



SETT/OTT 2020



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

La competenza è una conquista



Professionalità e competenza da oltre 60 anni

Il Gruppo IIS mantiene l'obiettivo prioritario che da sempre ha caratterizzato l'Istituto Italiano della Saldatura: produrre e trasferire conoscenza negli ambiti delle attività svolte dalle Società che lo costituiscono, attento e fedele all'origine del suo brand.

In questo contesto il Gruppo IIS si propone quale riferimento in Italia e all'Estero per fornire servizi di formazione, assistenza tecnico-scientifica, ingegneria, diagnostica, analisi di laboratorio e certificazione, garantendo sempre il rispetto delle previste condizioni di qualità, sicurezza, affidabilità e disponibilità di sistemi ed impianti industriali, di strutture saldate e di componenti saldati.



Formazione



Ispezioni e
controlli



Ingegneria



Certificazione



Laboratorio

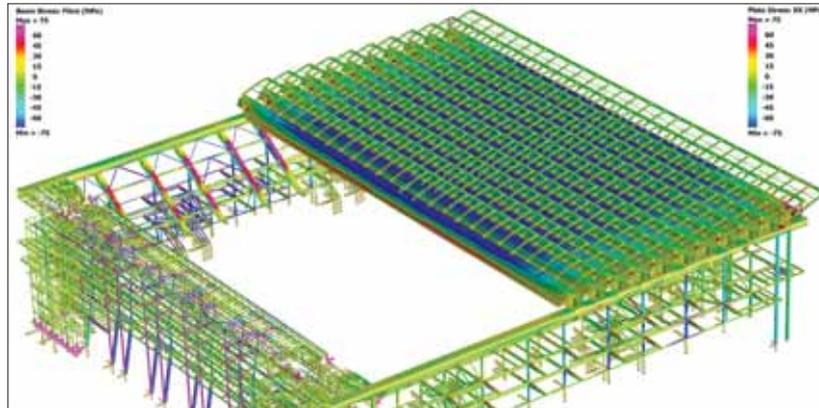


Manifestazioni
tecniche

www.iis.it



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



Il complesso tennistico del Roland Garros a Parigi è stato oggetto di una ristrutturazione architettonica e strutturale. L'intervento più importante ha riguardato il campo centrale intitolato al campione francese Philippe Chatrier, con la progettazione delle strutture delle tribune e della copertura dotata di tetto a travi mobili. Le nuove strutture in acciaio delle tribune sostengono le vie di corsa su cui, in semplice appoggio su carrelli motorizzati, le undici travi di luce di 107m denominate "Ailes" si aprono e si chiudono. Su ciascuna "Aile" sono installati sbalzi in acciaio chiamati "Nervures" che supportano le membrane di protezione e chiusura dagli agenti atmosferici.

Cimolai S.p.A. e Maffeis Engineering S.p.A. hanno utilizzato il codice di calcolo Straus7 per realizzare il modello globale, risolto con la tecnica degli stages, ottenendo le sollecitazioni sulle nuove strutture installate sia in fase di esercizio che nelle fasi di montaggio. Modelli a elementi plate delle "Ailes" sono stati realizzati per la verifica strutturale di dettaglio e per le verifiche dinamiche con dampers necessari a smorzare l'interazione col vento, data l'elevata snellezza della sezione rispetto alla luce. I modelli di dettaglio dei conci delle "Ailes" in elementi plate hanno permesso le verifiche di buckling e di fatica da vento su mesh rada programmate mediante il modulo API dell'ambiente interno a Straus7.

Cliente/Committente
Progettazione architettonica

Progettista strutturale (prog. di gara)
Direzione Lavori

Assistenti della Committente

Impresa (Joint-Venture)

Progetto esecutivo
Fornitura e montaggio carpenteria
Rivestimento fonoassorbente copertura
Meccanismi copertura mobile

FFT – Fédération Française de Tennis
Cabinet DVVD
ACDG GIRARDET et Associés
Cabinet DVVD
Cabinet DVVD
ACDG Girardet et Associés
Jacobs
I.M. Projet (pilotaggio e coordinamento)
Qualiconsult securite (sicurezza)
Vanguard (economista)
Agence W&CIE (ambiente)
Etamine (développement durable)
Bureau Veritas (bureau de controle)
Vinci Construction France (mandataria)
Cimolai S.p.A. (opere in carpenteria metallica tribune, copertura mobile e meccanismi)
Cimolai S.p.A. e Maffeis Engineering S.p.A.
Cimolai S.p.A.
Cimolai ASC
Cimolai Technology S.p.A.



Testo e immagine del modello di calcolo Straus7 per gentile concessione di Cimolai S.p.A. - Foto di FFT (Fédération Française de Tennis).

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



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

informazione
giornaliera
per il professionista



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

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

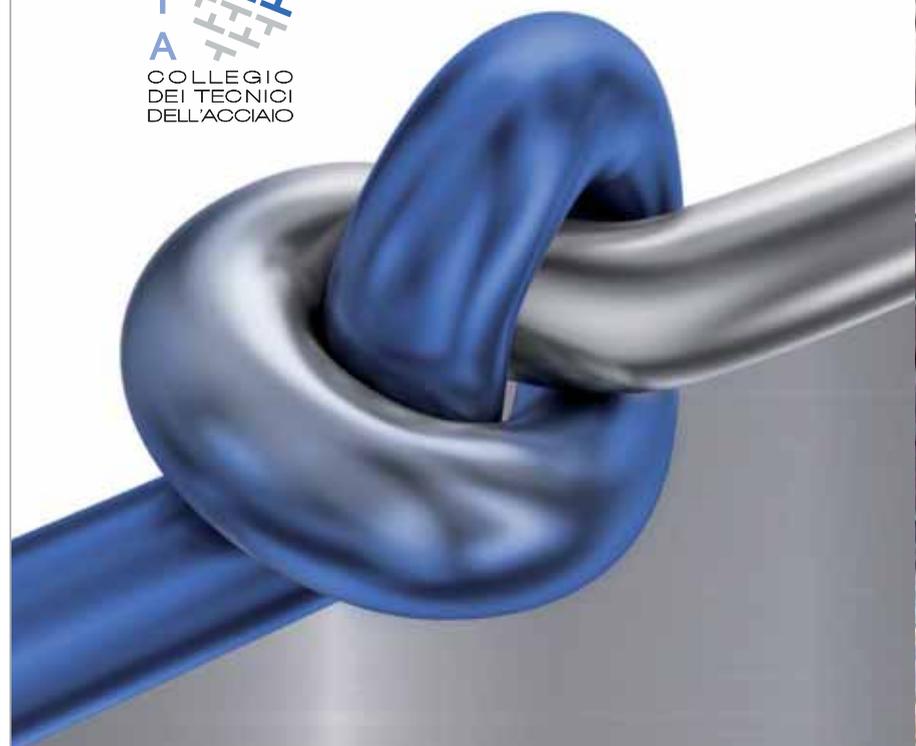
Vista la sua diffusione e quotidianità, è **lo strumento ideale per promuovere eventi**, oppure annunciare l'uscita di **nuove tecnologie**.

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

Pubblicizza la tua azienda 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 NEL DL RILANCIO*
CHE PERMETTE DI RECUPERARE
IL 50% DEL TOTALE INVESTIMENTO
PUBBLICITARIO 2020.



Tekla® Structures

Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

Tekla Structures 2020 offre processi di modellazione 3D più veloci, dettagli più precisi, un migliore controllo delle modifiche e una produzione più rapida di disegni, oltre ai guadagni in termini di efficienza legati al flusso di lavoro.

- **Lofted plate per creare piatti svergoli da linee e oggetti di costruzione anche polycurve**
 - **Saldature solide e preparazioni di saldatura automatiche**
 - **Clonazione e storico delle versioni dei disegni**
- e molto altro...

**METODI DI LAVORO
DI NUOVA GENERAZIONE**

**MIGLIORE COMUNICAZIONE
DEL PROGETTO**

**Scopri tutti i vantaggi di
Tekla Structures 2020**

Rivenditore esclusivo per l'Italia

30 *anni*

HARPACEAS

More than BIM

Expo 2020 Dubai: The Mobility Pavilion



XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

FRANCAVILLA A MARE
PESCARA
16-18 SETTEMBRE 2021

CTA
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO

SAVE THE DATE!!!

GLI ABSTRACT DELLE MEMORIE VANNO INVIATI A CTA@CTANET.IT
ENTRO IL 28/02/2021

L'era COVID ha reso necessario un cambiamento nelle nostre abitudini sociali che avrà ripercussioni anche nell'organizzazione delle manifestazioni e dei convegni.

Anche il Congresso C.T.A., che è da oltre 50 anni il principale punto d'incontro, di scambio di idee, di confronto e discussione del mondo della Costruzione Metallica ha deciso di innovare nel rispetto della tradizione. La XXVIII edizione sarà, conseguentemente, caratterizzata da una struttura organizzativa innovativa che prevede sia la partecipazione in presenza che in modalità Live Streaming. Le consuete sessioni di presentazione dei lavori, con partecipazione sia in sede congressuale che a distanza, verranno trasmesse anche online su una piattaforma di condivisione al fine di raggiungere la più ampia platea possibile. Alle sessioni di presentazione dei lavori scientifici e delle realizzazioni si affiancheranno, in parallelo, conferenze e corsi di aggiornamento professionale rivolti agli Ingegneri e agli Architetti che vorranno approfondire argomenti riguardanti le costruzioni metalliche. Lo svolgimento in parallelo delle attività di aggiornamento professionale è finalizzata alla promozione di una più forte commistione fra la componente accademica e la componente professionale durante l'intero svolgimento delle attività congressuali. Anche questi corsi rivolti ai professionisti prevederanno una modalità mista in presenza e online.

Inoltre, verranno organizzate delle sessioni poster dove sia i professionisti che i ricercatori potranno presentare i propri lavori. Anche per i poster è prevista sia l'esposizione in sede congressuale che in modalità a distanza. Sono, inoltre, previsti dei premi sia per le migliori realizzazioni, per diverse categorie di importo dei lavori, sia per le migliori ricerche presentate.

Questa modalità cosiddetta "blended" che prevede la possibilità di avere un pubblico sia in presenza che online sicuramente consentirà una maggiore visibilità alle aziende operanti nel settore che potranno fornire il loro sostegno anche a distanza durante i corsi dedicati ai professionisti.

Per gli sponsor: sono previste sessioni speciali (poster) per favorire il contatto con il mondo professionale

Per i professionisti: sono previste sessioni dedicate all'aggiornamento professionale con il rilascio di crediti formativi

CONSIGLIO DIRETTIVO

Vincenzo Piluso (Presidente)
Emanuele Maiorana (Vice Presidente)
Bruno Finzi (Vice Presidente)
Federico Baiardo
Benedetto Cordova
Fabio Dall'Aglio
Riccardo De Col
Raffaele Landolfo
Elena Mele
Paolo Napoli
Vincenzo Nunziata
Riccardo Zanon

COMITATO ORGANIZZATORE LOCALE

Giuseppe Brando
Alberto Basaglia
Giorgia Cianchino
Giulia Cocco
Davide Rapone

COMITATO ORGANIZZATORE CTA

Vincenzo Piluso
Attilio De Martino
Elide Nistri
Riccardo De Col

SEGRETARIA AMMINISTRATIVA

Valeria Pasina

SEGRETARIA SCIENTIFICA

Elide Nistri
Marco Simoncelli
Alessandro Pisapia
Bonaventura Tagliafierro
Paolo Todisco

COMITATO SCIENTIFICO

Claudio Amadio
Andrea Belleri
Claudio Bernuzzi
Franco Bontempi
Giuseppe Brando
Oreste Bursi
Chiara Calderini
Paolo Castaldo
Carlo Andrea Castiglioni
Andrea Dall'Asta
Mario D'Aniello
Antonello De Luca
Gianfranco De Matteis
Mario de Miranda
Luigino Dezi
Bruno Finzi
Fabio Freddi
Fabrizio Gara
Aurelio Gherzi
Raffaele Landolfo
Massimo Latour
Massimo Majowiecki
Alberto Mandara
Edoardo Michele Marino
Annibale Luigi Materazzi

Federico M. Mazzolani
Giovanni Metelli
Elena Mele
Rosario Montuori
Renato Morganti
Paolo Napoli
Elide Nistri
Emidio Nigro
Maria Rosaria Pecce
Marco Peroni
Pierangelo Pistoletti
Raffaele Pucinotti
Francesco Ricciardelli
Gianvittorio Rizzano
Pierpaolo Rossi
Walter Salvatore
Nunzio Scibilia
Enrico Sicignano
Stefano Sorace
Nicola Tondini
Alessandra Tosone
Riccardo Zandonini
Alessandro Zona

GIOVEDI' 16 SETTEMBRE	
	RICERCA ATTIVITA' PROFESSIONALE
09:00	Registrazione dei partecipanti
09:20	Saluti di benvenuto
09:40	Relazione ad invito: Ricerca (Tema 1)
10:20	Spazio sponsor
10:30	Coffee Break
11:00	Sessioni Parallele (A1, A2, A3) Sessioni Poster (Ingegneria)
13:00	Colazione di lavoro
14:10	Relazione ad invito: Realizzazioni - Tema 1: Progettazione Strutturale
14:50	Spazio sponsor
15:00	Sessioni Parallele (B1, B2, B3) Corso di aggiornamento professionale A
16:00	Coffee Break
16:30	Sessioni Parallele (C1, C2, C3) Corso di aggiornamento professionale A
17:30	Sessioni Parallele (D1, D2, D3) Corso di aggiornamento professionale A
18:30	Fine lavori
20:00	Cocktail di Benvenuto

VENERDI' 17 SETTEMBRE	
	RICERCA ATTIVITA' PROFESSIONALE
09:00	Relazione ad invito: Ricerca (Tema 2)
09:40	Relazione ad invito: Ricerca (Tema 3)
10:20	Spazio sponsor
10:30	Coffee Break
11:00	Sessioni Parallele (E1, E2, E3) Sessioni Poster (Architettura)
13:00	Colazione di lavoro
14:10	Relazione ad invito: Realizzazioni - Tema 2: Progettazione Architettonica
14:50	Spazio sponsor
15:00	Sessioni Parallele (F1, F2, F3) Corso di aggiornamento professionale B
16:00	Coffee Break
16:30	Sessioni Parallele (G1, G2, G3) Corso di aggiornamento professionale B
17:30	Sessioni Parallele (H1, H2, H3) Corso di aggiornamento professionale B
18:30	Fine lavori
20:00	Cena di gala - Premiazioni (Best Paper Awards - Good Design Awards)

SABATO 18 SETTEMBRE	
	RICERCA ATTIVITA' PROFESSIONALE
09:00	Relazione ad invito: Linee guida per la valutazione ed il monitoraggio dei ponti
09:40	Relazione ad invito: Protezione e durabilità delle strutture (AIZ)
10:20	Spazio sponsor
10:30	Coffee Break
11:00	Relazione ad invito: L'acciaio nell'adeguamento sismico delle strutture esistenti
11:40	Relazione ad invito: SISMA BONUS passato, presente e futuro
12:20	Sessioni Parallele (I1, I2, I3) Tavola rotonda: SISMA BONUS
13:20	Colazione di lavoro
14:20	Spazio sponsor
14:30	Sessioni Parallele (L1, L2, L3) Corso di aggiornamento professionale C
15:30	Sessioni Parallele (M1, M2, M3) Corso di aggiornamento professionale C
16:30	Coffee Break
17:00	Assemblea dei soci C.T.A. Corso di aggiornamento professionale C

QUOTE DI PARTECIPAZIONE IN PRESENZA

Tipologia	Servizi inclusi	QUOTA
Socio C.T.A. in regola con quota 2021	Partecipazione alle 3 giornate congressuali Coffee break, Colazioni di lavoro, Cocktail di Benvenuto	€ 400
Altri partecipanti e soci non in regola con la quota 2021	Partecipazione alle 3 giornate congressuali Coffee break, Colazioni di lavoro, Cocktail di Benvenuto	€ 500
Dottorandi	Partecipazione alle 3 giornate congressuali Coffee break, Colazioni di lavoro, Cocktail di Benvenuto	€ 250
Partecipazione giornaliera professionisti con presentazione Poster	Partecipazione alla giornata congressuale prescelta Presentazione Poster, coffee break e colazione di lavoro	€ 165
Partecipazione giornaliera professionisti senza presentazione Poster	Partecipazione alla giornata congressuale prescelta Coffee break e colazione di lavoro	€ 125
Partecipazione pomeridiana professionisti	Partecipazione alle attività pomeridiane (successive alla colazione di lavoro, ossia: relazione in plenaria, coffee break e corso di aggiornamento professionale)	€ 50
Attività extra-congressuali per accompagnatori	Coffee break, Colazioni di lavoro, Cocktail di Benvenuto, Visite turistiche (da definire)	€ 120
Cena di gala		€ 80
Volumi degli atti del Congresso	Presentazione memoria, copia dei volumi degli atti congressuali, stampa memorie in atti congressuali	€ 80

QUOTE DI PARTECIPAZIONE ON LINE (SU PIATTAFORMA MICROSOFT TEAMS)

Tipologia	Servizi inclusi	QUOTA
Socio C.T.A. in regola con quota 2021	Partecipazione alle 3 giornate congressuali	€ 250
Altri partecipanti e soci non in regola con la quota 2021	Partecipazione alle 3 giornate congressuali	€ 350
Dottorandi	Partecipazione alle 3 giornate congressuali	€ 150
Partecipazione giornaliera professionisti con presentazione Poster	Partecipazione alla giornata congressuale prescelta Presentazione Poster in modalità on-line	€ 130
Partecipazione giornaliera professionisti senza presentazione Poster	Partecipazione alla giornata congressuale prescelta	€ 95
Partecipazione pomeridiana professionisti	Partecipazione alle attività pomeridiane (relazione in plenaria e corso di aggiornamento professionale)	€ 40
Volumi degli atti del Congresso	Presentazione memoria, copia dei volumi degli atti comprese le spese di spedizione, stampa memorie in atti congressuali	€ 80

VERRANNO RILASCIATI FINO A 15 CFP PER LA PARTECIPAZIONE ALLE 3 GIORNATE

Per ulteriori informazioni e aggiornamenti
www.collegiotecniciacciaio.it

Diventa socio del CTA

CTA
COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO



... per lo studio e il perfezionamento della tecnica della costruzione metallica...

le pubblicazioni



chi siamo

Il CTA, nato nel 1966, è una associazione culturale senza scopo di lucro, nata per creare occasioni di confronto tecnico, di studio e approfondimento, e di diffusione della cultura dell'acciaio.

Il CTA ha al suo interno tre componenti paritetiche:

- Professori universitari
- Liberi professionisti
- Tecnici del mondo dell'industria

Il CTA svolge la sua missione di divulgazione della cultura delle costruzioni metalliche mediante:

- Congresso biennale
- Corsi e workshop di formazione
- Attività editoriale

benefit

I 6 numeri annui della rivista **COSTRUZIONI METALLICHE**
I quaderni e le altre pubblicazioni tecniche in uscita in corso d'anno

Quote ridotte per acquisto pubblicazioni arretrate
Quote ridotte di partecipazione ai nostri incontri e corsi
Quote ridotte di partecipazione al Congresso
Libero accesso all'Archivio di Costruzioni Metalliche ed altre pubblicazioni tecniche sul sito CTA

collegiotecniciacciaio.it

cta@ctanet.it

collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche



[c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio](https://www.linkedin.com/company/c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio)



[CollegioTecniciAcciaio](https://www.facebook.com/CollegioTecniciAcciaio)



[CMrivista](https://www.facebook.com/CMrivista)

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
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia
 EMANUELE MAIORANA Isolcomit Srl, Legnaro (PD), Italia
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, 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
 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 NASCÈ "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, GRAFICA E STAMPA:

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

ABBONAMENTI PER L'ANNO 2020 (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 2020

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 LXXII

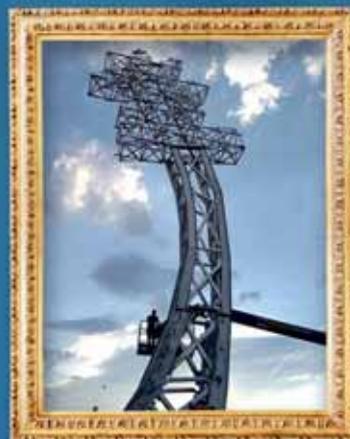
SET OTT 20

www.facebook.com/CMrivistacostruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina: *In copertina Torre Tirrena*
fotografata da Chiara Recalcati.



13	EDITORIALE		
	GIULIO BALLIO		GIOVANNI SOLARI (1953-2020)
15	NOTIZIARIO CTA		CARI SOCI E AMICI DEL CTA
17	REALIZZAZIONI		
	BRUNO FINZI, DAVIDE EMMANUELLO		TORRE TIRRENA NEL CUORE DI MILANO Sistemi in acciaio e idraulici: la chiave di successo di un complesso progetto di migrazione di carichi
31	RICERCA		
	GEORGE CHARLES CLIFTON		LOW DAMAGE DESIGN OF MULTISTOREY STEEL STRUCTURES IN NEW ZEALAND
42	RICERCA		
	ROSARIO MONTUORI, ELIDE NASTRI, VINCENZO PILUSO, ALESSANDRO PISAPIA		CRITERI DI GERARCHIA LOCALE nella Progettazione Sismica di Controventi Eccentrici: Approccio Probabilistico
51	RICERCA		
	C.A. CASTIGLIONI, A. MENGHINI		SIMULAZIONI NUMERICHE E MISURE SPERIMENTALI delle tensioni residue in profili formati a freddo
58	ARCHITETTURA		
	MONICA LAVAGNA		ADDIZIONI IN ACCIAIO Kruchin Architettura, Ampliamento dell'Università del Distretto Federale, Brasilia, Brasile, 2016-2020
69	REALIZZAZIONI		
	MARCO PERONI, IRENE FABBI		IL MIGLIORAMENTO SISMICO della Scuola Secondaria "Europa" di Faenza
76	REALIZZAZIONI		
	RICCARDO ZANON, TONI DEMARCO, DOMENICO VISCOVO		VIADUCT OA666 IN BELVAL, LUXEMBOURG: SLENDER HIGHWAY DECK REALIZED IN HIGH-STRENGTH STEEL
84	INGEGNERIA		
	ALESSANDRO GUERINI, SIMONA MANDIS, MONICA VALENTINI		IL SALTO DI AJALE GREENWAY VALLI RESILIENTI Progettazione passerella ciclopedonale sul fiume Mella e raccordo al percorso ciclabile esistente
90	RECENSIONE		



GIAMBARINI GROUP COLLECTION

LA ZINCATURA A CALDO PER PROTEGGERE AD ARTE I TUOI MANUFATTI:
DAL BULLONE ALLE TRAVI DI GRANDI DIMENSIONI.

LA NOSTRA GALLERY COMPLETA LA TROVATE SUI NOSTRI SITI:

OLFEZ.IT ODSTRASPORTI.IT ZITACSRL.IT
GALVAN.IT METALJUMBO.IT ZINCATURADICAMBIANO.IT



GIAMBARINI GROUP
IL FUTURO PER TRADIZIONE

GIOVANNI SOLARI (1953-2020)

A distanza di un anno da una diagnosi che lasciava poche speranze, Giovanni Solari ci ha lasciato.

Il mondo internazionale dell'Ingegneria del Vento perde uno dei suoi leader indiscussi, l'Università di Genova e noi, docenti universitari, siamo stati privati di un ricercatore eccezionale; ai progettisti viene a mancare una persona sempre disponibile a aiutarli per affrontare i problemi più inusuali e complicati.

