Gestione per la Qualità (SGQ-IAF34) delle organizzazioni che effettuano attività di verifica della progettazione di opere pubbliche, ai fini della validazione/approvazione. Nel documento viene dichiarato che:

Il presente Regolamento Tecnico definisce le prescrizioni per l'accreditamento degli Organismi di Certificazione (OdC) che rilasciano certificazioni di SGQ nel settore IAF 34, a società/studi di ingegneria, aventi quale specifico scopo di certificazione, la verifica della progettazione di opere ai fini della relativa validazione in ambito cogente.

..... omissis

Avere il progetto validato dovrebbe essere certamente una gran

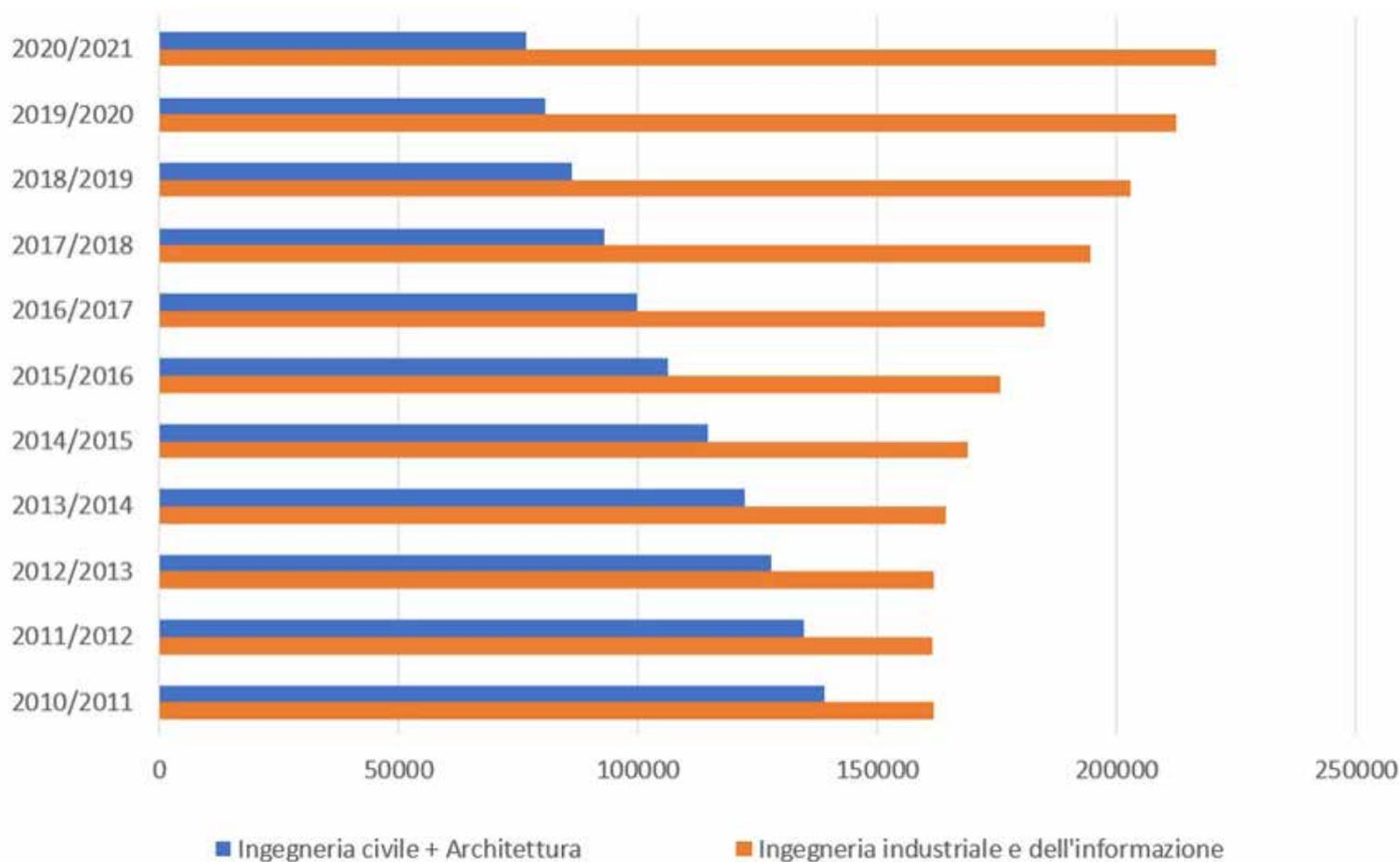


Fig. 12 | Numero annuale di iscritti ai corsi di Ingegneria Civile e Architettura (blu) e di Ingegneria Industriale e dell'Informazione (rosso) negli ultimi 11 anni accademici.

bella garanzia, e sicuramente lo è per molti aspetti, ma non viene però detto praticamente nulla in merito alla parte squisitamente tecnica: l'analisi e la verifica della correttezza della relazione di calcolo. Nella seconda parte (CRITERI PER UN APPROCCIO EFFICACE ED OMOGENEO ALLE VALUTAZIONI DI CONFORMITÀ ALLA NORMA UNI EN ISO 9001:2015 DI ORGANIZZAZIONI CHE SVOLGONO ATTIVITÀ DI VERIFICA DI PROGETTI DI OPERE PUBBLICHE, AI FINI DELLA VALIDAZIONE), viene dichiarato che:

La verifica ha per oggetto “la rispondenza degli elaborati progettuali ai documenti di cui all'articolo 23 del Codice dei Contratti pubblici, nonché la loro conformità alla normativa vigente”. La verifica dei progetti accerta:

- a) la completezza della progettazione;*
- b) la coerenza e completezza del quadro economico in tutti i suoi aspetti;*
- c) la possibilità di appaltare la soluzione progettuale prescelta;*
- d) i presupposti per la durabilità dell'opera nel tempo;*
- e) la minimizzazione dei rischi di introduzione di varianti e di contenzioso;*
- f) la possibilità di ultimazione dell'opera entro i termini previsti;*
- g) la sicurezza delle maestranze e degli utilizzatori;*
- h) l'adeguatezza dei prezzi unitari utilizzati;*
- i) la manutenibilità delle opere, ove richiesta.*

....omissis...

E vengo all'evento che mi ha visto coinvolto, regalandomi questa esperienza, direi per certi versi unica e incredibile, relativa alla qualità applicata alle opere pubbliche. In estrema sintesi fui comandato dall'alto a dare un parere spassionato e gratuito (nel senso di privo di alcun compenso) relativo a un progetto di intervento su un

ponte centenario a struttura metallica, abbastanza simile a quello che compare in figura 13 [29]. L'opera in esame è costituita da una serie di moduli uguali, ciascuno dei quali formato da una coppia di arconi metallici reticolari a spinta eliminata mediante catena. L'impalcato è appeso agli arconi con tiranti. Il progetto era stato validato da una delle 63 organizzazioni certificate da Accredia per il settore IAF/34-Servizi di Ingegneria [30].

Il progetto era però totalmente errato ma formalmente andava bene perché appunto validato, e quindi assolutamente non contestabile. In figura 14 vediamo il diagramma delle azioni assiali sull'arco e sulla catena determinate dal progettista con un diffuso codice commerciale a elementi finiti. Per avere la soluzione deve essere garantito ovviamente l'equilibrio ma le trazioni che mancano alla catena per bilanciare le compressioni nell'arco sono presenti nelle travi d'impalcato. Sarebbe bastato un controllino, anche da geometra per accorgersene. Capite bene che, a volte, è sicuramente roboante e certamente fuorviante parlare di validazione.

Sempre per il medesimo ponte, un altro team di progettazione aveva valutato la sua sicurezza nella attuale condizione di servizio. La relazione di calcolo aveva dettagliato le più significative condizioni di carico. Quella meno preoccupante risultava ovviamente con ponte scarico ma si ottenevano, per alcuni elementi, indici di sfruttamento (ossia rapporto tra sollecitazione e resistenza) anche superiori a 4. Simili valori sono associabili soltanto a un crollo già avvenuto. Il ponte invece continuava il suo onorato servizio centenario. I progettisti, ciecamente fiduciosi della correttezza del loro operato, avevano quindi elaborato raffinate e costosissime soluzioni di rinforzo. Per gli archi di tutti i moduli, alcune aste con sezione composta chiodata a doppio T sarebbero state trasformate in opera e in quota, saldandole, in profili tubolari. Provvidenzialmente, prima che partisse la procedura d'appalto dei lavori di rinforzo, mi fu comandato, sempre gratuitamente, un



Fig. 13 | Esempio di ponte metallico centenario con struttura a arco a spinta eliminata [29]

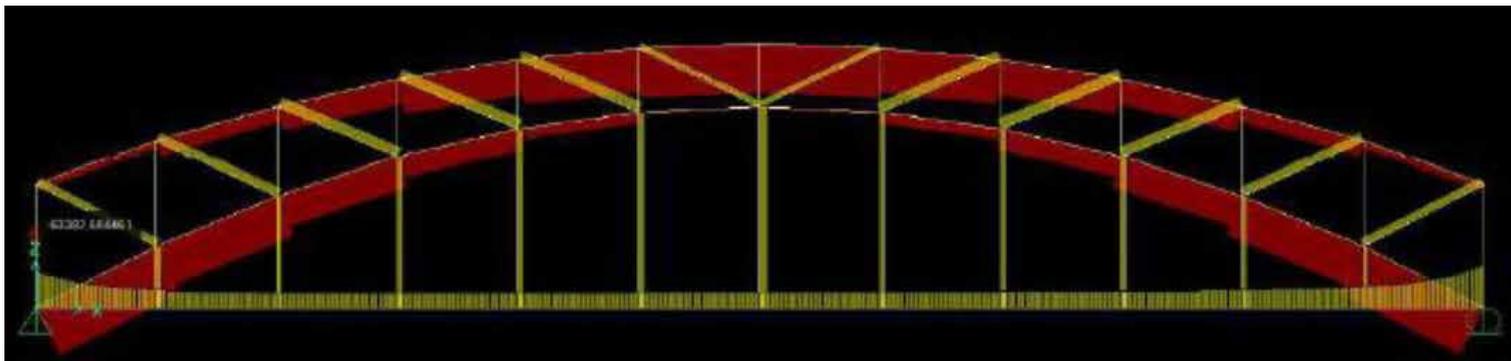


Fig. 14 | Diagramma delle azioni assiali sulle componenti dell'arco a spinta eliminata: in rosse azioni di compressione e in giallo azioni di trazione.

controllo della documentazione progettuale. Ciò ha permesso di capire che gli ingegneri strutturisti avevano sbagliato a valutare la rigidità torsionale e la costante di ingobbamento delle sezioni trasversali di membrature compresse e presso-inflesse. Il verificatore di conseguenza valutava correttamente carichi critici torsionali bassissimi e quindi ne conseguiva un valore fattore riduttivo χ dell'area della sezione trasversale delle aste pari a qualche scarsa unità percentuale.

5. Qualche riflessione sul mondo del software.

Il mondo del software per la progettazione strutturale ha fatto veri passi da gigante. Ora sono offerti pacchetti completi per la progettazione a prezzi veramente convenienti sia per l'acquisto sia per l'affitto. Abbiamo anche validi software scaricabili gratuitamente dal web. Al proposito, ricordo il caro amico e collega Piero Gelfi [31], ora in pensione dall'Università di Brescia e partecipante ai nostri Congressi. Digitando il suo nome nel web, compare il link al suo sito e questa è la pagina iniziale:

**Programmi Gratuiti per Ingegneria Civile
(Civil Engineering Free Software)
sviluppati con la collaborazione degli studenti
da Piero Gelfi**

Piero Gelfi è in pensione e non gestisce più il sito.
Per informazioni contattare il prof. Giovanni Metelli attuale titolare del corso di acciaio:
giovanni.metelli@unibs.it

Quante volte mi è capitato di vedere usati i suoi software in relazioni di calcolo redatte anche da importanti e blasonati studi professionali. Gli avranno mai detto un qualche grazie? Un grazie lo voglio però dire ora a Piero ma anche al collega Giovanni Metelli, che rappresenta la continuità della sua importante opera

e che profonde un grande impegno in questa attività totalmente volontaristica, dato che non conta purtroppo nulla in termini di carriera accademica.

Tornando ai pacchetti commerciali, tralascio la polemica sulla pubblicità ingannevole che in alcuni casi trasmette il deleterio messaggio della progettazione totalmente automatica, alla portata di chiunque, indipendentemente dalla propria expertise, basta avere un Personal Computer. I software che usiamo potrebbero presentare però alcune criticità. Il campo di applicabilità dovrebbe essere definito meglio. Spesso usiamo l'elemento finito di tipo trave, il *beam* [32], indipendentemente dal tipo di sezione trasversale, o meglio dal numero di assi di simmetria (figura 15). I risultati non sono però sempre attendibili.

Quanto mi accingo a presentare potrebbe sembrare la scoperta dell'acqua calda, che, nel caso specifico, è l'elemento finito *Beam* a 7 gradi di libertà (GDL). La sua formulazione è disponibile almeno 40 anni [33], anche se comunque viene generalmente ignorata. Nei codici commerciali è usualmente implementato l'elemento *Beam* a 6 gradi di libertà, raramente è appunto offerta la formulazione più evoluta a 7 gradi, e, se disponibile in libreria, non è comunque detto che funzioni sempre bene. Focalizzando l'attenzione sui parametri nodali (figura 16), oltre ai 3 spostamenti (u , v e w), alle 2 rotazioni flessionali (Φ_y e Φ_z) e a quella torsionale (Φ_x) che si hanno nel 6 gradi, con il 7 viene fornito anche l'ingobbamento della sezione, il warping (θ). Oltre all'azione assiale (N), ai 2 tagli (T_y e T_z), ai 2 momenti flettenti (M_y e M_z) e al momento torcente (M_x) che abbiamo con il 6 gradi, con il 7 è fornito anche il bimomento (B). Nel caso dell'elemento a 7 gradi alcuni parametri nodali sono riferiti al baricentro della sezione, altri al centro di taglio. I risultati che si ottengono con le due formulazioni possono anche essere ben diversi.

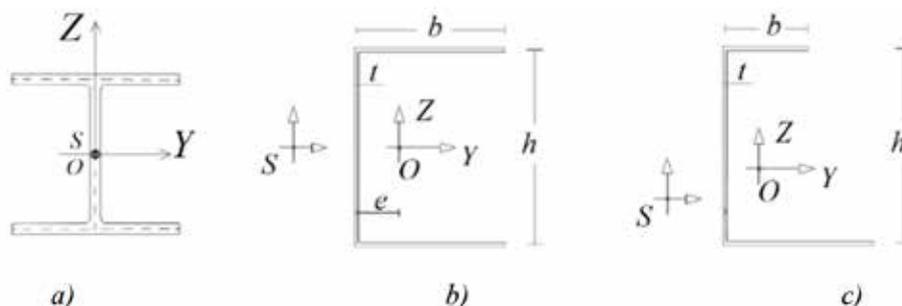


Fig. 15 | Sezione trasversali con due assi di simmetria (a), un asse di simmetria (b) e priva di assi di simmetria (c)

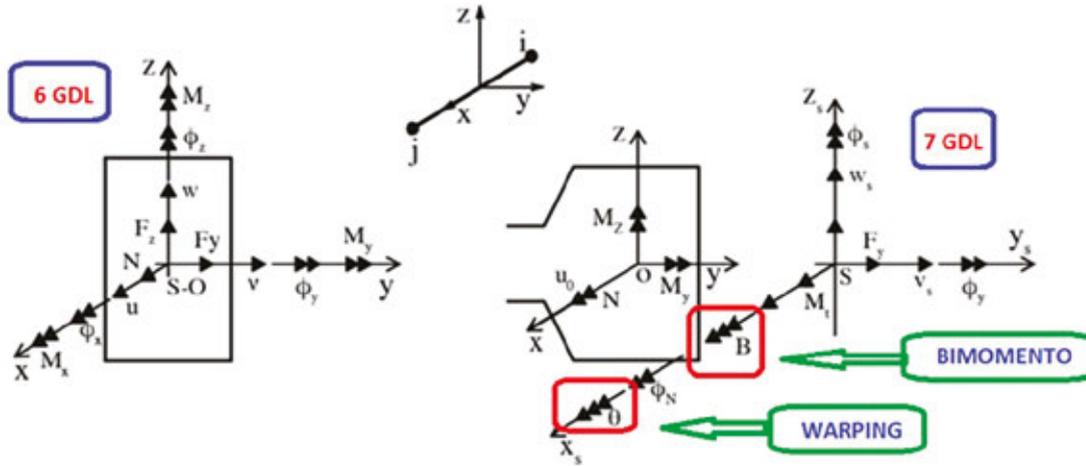


Fig. 16 | Spostamenti e forze nodali generalizzate per la formulazione a 6 (a) gradi di libertà e a 7 (b) gradi di libertà.

Evito di entrare nei dettagli teorici più di tanto ma sintetizzo nella figura 17 la differenza tra queste due formulazioni. Vediamo a destra la matrice di rigidità elastica dell'elemento trave, costituita dalle 4 sotto-matrici, ognuna delle quali può avere rango 6 o 7 a seconda che manchi o ci sia il grado di libertà dell'ingobbamento. Nella sinistra della figura ci sono i termini delle sotto-matrice sulla diagonale principale e su quella secondaria. I termini tra parentesi sono quelli richiesti per la formulazione dell'elemento trave a 7 GDL aggiuntivi rispetto a quella a 6 GDL. Nel caso della formulazione a 7 gradi alcune grandezze sono riferite al baricentro della sezione trasversale e altre al suo centro di taglio, rendendo decisamente complessa la sua implementazione.

Possono esserci criticità a volte nel fare l'analisi con molti codici commerciali di strutture realizzate con profili non bi-simmetrici (figura 15b). L'elemento finito a 6 GDL non è infatti in grado di cogliere aspetti di fondamentale importanza associati agli effetti dovuti alla non coincidenza tra centro di taglio e baricentro della sezione. Il codice commerciale viene quindi usato al di fuori del

proprio campo di applicazione, è come usare un binocolo per guardare i microbi: vediamo comunque qualcosa, ma non quello che ci serve. Per i microbi ci vuole il *microscopio*, è ovvio!

Si considera nella figura 18 una trave a C irrigidita in semplice appoggio uniformemente caricata sull'ala superiore [34]. Se la discretizziamo e modelliamo con il codice commerciale che offre l'elemento beam a 6 GDL, il carico viene considerato agente direttamente nel baricentro, mentre, si osserva nella parte a) della figura stessa che è invece eccentrico rispetto sia al baricentro sia al centro di taglio. Dovendo quindi tenere in conto l'eccentricità del carico, tradizionalmente si aggiunge, come indicato nel riquadro rosso, un momento torcente dato dal prodotto tra il carico applicato e l'eccentricità rispetto al centro di taglio. Lo spostamento che si ottiene in questo caso è definito δ_ϵ . Un approccio più raffinato consente di valutare lo spostamento trasversale tenendo in conto anche il contributo della traslazione rigida associata alla rotazione (φ_ϵ) rispetto al centro di taglio. In questo caso (riquadro blu), lo spostamento risultante (denominato $\delta_\epsilon \varphi_\epsilon$) è dato da:

$$\begin{aligned}
 [K] &= \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} \left(\frac{12EI}{L^2} + \frac{1}{5} \frac{GI}{L} \right) & 0 & 0 & 0 & -\left(\frac{6EI}{L} + \frac{3}{10} GI \right) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & -\frac{4}{10} GI \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left(\frac{4EI}{L} + \frac{4}{10} GI \right) \end{bmatrix} \\
 [K]_c &= \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} \left(\frac{12EI}{L^2} + \frac{1}{5} \frac{GI}{L} \right) & 0 & 0 & 0 & -\left(\frac{6EI}{L} + \frac{3}{10} GI \right) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left(\frac{2EI}{L} + \frac{1}{10} GI \right) \end{bmatrix} \\
 \left[\begin{array}{c} [K]_{jj}^c \\ [K]_{kj}^c \\ [K]_{jk}^c \\ [K]_{kk}^c \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \{u\}_j \\ \{u\}_k \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} \{f\}_j \\ \{f\}_k \end{Bmatrix} \\
 \{u\}_{jk} &= \begin{Bmatrix} w_0 \\ u_s \\ v_s \\ \varphi_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \\ \theta \end{Bmatrix} \\
 \{f\}_{jk} &= \begin{Bmatrix} N \\ F_x \\ F_y \\ M_t \\ M_x \\ M_y \\ (B_w) \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

Fig. 17 | Formulazione della matrice di rigidità elastica dell'elemento beam. I termini tra parentesi sono relativi alla formulazione a 7 gradi di libertà.

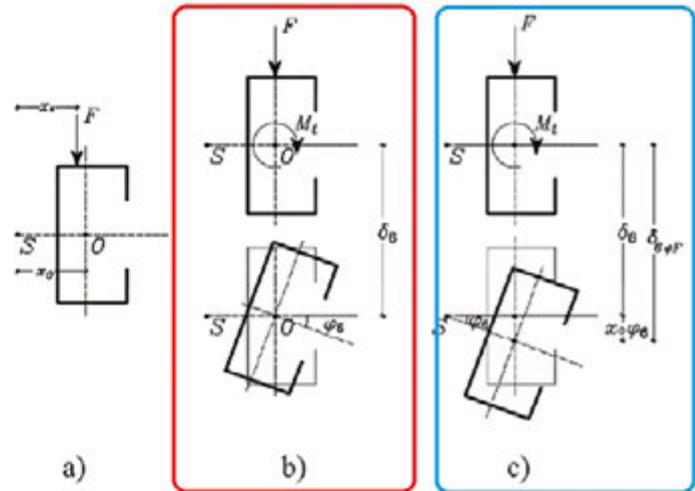
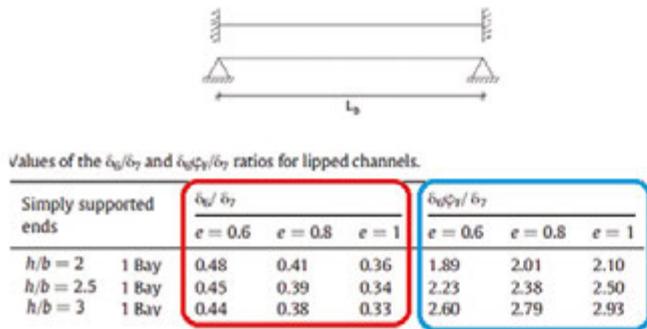


Fig. 18 | Simulazione della risposta di una trave a C irrigidita in semplice appoggio e caricata sull'ala con elementi beam a 6 e a 7 GDL [34].

$$\delta_6 \varphi_F = \delta_6 + \varphi_6 \cdot x_0 \quad (1)$$

in cui x_0 esprime l'eccentricità tra baricentro e centro di taglio.

Lo spostamento δ_7 è invece ottenuto con elementi beam a 7 gradi di libertà e coglie accuratamente i risultati teorici dati dall'applicazione della teoria dei profili in parete sottile proposta da Vlasov [35]. Come si evince dai dati riportati in tabella, usando la prima strategia si potrebbe sottostimare lo spostamento del 50% (riquadro rosso) mentre la seconda strategia lo si sovrastima di oltre il 100% (riquadro blu).

Significativi errori si ottengono anche nella valutazione dello stato tensionale. Nella figura 19, per la sezione di mezziera della medesima trave, viene riportata la distribuzione delle tensioni flessionali (σ_F) e accanto quelle normali associate all'ingobbamento impedito (σ_w), determinabili solo dalla formulazione a 7 gradi. Considerando la distribuzione delle tensioni totali ($\sigma_{tot} = \sigma_F + \sigma_w$) si evince che

il trascurare le tensioni σ_w non è conservativo. Forse andrebbe necessariamente detto qualcosa di più chiaro sull'effettivo campo di applicabilità dei pacchetti software.

Con riferimento poi all'analisi di buckling, nella maggior parte dei casi, il codice FEM ha implementata una formulazione a 6 GDL in grado di cogliere solo i carichi critici per instabilità assiale di tipo flessionale. In figura 20 è esplicitata la tipica sottomatrice di rigidità geometrica generalmente associata all'elemento beam e si osserva appunto la dipendenza dall'azione assiale N .

Quando si hanno però azione assiale e momenti flettenti, condizione questa molto frequente nei nostri sistemi intelaiati, non è possibile cogliere questa interazione (figura 21) in termini di carico critico. Quindi ci potrebbero essere errori nell'analisi di buckling anche con strutture realizzate da profili bi-simmetrici. Il codice commerciale potrebbe infatti fornire valori non conservativi

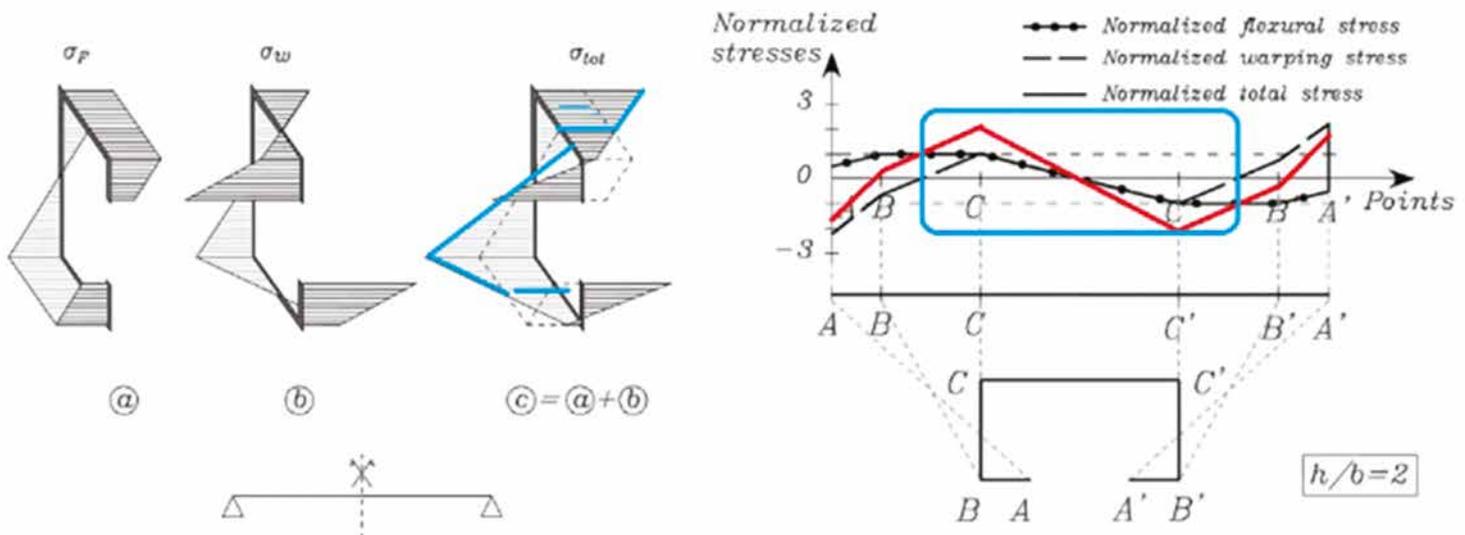


Fig. 19 | Distribuzione delle tensioni normali flessionali (σ_F) di ingobbamento impedito (σ_w) e totali (σ_{tot}) nella sezione di mezziera della trave in figura 18 [34].

$$\begin{bmatrix} [K]_{jj} \\ [K]_{kj} \\ [K]_{jk} \\ [K]_{kk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\}_j \\ \{u\}_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{f\}_j \\ \{f\}_k \end{bmatrix}$$

$$[K]_{ij}^C = \begin{bmatrix} k_{11}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & k_{22}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_{33}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & k_{44}N\alpha_x & 0 & 0 & 0 \\ & & & & k_{55}(N) & 0 & 0 \\ & & & & & k_{55}(N) & 0 \\ & & & & & & k_{66}N \end{bmatrix}$$

6DOFs beam formulations symmetric

Fig. 20 | Dipendenza dei termini della matrice di rigidezza geometria dall'azione assiale N.

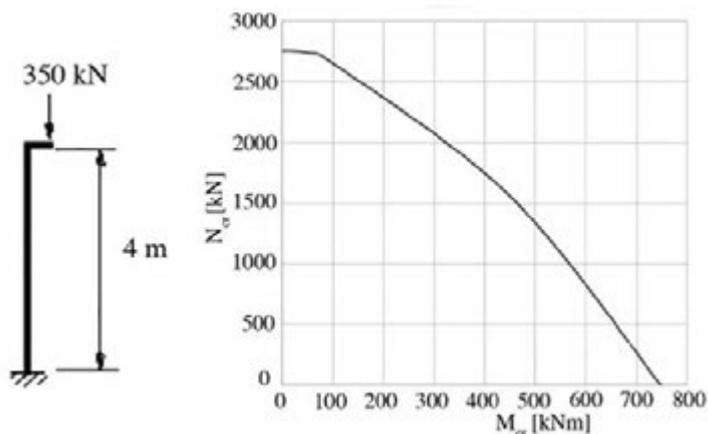


Fig. 21 | Dominio di interazione in condizioni di buckling per mensola presso-inflessa realizzata con un profilo HEB 300.

del carico/moltiplicatore critico, essendo ignorata la presenza del momento flettente.

Ancora una volta veniamo alla scoperta dell'acqua calda, ossia all'elemento finito a 7 GDL, disponibile da anni ma ancora scarsamente implementato nei nostri software commerciali. Nella figura 22a è esplicitata la relativa sotto-matrice di rigidezza geometrica, quella che serve per l'analisi di buckling. Come già detto, nel caso di formulazione a 6 GDL si ha la dipendenza dalla sola azione assiale N (figura 20) ma con la formulazione a 7GDL, i

coefficienti di rigidezza geometrica dipendono anche dai momenti flettenti M_y e M_z , dall'eccentricità tra centro di taglio e baricentro della sezione e dalle costanti di Wagner (α_x , α_z e α_w), che sono definite dal riquadro rosso di destra. Con questa formulazione è possibile cogliere il dominio critico dell'elemento presso-inflessa, riportato a titolo di esempio, in figura 22b, al variare della distribuzione del momento flettente lungo l'elemento.

Anche con semplici strutture realizzate soltanto da aste tese e compresse il pacchetto software ci potrebbe dare risultati non corretti relativamente all'analisi di buckling. In figura 23 sono presentate le curve di stabilità dell'angolare compresso tenendo conto dei modi flessionali, torsionale e flesso-torsionale. Nella zona gialla governa l'instabilità flesso-torsionale, colta soltanto con una formulazione a 7 GDL.

Gli angolari sono molto usati nel mondo del sollevamento, per le gru oppure per i derrick dei porti e delle cave minerarie (figura 24). In figura 25 sono riportate, in sintesi, alcune risultanze su uno studio condotto di recente [36]. In dettaglio, per due tipici derrick, ciascuno in 6 differenti condizioni di lavoro, si presentano i valori del moltiplicatore critico elastico ottenuti con il 6 GDL ($\alpha_{cr,6}$) e 7 GDL ($\alpha_{cr,7}$). Le significative differenze nei i valori dei moltiplicatori sono dovute al fatto che $\alpha_{cr,6}$ è associato ai soli modi di instabilità assiale flessionale mentre $\alpha_{cr,7}$ considera anche l'instabilità flesso-torsionale. L'ultima colonna della tabella riporta il rapporto $\alpha_{cr,6}/\alpha_{cr,7}$, ossia quantifica l'errore nel predire il moltiplicatore critico ignorando l'instabilità flesso-torsionale: le righe rosa sono

$$\begin{bmatrix} [K]_{jj} \\ [K]_{kj} \\ [K]_{jk} \\ [K]_{kk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\}_j \\ \{u\}_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{f\}_j \\ \{f\}_k \end{bmatrix}$$

$$\alpha_x = \frac{I_x + I_y}{A} y_0^2$$

$$\alpha_z = \frac{1}{I_z} \int_A y^3 dA + \int_A z^2 y dA - 2y_0$$

$$\alpha_w = \frac{1}{I_w} \left(\int_A \omega z^2 dA + \int_A \omega y^2 dA \right)$$

$$[K]_{ij}^C = \begin{bmatrix} k_{11}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & k_{22}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_{33}(N) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & (k_{24}(M_y)) & (k_{25}(M_z, M_y y_0)) & k_{26}(N) & (k_{27}(M_y)) \\ & & & (k_{34}(N y_0, M_z)) & k_{35}(N) & (k_{36}(M_z, M_y y_0)) & (k_{37}(N y_0, M_z)) \\ & & & (N \alpha_x, (M_z \alpha_z, B_w \alpha_w)) & (k_{45}(N y_0, M_z)) & (k_{46}(N)) & (k_{47}(N \alpha_x, M_z \alpha_z, B_w \alpha_w)) \\ & & & & k_{55}(N) & 0 & (k_{57}(N y_0, M_z)) \\ & & & & & k_{66}(N, (M_z y_0)) & (k_{67}(M_y)) \\ & & & & & & (k_{77}(N \alpha_x, M_z \alpha_z, B_w \alpha_w)) \end{bmatrix}$$

7DOFs beam formulations symmetric

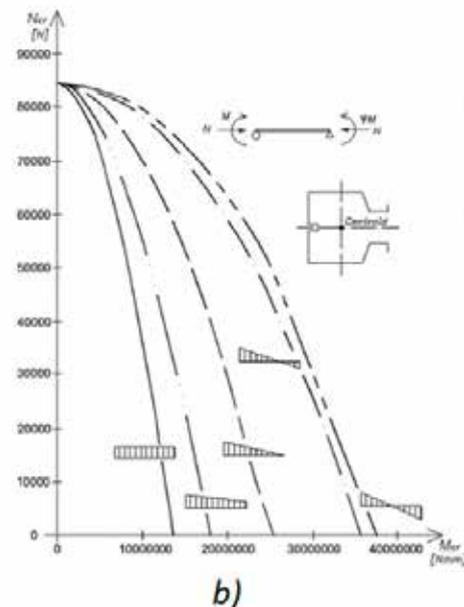


Fig. 23 | curve di stabilità dell'angolare compresso per i modi critici flessionali ($N_{cr,1}$ e $N_{cr,2}$) torsionale ($N_{cr,3}$) e flesso-torsionale ($N_{cr,4}$) [36].



Fig. 24 | tipiche strutture composte da aste tralicciate usate nel mondo del sollevamento.

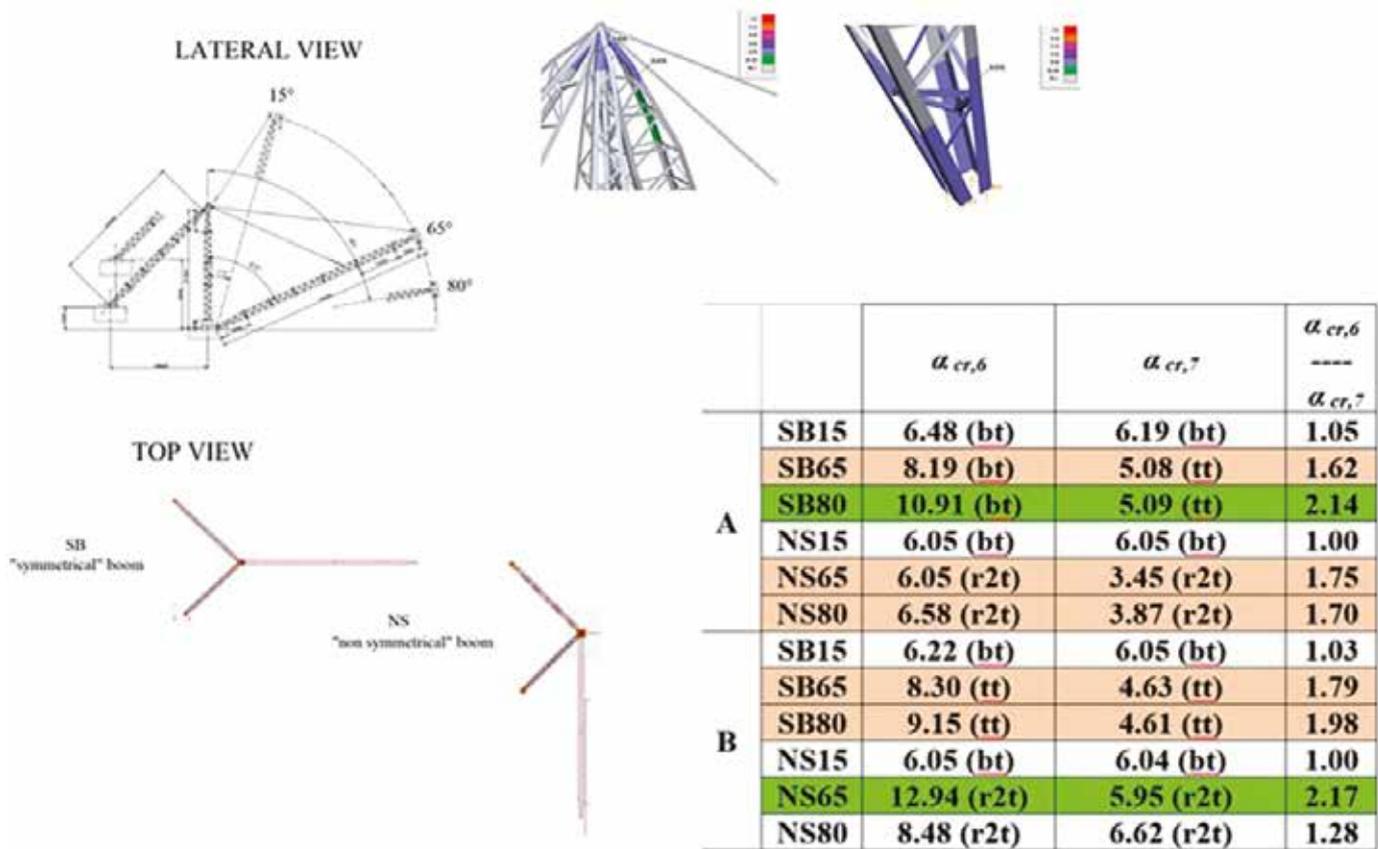


Fig. 25 | Alcuni risultati relativi a uno studio condotto sui derrick [36].

associate a errori almeno del 50% mentre quelle verdi di oltre il 100%.

Dal punto di vista pratico si hanno anche differenti deformate critiche associate alle due formulazioni (figura 26). Con il 6 GDL cogliamo solo gli effetti associati alla sola instabilità flessionale, mentre con il 7 gradi osserviamo anche la torsione del montante

e i valori dei carichi critici possono differire significativamente. Passando ai post-processor dei pacchetti per la progettazione strutturale e considerando le verifiche di stabilità, una non trascurabile criticità potrebbe essere costituita dalla valutazione della lunghezza di libera inflessione eseguita dai verificatori per la determinazione dei carichi critici. Analoghe problematiche si

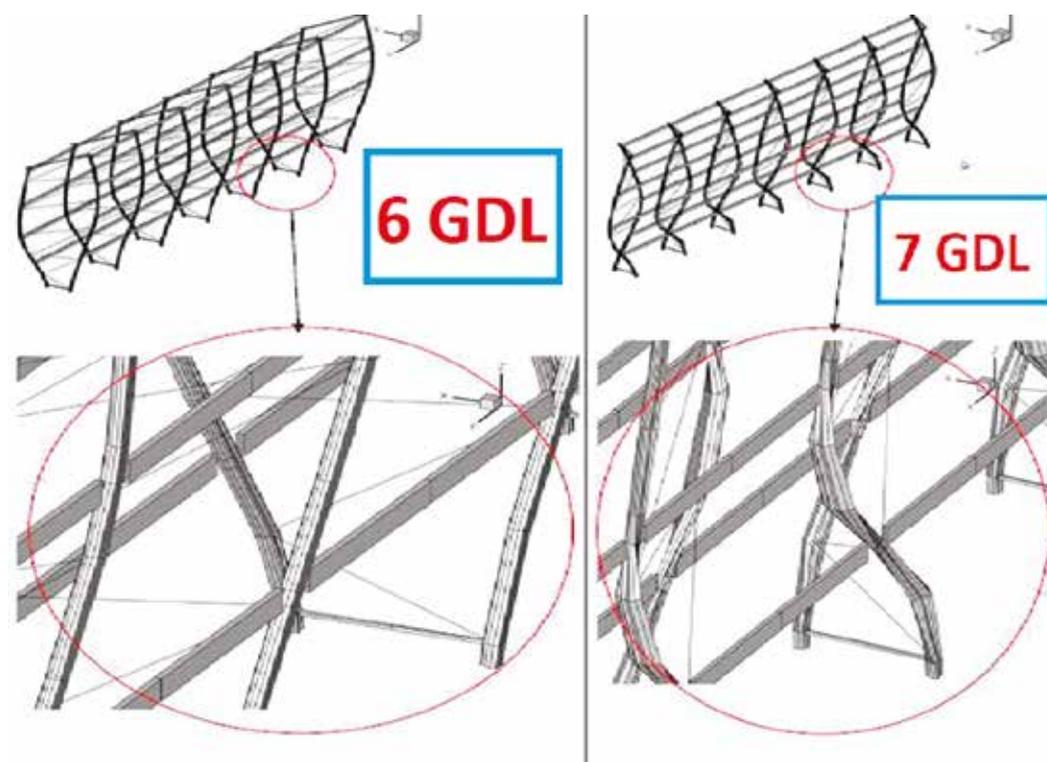


Fig. 26 | Configurazioni deformate critiche ottenute con formulazione a 6 GDL e a 7 GDL.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \cdot \left\{ \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$z_j = z_s - \frac{0,5}{I_y} \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot z \, dA$$

Fig. 27 | Espressione per la valutazione del momento critico [37].

potrebbero trovare nel calcolo del momento critico, e, in particolare, ai valori attribuiti dal verificatore dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 della formula riportata nella figura 27 e presente nella versione ENV dell'EC3 [37]. A volte vengono imposti valori di default che l'utente deve poi modificare in base alla propria expertise. Allora non è progettazione automatica, come reclamizzato in parecchi casi.

Infine, vale la pena fare un breve cenno ai profili in classe 4. In figura 28 si riporta [38] la classificazione dei profili laminati a caldo delle serie IPE e HE per compressione e flessione. Le celle con sfondo più scuro sono relative a profili che compressi sono in classe 4 e inflessi in classe 1.

Quando agisce la presso-flessione, a rigore, per la classificazione dovremmo fare riferimento a un dominio N-M, come riportato nel riquadro di figura 29. Per ogni tratto di colonna presso-inflessa potremmo avere una classe diversa, a cui dovere associare differenti formule di verifica. Il problema dell'elemento presso-inflessa è

proprio formidabilmente complesso. In aggiunta, dovrebbe essere chiaro, anche per la verifica di stabilità globale, come si comporta in nostro verificatore, dato che a seconda della classe potrebbero essere assunte le grandezze geometriche lorde (elastiche o plastiche) o efficaci della sezione trasversale.

Un altro aspetto molto importante è relativo poi alla verifica di profili in classe 4. Alcuni verificatori trattano la sezione come se fosse in classe 3, altri invitano l'utente a cambiarla facendola scegliere tra i profili in classe 3, altri ancora considerano soltanto l'instabilità locale. Le procedure [39] sono decisamente complicate, come si evince dai flow-chart riportati in figura 30, e soggette a interpretazione non univoca.

Un consiglio spassionato, valido anche per altri casi che per ovvie ragioni di tempo non ho potuto commentare, è quello di capire bene cosa effettivamente fanno i verificatori e non usarli mai a scatola chiusa, ipotizzandoli esenti da difetti e errori in quanto

Classi di appartenenza dei profili della serie IPE.

	compressione uniforme					flessione secondo l'asse forte				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
Fino a IPE 120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IPE 140	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1
IPE 160	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1
IPE 180	1	1	2	2	3	1	1	1	1	1
IPE 200	1	1	2	2	3	1	1	1	1	1
IPE 220	1	1	2	3	4	1	1	1	1	1
IPE 240	1	2	2	3	4	1	1	1	1	1
IPE 270	2	2	3	4	4	1	1	1	1	1
IPE 300	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 330	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 360	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 400	3	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 450	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 500	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 550	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 600	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1

IPE

Classi di appartenenza dei profili della serie IEB.

	compressione uniforme					flessione secondo l'asse forte				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
Fino a IEB 400 B	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IEB 450 B	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1
IEB 500 B	1	1	2	2	2	1	1	1	1	1
IEB 550 B	1	1	2	3	3	1	1	1	1	1
IEB 600 B	1	2	3	3	4	1	1	1	1	1
IEB 650 B	2	2	3	4	4	1	1	1	1	1
IEB 700 B	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
IEB 800 B	3	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IEB 900 B	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IEB 1000 B	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1

IEB

Classi di appartenenza dei profili della serie HEA.

	compressione uniforme					flessione secondo l'asse forte				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
Fino a HE 120 A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HE 140 A	1	1	1	1	2	1	1	1	1	2
HE 160 A	1	1	1	2	2	1	1	1	2	2
HE 180 A	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HE 200 A	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HE 220 A	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HE 240 A	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HE 260 A	1	1	3	3	3	1	1	3	3	3
HE 280 A	1	2	3	3	3	1	2	3	3	3
HE 300 A	1	2	3	3	3	1	2	3	3	3
HE 320 A	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HE 340 A	1	1	1	2	3	1	1	1	2	3
HE 360 A	1	1	1	2	2	1	1	1	2	2
HE 400 A	1	1	2	2	2	1	1	1	1	1
HE 450 A	1	1	2	3	3	1	1	1	1	1
HE 500 A	1	2	3	4	4	1	1	1	1	1
HE 550 A	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 600 A	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 650 A	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 700 A	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 800 A	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 900 A	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HE 1000 A	4	4	4	4	4	1	1	1	1	2

HEA

Classi di appartenenza dei profili della serie HEM.

	compressione uniforme					flessione secondo l'asse forte				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
Fino a HEM 600 M	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEM 650 M	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1
HEM 700 M	1	1	2	2	3	1	1	1	1	1
HEM 800 M	1	2	3	4	4	1	1	1	1	1
HEM 900 M	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
HEM 1000 M	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1

HEM

Fig. 28 | classificazione dei profili IPE e HE nei casi di compressione uniforme e di flessione secondo l'asse forte [38].

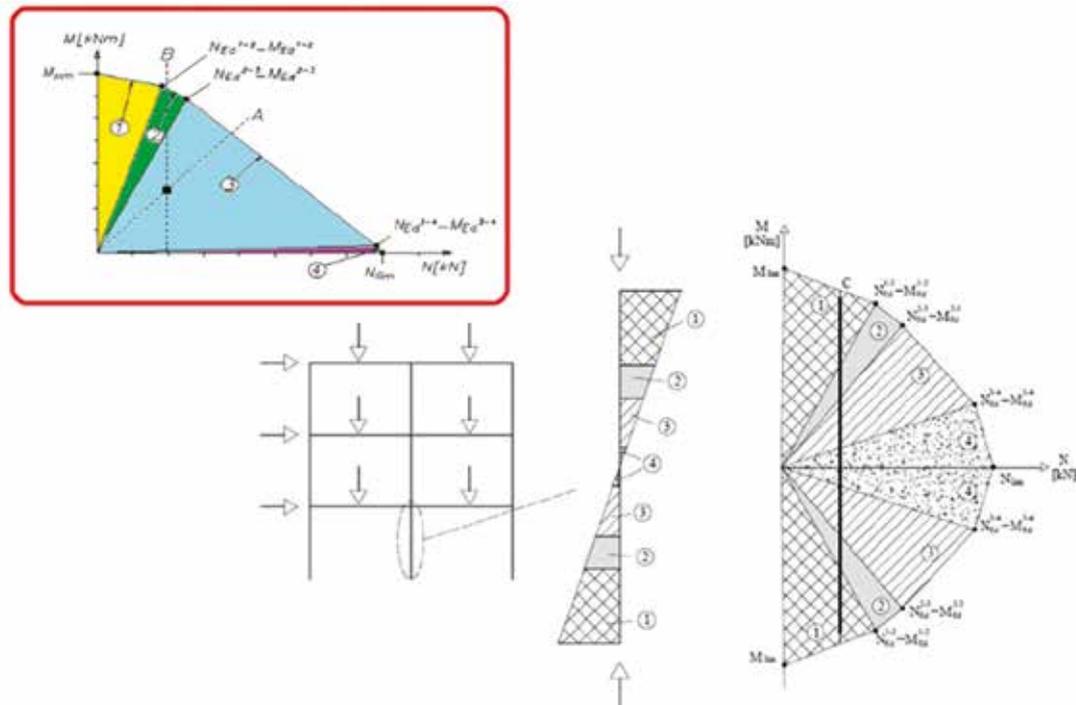


Fig. 29 | La problematica delle possibili diverse classi di appartenenza dei diversi tratti di una colonna presso-inflessa con azione assiale costante e momento flettente linearmente [39].

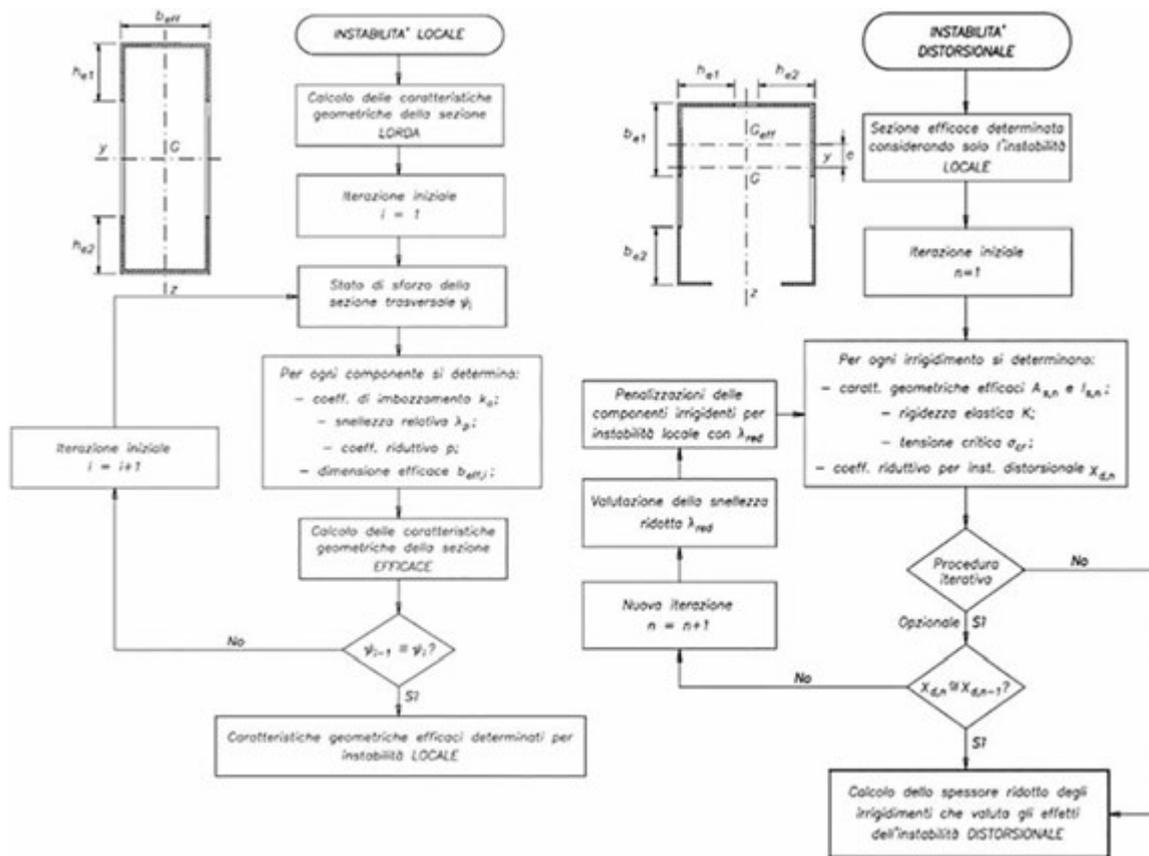


Fig. 30 | Procedure per la verifica di profili in classe 4 soggetti solo a instabilità locale (a) e a instabilità locale e distortionale (b) [39].

validati dalla software house.

6. Qualche riflessione sul mondo della normativa

Cosa ci aspettiamo dalle normative? Che recepiscano le risultanze della ricerca scientifica e le traducano, con opportune semplificazioni, in regole pratiche da impiegare nella progettazione di tutti i giorni. E soprattutto che queste regole siano chiare, semplici e a favore di sicurezza. Non nascondiamoci dietro il dito ma non è proprio sempre così!

In Italia le NTC [40] e la relativa Circolare [41] sono Legge dello Stato e le parti per le strutture in acciaio (§ 4.2 e § C4.2) e per le strutture composte di acciaio e calcestruzzo (§ 4.3 e § C4.3) sono ridotte rispetto all'EC3 e all'EC4. Le nostre norme dedicano infatti in totale circa 140 pagine a fronte delle circa 520 pagine che trattano gli stessi argomenti in ambito Europeo. Quindi dovremmo avere dagli Eurocodici importanti indicazioni di supporto alla nostra attività professionale, per aspetti non trattati dal nostro *Corpus Normativo*. Ma gli Eurocodici sono davvero la panacea di tutti i mali? Forse sì, ma non sempre, i normatori dovrebbero essere ancora un team formato sì da accademici ma anche progettisti e uomini di azienda, come nei Comitati delle vecchie Istruzioni CNR. A volte troviamo criticità che potrebbero impattare sulla sicurezza. Per esempio, consideriamo la verifica di stabilità di un elemento presso-inflesso. Le NTC fanno rimando a normative di comprovata validità ma la Circolare offre due alternative: il metodo A e il metodo B. Il metodo A è quello delle vecchie CNR 10011 [42] Troviamo ben distinti il concetto di momento equivalente e il concetto di amplificazione dei momenti per gli effetti del II ordine.

Il metodo B è invece quello riportato nell'EC3-1-1 [43]. Troviamo i coefficienti di interazione che tengono al contempo in conto la distribuzione di momento flettente e gli effetti del II ordine, ma solo per le sezioni a doppio T e per i profili cavi. E con gli altri profili, con le sezioni non bi-simmetriche, come possiamo fare la verifica in assenza di indicazioni sulle normative?

In ambito europeo, oltre al metodo delle NTC, descritto nell'allegato B dell'EC3-1-1, ne abbiamo un altro, alternativo e descritto nell'allegato A. La differenza sta nel modo di valutare i coefficienti di interazione k_{ψ} . Al di là delle arzigogolate e numerose equazioni, ancora una volta si rileva oltre all'esagerata complicazione, anche perché questo metodo vale di fatto solo per i profili con 2 assi di simmetria.

Un'altra criticità potrebbe essere relativa alla verifica di svergolamento. Nella Circolare [41], la formula per il calcolo del momento critico (figura 31) vale solo quando il carico trasversale è applicato nel baricentro del profilo, ma ciò non viene detto. La formula di validità generale è riportata nella precedente edizione dell'EC3, la versione ENV [37] (figura 27). In alternativa alla formula generale, si può fare riferimento alla corrente versione dell'EC9, l'Eurocodice per l'alluminio [44]. In aggiunta, il coefficiente di momento equivalente Ψ (coincidente con il coefficiente C_1 dell'EC3 nella versione ENV [37]) vale solo quando si ha variazione lineare di momento, quindi per colonne con due momenti flettenti applicati alle estremità. Per le travi indicate nella figura unitamente al proprio diagramma dei momenti flettenti il rapporto M_b/M_A è pari a 0/0 e quindi è una forma indeterminata.

Sarebbe bello e utile per tutti che i documenti normativi fossero fatti

C4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\overline{\lambda}_{LT}$, di cui al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC, che consente di eseguire la verifica ad instabilità flessio-torsionale dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale, M_{cr} , del profilo inflesso in esame. Tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

In alternativa, per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} \quad [C4.2.30]$$

dove L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi, EJ_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole), GJ_T è la rigidezza torsionale del profilo mentre EJ_ω è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 \quad [C4.2.31]$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B| < |M_A|$.

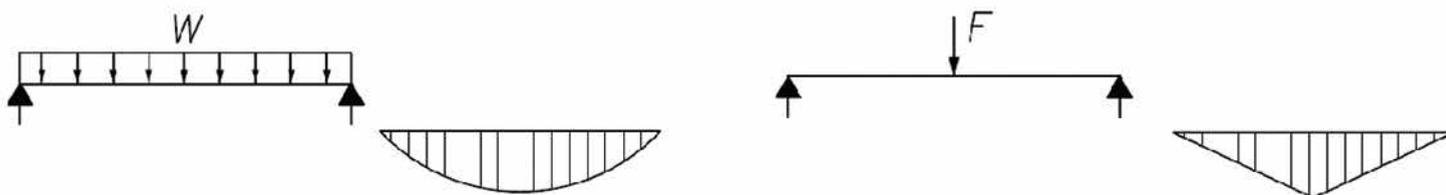


Fig. 31 | Stralcio della circolare della NTC [42] per il calcolo del momento critico.

circolare per osservazioni e commenti prima della loro emissione oppure fossero valutati da qualcuno di competente in materia.

In ambito Europeo a breve saranno disponibili i nuovi Eurocodici. In una presentazione [45] fatta nel 2014 dalla prof.ssa U. Kuhlmann, dell'Università tedesca di Stoccarda, che coordinava e coordina, a livello Europeo, le attività relative alla preparazione del nuovo EC3, furono fornite chiare indicazioni di massima relative agli aggiornamenti imponendo una loro netta semplificazione in modo da renderli più facili da utilizzare, più chiari e comprensibili. Speriamo sia effettivamente così e attendiamo impazienti a breve i nuovi Eurocodici.

7. Osservazioni conclusive

E adesso propongo qualche osservazione conclusiva, siamo veramente in chiusura, il tempo è quasi scaduto ma rubo ancora qualche manciata di secondi. Scusatemi di questo excursus forse un po' strampalato, forse un po' da grillo parlante (figura 32). A differenza dei miei predecessori, non ho fatto una relazione di apertura dotta, trattando tematiche scientifiche altamente innovative o descrivendo ardite realizzazioni, ma spero che questa mia relazione possa apparire invece riflessiva.

Mi sono soffermato su alcune criticità impattanti coi i nostri mondi del CTA. Penso sia del tutto inutile parlare delle tante cose che già vanno bene. È meglio evidenziare invece ciò che non è perfetto per migliorarlo. Quanto ho detto è probabilmente noto a ciascuno di noi per i particolari ambiti di pertinenza. Ora li vediamo tutti nello

stesso momento e tutti assieme.

Per alcuni versi, meditando su quello che ho detto, potremmo concludere che il re è nudo! Ma è proprio così? Probabilmente un po' sì! Ma si può comunque migliorare per il futuro, dobbiamo farlo e ne abbiamo le capacità e potenzialità, questo è il mio sogno! Riporto un efficace parallelo [5] con il mondo dell'automotive: la formula 1 è la ricerca scientifica mentre le autovetture che usiamo tutti i giorni sono gli studi tecnici e le aziende. La sperimentazione sulla formula 1 serve per migliorare qualità, affidabilità e prestazioni dell'automobile di tutti i giorni. La ricerca scientifica migliora la nostra attività, incrementandone sicurezza e affidabilità. Il sogno della ricerca è quello di vedere recepiti e apprezzati gli sforzi della comunità scientifica per migliorare lo stato delle conoscenze, con benefici per professionisti e aziende. Al nostro Congresso sono state presentate ben 130 memorie. Nella tabella 4 sono riportati i titoli delle sessioni parallele. Abbiamo tematiche più tradizionali per incrementare la qualità della progettazione migliorando gli approcci precedentemente messi a punto. Abbiamo anche alcuni temi nuovi, con contributi che ci aiuteranno per un mondo migliore e più sostenibile.