Giovanni ha iniziato la sua carriera a 23 anni, decidendo di non seguire la moda di allora, di non occuparsi di ingegneria sismica, ma di affrontare nella sua tesi di laurea un problema di ingegneria del vento, stimolato dal conoscere che, a livello mondiale, il vento semina morti e danni ben maggiori del sisma. Appena laureato, nel 1976, comprese che doveva confrontarsi con studiosi statunitensi e elaborò metodologie originali di tale interesse che furono adottate alla base delle normative americane.

Nei primi anni 80 iniziò a studiare e rielaborare i dati eolici delle diverse stazioni situate nel nostro paese che utilizzò per proporre la prima mappa eolica italiana recepita dalla norma CNR 10012-85 dedicata alle Azioni delle Costruzioni. Diventato professore ordinario nel 1989 fu chiamato a all'Università di Genova nel 1990 dove cominciò a circondarsi di giovani ricercatori di alto livello. Ben presto i contributi scientifici della sua scuola furono riconosciuti ovunque, tanto da essere chiamato per conferenze, relazioni generali a congressi, lezioni a corsi di dottorato dall'Europa al Canada, dagli Stati Uniti alla Cina, dall'Australia al Giappone, e da essere eletto Presidente della International Association for Wind Engineering (IAWE) per il quadriennio 2003 - 2007.

Profondamente attaccato a Genova e ai suoi allievi rifiutò la cattedra che aveva lasciato Alan Davenport, il creatore dell'Ingegneria del vento, all'Università di Western Ontario - Canada,



dove comunque andava per due mesi all'anno per tenere un corso ai dottorandi. Venne onorato da prestigiosi riconoscimenti, quali le medaglie Cermak, Davenport, Scanlan e Flachsbart. Solari fu coinvolto nell'analisi al vento di moltissime opere: tra le più rilevanti la Torre del Parco di Milano, la torre di telecomunicazioni di Rozzano presso Milano e di San Michele Extra in Verona, a Genova il Bigo, Corte Lambruschini, il WTC, gli scaricatori container di Calata Sanità e i pali decorativi di Corso Italia, la torre di telecomunicazioni di Cologno Monzese, il Ponte sullo Stretto di Messina e la Torre di Pisa. Più recenti le sue analisi delle centrali termoelettriche ENEL di Porto Corsini, La Casella, La Spezia, Priolo Gargallo, Siracusa e Ballylumford - Irlanda, di una passerella pedonale a Palermo, del razzo Vega nella Guyana Francese, dei gasometri di Cornigliano a Genova, di torri di telecomunicazione italiane per telefonia mobile, della torre Isozaki a Milano e del quartiere storico della Fiera di Milano.

Dal 2007, allargando il campo dei suoi interessi, iniziò a interessarsi di sicurezza ambientale. Per conto delle Ferrovie partecipò al progetto della rete di monitoraggio lungo le tratte ferroviarie ad alta velocità per evitare che il vento causasse il ribaltamento dei treni all'uscita delle gallerie. Nell'ambito di finanziamenti europei ideò e coordinò l'installazione di un raffinato sistema esperto per garantire la sicurezza dei lavoratori mettendo in rete i porti dell'alto Tirreno, da Savona a Livorno e Bastia. Due anni fa coronò il suo sogno: vincere l'EC Grant finalizzato allo studio degli eventi distruttivi dei temporali che, a causa del cambiamento climatico, potranno essere sempre più frequenti e pericolosi per persone e beni in Europa. Dal giugno 2019 è stato presidente dell'Istituto Italiano della Saldatura.

Gli straordinari successi di Giovanni sono stati dovuti a una molteplicità di fattori. La commistione fra la sua curiosità e la sua preparazione matematica, gli ha permesso di fare ricerca in settori ancora inesplorati dai più. La sua capacità di innovazione lo ha spinto ad allargare gli ambiti della sua ricerca senza mai sedersi sulla frontiera delle proprie conoscenze. Il suo desiderio di misurarsi con i problemi delle strutture gli ha ispirato le vie da percorrere nella ricerca. In Giovanni Solari queste caratteristiche sono state sempre accompagnate da qualità umane non sempre comuni in ambiente accademico, quali la capacità di porsi alla pari dei propri interlocutori, di manifestare il desiderio di conoscere più che di farsi forte delle proprie conoscenze. Forse per queste qualità Giovanni non era solo apprezzato scientificamente, era amato da tutti, anziani colleghi e giovani studenti. A tutti noi Giovanni lascia un libro sul passato presente e futuro dei fenomeni eolici edito da Springer dal titolo "*Wind Science and Engineering*" e il suo intervento (*) alla conferenza TEDx Genova del 23 febbraio 2019.

Giulio Ballio

(*) È possibile rivedere l'intervento del prof. Solari nel sito web del CTA, al link: www.collegiotecnicacciaio.it/2020/11/21/prof-ing-giovanni-solari-1953-2020/

CARI SOCI E AMICI DEL CTA

A DICEMBRE È CONSUETUDINE tracciare un bilancio delle attività svolte nell'anno che si avvia alla conclusione e delineare i programmi per l'anno che verrà. Il 2020 è stato un anno tragico sotto tutti i punti di vista, per la ben nota situazione sanitaria creata dalla pandemia da Covid-19. Conseguentemente, anche le attività della nostra associazione sono state frenate dall'esigenza di provvedere al cosiddetto distanziamento sociale. Agli inizi di marzo è iniziato il periodo di blocco delle attività che prevedevano la partecipazione in presenza, quali seminari, convegni, visite tecniche, etc. Tuttavia, nonostante le difficoltà dettate dalla nuova situazione che mai la nostra associazione aveva dovuto affrontare, l'intero Consiglio Direttivo si è rimbeccato le maniche e si è prodigato inventandosi un nuovo sistema di comunicazione per proseguire la vita associativa e, in particolare, l'attività di promozione e di divulgazione della cultura delle costruzioni in acciaio. A partire da quest'anno, il CTA è diventato provider del Consiglio Nazionale degli Ingegneri entrando, pertanto, a far parte dell'elenco dei soggetti autorizzati all'organizzazione di attività di formazione professionale con-

tinua di tipo non formale, frontale o a distanza, riconoscibili ai fini del conseguimento di CFP ai sensi dell'Art.7, comma 1 del “Regolamento per l'aggiornamento della Competenza Professionale” degli Ingegneri liberi professionisti. Si tratta di un investimento importante per una piccola associazione no profit come la nostra, che mette al centro delle proprie attività la diffusione della cultura dell'acciaio basata sulla partecipazione delle tre componenti del mondo delle costruzioni in acciaio, la componente accademica e della ricerca, la componente industriale e la componente professionale.

L'impegno profuso dell'intero Consiglio Direttivo e dai soci che hanno voluto o potuto fornire il proprio contributo alle attività associative ha consentito, nonostante le difficoltà del momento, di programmare e realizzare eventi interessanti. In particolare durante l'anno sono state sviluppate le seguenti attività:

- 23/01/2020 - Seminario sulle “Criticità nella Progettazione, Realizzazione e Controllo di Strutture di Acciaio”, che è stata, in particolare, l'ultima



- attività in presenza svoltesi a Potenza;
- 30/05/2020 - Webinar “Errori e Criticità nella Progettazione, Esecuzione e Controllo di Strutture di Acciaio”;
 - 26/06/2020 - Webinar sulla “Progettazione di Collegamenti Pre-qualificati per Strutture Sismo-Resistenti”;
 - 11/07/2020 - Webinar dedicato agli “Approcci Semplificati per il Controllo della Progettazione di Strutture di Acciaio”;
 - 19/09/2020 - Webinar sulla “Progettazione, Calcolo Strutturale e Redazione Grafica di un Progetto”;
 - 26/09/2020 - Webinar “Dalla Progettazione alla Realizzazione con la UNI EN 1090-2”;
 - 29/10/2020 - Webinar sui “Ponti ad Arco”;
 - 19/11/2020 - Webinar sul “Ponte Genova San Giorgio” organizzato in sinergia con l’Istituto Italiano della Saldatura, con oltre 220 partecipanti. Il video dell’evento è stato messo a disposizione di tutti.

Inoltre, nei mesi di ottobre e novembre sono stati organizzati, con grande successo di partecipanti, degli incontri telematici con una grande società di ingegneria e procurement, la TECNIMONT S.p.A. In questi incontri sono stati affrontati temi relativi alla realizzazione delle strutture metalliche (controllo di qualità degli acciai, bulloneria strutturale, controlli sulle saldature, protezione dalla corrosione, etc.).

Nel corso dell’anno è stato potenziato il sito internet del CTA che si è arricchito del database degli articoli di Costruzioni Metalliche delle annate 2004-2018 e delle memorie del Congresso CTA di Salerno del 2015.

Anche gli invii della newsletter del CTA sono aumentati, raggiungendo una frequenza quindicinale o mensile, con lo scopo di pubblicizzare gli eventi organizzati dal CTA e le pubblicazioni di Costruzioni Metalliche e dei Quaderni Tecnici.

Inoltre, ai soci è stato regalato il recente volume di Sergio Foa “Guida Pratica delle Costruzioni in Acciaio - dal Predimensionamento ai Dettagli Costruttivi”, edito da Hoepli.

Infine, le difficoltà dovute alla situazione sanitaria non hanno bloccato l’importante avvio delle attività per l’organizzazione del prossimo Congresso C.T.A., le XXVIII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio che si svolgeranno a Francavilla a Mare (Pescara) dal 16 al 18 Settembre 2021, nelle quali speriamo di incontrare tutti i soci e gli appassionati dell’arte della costruzione in acciaio.

QUALI ATTIVITÀ SI SVOLGERANNO NEL PROSSIMO ANNO?

Come sapete, l’attività culturale del CTA è andata crescendo da qualche anno a questa parte ed è stata strutturata in alcuni punti principali.

Primo fra tutti, è il prossimo Congresso Biennale del CTA che rappresenta anche l’appuntamento principale della nostra Associazione. Come già detto, la sede prescelta per la XXVIII edizione è Francavilla a Mare.

Non meno importante, è la continua attività per la nostra rivista, Costruzioni Metalliche, ora di proprietà del CTA, che entrerà nel suo 73-esimo anno di vita. La rivista, con cadenza bimestrale, presenta articoli scientifici e tecnici attinenti alle strutture in acciaio, coprendo varie tematiche: Ricerca, Realizzazioni, Ingegneria, Architettura, Normative, Bim, Fuoco, Speciali ed altri in perfetta coerenza con gli interessi sinergici delle tre componenti dell’associazione, accademica, industriale e professionale.

Inoltre, da un paio di anni è stata lanciata una nuova iniziativa, i Quaderni del CTA che vengono distribuiti gratuitamente ai soci e venduti ad

un prezzo contenuto. Per ora sono stati pubblicati 3 quaderni; il prossimo quaderno, dedicato al “Capitolato per le strutture industriali in acciaio”, sarà distribuito gratuitamente ai soci che rinnoveranno l’abbonamento entro gennaio 2021.

Un’altra importante attività formativa è rappresentata dai **Seminari e Corsi** che vengono svolti durante l’intero anno. Per il 2021 si prevede di affrontare le seguenti tematiche:

- Isolamento sismico di Ponti e Strutture
- Prove di cantiere
- Edifici alti
- Acciaio e Fuoco
- Strutture miste
- Direzione Lavori e Collaudo

Si prevede, inoltre, l’organizzazione di un Corso base sulla “Progettazione pratica” e di un Convegno/Seminario pre-congressuale a L’Aquila sul tema “Acciaio per il Miglioramento Sismico”.

Il Consiglio Direttivo è, comunque, pronto a raccogliere i suggerimenti e le manifestazioni di interesse dei soci cosicché altri corsi, seminari o webinar potranno essere annunciati durante l’anno.

Infine **una novità**: a partire da febbraio, verranno organizzati eventi della durata di circa 3 ore, dal titolo “Incontri con il mondo dell’acciaio” in cui interverranno esponenti delle 3 categorie di soci CTA, Progettisti, Industriali ed Universitari. Gli incontri si terranno il sabato mattina e saranno riconosciuti 3 CFP per ogni incontro.

PERCHÉ CONVIENE RISPONDERE POSITIVAMENTE ALLA PROPOSTA DI ADESIONE AL C.T.A. PER IL NUOVO ANNO? QUALI SONO I VANTAGGI PER I SOCI?

L’adesione al C.T.A. non solo rappresenta un incontro privilegiato ed una condivisione di interessi con gli esperti ingegneri e architetti uniti dall’interesse per le costruzioni in acciaio, ma, inoltre, garantisce:

- **L’Abbonamento gratuito alla rivista bimestrale Costruzioni Metalliche;**
- **i Quaderni del CTA e altre eventuali pubblicazioni edite dal CTA, distribuite gratuitamente ai soci;**
- **Quote ridotte di partecipazione agli eventi organizzati durante l’anno;**
- **Quota di partecipazione ridotta per il Congresso CTA;**
- **Accessibilità via web a tutti i contenuti riservati per i Soci (annate passate di CM e Atti dei Congressi svolti).**

Aiutateci a raggiungere nell’interesse comune tutto il mondo che ruota attorno alle costruzioni, in particolare, tutti coloro che progettano o realizzano strutture in acciaio. Solo la più ampia sinergia tra le diverse componenti del mondo delle costruzioni in acciaio potrà favorire una più ampia diffusione delle costruzioni in acciaio, così come la meriterebbe un Paese che pretende di rimanere nell’ambito delle più grandi potenze economiche mondiali.

È necessario soprattutto raggiungere i giovani ingegneri ed allievi delle Scuole di Ingegneria e Architettura del nostro paese, per aiutarli nei primi difficili anni della loro attività.

Le quote associative sono alla portata di tutti:

- 100 per i soci individuali
- 250 per i soci collettivi

Per ulteriori informazioni : www.collegiotecniciacciaio.it/diventa-socio-cta

Sperando di annoverarvi ancora tra i soci C.T.A. per il 2021, Vi auguriamo buon lavoro!

TORRE TIRRENA NEL CUORE DI MILANO

Sistemi in acciaio e idraulici: la chiave di successo di un complesso progetto di migrazione di carichi

TIRRENA TOWER IN MILANO DOWNTOWN

Hydraulic and steel structure systems, the successful key of a complex loading migration design

Dr. Ing. Bruno Finzi, Dr. Ing. Davide Emmanuello
CEAS srl, Milano

La Torre Tirrena, soprannominata “Torre Liberty” dall’omonima piazza che la ospita a pochi passi dal Duomo, ha assunto il suo rinnovato ruolo di office building di prestigio nel cuore di Milano. L’edificio, nel processo di risanamento conservativo, è dotato di una nuova lobby d’ingresso agli uffici e ospita a livello terreno, interrato e primo piano, delle nuove attività commerciali che si aggiungono alle numerose altre già presenti nella galleria dell’ex Apollo e che si affacciano con un moderno look sull’“anfiteatro” dell’Apple store. La torre, costituita da una struttura portante in calcestruzzo armato di 12 piani fuori terra e 2 piani interrati, è stata radiografata nelle sue viscere, gettando le basi di un complesso progetto di intervento strutturale di miglioramento sismico, sviluppato dal dipartimento di ingegneria strutturale di CEAS. Il fulcro degli interventi è imperniato sull’utilizzo dell’acciaio strutturale, tecnologia con la quale da un lato è stato riparato il nuovo “rooftop” affacciato a 360° sullo skyline milanese, dall’altro, combinando un articolato sistema di martinetti idraulici e di carpenterie provvisorie, ha consentito il taglio della parte basale della scala e degli ascensori centrali esistenti, sia prima, sia durante la realizzazione delle opere civili dei piani uffici, grazie all’installazione di un transfer strutturale “cucito” sulle strutture esistenti. Quest’ultimo ha consentito la messa in forza di 11 piani di scale soprastanti con una graduale migrazione dei carichi sui nuovi sistemi definitivi. CEAS ha sviluppato tutte le fasi della progettazione strutturale (dal progetto preliminare, definitivo, fino a quello esecutivo) e ha diretto e coordinato la complessa realizzazione delle opere, oltre a monitorare il comportamento del transfer in fase provvisoria e finale, nel ruolo di Direzione Lavori strutture.

CEAS, da 40 anni progetta opere di ingegneria, adottando un approccio pragmatico e creativo al tempo stesso. Negli ultimi 5 anni CEAS ha contribuito a realizzare opere per un valore pari ad oltre 460 milioni di euro, operando in molteplici ambiti: musei, real estate, retail, infrastrutture, industria. Oltre 1.100 progetti sviluppati nel terzo millennio e 114 commesse oggi attive, gestite da un team di 41 professionisti che, combinando progettazione integrata e competenze specialistiche, assicurano alla Committenza un approccio completo e multidisciplinare, che valorizza il risultato finale.



Torre Tirrena in fase di intervento

*Corresponding author. Email: bruno.finzi@ceas.it

The Tirrena Tower, known as “Liberty Tower” from the name of the square where is located a few steps from the Duomo, has been completely renewed as a prestigious office building in the heart of Milan. The building, through a conservative rehabilitation process, is equipped with a new entrance lobby to the offices and hosts in the basement, ground level and first floor, some new commercial activities that are added to the several ones already located in the gallery of the former Apollo Theatre, facing with a modern look the Apple Store “amphitheatre”. The tower, originally built with a reinforced concrete structure of 12 floors above ground and 2 buried floors, has been checked and inspected to allow for a complex retrofit project of structural seismic improvement, developed by the structural engineering department of CEAS. The focus of the intervention is centred on the steel structures technology, which allowed, on one side to build the new rooftop layout, overlooking the 360° Milanese skyline; on the other, combining an articulated system of hydraulic jacks and temporary carpentry, has allowed the demolition of the existing lower part of the structural staircase and central elevators, both before and during the execution of the civil works in the upper office floors, thanks to the installation of a tailored steel transfer structure inserted in the existing structures. This has allowed the jacking up of 11 floors staircase, implementing a gradual loading migration on top of the newly built bracing system. CEAS has developed all the phases of the structural design (from preliminary, schematic, up to the detailed design) and has directed and coordinated the complex execution of the works, as well as the monitoring of the behaviour of the transfer in the provisional as well as in the final phases, with the role of Structural Works Supervision.

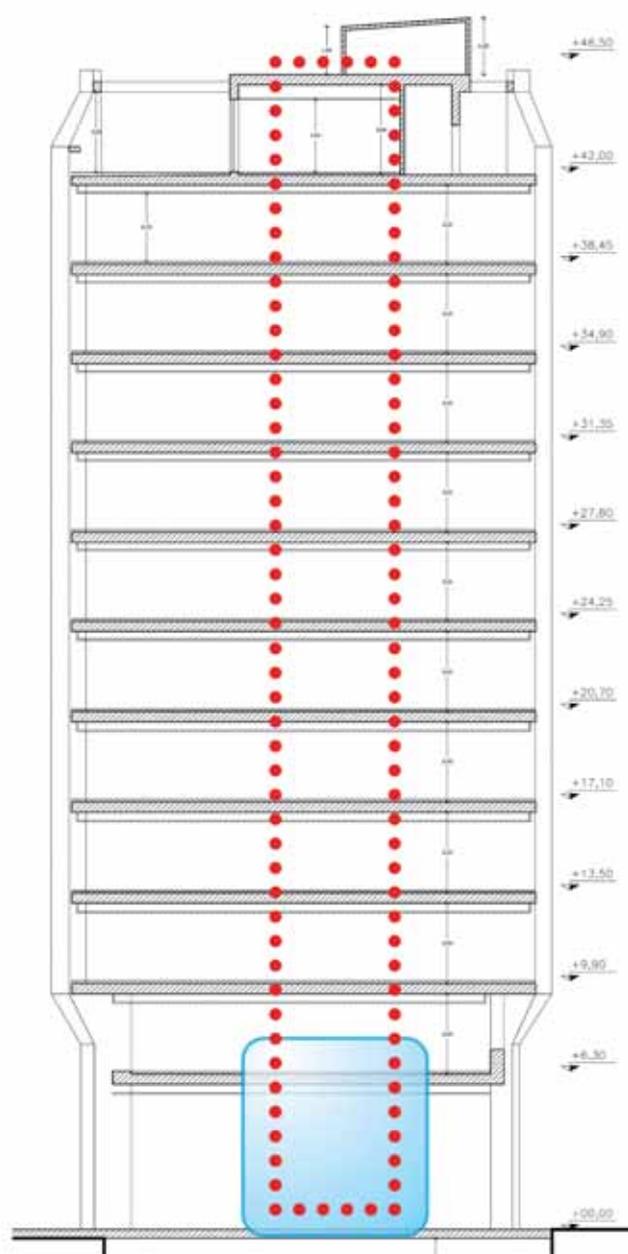


Fig. 1 - Ubicazione torre scale esistenti e area di intervento

1. INTRODUZIONE

In posizione centrale alla torre, le cui strutture sono state analizzate tramite indagini conoscitive di grado LC2 coordinate da CEAS, nella zona prospiciente la piazza si presentava un core in c.a. comprendente una scala semicircolare, due ascensori e un cavedio tecnico, sull'asse mediano tra la galleria De Cristoforis e la Piazza Del Liberty (rispettivamente a destra e a sinistra in figura 1).

Il concept architettonico ha evidenziato la necessità di eliminare questi elementi al piano terra, per creare i nuovi spazi adibiti a Retail, generando quindi una nuova prospettiva verso la Piazza e lanciando le gallerie. Ciò, tuttavia, mantenendo invariato l'assetto delle scale ai piani uffici soprastanti.

L'iter progettuale si è così dovuto confrontare da subito con un attento studio delle fasi realizzative e della loro concatenazione temporale per assicurare la stabilità della torre durante tutti gli interventi.

All'esito di questi studi, svolti attraverso delle modellazioni numeriche ad hoc, si è rivelata necessaria la decisione fondamentale di monitorare l'evoluzione delle deformazioni e di realizzare per primi gli interventi perimetrali alla torre, costituiti da un nuovo core adibito ad ascensori e da un nuovo nucleo irrigidente.

Solo dopo l'esecuzione di tali interventi è stato possibile il montaggio di una struttura in carpenteria, corredata da sistemi a martinetti idraulici, grazie ai quali si è potuto procedere al taglio, alla demolizione del core centrale dal primo piano fino alle fondazioni e alla contemporanea sospensione delle strutture della scala e degli ascensori centrali dal secondo piano in su, liberando in questo modo lo spazio necessario alla ricostruzione delle sottostanti nuove strutture di fondazione e di elevazione definitive, come i nuovi controventi.

Tale struttura provvisoria è stata realizzata in carpenteria metallica sfruttando i notevoli vantaggi offerti da questo materiale, collocando gli elementi negli spazi angusti, entro cui si è dovuto operare mediante microdemolizioni localizzate.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN C.A. ESISTENTI E NUOVE

Gli elementi strutturali in c.a. che costituiscono l'ordito della torre, oltre al corpo centrale della ex-scala semicircolare e degli ex-ascensori, sono rappresentati da cinque importanti pilastrate binate, a sezione trapezoidale, che dettano il ritmo di ciascuna delle due facciate principali dell'edificio, rimaste invariate.