E quindi, cosa possiamo fare per migliorare ulteriormente? Non certo una rivoluzione, basterebbero piccoli cambiamenti soprattutto formali che però potrebbero contribuire a valorizzare ancora di più merito e competenze. Il nostro sistema universitario è già eccellente e quindi il necessario sforzo da compiere è minimo. Dovremmo evitare le sovrapposizioni e al contempo riorganizzare



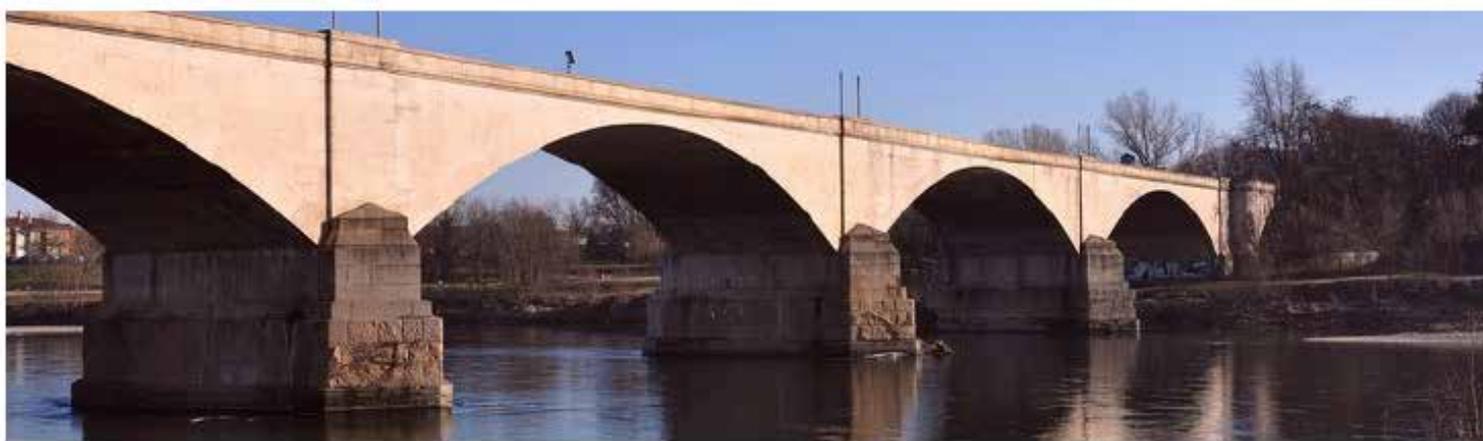
Fig. 32 | Relatore = grillo parlante?

<i>Innovation & Sustainability</i>	<i>Innovative bridges</i>	<i>Profili sottili</i>	<i>Collegamenti</i>	<i>Fuoco e monitoraggio</i>	<i>Ponti</i>
<i>Realizzazioni</i>	<i>Controventi</i>	<i>Sismica</i>	<i>Passerelle</i>	<i>Eurocodici</i>	<i>Sostenibilità</i>
<i>Edifici esistenti</i>	<i>Acciai, leghe e manifattura</i>	<i>Fatica e corrosione</i>	<i>Strutture composte Seismic retrofitting</i>	<i>Isolamento e dissipazione</i>	<i>Strutture speciali</i>

Tab. 4 | Titoli delle sessioni parallele del XXVIII Congresso CTA.



Fig. 33 | tipico esempio di sleale competizione: da indiscrezioni sembra che il pilota in b) abbia anche parametri ASN molto più alti del pilota in a).



a)



b)

Fig. 34 | il ponte della libertà di Pavia (a) e dettagli dei gagliardetti fascisti (b) ora non più presenti.

i contenuti dei corsi ancor più in funzione delle esigenze del mondo del lavoro anche con tematiche innovative, come fuoco, robustezza, durabilità.

Per la ricerca dovremmo farci carico, soprattutto noi ormai diversamente giovani che a volte occupiamo anche posizioni e cariche di prestigio, di una necessaria e urgente azione moralizzatrice, già sollecitata da anni anche dal nostro Presidente [46]. Meno lavori ma ancor più di qualità e più importanza alla qualità che alla quantità. Il conteggio delle citazioni dovrebbe essere normalizzato. Le nostre riviste ora valgono meno di altre, dovremmo giocare tutti perlomeno ad armi pari (figura 33).

E anche nel mondo della professione dovremmo imparare a dire più no. Cito un esempio relativo a un ponte della mia città, Pavia. Il ponte della Libertà (figura 34) fu costruito in 2 anni circa e nel 1936 venne aperto al traffico. Il compenso del progettista, ing. Giuseppe Chesi, fu allora di 5 mila lire a fronte di un compenso di 5 volte superiore per l'ideatore e disegnatore dei gagliardetti [47].

Come già detto, dovremmo dire no quando il lavoro è sottopagato, dovremmo imparare a denunciare la concorrenza sleale di competitors disonesti e ignoranti. Sarebbe anche bello che i nostri Ordini facessero qualcosa ancora più concreta, coraggiosa e utile in questo senso.

E infine, come CTA dovremmo creare azioni ancora più sinergiche con i cugini delle altre Associazioni in modo da essere compatti, concreti ed efficaci, evitando sovrapposizioni nella formazione così come in altri campi molto importanti per le nostre comuni attività. Dovremmo riuscire a partecipare più fattivamente anche nel mondo delle normative per evitare che possano essere emesse con strafalcioni oppure con formule folli o con metodologie bellissime dal punto di vista accademico ma inutilizzabili per la professione.

Vorrei infine esortare i giovani: mai cessare di capire, mai tarpare il vostro senso critico, mai limitare la vostra curiosità. All'alba dei miei 60 anni ho fatto un'altra scoperta dell'acqua calda:

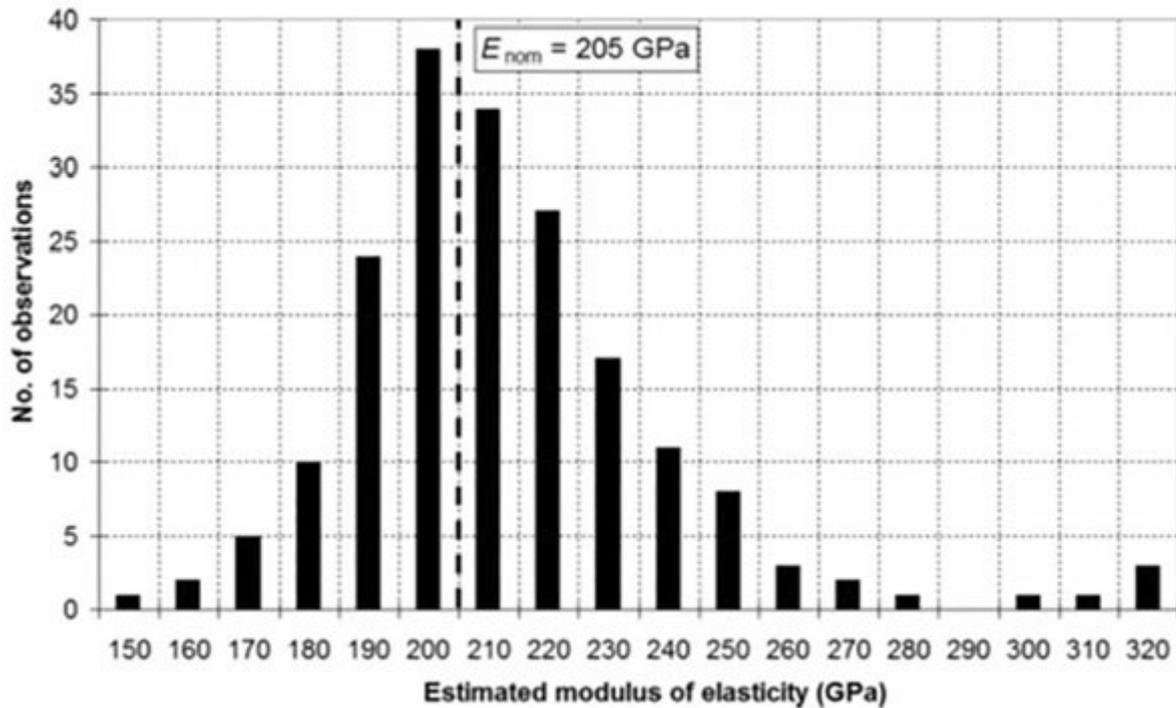


Fig. 35 | Variabilità del modulo elastico (E) del materiale acciaio strutturale [48]



Fig. 36 | Mirata alterazione della scena finale del film Via col Vento.

la variabilità del modulo elastico dell'acciaio strutturale (E). Non tornava il confronto tra dati teorici e sperimentali e sono appunto risalito alla notevole dispersione statistica di E (figura 35). Questa scoperta ha stupito anche colleghi più esperti, anziani e bibliometricamente migliori di me. Avete idea di quanto possa impattare il valore effettivo del modulo elastico del materiale! Mai smettere di essere curiosi, di chiedersi il perchè!

E chiudo con l'immagine finale (figura 36) di *Rossella* in *Via col Vento* che pronuncia la mitica frase. *Dopotutto....domani è un altro giorno*. Frase, che però ho opportunamente adattato a noi: BUON CTA, e grazie per l'attenzione, scusatemi se posso essere sembrato indelicato o polemico, non volevo!

8. Ringraziamenti

Desidero in primo luogo ringraziare il Presidente del CTA e tutti i Membri del Consiglio Direttivo che mi hanno accordato la loro fiducia premettendomi di aprire i lavori congressuali del XXVIII nostro Congresso. Colgo l'occasione per ringraziare anche tutti coloro che per questo come per i precedenti congressi hanno lavorato nell'ombra con l'ottimo risultato di una splendida riuscita di questo evento. Ringrazio anche colleghi, amici e conoscenti con i quali ho interagito e che mi hanno fornito importanti spunti ispirativi per questa presentazione.

9. Riferimenti bibliografici

1. Norris, C. H., Wilbur J.B., Utku S.. Elementary Structural Analysis (3rd ed.). McGraw-Hill. (1976) ISBN 0-07-047256-4.
2. Błazzkowiak, Stanisław B., Kączkowski Z., Iterative Methods in Structural Analysis. Pergamon Press, 1966.
3. Logcher, R.D., et al., "A User's Manual for On-Line Use of the Structural Design Language," Project MAC, Memorandum MAC-M-234 MIT, 1965.
4. <https://software.nasa.gov/software/LAR-16804-GS>
5. A. Vintani, "Comunicazione privata", BCV progetti, Milano, 2022.
6. Frabetti A., Passignato R., "Sap 80. Un programma di analisi strutturale mediante elementi finiti su personal micro, computer", Pitagora Ed., 1985.
7. Barazzetta, G.M., Mossa, E., Poggi, C., Simoncelli, M., "The airplane hangars of Pier Luigi Nervi: Digital and scaled models", Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, 2020.
8. Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica e Tecnologica, Decreto Ministeriale n. 509 del 3/11/1999 - "Regolamento recante norme concernenti l'autonomia didattica degli atenei",.
9. <https://www.studenti.it/libro-cuore-di-edmondo-de-amicis.html>
10. D. Bignardi, "Non vi lascerò orfani", Mondadori, 2009.
11. https://www.cug.polimi.it/?page_id=56
12. <https://www.polimi.it/corsi/opinione-degli-studenti-sulla-didattica>
13. https://www.corriere.it/esteri/22_ottobre_05/new-york-university-licenzia-docente-chimica-troppo-severo-5f259298-4477-11ed-b1df-7473c7dbd1a7.shtml?viewName=APERTURA_FOTO_FISSA
14. <https://www.collegiotecniciacciaio.it/chi-siamo/>
15. <https://www.promozioneacciaio.it/cms/it1-home.asp>
16. <http://www.unicmi.it/>
17. <https://www.collegiotecniciacciaio.it/iscrizioni/corsi/>
18. <https://www.promozioneacciaio.it/cms/it3-corsi-ed-eventi.asp>
19. http://www.unicmi.it/in_evidenza/in_evidenza/corsi-unicmi.html
20. <https://abilitazione.miur.it/public/index.php>
21. https://it.wikipedia.org/wiki/Indice_H
22. Bernuzzi C., Zandonini R., "Moment-Rotation Response of Extended End Plate Connections", International Colloquium on Stability of Steel Structures, Budapest, Ungheria, Aprile 1990.
23. Ministero dell'Università e della Ricerca, "Decreto Direttoriale n. 1409 del 14-9-2022, Bando PRIN 2022 PNRR", settembre 2022.
24. https://research-and-innovation.ec.europa.eu/funding/funding-opportunities/funding-programmes-and-open-calls/research-fund-coal-and-steel-rfcs_en#participate
25. G. Ballio, "Ingegneri, Architetti, Costruttori insieme...per sempre", Polipress-Politecnico di Milano, 2012.
26. https://it.wikipedia.org/wiki/Gestione_della_qualit%C3%A0
27. Accredia - <https://www.accredia.it/>
28. Accredia, "RT-21 rev.00 - Prescrizioni per l'accreditamento degli Organismi operanti la Certificazione del Sistema di Gestione per la Qualità (SGQ - IAF34) delle organizzazioni che effettuano attività di verifica della progettazione delle opere pubbliche, ai fini della validazione/approvazione" <https://www.accredia.it/documento/rt-21-prescrizioni-per-laccredita-mento-degli-organismi-operanti-la-certificazione-del-sistema-di-gestione-per-la-qualita-sgq-iaf34-delle-organizzazioni-che-effettuano-att/>
29. https://www.google.com/url?sa=i&turl=https%3A%2F%2Fit.wikipedia.org%2Fwiki%2FPonte_della_Gerola&psig=AOvVaw1-aWp_cqmfmcSP9-142WII&ust=1664876369817000&source=images&cd=vfe&ved=0CAkQjRxqFwoTCLiv2PbhwoCFQAAAAAdAAAAABAD
30. https://services.accredia.it/ppsearch/accredia_orgmask.jsp?ID_LINK=1733&area=310&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_ORG=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_SCHEMI=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_SCHEMI_ALTRI=&PPSEARCH_ODC_SEARCH_MASK_SETTORE_ACCR=34&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_CITTA=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_PROVINCIA=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_REGIONE=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_STATO=&orgtype=all&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_SCOPO=&PPSEARCH_ORG_SEARCH_MASK_PDFACCREDITAMENTO=&submitBtn=Cerca
31. https://gelfi.unibs.it/software/programmi_studenti.html
32. Hughes T.J.R. The finite element methods. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.; 1987.
33. Chen W.F., Atsuta T. (1977) Theory of Beam Columns, voll. 1-2, Mc Graw Hill Inc.
34. Bernuzzi, C., Gabbianelli, G., Gobetti, A., Rosti, A. Beam design for steel storage racks, Journal of Constructional Steel Research, 2016, 116.
35. Vlasov V. Z. (1961) Thin-walled elastic beams, National Science Foundation.
36. Bernuzzi, C., Bertinotti, E., Frau, M., Simoncelli, M., DERRICK CRANE ROBUSTNESS SCENARIOS, Journal of Applied Engineering Science, 2022, 20(2).

37. CEN, ENV 1993-1-1. Eurocode 3 – design of steel structures, part 1-1: general rules and rules for building. CEN European Committee for Standardization; 1992.ENV 1993-1-1
 38. Ballio G., Mazzolani F.M., Bernuzzi C., Landolfo R. “Strutture di acciaio”, Hoepli 2020, ISBN:978-88-203-9180-5
 39. Bernuzzi C., “Progetto e verifica delle strutture in acciaio. Secondo le norme tecniche per le costruzioni 2018 e l’Eurocodice 3.” Hoepli, 2018, ISBN: 978-88-203-8539-2.
 40. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, “Norme tecniche per le costruzioni”, supplemento ordinario n. 8, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20.02.2018.
 41. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., “Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”, supplemento ordinario n. 5, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11.02.2019.
 42. Consiglio Nazionale delle Ricerche, “Istruzioni CNR-UNI 10011: Costruzioni di Acciaio: Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”, 1988.
 43. CEN. Eurocode 3 – design of steel structures – part 1-1: general rules and rules for buildings. CEN European Committee for Standardization; 2005.
 44. CEN. Eurocode 9 – design of aluminium structures – part 1-1: general structural rules. CEN European Committee for Standardization; 2005.
 45. U. Kuhlman, “Overview on EN 1993”, Brussels, october 2014.
 46. V. Piluso, “La ricerca sulle costruzioni in acciaio in Italia: riflessioni”, relazione di apertura del XXIV Congresso CTA”, Torino, 2013, Costruzioni Metalliche, n. 6, nov/dic. 2014.
 47. C. Chesi, “Comunicazione privata”, dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito Politecnico di Milano.
 48. Sadowski A.J., Rotter J.M., Reinke T., Ummenhofer T., “Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels”, Structural Safety, 2014
-



Claudio Bernuzzi

Ingegnere strutturista, dal 1986 è professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il Politecnico di Milano dove è docente dei corsi di Steel Structures e Structural Steel Design. Afferisce al Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (ABC) e la sua attività di ricerca è prevalentemente dedicata alle strutture di acciaio realizzate con profili sagomati a freddo e in particolare alle scaffalature metalliche. E' autore o co-autore di alcuni testi sulle strutture di acciaio e di un ragionato e sensato numero di pubblicazioni scientifiche proposte a riviste e convegni peer-review.

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

UNA VERIFICA ACCURATA DI SICUREZZA LIVELLO 4 (VAL 4) QUASI IMPOSSIBILE: I VIADOTTI RIO GAMBERI E RIO FALDO. AUTOSTRADA A1 – FIRENZE

AN ACCURATE SAFETY CHECK LEVEL 4 (VAL4) ALMOST IMPOSSIBLE: THE RIO GAMBERI AND RIO FALDO VIADUCTS. A1 MOTORWAY – FLORENCE

Ing. Vincenzo Nunziata*

STUDIO NUNZIATA - Via Marconi 10, 80036 Palma Campania (NA), Italy

In questo articolo verrà trattato il tema delle verifiche di sicurezza VAL 4 per i viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo, rispettivamente al km 234+034 e 234+711 della rete ASPI tronco DT04 – FI.

Si partirà dall'analisi storica, per giungere al piano di indagine e alle verifiche particolarmente complesse per le varie vicissitudini (anche rottura di elementi strutturali) che le opere in questione hanno subito a partire dalla data di inaugurazione avvenuta il 03/12/1960.

I viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo furono progettati dallo stesso progettista ing. Pesenti e realizzati dalla stessa impresa ITALSTRADE alla fine degli anni '50. Essi, insieme al viadotto Pattano di analoga tipologia, rappresentano delle opere uniche su tutta la rete autostradale Italiana. Tale tipologia strutturale non è stata più adottata in alcuna altra opera per il suo carattere sperimentale non sufficientemente studiato sia a livello scientifico che bibliografico ed anche per le difficoltà esecutive. Oltretutto i viadotti realizzati hanno mostrato delle carenze a livello strutturale e di esercizio come dimostrato dai numerosi interventi strutturali, anche molto invasivi, resisi necessari a partire dal 1977.

In this paper we will discuss the VAL 4 safety checks for the Rio Gamberi and Rio Faldo viaducts, respectively at km 234 + 034 and 234 + 711 of the ASPI, DT04 – FI section of the motorway network.

*Corresponding author. Email: info@studionunziata.com



Fig. 1 | Viadotto Rio Gamberi



Fig. 2 | Viadotto Rio Faldo

1 INTRODUZIONE

I viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo furono progettati dallo stesso progettista ing. Pesenti, e realizzati dalla stessa impresa: ITALSTRADE, alla fine degli anni '50 ed aperti al traffico il 03/12/1960. Essi, insieme al viadotto Pattano di analoga tipologia,

rappresentano delle opere uniche su tutta la rete autostradale Italiana. La particolarità di tali opere consiste essenzialmente nella scelta del progettista strutturale di utilizzare per le campate principali, di luce circa 32 m, due travature reticolari accoppiate composte da profili tubolari saldati ai nodi, con montanti e diagonali tubolari scantonati alle estremità e saldati a innesto sui correnti tubolari superiori e inferiori (figure 1 e 2). L'impalcato è formato da una soletta piena in c.a. irrigidita inferiormente con costolature in c.a. armate con profili in carpenteria metallica. Tale soletta era fissata in origine con bulloni alle travature reticolari.

Tale tipologia strutturale non è stata più adottata in alcuna altra opera per il suo carattere sperimentale ed anche per le difficoltà esecutive. Oltretutto i viadotti realizzati hanno mostrato delle carenze a livello strutturale e di esercizio come dimostrato dai numerosi interventi strutturali, anche molto invasivi, resi necessari a partire dal 1977.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si riporta una breve descrizione geometrica e strutturale dei due viadotti.

2.1 Viadotto Rio Gamberi

Il Viadotto Rio Gamberi fu realizzato verso la fine degli anni '60, dall'Impresa ITALSTRADE; l'opera è situata nel territorio del Comune di S. Benedetto Val di Sambro (provincia di Bologna).

L'opera in oggetto è costituita da due impalcati indipendenti (uno per ciascuna via di corsa) formati da campate semplicemente appoggiate a struttura mista acciaio - calcestruzzo (travi in acciaio e soletta in c.a., non collaborante nel progetto originario, e collaborante per i carichi accidentali dopo il ripristino del 1992), aventi luce teorica di 32 m. Lo sviluppo del viadotto è in rettilineo. Gli impalcati metallici sono costituiti da n. 2 travi reticolari alte 3,50 m formate da tubi saldati dal diametro esterno di

419 mm e spessori variabili da 7 a 20 mm e collegati da elementi verticali e diagonali sempre a sezione tubolare. Le travi reticolari sono collegate da traversi posti ad interasse di 3,20 m e dalla soletta che negli anni '70 è stata interessata da lavori di ripristino e di adeguamento che ne hanno aumentato la larghezza di circa

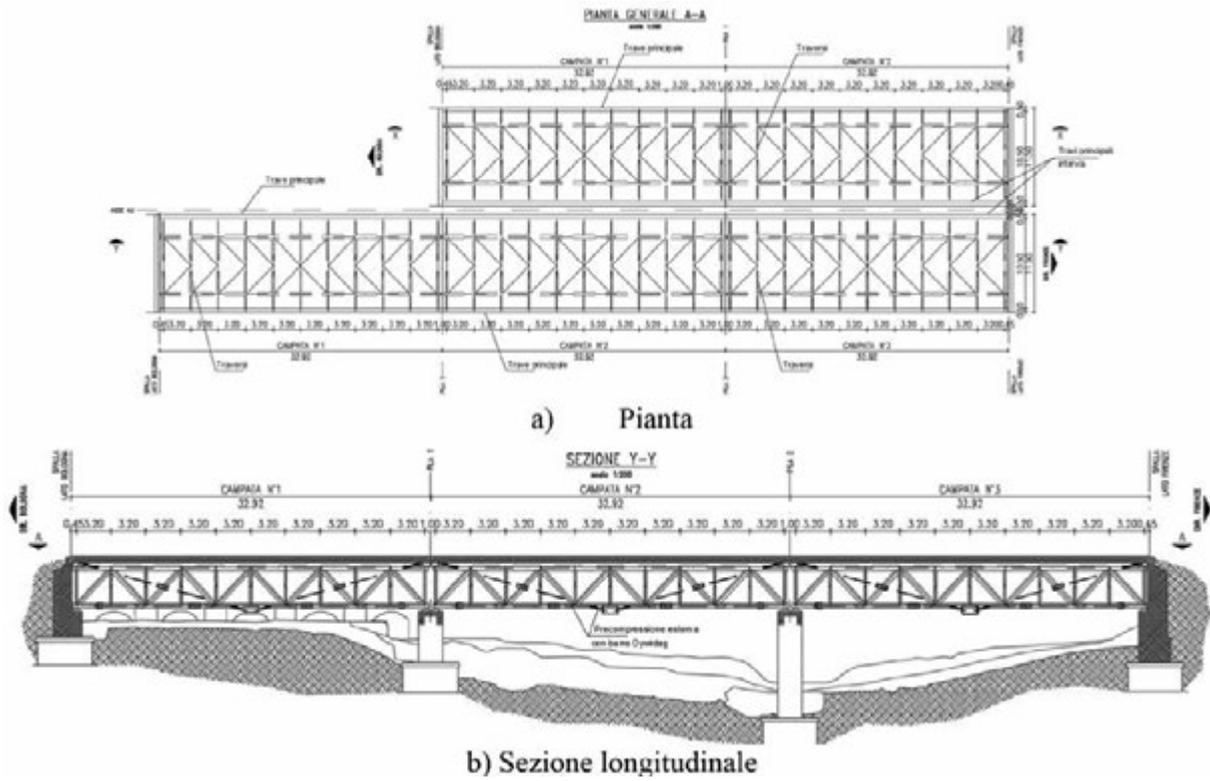


Fig. 3 | Pianta e Sezione viadotto Rio Gamberi

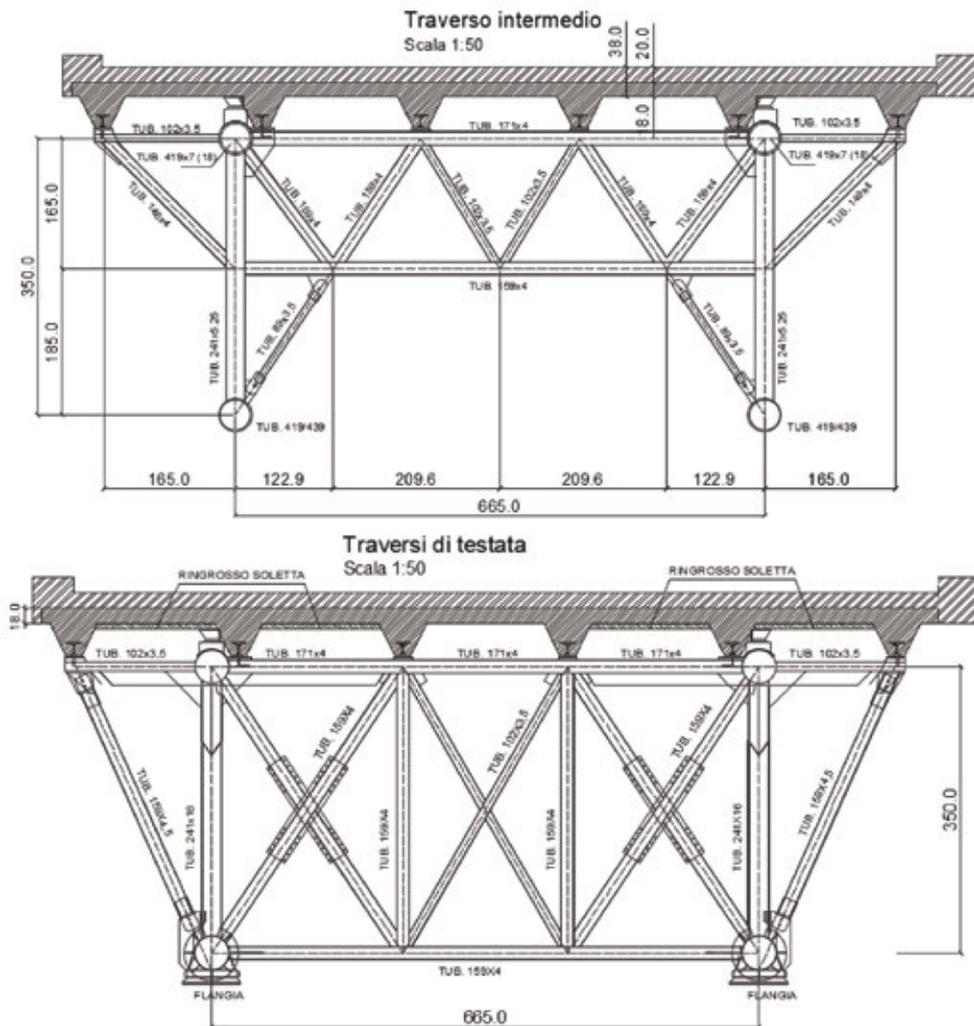


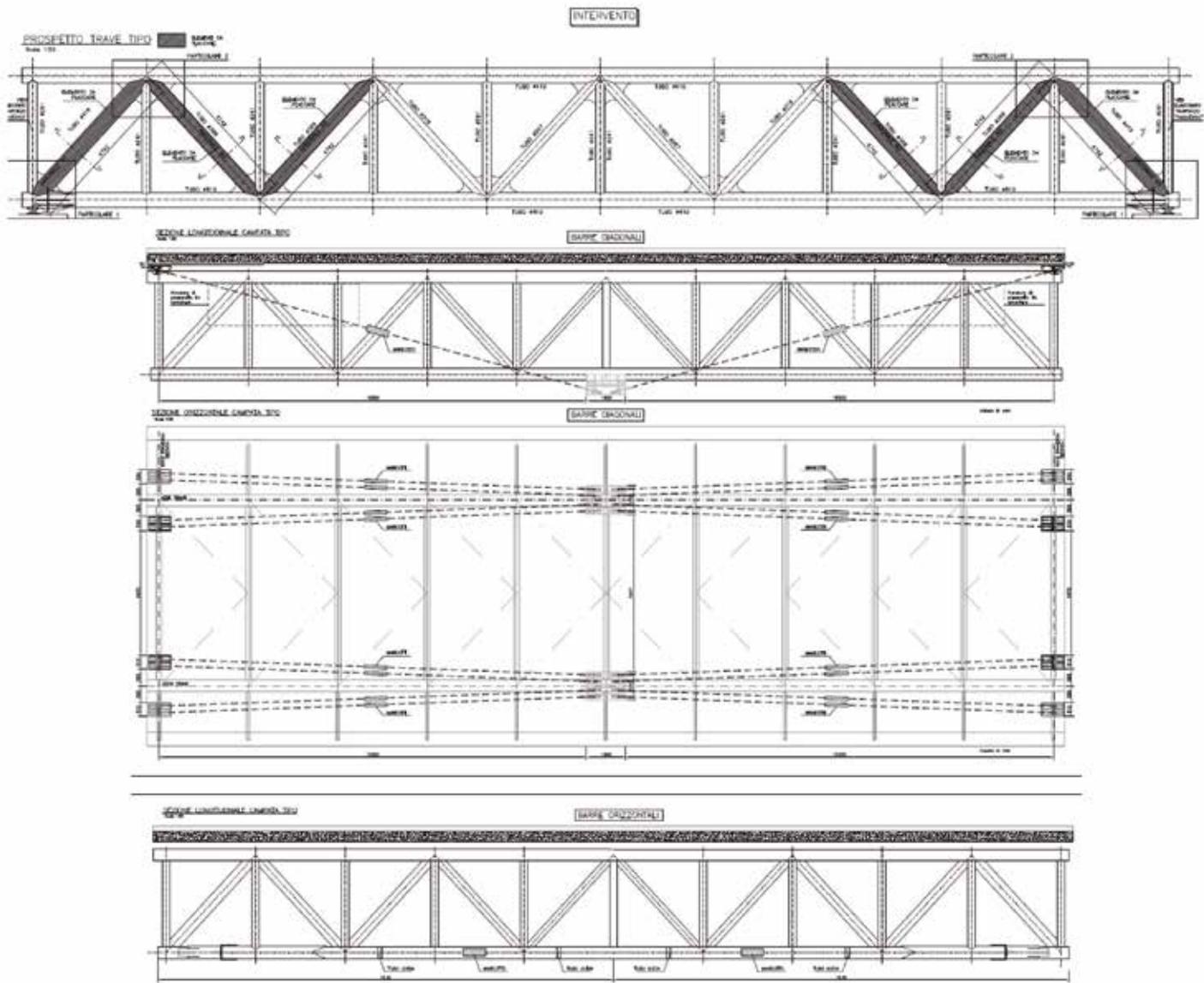
Fig. 4 | Sezioni trasversali viadotto Rio Gamberi



a) Sostituzione nodo danneggiato e precompressione esterna



b) Incamiciamento tubi più sollecitati



c) Incamiciamento tubi e precompressione esterna (barre dywidag d=36 mm)

Fig. 5 | Interventi strutturali viadotto Rio Gamberi e Rio Faldo

50 cm verso lo spartitraffico. Conseguentemente le solette sono state rinforzate e lo spessore ora risulta compreso tra 24 e 32 cm, variabile linearmente trasversalmente (contro i 18 cm originari). Il viadotto ha una lunghezza complessiva pari a 64 m (2 campate aventi luce pari a 32 m) in carr. Nord e di 96 m (3 campate aventi luce pari a 32 m) in carr. Sud (figura 3), ed ha andamento rettilineo. Gli impalcati della via destra e della via sinistra sono separati.

I traversi intermedi hanno un'altezza inferiore all'altezza della trave mentre quelli di testata hanno la medesima altezza. Negli anni Novanta alcune parti metalliche furono interessate da un intervento di rinforzo mediante posa di piastre e fazzoletti. Fu rinforzato anche il collegamento soletta-impalcato metallico. Gli appoggi sono metallici, a cerniera o a pendolo. In corrispondenza dei ringrossi nel getto della soletta sono inseriti dei profili tipo HE. Il sistema di elevazione è costituito da pile a telaio. La larghezza della carreggiata autostradale, a seguito dei lavori eseguiti in soletta, è pari a 10,50 m e comprende due corsie di marcia più l'emergenza. I giunti presenti sono in neoprene armato.

Il viadotto Rio Gamberi è stato oggetto di un grave danno strutturale

verificatosi nel gennaio 2013, ovvero la rottura del corrente inferiore in corrispondenza di un nodo inferiore in prossimità della mezzeria della travata lato intervista della campata 1 in carreggiata nord, oltre ad altri difetti o danni di minore importanza comuni anche al viadotto sul Rio Faldo nel corso del tempo a partire dagli anni '70. In seguito a tale danno fu realizzato un intervento globale di ripristino e adeguamento strutturale sia del viadotto sul Rio Gamberi che di quello sul Rio Faldo (figura 5).

2.2 Viadotto Rio Faldo

Il Viadotto Rio Faldo è costituito da due impalcati indipendenti (uno per ciascuna via di corsa) formati ognuno da 4 campate semplicemente appoggiate. Le campate 1 e 4 sono in c.a. gettato in opera, ed hanno una luce di 9 m. Le campate 2 e 3 sono a struttura mista acciaio - calcestruzzo (travi in acciaio e soletta in c.a., non collaborante nel progetto originario e collaborante per i carichi accidentali dopo il ripristino del 1992), hanno luce teorica di 32 m (figura 6), e sono di identica tipologia strutturale del viadotto Rio Gamberi. Lo sviluppo del viadotto è in rettilineo.

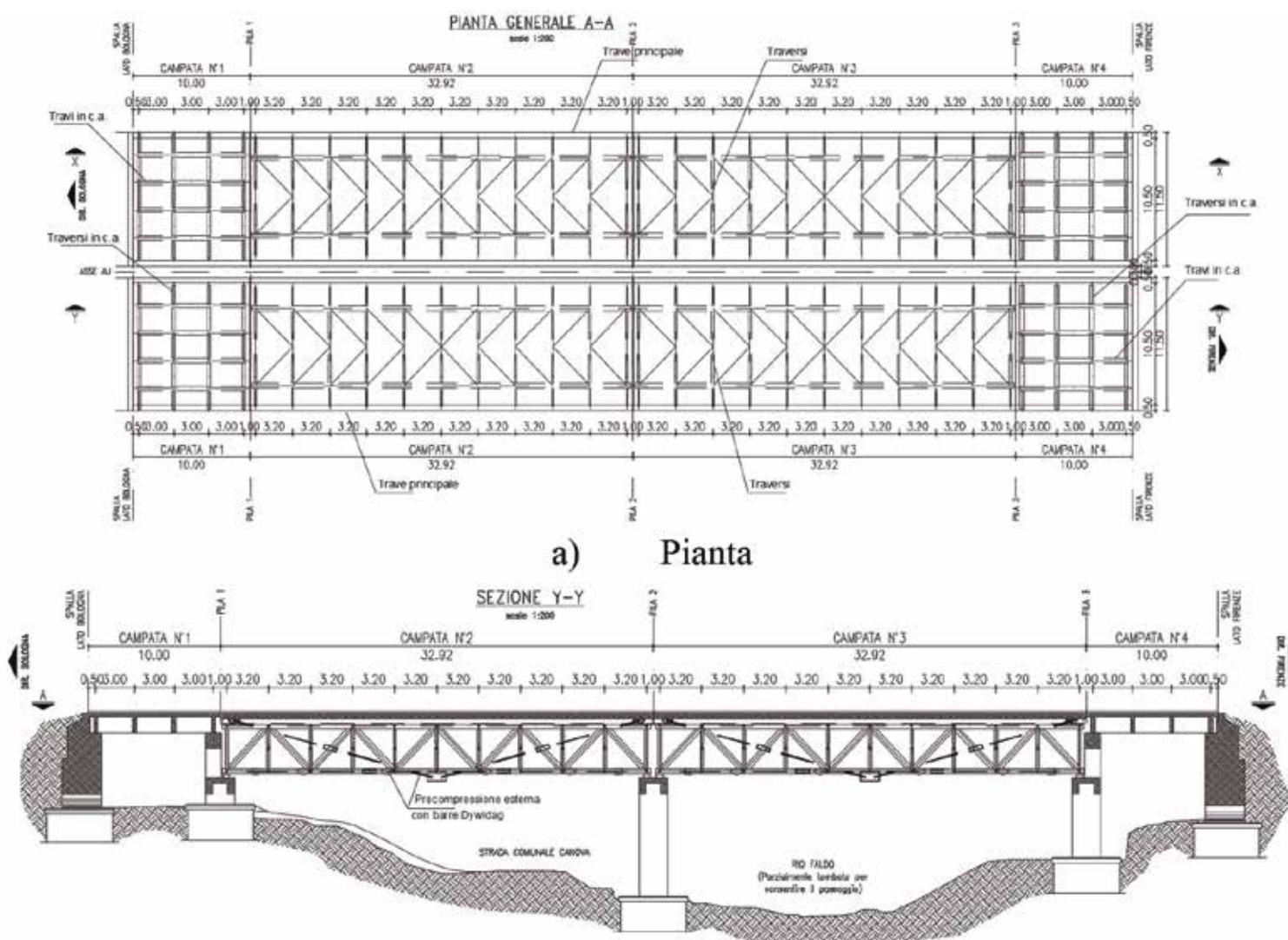


Fig. 6 | Pianta e Sezione viadotto Rio Faldo

3 ANALISI STRUTTURALE

3.1 Introduzione

Le considerazioni riportate di seguito fanno riferimento al viadotto Rio Gamberi, analoghe considerazioni valgono per il viadotto Rio Faldo.

Per le verifiche di sicurezza VAL 4 ci si è riferito per l'aspetto normativo e procedurale alle seguenti norme, linee guida e specifiche tecniche:

- D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)
- CIRCOLARE 21/01/2019 (CIR 2019);
- LINEE GUIDA - CSLPP 17/04/2020, sui ponti esistenti;
- SPECIFICA TECNICA - ASPI Gennaio 2022, sulle verifiche VAL 4.

Partendo da tali presupposti normativi, si definisce:

1) ADEGUATO, un ponte esistente per il quale siano soddisfatte le verifiche eseguite secondo le Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori parziali in esse previsti.

2) OPERATIVO, un ponte per cui siano soddisfatte le verifiche eseguite utilizzando i principi esposti nelle Norme Tecniche ma facendo riferimento nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali ad un tempo di riferimento ridotto. Il valore del tempo di riferimento, t_{ref} , convenzionalmente assunto a livello indicativo nelle Linee Guida è pari a 30 anni. Occorre, quindi, segnalare il ponte e gli esiti delle verifiche in banche dati istituzionali regionali e nazionali.

3) TRANSITABILE, un ponte per il quale siano soddisfatte le verifiche eseguite su un orizzonte temporale ridotto, entro il quale si progettino e realizzino lavori di adeguamento o operatività, adottando i provvedimenti: (a) "limitazione dei carichi consentiti" o (b) "restrizione d'uso del ponte". La programmazione temporale dettagliata (crono programma) dei lavori occorre sia nota e trasferita a banche dati istituzionali regionali e nazionali. Nella valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali si adotta quindi un tempo di riferimento ridotto che nelle Linee Guida è assunto non maggiore di $t_{ref} = 5$ anni.

Chiaramente la condizione di "ponte adeguato" è la prima da verificare. Se essa non risulta soddisfatta si passa alla verifica di "ponte operativo" e se anche questa non risulti essere soddisfatta si passa alle verifiche di "ponte transitabile" per le due condizioni previste dalle Linee Guida: Tipo 1 "limitazione dei carichi consentiti" o Tipo 2 "restrizione d'uso del ponte".

Il viadotto Rio Gamberi ha subito nel corso degli anni a partire dagli anni '70 vari interventi strutturali che ne hanno modificato sia la configurazione geometrica (allargamento carreggiata, incremento spessore soletta, rinforzo dei nodi, incamiciamento di alcuni profili esistenti in tubolare con nuovi profili, sostituzione di aste tubolari, etc.), che la tipologia strutturale. Infatti, dall'originale concezione di ponte a travature reticolari con soletta non collaborante, considerata dal progettista, in seguito all'intervento di solidarizzazione della soletta con la struttura metallica avvenuto negli anni '90, si è passati per entrambi i viadotti alla tipologia di ponti a travature reticolari con soletta collaborante (sezioni composte acciaio-calcestruzzo). Inoltre negli anni che vanno dal 2013 al 2016, in seguito alla rottura del corrente inferiore della trave lato intervista della campata n. 1 nord del viadotto sul Rio

Gamberi verificatosi presumibilmente nel mese di Gennaio 2013, fu eseguito un intervento strutturale molto invasivo sia sul viadotto Rio Gamberi che Rio Faldo: incamiciamento di aste tubolari, ringrosso di sezioni, rinforzo dei nodi, etc. In particolare venne eseguito un intervento di precompressione esterna con barre tipo Dywidag $\varnothing 36$ sia diagonali che orizzontali. Le barre da progetto furono pretese con uno sforzo pari a 30 t (300 kN) per le barre diagonali e 20 t (200 kN) per le barre orizzontali.

Alla luce degli interventi strutturali sommariamente indicati, atteso che la storia di carico con le relative sollecitazioni e tensioni distribuite sugli elementi strutturali che hanno subito variazioni anche significative negli anni per quel che riguarda i carichi e sovraccarichi permanenti risultano di difficile se non impossibile determinazione in una modellazione strutturale agli elementi finiti, si è deciso di procedere con una modellazione strutturale dello stato di fatto, senza tener conto della storia di carico, con i carichi e azioni previsti dalla norma o effettivamente presenti (da rilievo). Tale filosofia di progettazione, ormai consolidata nelle applicazioni degli stati limite ultimi dove il coefficiente di sicurezza è valutato nella configurazione finale o ultima, di solito in campo plastico, confidando nella redistribuzione delle tensioni in condizioni ultime in base alle rigidità effettive e alla plasticizzazione delle sezioni. In definitiva "se esiste una configurazione finale o ultima della struttura in condizioni plastiche tale da garantire la sicurezza strutturale essa sarà raggiunta dalla struttura indipendentemente dalle condizioni di esercizio".

Nelle verifiche di sicurezza VAL 4 eseguite sia per il viadotto sul Rio Faldo che Rio Gamberi è risultato che i viadotti sono "adeguati" allo stato attuale in riferimento alle norme vigenti ed in particolare alle NTC 2018 e relativa Circolare per i ponti di nuova costruzione. Pertanto, sia nell'analisi dei carichi con relative combinazioni che nelle verifiche strutturali si sono seguite le indicazioni normative integrate dalla Specifica Tecnica ASPI.

3.2 Azioni e combinazioni di carico

In linea generale, le combinazioni delle azioni antropiche più significative, e gravose, sono le seguenti:

1. Azioni da Traffico (carichi verticali q_1);
2. Azione di Frenatura (azione orizz. q_3 combinata con i carichi verticali q_1 valore frequente);
3. Azione da urto sulle barriere;
4. Azioni da Traffico + Vento (carichi verticali q_1 combinati con azione del vento).

Ad esse si aggiunge la combinazione sismica.

Nelle tabelle 1 e 2 si riportano in forma tabellare le combinazioni base, statiche e sismiche, che sono state considerate nella valutazione di sicurezza dell'opera per Ponte Adeguato (PA) e la codifica della combinazione utilizzate nella modellazione.

Nella tabella 3 si riportano in forma grafica e tabellare i casi di carico che massimizzano le sollecitazioni sui vari elementi del viadotto per le varie combinazioni statiche e sismiche indicate nella Specifica Tecnica, con la relativa codifica.

3.3 Metodi di analisi e modelli di calcolo

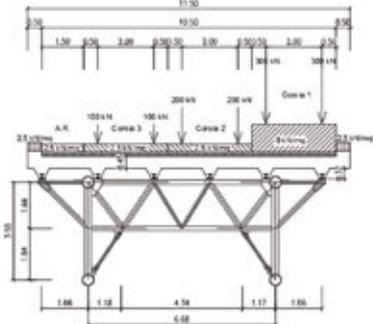
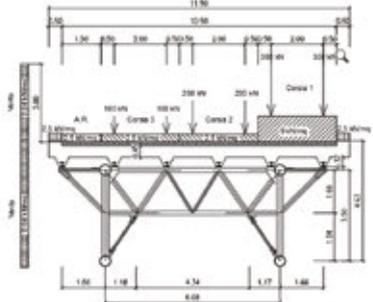
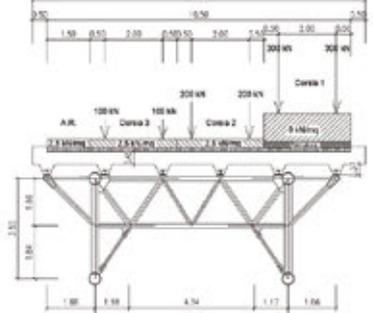
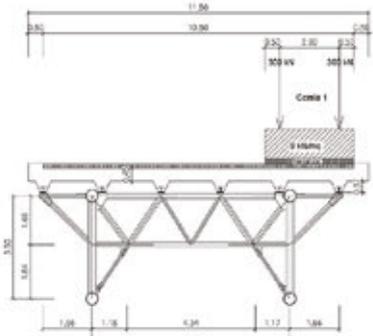
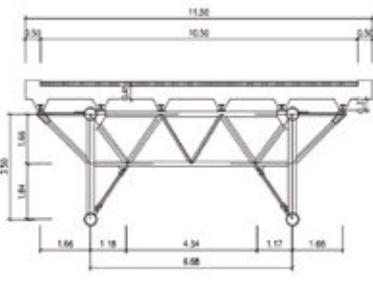
Come richiamato in precedenza, la struttura dei viadotti è stata analizzata facendo riferimento allo stato attuale senza tener

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI STATICHE PA=Ponte Adeguato	$(\gamma \cdot \psi)$ G ₁ Carichi permanenti strutturali	$(\gamma \cdot \psi)$ G ₂ Carichi permanenti portati	$\gamma \cdot \psi$ G ₃ Spinta delle terre	$(\gamma \cdot \psi)$ Q ₁ Az. var. traffico verticali – Carichi distribuiti	$(\gamma \cdot \psi)$ Q ₁ Az. var. traffico verticali – Carichi tandem	$(\gamma \cdot \psi)$ Q ₂ Azione frenatura	$(\gamma \cdot \psi)$ Q ₃ Azione del vento
Impalcati isostatici/Pulvini	PA_SER_VRT_00 ⁽¹⁾	1	1		1	1	-	-
	PA_SLU_VRT_00 ⁽¹⁾	1,35	1,35		1,35	1,35	-	-
	PA_SLU_VRT_01 ⁽¹⁾	1,35	1,35		1,35	1,35	-	0,90
	PA_SLU_VNT_01 ⁽¹⁾	1,35	1,35		0,54	1,0125	-	1,50
Elevazioni/Appoggi	PA_SLU_FRN_01 (pieno carico)	1,35	1,35		0,54	1,0125	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_02 (solo 1 corsia decentrata - 2 campate successive caricate)	1,00	1,00		0,40	0,75	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_03 (solo 1 campata tutta caricata)	1,00	1,00		0,40	0,75	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_04 (solo 1 corsia decentrata - solo 1 campata caricata)	1,00	1,00		0,40	0,75	1,35	0,90
Spalle	PA_SLU_FRN_05 (pieno carico)	1,35	1,35	1,35	0,54	1,0125	1,35	
	PA_SLU_FRN_06 (solo 1 corsia decentrata)	1,00	1,00	1,00	0,40	0,75	1,35	

Tab. 1. | Tabella Combinazioni statiche per verifiche globali PA

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI SISMICHE PA=Ponte Adeguato DRX=Sisma direzione X DRY=Sisma direzione Y DRZ=Sisma direzione Z	$(\gamma \cdot \psi)$ G ₁ Carichi permanenti	$(\gamma \cdot \psi)$ G ₂ Carichi permanenti portati	$(\gamma \cdot \psi)$ G ₃ Spinta delle terre	E_Sisma direzione $\pm X$	E_Sisma direzione $\pm Y$	E_Sisma direzione $\pm Z$
Elevazioni/Appoggi	EE_SLV_DRX_01	1,00	1,00		1,00	0,30	0,30
	EE_SLV_DRY_01	1,00	1,00		0,30	1,00	0,30
	EE_SLV_DRZ_01	1,00	1,00		0,30	0,30	1,00
Spalle	EE_SLV_DRX_01	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30
	EE_SLV_DRY_01	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	0,30
	EE_SLV_DRZ_01	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	1,00

Tab. 2. | Tabella Combinazioni sismiche per verifiche globali PA

Codice/Caso di carico	Disposizione dei carichi	Livello di verifica	Combinazioni associate
<p align="center">01 Ponte a pieno carico</p>		A	PA_SER_VRT_00 PA_SLU_VRT_00
<p align="center">02 Massimizzazione trave di bordo</p>		A	PA_SLU_VRT_01 PA_SLU_VNT_01
<p align="center">03 Frenatura Pieno Carico</p>		A	PA_SLU_FRN_01 PA_SLU_FRN_03 PA_SLU_FRN_05
<p align="center">04 Frenatura 1 Corsia decentrata</p>		A	PA_SLU_FRN_02 PA_SLU_FRN_04 PA_SLU_FRN_06
<p align="center">05 Sismiche</p>		A	EE_SLV_DRX_01 EE_SLV_DRY_01 EE_SLV_DRZ_01

Tab. 3. | Tabella casi di carico

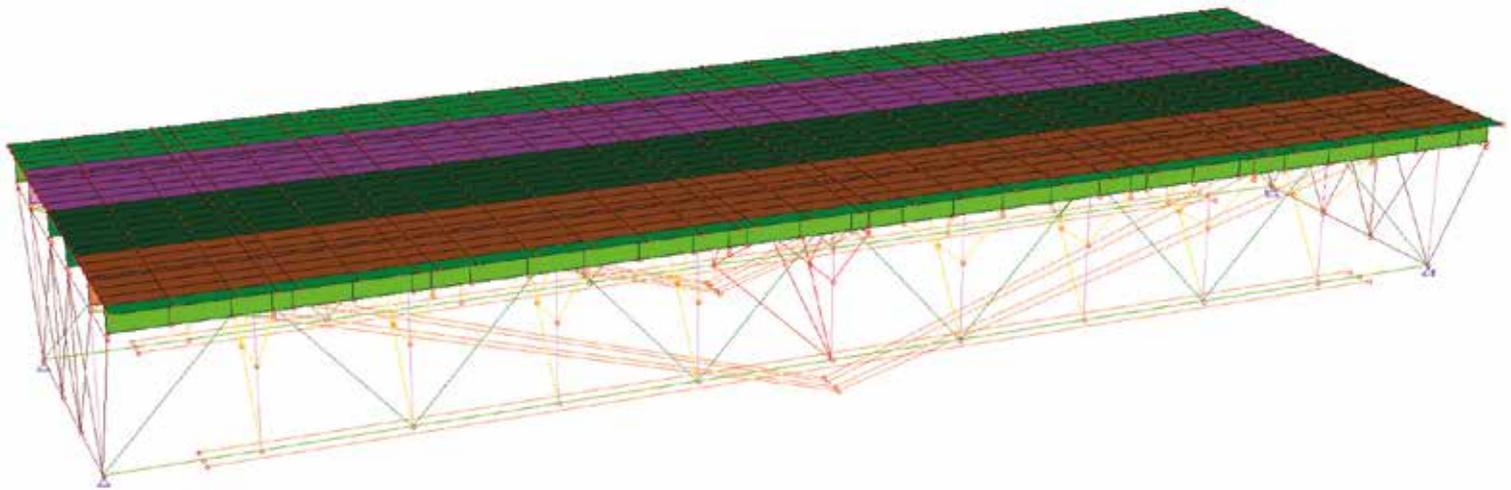


Fig. 7 | Modello campata singola

conto della storia di carico e delle variazioni dello schema statico avvenuto nel corso del tempo a partire dagli anni '70, in quanto "se esiste una configurazione finale o ultima della struttura in condizioni plastiche tale da garantire la sicurezza strutturale essa sarà raggiunta dalla struttura indipendentemente dalle condizioni di esercizio".

I modelli di calcolo agli elementi finiti utilizzati, sono stati indicati con la seguente denominazione:

1. VIADOTTO RIO GAMBERI-FALDO_Impalcato
2. VIADOTTO RIO GAMBERI_Frenatura
3. VIADOTTO RIO GAMBERI_Sisma

VIADOTTO RIO GAMBERI-FALDO_Impalcato

Tale modello (figura 7) è stato utilizzato per analizzare essenzialmente le combinazioni statiche per ponte adeguato, per i massimi delle sollecitazioni in mezzeria e sugli appoggi.

Lo schema statico è formato essenzialmente da due travature reticolari per ogni campata di luce pari a 32 m e altezza pari a 3,50 m, in profili tubolari saldati ai nodi con soletta collaborante (resa collaborante a partire dagli anni '90) di spessore medio di circa 0,35 m, in semplice appoggio sulle pile e sulle spalle: appoggi fissi da un lato e scorrevoli dall'altro lato. Le travature sono collegate

da traversi ad interasse 3,20 m, anch'essi in profili tubolari saldati ai nodi.

Le travature reticolari in acciaio così come i traversi sono state modellate con elementi beam, mentre la soletta di impalcato con elementi guscio. Per schematizzare il collegamento tra la soletta e le travature reticolari (trave composta acciaio-calcestruzzo) sono stati inserite delle relazioni di "corpo rigido".

Le barre dywidag utilizzate per la precompressione esterna sono state collegate nel modo seguente: (a) per le barre inclinate: in mezzeria al nodo della travatura (nodo master) tramite delle relazioni di "concio rigido" per ciascuna barra sui nodi di deviazione, mentre in sommità direttamente a nodi della soletta; (b) per le barre orizzontali: direttamente all'estremità del corrente inferiore delle travature principali tramite relazioni di "concio rigido". L'azione della precompressione esterna agenti sulle barre dywidag orizzontali e inclinate è stata inserita come carico termico sugli elementi trave che schematizzano le barre $d=36$ mm in acciaio armonico.

Il modello strutturale esaminato è stato utilizzato per l'analisi e le verifiche relative alle combinazioni statiche previste dalla specifica tecnica per le sezioni in mezzeria e sugli appoggi:

- PA_SER_VRT_00_M

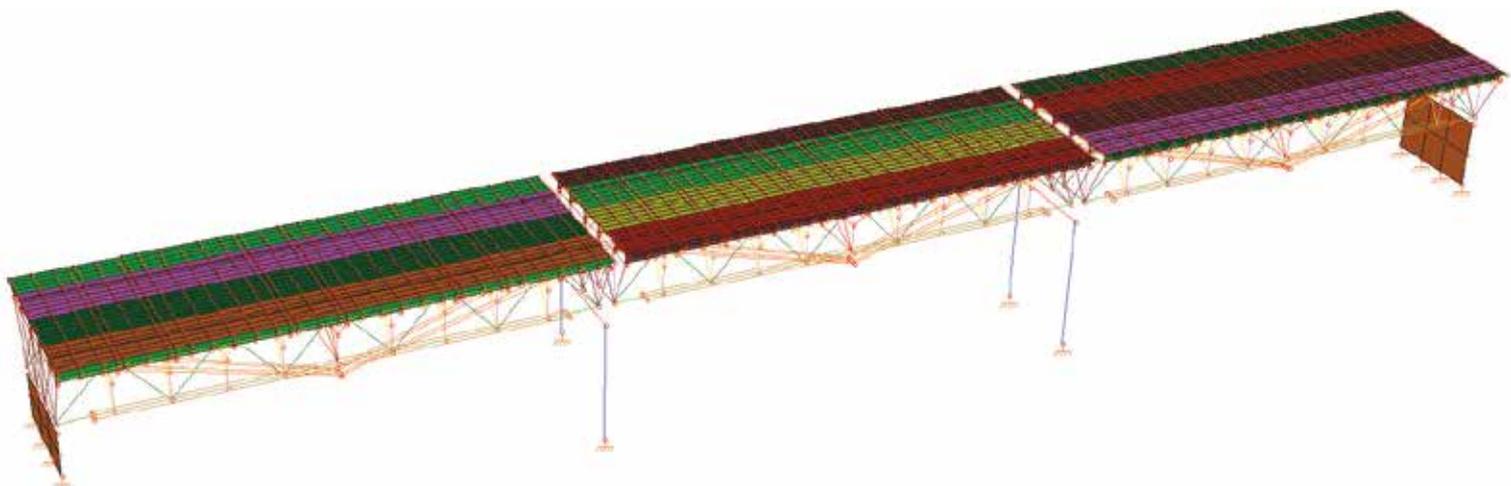


Fig. 8 | Modello globale Frenatura

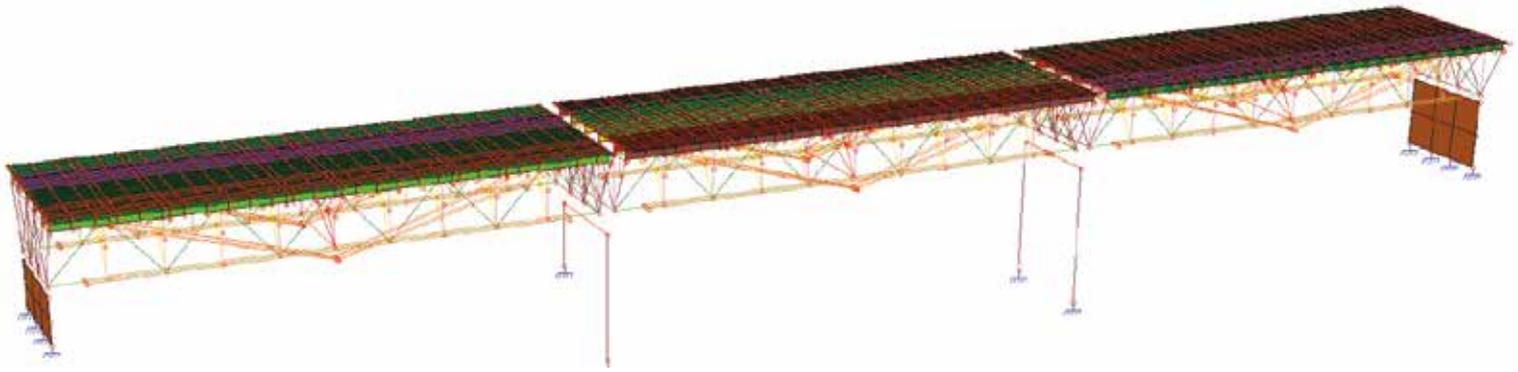


Fig. 9 | Modello globale Sisma

- PA_SLU_VRT_00_M
- PA_SLU_VRT_01_M
- PA_SLU_VNT_01_M
- PA_SER_VRT_00_A
- PA_SLU_VRT_00_A
- PA_SLU_VRT_01_A
- PA_SLU_VNT_01_A

- PA_SLU_FRN_05
- PA_SLU_FRN_06

VIADOTTO RIO GAMBERI_Sisma

Il modello utilizzato per le combinazioni sismiche è lo stesso modello globale delle combinazioni con frenatura (figura 9).