Non oggetto di intervento sono state inoltre le 6 pilastrate interne e

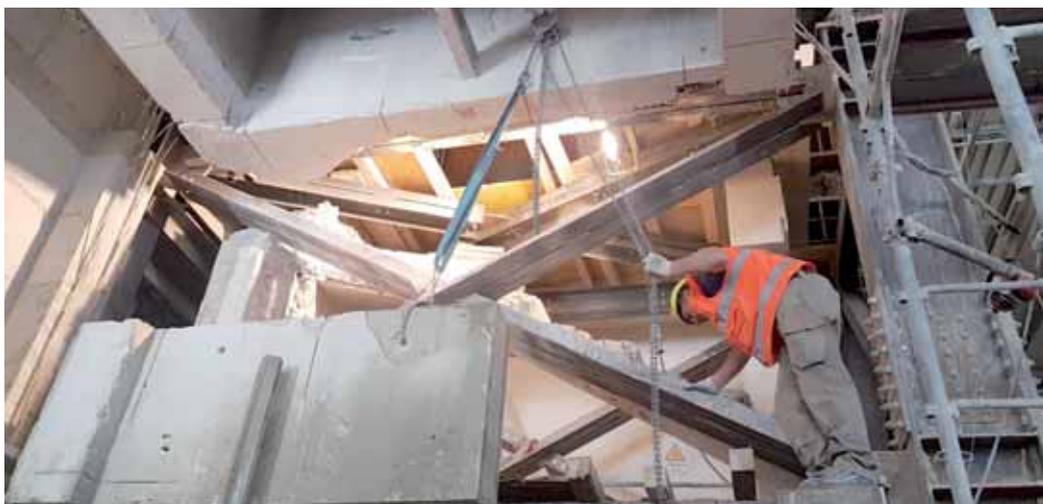


Foto a. Taglio blocchi in calcestruzzo piano terra, ex-ascensori.



Foto c. Casseri solaio di trasferimento definitivo in c.a.



Foto b. Travi metalliche innestate ai muri, in contrasto sui martinetti idraulici.

le due pareti in calcestruzzo che delimitano il confine con gli altri fabbricati adiacenti ai lati della piazza, dove scaricano le travi di spina dei solai esistenti.

Il particolare rientro della facciata avviene sia in copertura sia alla base, tra piano primo e piano secondo. Questo effetto architettonico si riflette nella presenza di importanti travi catena e puntone ordite ortogonalmente alle facciate, incrociate alle travi maestre e mantenute durante tutte le fasi realizzative, dettando anche la collocazione dei nuovi presidi strutturali. Le nuove strutture in calcestruzzo si possono suddividere in tre distinti macro-interventi:

- Intervento 1: un nuovo nucleo per ascensori e relative fondazioni
- Intervento 2: 2 nuovi core centrali, solaio di trasferimento e relative fondazioni
- Intervento 3: un nucleo irrigidente e relative fondazioni

3. DESCRIZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE IN ACCIAIO

CONTROVENTI A PIANO TERRA

L'intervento di miglioramento trova la sua formula, oltre che nella regolarizzazione della risposta dinamica conseguente all'avvicinamento del centro delle rigidità al baricentro delle masse di piano, anche nella introduzione di nuovi controventi in carpenteria metallica, collaboranti con le strutture in cemento armato all'aumento della resistenza alle azioni orizzontali.

Si tratta di un doppio controvento predisposto parallelamente alle gallerie esistenti, in elementi tubolare in acciaio di diametro $\Phi 193,7 \times 10$

mm, a croce di Sant'Andrea, collocato alla base del sistema di muri di trasferimento del piano terra, come evidenziato di seguito.

COPERTURA

La copertura, totalmente sostituita, è stata progettata in acciaio per minimizzare i carichi e massimizzare le luci libere, e ha visto l'utilizzo di travi in carpenteria ad anima piena HEB450 e HEM340 in acciaio S275, organizzate a formare un graticcio continuo bidirezionale.

Tale scelta ha consentito di dotare l'11° piano di una sala riunioni di luce libera fino a 16 m, per 10 m di larghezza, mentre il piano 12° di un "rooftop" su cui è impostato un volume tecnico costituito da un sistema di portali zoppi, con piedritti a doppia lama binata di dimensioni 300x25 mm, in acciaio inox.

La particolare configurazione strutturale è stata approfondita tramite un'analisi in frequenza, validando le ipotesi di partenza, di mantenere i modi vibrazione verticali globali oltre i 3 Hz.

4. I PROBLEMI DEFORMATIVI: IL TRANSFER E IL SUO MONITORAGGIO

La progettazione degli interventi strutturali è stata sviluppata a partire da una attenta fase di pianificazione delle fasi temporali, sia per tener conto delle situazioni transitorie, sia per tener conto del comportamento finale e a lungo termine delle strutture definitive.

In questo percorso, la struttura di trasferimento in carpenteria metallica, nonché il suo monitoraggio, hanno rivestito un ruolo chiave.

Mentre per gli interventi 1 e 3, eseguiti in parallelo dal basso verso l'alto, si è garantita la presenza contemporanea delle strutture esistenti

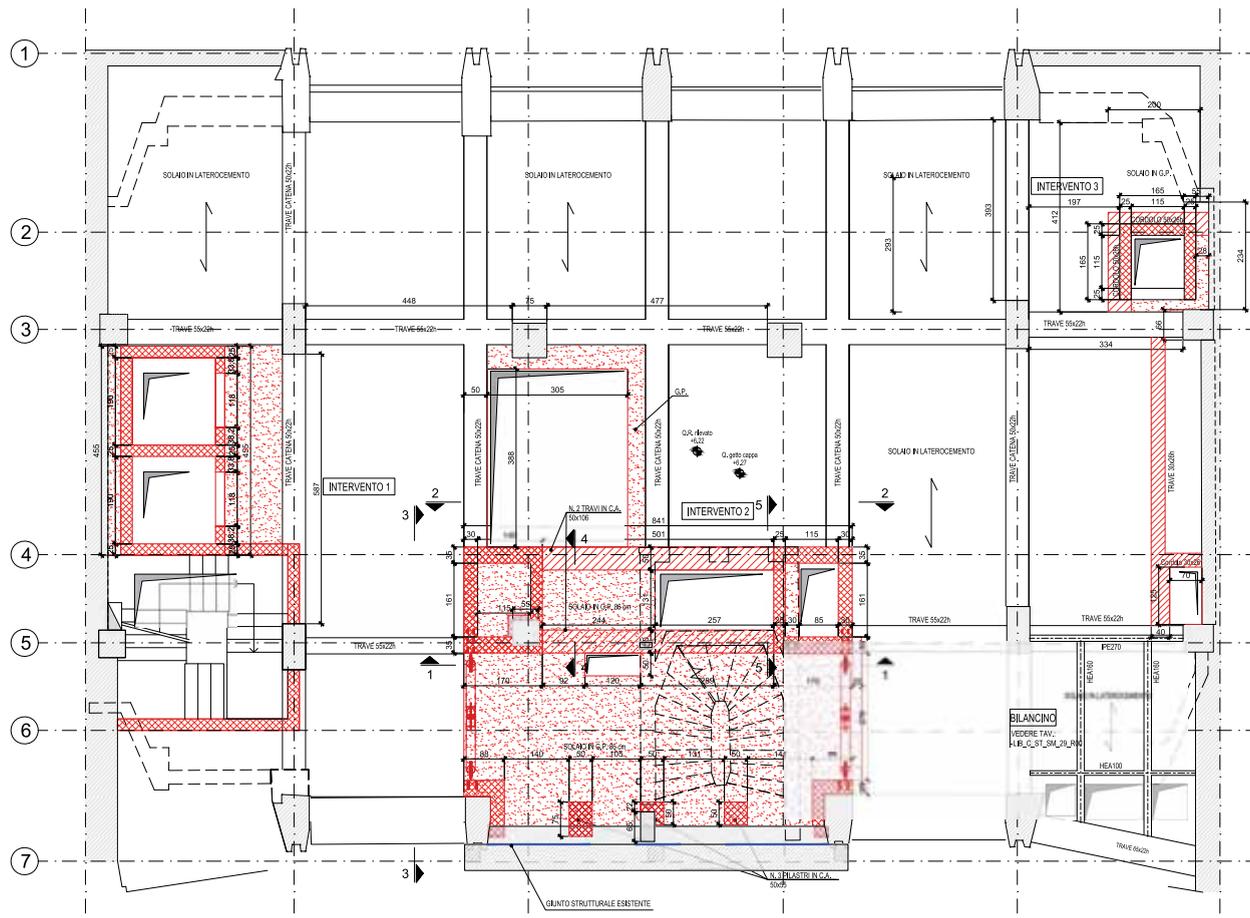


Fig. 2 - Pianta carpenteria speculare P1

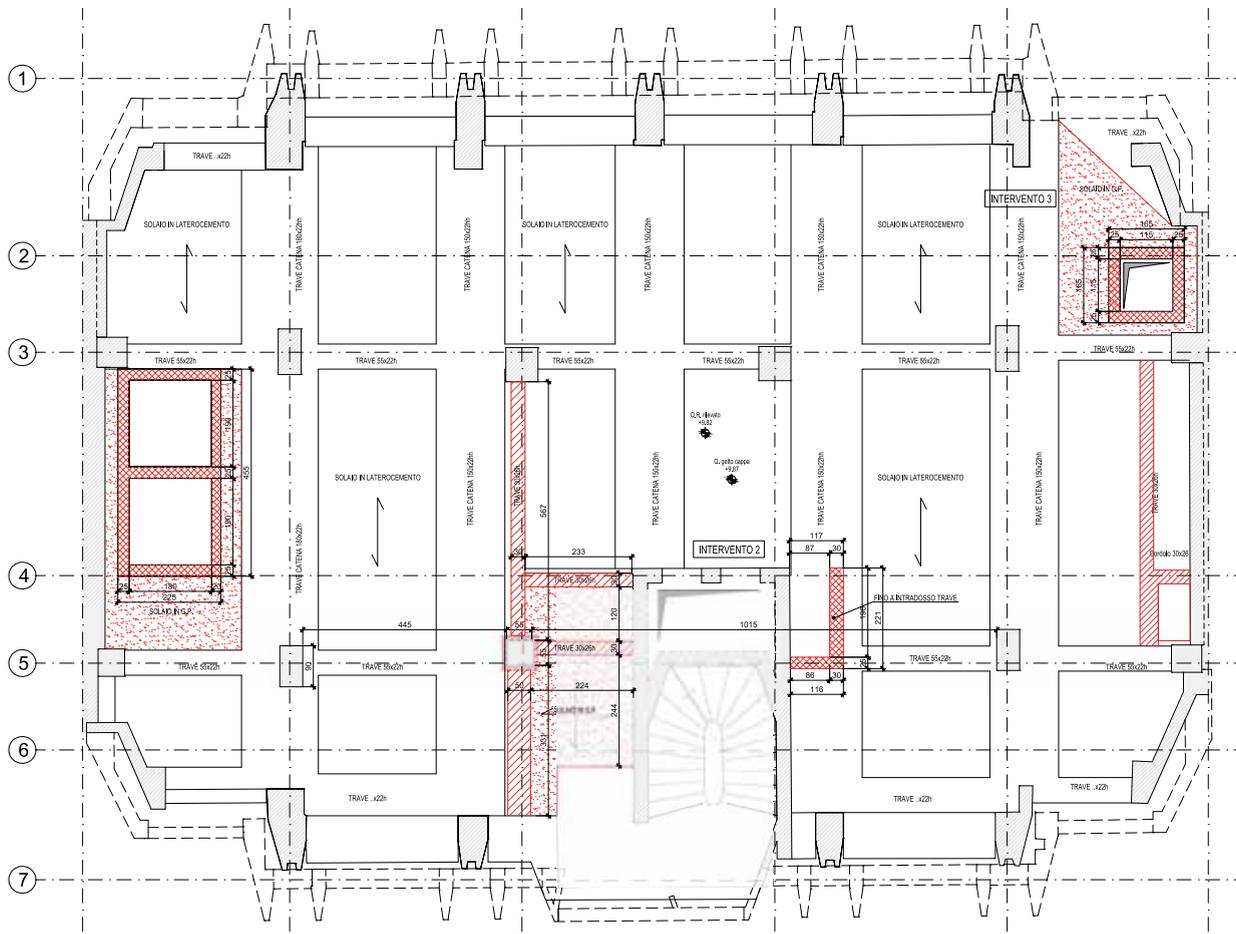


Fig. 3 - Pianta carpenteria speculare P2

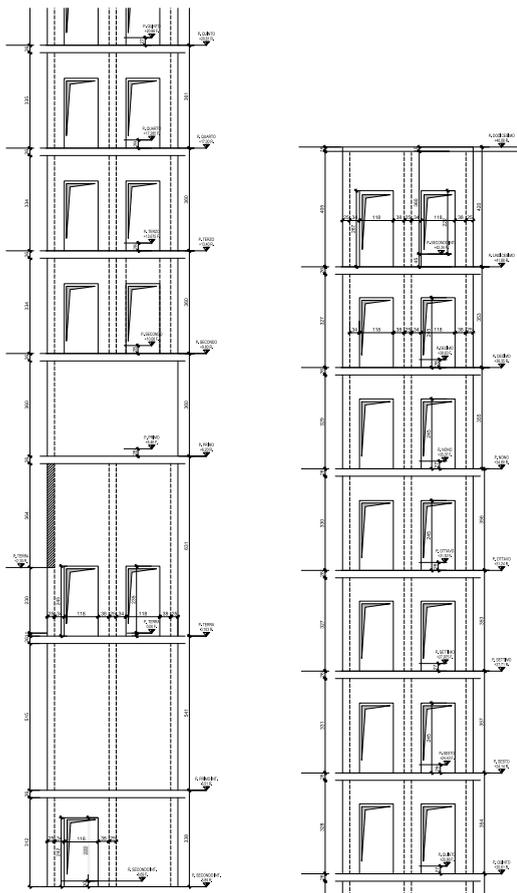


Fig. 4 - Sviluppo nucleo nuovi ascensori
Intervento 1.

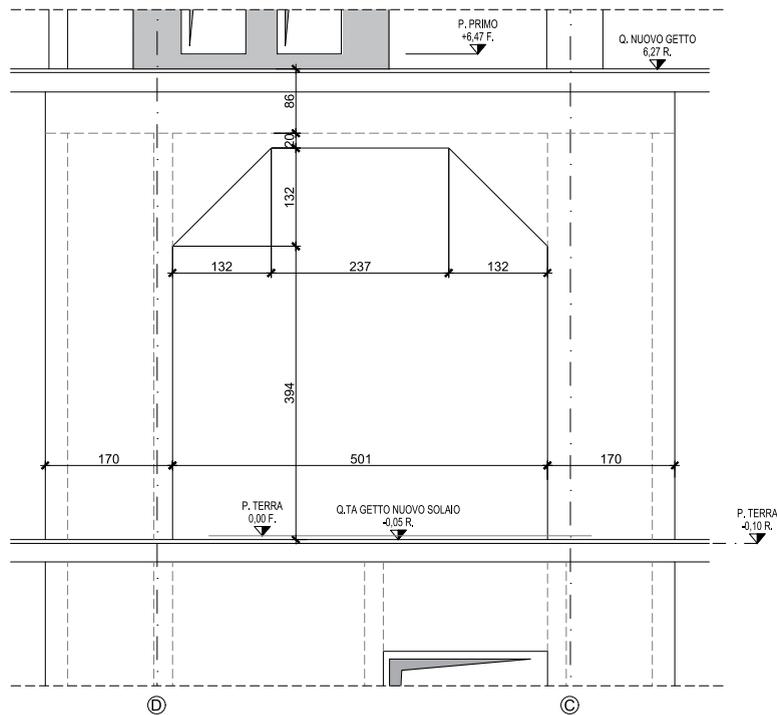


Fig. 5 - Portale e solaio di trasferimento definitivo
Intervento 2.

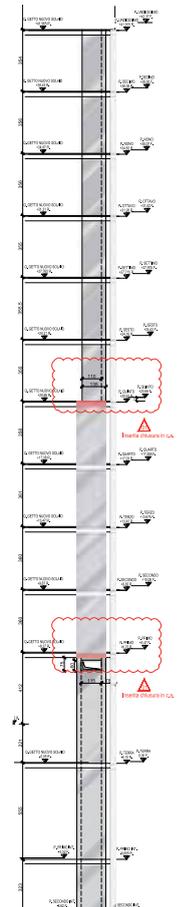


Fig. 6 - Nucleo irrigidente
Intervento 3

e di quelle nuove in tutte le fasi di costruzione, a presidio delle azioni orizzontali, la fase dell'intervento 2 centrale, ha richiesto la progettazione di una struttura transfer parallela a quella esistente, concepita nella forma più snella possibile per fronteggiare i problemi di posa e vincolamento a terra.

Le elevazioni metalliche, praticamente montate in aderenza alle ele-

vazioni da demolire, sono state attivate tramite dispositivi terminali di sollevamento a pressione idraulica che hanno consentito la regolazione e la compensazione dello sviluppo di cedimenti.

Progettualmente è stato quindi necessario:

- organizzare un sistema centralizzato di martinetti idraulici, predisposti per la messa in carico/scarico del sistema di contrasto reticolare di

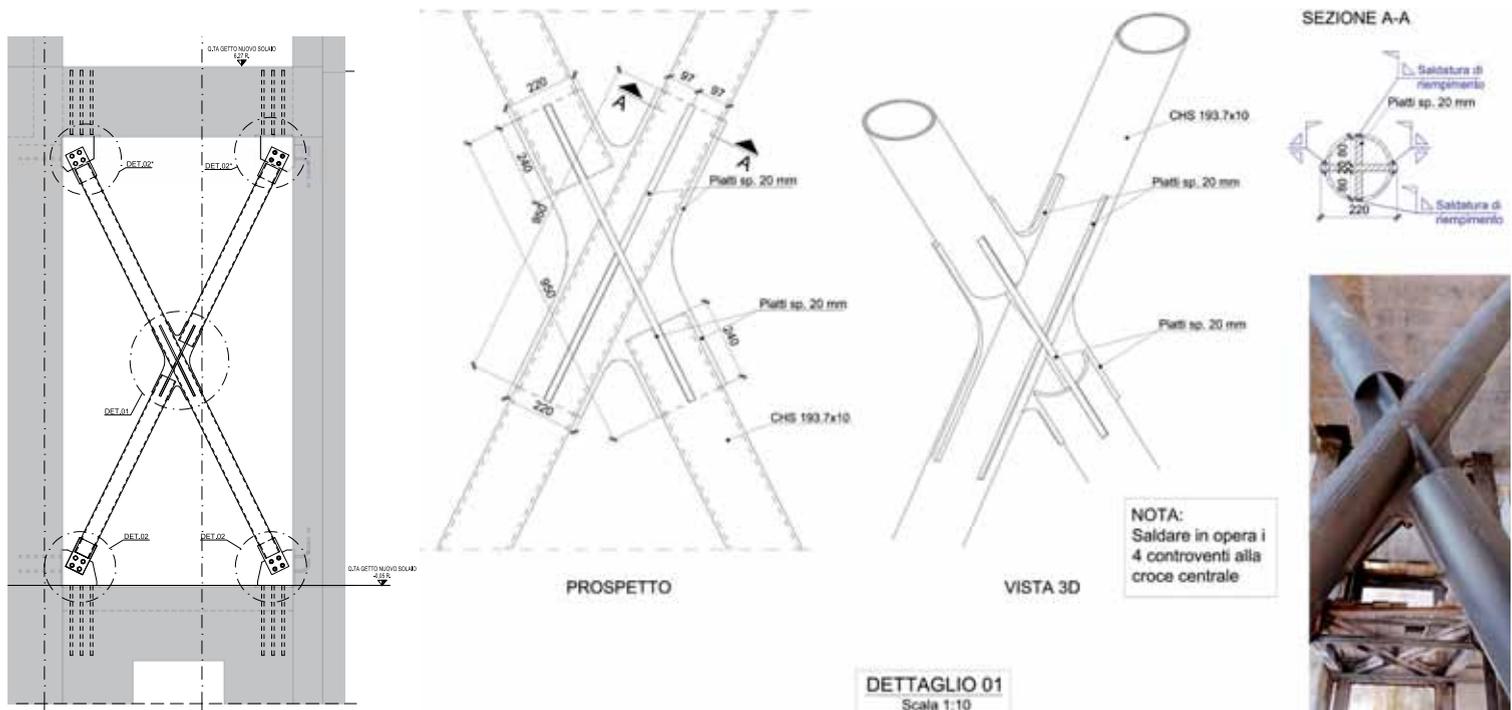


Fig. 7 - Particolari controventi in carpenteria metallica e messa in opera

- carpenteria metallica;
- calcolare i carichi temporanei trasmessi ai martinetti, quindi selezionare i dispositivi nella taglia opportuna;
- stimare numericamente gli spostamenti verticali derivanti dall'introduzione di carico ai martinetti e dal taglio fisico dei muri esistenti, ovvero dal prearico delle colonne;
- predisporre un monitoraggio degli spostamenti in continuo, legato ad un caposaldo esterno all'area di intervento;

- procedere tramite step di carico, taglio, regolazione e monitoraggio, non solo finalizzato a mantenere la funzionalità della scala al servizio delle attività di cantiere, ma soprattutto ad evitare danneggiamenti progressivi. Questo ha condotto il progetto verso soluzioni strutturali in grado di limitare le escursioni di spostamento a pochi decimi di mm per step, preservandone quindi la funzione estetica ed architettonica;
- progettare un sistema strutturale di trasferimento definitivo in grado di limitare i cedimenti immediati e a lungo termine.

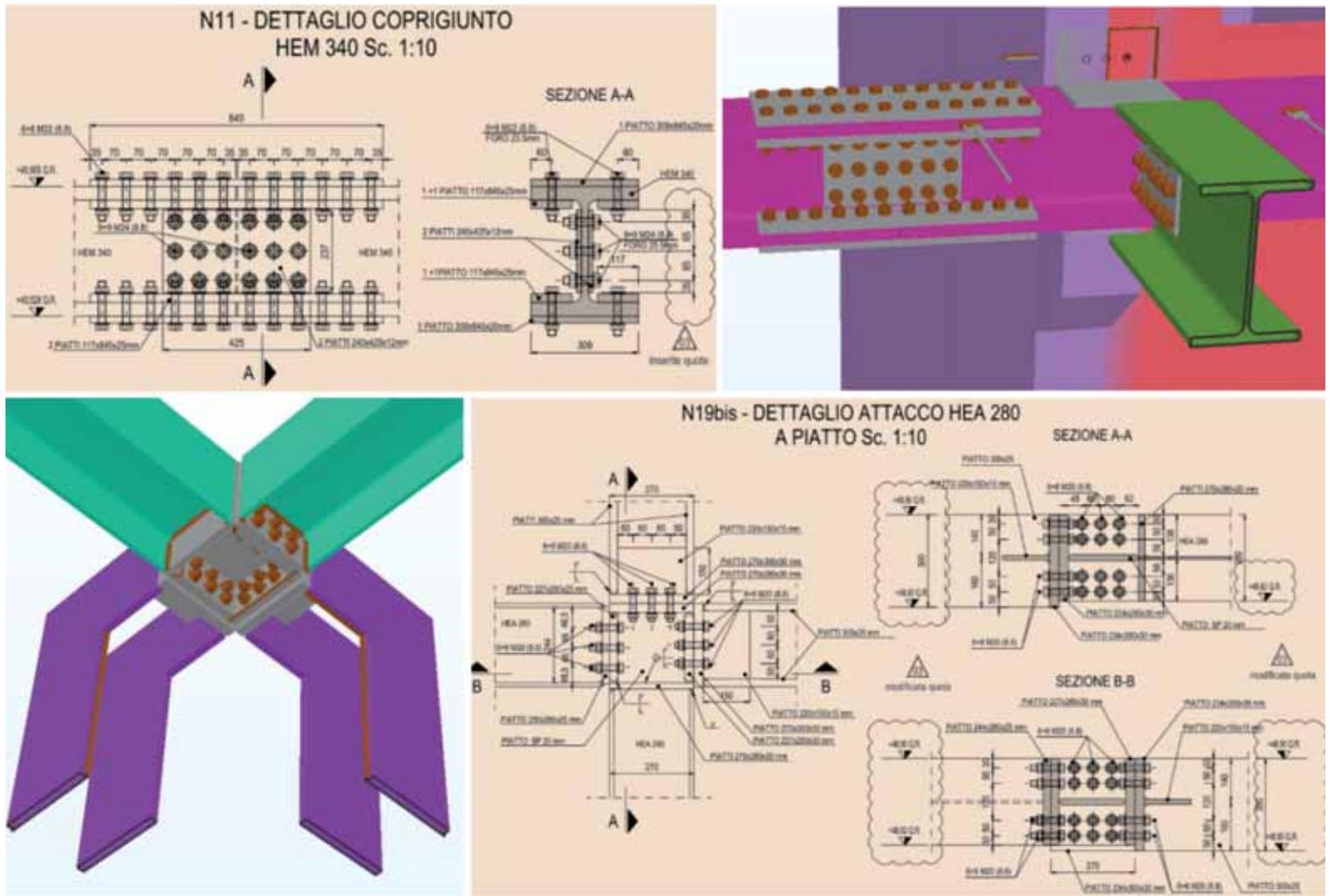


Fig. 8 - Particolari dei coprigiunti della copertura e dei nodi sommitali di continuità del volume tecnico



Foto d. Alcune fasi di montaggio della struttura in carpenteria metallica della copertura

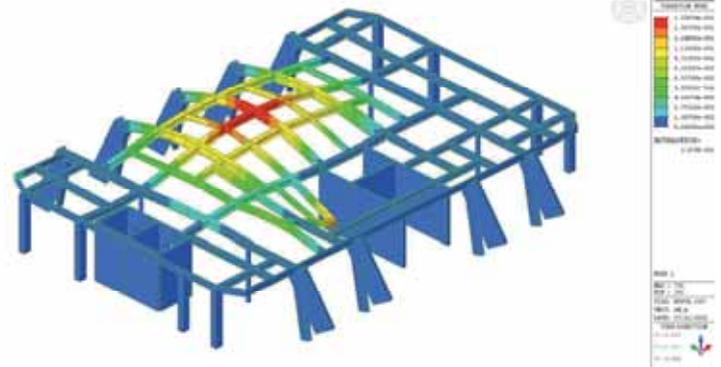


Fig. 9 - Analisi FEM - 1° modo di vibrazione verticale copertura

5. DESCRIZIONE DEI CHECK PROGETTUALI E DELLE FASI PRINCIPALI DI REALIZZAZIONE DEL TRANSFER

Si descrivono di seguito le immagini e le foto rappresentative del processo progettuale, dettagliando quanto descritto in precedenza.

Il transfer è costituito da una struttura reticolare in acciaio S275JR, formata da 4 colonne assemblate in opera tramite conci verticali uniti tramite connessioni a coprigiunti bullonati d'ala e d'anima ad H, n° 2 HEB500 (lunghezza circa 16 m) e n° 2 HEB400 (lunghezza circa 6 m) (figura 10).

Il sistema a traliccio si chiude tramite 3 diaframmi orizzontali interni a croce, costituiti da doppie UPN220 accostate di schiena, 2 pareti controventanti verticali realizzate con angolari 2L-150x10 mm e una parete controventante all'interno delle due colonne più lunghe, con profili HEA160, con l'asse di minima inerzia ortogonale alla parete stessa. Nei due piani interrati sono predisposti dei richiami di stabilizzazione delle colonne, fissati alle solette esistenti tramite tassellatura alla nuova parete in calcestruzzo di controvento, realizzata in precedenza. Le basi delle colonne sono pre-assemblate con piastre e tirafondi, rispettivamente annegati:

i) su una ciabatta estradossata provvisoria in calcestruzzo (sezione 1x1 m), fondata su 8 micropali valvolati (IRS), di lunghezza 15 m, diametro 220 mm e camicia in acciaio S355J0, diam. 168,3x12,5 mm;

ii) su una trave di testata muro, di sezione 900x900 mm, a quota piano terra.

Il coronamento del traliccio è costituito da 4 travi ad H in acciaio, composte per saldatura, di lunghezza 5430 mm, altezza totale 800 mm, con piatti d'ala 250x35 mm e d'anima 730x25 mm. Le travi sono state issate singolarmente tramite argani pendinati al nuovo solaio soprastante, successivamente appaiate a due a due, centrandole sopra i martinetti in testata, dove trovano luogo le costolature di irrigidimento, ovvero di stabilizzazione delle anime. I profili sono infine stati saldati con continuità lungo le ali superiori a parziale penetrazione tramite pre-cianfrinatura, mentre le ali inferiori sono state accoppiate per calastrellature saldate.

Il presidio della pressione laterale presente nei muri in calcestruzzo in corrispondenza del punto di spinta e sollevamento è rappresentato da 4 pattini contrapposti alle pareti, costituiti da spezzoni di UPN300 tassellate, inghisate e infine precaricate attraverso i muri stessi.

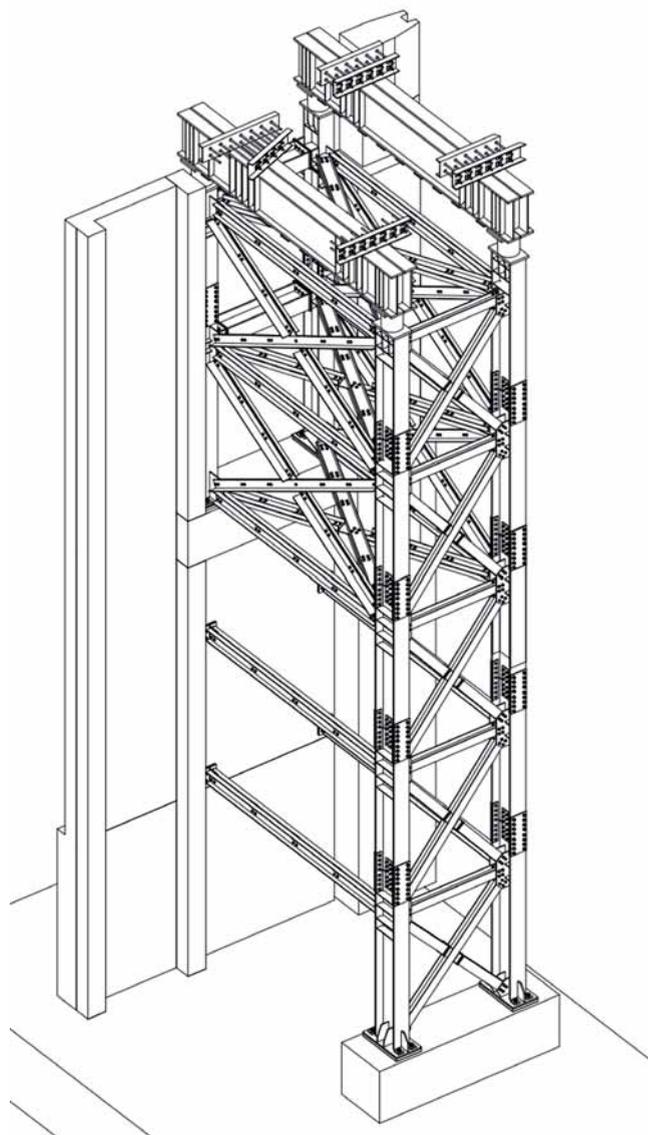


Fig. 10 - 3D assieme Transfer metallico

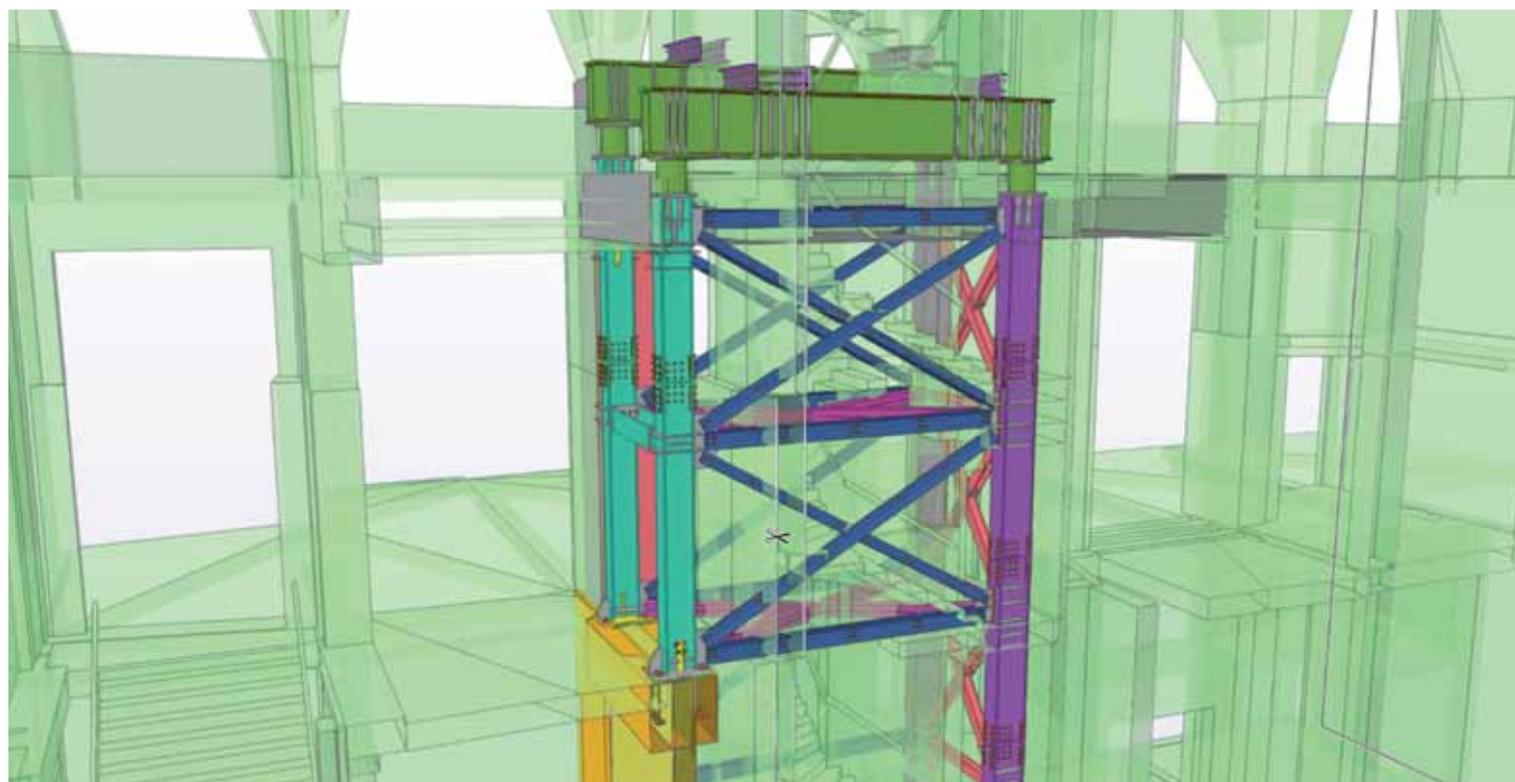


Fig. 11 - Transfer nella struttura esistente e verifica delle interferenze



Foto e. Particolare elevazione colonna con copri-giunti d'ala e d'anima e nodi di attacco dei controventi di parete. Demolizioni locali per consentire il calo e l'assemblaggio dei conci.



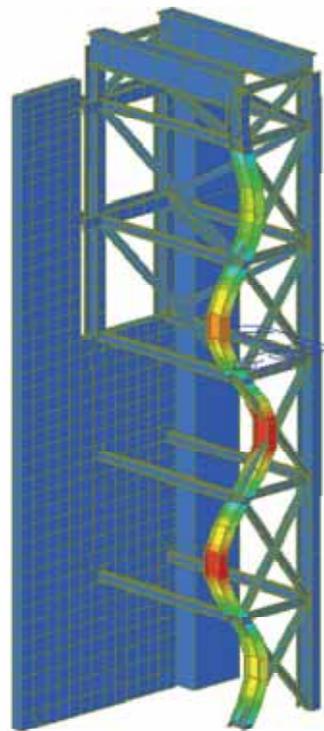
Foto f. Fase di montaggio e imbastimento del 1° cono, controvento del sistema transfer lato galleria.



Foto g. Particolare demolizione cono di base del cavedio tecnico in c.a. esistente a lato della fondazione provvisoria.



Foto h. Completamento montaggio controvento transfer lato galleria attraverso demolizione locale solai esistenti



midas Gen POST-PROCESSOR	
BUCKLING MODE	
7.12669e-005	
6.47881e-005	
5.83093e-005	
5.18304e-005	
4.53516e-005	
3.88728e-005	
3.23940e-005	
2.59152e-005	
1.94364e-005	
1.29576e-005	
6.47881e-006	
0.00000e+000	
CRITICAL LOAD	
FACTOR=1.044E+001	
MODE 22	
MAX : 102806	
MIN : 75438	
FILE: R05_TRALI-	
UNIT:	
DATE: 07/24/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.606	
Y: 0.682	
Z: 0.301	

Fig. 12 - Analisi di buckling del sistema in acciaio per il calcolo F_{cr} , moltiplicatore critico a collasso

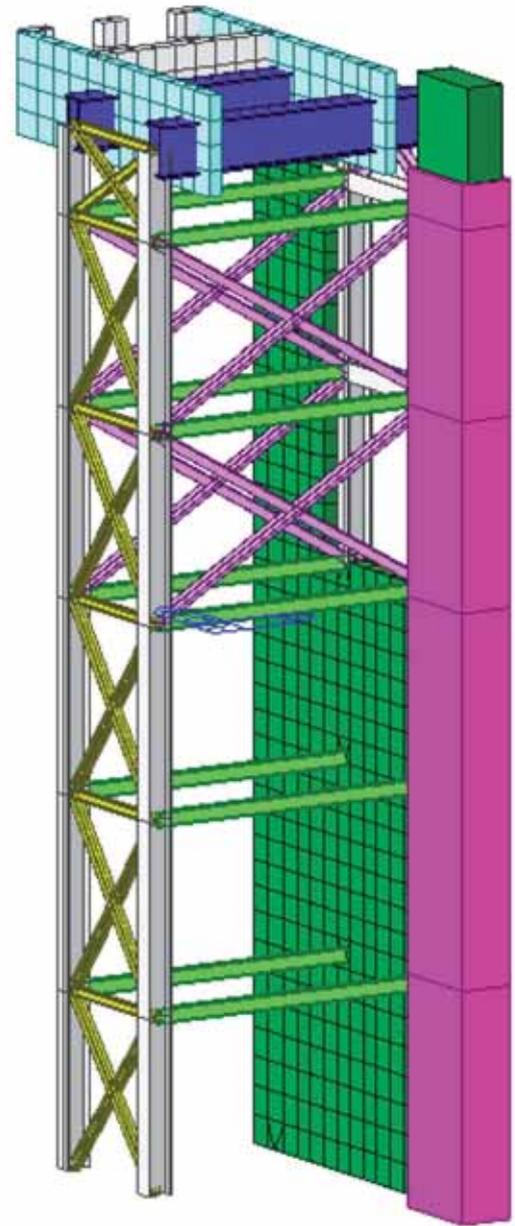
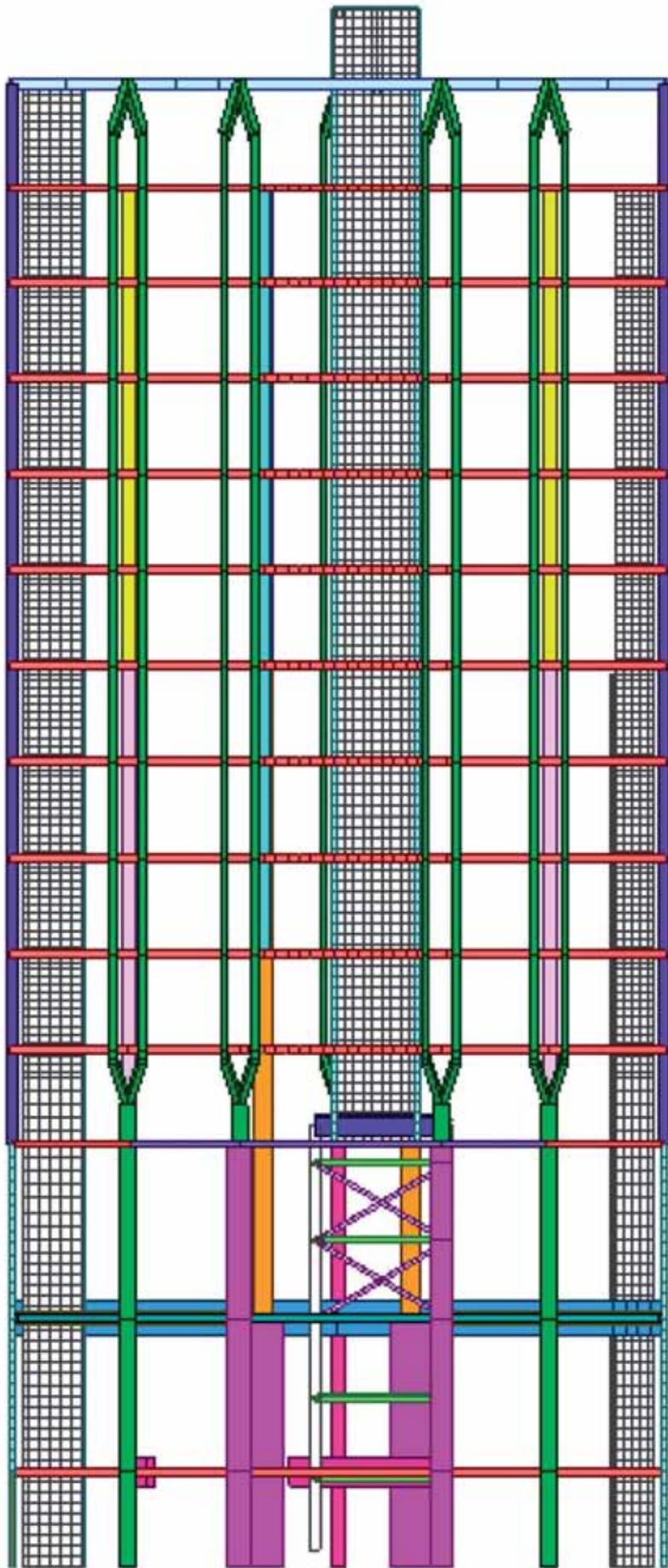


Fig. 13 - Modello FEM globale della torre in fase transitoria e modello FEM locale del transfer

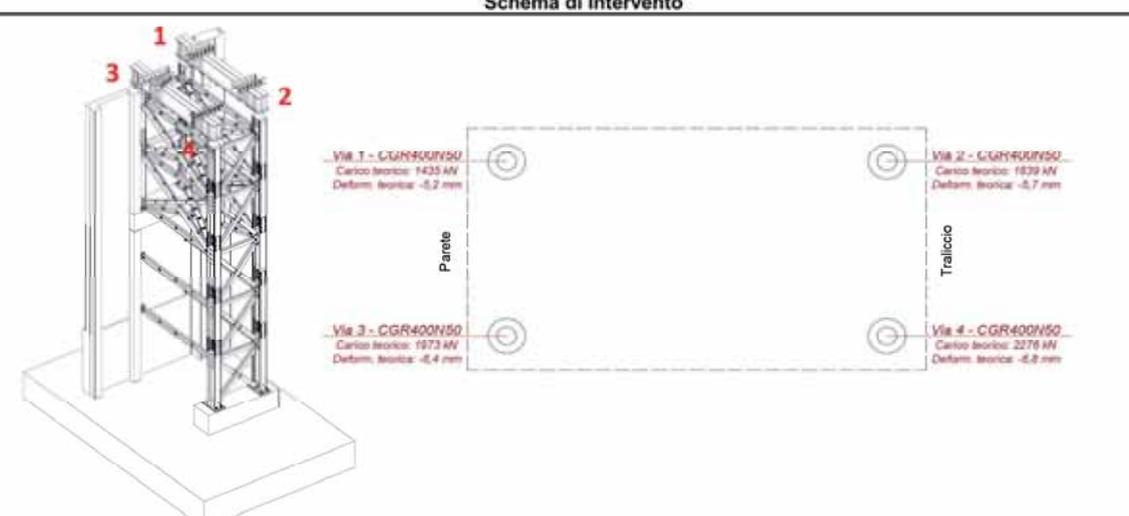
SISTRAL		Scheda di Trasferimento di carico						
		Torre Tirrena (MI)						
Data:	26/06/2020 - 16/10/2020			Ora Inizio:	13:30			
Scheda N°:	3/3			Ora Fine:	17:00			
Posizionamento:	Cantiere:	P.zza Liberty	Committente:	Hines Italy				
	Comune:	Milano	D.L. Generale:	Asti Architetti				
	N. vie	4	D.L. Strutture:	CeAS Srl				
	N. martinetti / via	1	Progetto Strutture:	Studio Capé Srl				
	Tipologia martinetti:	CGR400N50	Impresa Generale:	Liberty S.c.a.r.l.				
	Area di spinta (cm ²)	572,6	Soc. Specializzata:	Sistral S.r.l.				
	Forza massima (kN)	4008		Sistral S.r.l.				
				Ing. Erick Cerasi				
				Ing. Matteo Francolini				
Schema di Intervento								
								
Dati Tensionamento								
Situazione	Via [n]	Livello [mm]	Pressione [Bar]	Carico [kN]	carico / carico teorico	[%]	Trasduttore / corsa martinetti [mm]	Note
Taglio 100% setti	1	-	-	-	- / 1435	-	8,6 / 17	al 26/06/2020
	2	+0,67	-	-	- / 1839	-	10,6 / 20	al 26/06/2020
	3	-	-	-	- / 1973	-	6,1 / 13	al 26/06/2020
	4	-0,23	-	-	- / 2276	-	7,6 / 15	al 26/06/2020
Lettura carichi (per i punti 3 e 4)	1	-	-	-	- / 1435	-	8,6 / 17	al 03/07/2020
	2	+0,35	-	-	- / 1839	-	10,6 / 20	al 03/07/2020
	3	-	300	1718	1718 / 1973	87%	6,1 / 13	al 03/07/2020
	4	-0,68	340	1948	1948 / 2276	86%	7,6 / 15	al 03/07/2020
Trasferimento di carico (per i punti 3 e 4 - fase 6)	1	-	-	-	- / 1435	-	8,6 / 17	al 03/07/2020
	2	+0,55	-	-	- / 1839	-	10,6 / 20	al 03/07/2020
	3	-	350	2004	2004 / 1973	102%	8,3 / 16	al 03/07/2020
	4	-0,47	400	2290	2290 / 2276	101%	8,8 / 17	al 03/07/2020
Regolazione finale (per i punti 3 e 4 + lettura carichi punti 1 e 2) con chiusura ghiera	1	-	350	2004	2004 / 1435	140%	8,6 / 17	al 03/07/2020
	2	+0,68	375	2147	2147 / 1839	117%	10,6 / 20	al 03/07/2020
	3	-	385	2205	2205 / 1973	112%	8,8 / 18	al 03/07/2020
	4	-0,17	440	2519	2519 / 2276	111%	9,5 / 19	al 03/07/2020
Lettura livelli	1	-	-	-	- / 1435	-	8,6 / 17	al 06/07/2020
	2	+0,67	-	-	- / 1839	-	10,6 / 20	al 06/07/2020
	3	-	-	-	- / 1973	-	8,8 / 18	al 06/07/2020
	4	-0,22	-	-	- / 2276	-	9,5 / 19	al 06/07/2020
Situazione iniziale 27/08/2020	1	-	355	2033	2033 / 1435	142%	8,6 / 17	al 27/08/2020
	2	-0,04	375	2147	2147 / 1839	117%	10,6 / 20	al 27/08/2020
	3	-	370	2119	2119 / 1973	107%	8,8 / 18	al 27/08/2020
	4	-1,37	450	2577	2577 / 2276	113%	9,5 / 19	al 27/08/2020
Disattivazione puntelli piano 8	1	-	360	2061	2061 / 1435	144%	8,6 / 17	al 27/08/2020
	2	-0,11	383	2193	2193 / 1839	119%	10,6 / 20	al 27/08/2020
	3	-	373	2136	2136 / 1973	108%	8,8 / 18	al 27/08/2020
	4	-1,39	455	2605	2605 / 2276	114%	9,5 / 19	al 27/08/2020
Disattivazione puntelli piano 7	1	-	360	2061	2061 / 1435	144%	8,6 / 17	al 27/08/2020
	2	-0,12	388	2222	2222 / 1839	121%	10,6 / 20	al 27/08/2020
	3	-	375	2147	2147 / 1973	109%	8,8 / 18	al 27/08/2020
	4	-1,37	460	2623	2623 / 2276	115%	9,5 / 19	al 27/08/2020
Lettura livelli	1	-	360	2061	2061 / 1435	144%	8,6 / 17	al 16/10/2020
	2	-0,98	385	2205	2205 / 1839	120%	10,6 / 20	al 16/10/2020
	3	-	360	2164	2164 / 1973	110%	8,8 / 18	al 16/10/2020
	4	-2,39	440	2519	2519 / 2276	111%	9,5 / 19	al 16/10/2020
Note Generali:	Monitoraggio allo stato iniziale: 0 digit; lettura (06/07/2020): -975; lettura (20/08/2020): -929; lettura (27/08/2020): -953; lettura (01/10/2020): -954							
Attrezzature:	4 martinetti CGR400N50 da 400 ton e 50 mm di corsa, 4 centraline oleodinamiche MEA ad alta pressione con trasduttori di pressione e 4 trasduttori di livello PF60, livello Leica LS15							
Presenti:	Ing. Davide Emmanuolo; Ing. Daniele Lombardelli; Ing. Matteo Francolini							
Operatori:	Ing. Matteo Francolini; Sig. Armando Karaj							