È stata eseguita una Analisi Dinamica Lineare, con fattore di struttura $q=1,5$ per sisma orizzontale e $q=1$ per sisma verticale.

Il modello strutturale esaminato è stato utilizzato per l'analisi e le verifiche relative alle combinazioni sismiche previste dalla specifica tecnica per le pile, spalle e appoggi:

- EE_SLV_DR X-Y-Z_Elevazione
- EE_SLV_DR X-Y-Z_Spalle

VIADOTTO RIO GAMBERI_Frenatura

Per tener conto dei carichi verticali, della frenatura e del vento che agiscono principalmente sulle pile, spalle e appoggi, è stato creato un modello globale completo del viadotto (figura 8).

Il modello strutturale esaminato è stato utilizzato per l'analisi e le verifiche relative alle combinazioni statiche previste dalla specifica tecnica per le pile, spalle e appoggi:

- PA_SLU_FRN_01
- PA_SLU_FRN_02
- PA_SLU_FRN_03
- PA_SLU_FRN_04

3.4 Modellazione delle azioni

I carichi concentrati verticali di cui allo schema q_1 (Q1k) della norma (figura 10), sono stati inseriti come carichi nodali (forze) nelle posizioni più gravose e secondo gli interassi indicati nello schema stesso, con i valori di progetto derivanti dall'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza γ e dei coefficienti di combinazione

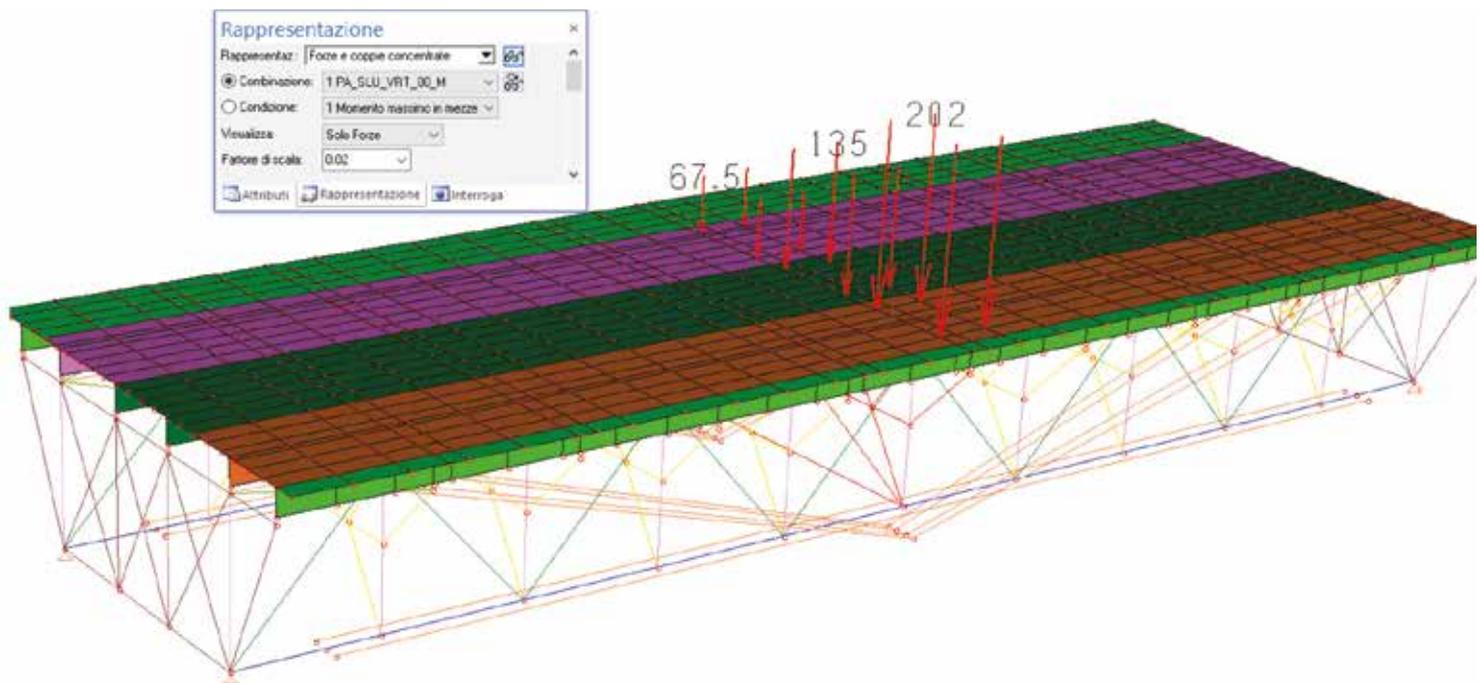


Fig. 10 | Carichi tandem in mezzeria, relativi alle 3 Corsie di carico

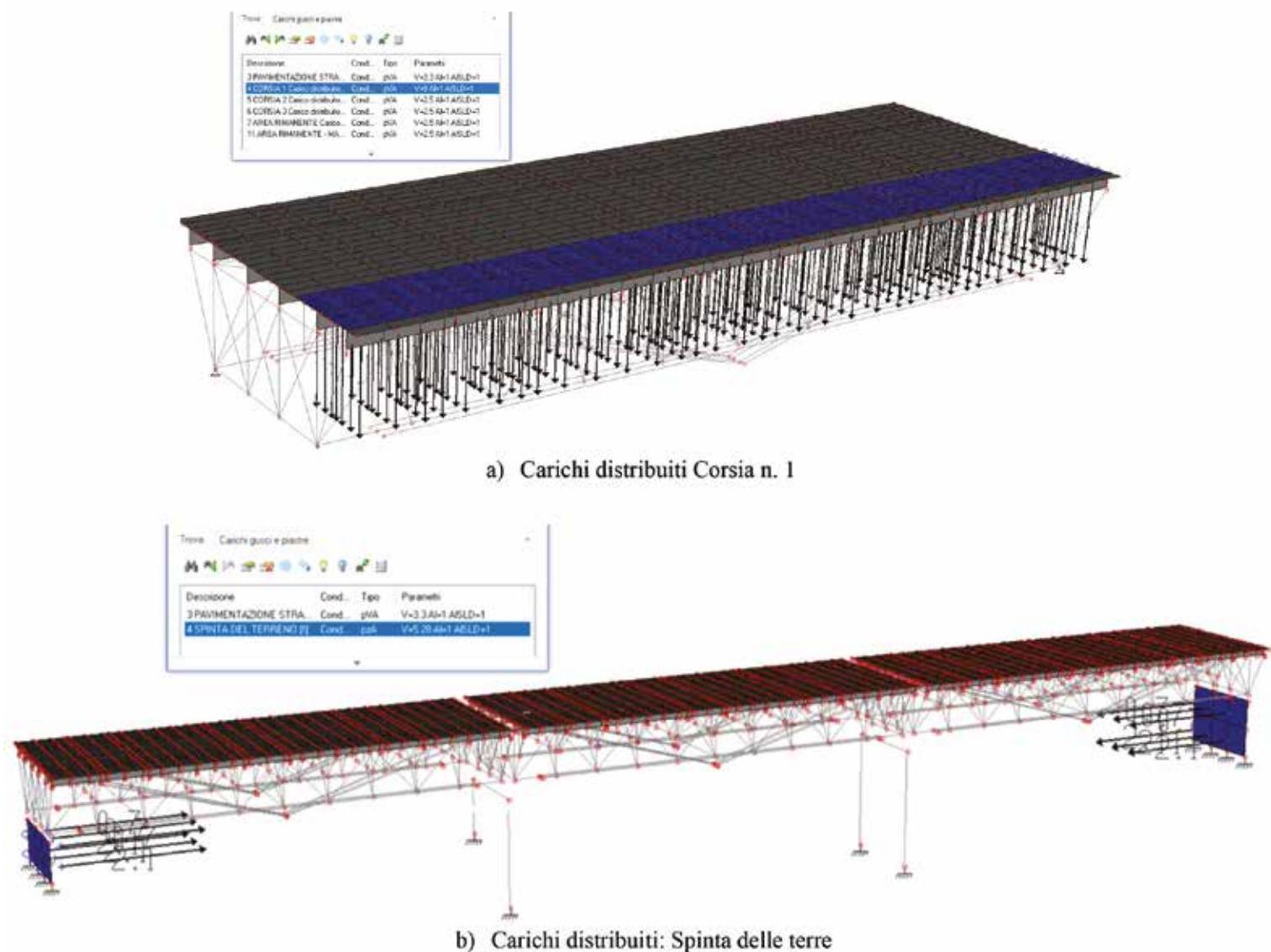


Fig. 11 | Carichi distribuiti

ψ . Ad esempio per ottenere la massima sollecitazione in mezzera della travatura reticolare di bordo della generica campata si è utilizzato lo schema di “ponte a pieno carico” (tabella 3) con le forze concentrate in corrispondenza della mezzera dell’impalcato (figura 10).

I carichi distribuiti permanenti e variabili sono stati inseriti come pressione sugli elementi gusci della soletta di impalcato (e sulle spalle) secondo le prescrizioni di cui allo schema di carico 1 (par. 5.1.3.3.5 NTC 2018) con i valori di progetto derivanti dall’applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza γ e dei coefficienti di combinazione ψ . I carichi permanenti strutturali (pesi propri) sono computati in automatico dal software utilizzato.

Per i carichi da vento e frenatura sono state inserite nel modello delle travi fittizie a livello di impalcato alle quali sono stati applicati i carichi lineari “fY” e momenti “mX” per il vento ed i carichi lineari “fX” per la frenatura.

3.5 Verifiche strutturali

Le verifiche sono condotte per le condizioni più gravose che

risultano dall’analisi per ciascuna tipologia di elemento strutturale e/o parte d’opera individuata (tabelle 4 e 5).

4 CONCLUSIONI E PROPOSTA DI INTERVENTO

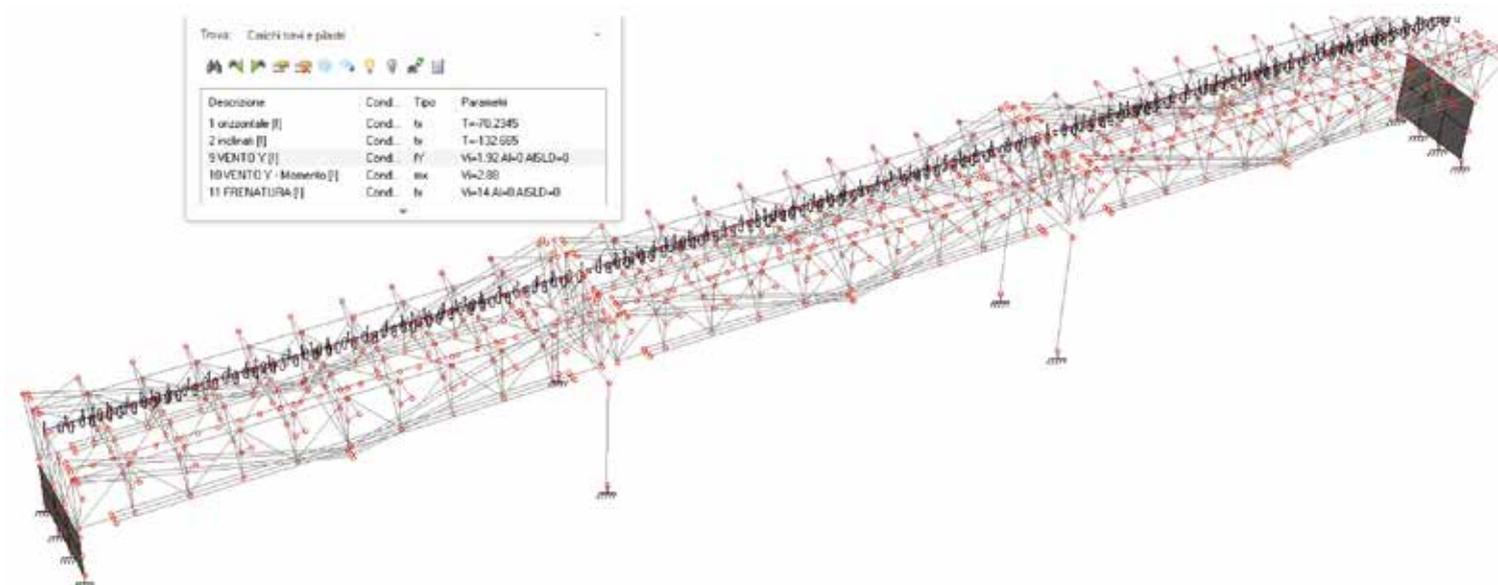
4.1 Conclusioni

Come riportato nei paragrafi precedenti, il ponte allo stato attuale risulta adeguato ai carichi e alle azioni previsti dalla normativa vigente di cui al D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare.

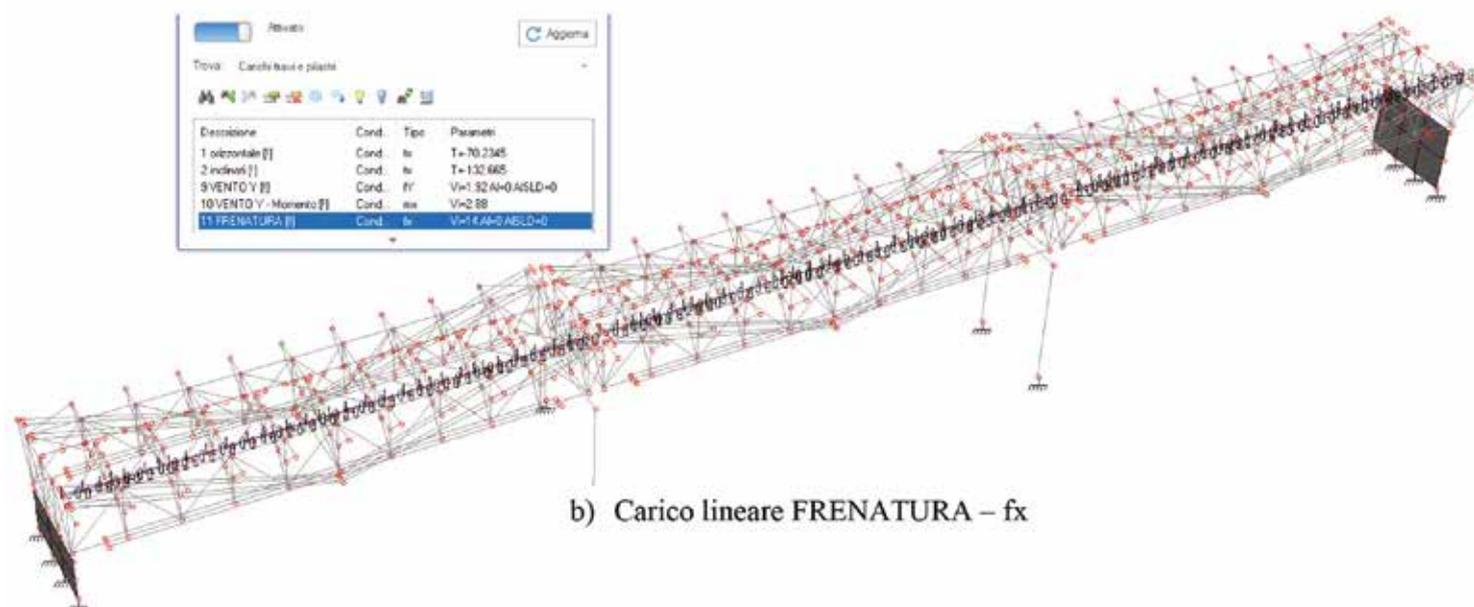
Lo stato di conservazione delle strutture risulta buono, anche in seguito agli ultimi interventi eseguiti, con particolare riferimento agli interventi:

1. di ripristino degli impalcato dei viadotti Pattano, Gamberi e Faldo (1993);
2. di ripristino dei viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo. Anni 2013-2016;
3. manutenzione e ripristino conservativo dei viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo. Anni 2018-2019.

Sulla base della conoscenza acquisita attraverso:



a) Carico lineare VENTO Y - fy



b) Carico lineare FRENATURA - fx

Fig. 12 | Carichi lineari

- l'analisi storico-critica a partire dall'inaugurazione del ponte avvenuta nel 03/12/1960;
 - i risultati delle prove ed indagini seguite nel corso degli anni;
 - delle verifiche di sicurezza VAL 4;
- si possono fare le seguenti osservazioni.

Il viadotto sul Rio Gamberi, ha subito nel corso degli anni vari interventi anche invasivi sia di tipo manutentivo che strutturale. Il progetto originario del viadotto sul rio Gamberi, insieme a quelli sul Rio Faldo e Pantano elaborati dallo stesso progettista ing. Pesenti, presentava alcuni elementi innovativi rispetto alle classiche tipologie strutturali di ponti in acciaio e soletta in calcestruzzo, non sufficientemente sperimentati e realizzati, tant'è che questi tre viadotti sono rimasti gli unici esempi di tale tipologia strutturale su tutta la rete ASPI e probabilmente sull'intero territorio nazionale.

La reale differenza a livello strutturale rispetto ad analoghe soluzioni è la scelta del progettista strutturale nell'utilizzare per le travature reticolari principali (n. 2 per campata di luce 32 m) delle aste tubolari appositamente prodotte (non commerciali) saldate ad innesto nei nodi, invece dei tradizionali profili laminati saldati a completo ripristino o bullonati (figura 13).

L'utilizzo di profili di tipo chiuso, sempre sconsigliabile nella carpenteria metallica per la problematica della corrosione, associato a:

- spessori non molto elevati per alcune aste principali (corrente inferiore e superiore agli appoggi);
- qualità del materiale (resilienza) non ottimale, in riferimento anche alle temperature invernali della zona molto rigide, sebbene di caratteristiche meccaniche elevate: S355 JR;
- concentrazione di tensioni in alcuni nodi molto sollecitati;

Verifiche strutturali per azioni antropiche ed ambientali						
Ubicazione	Parte d'opera	Tipologia di verifica	Difetti	Domanda	Capacità	Rapporto C/D
Impalcato	Trave corrente sup.	flessione	Nessun danno	80.3	941.2	11.27
		Taglio	Nessun danno	49.7	2712.9	54.58
	Trave corrente inf.	flessione	Nessun danno	48	1035.7	21.57
		Taglio	Nessun danno	27.9	2999.9	107.52
	Traverso centrale corrente sup.	flessione	Nessun danno	1.69	36.4	21.58
	Traverso centrale corrente inf.	flessione	Nessun danno	5.9	84.5	14.32
	Traverso centrale corrente centrale	flessione	Nessun danno	1.15	44.85	39
	Traverso di testata corrente sup.	flessione	Nessun danno	2.97	36.4	12.25
Traverso di testata corrente inf.	flessione	Nessun danno	3.44	31.2	9.08	
Pila	Elevazione	pressoflessione	Nessun danno	2010	5119	2.54

Tab. 4. | Tabella di riepilogo verifiche strutturali per azioni antropiche ed ambientali

Verifiche strutturali per azioni sismiche						
Ubicazione	Parte d'opera	Tipologia di verifica	Difetti	Domanda	Capacità	Rapporto C/D
Impalcato	Trave corrente sup.	flessione	Nessun danno	124	941.2	7.6
		Taglio	Nessun danno	59.7	2712.9	45.44
	Trave corrente inf.	flessione	Nessun danno	76.5	845	11.05
		Taglio	Nessun danno	33.2	2426	73.08
	Traverso centrale corrente sup.	flessione	Nessun danno	0.96	36.4	8.33
	Traverso centrale corrente inf.	flessione	Nessun danno	1.15	44.85	5.49
	Traverso centrale corrente centrale	flessione	Nessun danno	3.86	84.5	17.12
	Traverso di testata corrente sup.	flessione	Nessun danno	14.3	36.4	2.54
Traverso di testata corrente inf.	flessione	Nessun danno	7.7	31.2	4.06	

Tab. 5. | Tabella di riepilogo verifiche strutturali per azioni sismiche

- tensioni nelle aste al limite della loro resistenza;
 - cicli di carico elevati (milioni di passaggi di carichi anche eccezionali, fino agli anni 2000);
- ha comportato la rottura per fatica di alcuni profili del corrente inferiore: all'appoggio (1977-78) e in mezzeria (2013).

Particolarmente grave la rottura del corrente inferiore del viadotto sul rio Gamberi nel 2013 in corrispondenza di un nodo inferiore in prossimità della mezzeria della travata lato intervista della campata 1 in carreggiata nord, che avrebbe potuto comportare il crollo della campata stessa, fortunatamente non verificatosi per le capacità di

Livello di sicurezza per carichi verticali						
Parte d'opera	Elemento	Sezione di verifica	Verifica	Stato di conservazione	Ponte adeguato	
					ζ_v	C/D
Impalcato	Trave corrente sup.	ASTA 1-2	flessione	Nessun danno	10.24	4.7
			Taglio	Nessun danno	53.11	22.03
	Trave corrente inf.	ASTA 9-1/10-1	flessione	Nessun danno	28.89	8.36
			Taglio	Nessun danno	128.62	38.80
	Traverso centrale corrente sup.	ASTA 23-6	flessione	Nessun danno	19.95	8.33
	Traverso centrale corrente inf.	ASTA 13-6	flessione	Nessun danno	12.72	5.49
	Traverso centrale corrente centrale	ASTA 1-6	flessione	Nessun danno	37.72	17.12
	Traverso di testata corrente sup.	ASTA 1-5	flessione	Nessun danno	10.75	4.9
	Traverso di testata corrente inf.	ASTA 10-5	flessione	Nessun danno	7.54	3.57

Tab. 6. | Tabella di riepilogo livello di sicurezza per carichi verticali

Livello di sicurezza per frenatura					
Parte d'opera	Elemento	Sezione di verifica	Verifica	Stato di conservazione	Ponte adeguato
					C/D
Pila	ASTA 2-12	(-)	pressoflessione	Nessun danno	2.56

Tab. 7. | Tabella di riepilogo livello di sicurezza per frenatura

Livello di sicurezza per azione sismica								
Elemento strutturale	Elemento	Sezione di verifica	Verifica	Stato di conservazione	Livello di sicurezza			
					ζ_E	PGA _{lim}	PGA _{SLV}	C/D
tutti	(-)	(-)	(-)	Nessun danno	1	2.57	2.57	(>1)

Tab. 8. | Tabella di riepilogo livello di sicurezza per azione sismica



Fig. 13 | Travatura reticolare principale con profili tubolari

adattamento alle diverse configurazioni di carico e stati tensionali, non previste, intrinseche delle strutture in acciaio in generale.

In seguito alla rottura del corrente inferiore verificatosi nel 2013 fu eseguito un “intervento di ripristino dei viadotti Rio Gamberi e Rio Faldo” molto invasivo che ha riportato il viadotto in condizioni di sicurezza rendendolo “Adeguate” alla normativa vigente.

In estrema sintesi gli interventi eseguiti furono i seguenti:

- ricostruzione e sostituzione del nodo rotto;
- ripristino delle lesioni sulla soletta in c.a.;
- riparazione dei difetti di saldatura e cricche;
- rinforzo trasversi di testata con placcaggio (incremento sezione) di alcune aste;
- rinforzo trasversi centrali di campata con placcaggio (incremento sezione) di alcune aste e inserimento di nuove aste;
- rinforzo travature reticolari con placcaggio (incremento di sezione) di alcune aste diagonali e correnti inferiori;
- ringrosso soletta agli appoggi;
- fuori nodo, per centrare il carico della soletta sul nodo del corrente superiore della travatura reticolare;
- precompressione esterna con barre dywidag $d=36$ mm, orizzontale e inclinata;
- protezione delle superfici con cicli di verniciatura.

L'intervento eseguito ha consentito oltre al ripristino dei danni e difetti riscontrati anche il rinforzo e l'adeguamento della struttura. In particolare con l'incremento delle sezioni tubolari (placcaggio) si è ridotto lo stato tensionale nei profili più sollecitati mentre con l'inserimento della precompressione esterna si è “scaricata” l'intera struttura oltre all'inserimento di ulteriori sezioni metalliche che contribuiscono alla resistenza globale, ovvero le barre dywidag. C'è da sottolineare che un ulteriore intervento significativo è stato

quello di ripristino del 1993, che ha consentito la collaborazione tra la soletta in c.a. e le travature reticolari (sezione mista acciaio-calcestruzzo) inizialmente non considerata nel progetto originale degli anni '50.

Riducendo lo stato tensionale e placcando con acciaio di resilienza superiore (S355 J0), in qualche modo si è ridotto anche il pericolo della rottura per fatica anche se non in maniera definitiva e globale. Per tale problematica viene proposto nel capitolo successivo un intervento che oltre a prevenire la corrosione dei profili metallici può contribuire a ridurre la fragilità dell'acciaio a bassa temperatura (bassa resilienza) con una protezione termica dei profili seppure non elevata.

4.2 Proposta di intervento

Facendo seguito alle verifiche, indagini e sopralluoghi effettuati si propongono due interventi migliorativi e conservativi delle strutture del viadotto sul Rio Gamberi:

1. intervento di protezione e impermeabilizzazione delle strutture metalliche;
2. ripristino della precompressione di progetto nelle barre dywidag.

INTERVENTO DI PROTEZIONE E IMPERMEABILIZZAZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE.

Per incrementare la protezione alla corrosione delle strutture metalliche e migliorare le prestazioni strutturali in occasione di basse temperature nei mesi invernali si propone un “intervento di protezione e impermeabilizzazione delle strutture metalliche” attraverso l'utilizzo di una malta cementizia bicomponente elastica fino a -20°C .

Tale malta bicomponente oltre a garantire l'impermeabilizzazione delle aste in acciaio, e quindi evitare il contatto con l'acqua

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO PROPOSTO



Fig. 14 | Intervento di miglioramento proposto

(H₂O) della struttura metallica che insieme all'Ossigeno (O₂) a contatto con il ferro (Fe) dà luogo all'idrossido di ferro [Fe(OH)₂] ovvero la ruggine, consente anche di proteggere la struttura dalla temperatura esterna particolarmente bassa nei mesi invernali, essendo una vera e propria guaina (spessore minimo previsto s=4 mm in 2 mani) e quindi evitare la fragilità a basse temperature dei tubolari in acciaio, la causa principale delle rotture verificatosi in passato per effetto combinato della stato tensionale pluriassiale di valore elevato (alto indice di resistenza) e dei cicli di carico (fatica) (figura 14).

RIPRISTINO DELLA PRECOMPRESSIONE DI PROGETTO NELLE BARRE DYWIDAG

In seguito ai sopralluoghi effettuati e in base alla verifica dello stato tensionale delle barre dywidag eseguita dal laboratorio incaricato, si è riscontrato che alcune barre orizzontali risultano “molli” e con una forza di tesatura molto inferiore a quella di progetto, mentre altre barre risultano tesate con una forza anche 3-4 volte superiore a quella di progetto. Per questo motivo si propone di ripristinare la forza di progetto nelle barre dywidag, ovvero:

- 30 t (300 kN), per tutte le barre inclinate;
- 20 t (200 kN), per tutte le barre orizzontali.



Vincenzo Nunziata

Ingegnere, docente incaricato presso l'Università degli Studi dell'Aquila, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile – Architettura, Ambientale per il corso di “Costruzioni in acciaio e analisi viscoelastica delle strutture”. Strutturista esperto, ha maturato un elevato know-how nella progettazione e realizzazione di strutture in acciaio, cemento armato e muratura in zona sismica. Autore di libri tecnici molto diffusi sulla progettazione di strutture in acciaio e cemento armato. Cultore della storia dell'architettura strutturale.

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

GLI IMPIANTI INDUSTRIALI PER LA MOVIMENTAZIONE DI MATERIALI SFUSI

INDUSTRIAL PLANTS FOR BULK MATERIALS HANDLING

Ing. Daniela Zucchetti* | DCRPROGETTI srl - Milano, Italia

Ing. Sergio Foa | Libero professionista, S. Bernardino, Svizzera

Ing. Riccardo De Col | DCRPROGETTI srl - Milano, Italia

Questo articolo si propone di illustrare le peculiarità che caratterizzano un particolare settore all'interno degli impianti industriali, ovvero quello che si occupa della movimentazione di materiali sfusi. Una prima parte sarà destinata alla descrizione delle varie apparecchiature che compongono l'impianto, come le diverse tipologie di nastri trasportatori, i tappeti, le testate motrici e di rinvio, i contrappesi, le tramogge e tutti gli altri elementi fondamentali per il carico, la movimentazione, lo scarico e lo stoccaggio dei materiali. Si prosegue poi con l'identificazione dei carichi tipici, dei carichi "speciali" e delle varie sollecitazioni indotte dalla movimentazione. Infine si identificano gli elementi e le tipologie strutturali che meglio si adattano al servizio delle sopracitate apparecchiature, come travi ponte nastro, gallerie, stilate, torri di carico, di scarico o di smistamento con un focus sulle principali problematiche strutturali da tenere in conto nella progettazione.

The aim of this document is to illustrate the peculiarities that characterize a particular sector within industrial plants, that is the one that deals with the handling of bulk materials. A first part will be used to describe the various equipment that make up the plant, such as the different types of conveyors, belts, driving and tail heads, counterweights, hoppers and all the other fundamental elements for the loading, handling, unloading and storage of materials. It then continues with the identification of typical loads, "special" loads and the various stresses induced by handling. Finally, structural elements and types that are best suited to the service of the aforementioned equipment are identified, such as bridge beams, galleries, bents, loading towers, unloading towers or distribution towers with a focus on the main structural problems to be taken into account in the design.



Fig. 1. | Impianti di movimentazione

*Corresponding author. Email: d.zucchetti@dcrprogetti.it

1 INTRODUZIONE

Quello degli impianti industriali è un settore che interessa l'attività di molti ingegneri strutturisti che lavorano nel campo dell'acciaio. Questo ambito spesso è poco valorizzato in relazione alle sue caratteristiche architettoniche ed estetiche considerate meno affascinanti rispetto alle più importanti strutture civili o alle grandi opere infrastrutturali, quindi è talvolta pensiero comune che gli impianti industriali siano caratterizzati da strutture di secondaria importanza e di scarsa complessità che non necessitano particolare attenzione durante la progettazione o addirittura non necessitano alcuna progettazione.

A onor del vero, gli impianti industriali, e in particolare gli impianti

di movimentazione di materiale le cui peculiarità saranno trattate in seguito, sono frequentemente caratterizzati da complesse esigenze impiantistiche che influiscono potentemente sulle scelte strutturali e possono introdurre nella progettazione molte variabili, quali irregolarità nella geometria, distribuzioni non uniformi delle masse e delle rigidità, significative eccentricità e spostamenti, vibrazioni e carichi di considerevole entità.

Questa breve trattazione ha lo scopo di illustrare le caratteristiche salienti degli impianti di movimentazione, con qualche accenno alle principali variabili che intervengono nella progettazione e le tipologie strutturali che meglio si adattano alle esigenze di impianto.

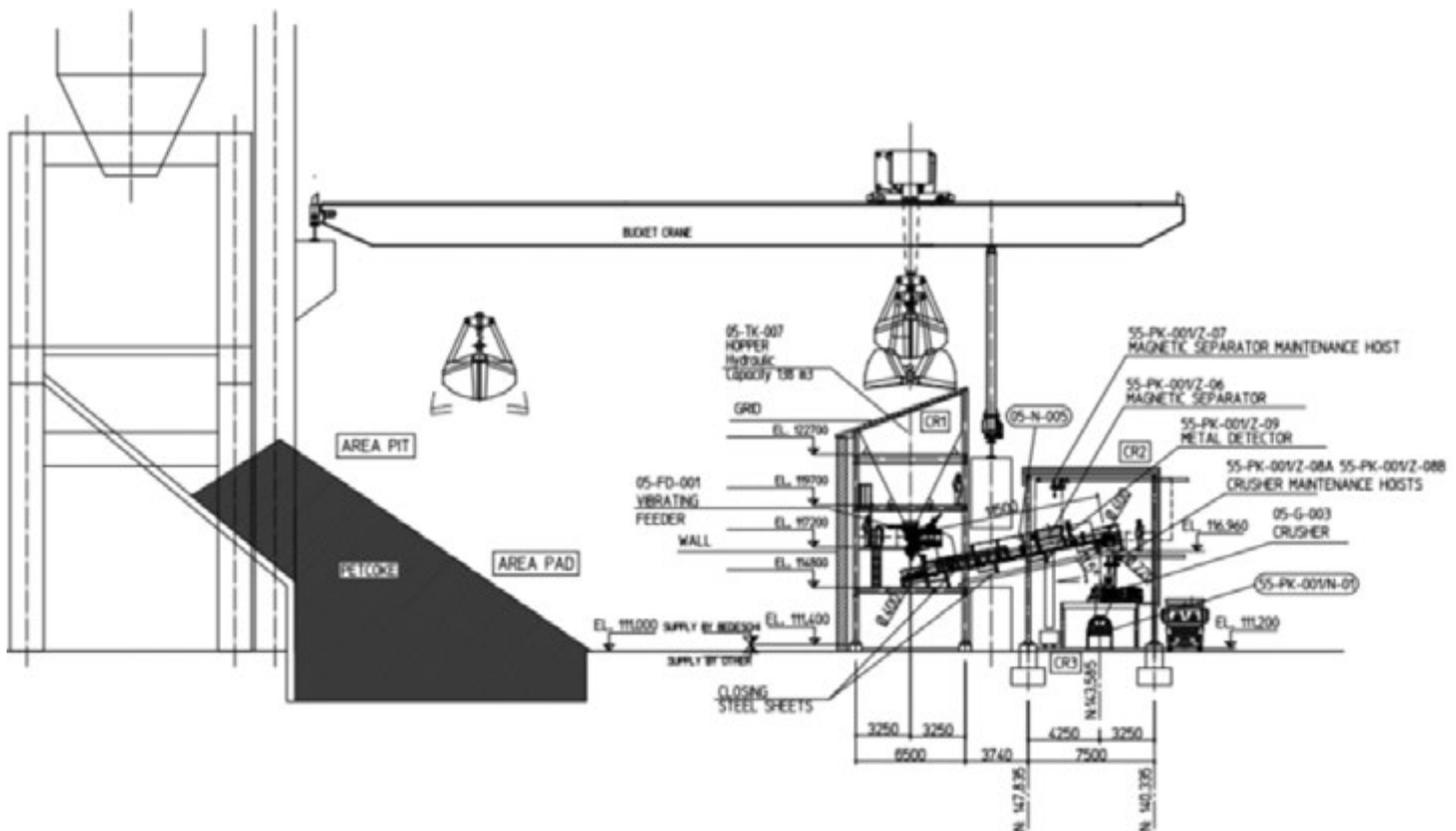


Fig. 2. | Punto di estrazione materiale

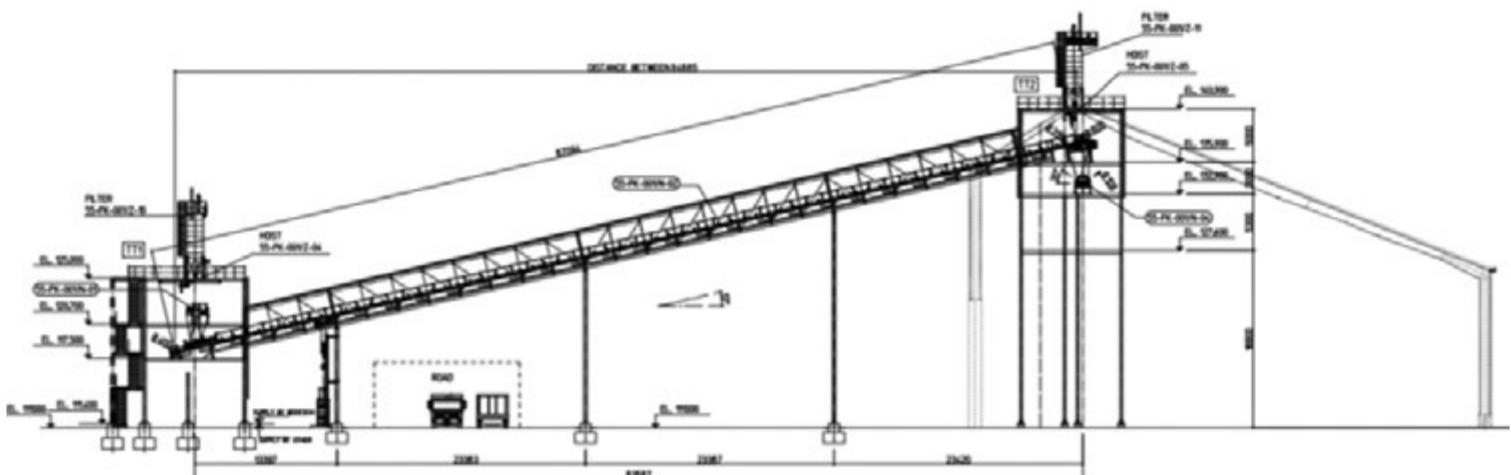


Fig. 3. | Nastro trasportatore e torri di trasferimento

2 ELEMENTI COSTITUTIVI

Gli impianti industriali di movimentazione hanno la funzione di trasportare materiale di diversa tipologia proveniente da stabilimenti di produzione (coke, fertilizzanti, prodotti siderurgici, derivati da trattamenti chimici e ambientali) o siti di estrazione (cave di inerti o carbone, granaglie) verso aree di stoccaggio (figure 2-3).

Il materiale, che può essere sfuso o in sacchi, viene movimentato mediante nastri trasportatori che, a seconda delle caratteristiche del prodotto e del sito, possono avere:

- capacità variabile tra 1000 e 15000 t/h
- larghezza da 400 fino a 2200 mm
- lunghezza da qualche decina di metri a oltre 6-7 km
- velocità da meno di 1 m/s (3,6 km/h) fino a 6 m/s (21,5 km/h).

Lungo il percorso dei nastri sono presenti torri di trasferimento, distribuzione e lavorazione intermedie.

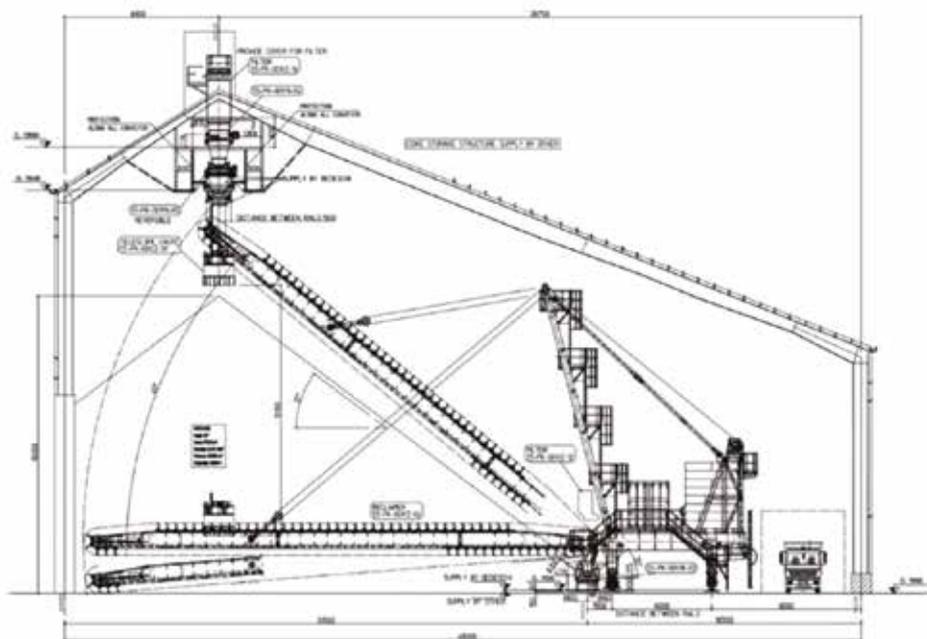


Fig. 4. | Capannone di stoccaggio con grattatrice meccanizzata

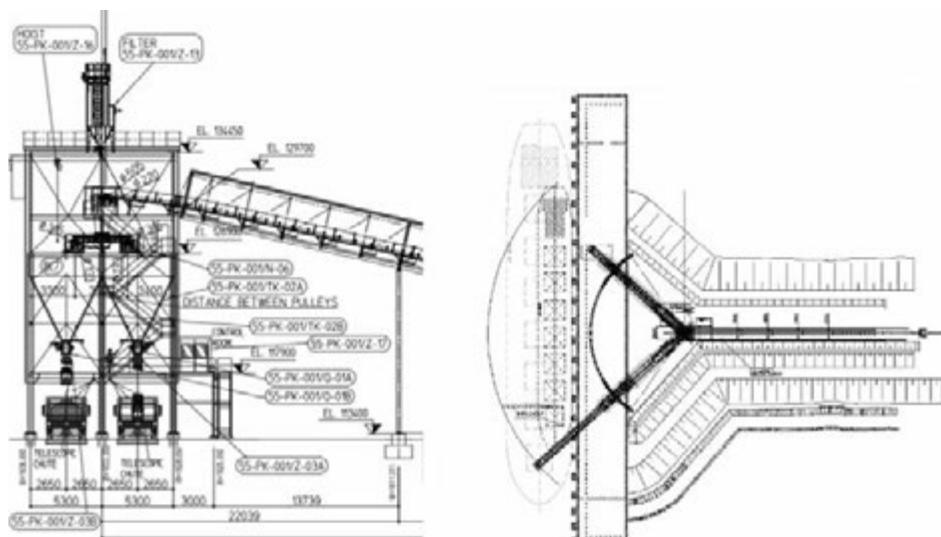


Fig. 5. | Punti di scarico su camion (a sinistra) e nave (a destra)

È frequente la presenza di magazzini di stoccaggio temporaneo con specifiche apparecchiature di messa a parco; la ripresa, in genere meccanizzata, movimenta il materiale verso aree di insacco o di spedizione mediante treno, autocarro o nave (figure 4-5).

Il percorso del materiale può avvenire anche in senso inverso, ovvero dallo scarico da autocarri, treni e navi verso le aree di produzione e lavorazione.

2.1 I nastri trasportatori

Un nastro trasportatore è un dispositivo in grado di trasferire con continuità i materiali che trasporta sul tappeto. La parte superiore (di andata) e inferiore (di ritorno) del tappeto poggiano su stazioni a rulli sostenute da telai metallici (bancali). Alle due estremità del convogliatore sono presenti tamburi (motori e folli), montati su testate e su dispositivi di tensionamento, che garantiscono l'avvolgimento del tappeto fra i rami di andata e ritorno e lo

mantengono in tensione. Le azioni di tiro che permettono il moto del convogliatore, spesso di significativa entità (fino a 100 t e oltre), vengono trasmesse dalle testate alle strutture di supporto. L'utilizzo di adeguati dispositivi di pulizia del tappeto nei punti di alimentazione e di scarico assicura una maggiore durata delle installazioni e una minore manutenzione.

La presenza di dispositivi di sicurezza garantisce il corretto funzionamento del sistema bloccando la macchina nel caso di anomalie o emergenze.

Si illustrano in seguito nel dettaglio alcune delle componenti principali che costituiscono un convogliatore a nastro, con riferimento alla figura 6.

Tappeto

Uno dei componenti principali del convogliatore a nastro è il tappeto in gomma, che svolge la doppia funzione di contenere il materiale trasportato e trasmettere il moto (figura 7).

Generalmente si possono individuare due tipi di tappeto:

- ad anima tessile, adatto a tiri modesti e lunghezze limitate;
- ad anima in acciaio o steelcord, adatto a tiri significativi e lunghezze importanti.

Per entrambe le tipologie sono previsti rivestimenti in gomma anti-usura superiori e inferiori in funzione delle caratteristiche tecniche dell'impianto e delle proprietà del materiale trasportato.

Il nucleo resistente è interessato da deformazioni sia elastiche che anelastiche, quindi nel tempo tende a "rilassarsi" generando allungamenti del tappeto e conseguenti perdite di tensione. Per questo motivo è necessario intervenire periodicamente sulla regolazione del dispositivo di tensionamento oppure, quando

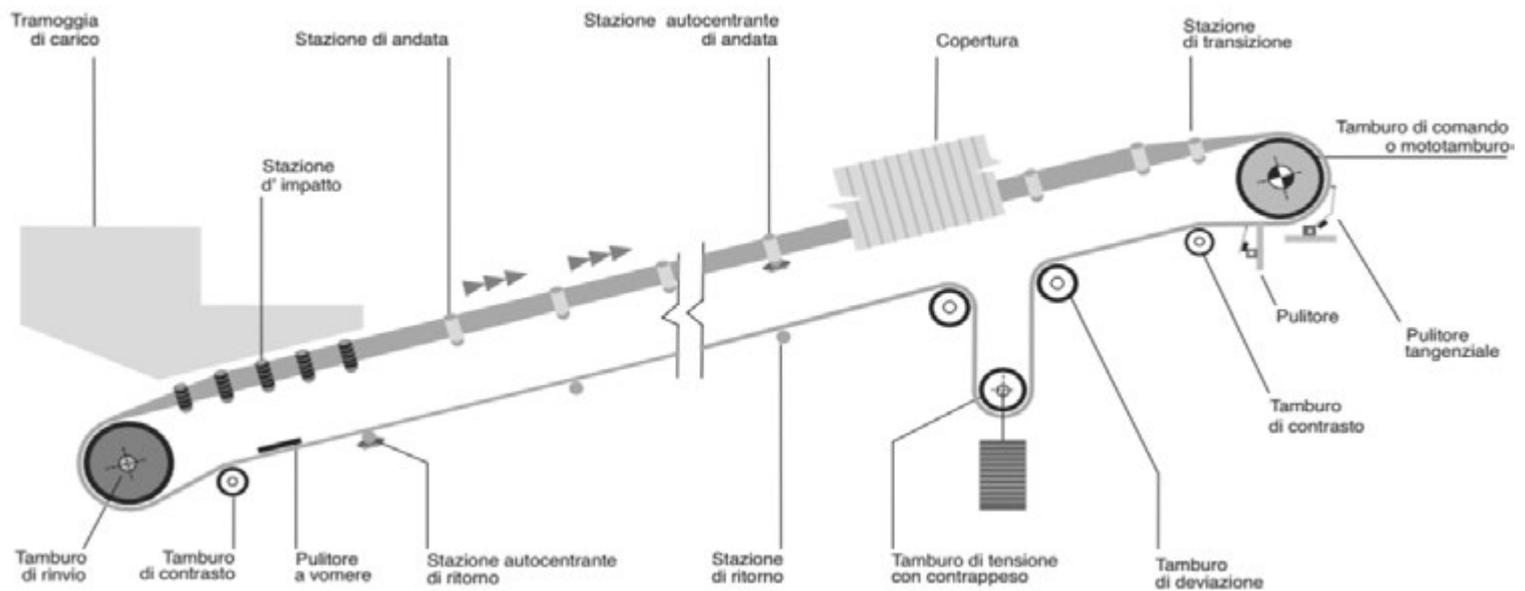


Fig. 6. | Configurazione schematica di un nastro trasportatore

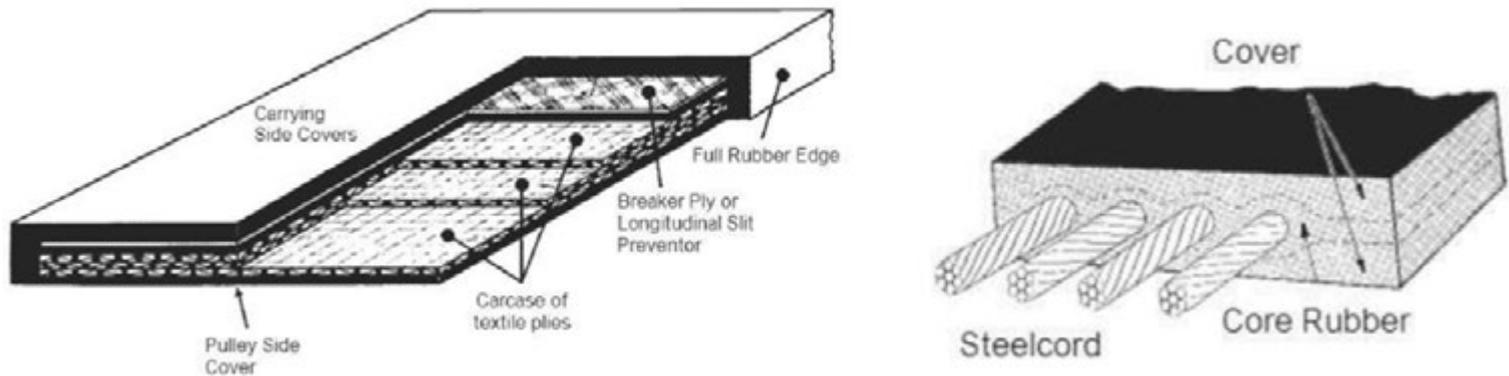


Fig. 7. | Tipologie di tappeto, tessile (sinistra) o steelcord (destra)

le deformazioni permanenti raggiungono entità consistenti, sulla lunghezza del tappeto con un “accorciamento” dello stesso e una rivulcanizzazione dei lembi tagliati.

La percentuale di allungamento dei tappeti ad anima tessile è pari al 2-3%, quella ad anima in acciaio al 2-3 ‰.

Tamburi

I tamburi, che hanno il compito di deviare il tappeto e, nel caso di tamburo di comando, trasmettere il moto al nastro, sono montati su telai metallici definiti “testate”.

Una testata di comando (figura 8) può sostenere uno o più tamburi collegati a gruppi motore che hanno la funzione di azionare e garantire il movimento in continuo del convogliatore. La trasmissione della coppia motrice prodotta dai gruppi di comando avviene mediante attrito alle superfici di contatto tra tappeto e tamburo.

Il collegamento fra gruppi motore e tamburo può essere diretto o con giunti a denti. Per rendere l’avvio graduale sono previsti sistemi di smorzamento (giunti idraulici) o, per potenze significative, variatori di frequenza (inverter).

Larghezza e diametro dei tamburi sono strettamente connessi alle caratteristiche del tappeto e alle potenze installate.

Sulla testata di rinvio (o coda - figura 9), posta all’estremità opposta

del nastro rispetto a quella di comando, alloggia il tamburo di rinvio, generalmente non motorizzato e di diametro inferiore. Su nastri di notevole lunghezza, anche il tamburo di coda può essere motorizzato (booster) per sopperire alle perdite di tensione (figure 8-9).

È frequente la presenza di tamburi di contrasto, per aumentare l’angolo di avvolgimento del nastro e quindi la potenza trasmessa, o di tamburi di deviazione connessi ai dispositivi di tensionamento del tappeto.

Rulli

I rulli rappresentano una parte importante della meccanica del convogliatore a nastro.

Quelli superiori sostengono il tappeto di andata e ne devono garantire lo scorrimento regolare sotto il carico del materiale, quelli inferiori sostengono il ramo di ritorno.

Le stazioni di andata (portanti) sono generalmente composte da 3 rulli (terne), uno centrale piano e due laterali inclinati tra i 20° e i 45°, mentre le stazioni di ritorno possono essere piane con rullo singolo (per larghezze di tappeto fino a 1200 mm) oppure a “V” con rulli in coppia inclinati di circa 10° per larghezze superiori (figura 10).

L’interasse tra le stazioni dipende dalla portata del nastro (in

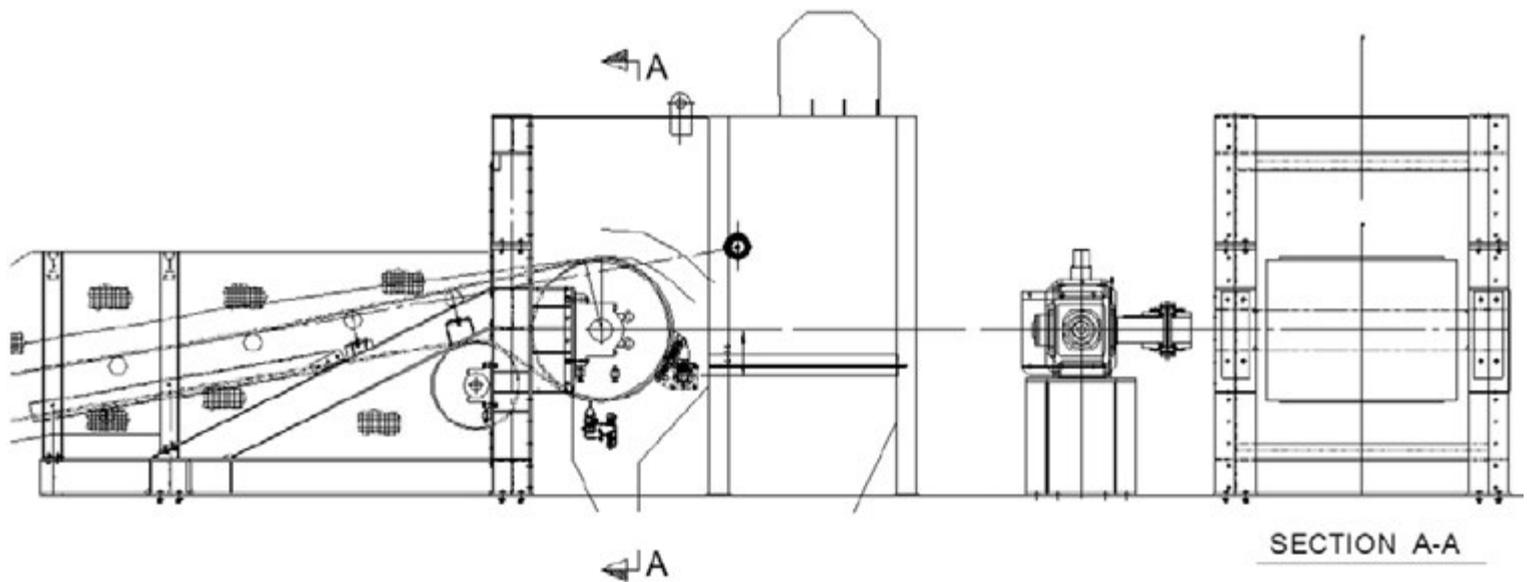


Fig. 8. | Testata motrice

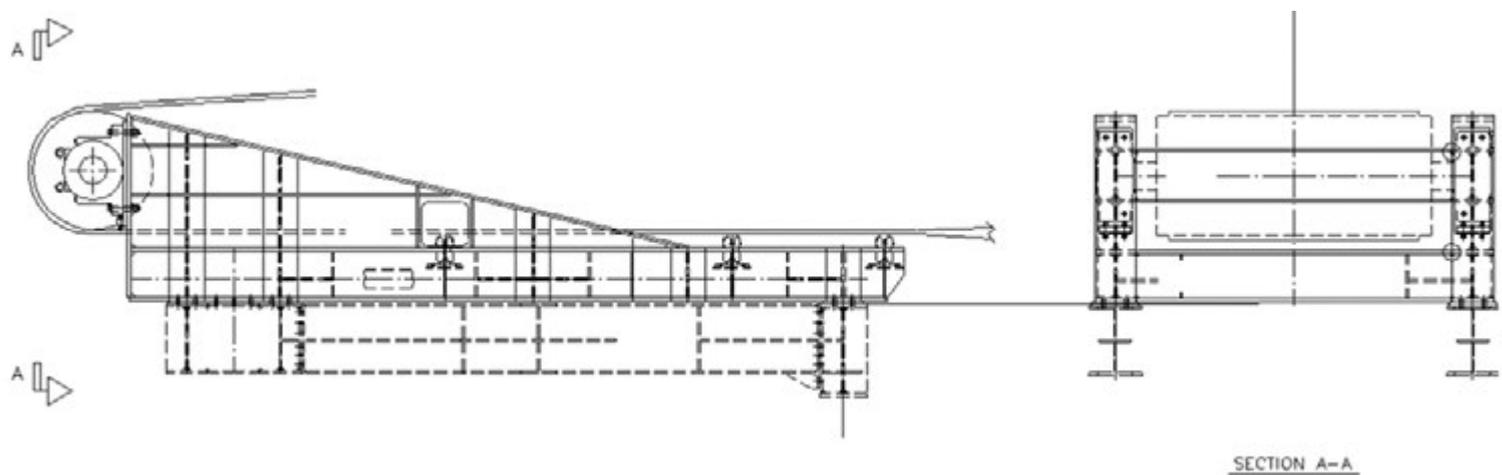


Fig. 9. | Testata di coda

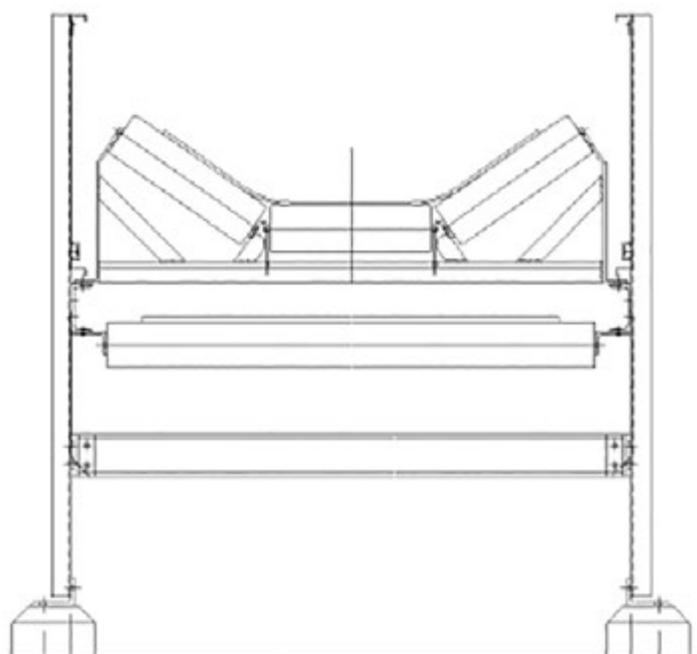


Fig. 10. | Stazioni a rulli

funzione della sua larghezza e del peso specifico del materiale trasportato) in quanto deve essere tale da mantenere la freccia di inflessione del tappeto tra due stazioni consecutive inferiore al 2% dell'interasse stesso.

In generale le stazioni di andata sono poste ad interasse da 1 a 1,5 m mentre quelle di ritorno ad interasse 3 m. In corrispondenza dei punti di carico il passo tra le stazioni è pari a 300-400 mm e sostituito con rulli ad anelli amortizzanti.

Sistemi di tensionamento

Sono dispositivi importanti che hanno la funzione di garantire il corretto tensionamento del tappeto e quindi la funzionalità della macchina.

Ci sono diverse tipologie di tenditori normalmente impiegate: a vite, a contrappeso e ad argano motorizzato (figure 11-12).

I tenditori a vite sono utilizzati per nastri di lunghezze relativamente ridotte (30 - 40 m). In questo caso in seguito alla messa in tensione del nastro, l'estensione del tenditore rimane costante e cambia nel tempo la tensione nel tappeto a causa del suo rilassamento elastico o permanente. Tramite dei fine-corsa è possibile sapere quando è necessario ritendere il tappeto intervenendo sul tenditore a vite.

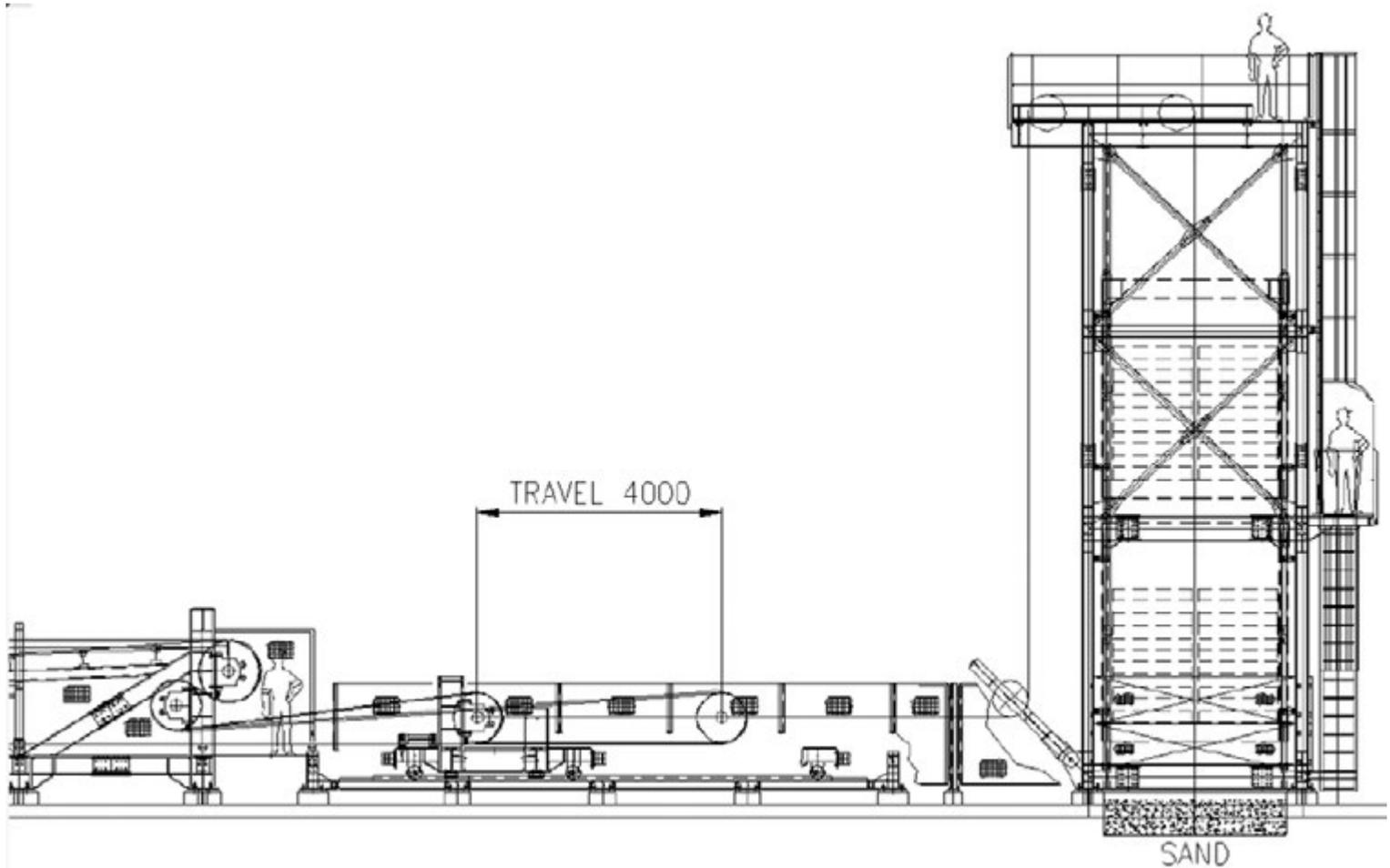


Fig. 11. | Testata motrice e tenditore a contrappeso

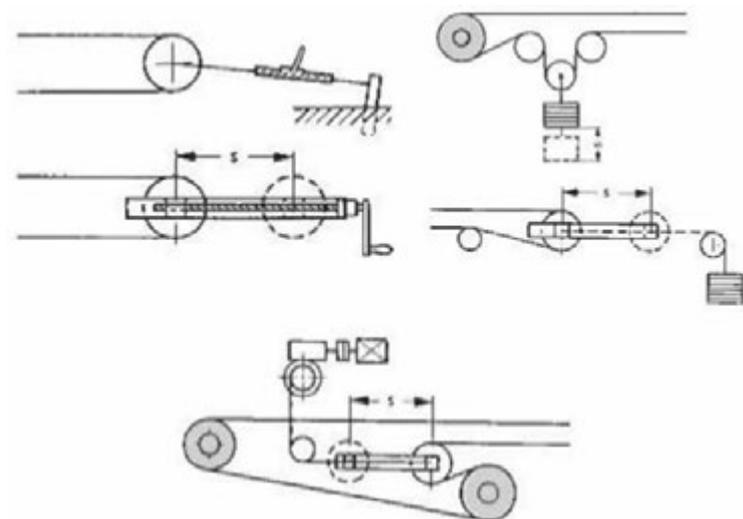


Fig. 12. | Tenditori: a vite (sinistra), a contrappeso (centro) e ad argano motorizzato (destra)

Per tutti gli altri nastri si utilizzano invece i tenditori a contrappeso mobile o, meno frequentemente e in casi speciali o spazi ridotti, ad argano motorizzato.

Con questi sistemi il dispositivo conferisce al nastro una tensione costante nel tempo e le variazioni di lunghezza del tappeto sono compensate dalla corsa del contrappeso lungo delle guide o, per

quelli ad argano, dalla regolazione del motore in modo da sopperire alle perdite di tensione.

Tramogge e scivoli

Nella zona di carico del nastro sono previsti degli scivoli con lo scopo di convogliare il materiale nella parte centrale del nastro da caricare, in modo da rendere il flusso di materiale il più regolare possibile limitando gli urti. Per volumi maggiori di materiale, come per esempio nelle zone di scarico su camion, sono invece previste delle tramogge in grado anche di trattenere il materiale mediante delle serrande oppure di distribuirlo progressivamente mediante alimentatori vibranti posti nei pressi della bocca di uscita.

Dispositivi di pulizia

Un nastro in esercizio richiede di essere costantemente pulito in base al tipo e alle caratteristiche dei residui lasciati su di esso dal materiale trasportato. Tali residui, se non rimossi, possono compromettere la funzionalità dei rulli di ritorno con la formazione di incrostazioni. Per questo si prevedono dei dispositivi di pulizia sotto forma di raschiatori o spazzole posti nei pressi dei tamburi a contatto con il tappeto (figura 13).

Sistemi di sicurezza

Per garantire il corretto funzionamento dei convogliatori a nastro e prevenire eventuali incidenti sono previsti dei sistemi di sicurezza, in grado di bloccare la macchina se registrano anomalie.

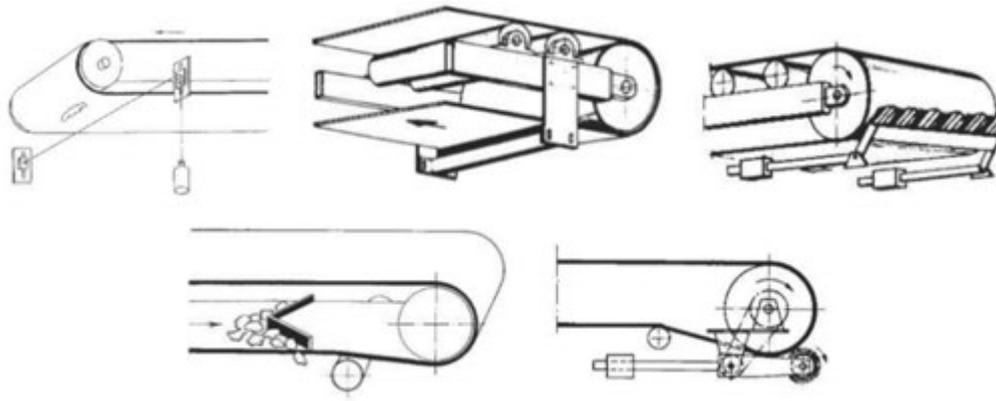


Fig. 13. | Pulitori

Tali sistemi sono costituiti da interruttori che possono avere diverse funzioni:

- rilevazione della tensione del nastro;
- rilevazione delle deviazioni (sbandamento laterale) del nastro;
- segnalazione intasamenti e sovraccarichi negli scivoli;
- rilevazione di slittamento (perdita di aderenza) tra il nastro e il tamburo motore;
- rilevazione di rotture o lacerazioni del tappeto.

Inoltre, dove necessario e a seconda del materiale trasportato, vengono posizionati sopra il nastro dei metal detector, associati spesso a separatori magnetici, che rilevano la presenza di parti ferrose, responsabili spesso di pesanti danneggiamenti al tappeto e alle parti meccaniche, e le eliminano.

Elementi accessori

Per lo scarico del materiale nei parchi o nei sili di stoccaggio, possono essere presenti particolari sistemi di distribuzione:

- Tripper: telai mobili conglobati col nastro, in grado di scaricare il prodotto muovendosi in continuo (ad esempio nei parchi di stoccaggio) o scaricando il prodotto in modo discreto (ad esempio nei sili) una volta raggiunta la relativa posizione di carico;
- Navette mobili: convogliatori a nastro di lunghezza limitata (15-40 m) e piani aventi la medesima funzione dei tripper;
- Alimentatori vibranti: tavole di carico che servono a dosare con una portata prefissata il carico di un convogliatore; sono utilizzati alle estrazioni delle tramogge o per l'alimentazione di sistemi di selezione granulometrica del prodotto negli impianti di vagliatura.

2.2 Le torri di trasferimento

Le torri di trasferimento sono posizionate negli snodi cruciali dell'impianto.

Esse hanno la funzione di ricevere il materiale dai nastri in arrivo, elaborarlo se previsto tramite frantumazione o vagliatura, e smistarlo verso i nastri in uscita o indirizzarlo a punti di scarico.

Ai diversi piani delle torri si trovano quindi alloggiati le testate di comando e di rinvio dei nastri, i macchinari per la frantumazione, i vagli per la selezione delle pezzature e scivoli, tramogge e deviatori per la distribuzione del materiale tra un convogliatore e l'altro.

Su ciascun piano devono essere previste adeguate aree di accesso agli operatori per l'ispezione e la manutenzione.

Ogni torre solitamente prevede un sistema di depolverazione con

filtro a maniche per catturare le polveri che si generano nelle fasi di carico e scarico del materiale.

2.3 I magazzini di stoccaggio

I magazzini di stoccaggio sono sempre più frequentemente presenti negli impianti industriali di movimentazione di materiale sfuso per motivi legati alla protezione ambientale.

Si tratta di aree destinate alla messa a parco del materiale tramite nastri trasportatori sospesi al di sopra dell'area di formazione dei mucchi e alla ripresa dello stesso tramite macchine che operano in continuo (grattatrici) o, sempre meno frequentemente con pale meccaniche che caricano il prodotto in tramogge poste sui nastri di ripresa a terra per il trasporto all'esterno del magazzino.

3 PROGETTO DI UN NASTRO TRASPORTATORE

I fattori fondamentali che influiscono sul progetto di un convogliatore a nastro sono:

- portata I_v [t/h] richiesta dai dati di progetto
- caratteristiche del materiale (granulometria, proprietà chimico/fisiche, peso specifico q_s)

In funzione della portata e del tipo di materiale si sceglie la combinazione più conveniente di larghezza e velocità del nastro. La velocità è influenzata dalle caratteristiche fisiche del materiale: materiali leggeri, vagliati o preselezionati possono raggiungere velocità di 8m/s; con l'aumento di pezzatura, abrasività e peso specifico è opportuno ridurre la velocità.

Aumentando la velocità si può ottenere la stessa portata con una larghezza inferiore del nastro, ottenendo quindi una struttura più compatta del convogliatore, una ridotta sollecitazione dei rulli e minore tensione sul nastro.

Ci sono dunque criteri standardizzati tabellati, basati su dati sperimentali, che permettono di equilibrare queste due grandezze in maniera efficiente fornendo un valore di velocità associato ad una larghezza minima del nastro.

Per determinare poi la larghezza effettiva del nastro si devono tenere in considerazione altre variabili:

- carico di rottura del nastro
- inclinazione l dei rulli laterali della stazione
- portata volumetrica alla velocità di 1m/s: $IV_T = I_v / (q_s \cdot v)$
- angolo di sovraccarico b (che la superficie del materiale assume sul nastro in movimento)
- inclinazione del nastro

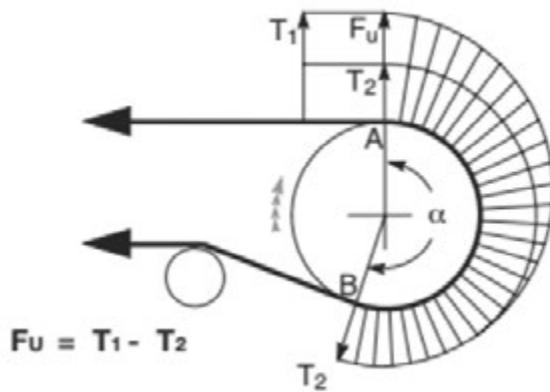


Fig. 14. | Variazione della tensione attorno al tamburo motore

Inserendo tutti questi dati all'interno di specifiche tabelle e applicando alcuni fattori correttivi della portata legati all'inclinazione del nastro, si può ottenere la selezione della larghezza ottimale.

Successivamente si possono definire gli interassi delle stazioni, anch'essi tabellati in funzione del peso specifico del materiale e della larghezza del nastro.

Si procede dunque alla determinazione delle sollecitazioni sul tappeto, calcolando lo sforzo tangenziale F_u alla periferia del tamburo motore, che deve vincere le resistenze passive che si oppongono al moto, ed è costituito da:

- sforzo necessario per muovere il nastro scarico (resistenza passiva di rulli, tamburi, etc.);
- sforzo necessario per spostare il materiale (in orizzontale e in verticale);
- sforzo necessario per vincere resistenze secondarie dovute alla presenza di accessori quali scaricatori mobili, pulitori, etc.:

$$F_u = [L \times C_q \times C_t \times f \times (2 \times q_b + q_G + q_{RU} + q_{RO}) \pm (q_G \times H)] \times 0.981 \text{ [daN]}$$

dove:

- L = lunghezza del trasportatore misurata tra gli assi dei tamburi di estremità [m]
- C_q = coeff. delle resistenze stimate degli accessori nastro (tabellato in funzione di L)
- C_t = coeff. delle resistenze passive dovuto alla temperatura (tabellato in funzione della temperatura)
- f = coeff. di attrito interno delle parti rotanti (tabellato in funzione delle condizioni ambientali e manutentive dell'impianto)
- q_b = peso del nastro per metro lineare [kg/m] (tabellato)
- q_G = peso del materiale trasportato per metro lineare [kg/m]
- q_{RU} = peso delle parti rotanti inferiori [kg/m] (tabellato in funzione della larghezza del nastro e del diametro dei rulli)
- q_{RO} = peso delle parti rotanti superiori [kg/m] (tabellato in funzione della larghezza del nastro e del diametro dei rulli)
- H = dislivello del nastro

Si calcola così la potenza minima necessaria al moto per la selezione del motore:

$$P = F_u \times v / (100 \times \eta)$$

dove:

η = efficienza del riduttore

Lo sforzo periferico F_u richiede una coppia motrice data dalla differenza delle tensioni T_1 e T_2 rispettivamente nel ramo superiore e inferiore del tappeto (figura 14):

$$F_u = T_1 - T_2$$

Imponendo la condizione limite di aderenza tra nastro e tamburo si ottiene:

$$T_1 / T_2 = e^{\mu \alpha}$$

dove:

μ = coefficiente di attrito tra nastro e tamburo

α = angolo di avvolgimento del nastro

Quindi dalle relazioni precedenti:

$$T_1 = F_u + T_2$$

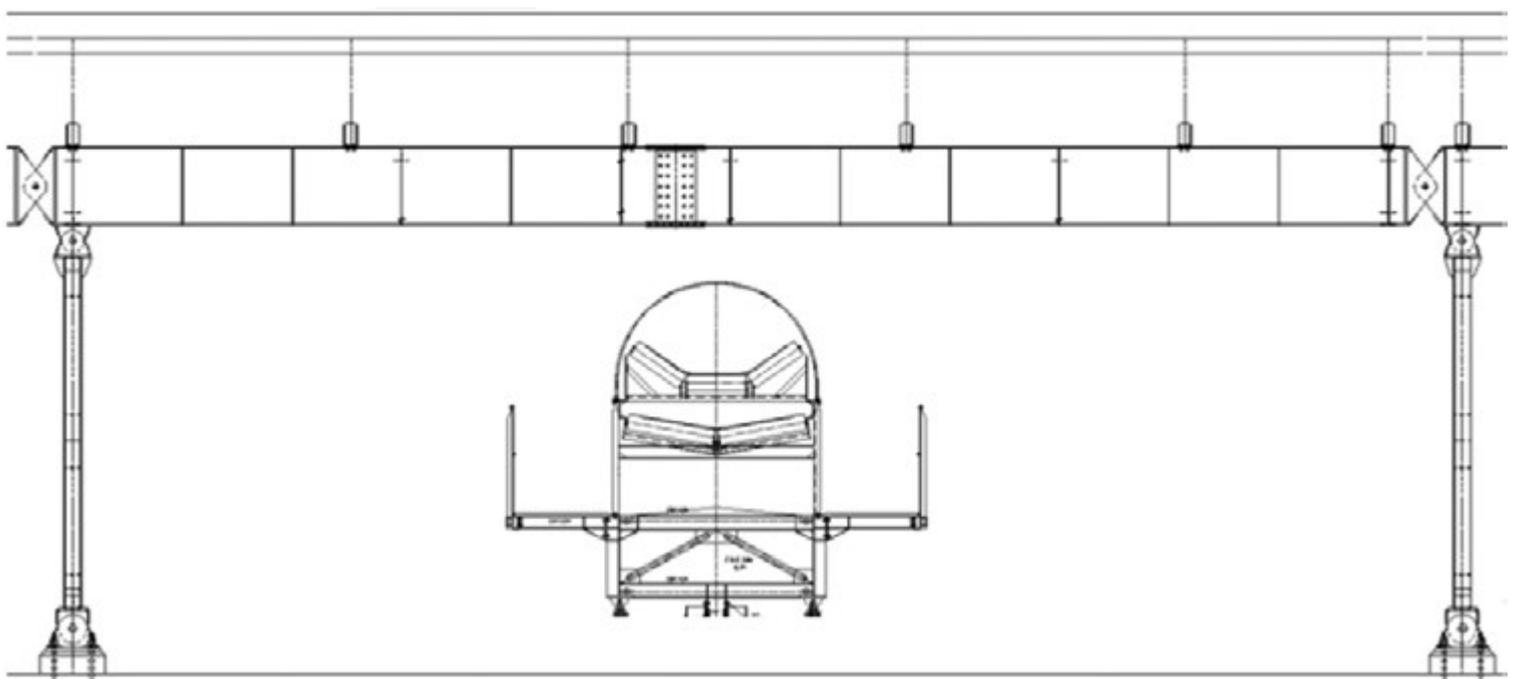


Fig. 15. | Esempio di impalcato piano

$$T_2 = F_u \times [1 / (e^{\alpha u} - 1)] = F_u \times C_w$$

dove:

C_w = fattore di avvolgimento (tabellato in funzione di α e del tipo di tenditore)

Il dimensionamento del diametro dei tamburi di comando è legato alle caratteristiche del tappeto utilizzato. I diametri minimi sono tabellati in funzione del carico di rottura e del tipo di tappeto, con inserti tessili o metallici.

Anche i diametri consigliati dei rulli sono tabellati in relazione in relazione alla velocità e alla larghezza del nastro.

4 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Per il supporto dei nastri trasportatori e per la realizzazione delle torri di trasferimento e dei magazzini di stoccaggio si ricorre generalmente a strutture metalliche.

Come già accennato in precedenza, tali strutture sono completamente a servizio dell'impianto quindi devono avere caratteristiche compatibili con esso in termini di geometria, schema statico e deformabilità oltre che requisiti di resistenza nei confronti dei vari carichi.

4.1 Strutture di supporto nastri

Le strutture di supporto dei nastri sono generalmente degli impalcati piani per luci ridotte (fino a circa 10 m) mentre per luci maggiori si ricorre a strutture reticolari spaziali.

Nel caso di impalcato piano sono previste due travi longitudinali ad anima piena, affiancate a una distanza dettata dalla larghezza del nastro e dalla presenza delle relative passerelle di servizio e di manutenzione, opportunamente collegate da traversi posti a una mutua distanza regolare compatibile con la posizione delle stazioni del nastro e adeguatamente controventate. In questo caso il nastro appoggia completamente sopra la struttura mediante dei telai su cui sono montate le stazioni di andata e di ritorno (figura 15).

Su luci fino a circa 25 m si realizzano travi reticolari spaziali, definite quindi "travi autoportanti", che presentano quattro correnti longitudinali, due superiori e due inferiori, collegati da traversi orizzontali e montanti verticali e opportunamente controventati su tutte le quattro facce.

In questo caso il ramo di andata del nastro scorre al di sopra delle briglie superiori mentre il ramo di ritorno sotto di esse e dunque la meccanica del nastro si integra completamente con la struttura di supporto.

Per luci superiori ai 25 m si realizzano invece delle "gallerie", strutture reticolari spaziali di sezione maggiore rispetto alle travi autoportanti, nelle quali l'intero trasportatore è posto all'interno della galleria. All'interno delle gallerie si ha inoltre la possibilità di alloggiare anche due nastri paralleli con le relative passerelle.

Travi autoportanti e gallerie sono di fatto dei cassoni reticolari le cui fiancate verticali si prendono carico delle azioni derivanti dai carichi verticali mentre i collegamenti reticolari posti a livello delle briglie superiore e inferiore si prendono carico delle azioni orizzontali di vento e sisma. Le azioni orizzontali agenti a livello della controventatura superiore sono trasferite a livello di quella inferiore tramite dei portali rigidi di estremità. I portali, attraverso vincoli a cerniera eseguiti preferibilmente con perni, trasferiscono i carichi verticali e orizzontali agli appoggi verticali, che possono

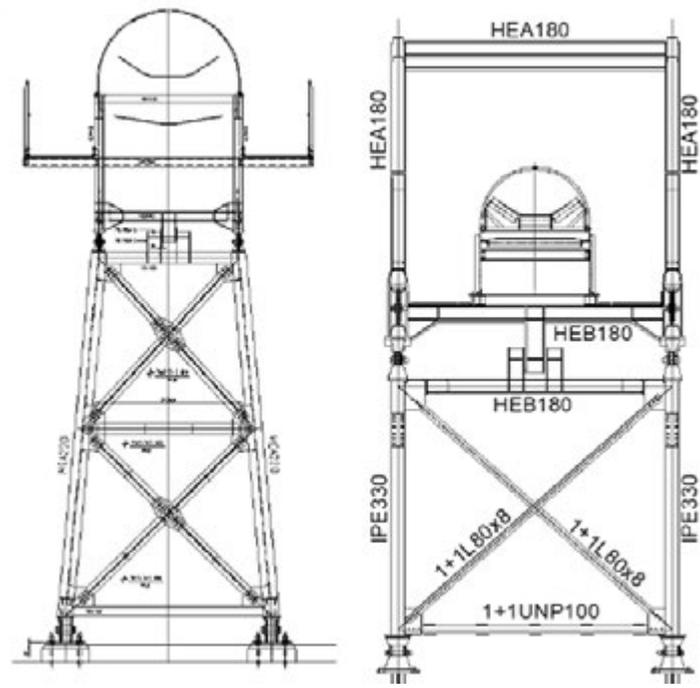


Fig. 16. | Sezioni tipiche per trave autoportante (sinistra) e galleria (destra) su stilata

essere degli elementi verticali anch'essi reticolari, definiti "stilate", o direttamente le torri di trasferimento (figura 16).

Ogni struttura nastro è composta da una successione di travi isostatiche collegate tramite un sistema di vere e proprie cerniere sequenziali: ciascuna trave ha un'estremità "principale" che insiste direttamente sull'asse della stilata di appoggio e un'estremità "portata" che invece è incernierata ad una mensola sporgente dall'estremità principale della trave successiva. In questo modo si formano delle "catene" di travi che hanno, nei confronti della stabilità longitudinale, un punto fisso ad una estremità (possibilmente all'elevazione più bassa) e un punto scorrevole all'altra estremità in modo da neutralizzare gli effetti della temperatura sugli elementi strutturali e assorbire eventuali errori di costruzione o posizionamento delle fondazioni (figura 17).

Il trasferimento dei carichi orizzontali trasversali per strutture di dimensioni limitate avviene tramite contatto fra le piastre che costituiscono i collegamenti di appoggio a cerniera, per strutture più impegnative per dimensioni e carichi avviene invece in corrispondenza dei traversi inferiori dei portali di estremità con un sistema maschio-femmina (figura 18).

La lunghezza della struttura nastro tra punto fisso e punto scorrevole si determina in modo da generare spostamenti ammissibili nel punto scorrevole e compatibili con gli spostamenti orizzontali delle torri collegate dal nastro. Nel caso di strutture nastro di lunghezza considerevole esse possono essere scomposte in due o più catene di travi intervallate da torri di servizio che hanno la funzione di accogliere il punto scorrevole di una parte di convogliatore e il punto fisso della parte successiva.

Questa tipologia di strutture si rivela efficace da vari punti di vista:

- leggerezza rispetto ai carichi portati;
- semplicità nella distribuzione degli sforzi;
- semplicità nei collegamenti.

Generalmente le strutture nastro sono protette da coperture o

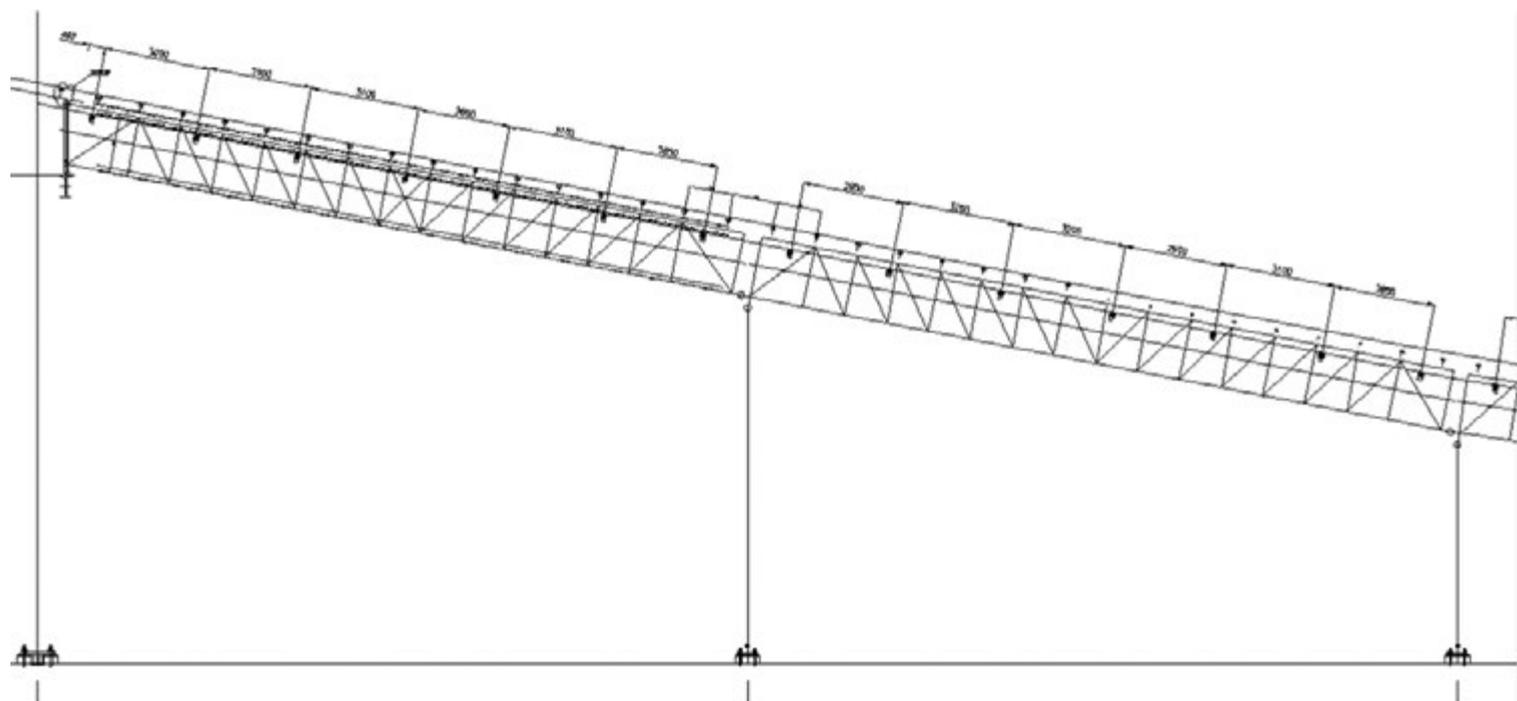


Fig. 17. | Tipico schema a "catena" di travi

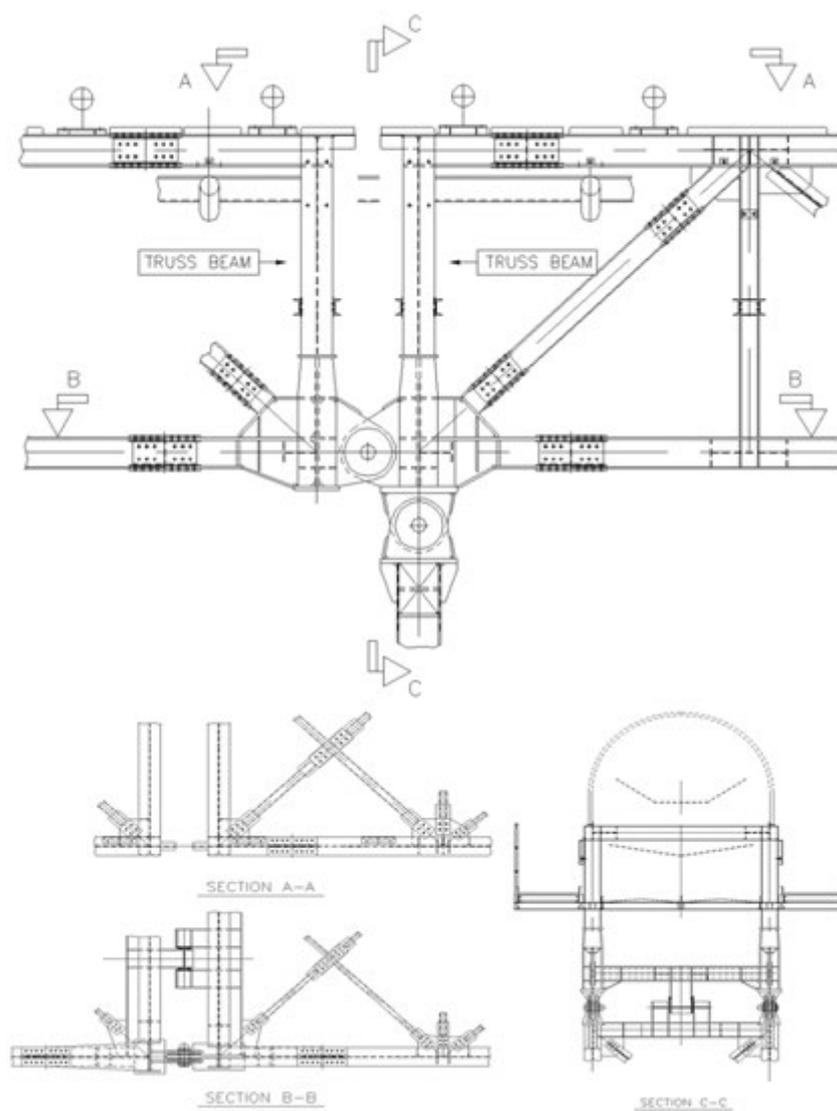


Fig. 18. | Esempio di dettaglio per trasferimento carichi orizzontali

vere e proprie cappottature (nel caso delle gallerie) con la duplice funzione di proteggere il materiale dagli eventi atmosferici e proteggere l'ambiente da polveri o altre possibili dispersioni nocive.

4.2 Strutture per torri di trasferimento

Le torri di trasferimento sono strutture compatte, a pianta rettangolare con quattro o più colonne, con dimensioni planimetriche solitamente piuttosto ridotte in confronto all'altezza, interpiani non regolari e distribuzioni di carico discontinue sia in pianta che in alzato.

Come già espresso in precedenza gli schemi statici di queste strutture sono fortemente vincolati alle esigenze impiantistiche.

La soluzione più economica ed efficiente è realizzare strutture completamente controventate sulle pareti verticali in entrambe le direzioni principali in modo da consentire una ottimale distribuzione delle forze orizzontali negli elementi di controvento tramite semplici azioni assiali di compressione e trazione.

I controventi devono preferibilmente essere disposti in maniera omogenea e regolare lungo l'altezza della torre ma non sempre questo è possibile, infatti spesso per soddisfare le necessità di entrata e uscita dei nastri, la distribuzione è irregolare tanto da dover adottare in corrispondenza di alcuni interpiani delle strutture a telaio per l'impossibilità di inserire controventi che interferirebbero con gli elementi impiantistici.

Anche per gli impalcati sono previste fasce di controvento nelle due direzioni principali a cui affidare le azioni orizzontali che devono essere trasferite ai sistemi resistenti verticali e per gestire

in maniera coerente aspetti torcenti legati alla distribuzione spesso non regolare delle masse su di essi.

4.3 Strutture per magazzini di stoccaggio

I magazzini di stoccaggio sono in genere ampie strutture monodirezionali, ovvero caratterizzate da una sezione trasversale costante che si ripete a intervalli regolari per una lunghezza che può raggiungere anche alcune centinaia di metri. Le dimensioni trasversali partono da un interasse di 30 m fra gli appoggi fino a 60 m e oltre.

Le sezioni trasversali si configurano come portali a falda inclinata incernierati alla base, reticolari o non, con una inclinazione media tra i 25° e i 45° strettamente connessa alle caratteristiche del materiale stoccato ovvero al suo angolo di attrito naturale in mucchio.

Il nastro che porta il materiale da stoccare si trova su strutture secondarie orizzontali appese alle centine principali.

La stabilità nei confronti delle azioni longitudinali è affidata a controventi sui fili longitudinali posizionati in modo tale da ridurre gli effetti delle dilatazioni termiche. Anche le falde vanno adeguatamente controventate per stabilizzare gli elementi compressi che compongono le centine.

Queste strutture risultano molto leggere rispetto al volume sotteso, quindi l'azione del vento, in particolare quella di trascinarsi sulle ampie superfici longitudinali, può rivestire un ruolo fondamentale nella progettazione, anche superiore a quello del sisma.

Si ringrazia Bedeschi S.p.A per l'autorizzazione alla pubblicazioni delle immagini

REFERENCES

- [1] Rulmeca, Bulk handling
 - [2] Dunlop – Enerka, Conveyor Belt Technique - Design and Calculation
 - [3] A.Monte, Elementi di impianti industriali - IV edizione, 2003
 - [4] S.Foa, Guida pratica alle costruzioni in acciaio, 2020
-



Daniela Zucchetti

Nel 2003 consegue la Laurea di primo livello in Ingegneria Civile al Politecnico di Milano presentando una tesi riguardante il dimensionamento di un ponte ferroviario in acciaio. Nel 2006 consegue la Laurea Specialistica in Ingegneria Civile con indirizzo Strutture al Politecnico di Milano con tesi riguardante la progettazione secondo Eurocodice 8 di un edificio in calcestruzzo armato in zona sismica. Dopo la laurea inizia subito la sua attività di progettista strutturale presso la società DCRPROGETTI srl di Milano, della quale diviene partner nel 2013 e dove ancora oggi svolge la sua attività.



Sergio Foa

Laureato in ingegneria civile presso il Politecnico di Milano, da oltre quarantacinque anni svolge attività di consulenza e progettazione nel settore impiantistico meccanico e strutturale di opere in acciaio. Relatore in seminari per professionisti e autore di pubblicazioni tecniche, è collaboratore nei corsi di Costruzioni in Acciaio del Politecnico di Milano. Nel 2020 ha pubblicato con l'editore Heopli il testo "Guida Pratica delle Costruzioni in Acciaio".



Riccardo De Col

Ingegnere Strutturista di pluridecennale esperienza, è fondatore e Amministratore Delegato della DCRPROGETTI srl, società di progettazione e consulenza che opera da più di trent'anni in vari campi di progettazione: strutturale civile impiantistica e architettonica. È segretario del CTA – Collegio dei Tecnici dell'Acciaio e curatore della rivista Costruzioni Metalliche.

Innovative dissipative devices for increasing the seismic performance of steel storage pallet racks

Dispositivi dissipativi innovativi per migliorare le prestazioni sismiche di scaffalature metalliche portapallet

Giammaria Gabbianelli^{1*}, Marco Simoncelli², Daniele Perrone³, Emanuele Brunesi⁴, Ricardo Monteiro⁵

¹ University of Pavia, Department of Civil Engineering and Architecture, Pavia, Italy

² Politecnico di Milano, Department of Architecture, Built environment and Construction engineering (DABC), Milan, Italy

³ University of Salento, Department of Engineering for Innovation, Lecce, Italy

⁴ European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering (EUCENTRE), Pavia, Italy

⁵ University School for Advanced Studies IUSS Pavia, Italy

Recent earthquake events have clearly highlighted the seismic vulnerability of steel storage pallet racks. Despite the cost of the racks is quite limited, the content stored can be very expensive. As a matter of fact, the 2012 Emilia earthquake (in Italy) led to enormous direct and indirect economic loss. For instance, only considering the cheese industry, the damages of Parmigiano Reggiano and Grana Padano wheels determined a cost of about €150 million. Notwithstanding the recent endeavours for the seismic behaviour assessment of such structures, there is still a lack of knowledge and techniques regarding retrofitting approaches for the existing rack systems. This paper aims to introduce a new device for improving the seismic behaviour of steel storage pallet racks with an economical, customisable and replaceable passive dissipative device. The discussed results, based on nonlinear dynamic analyses, demonstrate the applicability of such a device able to increase the structural performance in terms of energy dissipation, residual displacement and interstorey drift.

I recenti eventi sismici hanno chiaramente evidenziato la vulnerabilità sismica delle scaffalature metalliche portapallet. Nonostante il costo degli scaffali sia piuttosto limitato, i prodotti contenuti all'interno di essi possono essere estremamente costosi. Infatti, il terremoto dell'Emilia-Romagna del 2012 ha portato ad ingenti perdite economiche, sia dirette che indirette. Per esempio, solo considerando l'industria casearia, i danni afferenti alle forme di Parmigiano Reggiano e Grana Padano hanno determinato delle perdite economiche pari a circa 150 milioni di euro. Nonostante i recenti sforzi per la valutazione del comportamento sismico di queste tipologie di strutture, sussiste ancora grosse lacune in termini di conoscenza e tecniche, soprattutto in riferimento ad approcci di intervento strutturale in scaffali esistenti. Questo studio si prefigge l'obiettivo di introdurre un nuovo approccio per migliorare il comportamento sismico degli scaffali metallici portapallet attraverso un dispositivo dissipativo che sia economico, personalizzabile per ogni tipologia di sistema e facilmente sostituibile in caso di danneggiamento. I risultati ottenuti, basati su analisi dinamiche nonlineari, hanno dimostrato la fattibilità del dispositivo e il conseguente miglioramento delle prestazioni sismiche dello scaffale, in termini di energia accumulata, spostamento di interpiano e spostamento residuo.

INTRODUCTION

The European logistics industry, including warehousing, transshipment and transport, is of vital importance to the European economy. The total European market for racking and storage equipment was yearly about € 4 billion in 2014 and has significantly increased in the last years. Downtime is not an option for the supply chain, as these infrastructures, during a pandemic or following natural hazard extreme events (such as wind, earthquakes or fires), assume a role of fundamental importance for society and must continue to function without interruption

even under unfavourable conditions. For instance, in the Italian context, recent major seismic events, such as the 2012 Emilia-Romagna earthquake [1] or the 2016 Central Italy earthquake [2], caused the collapse of several racks and warehouses, underlining their inherently high seismic vulnerability. Medium-high intensity earthquakes statistically hit Italy about every five years; therefore, urgent actions are necessary to reduce the occurrence of disruptions and downtimes in such vital infrastructures. An interruption of deliveries or a loss of basic supplies during a catastrophic event could have severe consequences both from a social point of view

*Corresponding author. Email: giammaria.gabbianelli@unipv.it

and in managing the emergency.

Steel storage pallet racks (figure 1) are composed of specially designed cold-formed steel elements that enable an easy installation and reconfiguration, consistent with the merchandising needs of warehouse retail stores and with storage goods in production facilities. Moment connection frames are typically used as structural systems in the longitudinal direction, whereas braced frames are typical for the transverse direction [3,4]. When the rack is located in areas of high seismicity, the designer often adopts bracing systems also in the down-aisle (or longitudinal) direction, although its installation obstructs the material handling and movement [5].

The prediction of the seismic performance of these structures is characterised by a very cumbersome response. In buildings, live loads are always comparable with dead loads, while, in racks, the weight of the structure is very limited - generally not greater than 5% of the weight of the pallet units. Moreover, in the down-aisle direction, the great flexibility provided by connections and the absence of spine bracings reflect in a significantly high value of the fundamental period of vibrations (T), sometimes up to 3,50 s, which are the typical values observed for high-rise and tall steel buildings. Conversely, in the cross-aisle direction, the presence of bracing systems ensures a fundamental period lower than 1,50 s. Despite their conventional lateral resisting schemes, seismic performance along the transverse direction is utterly dictated by base connections and brace-to-upright connections, where the inelastic deformations take place [6].

Owing to the presence of open thin-walled cross-sections, members

are often prone to local and/or distortional buckling phenomena, which largely precede the attainment of the yielding capacity. Therefore, for the plastic design of such structures, it is important to rely mainly on the post-yielding capacity of connections. As it appears clear by considering the previously discussed points, it is quite a complex task to predict rack behaviour. High engineering competencies are required to accurately reproduce the key features of each item and hence attain the global frame response, guaranteeing, at the same time, competitive performance with structural systems of extremely limited weight (and cost). For these reasons, the only way to design racks is to be assisted by testing procedures, i.e. the numerical models used for the structural analyses must be based on ad-hoc tests of components [7]. In the literature, reports of full-scale experimental activities are available for the response of racks under seismic excitation [8,9], yet, currently, no practical indications on seismic retrofitting methodologies are available, nor seismic qualification procedures for entire rack portions are available to producers. Currently, the last version of the European seismic code for rack-type structures, EN16681 [10], provides just a few recommendations to increase the seismic safety of existing rack structures. Presently, there are only three available strategy interventions for safety improvement of racks in seismic zones: rack netting, structural strengthening and installation of base isolation systems. Unfortunately, all of them are very impractical for several logistic reasons: (i) they can lead to difficulties in material handling; (ii) introduce higher accelerations throughout the system without preventing the product shedding adequately; or, for base isolation systems [11] (iii) their installation

is very expensive and, for existing racks, time demanding. Racks are not expensive structures, for which the global cost is not much different from the pure cost of the material; therefore, the use of expensive retrofitting strategies compromises cost optimisation, regardless of whether existing or newly built rack systems are concerned.

For these reasons, this study aims at developing a new economic and sustainable dissipative device able to be rapidly and easily installed in new and existing racks. In this paper, the first conceptual scheme of the device is presented, and its mechanical response is numerically characterised. Then a numerical simulation was carried out to show the comparison in terms of global displacements, interstorey drift and energy dissipation of a typical rack before and after the inclusion of such a device.

2 THE SEISMIC DEVICE

The studied prototype device takes inspiration from the findings of Sarti et al. [12], who proposed a mild steel replaceable dissipation device made of a milled-down steel bar confined by a steel tube filled with either grout or epoxy (figure 2). The application of

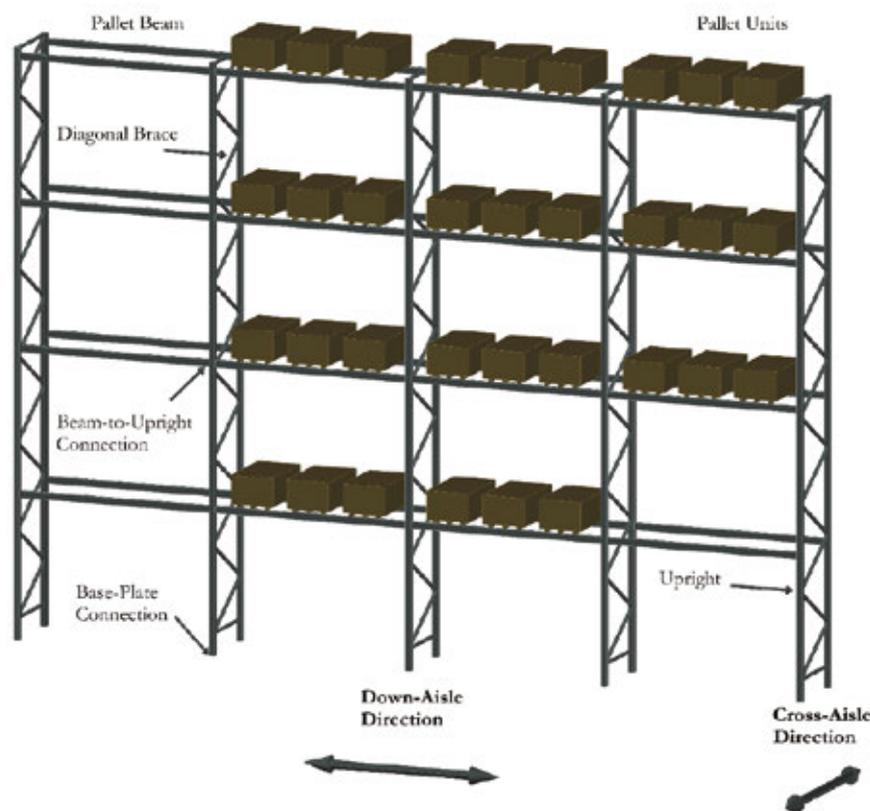


Fig. 1. | Typical configuration and main components of steel storage pallet racks

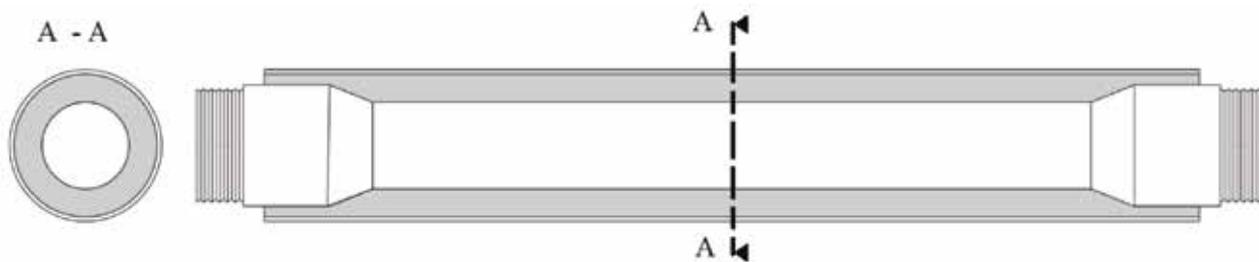


Fig. 2. | Conceptual scheme of the proposed dissipative device

such fuse-type dissipaters has been verified in several contexts [13], and it has been proven that the dissipaters' performance could show a very stable hysteretic response and could provide significant dependable energy dissipation. At the same time, the mild steel round bar provides stiffness and strength in tension, and the round mild steel tube filled with grout or epoxy supplies the necessary restraint in order to avoid buckling failure of the bar. When applied to structural post-tensioned elements or reinforced concrete or wooden joints, the device permits to increase their seismic performance considerably.

Starting from literature results [12], the axial device response was accurately calibrated by means of ABAQUS finite element models (figure 3). The outcomes demonstrated a good agreement between the experimental test and the numerical model developed.

The device is conceived to be applied in the rack beam-to-column connections. No welding will be necessary: special collars will be developed based on the dimensions and shapes of the rack that have to be reinforced. To obtain the effective performance of the connections equipped with the dissipative device, a wide experimental campaign should be conducted. However, before performing the tests, a numerical investigation was herein performed to demonstrate the feasibility of the device. The development of the devices will consider the necessary stiffness and strengthening of different steel storage pallet rack configurations to boost their seismic performance properly. The future experimental characterisation will be carried out following exactly the procedure proposed in ref. [12] by means of cyclic experimental tests. As mentioned, at the current stage, only numerical simulations were carried out on one type of device, installed on a selected rack, for which all the components have already been tested [9]. Starting from the experimental results obtained on standard, non-reinforced, beam-to-column connections, a refined finite element ABAQUS model [14] was developed. At this aim, brick elements were used for the mesh, by dividing the thickness of the profile by at least three times (figure 4a). The mesh size was calibrated in order to obtain the best accuracy in the lowest computational time. Simply supported boundary conditions were assumed on the top and bottom of the upright (all rotations allowed on both ends), according to the supports in the tested specimens. The beam is allowed to move vertically only (no lateral displacements allowed). Both geometrical and mechanical nonlinearities have been accounted for. The material was assumed as elastic-plastic according to the tensile test results. Static riks analysis [14] has been considered by increasing step by step the vertical displacement

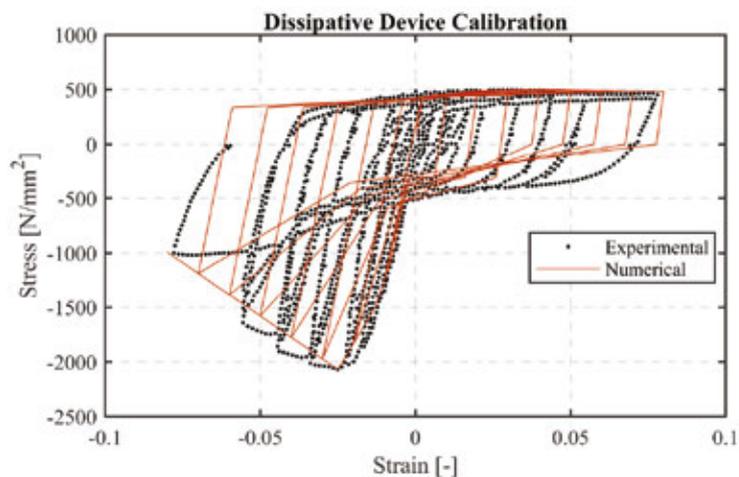


Fig. 3. | Numerical device calibration; experimental versus numerical response

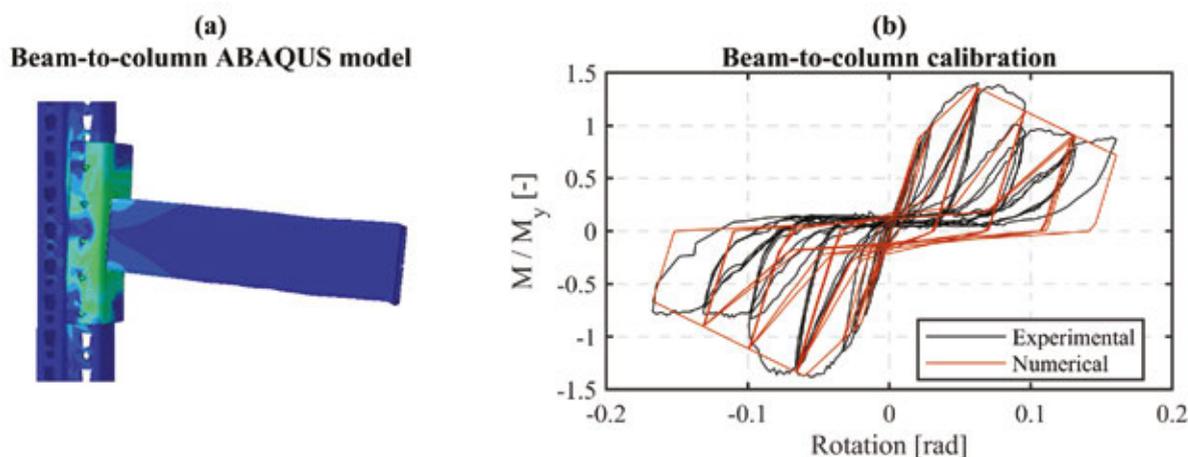


Fig. 4. | ABAQUS model (a) and cyclic response of the beam-to-column connection without the dissipative device (b)

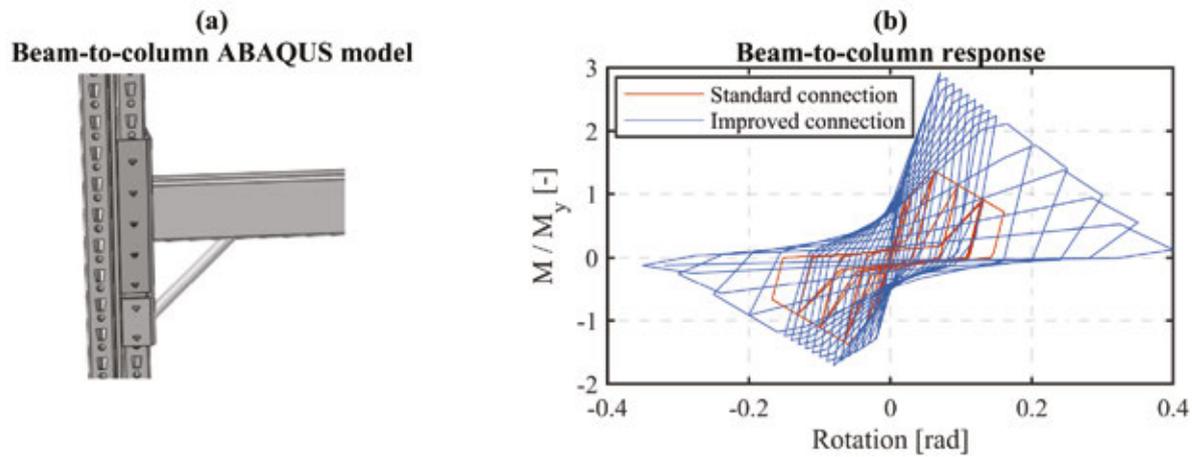


Fig. 5. | ABAQUS model (a) and cyclic response of the beam-to-column connection, with and without the dissipative device (b)

of the end of the beam. In addition to the accurate finite element model with ABAQUS, the same connection was calibrated with a pinched uniaxial material provided by SeismoStruct [15] (figure 4b) with the aim of reducing the computational onus during the forecasted nonlinear time-history analyses. The cyclic response of the connection, with the numerical calibrated response obtained with SeismoStruct [15], is depicted in terms of non-dimensional moment (i.e. moment of the connection divided by its yielding moment) versus the connection rotation.

The device was then numerically installed in the connection. Therefore, the refined ABAQUS finite element model (figure 5a) permitted to obtain the moment-rotation relationship of the connection improved by the presence of the dissipative device. Following the same procedure adopted for the standard connection, the cyclic response of the improved connection was reproduced

with a pinched uniaxial material in SeismoStruct [15]. Figure 5b has reported the comparison of the non-dimensional moment-rotation cyclic law of the standard and improved connection developed with the above-mentioned simplified pinched material. At first glance, observing the outcomes of the beam-to-column connections cyclic response depicted in figure 5b, the enhancements provided by the dissipative device can be summarised as follows: i) increase of the initial stiffness in both positive and negative direction; ii) increase of the moment capacity mainly in the positive direction (i.e. where the device is in compression); iii) increase of the energy dissipation capacity and iv) reduction of the deterioration both in the stiffness and strength. In addition, the device installation leads to a significant reduction of the pinching and the slippage, which often characterise the cyclic moment-rotation response of steel storage pallet rack connections.

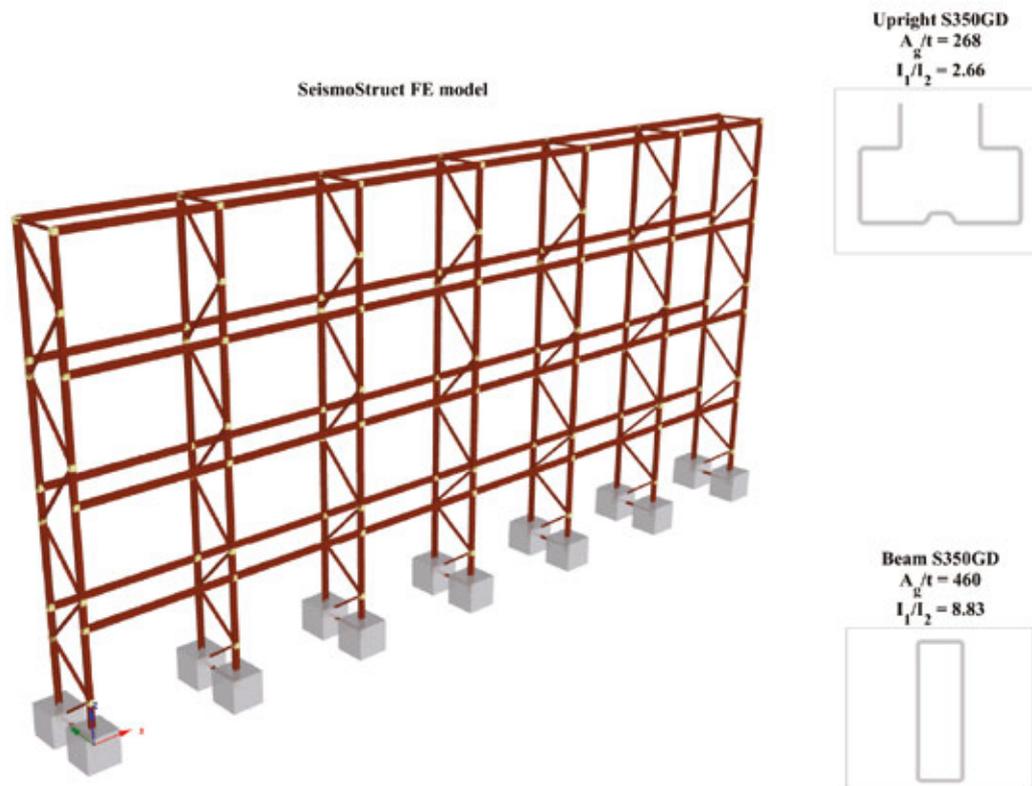


Fig. 6. | Rack case study SeismoStruct [15] model and beam and upright sections.