Fig. 14 - Scheda di trasferimento carichi, punti di monitoraggio 1 - 2 - 3 - 4

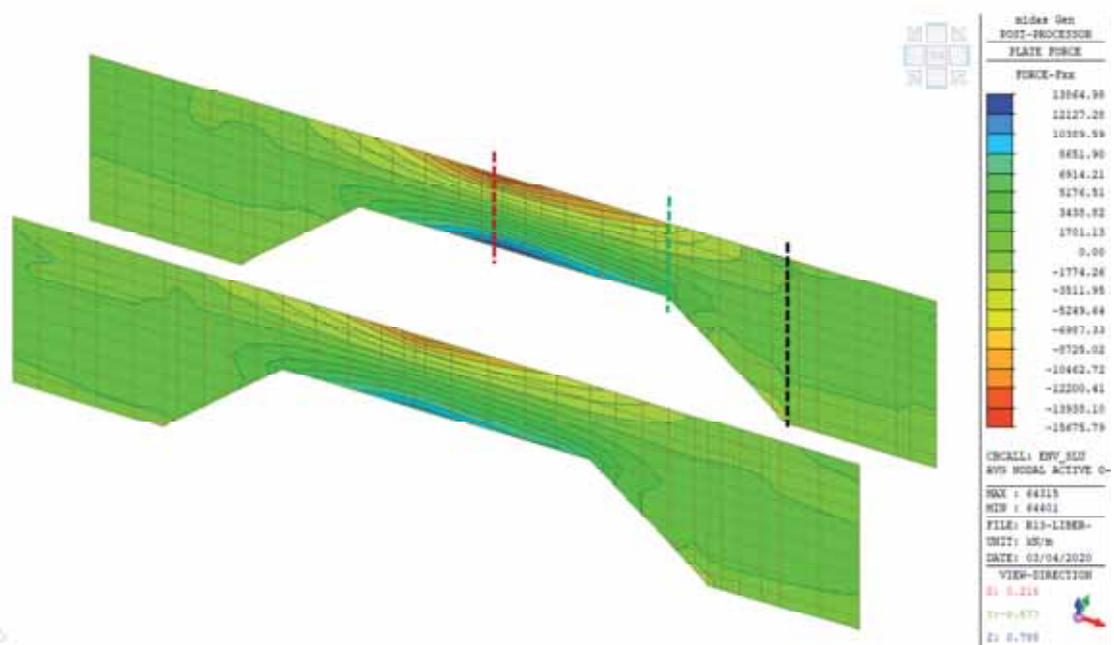
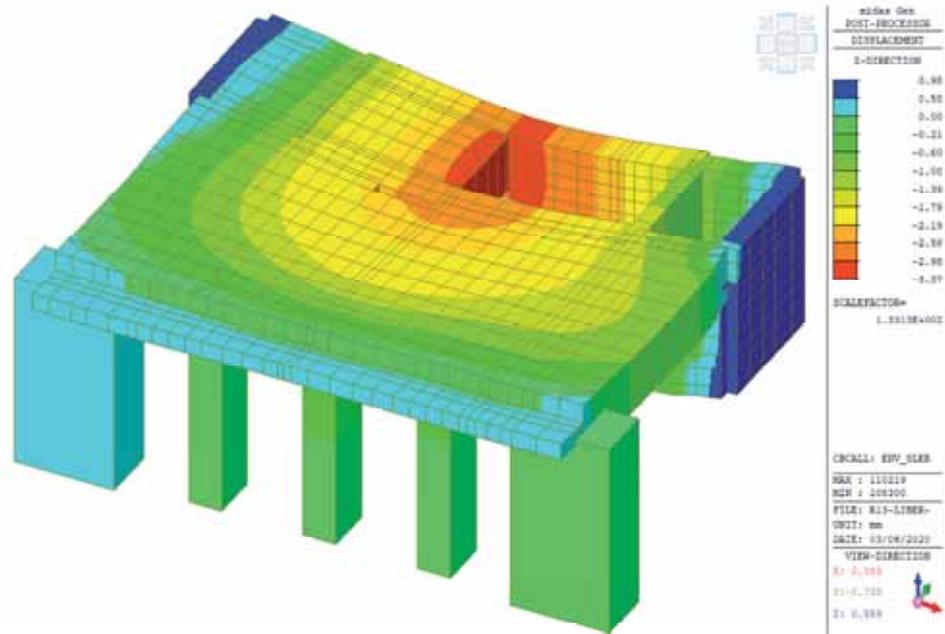


Fig. 15 - Analisi FEM regime deformativo, elastico e a lungo termine: travi di trasferimento e solaio definitivi in c.a.



Foto i. Verifica armature e autorizzazione getto solaio di trasferimento definitivo.



Foto l. Particolare ripresa armature muri esistenti e posa armature travi in c.a.



Foto m. Smontaggio transfer metallico a maturazione raggiunta strutture definitive in c.a.



Fig. 16 - Spostamenti monitorati durante il processo di taglio e trasferimento dei carichi.

6. CONCLUSIONI

In figura 16 è riportata una rappresentazione grafica degli spostamenti verticali monitorati durante la realizzazione delle operazioni di taglio, costruzione e trasferimento finale ai nuovi sistemi strutturali di controvento in c.a. con la presenza del sistema di trasferimento da attivo a disattivo.

La curva azzurra costituisce l'output dello spostamento presso l'allineamento di facciata della torre, verso la galleria De Cristoforis, mentre la curva verde rappresenta il medesimo output nel baricentro della torre scale esistente.

Il monitoraggio è stato suddiviso in tre momenti cardine di controllo, costituiti da:

- termine delle operazioni del primo trasferimento ATTIVO di carichi su sistema in carpenteria metallica;
- termine delle operazioni di demolizione, ricostruzione delle elevazioni sottostanti, spuntellamento e completamento dei piani uffici;
- disattivazione dei martinetti e secondo trasferimento, di tipo NON ATTIVO, sui nuovi sistemi in cemento armato.

Per le prime due macro-fasi si sono verificati due livelli soglia di attenzione, rispettivamente:

- CHK A → soglia rossa: al termine di un trasferimento desiderato a spostamento "nullo", ovvero contenuto in una oscillazione teorica tra + / -1,00 mm individuabile come delta spostamento assoluto (a tutta la messa in precarico parziale, il taglio parziale, la successiva messa in carico totale, quindi il taglio totale, verificato il distacco dei muri esistenti).

Tale verifica è risultata positiva in quanto i punti monitorati hanno restituito valori sperimentali di spostamento compatibili, pari a +0,67 mm e -0,22 mm;

- CHK B → soglia verde: al termine delle operazioni di demolizione e ricostruzione, a transfer attivo, ovvero limitato in un incremento di spostamento ritenuto compatibile rispetto alla precedente soglia di verifica, pari a mezzo millimetro (massimo -1,50 mm assoluti), per la verifica degli assestamenti fondali, durante le operazioni eseguite durante l'estate, ovvero il taglio e la demolizione della scala sottostan-

te, lo scavo in fondazione, il getto della nuova platea e delle nuove elevazioni, fino a intradosso del solaio di trasferimento definitivo.

Tale verifica è risultata positiva in quanto i punti monitorati hanno restituito valori sperimentali di spostamento complessivi pari a -0,12 mm e -1,37 mm, quindi con un incremento contenuto nel mezzo millimetro;

- CHK C → spostamenti elastici post-scarico: a seguire le operazioni di getto, di maturazione e di scarico completo dei martinetti, con contestuale disattivazione dei martinetti, controllando che gli spostamenti dovuti al trasferimento dei carichi sulle strutture definitive fossero compatibili con il comportamento teorico atteso dal modello di calcolo. Tale verifica è risultata positiva poiché i punti monitorati hanno restituito un delta di spostamento sperimentale pari a 2,35 mm (-3,72 mm assoluti) sotto l'influenza dei carichi permanenti totali (G1+G2), compatibile con i 3,5 mm dovuti in condizione SLE rara al netto della quota parte dovuti al carico accidentale (inferiori al mm).

Il presente articolo ha voluto illustrare i risultati salienti di un progetto di migrazione di carichi, nell'ambito di un intervento che ha richiesto una sostanziale modifica alle geometrie e alle rigidità strutturali di



Foto n. Fase del CHK A – Taglio a disco verificato con distacco completo dei muri portanti della scala.



Foto o. Fasi finali prima del CHK B – Posa armature travi ad arco e solettone.



Foto o bis. Fasi finali prima del CHK B – Posa armature travi ad arco e solettone.



Foto p. Fase di scarico completo martinetti idraulici prima del CHK C

un edificio esistente, ubicato nel centro città Milanese. Con l'impegno della tecnologia dell'acciaio, declinata in un complesso progetto di strutture provvisionali grazie all'ausilio di un sistema di

martinetti e ad un monitoraggio scrupoloso durante le attività di Direzione Lavori, si è potuto sviluppare il processo di rinnovamento della Torre Liberty.

CREDITS;

Savills Investment Management SGR SpA, proprietà - Hines Italy, sviluppatore immobiliare - Edilteco Restauri srl, impresa esecutrice - Asti Architetti, direzione lavori generale, progetto architettonico e coordinatore della sicurezza - Studio Capè Ingegneria srl, progettazione costruttiva in c.a. e acciaio - Sistral srl, sistemi idraulici ed esecutivo monitoraggio in campo oltre a CEAS srl che si è occupata di progettazione strutture e direzione lavori specialistica.

LOW DAMAGE DESIGN OF MULTISTOREY STEEL STRUCTURES IN NEW ZEALAND

PROGETTAZIONE A BASSO DANNO DI EDIFICI MULTIPIANO IN ACCIAIO IN NUOVA ZELANDA

George Charles Clifton*

Associate Professor, University of Auckland, New Zealand

The use of steel in multistorey buildings in New Zealand has gone from zero in 1983 to 50% by 2010 and over 70% in 2020. From 2010 to 2016, New Zealand was subjected to a series of severe earthquakes which effectively destroyed its second biggest city, Christchurch and severely damaged its third biggest city, Wellington. There were many modern steel framed buildings in both cities which withstood these earthquakes very well. Modern multistorey buildings in New Zealand have been built to the life safety provisions for severe earthquakes, allowing controlled damage through capacity design. However, the economic cost of building repair or replacement has led to greater interest in, and uptake of, low damage design solutions. In October 2019 the author gave a presentation to the XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio on this topic, from which this paper has been written. It covers details of the earthquakes that generated this shift in design approach, performance of steel buildings in those events, key requirements identified for low damage designs, examples of low damage systems used. It also presents a brief overview of an ambitious research project to test the whole building performance of these systems. It ends with acknowledgements and references.

L'uso dell'acciaio negli edifici multipiano in Nuova Zelanda è passato da zero nel 1983 al 50% nel 2010 e oltre il 70% nel 2020. Dal 2010 al 2016, la Nuova Zelanda è stata soggetta a una serie di gravi terremoti che hanno effettivamente distrutto la sua seconda città più grande, Christchurch e ha gravemente danneggiato la sua terza città più grande, Wellington. C'erano molti edifici moderni con struttura in acciaio in entrambe le città che hanno resistito molto bene a questi terremoti. I moderni edifici multipiano in Nuova Zelanda sono stati costruiti secondo le norme di sicurezza per la vita in caso di terremoti gravi, consentendo danni controllati attraverso l'applicazione del capacity design. Tuttavia, il costo economico della riparazione o sostituzione degli edifici ha portato a un maggiore interesse e alla diffusione di soluzioni progettuali a basso danno. Nell'ottobre 2019 l'autore ha tenuto una presentazione alle "XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio" su questo argomento, da cui è stato tratto questo articolo. L'articolo tratta dei dettagli dei terremoti che hanno generato questo cambiamento nell'approccio progettuale, le prestazioni degli edifici in acciaio in quegli eventi, i requisiti chiave identificati per i progetti a basso danno, esempi di sistemi a basso danno utilizzati. Presenta inoltre una breve panoramica di un ambizioso progetto di ricerca per testare le prestazioni dell'intero edificio di questi sistemi. Si conclude con riconoscimenti e riferimenti.

1. INTRODUCTION AND SCOPE

On October 3rd, 2019, the author gave a presentation to the XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, on the topic Low Damage Design of Steel Structures. This paper is a written summary of that presentation, with some new developments that have occurred in the time since then.

Since the 1970's, the concept of ductile design has been successfully implemented worldwide in the design of multistorey buildings for severe earthquake. This concept is similar to that used in vehicle design, where

the building is designed to suffer controlled damage in a rare, high demand severe earthquake, protecting the lives of occupants at the expense of damage to selected components of the seismic resisting system. This avoids the need to design buildings for the immense strength and stiffness required to remain elastic in a severe earthquake, significantly reducing the cost of construction of the building and foundations. It has been shown to perform excellently from a life safety viewpoint in recent severe earthquakes in the USA, Japan and New Zealand.

However, this comes at a very large economic cost in a severe earthquake,

*Corresponding author. E-mail address: c.clifton@auckland.ac.nz

Event Date	Richter Magnitude	MM Magnitude ¹	Fraction of DLE ²
4 Sept 2010	7.1	7	0.6 to 0.7
26 Dec 2010	5.5	7 to 8	0.6
22 Feb 2011	6.3	9 to 10	1.8 to 2.5
6 June 2011	5.3	7 to 8	0.6
13 June 2011	5.4	7 to 8	0.6
13 June 2011	6.3	8 to 9	0.9
23 Dec 2011	5.5	6 to 7	0.6
Note 1 : MM magnitude in the Christchurch CBD Note 2 : DLE Ultimate limit state event to NZS 1170.5 with $Z = 0.22$ (the 2010 design value)			

Table 1 - Magnitude and intensity of the Canterbury 2010/2011 earthquake series

where the modern buildings in a whole city may need to be repaired or replaced following a severe earthquake or series of earthquakes. This has been the case in Christchurch, New Zealand in 2010 and 2011 and again in Wellington, New Zealand, in 2016. The damage in Christchurch alone amounted to 25% of the annual GDP for New Zealand. It has focused the attention on low damage design, where the building can undergo controlled damage in a severe earthquake and still be reoccupied immediately afterwards and continue to be used until repairs can be undertaken during scheduled maintenance periods.

This paper starts with brief details of the two earthquake events that have shown the significant benefits that can arise from low damage design. It looks at the performance of modern, multistorey steel framed buildings in these events.

It then goes onto cover the key factors for low damage design, leading into examples of low damage systems now being designed and built in New Zealand. Finally, it briefly covers details of an ambitious research project underway to shake table test a three storey steel framed, composite floor building using a range of low damage seismic resisting systems in joint New Zealand/China research project currently underway.

This is followed by the conclusions, acknowledgements and references.

2. IMPETUS FOR LOW DAMAGE DESIGN: RECENT SEVERE EARTHQUAKES IN NEW ZEALAND

Two recent earthquake events have significantly advanced seismic design in New Zealand, highlighting the economic impacts of traditional ductile design and the benefits of low damage design. These are the 2010 to 2012

Canterbury earthquake series and the 2016 Kaikoura Earthquake.

The Canterbury earthquake series was a Maximum Considered Event, delivered in multiple damaging instalments over a period of 18 months, while the Kaikoura earthquake was a much larger single damaging event, generating shaking of moderate to severe intensity over a long duration. The Canterbury earthquake series from 4 September 2010 to 23 December 2011 comprised seven damaging earthquakes. Analyses of the comprehensive set of strong motion data conducted recorded shows that the 4 September shaking in central Christchurch was approximately 0,7 times the Ultimate Limit State (ULS) 500 year return period design level for Christchurch specified by the New Zealand seismic loading standard [1] over the period range of 0,5 to 4 seconds, the 22 February shaking was 1,5 to > 2 times the ULS and the largest 13 June shaking was 0,9 times ULS. While the duration of short period strong shaking of each earthquake was short (around 10 to 20 seconds) the cumulative duration of strong shaking in that period range was over 60 seconds. The duration of long period

strong shaking was longer. The magnitude and intensity of the damaging earthquakes is as given in Table 1.

Prior to the earthquakes, the seismic zone factor, Z , for Christchurch was 0,2. This represents the multiplier on gravity associated with a 500 year return period event [1]. Following the earthquake series, it was raised to 0,3, recognising the increased seismicity expected in the region for the next few decades following the 2010/2011 earthquake series.

The comparisons given in Table 1 are for the DLE based on the pre-earthquake series Z factor of 0,22.

The 2016 Kaikoura Earthquake. This was a Ms 7.8 event which occurred on 14th November 2016 and is the second most powerful earthquake recorded in New Zealand. This earthquake has been extensively reported in the Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 50 , No 2, with the impact on the Wellington region given in [2], from which the details below are taken.

The duration of strong shaking on firm ground was over 50 seconds, compared with 25 seconds for the first of the Canterbury earthquake series and approx 10 seconds for the most intense third event. The intensity was approx 50 to 70 % of ULS for most sites, but exceeded the (500 year RP) ULS event in localised regions of soft soil and with a pronounced ground motion period of 1,5 to 3 seconds. This impacted particularly on all buildings located in the soft soil reclaimed area near the port and on ductile frame buildings of 1,5 to 3 seconds natural period within the CBD.

These two earthquake series have generated a lot of new information about the behaviour of all types of modern buildings, built to the current (post 1975) design and detailing provisions, as well as a large number of earlier built buildings. The advantages go deeper than that, however. Good ground motion records of all the major earthquakes in both events have been obtained and the Christchurch records in particular are very well suited to making comparisons between the actual building response and the response of the numerical models, in order to compare the strength and stiffness of the two. This is because the CBD of Christchurch is set out on a regular North-South, East-West grid, meaning that the principal axis of many Christchurch buildings and the two directions of the horizontal earthquake strong motion recordings are NS and EW. This has made it possible to determine, for a given building, the likely free field strong ground motions in the two principal directions that were experienced and then to compare the structural response of the model with that of the real building, picking up differences in the response in the two directions. This process, as described by Storie and Pender [3], allows a reasonable determination of the free field strong ground motion to be determined for the base of the building, to which the structure can be shaken numerically and the response of key

parameters compared with those of the actual building. For buildings that exhibited stable, predictable inelastic response, these studies have been used to determine the influence of factors such as the soil–foundation–structure interaction (SFSI) on the response of the superstructure. This has helped show why many of the steel framed buildings in the Christchurch earthquake series demonstrated low damage performance, even though they were not specifically designed and detailed as low damage systems.

3. PERFORMANCE OF MULTI-STOREY STEEL FRAMED BUILDINGS: LESSONS LEARNED

3.1 Strength and stiffness; actual versus predicted

Modern, multi-storey steel framed buildings have been designed to the requirements of capacity design, specified in [4, 5]. For example, eccentrically braced frame (EBF) systems are designed to concentrate damage into the active links (see figure 1(b)) with inelastic demand suppressed in the remaining components. The 22 February 2011 earthquake was the first worldwide to push EBF systems into the inelastic range and their performance was as expected, with inelastic demand only in the active links and with only minor non-structural damage, plus an increase in permanent deformation of the floors in some of the long span Christchurch building floor systems due to the high vertical acceleration. An example is the 12 storey HSBC Tower, built in 2009, shown in figure 1 (a, c, d). This building self-centred to a maximum residual drift of 0,14% following the 22 February 2011 earthquake and was returned to service in July, 2011. Its whole building strength and stiffness has been determined in 2012 and shown to be capable of meeting the increased seismic demands generated by raising the Z factor from 0,22 to 0,3. This used the procedure developed [6] for post-earthquake capacity determination of an EBF system in response to the damage in Christchurch.

Because the pattern of inelastic demand in this building was as predicted and the peak inelastic demand during the earthquake in the north-south direction (the direction parallel to the external concrete wall shown in (a)) could be determined by scuff marks on the stairs, the ratio of actual building stiffness to predicted building stiffness could be established with reasonable accuracy. The predicted inelastic interstorey drift in accordance with [1] under the design level ULS event was 1.3%; the measured drift was $\approx 1\%$ under 22 February earthquake, which was $\approx 1,8$ DLE as averaged from the 4 closest strong ground motion recording stations. This gives a ratio of actual building stiffness to model stiffness of $\approx 2,3$. The peak plastic strain in the EBF active links was approx. 7%, in the 5th level link in the East-West direction, shown in figure 1 (c). This is less than 25% of the monotonic strain elongation capability of the steel and within the limits given by [6] at which the link has lost not more than 50% of its original minimum cumulate plastic capacity and so can be left in place. Evaluations of the tallest remaining building in Christchurch, the 22 storey Pacific Tower, showed similar ratios of actual building to model building strength. This building required replacement of some active links where the accumulated plastic demand exceeded 50% of the cumulative plastic capacity and a larger number where the demand was less but where steel with lower than specified Charpy Impact energy had been used.

EBFs in the Wellington region typically underwent no to minor active link yielding in the Kaikoura earthquake, with one notable exception of a 5 storey building with the lateral load resisting system comprising linked concrete shear walls with the link beams being 610 mm deep UB section active links. The building is sited on soft ground near the wharf in a region subjected to above ULS level response to due local soil effects. The active links underwent between 6% and 8% plastic shear strain and were cut out and replaced following the earthquake in order to return the building to service. High rise EBF buildings within the CBD underwent negligible inelastic demand, with at most only paint cracking on the webs of the EBF active links.



Fig. 1 - HSBC Tower following the 22nd February 2011 earthquake. (a) Overall view of tower from North West Corner [M Bruneau]. (b) Member terminology for a V braced EBF [NZS 3404]. (c) Inelastic demand in EBF active link [C Clifton]. (d) Typical interior of office following 22 Feb 2011 earthquake [C Clifton]

The Kaikoura earthquake also subjected a range of buildings with semi-rigid moment resisting steel frames with sliding hinge joints with asymmetric friction connections (SHJAFc's) to shaking at around 70% of 500 year RP ULS level. (See section 5.3 for details on this low damage system). These ranged in height from 5 to 18 storeys and in soil types B (firm) to D (very soft). A number of these exhibited sliding of the AFCs of up to 2mm, with the buildings all self centering and with no observable or measurable loss of strength and stiffness.