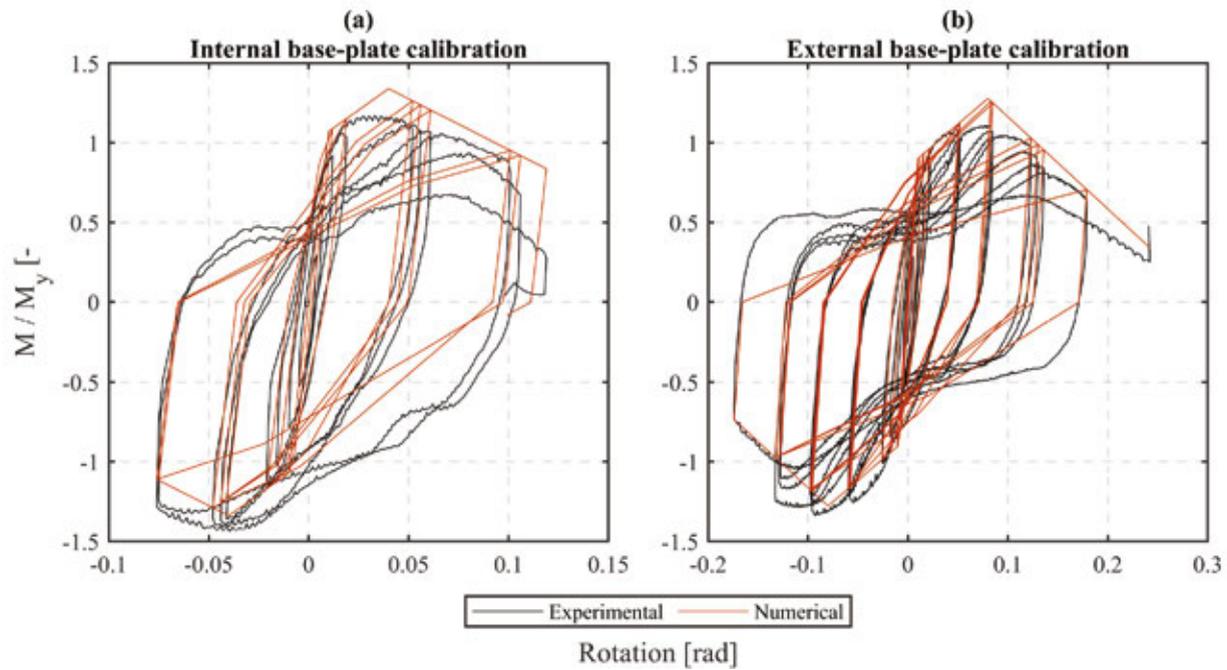


Fig. 7. | Numerical and experimental cyclic response of the internal (a) and external (b) base-plate connections.

3 NUMERICAL MODELS AND SEISMIC INPUT

To study the efficiency of the proposed device, a multiple-stripe analysis of an existing rack was performed (rack from ref. [9]). The considered rack (figure 6) is an unbraced frame characterised by 6 bays of 2,7 m of length (total rack length 16,2 m) and 4 storage levels with 2 m of inter-storey (8 m total height). The beam-to-column connections response was already discussed in section 2; the base-plate connections, they are characterised by different cyclic responses depending on the acting axial load. Consequently, two different curves were considered: one for external and another for internal base-plate connections. Again, SeismoStruct [15] was used for calibrating such relationships, and the curves of both connection types were simulated with the use of a pinched material model suitably calibrated with the experimental results (figure 7). Considering the studied rack configurations, the standard rack and the one with the installed dissipative devices were analysed. The improved rack configuration is conceived with the same base-plate connections, whereas the beam-to-column connections were considered equipped with the dissipative device, i.e. adopting the improved connection curve shown in figure 5. It should be underlined that in the improved rack the devices were applied to all the beam-to-column connections. The details of the cross-section of the members are reported in figure 6, for both columns and beams, respectively. The main dimensions are reported, together with the ratio between the gross cross-sectional area (A_g) and the thickness (t), and the ratio between the second moment of area (I_1/I_2), in the two main directions. All the key data, from the cross-section geometry to the overall response, are herein

presented, for commercial reasons, in non-dimensional form. The total applied mass (pallet load + self-weight) is equal to 47 t. The standard and improved frames were subjected to a pair of 20 natural accelerograms (in both horizontal directions) representative of L'Aquila, a high seismicity zone in the centre of Italy, for eight

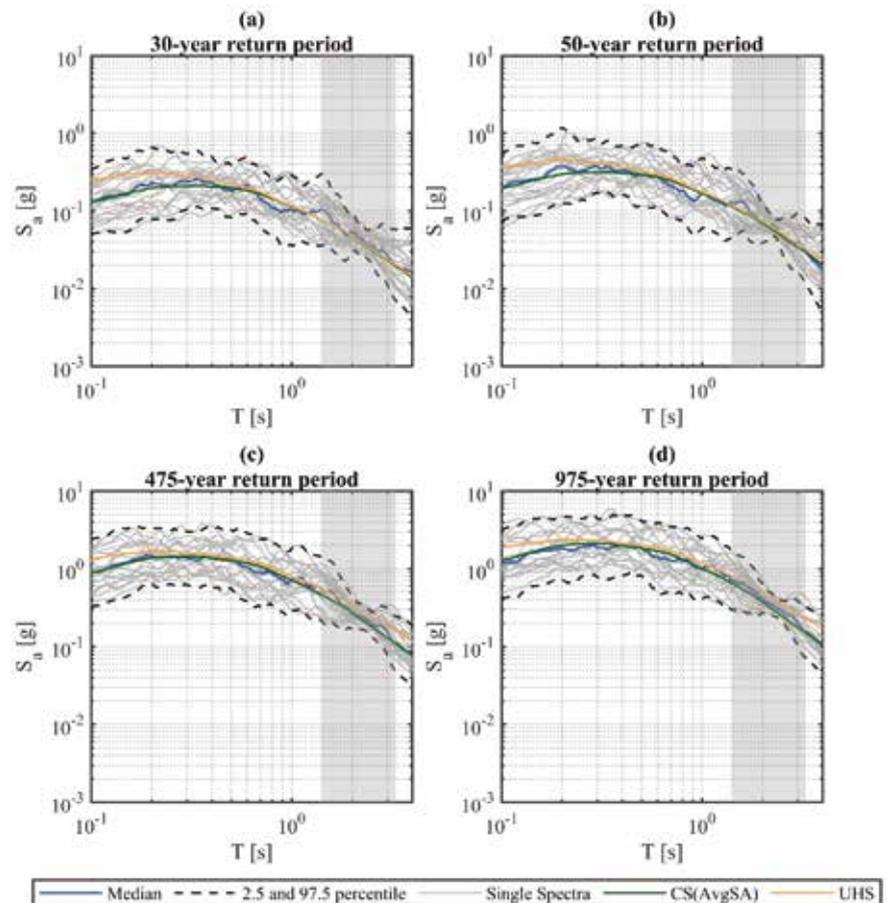


Fig. 8. Response spectra of the selected records for four different chosen return periods; the shaded area represents the range of periods selected for the AvgSA

Energy dissipation of the beam-to-column connections

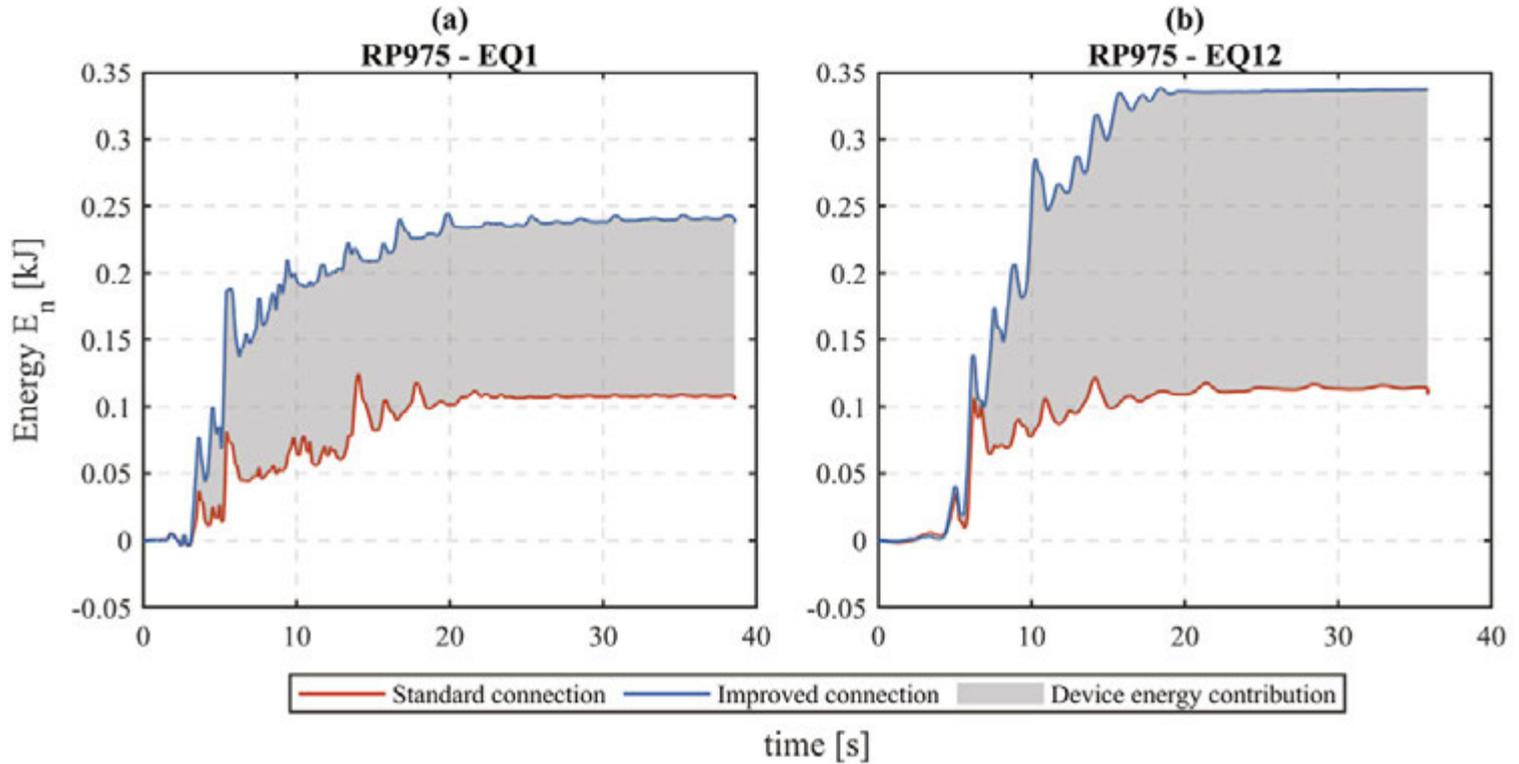


Fig. 9. | Cumulated dissipated energy in the beam-to-column connection located at the first load level during earthquakes belonging to the RP975 set

different return periods (RPs), i.e. 30, 50, 98, 224, 475, 975, 2475 and 4975 years. The record selection foresaw a Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA), and as target spectra for each RP the Conditional Spectra (CS) with the Average Spectral Acceleration (AvgSA) were computed. The interval of periods for the spectral accelerations was selected between 1,4 and 3,3 s, in order to take into account the first fundamental period, its elongation in the nonlinear field and higher vibration modes of both the standard and improved racks. In total 160 accelerograms for each frame were adopted. Figure 8 reported the selected accelerograms spectra, the median spectrum, the uniform hazard spectrum (UHS), the CS and the 2,5/97.5 percentiles spectra for four different RPs.

4 RESULTS

Once the nonlinear time-history analyses were performed, it was possible to evaluate the efficiency of the improvements the dissipative devices gave through the computation of different metrics. At first, the seismic energy dissipated in the beam-to-column connections was investigated; figure 9 shows the energy dissipated during two different earthquakes (for RP975) for a beam-to-column connection located at the first load level of the rack. For both earthquakes, a significant difference in energy dissipation between the two options of connections (standard and improved) can be easily observed. The light grey shaded area highlights the dissipative device contribution, demonstrating that its adoption would guarantee a large amount of energy dissipation. For the selected beam-to-column connection, the increase of energy dissipation due to the device can be assessed up to about 2,5 (figure 9a) and 4,5 (figure 9b) time with respect to the connection without the device. Considering instead the rack configurations

adopted in this study, the increase of energy dissipation ranges between 1,5 to 4,5. As regards the displacements, the results obtained showed a beneficial effect of the installed device again. In particular, as can be appreciated in figure 10, the displacements, and mainly the residual displacements at the end of the analysis, are significantly reduced. Figure 10 highlights that for an earthquake belonging to the set of records of a return period of 975 years, the residual displacement is only 0,055 m if the dissipative device is adopted, whereas a value of 0,23 m is obtained for a standard connection. For this particular case, the peak displacement for the two configurations (standard and improved rack) is quite similar, exhibiting only a reduction of about 20%.

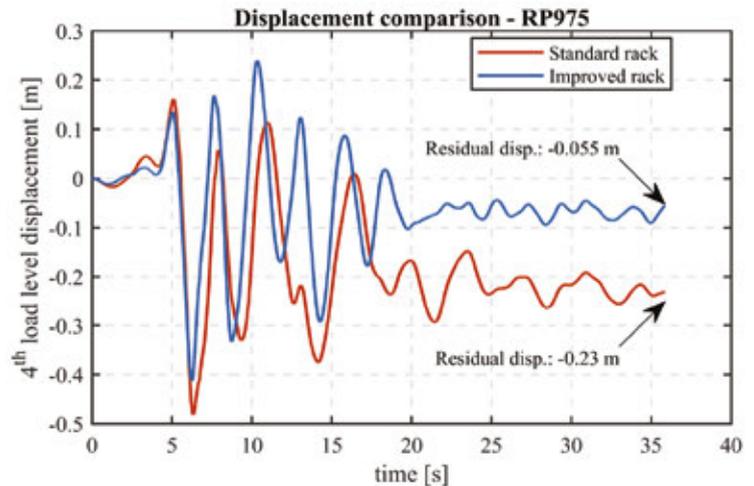


Fig. 10. | Comparison of the displacement of the fourth load level for the standard and improved rack configuration

Finally, the interstorey drift was considered in order to have further insight into the seismic performance of the two rack configurations. Figure 11 shows the maximum interstorey drift obtained during each analysis, plotted in relation to the seismic intensity measure (i.e. the AvgSA). The solid blue line represents the median drift values for the improved rack configuration, whereas the red dashed line has the same values for the standard rack. It should be noted that although the analyses also provided interstorey drift values very high, they should not be considered truthful and realistic; indeed, the material nonlinearities of the uprights and beams shall limit the plastic reserve; as a consequence, a reasonable interstorey drift of 15% is selected as a threshold for considering the rack, if exceeding such limit, collapsed. As it can be seen, for low values of AvgSA, i.e. for low RPs, it is not possible to appreciate a substantial difference; however, once the AvgSA increases, and in particular, starting from a RP of 975 years, the two lines diverge significantly. In four different events of the RP975, the collapse limit, set at 15% of interstorey drift, is reached when the standard rack configuration is considered. Increasing the RP, the number of events that push beyond the collapse limit the standard rack

is higher; on the contrary, the median drift line of the improved rack remains in the safety region, containing the interstorey drift values. Such results demonstrated numerically the efficiency of the dissipative device on the reduction of the interstorey drift and, consequently, the probability of collapse of the steel storage pallet rack.

5 CONCLUSIONS

In the paper, a new economical, customisable and replaceable dissipative device for improving the seismic performance of steel storage pallet racks is presented and discussed. In particular, the device was applied to an existing rack subjected to several earthquakes with different intensity levels. The discussed results, based on nonlinear dynamic analyses, demonstrate the applicability of such a device able to increase the structural performance in terms of energy dissipation, residual displacement and interstorey drift. Future analyses will be devoted to characterising experimentally the device itself and to present vulnerability assessment of the improved racks with the device located in different positions.

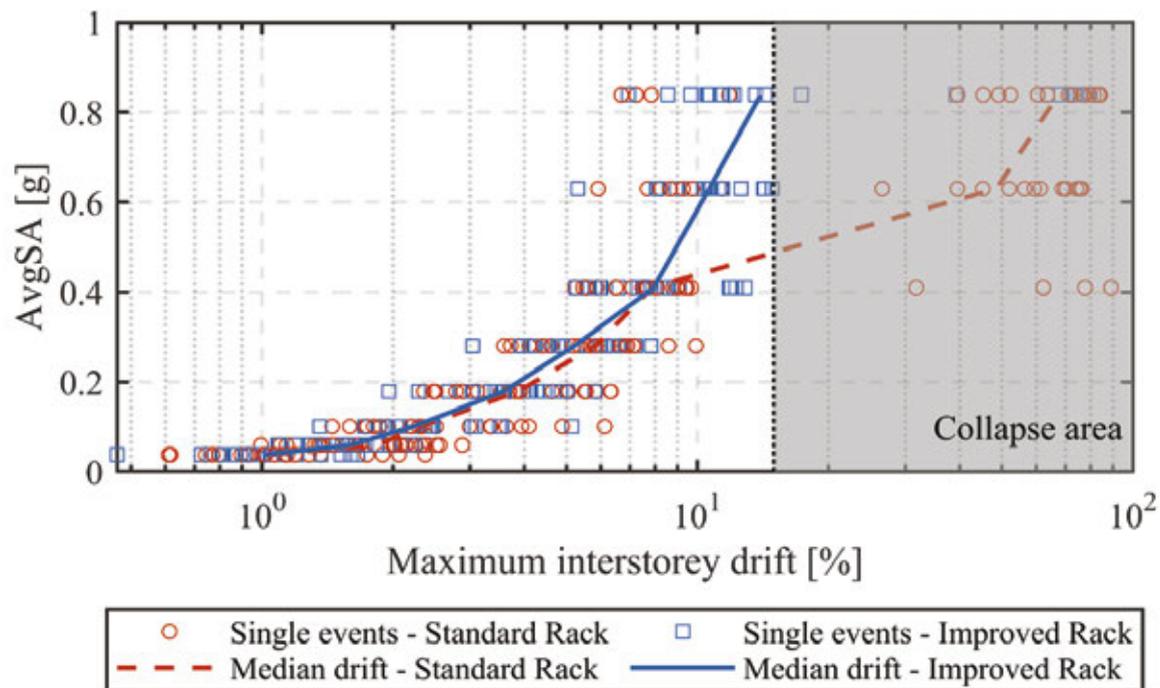


Fig. 11. | Maximum interstorey drift reached during the analyses versus the intensity measure (average spectral acceleration - AvgSA)

REFERENCES

1. Bernuzzi, C., Simoncelli, M. Seismic Design of Grana Cheese Cold-Formed Steel Racks. *Buildings* 10, 12:246, 2020.
2. Perrone, D., Calvi, P.M., Nascimbene, R., Fischer, E.C., Magliulo, G. Seismic Performance of Non-Structural Elements during the 2016 Central Italy Earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17, 5655-5677, 2019.
3. Pekoz, T., Winter, G., Cold-Formed Steel Construction, *IABSE Periodica* 1, 1980.
4. Godley, M.H.R. Design of cold formed steel members. Rhodes ed., 361-399, 1991.
5. Bernuzzi, C., Gobetti, A., Gabbianelli, G., Simoncelli, M. Warping influence on the resistance of uprights in steel storage pallet racks. *Journal of constructional steel research* 101, 224-241, 2014.
6. Bernuzzi, C., Baldassino, N. Experimental analysis on the cyclic behaviour of beam-to-column joints in steel storage pallet racks. *Thin-walled Structures* 39, 841-859, 2001.
7. Baldassino, N., Zandonini, R. Design by testing of industrial racks. *Advanced steel construction* 7:1, 27-47, 2011.
8. Gabbianelli, G., Cavalieri F., Nascimbene, R. Seismic vulnerability assessment of steel storage pallet racks. *Ingegneria Sismica* 37:2,

18-40, 2020

9. Gabbianelli, G., Kanyilmaz, A., Bernuzzi, C., Castiglioni, C.A. A combined experimental-numerical study on unbraced pallet rack under pushover loads, *Ingegneria Sismica* 34:1, 18-38, 2017.
 10. EN16681. 2016. Steel Static Storage Systems - Adjustable Pallet Racking Systems - Principles for Seismic Design. CEN, Belgium
 11. Simoncelli, M., Montuori, R., Tagliaferro, B. Recent development on the seismic devices for steel storage structures, *Thin-walled Structures* 155, 106827, 2020.
 12. Sarti, F., Palermo, A., Pampanin, S. Fuse-Type External Replaceable Dissipaters: Experimental Program and Numerical Modeling. *Journal of Structural Engineering* 04016134, 2016.
 13. Bianchi, S. et al. Shake-table tests of innovative drift sensitive nonstructural elements in a low-damage structural system. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 50, 2398- 2420, 2021.
 14. Abaqus finite element software version 2019. <https://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/abaquscae/> accessed 2022.
 15. SeismoStruct. "Civil Engineering Software for Structural Assessment and Structural Retrofitting", 2022, official reseller Mosayk srl, www.mosayk.it
-



Giammaria Gabbianelli

Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr) dell'Università degli Studi di Pavia. Svolge attività di ricerca in ambito statico e sismico di strutture in acciaio e cemento armato; valutazione della domanda sismica di elementi non-strutturali; sviluppo di applicativi e formulazioni ad elementi finiti ed elementi discreti per l'analisi strutturale. È co-titolare del corso di "Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio" della laurea magistrale in Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Pavia e co-titolare del corso "Fundamentals of Seismic Design" della laurea magistrale inter-ateneo in Civil Engineering for Mitigation of Risk from Natural Hazards dell'Università degli Studi di Pavia e della Scuola Universitaria Superiore IUSS Pavia.



Marco Simoncelli

Ingegnere strutturista, ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso il Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (DABC). È titolare del corso "Progetto di strutture in Acciaio" presso la laurea di Ingegneria dei Sistemi Edilizi e del Laboratorio tematico "Tecnica delle Costruzioni" presso la laurea di Architettura e Disegno urbano. La sua attività di ricerca è prevalentemente focalizzata su differenti tipologie di strutture in acciaio realizzate con profili sottili sagomati a freddo e alla valutazione dei relativi problemi torsionali e di stabilità.



Daniele Perrone

Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione (DII) dell'Università del Salento. L'attività di ricerca è prevalentemente rivolta allo studio del comportamento sismico di strutture in cemento armato e muratura e allo sviluppo di metodologie e tecniche per la progettazione sismica degli elementi non-strutturali. È titolare dei corsi di "BIM Sistemi Informativi per le Costruzioni" e "Progetto di Costruzioni in Zona Sismica" della Laurea Magistrale in Ingegneria Civile dell'Università del Salento.



Emanuele Brunesi

Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso EUCENTRE (European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering), Dipartimento Costruzioni e Infrastrutture. Svolge attività di ricerca numerica e sperimentale in ingegneria sismica, occupandosi di strutture, componenti/assemblaggi strutturali ed elementi non-strutturali. È membro di SPONSE (International Association for the Seismic Performance of Non-Structural Elements) e fa parte dell'editorial board di diverse riviste internazionali.



Ricardo Monteiro

Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Scuola Universitaria Superiore IUSS Pavia. L'attività di ricerca comprende principalmente lo studio del comportamento statico e dinamico di strutture in cemento armato e la valutazione del rischio sismico di strutture esistenti. È titolare del corso di "Fundamentals of Seismic Design" della laurea magistrale inter-ateneo in Civil Engineering for Mitigation of Risk from Natural Hazards dell'Università di Pavia e della Scuola IUSS Pavia e coordinatore del Dottorato in Understanding and Managing Extremes (UME) della Scuola IUSS Pavia.

Architettura nella natura.

Un ponte pedonale in alluminio per tutti

Architecture in nature.

An aluminum pedestrian bridge for everyone

Prof. arch. Alessandra Zanelli* | Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito del Politecnico di Milano

Il Marienbrücke è un artefatto superleggero in alluminio che connette la piccola comunità di Neinstedt alla riserva naturale delle colline dell'Halz in Sassonia-Anhalt, Germania. È stato realizzato nel 2018 seguendo sia i principi del *design for all* che quelli del *design for disassembly*.

The Marienbrücke is a super-light aluminum artifact that connects the small community of Neinstedt to the Halz Hills Nature Reserve in Saxony-Anhalt, Germany. It was built in 2018 following both the principles of design for all and those of design for disassembly.

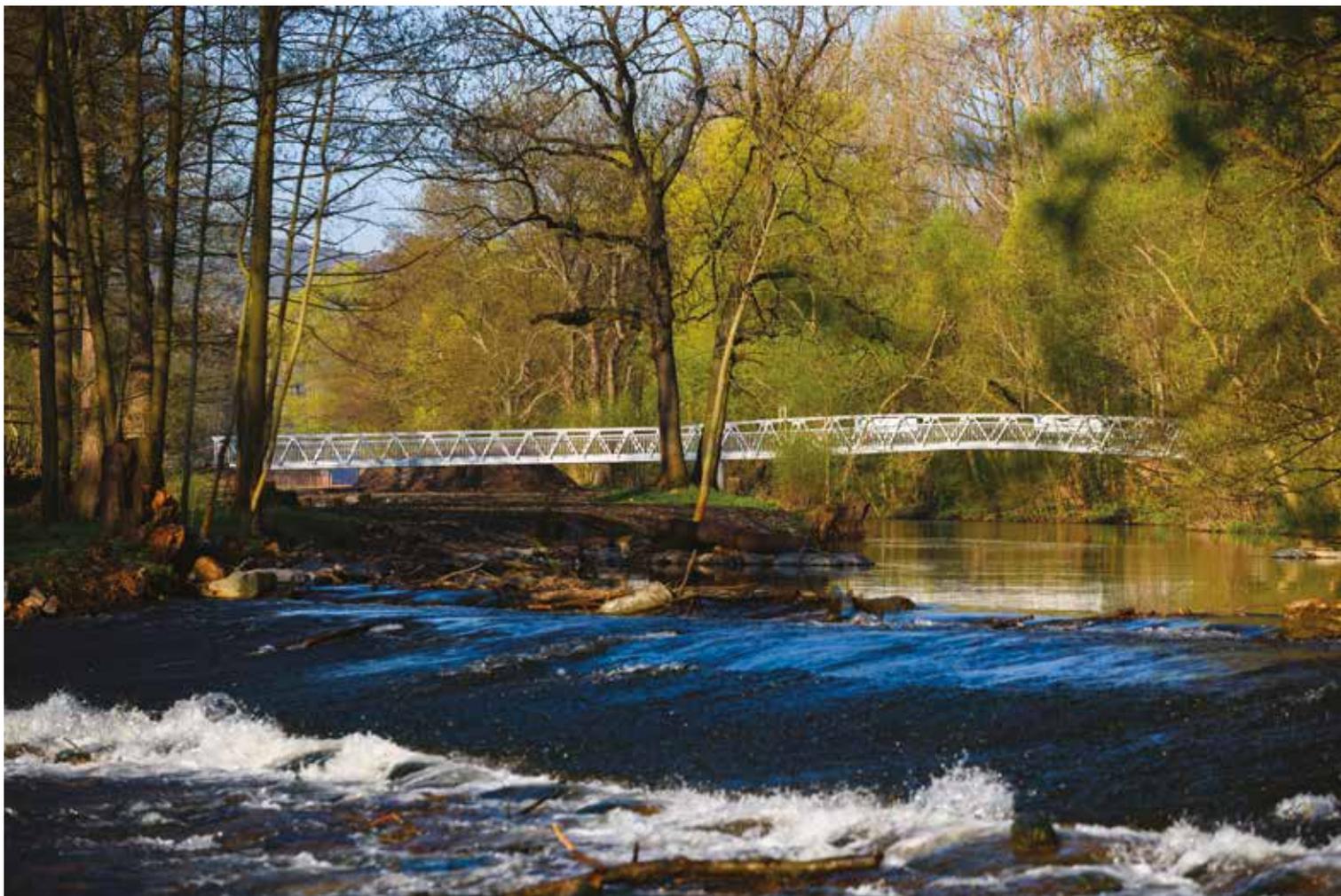


Fig. 1 | L'architettura del ponte nel contesto naturale dei boschi e del fiume Bode (©n'Rico Kreim)

[* Corresponding author. E-mail address: alessandra.zanelli@polimi.it]

L'architettura

Il fiume Bode e le sue rive pittoresche sono meta di escursionisti che attraversano il parco nazionale dell'Harz e la sua vasta riserva naturale che si estende tra le regioni della Sassonia-Anhalt, della Bassa Sassonia e della Turingia. Tra le città di Quedlinburg e Thale, il fiume Bode lambisce verso nord-ovest il paese di Neinstedt, proprio a ridosso della tenuta di Marienhof, ove la chiesa evangelica gestisce una residenza per persone disabili e una rivendita di prodotti locali, luogo di ristoro e di sosta per coloro che vogliono immergersi nella natura selvaggia delle colline dell'Halz.

Il ponte pedonale e ciclabile Marienbrücke è stato progettato secondo i principi del *design for all*, su espressa richiesta del committente, per fornire un attraversamento del fiume Bode agli utenti della tenuta Marienhof e un accesso diretto e privilegiato alla vicina riserva naturale.

Con la sua sezione curvilinea lunga oltre sessanta metri, il ponte è un'architettura di servizio che si integra delicatamente nella natura. Il ritmo dei suoi esili elementi costruttivi appare veloce e serrato alla vista di coloro che lo attraversano; da tale prospettiva, l'artefatto architettonico mostra la sua sintonia con le note squillanti e l'energia dell'acqua delle fiume sottostante. All'osservatore sulle sponde del fiume la struttura appare invece disegnata con campiture distese che si inarcano lievemente a

sella al centro del suo sviluppo longitudinale. Qui la costruzione mostra la sua trama modulare e i profili argentei si diradano e si intrecciano con i toni di verde dell'area boschiva sullo sfondo.

Un team multidisciplinare di architetti e ingegneri dello studio form-TL di Radolfzell specializzato in costruzioni leggere insieme allo studio di progettazione generale Deuter di Quedlinburg hanno collaborato alla progettazione e costruzione di una struttura che possiede i tratti di quella bellezza che talvolta emerge proprio dalla ricerca coerente e simultanea di semplicità, funzionalità e solidità. Gli elementi costruttivi sono profili estrusi dalla forma ordinaria, ma a conferire armonia all'insieme sono i principi progettuali, produttivi e costruttivi con cui il tutto è stato portato a compimento, nel rispetto delle regole e delle indicazioni ricevute dalla committenza.

La progettazione

Innanzitutto la progettazione è stata orientata ai principi del *design for all* (EIDD, 2004) e al raggiungimento di una piena accessibilità anche a persone con ridotta capacità motoria. La fruizione del ponte risulta pertanto agevole sia a piede che in carrozzina che in bicicletta, in tutti i casi in piena autonomia e sicurezza. Per questo obiettivo sia il ponte che le sue due interfacce con i percorsi esistenti sulle due sponde del fiume Bode sono prive di barriere architettoniche, in ottemperanza alla norma tedesca DIN 18040-1 e, in particolare ai seguenti requisiti:



Fig. 2 | Scorcio dell'architettura leggera verso tenuta di Marienhof, che dà il nome al ponte (©n'Rico Kreim)

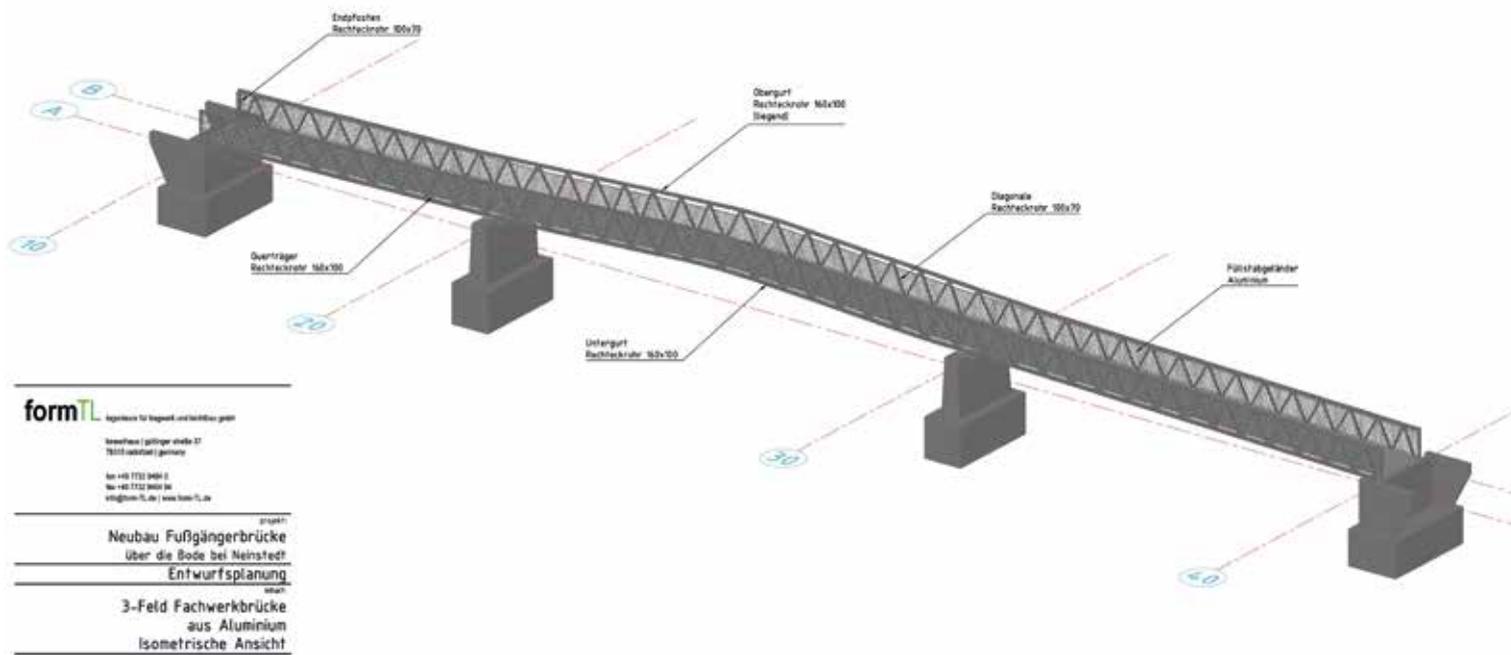


Fig 3 | L'architettura del ponte consta di quattro piedritti in calcestruzzo armato, due dei quali sono posizionati sulle sponde e due nell'alveo del fiume Bode (©FormTL)

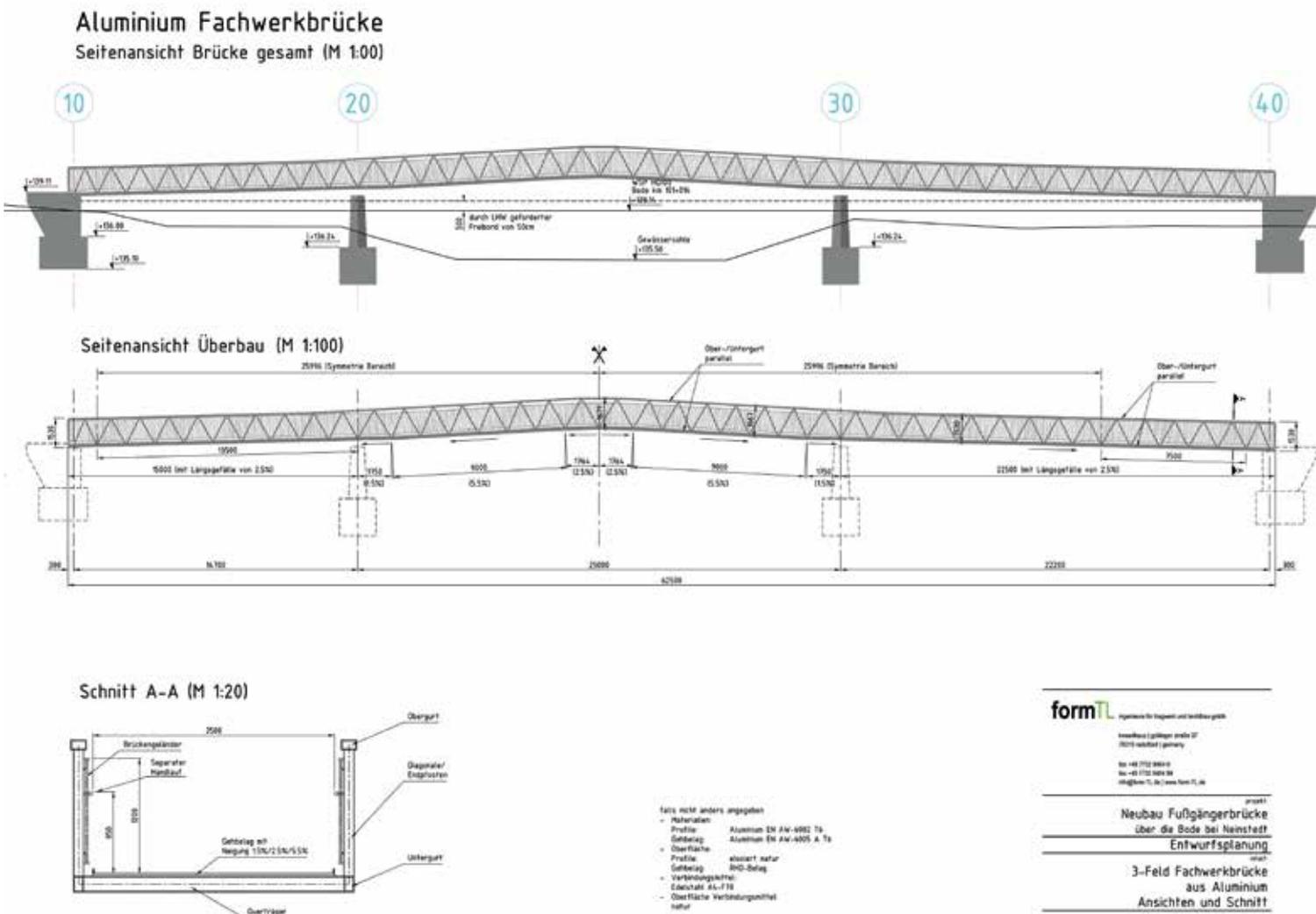


Fig. 4 | Disegni di insieme dello sviluppo del ponte in struttura metallica e sezione trasversale dell'impalcato (©FormTL)

- La pendenza della rampa non deve superare il 6%;
- Dopo una lunghezza massima della rampa di 6 m, deve essere prevista una piattaforma di appoggio piana con una lunghezza minima di 150 cm;
- Ulteriori corrimano devono essere posizionati ad altezza di 85 cm;
- La larghezza minima utilizzabile deve essere di almeno 150 cm per consentire il passaggio di due persone su sedia a rotelle.

La progettazione strutturale ha poi tenuto in considerazione, oltre i necessari requisiti di carico neve e vento definiti dalla norma DIN EN 1999, anche della specifica richiesta dei proprietari della tenuta Marienhof di poter attraversare il ponte con un mezzo pesante per la manutenzione del bosco e delle sponde del fiume e per la rimozione della neve. Pertanto la larghezza utile del ponte è stata ampliata a 250 cm e la sua portanza è stata verificata per consentire l'accesso a un veicolo di servizio di 7,5 tonnellate di peso.

Il ponte consta di una superstruttura prefabbricata in tre parti che sono state trasportate già pronte per essere sollevate e collegate a secco sul posto e di quattro piedritti di appoggio, realizzati in opera in calcestruzzo armato. La superstruttura del ponte è costituita da due travature reticolari verticali in profilati cavi di alluminio, che sono continue per 62,5 m in corrispondenza della corda superiore e inferiore. L'impalcato del ponte è realizzato con pannelli in alluminio con terminali auto-bloccanti e fissati a profili a L che corrono paralleli alle corde inferiori delle travi reticolari. L'irrigidimento trasversale del ponte avviene tramite le stesse lastre del decking che sono collegate in continuo con i profili trasversali inferiori mediante saldatura a laser operata in fase di produzione industriale. Le tre parti della superstruttura sono state progettate con accorgimenti tecnico-costruttivi e un coerente disegno degli elementi di aggancio atti a favorire la dilatazione termica delle parti in alluminio che sono a diretto contatto con i blocchi in calcestruzzo. Oltre allo scorrimento libero fino a 80 mm consentito dal disegno delle aole presenti sulle doppie piastre di collegamento ai piedritti, anche i due terminali ove il ponte tocca gli argini sono stati progettati con una sorta di pedana che si appoggia senza soluzione di continuità e asseconda quell'impercettibile ma fondamentale scorrimento dell'intera struttura metallica in relazione alle escursioni termiche.

Produzione, costruzione e assemblaggio

A guidare le fasi di produzione, costruzione e assemblaggio in sito sono i principi chiave della progettazione delle costruzioni leggere, ovvero il know how specialistico dello studio form-TL che ha progettato la struttura metallica nel dettaglio.

Le scelte tecniche inerenti sia la fabbricazione industriale degli elementi che le procedure installative sono chiaramente leggibili in ogni disegno di costruzione. Qui le informazioni sono tutte univocamente rintracciabili nei disegni di insieme così come nei disegni dei particolari e un unico flusso informativo viene condiviso tra i progettisti dello studio form-TL di Radolfzell, il general contractor RST di Thale e il produttore PML di Singen, nel cui stabilimento sono anche state pre-assemblate le tre parti del ponte in vista del trasporto.'



Fig. 5a | Vista dell'intradosso del ponte metallico (©n'Rico Kreim)



Fig. 5b | Il ritmo dell'architettura leggera del ponte, visibile dal contesto circostante (©n'Rico Kreim)



Fig. 5c | Il ritmo dell'architettura leggera del ponte, visibile a chi lo percorre (©n'Rico Kreim)

Per tutti gli elementi strutturali principali che costituiscono lo scheletro del ponte i progettisti hanno scelto profili estrusi di alluminio di sezione scatolare di dimensioni 160x100x10mm, mentre per gli elementi di irrigidimento trasversale, sia sul piano verticale che su quello orizzontale sono stati dimensionati elementi di 100x70x8 mm.

Tutti i tipi di profilo impiegati sono stati tagliati e lavorati a misura in officina e poi tutte le superfici sono state anodizzate per avere una protezione superficiale adeguata alla funzionalità del ponte. Infine si è proceduto con l'assemblaggio delle due travi reticoli e delle traverse intradosali, mediante collegamenti a secco con bulloni e viti in acciaio inossidabile.

L'assemblaggio è stato pianificato con l'intento di portare in sito tre parti già pronte e finite del ponte, ovvero complete di impalcato e di corrimano. Ovviamente, i vincoli di posizionamento dei piedritti nell'alveo del fiume hanno dettato le regole geometriche e dimensionali della prefabbricazione delle tre parti della struttura metallica: un elemento pre-assemblato è lungo circa 15 m, un altro è di circa 22 m, mentre la parte centrale ad andamento curvilineo è di circa 25 m.

In virtù della larghezza utile del ponte, i pezzi prefabbricati sono stati portati in sito mediante un trasporto eccezionale su strada. Anche le lastre del decking larghe quanto il ponte stesso e spesse 40 mm di sono state fissate in officina mediante saldatura laser e poi connesse alle corde inferiori delle travi reticolari del ponte mediante bulloni in acciaio inox.

Le uniche operazioni condotte in sito sono state il sollevamento delle tre parti tramite braccio mobile, l'alloggiamento delle piastre del ponte agli otti punti di interfaccia tra ponte e piedritti.

Due sole operazioni a umido hanno aperto e chiuso le operazioni del cantiere che hanno riguardato per altro solo il rapido posizionamento delle parti prefabbricate: la prima operazione in tecniche umide è stata la realizzazione dei piedritti in calcestruzzo armato, mentre l'ottima operazione è stata la stesura di uno strato di resina mista a ghiaia fine all'estradosso del decking per conferire la giusta protezione antiscivolo alla superficie del ponte e la sua percorribilità a tutti gli utenti.

In sintesi, questa architettura leggera è un bel distillato di solidità e delicatezza pensato per durare nel tempo, ma non necessariamente per rimanere oltre il tempo che serve.

L'applicazione sapiente delle regole chiave del *design for disassembly* risuona qui come un monito per un futuro più sostenibile delle costruzioni. Se la reversibilità dell'opera è già una prima garanzia di minimizzazione degli impatti sull'ambiente (ISO 20887:2020) sarebbe auspicabile che tali principi progettuali fosse presto estesi a tutti gli artefatti costruttivi, e non solo a quelli materialmente leggeri come il Marienbrücke.

Dati del progetto:

Lunghezza del ponte: 62.5m
Larghezza massima: 3.16m
Larghezza utile (tra le ringhiere): 2.50m
Peso della costruzione (escluse ringhiere e decking): circa 9400 kg
Peso totale del ponte: ca. 16.2 to

Materiali impiegati per profili/piatti: Aluminium EN-AW 6082 T6

Materiali impiegati per bulloni: Acciaio inox bulloni A4, Grado 70

Assunzioni di carico in accordo con la norma DIN EN 1991:

Carichi uniformemente distribuiti: 4.0 kN/m²

Carico derivante dal veicolo

di servizio: 7.5 to

Dimensionamento del ponte in accordo con la norma DIN EN 1999

Anno di costruzione: 2018

Costo totale della superstruttura in alluminio: ca. 370.000 EUR (2018)

Committenza: Fondazione evangelica di Neinstedt (Germania)

General contractor: RST Ingenieurbau GmbH, Thale (Germania)

Manifattura e assemblaggio del ponte in alluminio: PML – Peter Maier Leichtbau, Singen (Germania)

Analisi e progettazione strutturale della superstruttura: formTL ingenieure für tragwerk und leichtbau GmbH, Radolfzell (Germania)

Progetto generale del ponte, e progetto strutturale degli argini e dei piedritti: Ingenieurbüro Deuter, Quedlinburg (Germania)

Ringraziamenti

Si ringraziano Bernd Stimpfle, Stefan Fessel e Karin Preuss dello studio di costruzioni strutturali e leggere formTL per le informazioni e i disegni di progetto resi disponibili. Per le immagini di insieme, di dettaglio e di installazione in opera si ringrazia il fotografo n'Rico Kreim di Quedlinburg, mentre le immagini delle fasi di produzione industriale della superstruttura sono state gentilmente fornite da formTL.

Übersicht Details

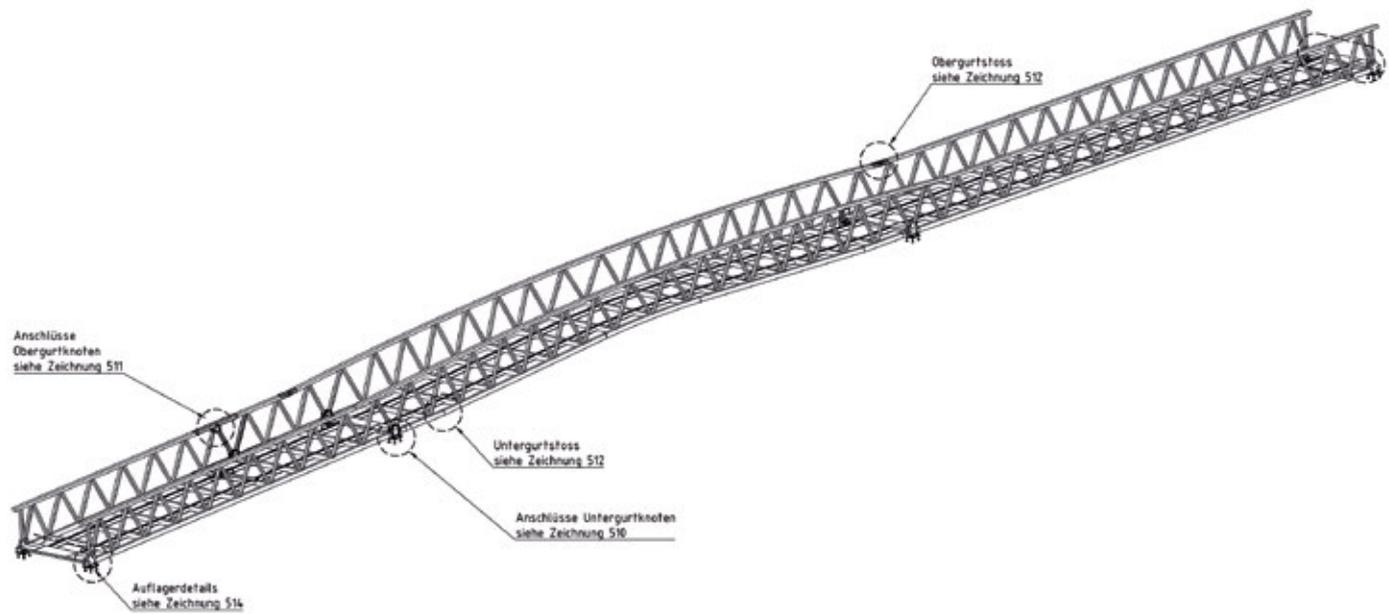


Fig. 6 | Sviluppo tridimensionale della struttura in alluminio (©FormTL)

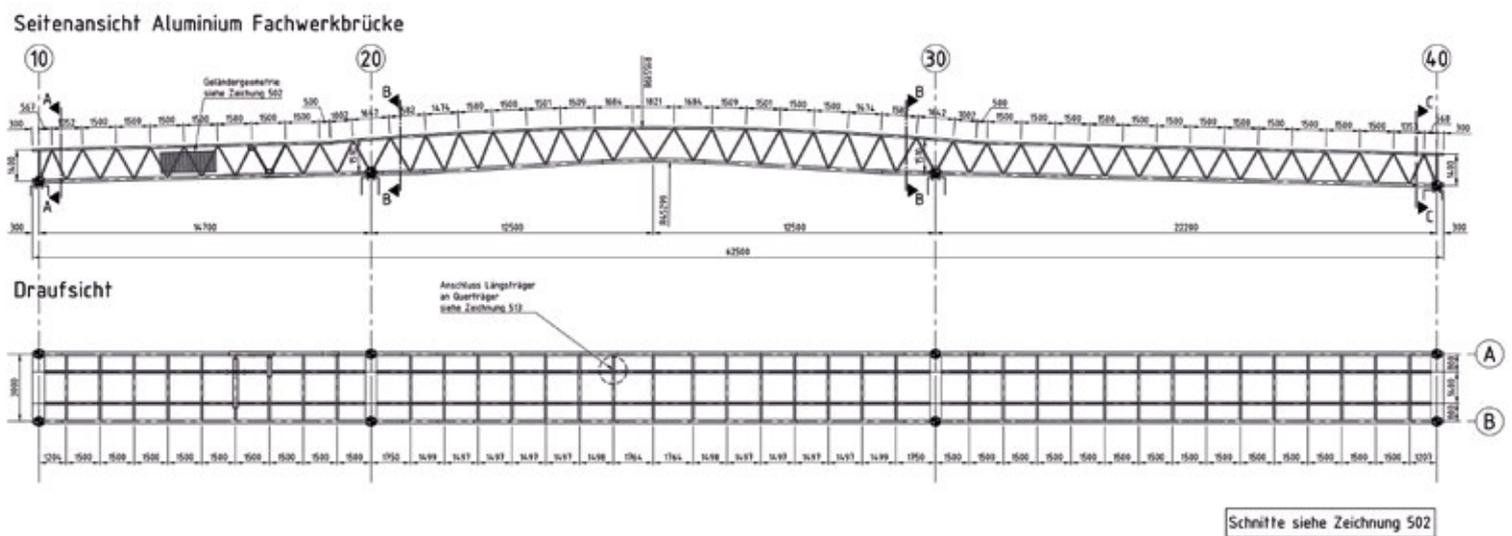


Fig. 7 | Disegno bidimensionale della superstruttura in alluminio del ponte, con indicazione dei punti di ancoraggio ai piedritti e delle lunghezze dei tre segmenti prefabbricati: ai lati i segmenti sono rettilinei mentre quello centrale è leggermente curvo e prevede un'area piana al centro del ponte, in ottemperanza al requisito dell'accessibilità per tutti. (©FormTL)

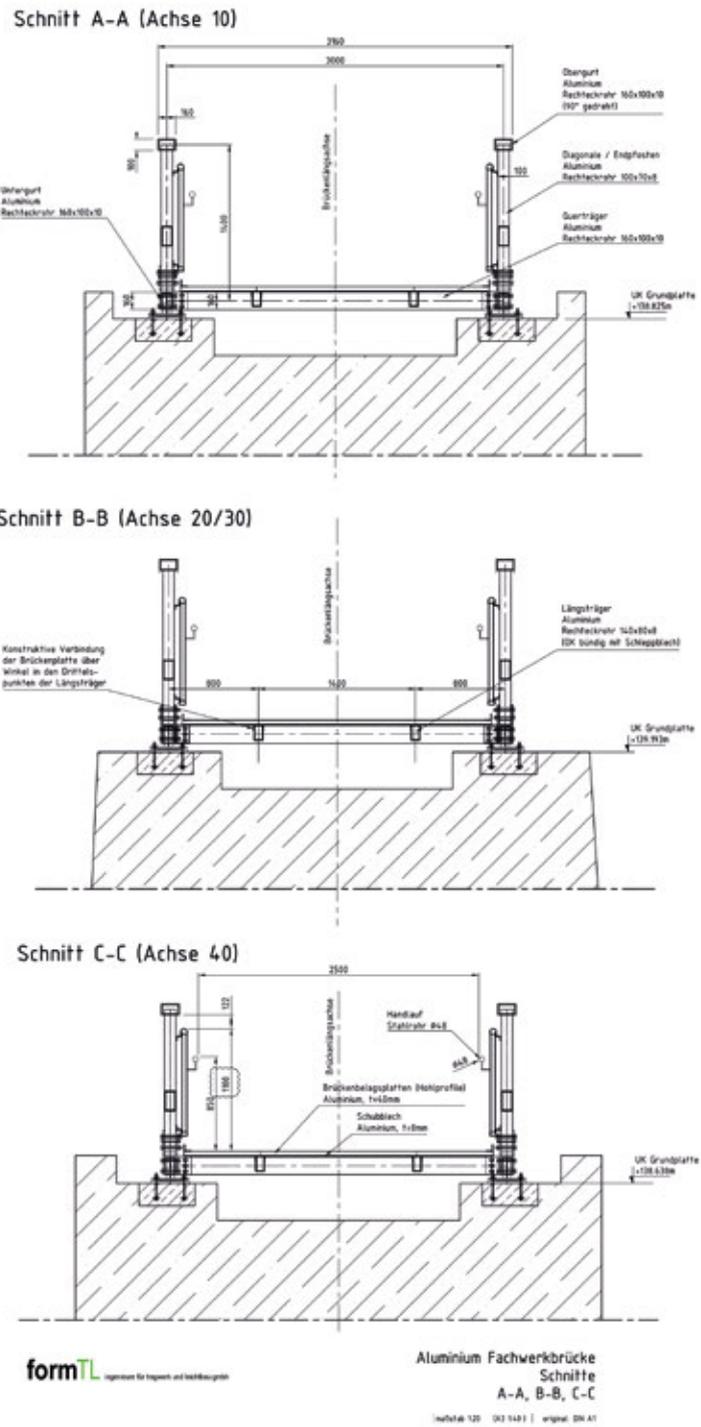


Fig. 8 | Sezioni trasversali del ponte, secondo le tre linee di sezione indicate in fig. 7. In particolare la sezione CC mostra che la dimensione fruibile dell'impalcato, al netto dei corrimano, è di 250 cm, per consentire il doppio senso di marcia anche alle persone su sedia a rotelle. (©FormTL)



Fig. 9 | Fase di alloggiamento in sito del primo segmento prefabbricato del ponte (©n'Rico Kreim)

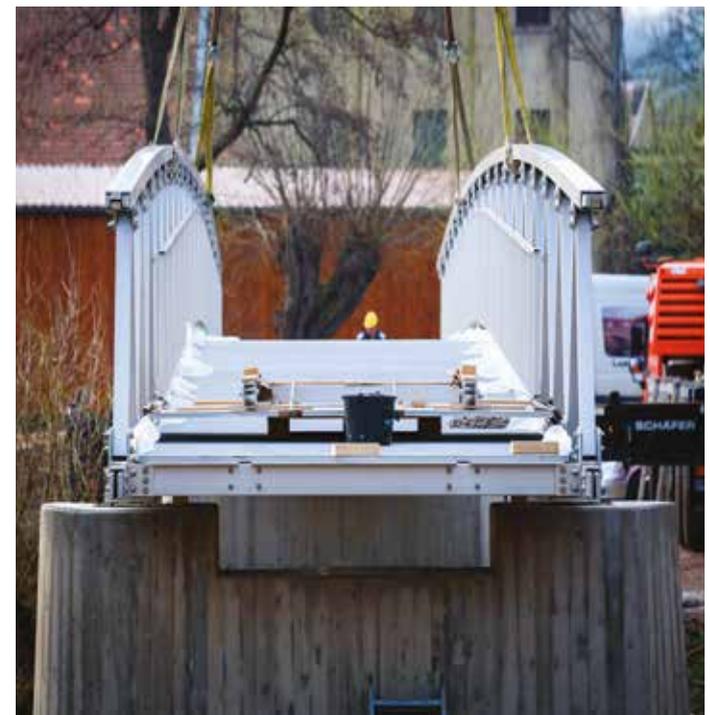
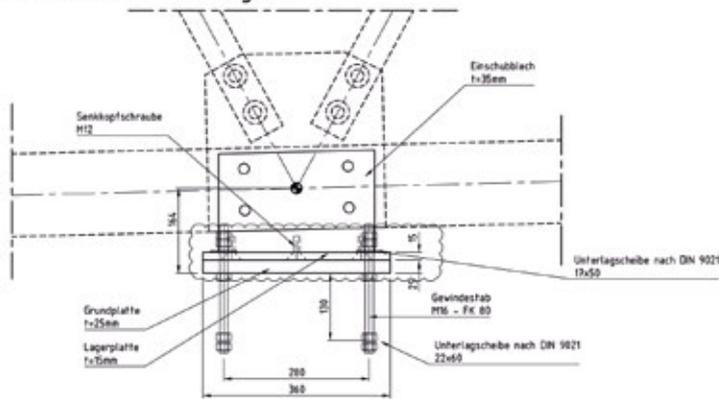


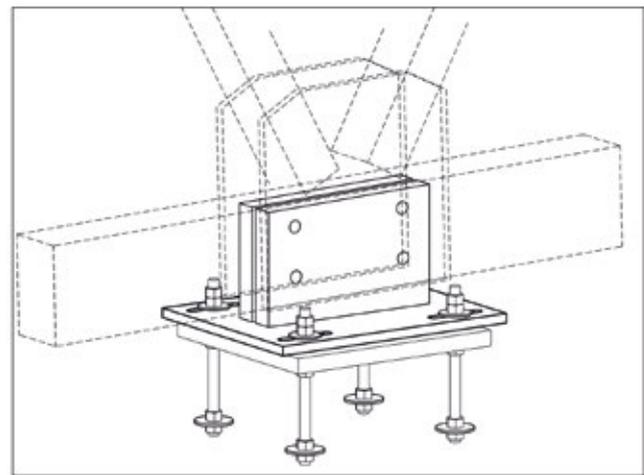
Fig. 10 | Vista del tronco centrale della superstruttura già fissata a uno dei piedritti centrali (©n'Rico Kreim)



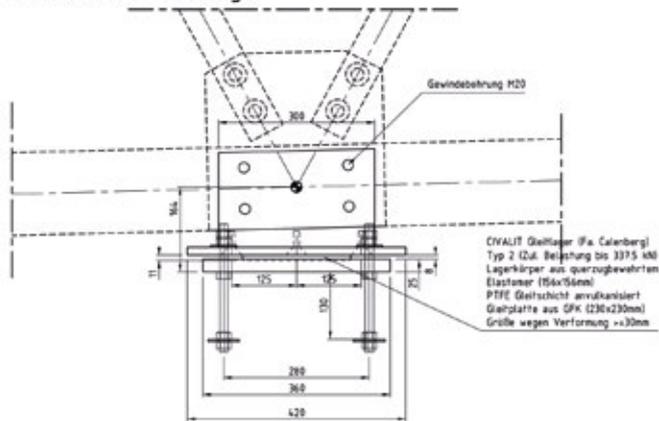
Seitenansicht Festlager



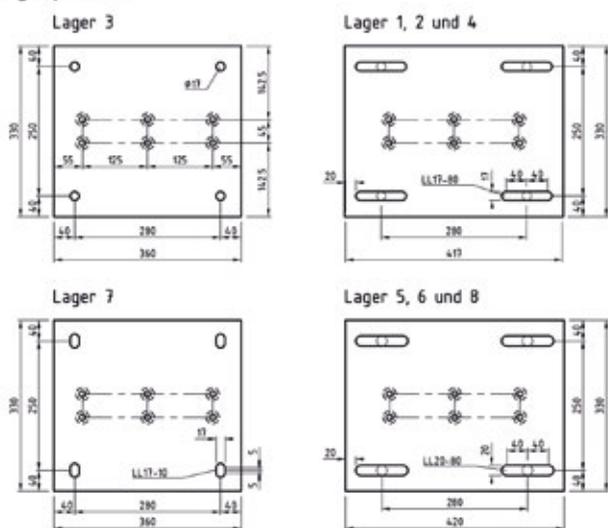
Isometrie



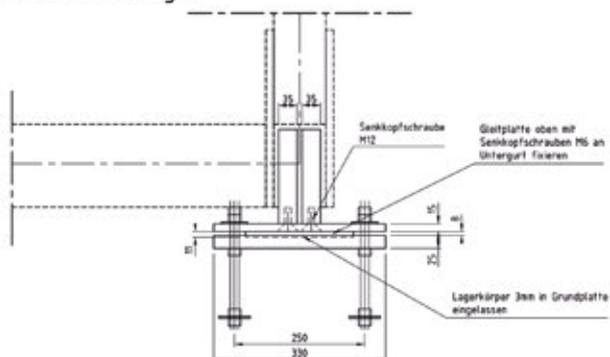
Seitenansicht Loslager



Lagerplatten



Ansicht Loslager



formTL Spezialversand für Bauplastik und Holz-Bau-Systeme

Figure 13a (in alto, ©n'Rico Kreim) e 13b (in basso, ©FormTL). | Foto e disegni di dettaglio inerenti il sistema di aggancio del ponte ai basamenti in calcestruzzo. Le asole praticate nelle piastre di appoggio favoriscono la dilatazione termica dei profili della superstruttura rispetto ai tirafondi ancorati ai predritti.



Riferimenti

- EIDD (2004), the The European Institute of Design for Disability - EIDD Stockholm Declaration 2004, <https://dfaurope.eu/what-is-dfa/dfa-documents/>
- EN 15978:2011 Sustainability of construction works -Assessment of environmental performance of buildings - Calculation method.
- Form-TL, Studio di ingegneria e costruzioni leggere; <https://www.form-tl.de/en/>
- ISO 20887: 2020 Sustainability in buildings and civil engineering works - Design for disassembly and adaptability - Principles, requirements and guidance

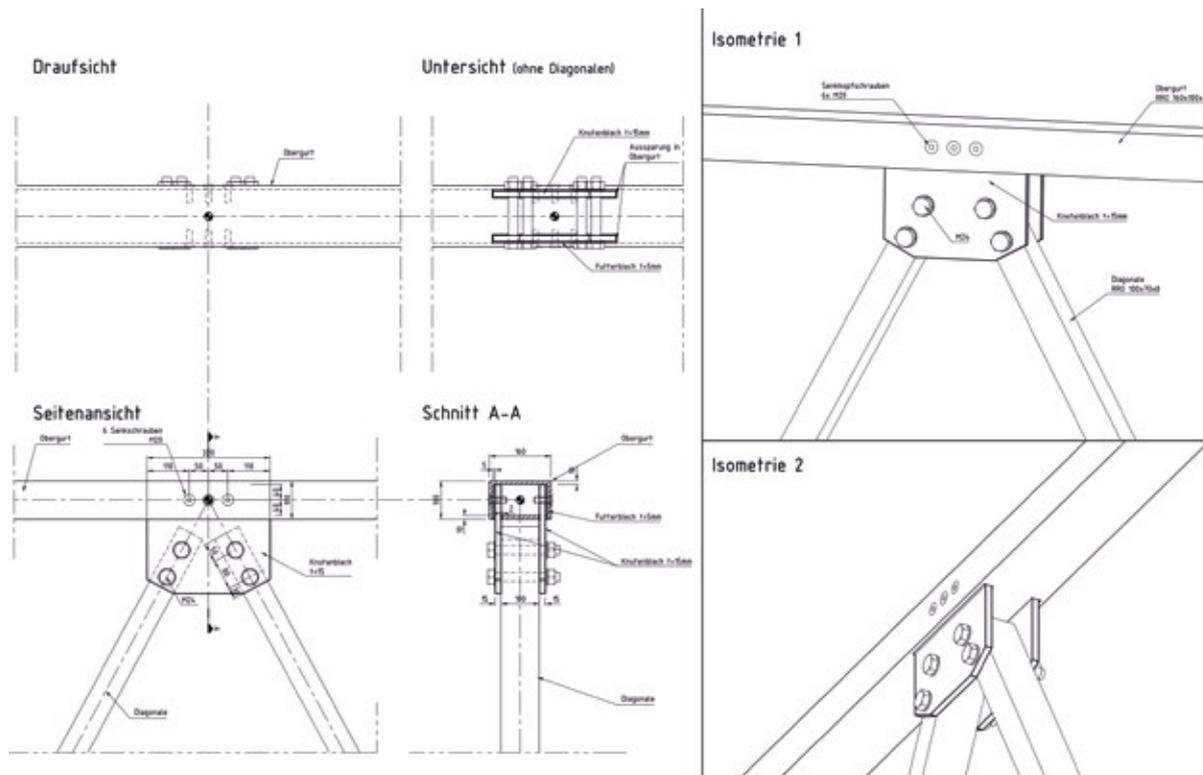


Figure 15 a (in alto, ©n'Rico Kreim) e 15 b (in basso, ©FormTL) | Immagine e disegni di dettaglio delle connessioni tra il corrente superiore e i profili diagonali delle travi reticolari che caratterizzano i lati del ponte per 62,5 m di lunghezza.



Alessandra Zanelli

Professore ordinario del Politecnico di Milano. Afferisce al Dipartimento Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito e insegna alla Scuola di Architettura, Urbanistica e Ingegneria delle Costruzioni e alla Scuola del Design. Coordina il laboratorio di ricerca TEXTILES HUB, che coinvolge 5 dipartimenti dell'Ateneo nello sviluppo e nella verifica di applicazioni innovative di tessuti, compositi e polimeri per le costruzioni.

GMNIA-ANALISI NON LINEARE GEOMETRICA E PER MATERIALE CON IMPERFEZIONI PER STRUTTURE IN ACCIAIO (PRIMA PARTE)

GMNIA – GEOMETRICALLY AND MATERIALLY NONLINEAR ANALYSIS WITH IMPERFECTIONS FOR STEEL STRUCTURES (FIRST PART)

ing. Leonardo Bandini* | CSi Italia

L'analisi non lineare per geometria e per materiale con imperfezioni imposte, GMNIA, si propone come metodo di analisi diretto per includere gli effetti del second'ordine e gli effetti di plasticizzazione direttamente nell'analisi. Questo approccio vuole sostituire tutti gli approcci semplificati ed indiretti, come gli approcci basati su analisi al prim'ordine abbinati, nel processo di verifica delle strutture, al metodo basato sulle lunghezze libere d'inflessione (Effective Length Method, di seguito ELM). Questo articolo ha lo scopo di illustrare tutte le tipologie di approccio possibile per l'analisi e la verifica di strutture in acciaio, in riferimento alla loro stabilità e nel contempo, quello di guidare gli ingegneri nella transizione dai metodi semplificati del prim'ordine al metodo diretto GMNIA. Per facilitare questa transizione verrà presentato un percorso basato su esempi, con complessità crescente, utili per fissare tutti i concetti ed apprendere le tecniche di modellazione ed analisi. Per meglio inquadrare gli aspetti teorici e la loro applicabilità, è stato deciso di utilizzare un metodo di confronto tra quanto prescrive il quadro normativo americano (AISC 360-16), quello europeo (UNI-EN1993:2006) e italiano (NTC2018).

Tutti i modelli qui presentati sono stati realizzati con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000 e sono liberamente scaricabili da questo indirizzo: <https://www.sap2000.it/academy/gmnia.zip>. Le medesime trattazioni, qui presentate, sono da intendersi valide anche per altri codici di calcolo mediante analoghe procedure.

The Geometrically and Materially Nonlinear Analysis with Imperfection (GMNIA) is proposed as a direct analysis method to include second-order effects and yielding effects directly in the analysis process. This approach strives to replace all simplified and indirect approaches, such as approaches based on first-order analysis combined with the method based on effective length (ELM – Effective Length Method).

This paper aims to present all the possible approaches for the analysis and design of steel structures, with particular reference to system stability and at the same time to guide engineers in the transition from simplified first-order methods to the direct method GMNIA. To facilitate this transition a path based on examples of increasing complexity will be presented. Such examples will be useful for consolidating all the concepts and learning the techniques of modeling and analysis.

To better set the theoretical aspects and their applicability, it was decided to use a comparison method between the American (AISC 360-16), the European (UNI-EN1993: 2006) and the Italian (NTC2018) codes.

All the numerical models shown here have been created with SAP2000 and are downloadable from this address: <https://www.sap2000.it/academy/gmnia.zip>. The approach presented here can also be applied in the case of use of other structural analysis programs by means of similar techniques.

*Corresponding author. Email: leonardo@csi-italia.eu

GLI ATTUALI APPROCCII E LA LORO NOMENCLATURA

A livello internazionale, in particolare europeo con l'avvento dell'attuale versione delle UNI EN:1993, si è diffusa la seguente nomenclatura:

LA Linear Analysis, analisi lineare al prim'ordine;

LBA Linear Bifurcation Analysis (Eigenvalue Buckling), analisi d'instabilità effettuata con il metodo basato sugli autovalori;

GNIA Geometrically Nonlinear elastic Analysis with imperfection, analisi non lineare geometrica ($P\Delta$), su modello con materiale lineare, con imperfezioni;

GMNIA Geometrically and Materially Nonlinear Analysis with imperfection, analisi non lineare geometrica ($P\Delta$) su modello con non linearità di materiale ed imperfezioni.

Come noto, l'analisi lineare al prim'ordine (LA) è basata sulla risoluzione delle equazioni di equilibrio in condizione indeformata: in altre parole, si trascurano gli effetti deformativi prodotti dai carichi applicati, sulle equazioni di equilibrio. Essa ha il vantaggio dell'applicabilità della corrispondenza diretta tra causa ed effetto; per esempio, raddoppiando i carichi applicati, si ha un raddoppio delle deformazioni. Per essa vale il principio di sovrapposizione degli effetti e questo permette di semplificare notevolmente le analisi ed il processo di gestione dei modelli analitici. Avendo a che fare con più carichi di natura diversa, alcuni gravitativi (per lo più verticali), altri orizzontali (come vento, sisma, spinta orizzontale di altra natura), è possibile definire tante analisi indipendenti quanti sono i carichi applicati all'interno della struttura, per poi combinare gli effetti, utilizzando il principio delle combinazioni di carico.

Questo approccio semplificato ha tanti vantaggi ed un solo svantaggio: quello di non rappresentare correttamente la fisica della nostra struttura; difatti, esso non è basato su un assunto fisico, ma su un approccio di comodo.

Le strutture sotto carico si deformano e in taluni casi, quando i carichi applicati sono importanti o quando le deformazioni lo sono, non è possibile trascurare le sollecitazioni che i carichi applicati producono congiuntamente al cambio di forma e di rigidezza della struttura: gli effetti del second'ordine.

Consapevoli di questa assunzione di comodo, allora, si sono sviluppati metodi alternativi, per esempio, quello che porta alla definizione di fattori correttivi delle sollecitazioni di prim'ordine. Questi fattori correttivi hanno formulazioni semplici, ma sono efficaci solo per piccole entità delle correzioni. Quando gli effetti del second'ordine diventano significativi, essi non apportano più una correzione veritiera e non sono più considerabili come metodi a vantaggio di sicurezza.

Spesso, vengono demandati al processo di verifica gli aspetti della stabilità delle strutture: si determinano valori di resistenza a compressione assiale o flessionale, basati sulla snellezza dell'elemento in esame.

Di conseguenza, gli aspetti d'instabilità, generalmente governati da meccanismi globali dell'intera struttura, vengono risolti focalizzando l'attenzione su una singola membratura ipotizzata isolata: la colonna modello.

Il metodo più comune è ELM, secondo il quale si determinano le lunghezze libere d'inflessione per i tre meccanismi comuni: instabilità euleriana piana su asse forte e su asse debole ed instabilità flesso-torsionale.

In ELM viene determinato un fattore correttivo della lunghezza dell'elemento, chiamato K-factor; normalmente un distinto K-factor per ognuno dei tre meccanismi: direzione di minima inerzia, direzione di massima inerzia, flesso-torsionale.

Il metodo più largamente utilizzato per la determinazione di questi fattori correttivi è rappresentato dai c.d. diagrammi di Wood, noti anche come alignment charts. I K-factor altro non sono che fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza dei vincoli e sono risolti e risolvibili, per due condizioni limite: strutture a nodi fissi e strutture a nodi spostabili.

Si osservino i diagrammi di Wood riportati in figura 1 e figura 2, facendo riferimento ad un elemento verticale i-esimo (c2), ad una delle due condizioni limite (nodi fissi o nodi spostabili), si determinino i rapporti delle rigidezze delle colonne incidenti sul nodo superiore, nodo A (somma della rigidezza delle colonne c2 e c1) e delle travi incidenti sul medesimo nodo (travi b1 e b2). Questo rapporto prende il nome di G.

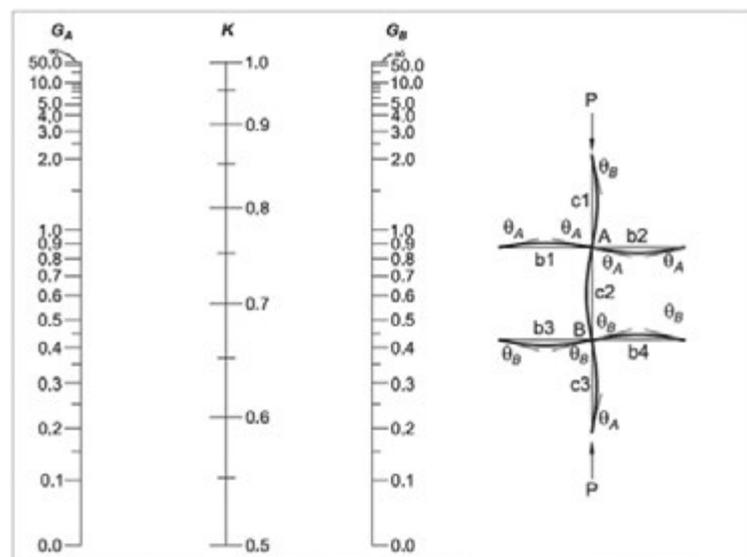


Fig. 1 | Alignments charts - nodi fissi

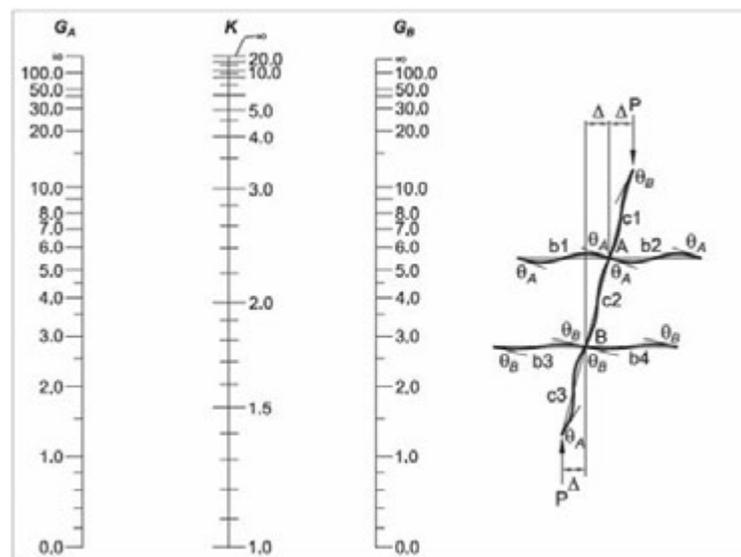


Fig. 2 | Alignments charts - nodi spostabili

Si proceda analogamente alla determinazione di G_B . Utilizzando G_A e G_B si calcoli K-factor.

In termini analitici, in riferimento allo schema piano risulta:

$$K_{b,i} = \frac{E_{b,i} I_{b,i}}{L_{b,i}}; K_{c,i} = \frac{E_{c,i} I_{c,i}}{L_{c,i}}; G_A = \frac{K_{c,1} + K_{c,2}}{K_{b,1} + K_{b,2}}; G_B = \frac{K_{c,2} + K_{c,3}}{K_{b,3} + K_{b,4}} \quad (1)$$

Naturalmente, questo è facilmente estendibile a condizioni non piane, con le inerzie nelle due direzioni degli elementi verticali.

Questo è un approccio semplice, ma corrisponde ad un preciso e reale significato fisico al problema?

No, non corrisponde ad un reale significato fisico e soprattutto ha limiti di applicabilità veramente stringenti:

1. tutti gli elementi verticali devono essere omogenei in carichi e rigidezza, non vi sia quindi una distinzione tra elemento stabilizzato ed elemento stabilizzante;
2. sia chiara la condizione in essere: struttura a nodi fissi o struttura a nodi mobili;
3. gli elementi trave e colonna devono formare angoli retti tra loro;
4. la struttura o parte di essa non sia spingente.

Il venir meno anche solo di uno di questi limiti, rende inapplicabile il metodo.

Certo, è possibile determinare i K-factor con altri metodi, il più efficace dei quali è rappresentato dall'analisi lineare di biforcazione dell'equilibrio (LBA), la c.d. analisi di buckling.

Com'è noto, alcune strutture (travi, telai, piastre, gusci), quando sono sottoposte a forze membranali di compressione, possono diventare instabili e subire grandi spostamenti laterali. Le forze membranali agiscono lungo l'asse delle travi e tangenti al piano medio delle piastre e dei gusci.

L'instabilità si manifesta quando una struttura converte parte dell'energia di deformazione membranale in energia di deformazione flessionale, senza che i carichi applicati subiscano

variazioni.

Viene raggiunta la situazione critica quando una piccola variazione dello stato di deformazione può trasformare la perdita di energia elastica membranale in aumento di energia elastica flessionale.

In una trave snella di lunghezza L , la rigidezza assiale EA/L è molto più grande della rigidezza flessionale EI/L^3 .

Lo stato di tensione membranale influenza notevolmente la rigidezza flessionale delle membrature; in generale, uno stato di trazione produce un incremento di rigidezza flessione, mentre uno stato di compressione un decremento. L'entità di variazione dipende dal termine detto di rigidezza geometrica. In termini matriciali risulta possibile scrivere che:

$$(\bar{K}_E + N\bar{K}_G)\bar{U} = \bar{F} \quad (2)$$

Dove, K_E è la rigidezza elastica della struttura, K_G il termine di rigidezza geometrica, mentre N rappresenta lo stato di tensione membranale (negativo se di compressione), U il vettore degli spostamenti e F il vettore di forze note.

La biforcazione non è altro che la condizione di perdita di univocità della soluzione (biforcazione dell'equilibrio). Infatti, esiste un vettore di carico membranale, tale che:

$$(\bar{K}_E + N\bar{K}_G) = \bar{K}_T$$

$$\det(\bar{K}_T) = 0 \quad (3)$$

In questo caso N rappresenta il vettore degli autovalori del problema, in corrispondenza dei quali la soluzione perde di univocità. I valori di N sono i valori critici dei carichi applicati, tale che uno o più gdl del sistema diventano labili.

Questo metodo di analisi restituisce i valori di N associati ad ogni forma d'instabilità (autovettore dell'auto-problema di buckling). Conoscendo il valore critico dei carichi applicati, è possibile sfruttare la formula di Eulero dell'instabilità assiale, per

4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$

[4.2.1]

dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura, F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto e F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

Fig. 3 | Necessità di analisi al second'ordine, Cap.4 NTC2018

determinare le lunghezze libere d'inflessione, quindi i K-Factor. Questa procedura rende possibile by-passare alcuni dei limiti di validità del metodo ELM, liberando dalla necessità di utilizzo degli *alignment charts*.

Si ricordi che le attuali disposizioni normative, sia italiane che europee, prevedono in alcuni casi la necessità di eseguire analisi del second'ordine. Più precisamente, relativamente alle NTC2018, vengono fissati i limiti di applicabilità dei metodi al prim'ordine illustrati in figura 3.

Le prescrizioni del punto 4.2.3.4 possono essere verificate mediante un'analisi LBA. La seconda prescrizione è il c.d. test del θ .

Perché l'analisi diretta del second'ordine è preferibile?

Nel 2005 in America, le AISC, spinte dal lavoro del grande precursore *prof. Donald W. White, Georgia Institute of Technology*, introducono, per la prima volta, il metodo di analisi diretto (DAM), come metodo alternativo per progettare la stabilità delle strutture in acciaio. Il metodo DAM è di fatto coincidente con il metodo GNIA.

Nel 2010 le AISC rilasciano un aggiornamento importante delle norme: il metodo di analisi diretto diventa il metodo preferenziale per lo studio della stabilità e i metodi basati sull'amplificazione delle sollecitazioni del prim'ordine, First-Order Method (FOM) e ELM, diventano così metodi alternativi; essi vengono relegati ad una casistica inferiore, in altre parole, vengono introdotti limiti applicativi stringenti ai metodi approssimati.

Quindi, dal 2010 parte una campagna di sensibilizzazione per gli ingegneri americani che vengono guidati nel processo di

transizione verso i metodi diretti. Senza dubbio il lavoro di White è considerato ancora oggi il miglior modo per spiegare il metodo diretto.

Anche la normativa europea ed italiana si è mossa verso l'utilizzo di metodi analitici per lo studio degli effetti del second'ordine. In sintesi potremmo dire che:

- i metodi diretti rappresentano un approccio più razionale al problema della stabilità;
- per computare gli effetti del second'ordine vengono utilizzati gli approcci $P\Delta$ (effetti globali) e $P\delta$ (effetti locali);
- le imperfezioni geometriche iniziali vengono inserite nei modelli di analisi direttamente (come modifica geometrica) o attraverso dei carichi nozionali;
- vengono presi in considerazione gli effetti inelastici che producono perdita di rigidità flessionale e membranale;
- vengono prese in considerazione le perdite di rigidità eventuali dei collegamenti;
- i carichi presenti in un'analisi del second'ordine devono essere fattorizzati allo SLU;
- non necessita più l'adozione di K-factor, la lunghezza libera assunta in verifica diventa uguale alla lunghezza effettiva della membratura;
- l'equilibrio è ottenuto nella configurazione geometrica deformata per effetto dei carichi applicati: in questo modo, le deformazioni geometriche di elementi che portano carichi verticali ricaricheranno il sistema di controventamento.

Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{ER}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLU, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

Fig. 4 | Effetti delle non linearità geometriche, Cap. 7 NTC2018

Alla domanda: “perché l’analisi diretta del secondo ordine è preferibile?” White risponde così: “il comportamento fisico della maggior parte dei telai, anche quelli elementari, non è mai un problema di biforcazione dell’equilibrio, ma un problema di deformazione sotto carico”.

$P\Delta$ e $P\delta$ - effetti dovuti a forti carichi

In riferimento alla figura 5, venga considerata una mensola caratteristica di lunghezza L , compressa con carico P e soggetta ad un taglio sommitale H . Guardando il problema al primo ordine risulta un momento flettente ad andamento triangolare di valore massimo pari a HL . Ma a seguito della deformazione Δ , massimo valore sommitale, anche i carichi gravitativi, rappresentati da P , generano un momento alla base che ha valore $P\Delta$.

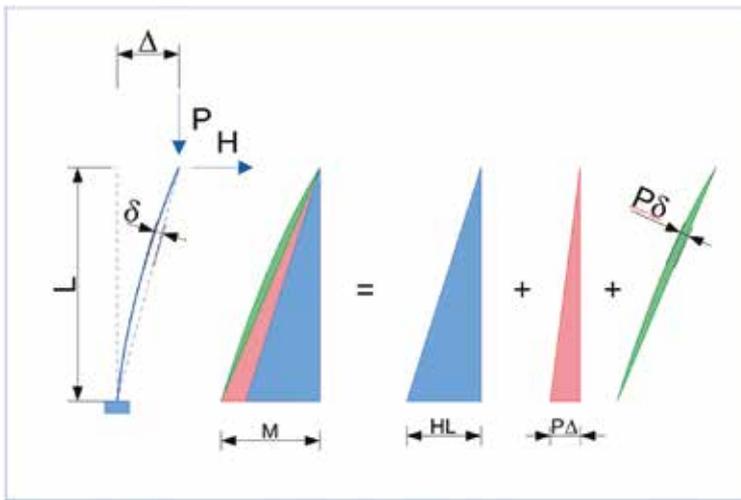


Fig. 5 | Effetto $P\Delta$ e $P\delta$

Questo momento additivo produce un incremento delle deformazioni complessive Δ , non più determinate dalla sola componente di carico H . Anche le deformazioni interne della mensola, δ , producono per effetto del carico di compressione P un ulteriore termine correttivo della flessione: $P\delta$. Anch’esso genera incremento della deformazione interna δ , non più determinata dalla sola applicazione di H . Questi termini correttivi e questo incremento di deformazione prendono il nome di effetti del second’ordine, nel caso particolare: effetti $P\Delta$ e $P\delta$. Essendo un incremento di sollecitazione, rappresenta una perdita di rigidità. In altre parole, si può asserire che uno stato membranale di compressione produce una perdita di rigidità flessionale, viceversa, uno stato membranale di trazione produce un incremento di rigidità.

Nel caso in cui la forza orizzontale H non ci fosse, cosa succederebbe?

Questo è il caso della mensola isolata soggetta al solo carico assiale di compressione o di trazione.

Un’analisi $P\Delta$ o $P\delta$ necessita di un innesco per poter funzionare. Nel caso di assenza di H , manca una deformata orizzontale che inneschi l’effetto del second’ordine. Ma i sistemi reali sono diversi dai sistemi ideali. Una mensola realizzata non sarà mai perfettamente

verticale: sussistono delle imperfezioni geometriche iniziali, un Δ_0 e/o un δ_0 , non associate alla presenza di carichi. Le imperfezioni rappresentano l’innesco degli effetti del second’ordine. White oltre ad essere stato il precursore dei metodi di analisi diretta, lo è stato anche per i carichi nozionali (*Notional Load*) e le imperfezioni geometriche. In assenza di carichi laterali applicati (vento, sisma, spinte generali) è fondamentale l’inserimento delle imperfezioni, come modifica geometrica o come carichi equivalenti.

Normalmente, per un problema del genere viene assunta un’imperfezione iniziale (un fuori piombo) di $\Delta_0=L/500$. In una mensola isolata, quest’imperfezione, produce un momento additivo pari a: $P\Delta_0$. Lo stesso momento può essere ottenuto applicando un carico orizzontale fittizio pari a $H_0=(1/500)P$ nella sua sommità superiore (in corrispondenza del punto di applicazione del carico P). In altre parole, in assenza della forza orizzontale H , la mensola viene modellata con una deformazione iniziale di $L/500$, oppure, viene applicato un carico convenzionale pari a $H_0=(1/500)P$, e per piccole deformazioni il loro contributo è equivalente. In molti casi reali, i carichi nozionali o le imperfezioni geometriche vengono introdotte anche in presenza di carichi orizzontali; è possibile dire che gli effetti si sommano. Da un punto di vista ingegneristico, $1/500$ dei carichi verticali è un valore spesso trascurabile rispetto all’entità delle forze orizzontali, per esempio vento o sisma (risultano spesso anche un paio di ordini superiori in modulo). Ma quello che conta qui è il concetto: un sistema reale ha le imperfezioni che in assenza di carichi applicati orizzontali fungono da innesco degli effetti del second’ordine.

Cosa succede se P supera un certo valore?

È stato descritto come l’effetto $P\Delta$ produca un incremento della sollecitazione flessionale, che a sua volta produce un incremento di Δ . Questo è, ovviamente, la descrizione di un processo iterativo: come aumenta Δ , aumenta l’effetto flessionale, che produce un nuovo aumento di Δ e così via...

È facile dimostrare che se P risulta inferiore a P_{cr} , la cui nota espressione euleriana è riportata nell’eq. (4), il meccanismo descritto produce una convergenza. Ad ogni iterazione, l’incremento di Δ tende a ridursi, convergendo alla soluzione. Invece, se P risulta maggiore o uguale a P_{cr} , gli incrementi iterativi di Δ tendono ad aumentare ad ogni iterazione, producendo così una globale divergenza.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L_0^2} \quad (4)$$

PERDITA DI RIGIDEZZA PER EFFETTI INELASTICI E DELLE CONNESSIONI

Nel caso di modelli numerici di materiali lineari, l’analisi $P\Delta$ o $P\delta$, per essere corretta, necessita di essere eseguita su un modello numerico, i cui elementi finiti abbiano opportuni moltiplicatori di rigidità, per tenere in conto gli effetti inelastici. Si ricordi che sotto i carichi applicati (riferiti allo SLU), le membrature sono soggette ad azioni comparabili a quelle resistenti. Questo comporta, spesso, il superamento delle condizioni di limite elastico delle sezioni ed in generale, produce su di esse un abbattimento

di rigidezza dei termini assiali (membranali) e flessioni. Secondo le AISC, in molti casi, si può tenere in conto in modo opportuno di queste perdite di rigidezza, moltiplicando i termini di rigidezza assiale e flessionale per 0,8. Quindi, si effettueranno le analisi con $0,8EA$ e $0,8EJ$ (in entrambe le direzioni flessionali, per gli elementi soggetti a momento deviato).

Un'altra condizione di perdita di rigidezza, in taluni casi, può essere indotta dai collegamenti. Per le connessioni a momento è necessario valutare la rigidezza del collegamento, se inferiore a quella degli elementi collegati (assenza di ripristino di rigidezza), si deve tenere in conto nel modello numerico, per esempio, introducendo dei rilasci parziali all'estremità degli elementi monodimensionali.

Anche se non espressamente richiesto negli Eurocodici e nelle NTC2018, lo scrivente suggerisce di adottare lo stesso criterio anche con queste normative.

FATTORIZZAZIONE DEI CARICHI

Un altro aspetto molto importante è che le analisi del second'ordine devono essere effettuate con carichi fattorizzati allo SLU. Nel caso di verifiche d'esercizio o verifiche a tensione ammissibile, le AISC prescrivono che le analisi debbano essere eseguite moltiplicando le azioni per un fattore di 1,6, per poi dividere a posteriore delle analisi le sollecitazioni per lo stesso fattore. Anche se non espressamente richiesto negli Eurocodici e nelle NTC2018, lo scrivente suggerisce di adottare lo stesso criterio anche con queste normative.

Lo stesso concetto, deve essere applicato anche nel caso di analisi $P\Delta$ o $P\delta$ in condizioni sismiche. Se si adottano spettri di progetto, calcolati sulla base di adozioni di fattori di struttura q (o comportamento R) maggiori dell'unità, le analisi devono essere calcolate con azioni caratteristiche a spettri elastici, per poi assumere sollecitazioni, a valle delle analisi, abbattute tramite i fattori scelti.

EFFETTI DOVUTI ALLE GRANDI DEFORMAZIONI

Pariteticamente agli effetti $P\Delta$ e $P\delta$, dove l'applicazione di

forti carichi membranali produce la \variazione di rigidezza del sistema, anche le deformazioni, quando sono di entità rilevante, contribuiscono alla variazione di tale rigidezza. Il cambio di forma della struttura necessita di riscrivere le equazioni di equilibrio nella configurazione deformata. In questo caso si parla di Grandi Spostamenti (*Large Displacement*).

Un'analisi in grandi spostamenti viene sempre fatta anche in termini di rigidezza geometrica, quindi una Large Displacement include anche gli effetti $P\Delta$ e $P\delta$.

Venga preso come riferimento l'esempio dell'arco a tre cerniere, presentato successivamente. Il cambio di forma dell'arco impone ad ogni step dell'analisi di ricalcolare la matrice di rigidezza nella configurazione deformata dell'arco.

NON LINEARITÀ MECCANICHE

Sia presa nuovamente in considerazione la mensola compressa di figura 5. È stato detto che se il carico applicato raggiunge quello euleriano, il processo $P\Delta$ diverge, mandando all'infinito il momento al piede della mensola. Questo nell'ipotesi di struttura infinitamente resistente. Ma il fenomeno dell'instabilità, in strutture reali, non è mai un problema di biforcazione dell'equilibrio o un problema di divergenza di un processo analitico. Nelle strutture reali, l'instabilità è un problema di deformazioni sotto-carico che producono sollecitazioni, localmente o globalmente, non più tollerate dal materiale. In altre parole, quando l'elemento raggiunge la resistenza, l'instabilità produce il collasso della struttura. Ecco che le non linearità meccaniche servono a cogliere questo principio, oltre al fatto che le sezioni, plasticizzandosi, perdono di rigidezza, di conseguenza si incrementano le deformazioni del secondo ordine, con aumento delle sollecitazioni del secondo ordine $P\Delta$, P moltiplicato Δ .

PROCEDURE DI ANALISI: ANALISI A CONTROLLO DI FORZA VS ANALISI A CONTROLLO DI SPOSTAMENTO

Si faccia riferimento adesso alla figura 6. Un'analisi non lineare è

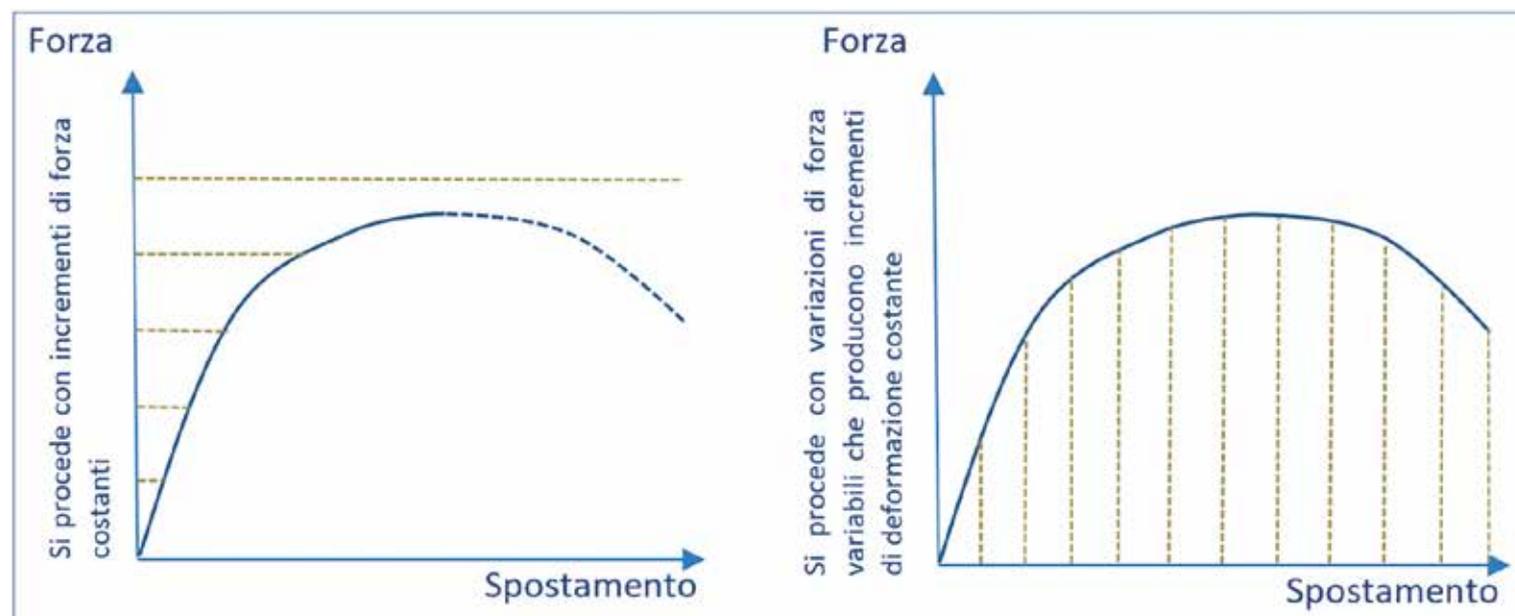


Fig. 6 | Analisi a controllo di forza vs controllo di spostamento

sempre un'analisi condotta a step, quindi è possibile seguire due procedure: controllo di forza e controllo di spostamento.

Un'analisi a controllo di forza viene eseguita applicando forze note (in modulo e direzione), i diversi step si susseguono aggiungendo componenti di forza rispetto agli step precedenti. Di norma si procede fissando il valore di massimi step da salvare, questo determina l'ampiezza della forza da applicare ad ogni passo. Fino a che si riesce ad avere convergenza, la forza aumenta monotonicamente. Un'analisi a controllo di forza sarà capace di restituire una curva di risposta monotona crescente in senso stretto. Se sulla struttura si raggiunge una condizione di perdita di resistenza (rottture locali, instabilità locali o globali), l'analisi si arresta per mancata convergenza all'ultimo step possibile.

Un'analisi a controllo di spostamento, invece, viene condotta senza imporre una forza massima, la forza varia iterativamente, aumentando o diminuendo rispetto al passo precedente, ma producendo un incremento monotono di spostamento. L'analisi si arresta per raggiungimento di un massimo spostamento target oppure per mancanza di convergenza.

Il vantaggio di un'analisi a controllo di spostamento è quello di riuscire a seguire la risposta della struttura anche a seguito di una perdita di resistenza complessiva, sia prodotta da rottture locali sia da instabilità. L'analisi a controllo di forza, d'altra parte, ha il vantaggio della semplicità. Si applicano forze note e si controlla come risponde la struttura al variare di queste forze applicate.

Nei grafici l'ascissa è rappresentata dallo spostamento di un punto di controllo, mentre in ordinata vi è la forza applicata.

UN PERCORSO AD ESEMPI

Seguendo le orme delle numerose lezioni e presentazioni di White e della AISC, l'autore ha voluto qui raccogliere una serie di esempi di difficoltà crescente atti a mostrare gli approcci analitici diretti. Alcuni esempi sono tratti dal corso AISC Live webinar, presentato il 21 dicembre 2016, altri sono ad opera dell'autore, pensati per mettere in luce le principali caratteristiche degli effetti $P\Delta$ e $P\delta$,

delle tipologie di analisi e dei loro settaggi più comuni. Ogni esempio viene risolto con più metodi ed i risultati sono commentati in modo ragionato.

Tutti i modelli sono stati realizzati con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000 e sono liberamente scaricabili da questo indirizzo: <https://www.sap2000.it/academy/gmnia.zip>.

CARATTERISTICHE COMUNI A TUTTI I MODELLI UTILIZZATI

Ogni modello di calcolo qui presentato ha le seguenti caratteristiche comuni.

Materiale S355, se non diversamente specificato.

$$E = 210.000 \text{ N/mm}^2, f_y = f_{ye} = 355 \text{ N/mm}^2, f_t = f_{te} = 355 \text{ N/mm}^2$$

È stata fatta la scelta di limitarsi ad un materiale a comportamento "sostanzialmente" EPP (Elastico Perfettamente Plastico), privo di incrudimento. La legge costitutiva del materiale, pertanto, risulta come quella riportata in figura 7.

Nel caso di modelli FEM realizzati con elementi bidimensionali, è stata definita una legge costitutiva accoppiata secondo il modello di Von Mises. In questo caso è stato introdotto un incrudimento cinematico. La legge utilizzata è riportata in figura 8.

Elementi shell

Gli elementi bidimensionali a comportamento non lineare sono stati definiti come elementi di tipo *Shell/Layered Nonlinear*. Trattasi di elementi bidimensionali definibili tramite composizione di diversi strati. Nella fattispecie è stato utilizzato un unico *layer* dello spessore della membratura, con 3 punti di integrazione nello spessore e comportamento non lineare in tutte le direzioni (S11, S22, S12). La definizione completa è mostrata in figura 9 nella quale viene richiamato il materiale con accoppiamento alla *Von Mises*.

Definizioni delle analisi

La maggior parte delle analisi condotte prevede non linearità geometrica e di materiale e quasi tutte le analisi sono state eseguite con la procedura definita a controllo di spostamento. Le caratteristiche delle analisi sono riportate in figura 10.

Come è possibile constatare le analisi sono condotte in regime geometrico non lineare completo: $P\Delta$ e grandi spostamenti. Naturalmente, se il modello ha una *meshatura* opportuna e nelle imperfezioni geometriche, imposte sulle forme di *buckling* o modali, sono correttamente compresi entrambi gli effetti $P\Delta$ e $P\delta$. L'analisi viene condotta in Controllo di Spostamento, monitorando l'opportuno nodo e l'opportuno gdl. Per esempio sia fatto riferimento alla figura 11: Controllo di spostamento. Vengono usati i nodi dove è attesa una maggiore deformazione normalmente nella direzione del carico applicato.

In taluni casi, per migliorare la convergenza di un'analisi condotta a controllo di spostamento, è opportuno specificare più di un punto di controllo. In questo caso, in presenza di effetti d'instabilità, la struttura potrebbe subire un repentino cambio di forma e addirittura invertire la deformazione in alcune parti. Ad un generico passo, se

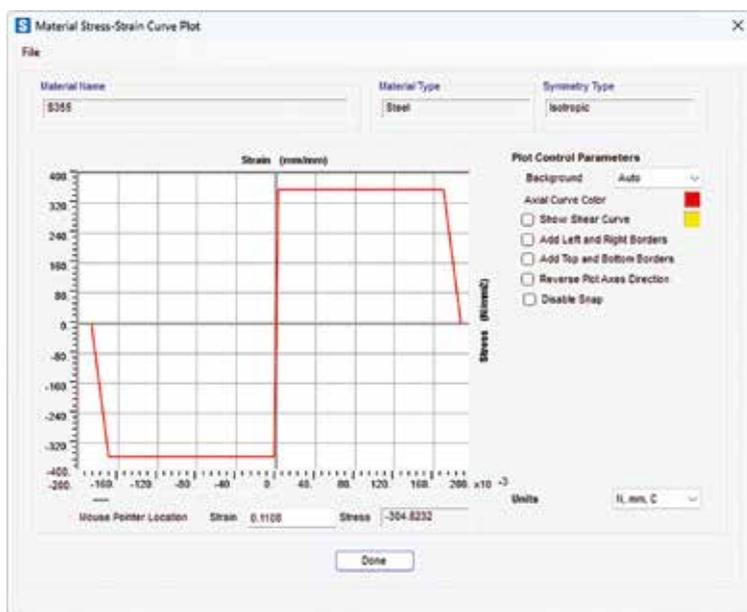


Fig. 7 | Legge costitutiva del materiale utilizzato nei modelli FEM



Fig. 8 | Legge costitutiva del materiale utilizzato, nel caso di elementi bidimensionali e accoppiamento secondo Von Mises

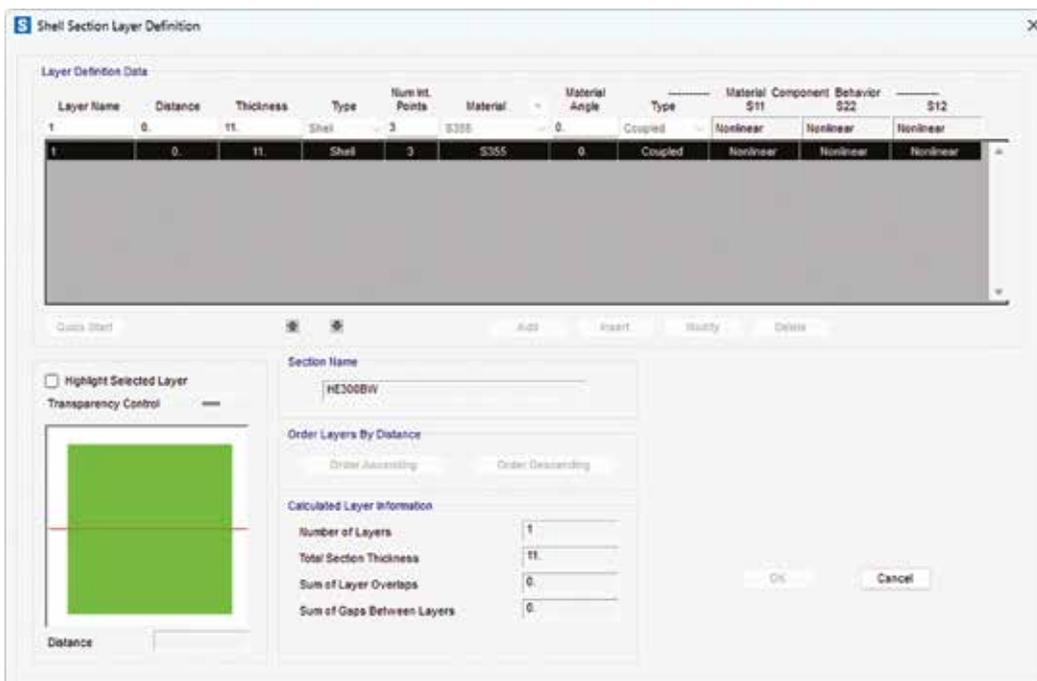


Fig. 9 | Shell non lineare a strati

il nodo controllato (sul gdl scelto) arrestasse la deformazione, o come abbiamo detto invertisse il segno di quella deformazione, rispetto ai passi precedenti, l'analisi terminerebbe.

A questo punto intervengono gli altri punti di controllo specificati, se anche solo un gdl monitorati, continuasse a deformare nella direzione iniziale, l'analisi potrebbe ancora andare avanti. Questo è il caso, per esempio, di archi soggetti a carichi antisimmetrici. La curva di risposta (forza vs spostamento, F-D), si presenta in questi casi con la classica forma a "fiocco". Attivando opportunamente questa condizione è possibile, quindi, studiare configurazioni post-critiche complesse.

Questo rende possibile l'utilizzo di tale strumento anche per lo

studio di elementi soggetti a cambio di forma nella configurazione post-critica, passaggi di punti di snap, in cui la nuova forma preveda un'inversione delle deformazioni rispetto alla configurazione pre-critica.

CASO 1: MENSOLA PIANA SOGGETTA A CARICO DI PUNTA ED IMPERFEZIONI

Si inizi da un problema piano. Si realizzi un elemento monodimensionale (*frame*) di altezza, L di 4000 mm e di sezione HEB300. Si escludano i gdl fuori piano (quelli nella direzione di minima inerzia del profilo).

Si applichi in sommità della mensola un carico esploratore, P , pari ad 1 kN.

Si esegua un'analisi di buckling con il solo carico P .

Il primo autovalore di buckling sarà pari a 8008, che moltiplicato lo sforzo assiale applicato produce un $N_{cr} = 8008$ kN.

Questo risultato è calcolabile con la nota espressione di Eulero, eq. (4).

Essendo il modulo di Young,

$$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Il momento di massima inerzia,

$$J = 2.517E8 \text{ mm}^4$$

Lunghezza libera, $L_0 = 8000$ mm

Risulta un $N_{cr} = 8151$ kN

Risultato in linea con quello ottenuto dall'analisi di buckling.

Si proceda adesso introducendo le imperfezioni geometriche: mediante applicazione di un carico nozionale equivalente oppure mediante definizione geometrica.

Optando per la seconda condizione, si introduca una *mesh* dell'elemento di partenza suddividendo lo stesso in 12

porzioni. Si rilanci la sola analisi di buckling. Dal menu di analisi si scelga il comando di *Modify Undeformed Geometry*. Compare la possibilità di modificare la geometria della struttura di partenza utilizzando i risultati di un'analisi. Si utilizza l'analisi di buckling, appena avviata, scegliendo la forma del primo autovettore d'instabilità con una magnitudo pari a $L/500$, corrispondente a 8 mm.

Il modello verrà sbloccato ed i nodi subiranno una deformazione imposta con forma ricavata dal primo autovettore e ampiezza massima pari a 8 mm.

La forma sarà la stessa di quella presente nella figura 5.

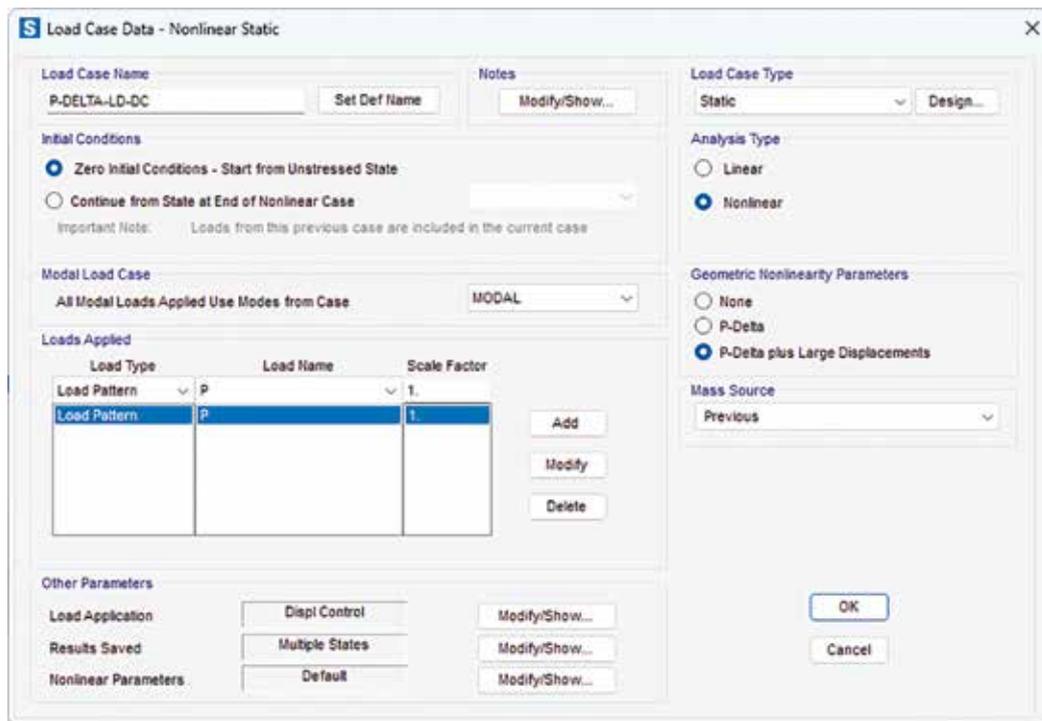


Fig. 10 | Definizione di un'analisi statica non lineare

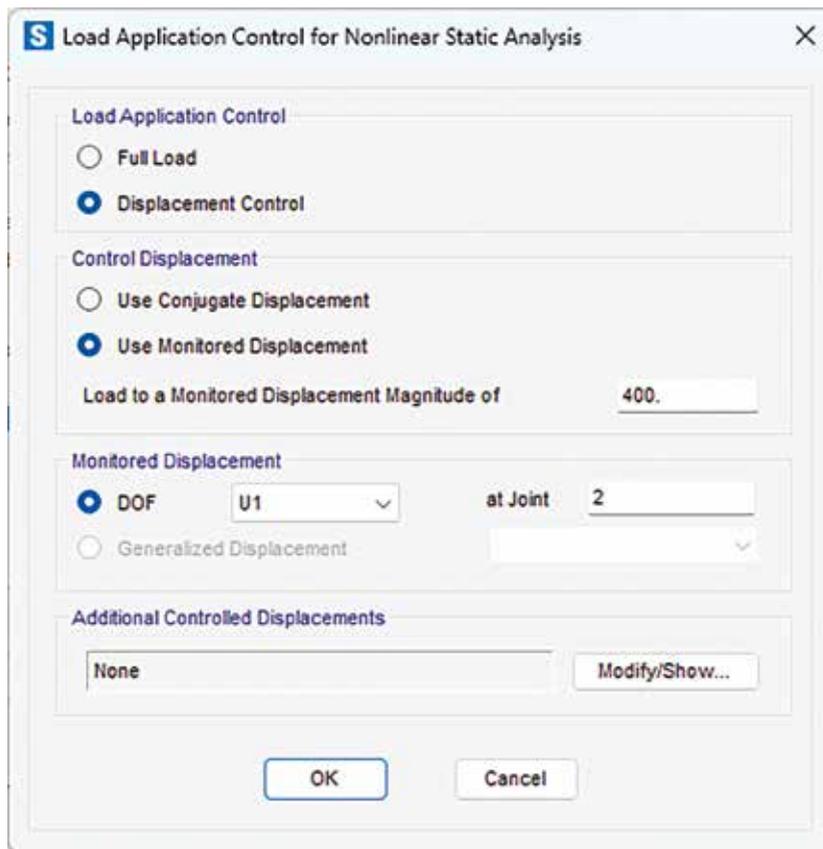


Fig. 11 | Controllo di spostamento

A questo punto si applichi sugli elementi di modello un fattore correttivo della rigidezza degli elementi, *property modifier*, per i termini *EA* ed *EJ*, pari a 0,8.

Questo corrisponde alla richiesta di riduzione della rigidezza dell'elemento per motivi inelastici. In altre parole, un'analisi

$P\Delta$, per essere corretta, deve essere eseguita su un modello in cui siano presenti l'imperfezione geometrica e le perdite di rigidezza per motivi plastici. Su quest'ultimo punto, si precisa che l'analisi del second'ordine, per essere corretta, deve includere i carichi fattorizzati allo SLU: in questa condizione, le sezioni, quindi, si trovano ad operare in prossimità dei loro valori resistenti. Questo comporta, per molti punti della struttura, l'aver sollecitazioni prossime a quelle di plasticizzazione (o addirittura superiori), comportando in esse una perdita di rigidezza.

Si proceda con un'analisi statica non lineare con l'inclusione della non linearità geometrica completa: $P\Delta$ e *Large Displacement*, eseguendo l'analisi in controllo di spostamento e monitorando la traslazione orizzontale dell'estremo libero.

Questa è la definizione di un'analisi GNIA, un'analisi non lineare per effetti geometrici con le imperfezioni geometriche iniziali e la perdita di rigidezza per effetti plastici. Attenzione, l'assenza anche solo di uno di questi due concetti: imperfezioni iniziali e abbattimento di rigidezza, avrebbe reso l'analisi non corretta. Successivamente verranno commentati i risultati ottenuti.

Si proceda adesso con una modifica al modello. Il primo concio della mensola, ricordando che è suddivisa in 12 conci, ospiterà adesso una cerniera plastica. Su questo concio si rimuova la modifica delle inerzie: la presenza esplicita delle non linearità di materiale rende ridondante l'abbattimento dell'inerzia assiale e flessionale tramite il fattore correttivo precedentemente descritto. Si definisca una cerniera plastica a fibre di lunghezza pari all'altezza della sezione, quindi 300 mm.

Salvo casi eccezionali, la zona plastica di una sezione in acciaio, si estende per una lunghezza paria all'altezza della medesima. Attribuita la cerniera plastica a fibre, sul primo concio, questa sarà così definita, come mostrato in figura 13.

L'analisi statica non lineare descritta ed applicata su questo modello corrisponde ad un'analisi GMNIA: un'analisi non lineare per effetti geometrici e di materiale, con le imperfezioni geometriche iniziali e la perdita di rigidezza per effetti plastici, in tutti gli elementi modellati come lineari per materiale.

Nella figura 14 sono riportati i risultati ottenuti: si proceda adesso ad una lettura critica dei medesimi.



Si può

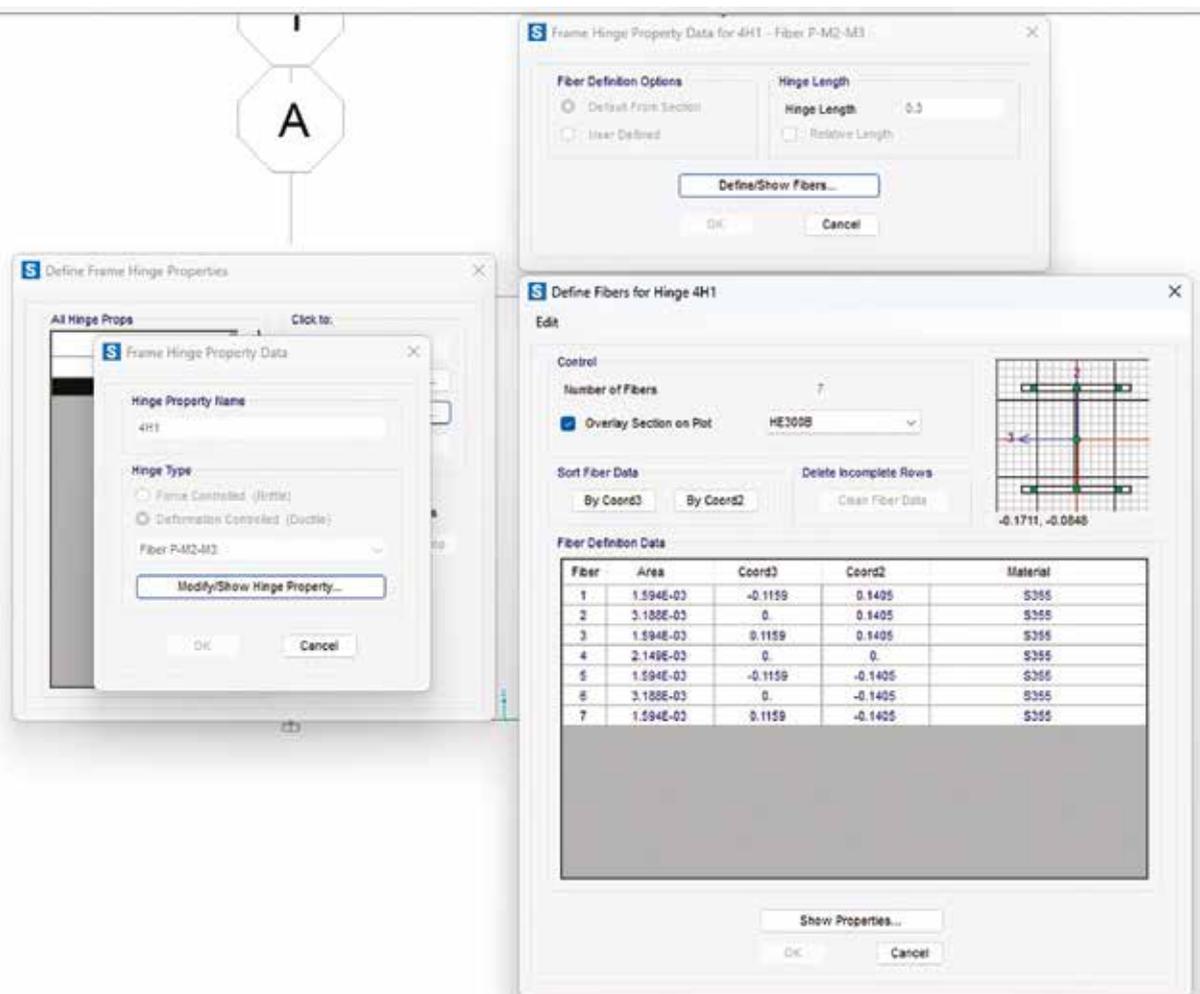


Fig. 12 | Caso 1

Fig. 13 | Inserimento di una cerniera plastica a fibre

iniziare con il dire che un'analisi a controllo di spostamento restituisce valori per ogni step, in ciascuno dei quali si avrà una variazione di forza applicata, seguendo quanto già espresso precedentemente. Nel raffronto le due curve di risposta, quella ottenuta tramite GNIA e quella prodotta da GMNIA, sono state sovrapposte. Il grafico è ottenuto utilizzando in ascissa il momento al piede della mensola, in ordinata lo sforzo assiale applicato.

Si può vedere che la curva GNIA, non avendo limiti indotti dalla resistenza, procede in senso monotono. In altre parole, il momento al piede aumenta più che linearmente con l'aumento di sforzo assiale. È l'effetto del second'ordine a produrre un aumento più che lineare.