3.2 Damage and disruption to non-structural components and to contents

There has been debate over many years within the New Zealand earthquake engineering fraternity over the relative merits of stiff buildings



Fig. 2 - Collapsed ceilings and contents in a moment framed building

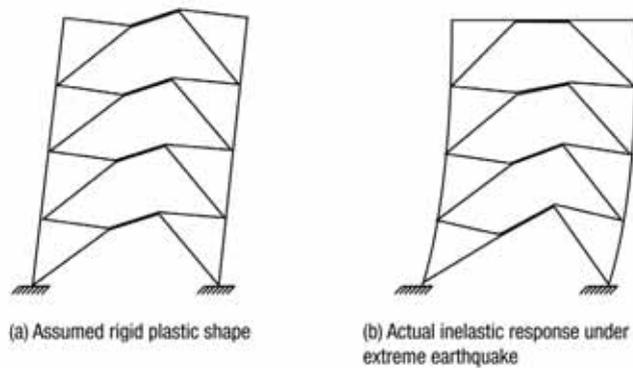


Fig. 3 - EBF Plastic Collapse Mechanisms

verses flexible buildings in terms of damage to non-structural components and contents. There are two drivers for such damage; displacement generated damage, which is expected to be greater in a flexible building, and acceleration generated damage, which is expected to be greater in a stiffer building. Following the 22nd February 2011 event, the author undertook inspections in Christchurch of multi-storey buildings with steel framing, concrete framing and with typically either moment-resisting or braced framed seismic-resisting systems. The former are much more flexible than the latter and the difference in lateral stiffness of the two systems was apparent from the damage observed. These observations showed that the extent of lateral movement is the largest driver of damage and disruption to non-structural components and contents of office and residential buildings, with the magnitude of floor acceleration having a lesser role. For example, Figure 2 shows damage to a level 8 office in a flexible, perimeter moment framed building that underwent significant plastic hinging with an interstorey drift of $\approx 2.5\%$, while figure 1 (d) shows damage to a level 8 office in HSBC tower, with measured interstorey drift of $\approx 1\%$. There was much less non-structural damage and contents disruption to the stiffer building.

3.2 Influence of composite floor systems.

The Christchurch earthquake series highlighted the excellent seismic performance of composite floor systems, which comprise a lightly reinforced concrete slab on steel decking tied through shear studs into a network of primary and secondary supporting steel beams. These exhibited at most only minor cracking at specific locations and with one exception, covered below, were returned to service without repair. A similar situation was observed in Wellington.

The Christchurch earthquakes were severe enough to push EBF systems into the inelastic range, with buildings exhibiting active link yielding on most or all levels. Despite this, these buildings self-centered typically to within construction tolerance limits. For example, the HSBC building had a post-earthquake residual drift of only 0,14%. This led to consideration that the out of plane resistance of the floor slab might have assisted in the observed self-centering. This is because, when the EBF system deforms inelastically, it pushes the floor slab out of plane, as shown conceptually in figure 3. The resistance of composite floors to out of plane movement in fire has been studied extensively and incorporated into design [7] and using the same tools, this influence on earthquake performance was investigated numerically, first in undergraduate study in 2011 [8, 9], followed by more detailed postgraduate study in [10]. These studies showed that the influence of the integral floor slab decreased the peak lateral deflection of a hypothetical, 10 storey V-braced EBF designed to current New Zealand design practice [4, 5] under a range of 10 representative earthquake records scaled to the ULS level by between 10 and 50% and the peak residual drift to less than 33% of that without the slab effect. However, the increase in strength from the floor slab was not sufficient to cause yielding in the braces due to increased compression loading when pushing the slab upwards.

The significance of the floor slab to the strength and stiffness of EBFs is greater than found from previous researchers, such as [11], who concluded the contribution of the slab was an increase in the shear resistance of 8-12% of the shear capacity of the active link alone. Further study is required, as the contribution of the slab may degrade if subjected to several cycles of inelastic loading, although the numerical results and field observations show that is unlikely.

In a study on the effect of a floor slab on the strength and stiffness of a stepping base concentrically braced frame (CBF) system, which also subjects the floor slab to significant out of plane deformations during CBF rocking, Lao [12] determined that the inclusion of the floor slab out of plane properties increased the stiffness by a factor of 2 compared with modelling just as an in-plane diaphragm. It also changed the nature of the interaction between coupled CBF frames but didn't increase the maximum forces that the members of these frames were subjected to. With regard to in plane strength, stiffness and diaphragm action, composite floor slabs performed very well. This is especially evident from the detailed floor slab survey of Pacific Tower, reported in [13] which showed only minor cracking on any of the 22 floor levels, including at the two major transfer diaphragm levels and around the inelastically responding active links. The largest crack width was 1,5 mm and approx. 30 m length of cracking over 0,5 mm width was repaired by epoxy grouting. None of the slabs over the yielded active links required repair.

However, the only building in Wellington that underwent active link yielding in the 2016 earthquake also had extensive local damage to the floor slabs above the active links; when the yielded links were replaced the floor slab also had to be re-laid. In this case the active links were between coupled rocking concrete shear walls and there is evidence of high axial forces developed in the active links and floor slab that were not seen in the EBF system active links. Replacement was straight-forward. A comprehensive research project into the demand on composite floor diaphragms and their capacity in the elastic and inelastic range has just been completed, with the thesis [14] currently under examination. This has shown that the elastic threshold of composite floor diaphragms is considerably higher than previously designed for, consistent with the excellent behaviour seen in the 2010 to 2016 earthquakes.

3.3 Effects of vertical acceleration

In common with other near-field events, $PGA_{vertical}$ levels in the February 22nd 2011 earthquake exceeded 1g within the Christchurch CBD and also

exceeded the $PGA_{horizontal}$ levels in that region. This very high absolute and relative level of vertical accelerations had only minor influence on steel framed building seismic resisting systems or non structural components; in HSBC Tower, for example, it dislodged glass doors from their hinge supports (see figure 4 (a)) and enhanced non-structural internal wall lining cracking in cantilevered window boxes out the building's north face (see figure 4 (b) for details).

However, it had a more significant effect on the floor deflection of long span composite floors; the 15m span gravity load carrying floors in HSBC Tower, for example, had an estimated increase in midspan deflection post-earthquake of up to 35 mm in places. This is likely due to the vertical acceleration, which is at a frequency similar to that of these long span floors, causing them to bounce during the earthquake, sufficient to cause minor rotation of the simple shear end connections. The influence of gravity will cause this bounce to be asymmetrical, leading to residual negative rotations of the end connections and increased mid-span deflections. More significant increases in post-earthquake floor deflection was observed in some of the precast concrete building long span floor systems in Christchurch buildings. Mapping of cracks in the Pacific Tower composite slabs (reported in [13]) showed minor cracking over the supporting secondary beams that could also have been due to vertical movements (or could have been pre-existing shrinkage and creep cracking).

There were compression crushing failures of a number of reinforced concrete shear walls [15] which were very likely caused in part by the additional compression stresses in the concrete generated by vertical acceleration causing the compression crushing of the concrete. Research is currently underway to quantify this influence further and to develop design and detailing solutions to mitigate the effects.

The negative impacts of vertical acceleration were not observed in the CBD from the first damaging earthquake of the Christchurch series, which was not a near field event in the city.

The vertical accelerations recorded in the Wellington CBD from the 2016 Kaikoura earthquake were approx 60% of the horizontal accelerations, which is more typical of severe earthquakes and the peak intensities were much lower. The result was no observed influence of the vertical acceleration on floor or seismic resisting structural systems in steel framed buildings from that earthquake, even with the much longer duration.

3.3 Adequacy of the Capacity Design procedure

The capacity design procedure for steel seismic-resisting systems is based on the structure being displaced laterally so that yielding hinges form in all the primary seismic resisting system elements to give a yielding mechanism [4, 5]. For eccentrically braced frames, the yielding mechanism means the EBF forms a plastic collapse mechanism, with yielding in each active link and in theory at the column bases, if these are sufficiently rigid (more on this below). The assumed plastic collapse mechanism is shown in figure 3 (a).

This plastic collapse mechanism assumes uniform inelastic demand in each active link, meaning that the collector beams at a given level and the braces framing up into that level are designed for the overstrength actions from the brace. The columns are designed for the cumulative overstrength actions at and above the storey under consideration.

The capacity design derived actions based on overstrength can therefore become very large, especially on the columns, and so upper limit design actions are specified by NZS 3404 on the secondary elements of the seismic resisting system (the braces, collector beams and columns). These upper limit actions have been developed from time history analyses of systems showing that, in a ductile capacity designed system, the envelope of demand on secondary elements can be bounded by suitably set upper limits, rather than requiring these elements to be designed for the accumulated overstrength actions. This is of principal importance for



Fig. 4 - Effects of vertical acceleration on HSBC Tower. (a) Dislodged glass door [C Clifton] (b) Cracking to internal linings of window-box. [C Clifton]

design of seismic-resisting system columns. The current requirements, as given in the 2007 amendment to NZS 3404, set the upper limit actions on secondary members as those from analysis for elastic response ($\mu = 1,0$) for the actual displacement ductility factor, $\mu_{act} \leq 1,8$ and those from nominally ductile response ($\mu = 1,25$) for the actual displacement ductility factor, $\mu_{act} > 1,8$. (The ductility factor, μ , is equivalent to q in Eurocode 8 or R in the USA provisions). In the case of the HSBC Tower, $\mu_{act} = 2,2$, the upper limit actions were typically greater than the overstrength derived actions and so the design actions were based on the overstrength actions. In the case of the 22 storey Pacific Tower, $\mu_{act} = 1,5$ due to the lateral drift limit requirements and the upper limit actions governed the design of the columns and some of the braces and collector beams.

In the 22 February 2011 earthquake, with no exceptions, inelastic action was confined to the active links in those two buildings, with demand greatest at the lower levels, consistent with the mechanism shown in figure 3 (b). Given the range of buildings impacted comprised MRFs, EBFs and CBFs, ranging from 3 to 22 storeys in height and with the capacity design derived design actions governed by overstrength in some cases and upper limit actions in others, this outcome supports the adequacy of the current capacity design procedure.

Interestingly, in Pacific Tower, the deformed shape of the structural model was significantly altered by the distribution of non-structural walls on different levels of the 22 storey structure. The bottom 6 storeys of this building comprised a car park stacking system, with non-structural walls only around safe paths, while the next few levels were open plan offices. Above that was hotels and then apartment buildings. The modal analysis of the model showed nearly 80% first mode dominated response; however, the inelastic demand was concentrated into the bottom 8 levels, with the top 4 to 5 levels showing no brace yielding.

3.4 Column base fixity

As already stated, in the 22 February 2011 Christchurch earthquake, inelastic displaced shapes of EBFs as shown in figure 3 (b) were developed. Similarly, moment resisting frames showed some beam yielding of strong column weak beam rigid jointed systems. In all these systems, if the bases had the rotational stiffness of fixed bases, there would have had to be column base hinging associated with the yielding of the superstructure. However, no column base yielding was observed in any of the steel framed buildings investigated by the authors in Christchurch and none has been reported in any multi-storey steel framed building sited on stable ground in either Christchurch or Wellington.

This supports the requirements of NZS 3404 to apply an upper limit ro-



Fig. 5 - Examples of column bases that keep the column dependably elastic in a severe earthquake. (a) Spring Uplifting Column Base [C. Clifton]. (b) Sliding Hinge Joint 2 Way Acting Column Base [C Clifton]

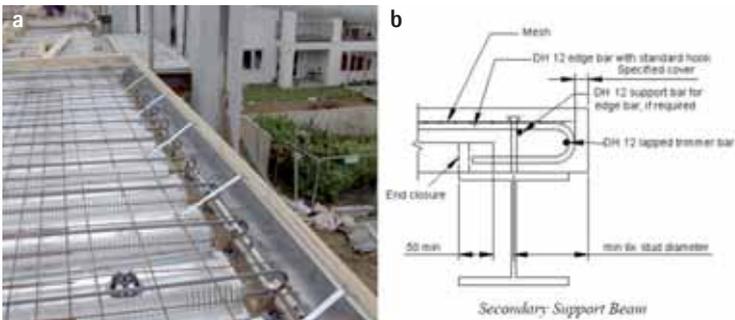


Fig. 6 - Slab to beam edge details. (a) RSlab under construction showing edge detail. (b) Reinforcement detail for secondary spandrel beam



Fig. 7 - Beam/brace/column connections allowing for deformation capability. (a) Beam/brace/column connection designed for gap opening and closing. (b) Photo of beam/brace/column connection in EBF building, 21 February 2011 Christchurch earthquake

tational stiffness on “fixed base” columns of $1,67(EI/L)_{column}$. This value comes from experimental studies of portal frame moment resisting column bases and until recently there were no experimental tests on moment resisting column bases of multi-storey buildings. However, recent research by Borzouie et al [16] on such bases has shown that the rotational stiffness of seismic resisting column base connections is generally around 70% to 80% of the NZS 3404 specified stiffnesses. These heavier column base connections typically exhibit rotational stiffnesses of under $1,0(EI/L)_{column}$. This will increase the superstructure flexibility, potentially lowering the seismic loads in many instances and also protecting the column bases from becoming inelastic which assists in self centering.

3.5 Attention to load paths.

There were isolated examples of poor performance due to inadequate detailing, typically due to a lack of adequate load path or connectors being the weakest link in the connection. Some examples were:

- rigid welded I section connections misaligning to the web tension/compression stiffeners, the most serious example in the welded brace to active link/collector beams of an EBF
 - inadequate anchorage of steel columns into the floor system and of tension braces to columns in some concentrically braced framed systems
- Most of these observed failures are described in [17].

4. KEY FACTORS FOR LOW DAMAGE DESIGN

First, what is meant by low damage design? This is a topic of ongoing discussion and development worldwide. For the 2019 presentation from which this paper has been written, low damage design has been defined as delivering a building with the following characteristics:

- No repair of the structural system is required after the ultimate limit state earthquake in order to safely reoccupy the building
 - Minimal structural repair is required after the maximum considered earthquake
 - Any repairs can be undertaken at a scheduled later date and preferably with the building remaining in service or requiring only at most a few days taken out of service
 - The building effectively self centres at the end of the severe shaking.
- Some of the key factors for low damage design are as follows:

1. Make all the gravity system columns continuous with nominally pinned bases. In conjunction with simple connections into the beams framing into these columns, this creates a group of elastic elements running vertically up the structure, which provide additional resistance to soft storey formation. The benefits of this were first espoused by MacRae [18] in 1989. The one change that has been made to New Zealand steel seismic design practice following the 2010 to 2016 earthquakes has been to make the column splices for gravity system columns the same as for seismic resisting system columns in regard to splice location and minimum actions, to ensure this elastic continuity is achieved.
2. Ensure that the capacity design procedure delivers the expected performance. The importance of this has been covered in section 3.3; capacity design is required in multistorey structures in high seismic zones, because the variability of site specific earthquake intensity from a specific severe event compared with the design earthquake intensity is so high, that inelastic response will be an inevitable outcome of a severe earthquake impacting especially a low to medium rise multi-storey building.
3. Ensure that bare steel columns remain elastic at their bases. This is especially important for bare steel columns carrying more than about 10% of their squash load in constant vertical loading throughout an earthquake. Research, commencing with [18], has shown that bare steel I section columns subject to constant compression and inelastic moment, undergo cumulative inelastic shortening across the plastic hinge zone. If plasticity occurs at the base, this axial shortening, which is significant, will make building repair very difficult. As noted in section 3.4, achieving this, especially for seismic resisting system columns, requires a realistic determination of the column base rotational fixity for the given base connection detail and the current guidance is very simplistic in this regard. This has led to specialist controlled rocking column base details being developed, two examples of which are shown in figure 5.
4. Use composite floors comprising concrete slab on steel deck on steel beams with either ductile bars or ductile mesh as reinforcement. The excellent performance of this floor system has been described in section 3.2
5. Ensure that slabs are robustly tied to supporting edge beams. The standard details for this used in New Zealand are shown in figure 6.

**Use conventional EBFs, CBFs, MRFs;
Limit on Structural Ductility Factor, $\mu \leq 3$**

- Conventional EBFs, CBFs, MRFs designed for low ductility
- Can be regular or irregular in structural plan and elevation
- Benefit: well established
- Limitations: not actively self centering but will in practice
- Cost versus conventional: up to 1% greater because of slightly higher design loads
- Widely used

$\mu = 1, 1/Sp = 1$ elastic, high strength, no damage	ECB $q = 1, \alpha_d/\alpha_1 = 1$, elastic, high strength, no damage
$\mu = 4, 1/Sp = 1.43$, ductile, lowest strength, highest damage	ECB $q = 4, \alpha_d/\alpha_1 = 1.2$ to 1.6 , ductile, lowest strength, highest damage

THE UNIVERSITY OF AUCKLAND
XXVII Congresso CTA

Fig. 8 - Use of conventional systems with reduced ductility demand (from the presentation slides to the XXVII Congresso CTA).

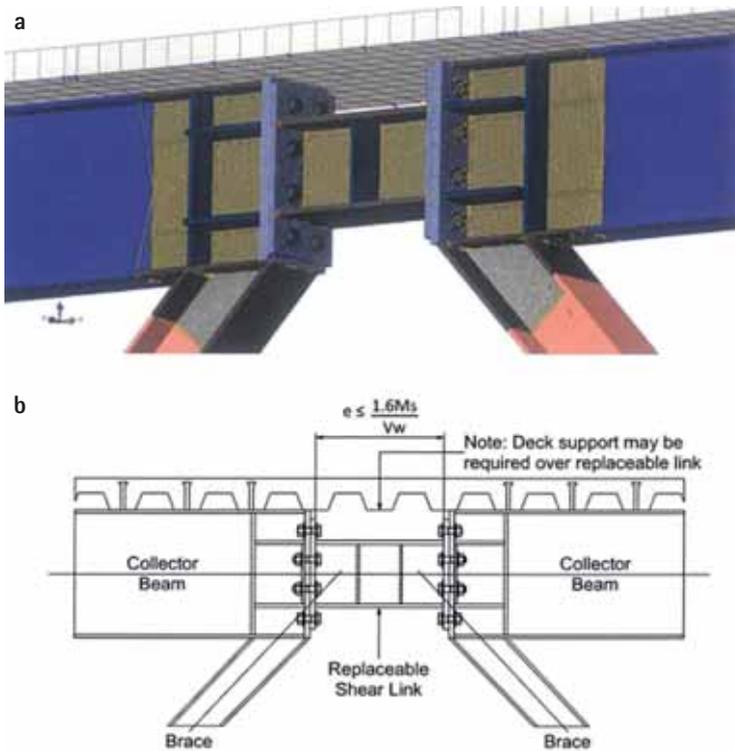


Fig. 9 - Bolted replaceable active links. (a) FEM of a bolted replaceable active link [24]. (b) Typical design detail (from [25]).

6. Design and detail the composite floor diaphragms to remain essentially elastic. The standard composite floors using the details shown in figure 6 have achieved this, as described in section 3.2. However, prior to 2017, no experimental testing had been undertaken to determine the diaphragm shear force/deflection behaviour in the elastic and inelastic range or the robust determination of design demand. Both these issues have been addressed in a project by Rezaeian [19] and have shown why the composite floor systems subjected to the Christchurch and Wellington earthquakes performed very well.
7. Design and detail connections for dependable deformation capacity in a severe earthquake and preferably without needing repair. NZS 3404 requires all beam to column or beam to wall connections to develop 30 milliradians of plastic rotation without loss of load carrying capacity and for gusset plate connections between beams and columns to accommodate the gap opening/gap closing of up to 3% drift during a severe earthquake. In a CBF system, gap closing is accommodated by out of plane deformation of the gusset plate. Gap opening is accommodated by using a flexible endplate between gusset plate and column,



Fig. 10 - EBF with bolted replaceable active link from the rebuild of Christchurch [C Clifton]

such that the endplate will deform in Mode 1 yield-line behaviour, as described in [20]. This requires thin endplates and relatively large bolts. Figure 7 (a) shows an example from a rocking CBF and figure 7 (b) shows an example from an EBF system after the most severe of the Christchurch earthquake series. No structural repair was needed to this connection.

5. LOW DAMAGE STRUCTURAL STEEL SYSTEMS USED IN NEW ZEALAND

5.1 Conventional systems with reduced design ductility demand

This section presents brief details of some of the low damage systems currently used in New Zealand. This starts with a slide from the author's presentation, showing that one option is to use conventional eccentrically braced framed, concentrically braced framed or moment resisting framed systems with reduced ductility demand. The experience from the Christchurch earthquake series of 2010 to 2012 and the Wellington earthquake of 2016 is that conventional systems, designed to a moderate level of ductility demand, will deliver low damage performance, as defined in section 4. A significant factor behind this is the actual strength and stiffness of complete building systems, as described in section 3.1. However, a range of more advanced engineered solutions, focused on meeting the low damage performance criteria with a greater degree of reliability and predictability, have been used in new construction, especially that undertaken following the 2010 to 2012 Christchurch earthquakes. Some of these are now briefly covered.

5.2 Eccentrically braced frames with bolted replaceable active links

As shown in figure 1 (c), the Christchurch earthquake series was sufficiently intense to cause widespread yielding of the active links in eccentrically

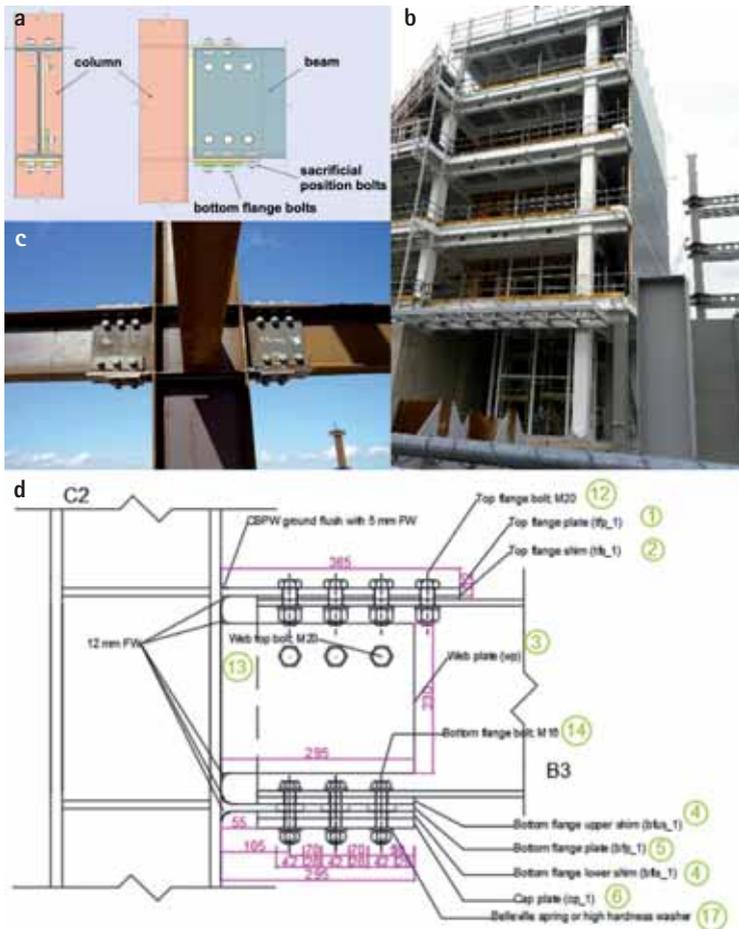


Fig. 11 - Concept and applications of the Sliding Hinge Joint. (a) Sliding hinge joint: general view. (b) SHJAFc in Te Puni village, Wellington [C Clifton]. (c) Moment resisting frame with SHJs [C Clifton]. (d) Drawing of optimised SHJ with partially compressed Belleville Springs (from ROBUST project)

braced frame systems. This led to the development of a robust assessment method for determining the inelastic demand on the yielded active links [21, 22] and to the replacement of active links in one particular building [23]. That repair led to the development of a bolted replaceable active link system, in which the active links could be readily unbolted and replaced following a severe earthquake.