Il momento tende inesorabilmente all'infinito. Esso è asintotico al valore critico del carico assiale. In un'analisi GNIA si dovrà procedere alla verifica sezionale, quindi le sollecitazioni P e M , dovranno essere confrontate con quelle di verifica, naturalmente mettendo in conto l'interazione $P-M$. Nel grafico sono state riportate le formulazioni di interazione $P-M$ della AISC, ma un risultato del tutto analogo lo si ottiene utilizzando le formulazioni d'interazione delle NTC o dell'EC3.

Si può quindi osservare che l'intersezione della curva GNIA con la linea tratteggiata superiore di dominio resistente, evidenzia una condizione massima accettabile di N pari a circa 4700 kN. Per tale valore, il momento associato è tale da raggiungere il valore

resistente (per interazione $P-M$).

Si guardi adesso la curva ottenuta dalla GMNIA.

Si può vedere come la curva salga fino al punto di massima resistenza, poi scenda seguendo una tangenza al dominio d'interazione $P-M$. In altre parole, poiché l'analisi contiene l'informazione della resistenza, tramite la cerniera a fibre, il profilo non supererà mai la resistenza. Questo risultato è molto interessante: l'approccio numerico del modello GMNIA segue esattamente il dominio resistente normativo. Si noti che il valore di massima resistenza raggiunto, corrisponde anche al valore calcolato in accordo a NTC ed EC3, della massima resistenza a compressione, per instabilità assiale, il c.d. $N_{b,Rd}$.

Seguendo le formulazioni di verifica italiane ed europee, si arriva ad un valore di $N_{b,Rd}=4500$ kN calcolato con la curva d'instabilità a_0 . Sappiamo, tuttavia, che un profilo HEB300, per effetto delle imperfezioni locali di forma, le imperfezioni di materiale e tensionali del processo di laminazione, è verificabile utilizzando la curva d'instabilità b . Per tale curva, si ha una riduzione del valore $N_{b,Rd}$, precisamente si ha che $N_{b,Rd}=3800$ kN.

L'analisi GMNIA di questo modello, non può includere informazioni legate alle imperfezioni locali del profilo (non ortogonalità tra piattabande ed anima) e le imperfezioni di materiale. Quindi, è da mettere in conto il fatto che i risultati ottenuti siano corrispondenti alla configurazione descritta nelle curve d'instabilità di tipo a_0 . Pertanto, sarà necessario adottare un limite di resistenza che

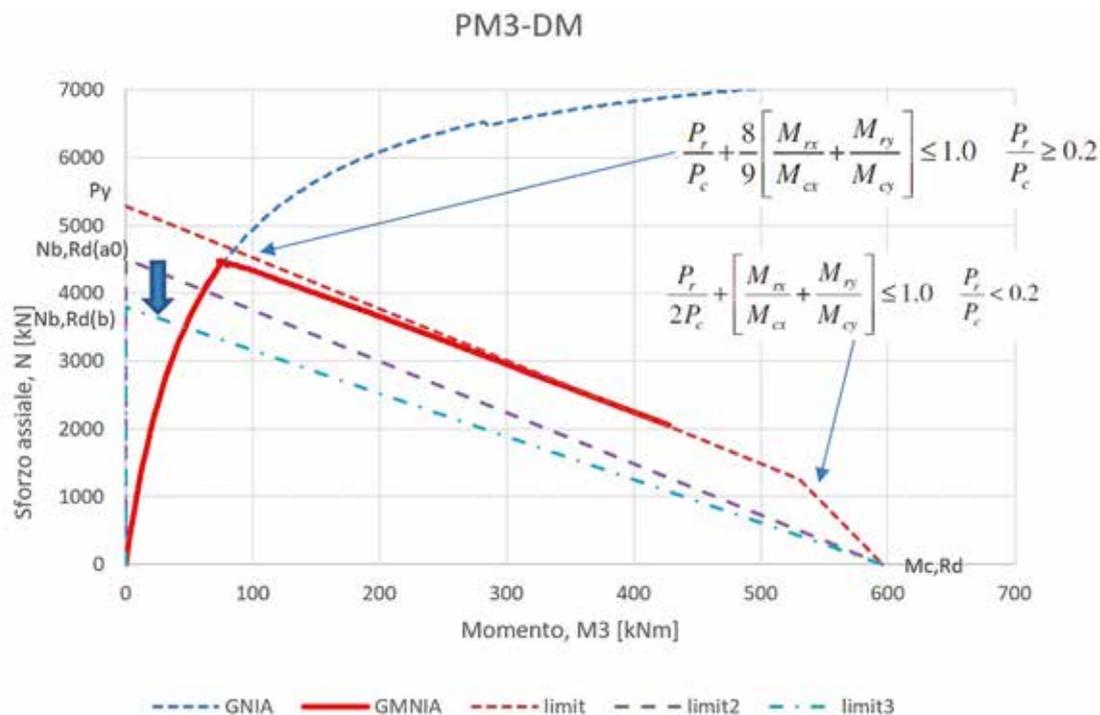


Fig. 14 | Raffronto risultati GNIA e GMNIA



Fig. 15 | Modello a shell della mensola isolata

tenga conto di questi effetti. Questa riduzione è evidenziata nel grafico con la presenza della freccia blu.

E se volessimo mettere in conto nel modello analitico questi limiti? Sarebbe possibile farlo?

Complicando il modello analitico sì, ed è quello che verrà fatto nel prossimo esempio.

CASO 2: MENSOLA PIANA SOGGETTA A CARICO DI PUNTA ED IMPERFEZIONI, MODELLO INTERAMENTE A SHELL

Si consideri lo stesso problema del caso precedente: una mensola di altezza L pari a 4000 mm e di sezione HEB300.

Si prendano in conto tutti e 6 i *gdl*.

Si proceda ad una modellazione interamente fatta a shell. In SAP2000, la procedura di creazione del modello è automatica, partendo da un elemento monodimensionale, un frame, esso può essere estruso convertendo le sue parti in elementi shell. Piattabande ed anima saranno interamente modellate con

elementi bidimensionali. Si proceda ad una meshatura uniforme. Si selezionino tutti i nodi di un'estremità delle piattabande, lungo l'intera altezza e si impedisca la traslazione nella direzione ortogonale all'anima. Questo per renderlo comparabile con il

modello precedente, dove si erano considerati solo i gradi di libertà sul piano forte del profilo. Si introduca una imperfezione, tale da riprodurre una non perfetta ortogonalità tra anima e piattabande. A questo scopo è sufficiente selezionare la prima piattabanda e traslare i nodi in direzione perpendicolare all'anima, procedendo, poi anche per la seconda piattabanda ma dando verso opposto. Le shell saranno realizzate mediante elementi non lineari a strati, come precedentemente descritto.

I vincoli disposti lungo intera altezza sulle piattabande hanno lo scopo di evitare una torsione generale e un'instabilità piana euleriana nella direzione debole del profilo, con lo scopo di poter riprodurre la condizione del caso precedente.

La vista in pianta della sezione evidenzia l'imperfezione geometrica di partenza considerata, piattabande non perfettamente ortogonali all'anima.

Si proceda con le stesse analisi presentate nel caso precedente.

Il risultato raggiunto evidenzia una corrispondenza perfetta al comportamento atteso. Si noti come il valore di massima resistenza, nel piano P-M, sia coincidente con il valore $N_{b,Rd}$ calcolato con la curva d'instabilità b. In sostanza la sola imperfezione geometrica introdotta produce l'effettiva riduzione di resistenza complessiva. Questo modello ha lo scopo di rispondere alla domanda precedente: a patto di accettare la complessità maggiore la GMNIA può includere anche la dipendenza dagli effetti locali e dalle imperfezioni suddette. Si fa anche notare che, in assenza di distorsione iniziale, riportata in figura 15, i risultati ottenuti da questo modello ricalcano sostanzialmente quelli ottenuti dal modello precedente; si sottolinea come i meccanismi fuori piano e torsionale, volutamente non indagati nel caso 1, sono stati esclusi

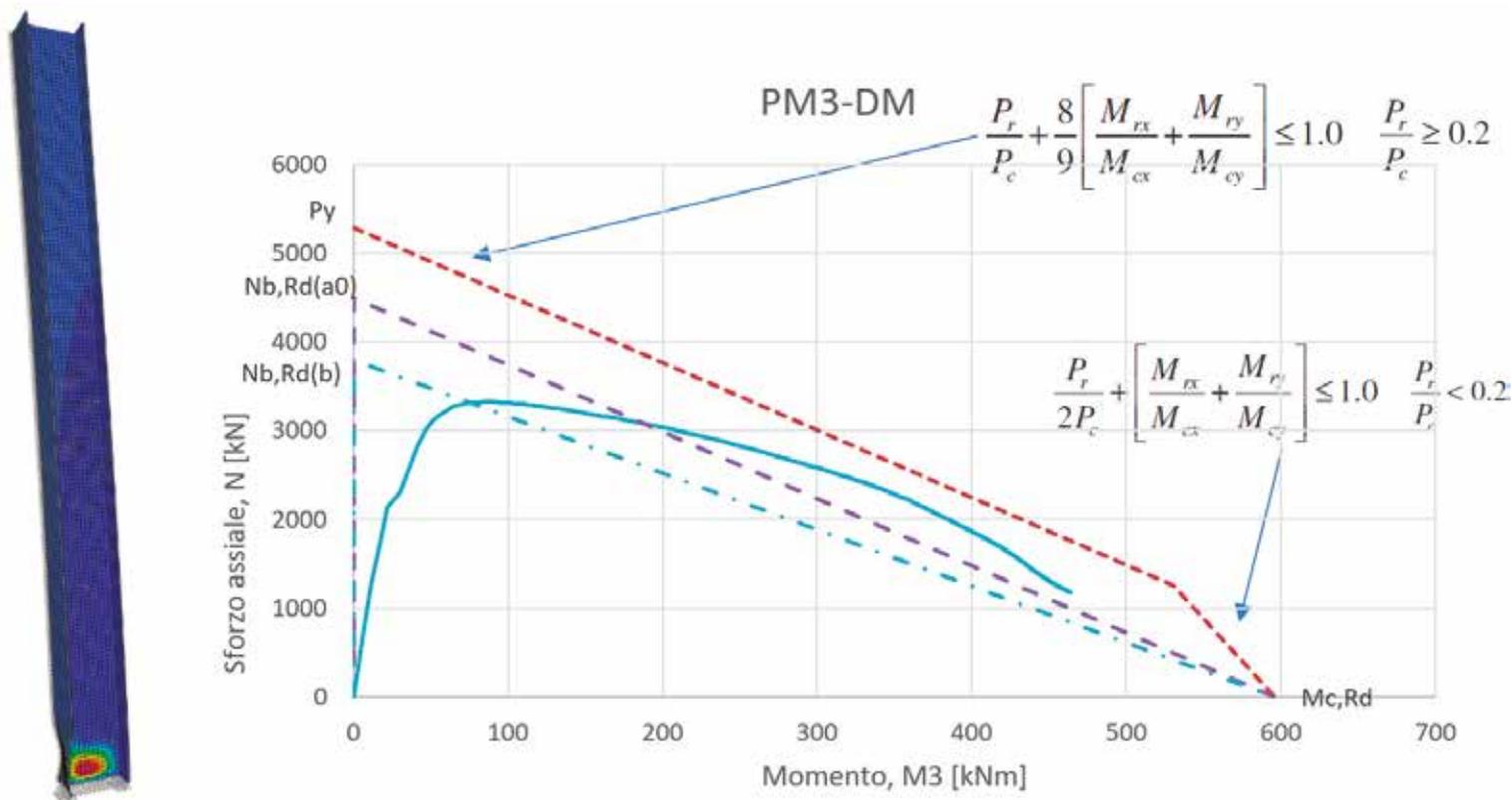


Fig. 16 | deformazione al collasso, con schiacciamento locale e risultati ottenuti

anche in questo caso.

Naturalmente, non è sempre possibile accettare la complessità di questo modello, rispetto alla semplicità del primo caso, quindi dobbiamo accettare l'approccio ingegneristico al problema. Conoscendo gli effetti non riproducibili da modelli semplici, come quelli del caso 1 e non accettando la complessità del caso 2, è possibile tenere in conto di questi effetti, leggendo in modo critico i

risultati ottenuti da scelte di semplicità del primo caso. Non sempre modelli più complessi aggiungono informazioni più dettagliate al problema. La conoscenza del modello fisico analizzato e dei suoi limiti è fondamentale per avallare o per adattare qualsiasi risultato ottenuto.

(Fine prima parte)

Bibliografia (in ordine di citazione)

- ANSI/AISC 360/16 An American National Standard, "Specification for Structural Steel Buildings"
- UNI EN 1993-1-1, European Standard, "Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"
- UNI EN 1993-1-6, European Standard, "Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures"
- D.M. 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, "Norme tecniche delle Costruzioni"
- Computers and Structures, inc., "CSI Analysis Reference Manual"
- Giulio Ballio, Federico Mazzolani, "Strutture in Acciaio"
- Filippo Bertolino, Università degli studi di Cagliari, "Metodi agli elementi finiti"
- Claudio Bernuzzi, Benedetto Cordova, Wiley Blackwell, "Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications", 2016
- AISC, "Direct Analysis Method - Application and Examples", AISC Live Webinar December 8, 2016, Revised December 21, 2016
- Donald W. White, NCSEA, "Understanding the AISC Direct Analysis Method of Design"
- Donald W. White, Andrea Surovek, Engineering Journal, December 2007, "Direct analysis and design using amplified first-order analysis - Part 2: Moment frames and general framing systems"
- Donald W. White, Jerome F. Hajjar, "Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice"
- F. Bazzucchi, A. Manuello, A. Carpinteri, "Interaction between snap-through and Eulerian Stability in shallow structures"
- Arman Mamazizi, Hassan Mehri, Roberto Crocetti, "Numerical and experimental investigation on the post-buckling behavior of steel plate girders subjected to shear", Conference paper 2013
- Leonardo Bandini, CSI Italia, "SAP2000, Modello FEM di nodo trave-colonna resistente a momento", risorsa web, <https://www.csi-italia.eu/academy>



Leonardo Bandini

È laureato in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, all'Università di Firenze con tesi sperimentale sul tema della dissipazione supplementare di energia ad opera di controventi dissipativi. Appassionato di metodologie avanzate di protezione sismica delle strutture e di controllo della risposta dinamica delle stesse, inizia da subito collaborazioni con diverse Università. Nel 2003, le esigenze di calcolo lo spingono a fare la conoscenza dell'Ing. Brunetta, con il quale da allora collabora per la diffusione, l'assistenza ed il potenziamento dei programmi di calcolo strutturale prodotti dalla CSI America e per le attività di progettazione strutturale. Socio di CSi Italia srl e dello studio associato Brunetta Bandini. Numerose sono le pubblicazioni che lo riguardano, tutte incentrate sul calcolo, la modellazione numerica e le tecniche di protezione sismica; co-autore della monografia dal titolo "Protezione sismica delle strutture" ed edita CISM. Molteplici anche le consulenze presso altri colleghi, tutte incentrate a risolvere problemi di modellazione numerica ed in generale di calcolo di edifici e di ponti protetti sismicamente, mediante sistemi suddetti, o per lo svolgimento di valutazioni sismiche di strutture esistenti. Attualmente fa parte della commissione strutture del GLIS/ANTEL ed è nel coordinamento scientifico della rivista Lo Strutturista.

Campagna Abbonamenti 2023

Clicca qui o
inquadra il QR



Fatigue due to Traffic Loads and Different Approaches of Stress Calculations: Case Study of a Steel-Concrete Composite Bridge.

Fatica dovuta ai carichi da traffico e diversi approcci al calcolo delle sollecitazioni: caso studio di un ponte composito acciaio-calcestruzzo.

Charles Bwemba | National Advanced School of Public Works (ENSTP), Cameroon

Emanuele Maiorana* | Isolcomit Srl, Legnaro, Italy

Steve Loic Michel Modi | National Advanced School of Public Works (ENSTP), Cameroon

Composite road bridges are usually subjected to dynamic actions and depending on the intensity and cycles of these actions this may compromise the structural system response reliability that could also lead to a reduction of the expected bridge service life. The fatigue due to traffic loads and stress on the structural system of a steel-concrete composite bridge is studied in this paper. Firstly, a theoretical evaluation was made following Eurocode and AASHTO norms for nominal stress calculation. The bridge 3D model was then developed using CSi Bridge software by Finite Element Analysis for moment history evaluation and calibrated by hand calculations using influence lines. Furthermore, Wöhler's curves were used to evaluate the fatigue resistance of critical details such as the butt weld, weld with cope hole and vertical stiffeners for demand-capacity evaluations following registered traffic (cycle loads) on the one span steel-concrete composite bridge. The damage accumulation method was used to calculate cumulated damage on critical details following Eurocodes. Following AASHTO, maximum stress was calculated from equivalent stress, the result of refined analysis using truck survey variable amplitude stress ranges at critical detail position. The maximum stress was compared to the constant amplitude fatigue threshold for infinite life evaluation. Finally, the remaining life of the bridge structural system was predicted following Eurocodes and AASHTO.

I ponti stradali compositi sono solitamente soggetti ad azioni dinamiche e, a seconda dell'intensità dei cicli di carico, ciò può compromettere l'affidabilità della risposta del sistema strutturale che potrebbe anche portare ad una riduzione della vita utile prevista del ponte. In questo lavoro viene studiata la fatica dovuta ai carichi di traffico e alle sollecitazioni sul sistema strutturale di un ponte composito acciaio-calcestruzzo. In primo luogo, è stata effettuata una valutazione teorica seguendo le norme Eurocodice e AASHTO per il calcolo delle sollecitazioni nominali. Il modello 3D del ponte è stato quindi sviluppato utilizzando il software CSi Bridge di Finite Element Analysis per la valutazione della storia di carico e calibrato mediante calcoli manuali utilizzando le linee di influenza. Sono state utilizzate le curve di Wöhler per valutare la resistenza alla fatica di dettagli critici come la saldatura di testa, con lunetta di scarico e degli irrigidimenti verticali, per la valutazione della domanda di capacità a seguito della registrazione del traffico (carichi ciclici) sul ponte composito acciaio-calcestruzzo a una campata. Per calcolare il danno cumulato è stato utilizzato il metodo di accumulo sui dettagli critici secondo gli Eurocodici. Seguendo l'AASHTO, la sollecitazione massima è stata calcolata dalla sollecitazione equivalente, risultato di un'accurata analisi, utilizzando gli intervalli di sollecitazione di ampiezza variabile del rilevamento del camion nella posizione di dettaglio critica. La sollecitazione massima è stata confrontata con la soglia di fatica ad ampiezza costante per la valutazione della vita infinita. Infine, la vita residua del sistema strutturale del ponte è stata prevista secondo Eurocodici e AASHTO.

*Corresponding author. Email: emaior@libero.it

1. Introduction

Fatigue is a progressive deterioration of a structure by crack growth, due to a series of stress variations cycles resulting from the application of repeated loads, such as those induced in bridge components under traffic loads and heavy vehicle crossings. The stress amplitudes are much lower than the failure strength of the material and are experienced very often or even continuously during the structures lifetime. Fatigue damage is a function of the magnitude and frequency of load effect cycles, as well as of the fatigue strength or behaviour of a structural detail [1]. Fatigue is the first cause of bridge damage [2]. Depending on the intensity and cycles of these dynamic actions, these adverse effects may compromise the structural system response reliability that could also lead to a reduction of the expected bridge service life [3]. The fatigue life of a member is the number of load cycles the member can endure before, confronting the structures serviceability limit state. Within a structures fatigue life, the structure is considered to experience deterioration in two different steps: crack initiation and crack propagation. The crack initiation period describes the time when cracks are just beginning to initiate from points of stress concentrations in structural details. Once a fatigue crack has initiated, applied repeated stresses cause propagation, or growth, of a crack across the section until the member is capable of fracture, also considered the end of fatigue life [4]. It is well known that metals will break down under repeated application, and especially under repeated reversal of stresses, greatly less than those that have to be applied when the ultimate strength of a material is tested in the ordinary way [5]. On average, the life expectancy of highway bridges is anywhere between 75 and 100 years. The service life of a bridge will depend on the weight and frequency of vehicle passing over, exposure to adverse conditions, and the regularity of check-ups or maintenance conducted on the bridge [6]. Unaltered rolled shape or plate presents the most favourable fatigue life situation. However, there are not many practical cases in which a rolled shape or plate does not have some kind of attachment, connection, or other alteration. A simple built-up section is composed of several steel plates joined together by welding. These details have fatigue resistance less than the unaltered shape or plate. Most specifications have adopted a fatigue life estimation for welded details that is dependent solely upon the stress range and detail connection, see [7-29].

2. Approaches of nominal stress calculation in Eurocode

For infinite life stress evaluation the verification is done according to equation 1

$$\gamma_{Ff} \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} \quad (1)$$

where

γ_{Ff} is the partial safety factor for fatigue loading;
 γ_{Mf} is the partial safety factor for fatigue resistance;
 Φ_2 is the dynamic factor;
 $\Delta\sigma_i$ is the stress range due to the fatigue load model obtained as a result of dynamic analysis. Calculation of the stress range due to fatigue load model at a certain point x of span length is given by equation 2

$$\Delta\sigma_i = | \sigma_{\max} - \sigma_{\min} | \quad (2)$$

$\Delta\sigma_D$ is the reference stress value of the fatigue strength at $5 \cdot 10^6$ cycles for Local Model 1 (LM1) obtained using Fatigue strength curve

for structural details (36, 40, 45,50, 56, 63, 71, 80, 90, 100, 112, 125, 140, 160) defined by Eurocode.

The finite life stress evaluations are done following the λ -coefficient method and the damage accumulation method.

λ -coefficient method is a conventional simplified fatigue assessment method, which is based on comparing a factored equivalent stress range with the studied detail factored fatigue resistance at $2 \cdot 10^6$ cycles. The basic idea with this method is that the fatigue damage caused by the stress range spectrum is associated with an equivalent stress range at $2 \cdot 10^6$ stress cycles, $\Delta\sigma_{E,2}$. The stress evaluation is expressed by the equation 3 [2]

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} \quad (3)$$

Since

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_i \quad (4)$$

Substituting equation 4 into equation 3 yields equation 5

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} \quad (5)$$

where

$\Delta\sigma_i$ is the stress range calculated from fatigue load model;
 $\Delta\sigma_C$ is the reference stress value of the fatigue strength at $2 \cdot 10^6$ cycles;
 $\Delta\sigma_{E,2}$ is the equivalent constant amplitude stress range related to $2 \cdot 10^6$ cycles;
 λ is the fatigue damage equivalent factor related to $2 \cdot 10^6$ cycles.

The λ -coefficient is obtained considering four different λ -coefficients as defined by equation 6

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max} \quad (6)$$

where

λ_1 is the span factor taking into account the length of the span and the structure type;
 λ_2 is the volume factor taking into account the traffic volume;
 λ_3 is the time factor taking into account the design life of the bridge;
 λ_4 is the lane factor taking into account the traffic on more than one lane;
 λ_{\max} is the maximum damage equivalent factor taking into account the fatigue limit.

Each λ -coefficient can be determined according EN 1993-2:2007, §9.5.2.

Load effects generated by traffic loads on bridges are generally very complex. Not only are the stress ranges generated by these loads of variable amplitudes, but also other parameters that might affect the fatigue performance of bridge details such as the mean stress values and the sequence of loading cycles are rather stochastic. In order to treat such complex loading situations there is a need to represent the fatigue load effects caused by the actual variable amplitude loading in term of equivalent constant amplitude loading.

2.1 Palmgren-Miner damage accumulation

As known, an $\sigma - N$ curve represents the relation between the stress range $\Delta\sigma$ (or $\Delta\tau$) in a specific detail and the total number of cycles to failure, N. In other words, a specific detail with a certain fatigue strength (represented by an $\sigma - N$ curve) will fail after N cycles of a stress range $\Delta\sigma$. At failure, the fatigue life is consumed and the total fatigue damage in the detail would then be 100%, or $D = 1.0$. If the same detail is now loaded with a number of stress cycles n less than N

at the same stress range, the fatigue damage accumulated in the detail is expressed by equation 7

$$D = n / N \quad (7)$$

being

$$D = 1.0, \text{ when } n = N;$$

$$D < 1.0, \text{ when } n < N.$$

If the detail is subjected to a number i of loading blocks each with a constant amplitude stresses $\Delta\sigma_i$ which is repeated n_i number of times, then the total fatigue damage accumulated in the detail would be the sum of the damage caused by the individual loading blocks as expressed by equation 8

$$D = \sum_i D_i = \sum_i n_i / N_i \quad (8)$$

2.2 Application of equivalent stress range

As stated earlier, the fatigue damage caused by a number of loading blocks with constant amplitude loading can be represented by an equivalent stress range which is defined as constant amplitude stress range which if applied with the same total number of loading cycles of the variable stress range would cause the same total damage as the variable amplitude loading block. If one, for simplicity, assumes an σ - N curve with a constant slope of 3, an expression for the equivalent stress range can be derived as follows for any load spectrum. The damage caused by each loading block in the loading spectrum is expressed by equation 9 [2]

$$D_i = n_i / N_i \quad (9)$$

The total damage is defined by equation 10

$$D = \sum_i D_i \quad (10)$$

For a design curve with a constant slope $m = 3$ the total number of cycles to cause failure N_i at a specific stress range $\Delta\sigma_i$ can be expressed by equation 11

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \cdot [(\Delta\sigma_D / \gamma_{MF}) / (\Delta\sigma_i \cdot \gamma_{FF})]^3 \quad (11)$$

Equation 11 can also be written as equation 12 ($\Delta\sigma_C$ is the stress at $2 \cdot 10^6$ stress cycles)

$$N_i = 2 \cdot 10^6 \cdot [(\Delta\sigma_C / \gamma_{MF}) / (\Delta\sigma_i \cdot \gamma_{FF})]^3 \quad (12)$$

The equivalent stress range $\Delta\sigma_E$ will cause the same damage D_E after the same total number of cycles. Equation 13 defines damage in terms of equivalent stress range.

$$D_E = \sum_{i=1}^n n_i / N = \Delta\sigma_E^3 / (5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^3) \cdot \sum_{i=1}^n n_i \quad (13)$$

Therefore equivalent stress range can also be defined by equation 14

$$\Delta\sigma_E = [\sum_{i=1}^n n_i \cdot \Delta\sigma_i^3 / \sum_{i=1}^n n_i]^{1/3} \quad (14)$$

When calculating the total fatigue damage D , consideration should be given to where, in relation to the σ - N curve, each stress block is positioned. All stress ranges below the cut-off limit are assumed not to contribute to the fatigue damage and can thus be neglected. In addition, with a tri-linear σ - N curve, the slope should also be considered. Thus, the total damage in this general case, again omitting the partial factors, is defined by equation 15

$$D = \sum \Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D \cdot n_i \cdot \Delta\sigma_i^3 / (2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^3) + \sum \Delta\sigma_D > \Delta\sigma_i > \Delta\sigma_L \cdot n_i \cdot \Delta\sigma_i^5 / (5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^3) \quad (15)$$

which can also be expressed in term of equivalent stress as shown by equation 16

$$\Delta\sigma_E = [(\sum n_i \cdot (\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_i)^3 + \sum n_j \cdot \Delta\sigma_j^{mi} \cdot (\gamma_{FF} \cdot \gamma_{MF} \cdot \Delta\sigma_j \cdot \Delta\sigma_D)^{mi-mj}) / (\sum n_i + \sum n_j)]^{1/mi} \quad (16)$$

where

i is the index of stress ranges with a magnitude higher than $\Delta\sigma_D$ and their corresponding stress cycles;

j is the index of stress ranges with a magnitude lower than $\Delta\sigma_D$ and their corresponding stress cycles;

m_i is the slope of the tri-linear σ - N relation above the knee-point $\Delta\sigma_D$, $m_i = 3$ for structural steel details;

m_j is the slope of the tri-linear σ - N relation below the knee-point $\Delta\sigma_D$, $m_j = 5$ for structural steel details.

3. Approach of nominal stress calculation in AASHTO

Stress range is the dominant parameter for fatigue design. The most common cause of fatigue cracks in bridges is in-service cyclical stress range due to trucks. Therefore the fatigue limit state only considers force effects from live load. The fatigue I load combination is applied to check if the detail under investigation will safely achieve infinite life. When a detail cannot provide infinite life due to the magnitude of the repeating stress range, the fatigue II load combination is applied to ensure that the detail will exhibit sufficient finite life based upon the projected average daily truck traffic (ADTT) for 75 years, the design life specified in AASHTO LRFD.

3.1 Fatigue I load combination

AASHTO fatigue I load combination is used infinite life stress evaluation. The loading terms are the load factor and computed stress range, respectively, and the nominal resistance is defined as the constant amplitude fatigue threshold (CAFT). The limit state is expressed by equation 17

$$\gamma \cdot (\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (17)$$

where

γ represents the load factor for fatigue I;

Δf represents the computed stress range due to the passage of fatigue loads;

ΔF_{TH} represents the constant amplitude fatigue threshold.

The resistance for an evaluation of infinite life is termed the constant amplitude fatigue threshold (CAFT) or alternately the constant amplitude fatigue limit (CAFL), with the terms commonly used interchangeably. AASHTO LRFD specifies the design resistance of details based upon the testing. Details are categorized and organized into eight detail categories (A, B, B', C, C', D, E, and E') in order of descending fatigue resistance.

Each piecewise continuous curve consists of a sloping portion of variable resistance followed by a straight horizontal line, representing the constant amplitude fatigue threshold (CAFT).

Unlike finite life tests, for which there are many tests and the statistical distribution of resistance is readily determined, infinite life tests are time consuming and expensive and more limited in number. The statistical properties of the CAFT are not well established. The CAFT is simply a straight line drawn to bound the available test data and at which point it is assumed that cracking can be prevented under constant amplitude loading. Other CAFT limits could also be drawn at different stress levels. They do not have the same precision as the finite life equations for fatigue resistance.

Nevertheless they are used to design structures so that fatigue cracking is prevented over the design life.

3.2 Fatigue II load combination

The AASHTO fatigue II load combination controls the propagation of cracks under repeating load effects over the design life of the structure.

It allows for higher stress ranges but only for a finite number of cycles. It makes use of the concept of stresses produced by an effective truck and compares them to finite life resistance. For finite life, the limit state is expressed by equation 18

$$\gamma \cdot (\Delta f) \leq (A / N)^{1/3} \quad (18)$$

where

- γ represents the load factor for fatigue I;
- Δf represents the computed stress range due to the passage of fatigue loads;
- A represents the detail constant;
- N is the number of design cycles for the detail.

In the region of finite life, the nominal fatigue resistance is a function of the detail category and the number of cycles. It is generally accepted that for structural steels, the life is inversely proportional to the cube of the applied stress range as defined by equation 19

$$\text{Fatigue life, } N \propto 1 / (\Delta f)^3 \quad (19)$$

Doubling of the stress range decreases the life by a factor of 8. Control of the stress range is therefore the most important factor in extending the fatigue life of a detail.

AASHTO rearranges this equation into the following form and defines this as the finite life nominal resistance of a specific class of details. The allowable stress range is expressed as a function of the specific detail and the number of cycles throughout the design life of the bridge, as expressed by equation 20

$$(\Delta F)_n = (A / N)^{1/3} \quad (20)$$

with A given as a detail constant and N representing the number of design cycles of loading for a particular detail.

The additional term required to compute the fatigue resistance is the number of design cycles N, to which a detail is subjected. AASHTO specifies that the number of design cycles is calculated using equation 21

$$N = (365) \cdot (75) \cdot n \cdot \text{ADTT}_{\text{SL}} \quad (21)$$

This equation computes the number of design cycles associated with the 75-years design life. The equation involves the computation of the average daily truck traffic in a single lane ADTT_{SL} , as well as the number of cycles of loading per vehicle passage n. The ADTT_{SL} is an estimate of the number of trucks in a given day that will produce the effective stress range. It is computed in AASHTO LRFD as a function of the total truck volume and the assumed percentage of trucks that travel in the critical lane location.

The engineer must estimate the average daily truck traffic in a single design lane averaged over the life of the structure, ADTT_{SL} . The starting point for this estimate is the current ADTT in one direction. This is computed by taking a percentage of the ADTT for one direction of the bridge and assigning a portion of the total truck traffic to the most heavily travelled lane using equation 22

$$\text{ADTT}_{\text{SL}} = p \cdot \text{ADTT} \quad (22)$$

where

- p is the fraction of trucks in the most heavily travelled lane;
- ADTT is the average daily truck traffic in one direction.

To determine the ADTT in a single direction, AASHTO LRFD suggests that if directional split information is not available, 55 percent of the total traffic be assumed in one direction. AASHTO LRFD stipulates that the traffic percentage in the most heavily travelled lane p be taken as 100 percent for a single lane available to trucks, 85 percent for two lanes available and 80 percent for three or more lanes available, since

regardless of the number of lanes, trucks tend to bunch in specific driving locations [17].

3.3 Estimating stress range

The assessment approach discussed herein is appropriate for bridges where fatigue cracking has not been visually detected. If fatigue cracking has already been visually detected a more complex fracture mechanics approach is appropriate instead of the evaluation presented herein.

Generally, upon visual detection of fatigue cracking, the majority of the fatigue life has been exhausted and retrofitting should be initiated. The stress range, either measured or calculated, is due to a single truck in a single lane on the bridge, as specified in AASHTO LRFD article 3.6.1.4.3 [25]. The stress range used for fatigue life evaluation can be estimated in three ways which are:

- direct application of AASHTO LRFD [25];
- estimations from a truck-weight survey;
- estimations from field measured strains.

The effective stress range shall be estimated as defined by equation 23

$$(\Delta f)_{\text{eff}} = R_p \cdot R_s \cdot \Delta f \quad (23)$$

where

- R_p is the multiple presence factor defined;
- R_s is the stress-range estimate partial load factor specified in Table 4;
- Δf is the factored calculated stress range due to the passage of the fatigue truck as specified in AASHTO LRFD article 3.6.1.4 for the fatigue II load combination of AASHTO LRFD Table 3.4.1-1 [25].

In determining the fatigue life, the uncertainty associated with the stress range R_s has two components:

- uncertainty associated with analysis, represented by the analysis partial load factor, R_{sa} ;
- uncertainty associated with assumed effective truck weight, represented by the truck-weight partial load factor, R_{st} .

The product of these uncertainties is termed the stress-range estimate partial load factor, R_s .

The partial load factors were adapted from the AASHTO Guide Specifications for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges [22] and are summarized in Table 4. As uncertainty is removed from the evaluation by more refined analysis or site-specific data, the increased certainty is reflected in lower partial load factors. Uncertainty decreases as one moves down the rows of the table. Simplified and refined analysis are as defined in AASHTO LRFD articles 4.6.2 and 4.6.3 [25] respectively. The multiple presence factor for transverse members is assumed $R_p = 1$.

The multiple presence factor for longitudinal members shall be calculated as defined by equation 24

$$R_p = 0.988 + 6.87 \cdot 10^{-5} \cdot L + 4.01 \cdot 10^{-6} \cdot \text{ADTT}_{\text{PRESENT}} + 0.0107 / n_L \quad (24)$$

where

- L is the span length (in ft);
- $\text{ADTT}_{\text{PRESENT}}$ is the present average daily truck traffic in both directions (trucks / day) (see Table 8.2.1.2-1);
- n_L is the number of striped lanes.

The multiple presence factor was developed as discussed in NCHRP Report 721 [27] for $2 \leq n_L \leq 4$ and $30 \text{ ft} \leq L \leq 220 \text{ ft}$.

The commentary to MBE article 7.2.2.1 states that the use of the multiple presence factor “may be justified outside of these ranges, but are not based on experimental evidence”.

The effective stress range shall be estimated as defined by equation 25

$$\Delta f_{\text{eff}} = R_p \cdot R_s \cdot \Delta f_{\text{survey}} \quad (25)$$

where

R_p is the multiple presence factor defined in Section 8.2.1.2;

R_s is the stress-range estimate partial load factor specified in Table 8.2.1.1-1;

Δf_{survey} is the calculated stress range due to the passage of a fatigue truck determined by a truck survey or weigh-in-motion (WIM) study.

The stress range may be calculated using simplified or refined analysis, as defined in AASHTO LRFD Articles 4.6.2 and 4.6.3, respectively; and the fatigue truck is determined by a truck survey or WIM study factored in accord with the fatigue II load combination of AASHTO LRFD Table 3.4.1-1. The effective stress range may be estimated through field measurements of variable-amplitude strains at the fatigue-prone detail under consideration under typical traffic conditions. Field measurements of strains represent the most accurate means to estimate effective stress ranges at fatigue-prone details.

The effective stress range, Δf_{eff} , shall be taken as the cube root of the weighted sum of the cubes of the variable-amplitude stress ranges from the measured strains, as defined by equation 26.

$$\Delta f_{\text{eff}} = R_s \cdot (\sum \gamma_i \cdot \Delta f_i^3)^{1/3} \quad (26)$$

where

R_s is the stress-range estimate partial load factor, calculated as R_{sa} and R_{st} , unless otherwise specified;

γ_i is the percentage of cycles at a particular stress range;

Δf_i is the particular stress range in a field-measured stress-range histogram greater than 45 percent ($= 0.80 / 1.75$) of the constant-amplitude fatigue threshold of the fatigue-prone detail.

4. Case Study

The aim of this study was to assess fatigue caused by traffic loads and nominal stresses on the structural system of a composite road bridge. To achieve this goal, the Finite Element Model of the Doume bridge was built and heavy traffic simulated on the bridge representing the real traffic in order to obtain stresses, cumulated damage and hence estimate the remaining life of the bridge critical details. The Doume bridge is a one span bridge of length 54 m as illustrated by the figure 1. The total width of the bridge is 10.50 m which constitute 2 lanes of width 3.50 m each and 2 sidewalks of width 1.50 m. Figure 2 illustrates the transversal section of the bridge. The 3D model of the

Doume bridge is illustrated by figure 3.

Figures 4-6 illustrate the bridge deck, access road and cross beam-vertical stiffeners respectively

4.1 Numerical modelling

The bridge numerical modelling was done using CSi Bridge software. The superstructure consist of the concrete deck, twin I-girders, the diaphragm (cross beam), connection plates while the substructure consist of the start and end abutments. Firstly bridge parameters (span, pavement details, guardrails, etc) were entered in the software followed by the definition of materials to match with the model materials. Secondly, the twin I-girders were modelled using the frame and shell elements and the cross beams using frame elements and assigned as diaphragms. The concrete slab was modelled using shell elements and the connection plates using splice elements. The start and end abutments were modelled using the frame elements and assigned abutment properties. The elastomeric bearings were modelled using the command links. Thirdly, the defined materials (steel, concrete, rebars) were assigned for each frame, shell element following the correspondence. The materials characteristics are defined as:

- steel girder, S355K2+N, following EN 10025-3;
- concrete slab, C30/37;
- cross beam, IPE600;
- reinforcement bars, Fe500.

The traffic data obtained from Egis Cameroon and the Ministry of Public Works, Direction of Road Project Investments was used to simulate traffic flow on the bridge finite element model to obtain the stresses resulting from of real traffic flow. The traffic data reveal that the actual heavy traffic on the bridge is constituted of 2 axle trucks, 3 axle trucks, 5 axle semi-trailers, 4 axle semi-trailers and logging trucks. The total number of heavy lorries in the slow lane N_{obs} is estimated to 64573 average between the years 2012 to 2021.

Table 1 summarizes the different configurations of the heavy vehicles and their percentage N_{obs} . Table 2 summarizes the vehicle wheel configuration and geometrical properties for each vehicle type.

The different fatigue trucks were modelled in the software CSi Bridge under the loads options following the axle spacing, equivalent axle loads, and wheel type.

4.2 Dynamic analysis

Two types of dynamic analysis were done for the bridge, the modal analysis and the linear direct integration time history.

The modal analysis permits the control of vibration of the structure when submitted to an action.

The linear direct integration time history is a step-by-step analysis to



Fig. 1 | Bridge main beams dimensions

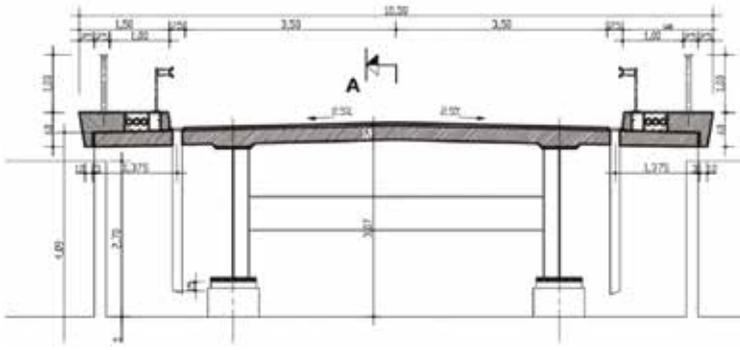


Fig. 2 | Bridge transversal section



Fig. 3 | Bridge 3D model



Fig. 4 | Bridge deck



Fig. 5 | Access road



Fig. 6 | Cross beams and vertical stiffeners

Lorry	Axle Spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Wheel Type	Percentage of Nobs (%)
Fatigue Truck n°1 (2 axles)	4,50	70 130	A B	14
Fatigue Truck n°2 (3 axles)	4,20 1,30	70 120 120	A B B	19
Fatigue Truck n°3 (5 axles)	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	A B C C	30
Fatigue Truck n°4 (4 axles)	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	A B B B	5
Fatigue Truck n°5 (5 axles)	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	A B C C C	32

Tab. 1 | Vehicle fatigue truck data

evaluate the dynamic response of a structure to a specified loading that may vary with time. The fatigue verification procedure is performed for those details that are determinant for the fatigue performance of the bridge. The critical details concerned are the butt weld, weld with cope hole (or, as in the following, “rat-hole”) and vertical stiffeners. Furthermore, for each critical detail the corresponding fatigue strength curve was identified. Table 3 summarizes the loading cycles due to each fatigue truck showed in table 1.

Wheel/axle type	Geometrical properties
A	Diagram showing two wheels spaced 2,0 m apart. Each wheel has a width of 220 mm and a height of 320 mm.
B	Diagram showing two pairs of wheels spaced 2,0 m apart. Each pair has a wheel spacing of 540 mm. Each wheel has a width of 220 mm and a height of 320 mm.
C	Diagram showing two wheels spaced 2,0 m apart. Each wheel has a width of 270 mm and a height of 320 mm.

Tab. 2 | Wheel type and geometrical properties

Truck	%	n_i (loading cycles) / year
1	14	9040
2	19	12268
3	30	19371
4	5	3228
5	32	20663
Sum	100	

Tab. 3 | Loading cycles due to each fatigue truck

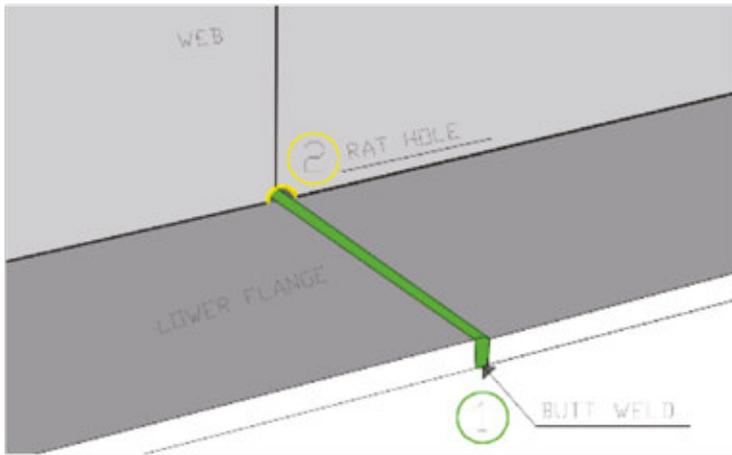


Fig. 7 | The Butt weld detail (1) and rat-hole detail (2)

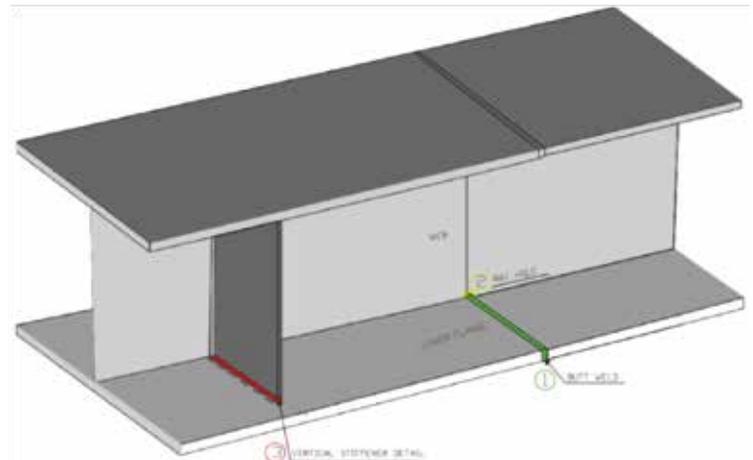


Fig. 8 | The vertical stiffener detail (3)

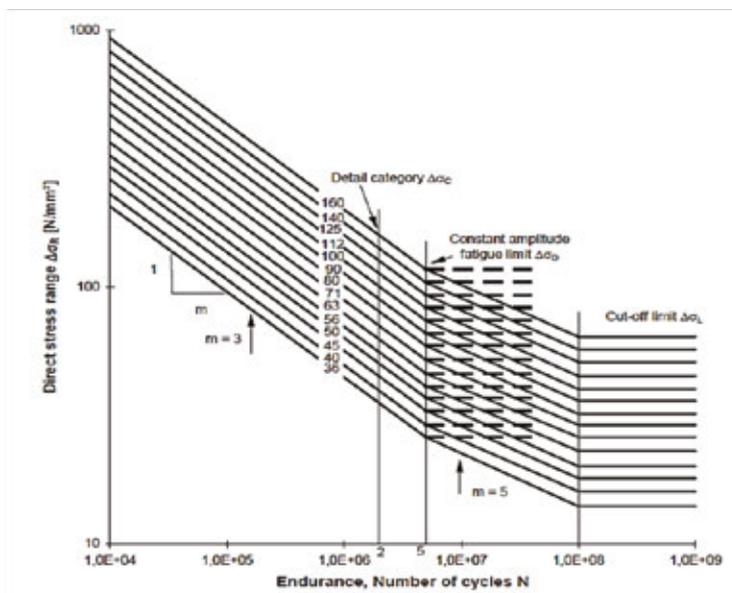


Fig. 9 | Fatigue strength curves according to Eurocode

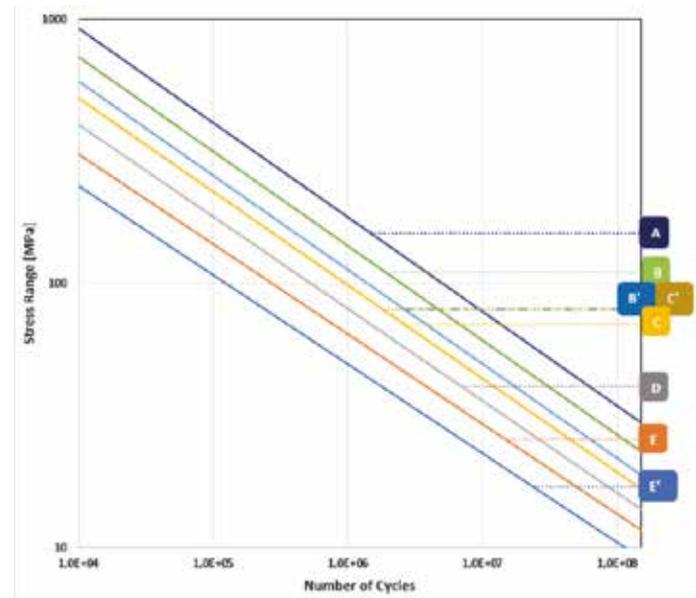


Fig. 10 | Fatigue strength curves according to AASHTO

4.3 Critical details

The criteria of choice for the critical detail was the endurance limit. Three details (butt weld, rat-hole and vertical stiffeners) were chosen having the lowest endurance on the bridge and their critical status was based on their position (span) on the bridge span. Propagated cracks on these details is critical for the bridge performance, since it can cause disconnection and failure of the structural system leading to collapse.

According to Eurocodes the butt weld belong to detail category 80, the weld with cope hole (or “rat-hole”) belongs to detail category 71 and vertical stiffeners connection to lower flanges detail category 80. The butt weld assures the bottom flanges connection and this connection will be investigated at $x = 13$ m because there is a change in beams sections geometry of the top flange (45 mm – 35 mm), web (22 mm – 20 mm) and bottom flange (75 mm – 50 mm); it is indicated (1) in figure 7. The rat-hole is an access that permits a good welding at the web to flange intersection at girders connections and it occurs at $x = 13$ m; indicated (2) in figure 7.

According to AASHTO, the butt weld belong to detail category B' which is a one-sided full penetration weld, the weld with cope hole

belongs to detail category D and vertical stiffeners connection to lower flange detail category C'.

The detail of the vertical stiffener to the lower flange connection is under unfavourable conditions at midspan, $x = 27$ m, because of the maximum bending moment. It is indicated (3) in figure 8.

4.4 Fatigue strength curves

The experimental fatigue strength curves of the butt weld, rat-hole, vertical stiffeners details and other details defined by Eurocode are identified in figure 9 and by AASHTO in figure 10.

For the simple supported Doume Bridge, the stress history from each lorry passage are obtained from software and compared with manual calculations to better calibrate the software for good results. Before the evaluation of damage the fatigue resistances ($\Delta\sigma_c$ at $2 \cdot 10^6$ cycles, $\Delta\sigma_D$ at $5 \cdot 10^6$ cycles and $\Delta\sigma_L$ at $100 \cdot 10^6$ cycles) are determined using Wöhler's curves for each detail. The number of cycles to failure for each detail is then calculated following the stress produced by each fatigue truck using the formula defined by equation 27

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \cdot [(\Delta\sigma_D / \gamma_{MF}) / (\Delta\sigma_i \cdot \gamma_{FP})]^m \quad (27)$$

$$m = 3 \quad \text{if } \gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{MF} \quad (28)$$

$$m = 5 \quad \text{if } \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf} \leq \gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} \quad (29)$$

The damage for each detail was calculated using the formula given by equation 8.

Miner's rule can be used to provide a stress range equivalency to design or assess fatigue life when the vehicle loading is different than the AASHTO LRFD fatigue design truck. Equation 31 helps to compute an equivalent single stress range that over a specified number of cycles produces fatigue damage equivalent to the variable amplitude loading but having the same number of cycles. In the equation, Sre is the equivalent stress range, Sri is the stress range magnitude of an individual cycle, and γ_i is the percentage of the whole corresponding to each stress range magnitude.

$$Sre = (\sum \gamma_i \cdot Sri^3)^{1/3} \quad (30)$$

The effective stress for infinite life check is calculated using equation 25, for refined analysis and truck survey stress estimation.

Theoretically, a fatigue-prone detail will experience little or no fatigue damage during its 75-year design life if all of the stress ranges experienced by the detail are less than the constant-amplitude fatigue threshold. Thus, the detail under evaluation is said to have infinite fatigue life if equation 31 is satisfied.

$$\Delta f_{max} \leq \Delta F_{TH} \quad (31)$$

where

Δf_{max} is the Rp times the factored calculated stress range due to the passage of the fatigue truck as specified in AASHTO LRFD article 3.6.1.4 for the fatigue I load combination of AASHTO LRFD Table 3.4.1-1, or $\Delta f_{max} = 2.2 \cdot \Delta f_{eff}$ when the effective stress range is calculated using a truck survey, WIM study;

ΔF_{TH} is the constant-amplitude fatigue threshold given in AASHTO LRFD Table 6.6.1.2.5-3.

If the infinite-life check is not satisfied, the finite life of the detail may be estimated.

Manual of bridge evaluation (MBE) article 7.2.5.1 gives an expression (equation 32) for estimating the total finite fatigue life of a fatigue-prone detail, in years, based upon the selected level of life.

$$Y = \log [R_R \cdot A \cdot g \cdot (1+g)^{n-1} / (365 \cdot n \cdot ADTT_{SL,PRESENT} \cdot \Delta f_{eff}^3) + 1] / \log(1+g) \quad (32)$$

where

R_R is the resistance factor as given in Table 9;

A is the detail category constant as specified in AASHTO

LRFD;

n is the number of stress-range cycles per truck passage;

g is the estimated annual traffic-volume growth rate in percent age;

a is the present age in years;

$ADTT_{SL,PRESENT}$ is the present ADTT in a single lane;

Δf_{eff} is the effective stress range.

5. Results

In this section, the Doume bridge Finite Element Model will be analysed under real traffic loading to estimate critical component damage and the remaining life of the bridge structural system. Firstly the Finite Element model will be presented. Furthermore, the fatigue trucks definition and positioning results, on the bridge will be presented. Vibration modes, moment response and stress history arising from the dynamic analysis will be given followed by the damage arising from the fatigue assessment. Finally, the service life of critical bridge components is finally calculated and interpreted.

5.1 Finite Element Model of the bridge

Figure 11 shows the finite element model of the Doume bridge used for fatigue assessment under real traffic loading.

The simulation of the five axle load semi-trailer fatigue truck on the bridge finite element model is illustrated by Figure 12.

5.2 Dynamic analysis results

The dynamic analysis results are the vibration modes from modal analysis and the stress history from linear time history analysis. Furthermore, this section includes manual calculations using influence lines and software calculations using CSi Bridge.

Six vibration modes were obtained. The first and sixth vibration mode are illustrated by figure 13 and 14 respectively. It can be noticed from the modal analysis results that the numerical model was well represented because of the low value of the fundamental period of vibration which followed the bridge specifications. The envelop moment curves due to the passage of each fatigue truck were obtained from software CSi Bridge and manual calculations were done to better calibrate the software and assure the consistency of the results. Figure 15 illustrate the envelop moment curve due to the five axle semi-trailer which has the greatest moment range.

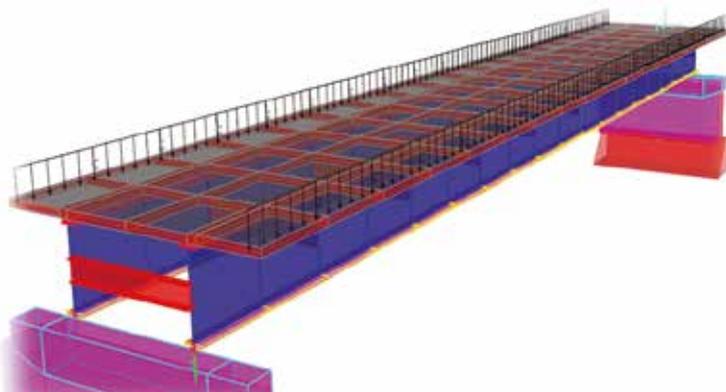


Fig. 11 | Simulation of the Doume bridge

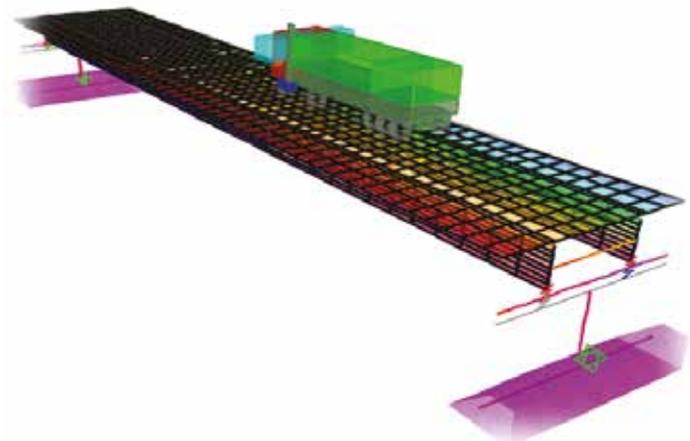


Fig. 12 | Five axle loads semi-trailer truck

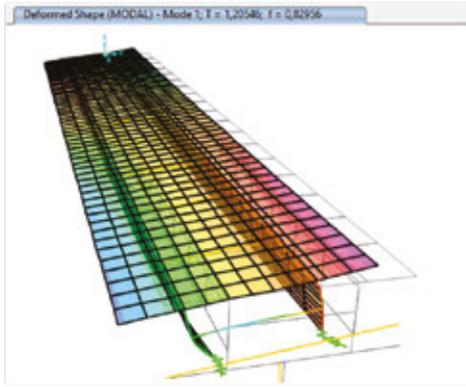


Fig. 13 | First vibration mode (1st torsional)

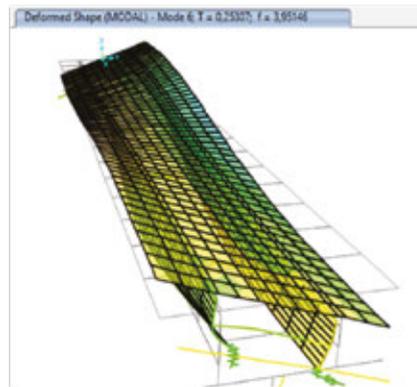


Fig. 14 | Sixth vibration mode (3rd torsional)

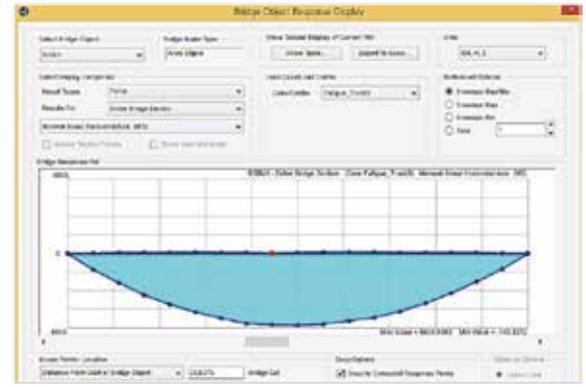


Fig. 15 | Five axle loads semi-trailer moment response

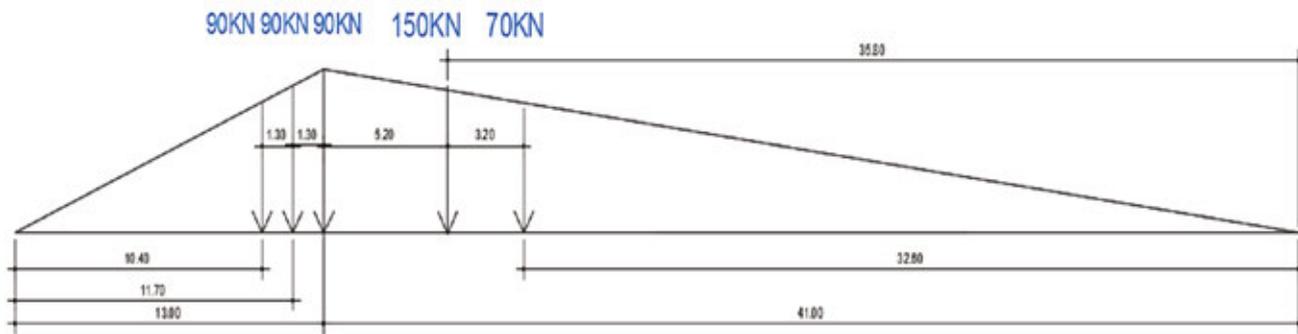


Fig. 16 | Influence line diagram for the five axle loads semi-trailer at x = 13 m

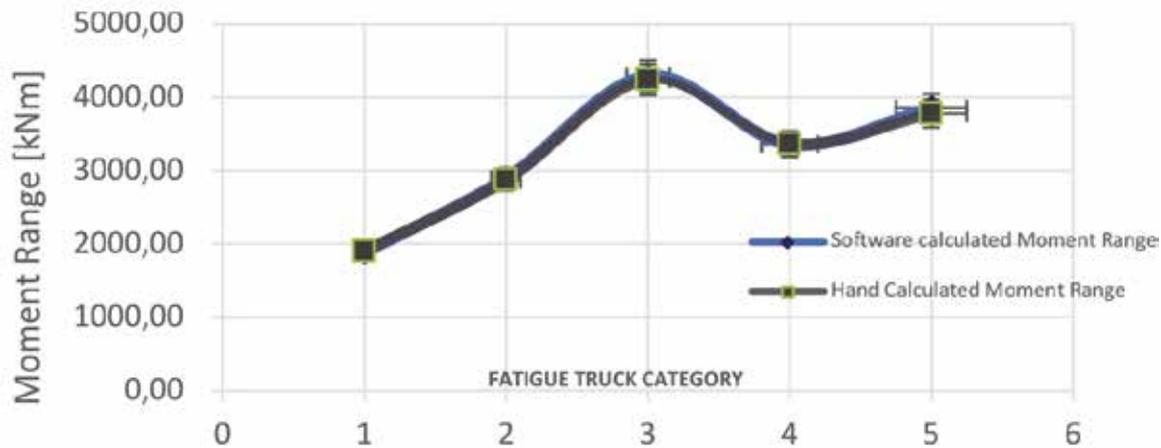


Fig. 17 | Moment range verification, x = 13 m

The manual calculation using influence lines at a position of x = 13 m and x = 27 m respectively on the bridge layout line permitted the evaluation of moment range to match the software results.