Figure 9 (a) shows an example from the numerical modelling work undertaken [24] to verify the proposed procedure, HERA Report P4001 [25] and figure 9 (b) shows a typical detail produced using that procedure. Figure 10 shows an example from the Christchurch rebuild.

5.3 Moment resisting frames with sliding hinge joints.

The moment resisting frame with semi rigid Sliding Hinge Joints with Asymmetric Friction Connections, to give its full name, was first developed and tested by the author in 2000. The first comprehensive report on this system was presented in his PhD thesis [26] and the first major application was in a group of buildings built for Victoria University, Wellington, in 2009. Since then the SHJAFc, as it is known has been used in 15 buildings around New Zealand ranging from 3 to 18 storeys in height.

The SHJ is clamped at the top of the beam and undergoes controlled friction sliding at the bottom of the beam when the earthquake generated demand exceeds the threshold value associated with the ultimate limit state (ULS) design earthquake. This is shown in figure 11 (a). Once the sliding components commence sliding, the joint can rotate with a small increase in force, protecting the rest of the structure from inelastic action. At the end of the earthquake, the joint seizes up and becomes rigid again. After a significant amount of sliding, the bolts in the original AFC components lose a lot of their installed bolt tension, meaning that the threshold moment necessary to initiate sliding after a severe earthquake is significantly lowered. This, at least in principle, requires the bolts to be retightened following a severe earthquake. To overcome this issue, Ramhormozian has developed [27] an Optimised Sliding Hinge Joint (OSHJ) involving the use of partially compressed Belleville Spring Washers (BeSs) which will retain at least 80% of the original installed bolt tension and

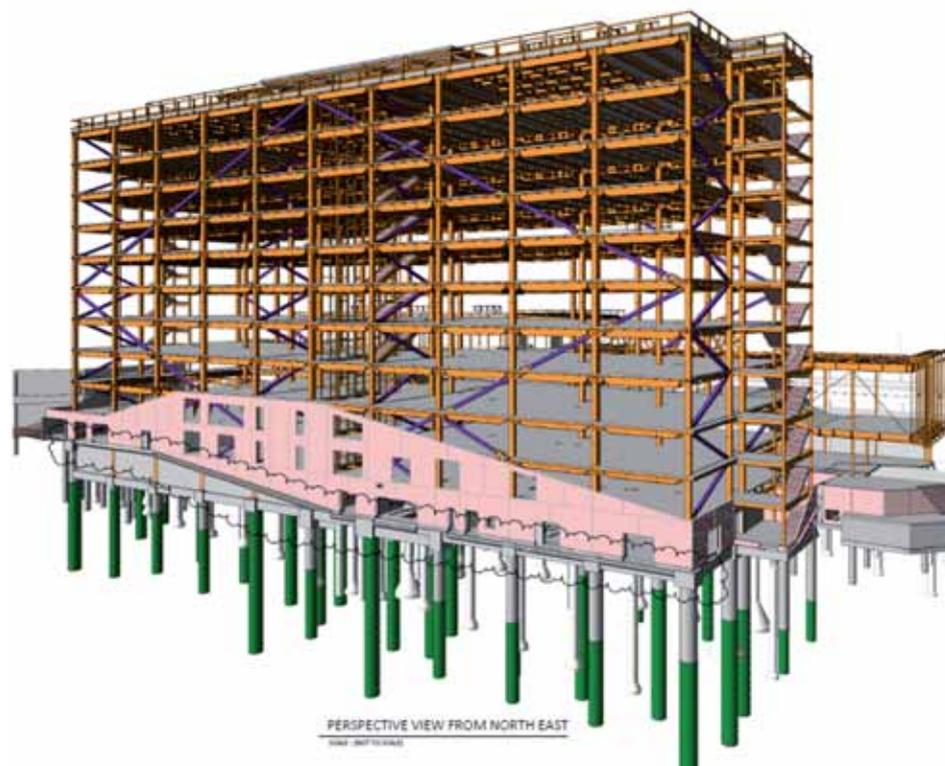


Fig. 12 - Isometric view of B905, University of Auckland [courtesy of Structures Design]



Fig. 13 - Base Isolated Office Building, Wellington, New Zealand. (a) External view of building [C Clifton]. (a)Base isolators underneath the ground floor [C Clifton]-

remove the need for bolt retightening following a severe earthquake. Figure 11(b) shows an example of the SHJAFc from the Victoria University project; figure 11 (c) shows its use in a two way moment resisting framed building in Christchurch, which also used it at the column base, shown in figure 5 (b). Finally, figure 11 (d) shows the OSHJ joint developed for the ROBUST project, which is briefly described in section 6.

5.4 Buckling Restrained Brace Systems

Prior to the Christchurch earthquakes of 2010 to 2012, buckling restrained brace (BRB) systems were seldom used in New Zealand with the first built in 1990. However, they have become much more common since then.

BRB braces are, in principle, of equal strength and stiffness in tension and compression and they are designed to the concentrically braced frame (CBF) design provisions of HERA Report R4-76, Seismic Design of Steel Structures [4] putting the brace post buckled compression capacity = 1,0 in that procedure. Several notable buildings have been built using this system, including the new Engineering School building at the University of Auckland, an isometric view of which is shown in figure 12.

5.5 Base Isolated Buildings

The first base isolated building worldwide using lead rubber bearing isolators was opened in Wellington, New Zealand, in 1974. Since then, base isolation has been used on a few buildings, but its use has also become more common since the 2010 to 2016 earthquakes and especially in the central regions of New Zealand. Figure 13 shows an example from the waterfront in Wellington, of a building located in very poor ground, using a perimeter diagrid seismic resisting system on base isolators.

6. ROBUST PROJECT: SHAKE TABLE TESTING OF THREE STOREY LOW DAMAGE STRUCTURE

Recent severe earthquakes have led to a much greater emphasis on building resilience and the increased use of low damage structural solutions in New Zealand, as outlined in the earlier sections of this paper. These solutions have been developed based on a mixture of component and subassembly experimental testing and numerical modelling, along

with numerical modelling of whole building systems. However there has been very little experimental testing of complete building systems, which is most complete way of determining the performance of overall buildings, other than from actual severe earthquakes.

To at least in part address this issue, an ambitious research project is underway to build and test a three storey steel framed structure on the large shake table array at the Jardin Campus, Tongji University, Shanghai, China. This is a complex and comprehensive project involving a multi-functional structural system to determine the performance of a range of moment resisting and braced frame seismic resisting systems. It also will involve testing both the bare steel structure and the structure with a range of non structural elements, both external cladding and internal walls and services.

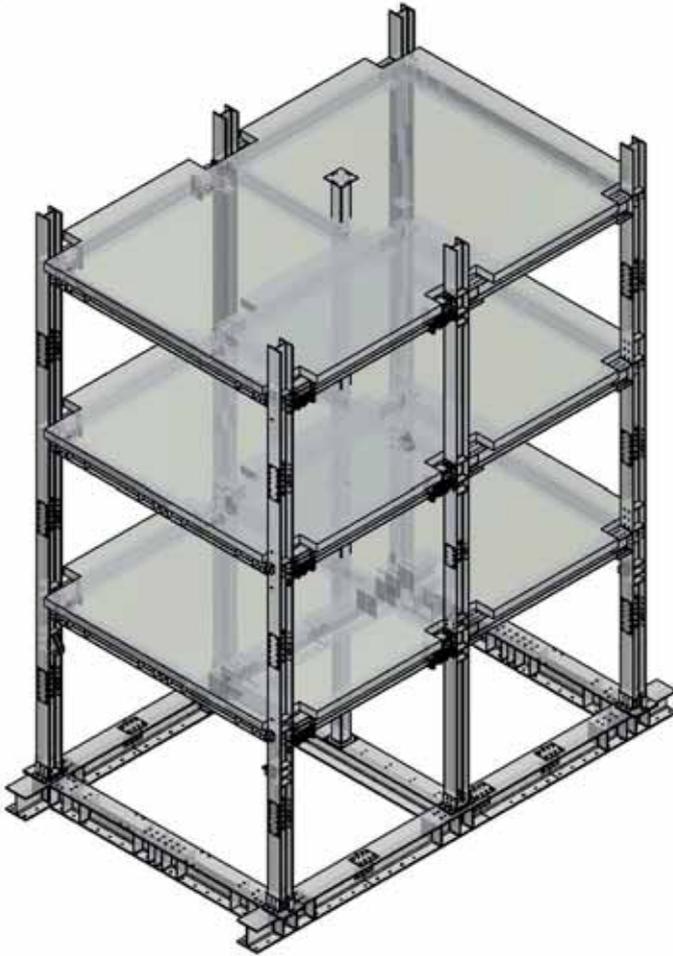
This project is a joint NZ-China research programme with the International Laboratories on Earthquake Engineering (ILEE), based in Tongji University, Shanghai, China. Direct NZ funding is being provided by the Building Research Association of NZ (BRANZ), the New Zealand Earthquake Commission (EQC), QuakeCentre, and QuakeCoRE (the NZ ILEE partner) and the University of Auckland (UA). In addition, significant matching funding is provided by ILEE. Donation of materials is kindly provided through ComFlor, the NZ Heavy Engineering Research Association (HERA), and Steltech. Expertise is being provided by staff at Auckland University of Technology (AUT), Tongji University, the University of Auckland, the University of Canterbury (UC), as well as by a number of NZ industry and Chinese industry representatives.

The programme for the project has been significantly disrupted by the worldwide Covid-19 virus outbreak but, as of end July, the provisional programme is as follows:

- (a) Design for both the structure and non-structural elements has been completed and peer reviewed internationally
- (b) Shop drawings for the fabrication will be completed mid-August
- (c) Fabrication and construction of the building mid-August to end November
- (d) Experimental testing December 2020 to February 2021.

An isometric view of the structure is shown in figure 14, with a tall person inset to give an idea of scale.

a



b

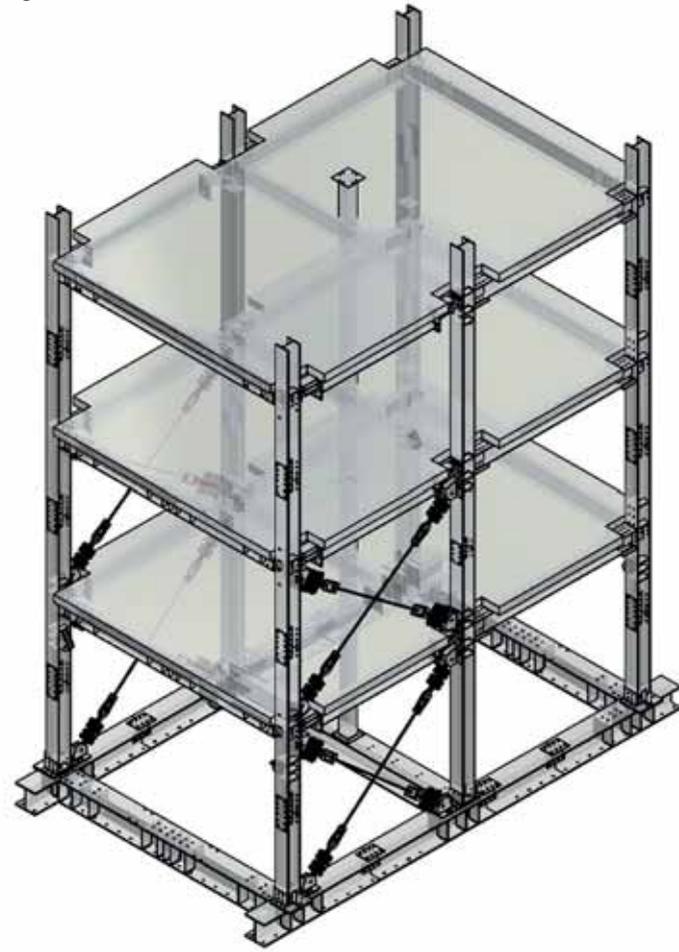


Fig. 14 - An Isometric view of the proposed ROBUST structure with the height of a person shown to scale. (a) Building configured as a moment resisting frame in the longitudinal direction. (b) Building configured as a tension braced frame in the longitudinal direction (inset: tall person for scale)

7. CONCLUSIONS

Two regions of New Zealand were severely impacted by earthquakes, starting with the Canterbury earthquake series of 2010 to 2012 which significantly damaged New Zealand's second largest city, Christchurch and followed by the 2016 Kaikoura earthquake which significantly damaged the top part of the South Island and New Zealand's third biggest city and the capital, Wellington.

Almost all modern, multistorey steel framed structures in New Zealand date from 1983, when the market share for structural steel multistorey buildings was near zero percent. This earthquake subjected a significant number of them to severe earthquake motions, at or above ultimate limit state design level. It also focussed attention away from design for life safety alone to design for robustness and rapid post-earthquake return to service. The key points and outcomes arising from these events were as follows:

1. The Canterbury earthquake series was maximum considered event level for the CBD/City, due to the peak intensity of shaking in the strongest earthquake and the cumulative duration of strong shaking from the 7 damaging earthquakes;
2. Well designed and detailed buildings were typically over 2 times stiffer and stronger than predicted, with the soil foundation structure interaction accounting for most of this difference;
3. The capacity design procedure for steel framed seismic-resisting systems worked well in directing inelastic demand into specified parts of the structure and suppressing it in other parts;
4. The current design and detailing provisions require no major changes for buildings designed and detailed as they were in the earthquake

affected regions;

5. Composite slabs delivered high in-plane strength and ductility and delivered out-of-plane stiffness to contribute to increased strength and self centering capability;
6. Repair of steel framed buildings is feasible to undertake, even if the building systems have not been specifically detailed for easy repair of damaged components;
7. There was a considerable element of good luck in the excellent performance of these buildings, in that whole system effects which are not currently considered in design improved the performance rather than diminishing it;
8. Currently, many low damage systems are being implemented in multistorey steel framed buildings with composite floors in New Zealand.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

The author very gratefully acknowledges the excellent friendship and financial support he and his wife received from his colleagues and now friends from throughout Italy during his sabbatical at the University of Salerno from August to November 2019. This included the opportunity to make the presentation to the XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, Bologna, October 2019 from which this paper was written. It was a real pleasure and privilege to spend this time in Italy and to appreciate your wonderful country, people and lifestyle and the excellent work that you are doing. Special thanks goes to all at the Università degli Studi di Salerno, Università degli Studi di Napoli "Federico II" and the Università degli Studi di Palermo.

REFERENCES

- [1] NZS1170.5, *Structural Design Actions Part 5 - Earthquake Actions New Zealand, Incorporating Amendment No 1*, N.Z. Standards, Editor. 2004/2016, Standards New Zealand: Wellington, NZ.
- [2] Bradley, B.A., L.M. Wotherspoon, and A.E. Kaiser, *Ground Motion and Site Effect Observations in the Wellington Region from the Mw7.8 Kaikoura, New Zealand Earthquake*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 2017. Vol 50(No 2): p. 94 - 105.
- [3] Storie, L.B., et al. Soil-foundation-structure-interaction for buildings on shallow foundations in the Christchurch Earthquake in Tenth US National Conference on Earthquake Engineering. 2014. Anchorage, Alaska: NCEE.
- [4] Feeney, M.J. and G.C. Clifton, *Seismic Design Procedures for Steel Structures including Tips on Seismic Design of Steel Structures*. 2001, New Zealand Heavy Engineering Research Association: Manukau City, New Zealand.
- [5] NZS3404, *Steel structures standard, incorporating Amendments 1 and 2*. 1997/2001/2007, Wellington, NZ: Standards New Zealand.
- [6] Clifton, G.C. and G. Ferguson, Determination of the Post-Earthquake Capacity of an Eccentrically Braced Frame Seismic Resisting System, in ATC-15-15 U.S. - Japan - New Zealand Workshop on the Improvement of Structural Engineering and Resiliency, A.T. Council, Editor. 2016, ATC: Nara, Japan.
- [7] Clifton, G.C., A.G. Gillies, and N. Mago, *The slab panel method: Design of composite floor systems for dependable inelastic response to severe fires*. Structures in Fire - Proceedings of the Sixth International Conference, SiF'10, 2010: p. 492-499.
- [8] Mathieson, C.D. Effects of Floor Slab Resistance on the Inelastic Behaviour of V-Braced Eccentrically Braced Frames. in UofA CEE Part 4 Project Reports 2011. 2011. Auckland, New Zealand.
- [9] Volynkin, D. Effect of the Floor Slab Resistance on the Inelastic Behaviour of V Braced Eccentrically Braced Frames. in UofA CEE Part 4 Project Reports 2011. 2011. Auckland, New Zealand.
- [10] Momtahan, A., Effects of Out-of-Plane Strength and Stiffness of Composite Floor Slab on Inelastic Response of Eccentrically Braced Frame Structures, in Civil and Environmental Engineering. 2014, University of Auckland: University of Auckland.
- [11] Riccles, J.M. and E.P. Popov, *Experiments on eccentrically braced frames with composite floors*. 1987, Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, California. p. 324 pp.
- [12] Lao, Y.P., Floor Slab Influence on the Seismic Behaviour of a Concentrically Braced Frame with Stepping Base, in Civil and Environmental Engineering. 2012, The University of Auckland: Auckland. p. 124pp.
- [13] Clifton, G.C., et al. Performance of eccentrically braced framed buildings in the Christchurch earthquake series of 2010/2011. in 15th World Conference on Earthquake Engineering. 2012. Lisbon, Portugal: IAEE/Sociedade Portuguesa de Engenharia Seismica.
- [14] Rezaeian, H., Behaviour and Design of Composite Metal Deck Diaphragms Subject to In-Plane Shear Forces (under examination), in Civil and Environmental Engineering. 2020, University of Auckland: Auckland, New Zealand.
- [15] Kam, W.Y., S. Pampanin, and K. Elwood, *Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) Earthquake*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 2011. 44(4): p. 39.
- [16] Borzouie, J., et al., Experimental Studies on Cyclic Performance of Column Base Strong Axis Aligned Asymmetric Friction Connections. Journal of Structural Engineering, 2015. Accepted for publication March 2015.
- [17] Clifton, G.C., et al., *Steel Building Damage from the Christchurch Earthquake Series of 2010/2011*. Structural Engineering Society New Zealand, 2011. 24(2): p. 27-42.
- [18] MacRae, G.A., *The Seismic Response of Steel Frames, in College of Engineering*. 1989, University of Canterbury: Christchurch, New Zealand.
- [19] Rezaeian, H., Behaviour and design of composite metal deck diaphragms subjected to in-plane shear forces, in Civil and Environmental Engineering. 2020, University of Auckland: Auckland, New Zealand.
- [20] Fire engineering design of composite floor systems for two way response in severe fires.
- [21] Currie, R.T., et al., Cyclic shear buckling endurance limits of and the effects of strain ageing on yielding eccentrically braced framed active links, in 2017 NZSEE Conference. 2017, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Wellington, New Zealand.
- [22] Nashid, H., et al., Relationship between hardness and plastically deformed structural steel elements. Earthquakes and Structures, 2015. 8(3): p. 619-637.
- [23] Gardiner, S., G.C. Clifton, and G.A. MacRae, Performance, Damage Assessment and Repair of a Multistorey Eccentrically Braced Framed Building Following the Christchurch Earthquake Series, in Steel Innovations 2013, SCNZ, Editor. 2013, Steel Construction New Zealand: Christchurch, New Zealand.
- [24] Mago, N., K. Cowie, and G.C. Clifton, *Finite Element Analysis of Eccentrically Braced Frames with Removable Link*. Key Engineering Materials, 2018. 763: p. 518-524.
- [25] Clifton, G.C. and K. Cowie, *Seismic Design of Eccentrically Braced Frames, HERA Publication P4001*. 2013, Heavy Engineering Research Association, HERA. : Auckland, New Zealand.
- [26] Clifton, G., Semi-Rigid Joints for Moment-Resisting Steel Framed Seismic-Resisting Systems, in Civil and Environmental Engineering. 2005, University of Auckland: Auckland. p. 417 pages.
- [7] Ramhormozian, S., Enhancement of the Sliding Hinge Joint Connection with Belleville Springs, in Civil and Environmental Engineering. 2018, The University of Auckland: Auckland, New Zealand.

CRITERI DI GERARCHIA LOCALE

nella Progettazione Sismica di Controventi Eccentrici: Approccio Probabilistico

LOCAL HIERARCHY CRITERIA

in Seismic Design of EB-Frames: Probabilistic Approach

Rosario Montuori, Elide Nastri*, Vincenzo Piluso, Alessandro Pisapia

University of Salerno, Dept. Civil Engineering, Italy

Il presente lavoro ha come obiettivo lo studio e la valutazione della sovra-resistenza dei link corti per controventi eccentrici da considerare nell'ambito del criterio di gerarchia locale delle resistenze. In particolare, a partire da un database costruito su circa 238 prove sperimentali, sono stati estratti i soli risultati riferiti a link corti. Successivamente è stata effettuata una regressione multivariata per valutare la sovra-resistenza in funzione di una serie di parametri geometrici e meccanici, quali: la snellezza d'anima del link, la snellezza dei piatti di irrigidimento, la spaziatura adimensionale degli irrigidimenti, l'incrudimento del materiale, la lunghezza adimensionale e infine la rotazione ultima. Al fine di tener conto dell'incertezza del modello di regressione adottato e della aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale, un metodo affidabilistico del primo ordine (FORM) è stato applicato alla funzione di stato limite che descrive il criterio di gerarchia locale dei link corti, ottenuta mediante una analisi rigido-plastica. In tal modo, oltre a definire un coefficiente di sovra-resistenza, funzione delle proprietà meccaniche e geometriche dei link, è stato definito un coefficiente di sicurezza da applicare nel criterio di gerarchia locale al fine di tener conto delle incertezze in gioco.

The objective of this work is the study and the evaluation of the overstrength of short links in Eccentrically Braced Frames (EBFs) to be considered in the application of local hierarchy criteria. Starting from the results of experimental tests devoted to short links, linear multivariate regression is provided to evaluate the overstrength of links. The obtained mathematical relation accounts for the following geometrical and mechanical properties: the web slenderness of the link, the slenderness of the stiffening plates, the non-dimensional distance between the stiffening plates, the steel hardening, the non-dimensional length of the link and its ultimate rotation. Moreover, to account for the uncertainty of the regression model and the material variability, the first-order reliability method (FORM) is applied to the limit state function, which is used to describe the local hierarchy criterion for short links based on the rigid-plastic analysis. So, the authors defined an overstrength factor accounting for the geometrical and mechanical properties of links and including a safety factor to account for uncertainties.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'ingegneria sismica, le strutture sismo-resistenti in acciaio con controventi eccentrici hanno da sempre suscitato particolare interesse sia tecnico che scientifico. In questo tipo di sistema costruttivo gioca un ruolo di fondamentale importanza l'elemento link, destinato alla plasticizzazione e quindi alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso, preservando così le zone non-dissipative esterne ad esso, costituite dalle diagonali e dalle parti di trave esterne al link. Ne deriva che il funzionamento dell'intero sistema controventato risulta fortemente dipendente dalla posizione nello schema strutturale e dalle caratteristiche meccaniche e geometriche dei link. Infatti, nella letteratura tecnico-scientifica è ampiamente noto che, in relazione allo schema strutturale, i controventi eccentrici possono essere classificati in funzione della posizione dei link e della loro lunghezza. In funzione della posizione dei link si individuano i seguenti schemi strutturali: Schema a D, Schema a K e Schema a V per

link disposti orizzontalmente; Schema a Y inversa per link in posizione verticale. Invece, in funzione della lunghezza, i link si distinguono in: link corti dominati da un comportamento ciclico di puro taglio, link lunghi soggetti alla sola flessione ciclica plastica e link intermedi caratterizzati dall'interazione taglio-momento [1],[2].