Figure 16 illustrate the influence line diagram for the five axle load semi-trailer at x = 13 m on the bridge layout line.

Figure 17 illustrated the superposition curve between software and manual calculated moment ranges.

Figure 18 illustrate the influence line diagram for the five axle load semi-trailer at x = 27 m (midspan) on the bridge layout line.

Figure 19 illustrated the superposition curve between software and manual calculated moment ranges.

Table 4 summarizes the normal stress ranges from each lorry category resulting from the maximum moment ranges at x = 13 m and 27 m.

Truck category	$\Delta\sigma_i$ (x = 13 m) [N/mm ²]	$\Delta\sigma_i$ (x = 27 m) [N/mm ²]
1	19	26
2	29	40
3	43	58
4	34	45
5	39	51

Tab. 4 | Stress ranges at critical detail positions

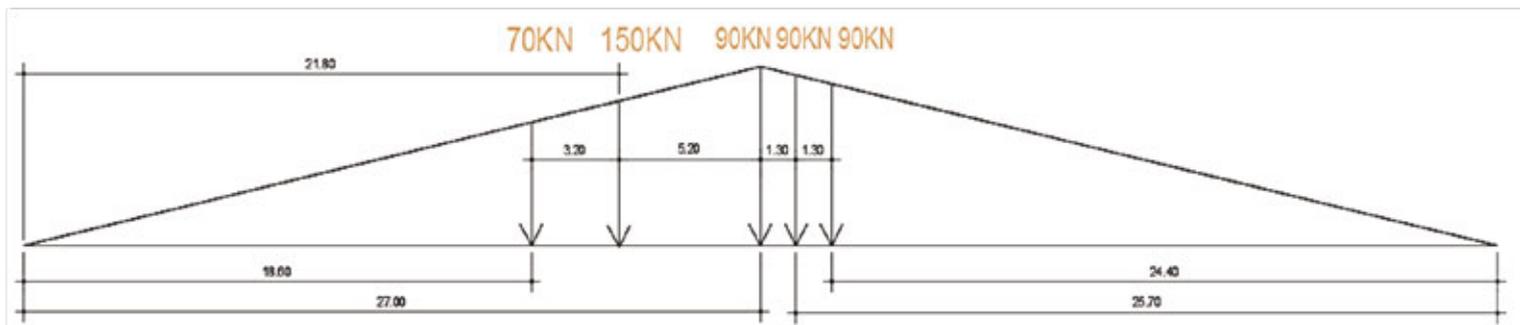


Fig. 18 | Influence line diagram for the five axle loads semi-trailer at $x = 27$ m, bridge midspan

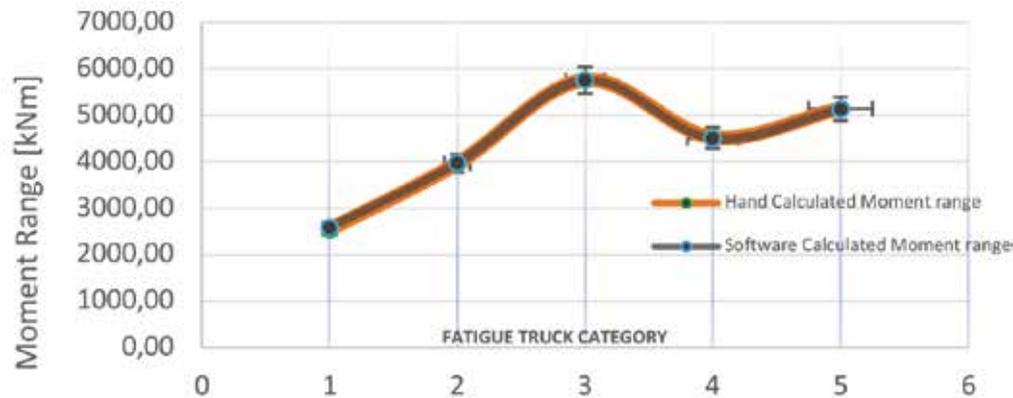


Fig. 19 | Moment range verification at midspan

Lorry category	$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	m	n_i [Cycles]	N_i [Cycles]	D_i	$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	m	n_i [Cycles]	N_i [Cycles]	D_i
1	19	-	904015	∞	0.00	26	5	904015	68509630	0.01
2	29	5	1226878	38388618	0.03	40	5	1226878	7949355	0.15
3	43	5	1937175	5393765	0.36	58	3	1937175	2169664	0.89
4	34	5	322863	18396321	0.02	45	3	322863	4535576	0.07
5	39	5	2066320	9213239	0.22	51	3	2066320	3050010	0.68
Total					0.63					1.81

Tab. 5 | Damage calculation for the butt weld and vertical stiffener detail

5.3 Fatigue life analysis

After a refined analysis for load distribution using FEM and stress evaluation for the truck survey a fatigue life analysis was done following Eurocode and AASHTO.

The category of the butt weld detail according to Wöhler's curves is $\Delta\sigma_c = 80$ N/mm² and the fatigue strength at $5 \cdot 10^6$ cycles is $\Delta\sigma_D = 59$ N/mm². Table 5 summarizes the damage accumulation on the butt weld and vertical stiffener; m is the inverse slope of the fatigue strength curves.

With a design life of 100 years the total damage is calculated to 0.63 which is less than unity. The theoretical design life of the bridge with reference to the fatigue strength of butt weld detail (Category 80) is about 158 years when real traffic is assumed. The bridge was inaugurated in 2012 this means the remaining life of the butt weld detail from 2021 is about 149 years.

The detail category of the rat-hole detail is $\Delta\sigma_c = 71$ N/mm² and the

fatigue resistance at $5 \cdot 10^6$ cycles is $\Delta\sigma_D = 52$ N/mm².

With a design life of 100 years the total damage is calculated to 0.71 which is less than unity. The theoretical design life of the bridge with reference to the fatigue strength of weld with cope hole detail (Category 71) is about 142 years when real traffic is assumed. The remaining life of the rat-hole detail from 2021 is about 133 years.

The detail category of the vertical stiffener detail according to Wöhler's curves is $\Delta\sigma_c = 80$ N/mm² and the fatigue strength at $5 \cdot 10^6$ cycles is $\Delta\sigma_D = 59$ N/mm². With a design life of 100 years, the total damage is calculated to 1.81 for the vertical stiffeners which is more than unity. This implies that theoretical design life of the bridge with reference to the fatigue strength of vertical stiffeners to the lower flange at midspan (Category 80) is about 55 years when real traffic is assumed. The bridge was inaugurated in 2012, this means the remaining life of the vertical stiffeners to the lower flange detail from 2021 is about 46 years.

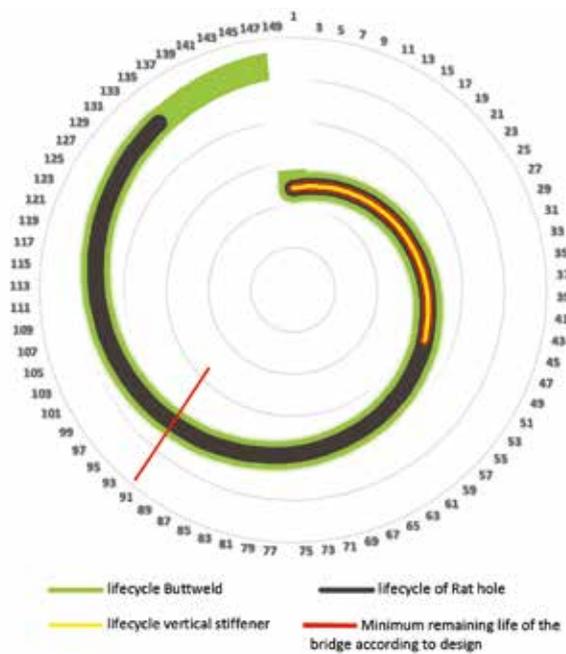


Fig. 20 | Radar graph for bridge details life cycle according to Eurocode assessment

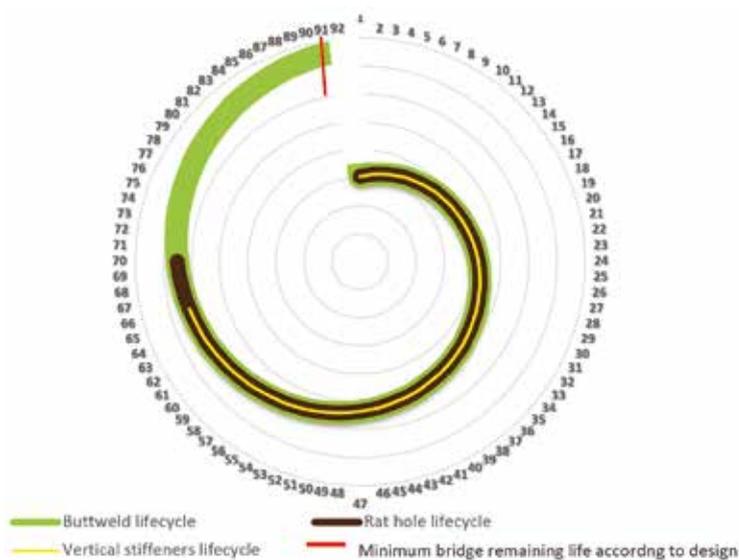


Fig. 21 | Radar graph for bridge details life cycle AASHTO assessment

Figure 20 illustrate the radar graph indicating the lifecycle of each critical detail for the identification of the most penalized one from the year 2021.

From figure 20, it is observed that the butt weld and rat-hole detail life cycle went above the minimum remaining life according to the design calculated in 2021 (91 years). The vertical stiffeners details do not reach the design remaining life, since its corresponding life cycle is below the minimum. This is critical because the vertical stiffeners have an important role on the bridge that is to avoid out of plane deformation of the upper and lower flanges and secondly to reduce span moments.

Table 6 summarizes the effective stress resulting from the calculated equivalent stress at critical detail position using AASHTO.

$(\Delta f)_{\text{eff}} = R_p \cdot R_s \cdot (S_{re})_{\text{survey}}$	
at $x = 13 \text{ m}$	$(\Delta f)_{\text{eff}} = 4.81 \text{ ksi}$
at $x = \text{midspan}$	$(\Delta f)_{\text{eff}} = 6.45 \text{ ksi}$

Tab. 6 | Effective stresses for maximum stress calculation

From the infinite life check summarized on table 7, the butt weld detail admitted an infinite life because the maximum stress range was less than the constant amplitude fatigue threshold given in AASHTO LRFD. The rat-hole detail and the vertical stiffeners to lower flange admitted a finite life from the check.

Butt weld, detail B'		Rat-hole, detail D'		Vertical stiffeners, detail C'	
$(\Delta f)_{\text{max}}$	$(\Delta F)_{\text{TH}}$	$(\Delta f)_{\text{max}}$	$(\Delta F)_{\text{TH}}$	$(\Delta f)_{\text{max}}$	$(\Delta F)_{\text{TH}}$
10.58	12	10.58	7	14.19	12
Infinite life		Finite life		Finite life	

Tab. 7 | Infinite life check

If the infinite life check is not satisfied, the finite life of the detail may be estimated; the finite life of the rat-hole detail and vertical stiffeners to flange detail was estimated as summarized by table 8.

Butt weld, detail B'	Rat-hole, detail D'	Vertical stiffeners, detail C'
-	Y = 69 years	Y = 65 years
Infinite life	Finite life	Finite life

Tab. 8 | Finite life estimation

Figure 21 presents the variation of the lifecycle of the critical detail following AASHTO fatigue assessment.

From the figure 21, it is observed that rat-hole and vertical stiffeners to flange details admit a finite life cycle of 69 years and 65 years respectively below the minimum remaining life of the bridge according to the design calculated in 2021 (91 years). The butt weld detail admits an infinite life as a result of the assessment, that is a remaining life above the minimum design life limit.

6. Conclusion

This paper presented the fatigue assessment of a steel-concrete composite bridge. A refined FEM analysis was done for traffic simulation and the evaluation of stresses at critical detail positions. Eurocodes provided the damage accumulation model for the evaluation of cumulated damage on the critical details while AASHTO provided the maximum stress calculation for infinite life check. Furthermore, the remaining finite life of the details that did not satisfy the infinite life check was calculated according AASHTO while for Eurocodes the remaining life of critical details could be evaluated from cumulated damage. The results obtained show that:

- According to Eurocodes, the cumulated damage on the butt weld

detail was evaluated to 0.63 for a remaining life of 149 years; the cumulated damage on the weld with cope hole (“rat-hole”) detail was evaluated to 0.71 for a remaining life of 133 years and the cumulated damage on the vertical stiffener detail was evaluated to 1.81 for a remaining life of 46 years.

- According to AASHTO, the butt weld detail satisfied the infinite life check. The butt weld detail has a remaining life far above the design remaining life of the bridge can therefore sustains an infinite number of stress cycle during the service life; rat-hole detail had a finite remaining life of 69 years and the vertical stiffener to lower flange detail had a finite remaining life of 65 years.

The differences in the values of remaining life result from the approaches of fatigue assessment. For the practical case, Eurocodes considers cumulated damage from variable amplitude loading while

AASHTO estimates an equivalent single stress range that over a specified number of cycles produces fatigue damage equivalent to the variable amplitude loading.

Furthermore, for the calculation of the maximum stress in the infinite life check verification, AASHTO considers many load factors when the effective stress range is calculated from refined analysis using truck survey data which is linked to the uncertainty associated with the stress range estimations. This explains why the “rat-hole” detail had a finite remaining life below the bridge design service life following AASHTO assessment.

The remaining life calculation according to AASHTO is very conservative and takes into consideration the growth of traffic, the actual age of the bridge and the uncertainty of the fatigue life of the various detail categories.

References

- [1] Jacob B., Labry D. (2002) Evaluation of the effects of heavy vehicles on bridge fatigue, 7th International Symposium on Heavy Vehicle Weights & Dimensions Delft, 58 bvct Le: febvre, the Netherlands, 10pp.
- [2] Kühn B., Lukić M., Nussbaumer A., Günther H.P., Helmerich R., Herion S., Kolstein M.H., Walbridge S., Androic B., Dijkstra O., Bucak. Ö. (2008) Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for estimation of remaining fatigue life, Sedlacek G., Bijlaard F., Gérardin M., Pinto A., Dimova S., Luxembourg, 18-108.
- [3] Leitaio Fernando N., da Silvall José Guilherme S., de Andradell Sebastiao A.L. (2013) Fatigue analysis and life prediction of composite highway bridge decks under traffic loading, Scielo, Brazil, 10pp.
- [4] Zhao G., Fu Chung C., Lu Y., Saad T. (2018) Fatigue Assessment of Highway Bridges under traffic loading using microscopic traffic simulations, Yun Lai Zhou and Magd Abdel Wahab, Intechopen, London, 40pp.
- [5] Ewing James A. and Humphey J.C.W. (1905) The fracture of metals under repeated alternations of stress, proceedings of the royal society, London, 353pp.
- [6] Valle G., RA, LEED AP, How long do highway bridges last, BuildersSpace.
- [7] Al-Emrani Mohammad, Aygül Mustafa (2014) Fatigue design of steel and composite bridges Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of technology, Göteborg, Sweden, 166pp.
- [8] Kühn B., Lukić M., Nussbaumer A., Günther H.P., Helmerich R., Herion S., Kolstein M.H., Walbridge S., Androic B., Dijkstra O., Bucak. Ö. (2008) Background document to EN 1991- Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design, in JRC Scientific and Technical Reports, Sedlacek G., Bijlaard F., Gérardin M., Pinto A. and Dimova S., Luxembourg, 108pp.
- [9] CEN, Eurocode 1 part 2 1991-2:2003 Basis of Design and Actions on Structures, AFNOR, Paris La Défense Cedex, 145pp.
- [10] Croce P. (2001) Background to fatigue load models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads. Progress in Structural Engineering and Materials, 3(4), 335-345.
- [11] Sedlacek G. et al. (2008) Background document to EN 1991- Part 2 - Traffic loads for road bridges - and consequences for the design, in JRC Scientific and Technical Reports, JRC European commission.
- [12] Kühn B. et al. (2008) Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, Sedlacek G. et al. Editors, Luxembourg, 108pp.
- [13] Nussbaumer A., Borges L., and Davaine L. (2011) Fatigue design of steel and composite structures, ECCS Eurocode design manuals, ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 311pp.
- [14] Croce P. et al. (2010) Guidebook 2 - Design of Bridges, Czech Technical University, Prague, 174pp.
- [15] Calgaro J.A., Tschumi M., and Gulvanessian H. (2010) Designers' Guide to Eurocode 1: Action on bridges, ed. Gulvanessian H., Chippenham, UK.: Antony Rowe Limited.
- [16] Sanpaolesi L. and Croce P. eds. (2004) Handbook 4 - Design of bridges, Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/pp-134007, Pisa, Italy (2004), 174pp.
- [17] Russo F.M., Mertz D.R., Frank K.H., Wilson K.E., Design and Evaluation of Steel Bridges for Fatigue and Fracture, Michael Baker International Airside Business Park, Moon Township, PA, 310pp.
- [18] El Sarraf R., Iles D., Momtahan A., Easey D. and Hicks S. (2013) Steel-concrete composite bridge design guide, NZ Transport Agency Research report 525, New Zealand, 252pp.

- [19] Abbadi Amal Abdel-Meguid et al. (2014) 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, La Cité, Nantes, France, 20pp.
 - [20] CISC (2006) Handbook of steel construction, 9th ed., Ontario, 1034pp.
 - [21] AASTHO (1957) Standard Specifications for Highway Bridges, 7th ed., Washington DC.
 - [22] AASHTO (1990), Guide Specifications for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges, Washington DC.
 - [23] AASHTO LRFD (1994) Bridge Design Specifications, 1st ed., Washington DC.
 - [24] AASHTO LRFD (2015a) Bridge Construction Specifications, 3rd ed. (with 2015 Interim Rev.), Washington DC.
 - [25] AASHTO LRFD (2015b) Bridge Design Specifications, 7th ed. (with 2015 Interim Rev.), Washington DC.
 - [26] AASHTO LRFD (2015c) Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals, 1st ed. Washington DC.
 - [27] Bowman M.D., Fu G., Zhou Y.E., Connor R.J., Godbole A.A. (2012) Fatigue Evaluation of Steel Bridges. NCHRP Report 721, Washington DC: Transportation Research Board.
 - [28] Fisher J.W. (1984) Fatigue and Fracture of Steel Bridges: Case Studies. New York: John Wiley & Sons.
 - [29] Fisher J.W., Nussbaumer A., Keating P.B., and Yen B.T. (1993) Resistance of Welded Details under Variable Amplitude Long-Life Fatigue Loading. NCHRP Report 354, Washington DC: Transportation Research Board.
-



Charles Bwemba

Doctor of Engineering Sciences in the Civil Engineering Specialty since 2013. He is Deputy Director in charge of studies at the National Advanced School of Public Works in Yaoundé [Cameroon], teaching subjects of his specialty in the same institution.

He is a researcher with a view to improving the characteristics of local materials, improving the conditions of practicability of road infrastructures, improving the resistance and lifespan of engineering structures and improving the conditions of comfort in low-cost housing.

He has to his credit the production of several scientific articles published in international journals, and four books written on behalf of the International Labor Office and the National Participatory Development Program, in the road sector.



Emanuele Maiorana

Graduated in Civil Engineering specializing in Structures at the University of Padova and Ph.D. in Mechanics of Structures at the University of Bologna. International Welding Engineer and Frosio anticorrosion treatment expert. Former project engineer in a leader steel carpentry, he was welding coordinator and responsible for the quality, safety and environmental management system.

Former President of CTA, he is author of over 100 publications, many of which have been published in national and international journals. He was member of the "Steel Structures" commission of UNI and of some evolution group and working committees CEN on the updating of Eurocodes. Currently freelance, he holds the position of technical director in Isolcomit S.r.l. and director of the materials authorised laboratory Ecamricert S.r.l.



Steve Modi

Durability of materials expert from Ecole des Ponts ParisTech in France and Civil engineer specialized in structures from the National Advanced School of Public Works Yaoundé [Cameroon] in partnership with the University of Padova Italy.

He is a research enthusiast on structural health monitoring and the sustainability of constructions such as bridges, nuclear power plants, industrial buildings using new technologies like Artificial intelligence and 5G.

He has to his credit a participation to the Japoma Sport Complex construction project in Cameroon with the Company Leonardo S.r.l. by Salvatore Re, many distinctions such as 3rd best ICT project in Cameroon and was trained in new technologies at the Ericsson Innovation Hub in Dubai.

Film nanostrutturati per la protezione dalla corrosione

Nano-structured films for corrosion protection

F. Andreatta*, L. Fedrizzi | Università di Udine, Dipartimento Politecnico di Ingegneria e Architettura

Lo sviluppo di rivestimenti ecocompatibili è un aspetto fondamentale per la sostituzione di strati di conversione a base cromo (cromatazione) nel campo dell'industria automobilistica e aerospaziale. Questo aspetto è stato oggetto di ricerca nel progetto europeo MULTIPROTECT finanziato dalla Comunità Europea.

Il nostro approccio alla ricerca nell'ambito del progetto ha considerato lo sviluppo di rivestimenti nanostrutturati a base di ossido di zirconio (ZrO_2) con spessore nell'ordine di 100-200 nm. La deposizione dei rivestimenti è stata eseguita con la tecnica sol-gel (per immersione e a spruzzo) su substrati a base alluminio (leghe AA2024, AA6060, AA6061, AA6013 e AA3105), magnesio AZ31 e acciaio al carbonio (DC01).

La deposizione con tecnica sol-gel è stata eseguita partendo da soluzioni contenenti precursori contenenti zirconio (Zr). Sono stati utilizzati due tipi di soluzioni: la prima consiste in una soluzione alcolica contenente un precursore metallo-organico mentre la seconda è una soluzione a base acquosa contenente un sale di zirconio. La deposizione dei rivestimenti nanostrutturati è stata eseguita inizialmente per immersione e a spruzzo in laboratorio, mentre la procedura di applicazione a spruzzo è stata successivamente ottimizzata in collaborazione con i partner del progetto tramite spruzzatura pneumatica robotizzata nell'ambito del progetto MULTIPROTECT.

The development of environmentally friendly coatings is a fundamental aspect for the replacement of chromium-based conversion layers in the field of the automotive and aerospace industries. This aspect has been the subject of research in the European project MULTIPROTECT funded by the European Community.

Our research approach within the project considered the development of nanostructured coatings based on zirconium oxide (ZrO_2) with a thickness in the order of 100–200 nm. The deposition of the coatings was performed with the sol-gel technique (by immersion and spraying) on aluminum-based substrates (alloys AA2024, AA6060, AA6061, AA6013 and AA3105), magnesium alloy AZ31 and carbon steel (DC01).

The deposition with the sol-gel technique was performed starting from solutions containing precursors of zirconium (Zr). Two types of solutions were used: the first consists of an alcoholic solution containing a metal-organic precursor while the second is a water-based solution containing a zirconium salt. The deposition of the nanostructured coatings was initially performed by immersion and spraying in the laboratory, while the spray application procedure was subsequently optimized in collaboration with the project partners through robotic pneumatic spraying as part of the MULTIPROTECT project.

Protezione dalla corrosione e progetto MULTIPROTECT

Le leghe di alluminio e di magnesio sono generalmente protette attraverso l'impiego di un sistema multistrato che consiste in uno strato di conversione superficiale, un primer ed un top-coat. I trattamenti di conversione superficiale a base cromo (cromatazione) sono stati estensivamente impiegati per leghe di alluminio e magnesio in quanto sono in grado di fornire ottime proprietà di adesione per il primer ed il top-coat associate a buone proprietà barriera contro la corrosione [1]. Pre-trattamenti a base cromo sono stati impiegati anche per la protezione di acciai. Gli strati di conversione a base cromo sono caratterizzati dalla capacità di autoripararsi (*self-healing*) in presenza di danneggiamento del rivestimento che compromette le proprietà barriera [1]. Tuttavia,

l'impiego della cromatazione e di rivestimenti a base cromo è soggetto a forti restrizioni. Questo comporta una forte spinta verso lo sviluppo di rivestimenti alternativi alla cromatazione. In particolare, questa necessità riguarda il settore della protezione di leghe di alluminio per impieghi automobilistici ed aerospaziali [1, 2, 3, 4].

Le attività di ricerca preliminari eseguite nell'ambito del progetto MULTIPROTECT finanziato dalla comunità europea (contratto N° NMP3-CT-2005-011783) hanno evidenziato che rivestimenti nanostrutturati prodotti con tecnica sol-gel possono rappresentare una possibile alternativa alla cromatazione per substrati a base alluminio e magnesio [5, 6, 7]. In aggiunta, rivestimenti nanostrutturati prodotti con tecnica sol-gel possono essere impiegati anche per acciai. La produzione di rivestimenti esenti

*Corresponding author. Email: francesco.andreatta@uniud.it

cromo è stata considerata in passato mediante l'impiego di strati sottili prodotti con tecnica sol-gel con spessori variabili tra 50 e 200 nm. [8]. Questo approccio è risultato fortemente innovativo in quanto i rivestimenti prodotti con tecnologia sol-gel sono generalmente piuttosto spessi e sono generalmente considerati come rivestimenti completi piuttosto che pre-trattamenti per il substrato. Il buon comportamento come promotori di adesione di rivestimenti sottili a base Zr e Si rappresenta il principale vantaggio dello sviluppo di rivestimenti nanostrutturati rispetto all'impiego del processo di cromatazione. In attività di ricerca svolte in passato dal nostro gruppo di ricerca, la strategia di sviluppare rivestimenti nanostrutturati con tecnica sol-gel è stata seguita per diversi tipi di leghe di alluminio [9, 10]. Rivestimenti sottili di ossido di zirconio (100-200 nm) sono stati depositati sulla lega di alluminio AA1050 attraverso deposizione per immersione (dip-coating) [9]. Tali rivestimenti promuovono l'adesione di rivestimenti organici al substrato metallico. Inoltre, si è osservato che il comportamento elettrochimico della lega AA1050 rivestita con film di ZrO_2 è fortemente dipendente dai parametri di deposizione, che influenzano fortemente la qualità dei film depositati. Si è osservato che la lega di alluminio AA6060 pre-trattata con film di ossido di zirconio evidenzia proprietà barriera contro la corrosione simile a quella della stessa lega cromatata quando un pre-trattamento a base zirconia di tipo continuo è depositato sul substrato attraverso l'applicazione di più strati ottenuti per successive immersioni nel bagno sol-gel [10]. Inoltre, film nanostrutturati di ZrO_2 sono in grado di migliorare la resistenza a corrosione della lega di alluminio AA2024 e della lega di magnesio AZ31 [5,6,7].

Lo sviluppo di rivestimenti nanostrutturati attraverso tecnologia sol-gel nell'ambito del progetto MULTIPROTECT si è rivolto all'applicazione dei rivestimenti sol-gel con tecnologia a spruzzo, che rappresenta una forte innovazione per quanto riguarda rivestimenti nanostrutturati. Questo ha comportato la produzione di prototipi per applicazione in diversi settori quali industria aerospaziale, automobilistica e dell'elettrodomestico.

Produzione di componenti rivestiti con film nanostrutturati

Il substrato utilizzato per le attività di sviluppo e ottimizzazione di pre-trattamenti nanostrutturati a base zirconio con tecnica sol-gel è stato principalmente la lega di alluminio AA2024 nell'ambito delle attività del progetto MULTIPROTECT. In aggiunta, film nanostrutturati di zirconia sono stati applicati ad altre leghe di alluminio, quali AA3105 e AA6060. Le composizioni chimiche delle leghe di alluminio impiegate per la deposizione di rivestimenti sol-gel sono riportate in tabella 1.

I film nanostrutturati di zirconia sono stati prodotti a partire da precursori metallo-organici dello zirconio e da precursori di tipo

inorganico. In particolare, è importante osservare che la produzione a partire da precursore inorganico a base acquosa elimina la presenza di composti organici nel processo di deposizione dei film nanostrutturati. Questo processo di deposizione da soluzione a base acquosa è stato selezionato per la produzione di prototipi rivestiti con film nanostrutturati perché ritenuto particolarmente adatto per deposizione con tecnologia a spruzzo.

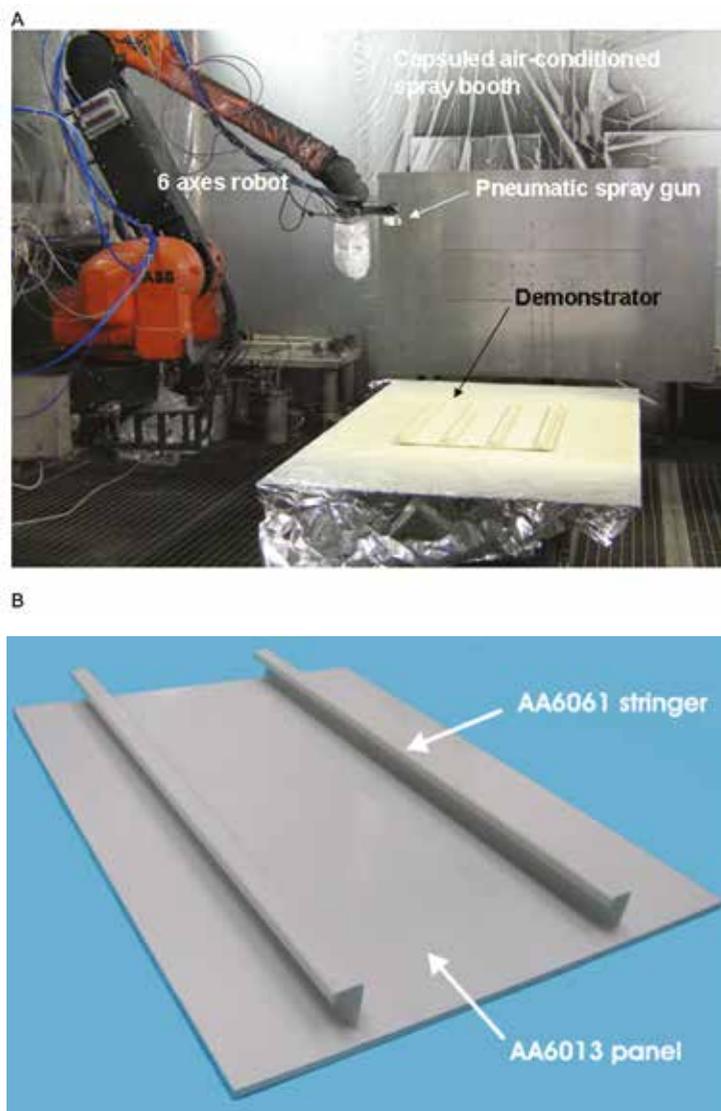


Fig. 1 | Produzione di demonstrator presso Fraunhofer Institute IPA (Stuttgart, Germany) (A) e demonstrator in lega di alluminio AA6013 con rinforzi in lega AA6061 (B).

I prototipi prodotti nell'ambito del progetto MULTIPROTECT (figura 1) sono stati caratterizzati dagli utilizzatori finali (EADS Deutschland GmbH, Hellenic Aerospace Industry S.A., Plalam SpA) [5,6]. I pannelli in lega di alluminio AA6013 con rinforzi in lega AA6061 sono stati sottoposti a test di nebbia salina (ISO 9227), di corrosione filiforme (EN ISO 3665) e immersione-emersione

Legna	Si	Fe	Cu	Mn	Mg	Cr	Zn	Ti	Al
AA2024	0.5	0.5	3.8-4.9	0.3-0.9	1.2-1.8	0.1	0.25	0.15	Resto
AA3105	0.6	0.7	0.3	0.3-0.8	0.2-0.8	0.2	0.2	0.1	Resto
AA6060	0.3-0.6	0.1-0.3	0.1	0.1	0.35-0.6	0.05	0.15	0.10	Resto

Tab. 1 | Composizione chimica delle leghe di alluminio impiegate nella fase di sviluppo e ottimizzazione dei rivestimenti sol-gel.

alternata (DIN EN 3212) presso EADS Deutschland GmbH. I pannelli di fusoliera in lega AA7075 sono stati caratterizzati da Hellenic Aerospace Industry S.A. attraverso test di adesione (cross cut test) secondo la normativa ISO 2409 e a prove di resistenza ad impatto (ISO 6272). I pannelli di lega di alluminio AA3105 sono stati sottoposti a test di adesione per imbutitura e T-bend e a prove di nebbia salina da Plalam SpA. La composizione chimica delle leghe di alluminio utilizzate per la produzione dei demonstrator è riportata in tabella 2.

Resistenza alla corrosione e proprietà di adesione di componenti rivestiti con film nanostrutturati

In vista di una possibile applicazione a livello industriale dei rivestimenti nanostrutturati a base zirconio, è importante studiare il comportamento di sistemi verniciati in quanto i film nanostrutturati discussi in questo lavoro sono concepiti come pre-trattamento del substrato prima dell'applicazione del rivestimento organico (primer e *top-coat*). In particolare, effetto barriera contro la corrosione e promozione di adesione della vernice sono proprietà fondamentali al fine di garantire la protezione dalla corrosione del substrato. Al fine di valutare tali proprietà, i prototipi prodotti nell'ambito del progetto MULTIPROTECT sono stati sottoposti a test di tipo industriale. A titolo di esempio, la tabella 3 riporta i risultati del test in nebbia salina ottenuti per un demonstrator in lega di alluminio AA6013 e AA6061 prodotto da EADS Deutschland GmbH nell'ambito del progetto MULTIPROTECT. Il substrato è stato rivestito al Fraunhofer Gesellschaft IPA (figura 1) con uno strato di

ZrO₂ depositato con tecnica sol-gel prima dell'applicazione di un primer ed un top coat epossidici non inibiti. Il test in nebbia salina ha evidenziato una marcata corrosione nella zona dell'intaglio (figura 2). Questo è un fenomeno atteso in quanto il substrato è direttamente esposto all'ambiente aggressivo e il rivestimento nanostrutturato di zirconia è stato completamente rimosso nella zona dell'intaglio. In aggiunta, il rivestimento nanostrutturato e la vernice non contengono inibitori della corrosione precludendo la possibilità di limitare i fenomeni corrosivi nella parte di substrato esposta dall'intaglio.

La delaminazione della vernice ai bordi dell'intaglio è estremamente limitata durante il test di esposizione in nebbia salina e la corrosione sulla superficie del pannello è molto limitata indicando buona resistenza alla corrosione (figura 2).

Dai test eseguiti nell'ambito del progetto MULTIPROTECT, si può concludere che il pre-trattamento nanostrutturato a base zirconio fornisce buone proprietà barriera in combinazione con il primer e il *top-coat* epossidici che non contengono inibitori della corrosione. La forte adesione della vernice contribuisce all'effetto barriera del rivestimento. I risultati ottenuti per i prototipi rivestiti con film nanostrutturati sono in linea con quelli ottenuti per campioni cromatati. Inoltre, la resistenza a corrosione dei prototipi rivestiti con film nanostrutturati può essere ulteriormente aumentata attraverso l'aggiunta di inibitori della corrosione. L'aggiunta di inibitori di corrosione può avvenire sia nel rivestimento nanostrutturato che nella vernice (primer e *top-coat*).

Lega	Si	Fe	Cu	Mn	Mg	Cr	Zn	Ti	Al
AA6013	0.6-0.1	0.5	0.6-1.1	0.2-0.8	0.8-1.2	0.1	0.25	0.10	Resto
AA6061	0.4-0.8	0.7	0.15-0.4	0.15	0.8-1.2	0.04-0.35	0.25	0.15	Resto
AA7075	0.4	0.5	1.2-2.0	0.3	2.1-2.9	0.18-0.28	5.1-6.1	0.2	Resto

Tab. 2 | Composizione chimica delle leghe di alluminio impiegate per la realizzazione di demonstrator.

Nebbia salina (ISO 9227)								
Tempo di ispezione	Intaglio sul pannello		Pannello		Rinforzo			
	Corrosione nell'intaglio	Delaminazione e dall'intaglio (mm)	Corrosione sulla superficie	Corrosione sul bordo	Corrosione sulla superficie esterna	Corrosione sul bordo esterno	Corrosione sulla superficie interna	Corrosione sul bordo interno
48 ore	4	0	-	-	-	-	-	-
167 ore	5	0	-	-	-	1 blister	-	8 pits
500 ore	5	0	3 filamenti	-	-	8 blisters 3 filamenti	-	pitting esteso
1000 ore	5	0.5	3 filamenti	-	-	blisters e filamenti	-	delaminazione limitata

Nota: corrosione nell'intaglio
 grado 1: nessuna alterazione della superficie
 grado 2: ossidazione superficiale (tamishing) su meno del 50% della superficie
 grado 3: ossidazione superficiale (tamishing) su più del 50% della superficie (ma non completa)
 grado 4: ossidazione superficiale (tamishing) estesa alla intera superficie esposta
 grado 5: corrosione in forma di pitting con marcata formazione di prodotti di corrosione

Tab. 3 | Risultati test di nebbia salina per un demonstrator in lega di alluminio AA6013 e AA6061 prodotto da EADS Deutschland GmbH nell'ambito del progetto MULTIPROTECT. Il substrato è stato rivestito al Fraunhofer Gesellschaft IPA con uno strato di ZrO₂ depositato con tecnica sol-gel prima dell'applicazione di un primer ed un top coat epossidici non inibiti.

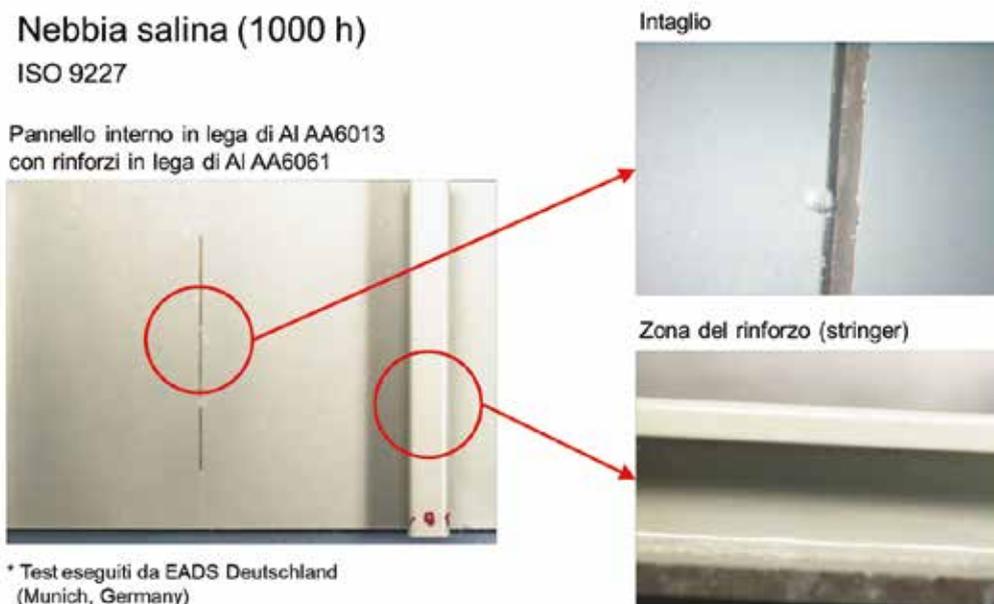


Fig. 2 | Demonstrator in lega di alluminio AA6013 con rinforzi in lega AA6061 dopo prova di esposizione in nebbia salina per 1000 ore.

Riferimenti bibliografici

1. T.L. Metroke, R.L. Parkhill, E.T. Knobbe, Progress in Organic Coatings 41 (2001) 233.
2. R. Di Maggio, L. Fedrizzi, S. Rossi, Journal of Adhesion Science and Technology, 15 (2001) 793.
3. M. Bethencourt, F.J. Botana, J.J. Calvino, M. Marcos, M.A. Rodriguez-Chacon, Corrosion Science 11 (1998) 1803.
4. J.H. Osborne, Progress in Organic Coatings 41 (2001) 280.
5. F. Andreatta, L. Paussa, P. Aldighieri, R. Di Maggio, L. Fedrizzi, "Electrochemical behaviour of ZrO₂ pre-treatments deposited with sol-gel technique on AA2024 aluminium alloy", in Proceedings EUROCORR 2007.
6. F. Andreatta, L. Paussa, P. Aldighieri, A. Lanzutti, D. Ondratschek, L. Fedrizzi, Surface and Interface Analysis 42 (2010) 293.
7. F. Andreatta, L. Paussa, P. Aldighieri, A. Lanzutti, L. Fedrizzi, "Corrosion protection of AZ31 magnesium alloy by means of ZrO₂ coatings deposited with sol-gel technique", in Proceedings EUROCORR 2008.
8. J.H. Osborne, K.Y. Blohowiak, S.R. Taylor, C. Hunter, G. Bierwagen, B. Carlson, D. Bernard, M.S. Donley, Progress in Organic Coatings 41 (2001) 217.
9. L. Fedrizzi, R. Di Maggio, S. Rossi, L. Leonardelli, Benelux Metallurgie, 43 (2003) 15.
10. F. Andreatta, P. Aldighieri, L. Paussa, R. Di Maggio, S. Rossi, L. Fedrizzi, Electrochimica Acta 52 (2007) 7545.



Lorenzo Fedrizzi

Professore Ordinario di "Scienza e Tecnologia dei Materiali" presso l'Università di Udine dal 2003.

Dal 1998 al 2003 Professore Associato presso l'Università di Roma "La Sapienza". Dal 1988 al 1998 ricercatore presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Trento. Dal 1983 al 1988 ricercatore presso l'Istituto per

la Ricerca Scientifica e Tecnologica di Trento. Laurea Honoris Causa in "Scienze Applicate" dal Politecnico di Mons (Belgio) nel settembre 2008. Insignito della EFC Medal della European Federation of Corrosion (EFC) nel 2016 a Montpellier. Presidente della Federazione Europea di Corrosione nel 2013 e 2014 e Vice Presidente dal 2012. Autore di oltre 350 pubblicazioni riguardanti la corrosione e protezione dalla corrosione su riviste ed atti di convegni internazionali e nazionali. Ha curato l'edizione di 3 libri riguardanti rivestimenti innovativi.

Francesco Andreatta

Professore associato (ING-IND/22 Scienza e tecnologia dei materiali) presso il Dipartimento politecnico di ingegneria e architettura dell'Università degli Studi di Udine. È docente dei corsi di "Struttura e proprietà meccaniche dei materiali", "Scienza e tecnologia dei materiali compositi" e "Recycling of materials". Le sue principali attività di ricerca riguardano

lo studio di fenomeni corrosivi in leghe ferrose e non ferrose, il pre-trattamento superficiale e la protezione dalla corrosione con rivestimenti organici ed inorganici.





Nella preziosa collana “Quaderni di patologia edilizia” dell’editore Maggioli, è uscito un piccolo testo dal titolo: “Il degrado della protezione dalla corrosione di componenti strutturali in acciaio in edilizia”. L’acciaio, come sappiamo, è uno straordinario materiale da costruzione che ha permesso di realizzare

opere grandiose come ponti, edifici alti e grandissime coperture. Ma ha anche i suoi punti delicati: strutturali come l’instabilità, la fatica, il fuoco; ambientali come il degrado per corrosione ed altro.

Il libro che recensiamo tratta in maniera sistematica il tema del degrado per corrosione, processo, tipico dei metalli, che tende a ricondurli in modo spontaneo a composti energeticamente più stabili, quali le forme ossidate che si trovano in natura.

Le norme di progettazione, che sappiamo crescere nel tempo via via che la conoscenza dei fenomeni fisici e chimici delle strutture si approfondisce, dicono che le strutture devono essere “durabili”, vale a dire che si deve assicurare la completa funzionalità dell’opera durante il suo ciclo di vita utile, tenuto conto delle condizioni ambientali a cui è soggetta e del livello di protezione e manutenzione previsti.

Il volume cerca di fornire utili indicazioni sui cicli di protezione dalla corrosione per gli acciai: si tratta dei cicli di verniciatura “a liquidi” e della zincatura a caldo.

Per le verniciature esiste il blocco delle norme UNI EN ISO 12944 che, periodicamente aggiornato, dà le regole tecniche per la progettazione ed esecuzione dei cicli di verniciatura. La parte 2 delle norme specifica le categorie di corrosività in cui la struttura si troverà ad operare (6 classi) ed in funzione della classe di corrosività verrà progettato il ciclo di protezione più idoneo, tenendo presente che vanno seguite alcune regole semplici ma basilari nell’accoppiamento dei metalli, nella preparazione delle superfici da verniciare, nella scelta dei cicli, onde evitare il manifestarsi di difetti che possono vanificare, in parte o del tutto, la protezione. Per parti di dimensioni limitate può essere adottata la zincatura a caldo per immersione, che assicura un’ottima protezione. Ma a volte occorre addirittura ricorrere a sistemi “duplex” (zincatura più verniciatura) per assicurare la più ampia durata alla

protezione anche in ambienti fortemente aggressivi.

Il secondo capitolo è dedicato alla diagnosi del fenomeno, cioè alla comprensione e valutazione del degrado della protezione. Attraverso una ricca documentazione fotografica vengono illustrate le principali difettosità delle pitturazioni (cracking, superficiali, di adesione), con immagini che mostrano il degrado (blistering, arrugginimento, flaking, chalking). Si descrivono anche i degradi dei cosiddetti metalli autoprotettenti e dei componenti zincati.

Nel terzo capitolo si affronta i temi del ripristino della protezione dalla corrosione nei vari casi in cui questa si presenta, e della manutenzione: controlli, manutenzione predittiva, manutenzione straordinaria e rifacimento.

Il clou del volume è dedicato alla prevenzione del degrado, a partire dalla normativa vigente con particolare riferimento alla UNI EN 1090-2 che è entrata in piena applicazione dopo l’emanazione delle Norme Tecniche 2018 (DM 14/1/2018) (a tal riguardo si segnalano anche i Quaderni Tecnici del CTA n. 3 e 4).

Ci si sofferma molto sulla figura professionale del “coating inspector”, figura fondamentale nel controllo di qualità del processo di verniciatura, ma anche nell’aiuto che può dare al progettista di opere in acciaio nella scelta del ciclo di protezione e nella stesura delle specifiche di esecuzione e dei controlli in tutte le fasi di costruzione, assemblaggio in cantiere e collaudi finali.

Conclude il volume un piccolo cenno ai costi di della protezione nelle le varie opere.

In definitiva si tratta di un utile testo di cui ogni Progettista di opere in carpenteria metallica dovrebbe essere a conoscenza. Gli autori sono Francesco Cavinato, ispettore di sistemi di protezione dalla corrosione e Franco De Pizzol, esperto di costruzioni in acciaio, coautore del 3° Quaderno CTA.

(a cura di Riccardo De Col)

Francesco Cavinato, Franco De Pizzol

Il degrado della protezione dalla corrosione di componenti strutturali in acciaio in edilizia.

Editore: Maggioli

Anno: 2021

Pagine: 168

Prezzo: 31 euro



Fresca di stampa è l'ultima opera di Gian Carlo Giuliani, insigne Ingegnere delle strutture. Un lavoro a cui teneva da molto e che finalmente ha visto la luce.

È un'analisi della dinamica delle strutture che riassume le esperienze fatte dall'autore durante la sua lunga vita, tuttora attiva, di progettista di opere di ogni tipo: da quelle in cemento armato a quelle in acciaio e alle strutture composte, dai ponti alle grandi coperture, dalle strutture gettate in opera alle grandi realizzazioni prefabbricate. Strutture che spesso hanno avuto la loro precisa descrizione sulle pagine di questa nostra rivista. Un curriculum che nessuno può vantare.

Il libro è dedicato alla dinamica delle strutture, aspetto questo sempre presente in ogni costruzione, dalla sua concezione (gran parte del territorio nazionale è ormai classificato sismico) alla realizzazione ed al controllo sia in fase di collaudo che durante la vita stessa dell'opera.

La struttura dell'opera, estremamente sintetica nella trattazione ma completa e ricca di rimandi ad opere realizzate dall'autore e ultimamente dalla società Redesco Progetti Engineering (da lui fondata e diretta dal figlio

dott. Ing. Mauro Eugenio Giuliani), si compone di tre grandi parti:

- La dinamica di base;
- Le eccitazioni dinamiche;
- I metodi ed i dispositivi per il controllo dinamico;

per un totale di circa 250 pagine suddivise in 36 capitoli. Concludono il volume un utile formulario che richiama le espressioni più comuni per il calcolo delle rigidità e delle frequenze ed un'estesa bibliografia.

Appunto dalla bibliografia vorrei iniziare: si parte dai testi base, dal famoso testo di G. Krall del 1940, *Meccanica tecnica delle vibrazioni*; sfilano poi nomi famosi come Bruno Finzi, Gavarini, Barkan, Blume, Lin, Brebbia, Clough e Penzien, fino all'esplosione delle ricerche degli anni '90, dopo i sismi di Loma Prieta (1989) e Northridge (1994), le esperienze di isolamento delle strutture (di cui l'autore è stato uno dei primi progettisti in Italia), ed ancora l'effetto del vento sugli edifici alti, con nomi come Hasegawa, Davemport, Solari, Martelli, Panza, Choi. In tutto 92 testi, ma penso che l'autore ne abbia letti e consultati centinaia d'altri. Solo la bibliografia è un serbatoio di referenze che chi si appresta a lavorare in questo settore dovrebbe conoscere.

La prima parte del volume consiste nel ripasso della dinamica di base: si inizia dal sistema ad un grado di libertà (SDF) e se ne esamina il comportamento sotto l'effetto di azioni periodiche, impulsive e dinamiche generalizzate. Si analizzano poi i sistemi a più gradi di libertà (MDF) con particolare riferimento a sistemi direttamente risolvibili come travi e piastre, per passare ad esempi pratici come la dinamica dei pali, la propagazione delle onde di taglio negli edifici e delle onde flessionali nei ponti, per finire con l'analisi modale della risposta dinamica: il tutto in un'ottantina di pagine.

La seconda parte considera le eccitazioni dinamiche derivanti da impatti, da oggetti trasportati dal vento, da eventi sismici. Si analizza la propagazione delle vibrazioni nel terreno, le vibrazioni indotte da traffico pedonale, veicolare e dal traffico ferroviario, quest'ultimo analizzato con un utile esempio tratto da un ponte reale. Seguono poi gli effetti del vento, anche in questo caso con riferimento a casi pratici sviluppati, con la consulenza dell'autore, dalla Redesco Progetti: l'edificio BNL-PARIBAS di Roma Tiburtina, gli edifici alti di Milano City Life, torri di trasmissione a Bologna e Roma. Un capitolo è dedicato agli effetti delle vibrazioni sugli edifici che in fase di progettazione devono essere accuratamente studiati al fine di evitare disagi negli occupanti. Si passa poi all'analisi dei mezzi di rilevamento per le varie grandezze caratterizzanti il comportamento dinamico: accelerometri, trasduttori di spostamento, rilevatori di rotazioni e stati tensionali, attrezzature per la determinazione delle caratteristiche

meccaniche delle strutture.

La terza ed ultima parte del volume esamina i metodi ed i dispositivi di controllo dinamico delle strutture. Qui siamo nel vivo delle applicazioni della dinamica: si parla di isolatori, di dispositivi di dissipazione energetica che si esplica durante il sisma, ma anche per effetto delle eccitazioni indotte dal vento. Si parla di riduzione degli spostamenti e vibrazioni indotte da attività umane o da lavorazioni. Anche in questo caso sono descritte e ben documentate le esperienze accumulate dall'autore nella sua lunga attività. In particolare viene citato l'edificio Telecom di Ancona Montedago, realizzato nel 1987, che fu il primo ad essere isolato sismicamente in Italia, il complesso costruito a Lefkosia (Cipro) caratterizzato da pianta trapezia con struttura in acciaio ed impalcato in acciaio-calcestruzzo su tre livelli, l'ampliamento del Mall of Cyprus realizzato in elevazione sopra un parcheggio esistente e, per finire, la splendida copertura della hall dell'Hotel Crowne Plaza in Caserta, una struttura a doppia curvatura in acciaio e vetro, realizzata mediante varo incrementale sulle travi reticolari di sostegno poste ai bordi. Altre due esperienze significative fanno parte di questa carrellata di esempi: gli edifici della Regione Emilia Romagna a Bologna dotati di dispositivi visco elastici ed il ponte strallato ciclopedonale San Giuliano a Mestre, di due luci di 70 m, progettato con 4 smorzatori a massa accordata (TMD) alloggiati entro le travi di bordo

a cassone, al fine di ridurre l'ampiezza delle oscillazioni verticali dell'impalcato che, per la snellezza delle travi, potevano presentare frequenze molto vicine a quelle indotte dalle persone in transito al passo o di corsa.

C'è una vita dentro questo libro, una piccola storia dell'evoluzione della dinamica applicata alle costruzioni. Un testo che ritengo utile e che spero venga consultato ed utilizzato dai colleghi che operano nel meraviglioso mondo delle strutture. Molte altre cose belle ed utili sono nella presentazione di Alessandro Martelli e nella premessa del testo ad opera dell'autore.

(a cura di Riccardo De Col)

Gian Carlo Giuliani

CONTROLLO DELLA DINAMICA DELLE STRUTTURE
Basi della Dinamica – Forzanti variabili
Criteria e sistemi di controllo
Applicazioni ad edifici, torri e ponti

Dario Flaccovio Editore

Anno 2022

pagg. 256

Euro 34,00

Acquista i
Quaderni
CTA

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

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

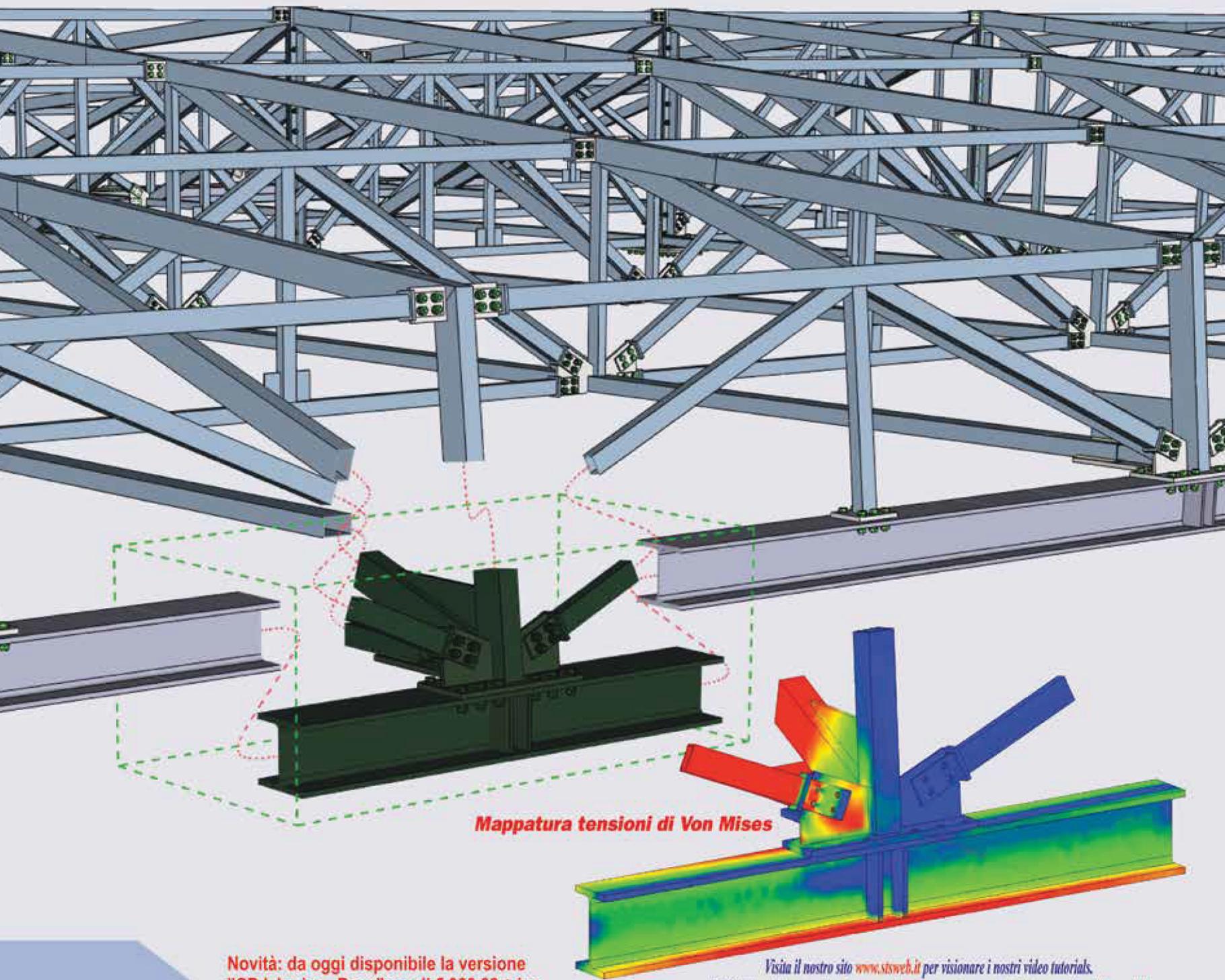
Niente più problemi con le giunzioni metalliche...

**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!!

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



Mappatura tensioni di Von Mises

**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



Software Tecnico Scientifico®

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

Visiona i nostri
video tutorials su 



Il **PROGETTO SALDATORE** è un progetto IIS volto a riqualificare la figura professionale degli addetti alla realizzazione di giunzioni saldate e brasate, incrementando, soprattutto fra i giovani e gli studenti, la percezione di professionalità e competenza che caratterizza queste figure, in modo da stimolare un processo di avvicinamento a questo mestiere e, in ultima analisi, contrastare la carenza di saldatori a livello nazionale in molti settori industriali.

// SALDATORE è un PROFESSIONISTA!

Oggi esistono le condizioni ideali
per il *rilancio* e la *riqualificazione*
di queste *professionalità!*

Raggiungeremo le scuole, le imprese, le istituzioni, e raggiungeremo i saldatori, per raccontare storie di successo e storie di vita, che testimonino il fatto che il ruolo del **bravo saldatore** è centrale nella produzione industriale.

Segui sui social    il **#progettosaldatoreIIS**

...troverai le storie raccontate dai protagonisti
e potrai condividere le finalità del Progetto!