Al fine di garantire, a seguito di un evento sismico di tipo distruttivo, la plasticizzazione del solo link, preservando così le zone limitrofe ad esso (parti della trave esterne, diagonali e colonne), risulta necessario il rispetto di un criterio di gerarchia locale, basato sui principi del Capacity Design. In particolare, in fase di progettazione, in accordo con il secondo principio del Capacity Design, risulta necessario tenere conto adeguatamente della sovra-resistenza che la zona dissipativa, ossia il link, è in grado di sviluppare in modo da valutare adeguatamente le massime azioni interne che vengono trasmesse alle zone non-dissipative.

La sovra-resistenza del link, oltre a dipendere dall'incrudimento del ma-

*Corresponding author. E-mail address: enastri@unisa.it

teriale che può cambiare anche sensibilmente in relazione alla classe di resistenza dell'acciaio impiegato, è funzione della geometria del link, nonché dell'eventuale presenza di irrigidimenti d'anima.

Negli ultimi decenni, molte sono state le campagne sperimentali nonché gli studi scientifici volti a predire la corretta sovra-resistenza dell'elemento di collegamento. Barecchia et al. [9] hanno proposto un fattore di sovra-resistenza compreso tra 2,00 e 2,50 corrispondente ad una deformazione a taglio del link pari a 0,10 rad. Okazaki et al. [4]-[8], sulla base di 23 test sperimentali, hanno proposto un coefficiente compreso tra 1,34 e 1,48 nel caso di link corti, tra 1,12 e 1,28 per link lunghi. Altri 31 test sperimentali sono stati effettuati da Bozkurt et al. [10]-[12] su soli link corti in acciaio S275, proponendo un range compreso tra 1,70 e 3,20. Mastandrea et al. [13],[14] hanno proposto una procedura di progettazione in cui il criterio di gerarchia locale si basa sull'impiego dell'analisi rigido-plastica e la sovra-resistenza viene tenuta in conto mediante l'uso del dominio di interazione taglio-momento riferito alle condizioni ultime e ottenuto per mezzo di una semplice espansione omotetica del dominio plastico. L'esame della letteratura esistente, in considerazione della variabilità dei fattori di sovra-resistenza proposti, suggerisce la necessità di individuare formulazioni che tengano conto dell'influenza delle proprietà geometriche e meccaniche sulla sovra-resistenza che i link sono in grado di sviluppare. Inoltre, appare evidente anche la necessità di includere, con un approccio probabilistico, le incertezze sia di carattere aleatorio che di carattere epistemologico. Da ciò discende l'obiettivo del presente lavoro.

In particolare, in una prima fase sono state analizzate e catalogate circa 238 prove sperimentali eseguite su differenti tipologie di link. I risultati di tali prove sperimentali sono stati inseriti all'interno di un database in cui i link, oggetto della sperimentazione, sono stati suddivisi per le diverse classi di resistenza dell'acciaio impiegato e in funzione della loro lunghezza (corti, intermedi e lunghi). Il database riporta i seguenti parametri geometrici e meccanici: lunghezza adimensionale del link, snellezza d'anima del link, snellezza degli irrigidimenti, spaziatura adimensionale degli irrigidimenti, rotazione ultima del link e, infine, l'incrudimento del materiale.

Successivamente, per i soli link corti, al fine di valutare il fattore di sovra-resistenza $\gamma_{ov.th}$, è stata effettuata una regressione multivariata, funzione dei parametri geometrici e meccanici precedentemente citati, e caratterizzata da coefficienti differenti a seconda della classe di resistenza dell'acciaio. Un ulteriore coefficiente γ_{Rd} è stato poi calibrato per tener conto, nell'applicazione del criterio di gerarchia locale, dell'incertezza del modello di regressione adottato e della aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale. A tal fine, un metodo affidabilistico del primo ordine (FORM) [15]-[20] è stato applicato alla funzione di stato limite, che descrive la gerarchia locale delle resistenze, derivante dall'analisi rigido plastica [1],[2].

2. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

A partire da un database contenente 238 prove sperimentali eseguite su differenti tipologie di link, sono stati estratti i dati relativi a link corti, suddivisi in tre classi in funzione dell'acciaio impiegato. In particolare, le Tabelle A.1, A.2 ed A.3, riportate in Appendice, forniscono i seguenti parametri con riferimento, rispettivamente, a link realizzati in acciaio di classe di resistenza coincidente o assimilabile alla S235, S275 ed S355:

- Spaziatura adimensionale degli irrigidimenti: a/t_w ;

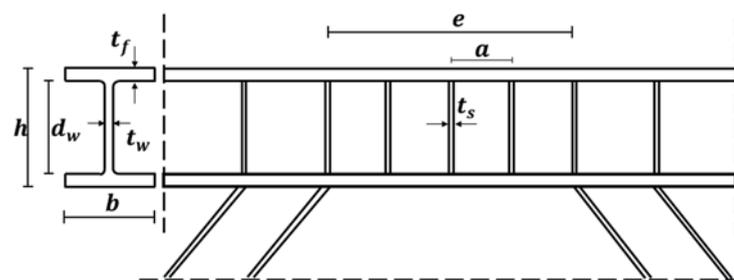


Fig. 1 - Schema geometrico del link nei controventi eccentrici

- Snellezza d'anima: $\lambda_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$;
 - Snellezza degli irrigidimenti: $\lambda_s = \frac{d_w}{t_s}$;
 - Incrudimento del materiale: f_u/f_y ;
 - Lunghezza adimensionale del link: $\bar{e} = \frac{e}{M_p/V_{y.EC8}}$;
 - Rotazione ultima del link espressa in radianti: ϑ_u ;
 - Sovra-resistenza sperimentale del link dovuta all'incrudimento cinematico ed isotropo $\gamma_{ov.sh} = V_{u.exp}/V_{y.EC8}$.
- dove a rappresenta la distanza tra gli assi di due irrigidimenti successivi, t_w è lo spessore dell'anima, d_w è l'altezza totale dell'anima del link (racordi inclusi), E indica il modulo di Young dell'acciaio, f_y e f_u rappresentano, rispettivamente, la tensione di snervamento e quella ultima del materiale misurate, e e è la lunghezza del link. Invece, con M_p è stato indicato il momento plastico del link, calcolato con l'Eq. (1), considerando la tensione di snervamento misurata e trascurando il contributo dell'anima:

$$M_p = f_y b t_f (h - t_f) \quad (1)$$

dove b e h rappresentano, rispettivamente, base e altezza della sezione. Infine, $V_{u.exp}$ è il taglio ultimo del link dichiarato nella sperimentazione, mentre $V_{y.EC8}$ rappresenta il taglio resistente del link calcolato secondo Eurocodice 8 [3]:

$$V_{y.EC8} = \frac{A_s f_y}{\sqrt{3}} = \frac{t_w (h - t_f) f_y}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

In figura 1 viene riportato lo schema del link con le proprietà geometriche rilevanti.

A partire dai dati sperimentali raccolti in Appendice A, è stata effettuata una regressione multivariata per determinare la sovra-resistenza del link in funzione dei suddetti parametri geometrici e meccanici. La relazione matematica ha una struttura del tipo:

$$\gamma_{ov.th} = C_1 \left(\frac{a}{t_w} \right) + C_2 (\lambda_w) + C_3 (\lambda_s) + C_4 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) + C_5 \vartheta_u + C_6 \bar{e} + C_7 \quad (3)$$

In tabella 1 sono riportati i valori dei coefficienti della regressione per le tre classi di resistenza dell'acciaio, mentre in figura 2 viene riportato il confronto tra i valori $\gamma_{ov.th}$ ottenuti dalla Eq.(3) e i valori sperimentali $\gamma_{ov.sh}$

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7
S235	- 0,011	- 0,522	0,019	- 1,274	- 2,457	- 0,152	4,554
S275	0,268	- 6,679	0,480	0,463	- 2,585	1,068	- 7,120
S355	- 0,052	3,061	- 0,001	2,992	2,527	0,581	- 6,246

Tab. 1 - Coefficienti della regressione per le tre classi di resistenza dell'acciaio

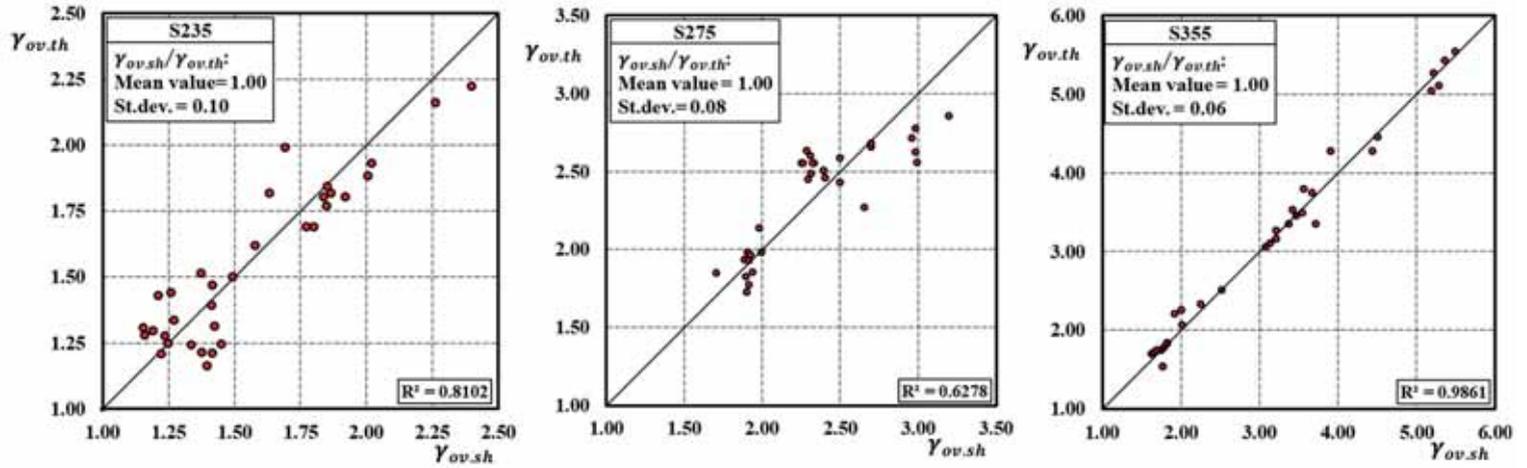


Fig. 2 - Accuratezza della formula empirica per le tre classi di resistenza dell'acciaio

riportati in Appendice. In particolare, sull'asse delle ascisse sono riportati i valori della sovra-resistenza sperimentale dei link $\gamma_{ov.sh}$, mentre sull'asse delle ordinate i valori $\gamma_{ov.th}$ calcolati per mezzo dell'equazione (3). I valori della deviazione standard del rapporto $\gamma_{ov.sh}/\gamma_{ov.th}$ evidenziano che l'accuratezza della formula di regressione migliora all'aumentare della classe di resistenza dell'acciaio costituente i link.

3. CRITERIO DI GERARCHIA LOCALE: APPROCCIO PROBABILISTICO

Al fine di promuovere la plasticizzazione dei link e di mantenere le parti esterne ad esso in campo elastico, nel rispetto dei principi del *Capacity Design*, in ambito deterministico, risulta sufficiente che venga soddisfatta la seguente relazione derivante dall'analisi rigido-plastica:

$$M_d + M_b \geq M_{link} \quad (4)$$

dove M_d rappresenta il momento plastico della diagonale, M_b è il momento plastico della trave ed infine M_{link} indica il momento ultimo equivalente del link. L'equazione (4) può essere riscritta come segue:

$$W_{pl,d} \cdot f_{y,nom} + W_{pl,b} \cdot f_{y,nom} \geq V_{u,nom} \frac{e}{2} \quad (5)$$

dove $W_{pl,d}$ e $W_{pl,b}$ rappresentano, rispettivamente, il modulo plastico della sezione della diagonale e della trave, $f_{y,nom}$ indica il valore nominale della tensione di snervamento dell'acciaio, $V_{u,nom}$ è il taglio ultimo nominale del link mentre e rappresenta la lunghezza del link. A sua volta, il taglio ultimo può essere espresso come:

$$V_{u,nom} = \gamma_{ov.th} \cdot V_{y,ECS} = \gamma_{ov.th} \frac{t_w (h - t_f) f_{y,nom}}{\sqrt{3}} \quad (6)$$

Il coefficiente $\gamma_{ov.th}$ rappresenta la sovra-resistenza del link, determinabile per le differenti classi di acciaio attraverso l'Eq. (3).

Al fine di portare in conto l'aleatorietà delle proprietà meccaniche dell'acciaio e l'incertezza epistemologica associata alla regressione definita nel paragrafo precedente, è stata effettuata una analisi di affidabilità del primo ordine (FORM) [15]-[17] alla funzione di stato limite definibile dalla (4), che descrive il criterio di gerarchia locale per i link corti, al fine di calibrare un opportuno coefficiente di sicurezza che tenga conto delle incertezze in gioco. Di seguito vengono riportate le ipotesi alla base della procedura probabilistica:

1. L'acciaio che costituisce le diverse membrature (diagonali, trave, link) è lo stesso;
2. L'aleatorietà della tensione di snervamento dell'acciaio viene rappresentata attraverso una variabile aleatoria Y con distribuzione gaussiana:

$$Y \sim N(\mu_Y; \sigma_Y) \quad (7)$$

3. L'incertezza associata alla regressione (3) viene tenuta in conto attraverso una variabile aleatoria X , anch'essa assunta gaussiana, definita come:

$$X = \frac{\gamma_{ov.sh}}{\gamma_{ov.th}} \quad Y \sim N(\mu_X; \sigma_X) \quad (8)$$

dove $\gamma_{ov.sh}$ è il valore effettivo e quindi aleatorio della sovra-resistenza e $\gamma_{ov.th}$ è il valore deterministico della sovra-resistenza, determinabile attraverso l'Eq. (3).

4. Le variabili X e Y sono considerate indipendenti e non correlate;
5. La sovra-resistenza teorica $\gamma_{ov.th}$ è una funzione deterministica delle proprietà geometriche e meccaniche del link espressa dalla Eq. (3).

L'approccio probabilistico si basa sulla definizione di una funzione di stato limite G delle variabili aleatorie che identifica le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} G > 0 & \quad \text{(condizione di successo)} \\ G = 0 & \quad \text{(condizione di stato limite)} \\ G < 0 & \quad \text{(condizioni di insuccesso)} \end{aligned} \quad (5)$$

Con riferimento al caso in esame, partendo dalla (4), la condizione di stato limite può essere scritta nella seguente forma:

$$G(X,Y) = M_d + M_b - M_{link} = 0 \quad (10)$$

Grazie all'ipotesi 1, l'Eq. (10) può essere riscritta nella forma:

$$G(X,Y) = \sum M_y - M_{link} = 0 \quad (11)$$

dove $\sum M_y$ rappresenta la somma dei momenti delle membrature non dissipative (trave esterna al link e diagonale). Sostituendo le Equazioni (5) e (6) nella (11) e tenendo conto della definizione delle variabili aleatorie, segue:

$$G(X,Y) = (W_{pl,d} + W_{pl,b}) Y - (X \cdot Y) \left[\gamma_{ov.th} \frac{t_w (h - t_f) e}{2\sqrt{3}} \right] = 0 \quad (12)$$

Introducendo due costanti A e B , l'equazione (12) può essere riscritta nel seguente modo:

$$G(X,Y) = A \cdot Y - B \cdot (X \cdot Y) = 0 \quad (13)$$

dove:

$$A = W_{pl,d} + W_{pl,b} \quad B = \gamma_{ov.th} \left[\frac{t_w (h - t_f) e}{2\sqrt{3}} \right] \quad (14)$$

A questo punto, è possibile definire la probabilità di insuccesso (o fallimento) della funzione di stato limite G come la probabilità che si verifichi la condizione di insuccesso:

$$P_f = P_r \{G < 0\} = P_r \{B \cdot (X \cdot Y) - A \cdot Y > 0\} \quad (15)$$

Poiché la funzione di stato limite G rappresenta una combinazione di variabili aleatorie gaussiane, la funzione di distribuzione cumulativa è completamente definita per mezzo dell'indice di affidabilità β dato dal rapporto tra il valore atteso della funzione e la radice quadrata della varianza di G :

$$P_f = \Phi(-\beta) = \Phi\left(-\frac{E[G]}{\sqrt{VAR[G]}}\right) \quad (16)$$

La probabilità di successo, complementare alla probabilità P_f può essere espressa come:

$$P_s = 1 - P_f = 1 - \Phi(-\beta) \quad (17)$$

Tenuto conto della simmetria della funzione di distribuzione standard, l'equazione (17) diventa:

$$P_s = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) = \Phi\left(\frac{E[G]}{\sqrt{VAR[G]}}\right) \quad (18)$$

Pertanto, occorre determinare il valore atteso e la varianza della funzione G . Ricordando che l'operatore valore atteso applicato ad una variabile aleatoria restituisce la media della variabile stessa, si ha:

$$E[G] = A \cdot E[Y] - B \cdot E[X]E[Y] = A\mu_Y - B\mu_X\mu_Y \quad (19)$$

Per quanto concerne la varianza della funzione G , si ha:

$$VAR[G] = A^2 \cdot VAR[Y] + B^2 \cdot VAR[X \cdot Y] \quad (20)$$

La varianza del prodotto di due variabili aleatorie può essere determinata a partire dallo sviluppo in serie di Taylor troncato al secondo ordine. In particolare, si ha:

$$VAR[X \cdot Y] = \mu_X^2 \sigma_Y^2 + \mu_Y^2 \sigma_X^2 + \sigma_X^2 \sigma_Y^2 \quad (21)$$

L'equazione (20) può quindi essere riscritta come segue:

$$VAR[G] = (A\sigma_Y)^2 + B^2(\mu_X^2\sigma_Y^2 + \mu_Y^2\sigma_X^2 + \sigma_X^2\sigma_Y^2) \quad (22)$$

Ricordando il legame tra media e deviazione standard per il tramite del coefficiente di variazione, si ottiene:

$$VAR[G] = (Ac_Y\mu_Y)^2 + B^2(\mu_X^2\mu_Y^2c_Y^2 + \mu_Y^2\mu_X^2c_X^2 + \mu_Y^2\mu_X^2c_Y^2c_X^2) = (Ac_Y\mu_Y)^2 + B^2\mu_Y^2\mu_X^2(c_X^2 + c_Y^2 + c_Y^2c_X^2) \quad (23)$$

dove c_X e c_Y sono i coefficienti di variazione delle due variabili aleatorie X e Y . Sostituendo le equazioni (19) e (23) nella (18), si ha:

$$P_s = \Phi\left(\frac{A\mu_Y - B\mu_X\mu_Y}{\sqrt{(Ac_Y\mu_Y)^2 + B^2\mu_Y^2\mu_X^2(c_X^2 + c_Y^2 + c_Y^2c_X^2)}}\right) \quad (24)$$

Il coefficiente centrale di sicurezza γ_0 , definito come il rapporto tra il valore atteso della capacità e quello della domanda, nel caso specifico è dato da:

$$\gamma_0 = \frac{E[M_y]}{E[M_{link}]} \quad (25)$$

L'Eq. (25) può essere riscritta come:

$$\gamma_0 = \frac{E[A \cdot Y]}{E[B \cdot XY]} = \frac{A\mu_Y}{B\mu_X\mu_Y} = \frac{A}{B\mu_X} \quad (26)$$

Determinando il coefficiente A in funzione di γ_0 e sostituendo nell'equazione (24), si ottiene:

$$P_s = \Phi\left(\frac{\gamma_0 B\mu_X\mu_Y - B\mu_X\mu_Y}{\sqrt{(\gamma_0 Bc_Y\mu_X\mu_Y)^2 + B^2\mu_X^2\mu_Y^2(c_X^2 + c_Y^2 + c_Y^2c_X^2)}}\right) \quad (27)$$

Introducendo la variabile normale standard $u_\phi = \Phi^{-1}(P_s)$ corrispondente ad una fissata probabilità di successo P_s , l'equazione (27) può essere riscritta nella forma:

$$u_\phi = \frac{\gamma_0 B\mu_X\mu_Y - B\mu_X\mu_Y}{\sqrt{(\gamma_0 Bc_Y\mu_X\mu_Y)^2 + B^2\mu_X^2\mu_Y^2(c_X^2 + c_Y^2 + c_Y^2c_X^2)}} \quad (28)$$

Da tale relazione è possibile ricavare γ_0 in funzione di u_ϕ , c_X e c_Y :

$$\gamma_0 = \frac{1 + \sqrt{1 - (1 - u_\phi^2 c_Y^2) [1 - u_\phi^2 (c_X^2 + c_Y^2 + c_X^2 c_Y^2)]}}{1 - u_\phi^2 c_Y^2} \quad (29)$$

A partire dalla definizione del coefficiente centrale di sicurezza γ_0 , è possibile determinare il coefficiente di sicurezza γ_{rd} che tiene conto dell'aleatorietà delle proprietà meccaniche dell'acciaio e dell'incertezza della regressione definita dalla (3). In particolare, introdotta la variabile normale standard $z_{p,Y}$, il momento di progetto $M_{y,Rd}$ può essere espresso come:

$$M_{y,Rd} = E[M_y](1 + z_{p,Y} c_Y) \quad (30)$$

La medesima procedura può essere ripetuta per il momento di progetto del link, con l'unica differenza che in questo caso si ha il prodotto di due variabili aleatorie. Sfruttando l'ipotesi 2 e 3 e ricordando le Equazioni (19) e (21), in cui sono state definite, rispettivamente, la media e la varianza del prodotto di due variabili aleatorie, è possibile introdurre la variabile aleatoria Z di distribuzione normale e con coefficiente di variazione c_Z pari a:

$$c_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} = \frac{\sqrt{\mu_X^2\sigma_Y^2 + \mu_Y^2\sigma_X^2 + \sigma_X^2\sigma_Y^2}}{\mu_X\mu_Y} \quad (31)$$

Sostituendo le varianze σ_X^2 e σ_Y^2 in funzione dei coefficienti di variazioni c_X e c_Y , si ha:

$$c_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} = \sqrt{c_Y^2 + c_X^2 + c_X^2 c_Y^2} \quad (32)$$

Introdotta la variabile normale standard $z_{p,Z}$, il momento equivalente di progetto del link è dato da:

$$M_{link,Rd} = E[M_{link}](1 + z_{p,Z} c_Z) \quad (33)$$

Infine, è possibile definire il coefficiente di sicurezza γ_{rd} come il rapporto tra i valori di progetto della capacità e della domanda:

$$\gamma_{rd} = \frac{M_{y,Rd}}{M_{link,Rd}} = \frac{E[M_y](1 + z_{p,Y} c_Y)}{E[M_{link}](1 + z_{p,Z} c_Z)} \quad (34)$$

Tenendo conto dell'Eq. (25), si ha:

$$\gamma_{rd} = \gamma_0 \frac{(1 + z_{p,Y} c_Y)}{(1 + z_{p,Z} c_Z)} \quad (35)$$

dove per entrambe le variabili aleatorie si considera il valore della variabile standard $z_p = -1.645$ corrispondenti all'usuale impiego del frattile al 5% per le resistenze di progetto.

	μ_Y	σ_Y	c_Y	μ_X	σ_X	c_X	c_Z	γ_0	γ_{Rd}
S235	274,67	40,52	0,15	1,00	0,11	0,10	0,18	1,46	1,56
S275	291,94	22,90	0,08	1,00	0,08	0,08	0,11	1,26	1,34
S355	366,15	15,20	0,04	1,00	0,06	0,06	0,07	1,14	1,20

Tab. 2 - Risultati relativi alle tre classi di acciaio ottenuti per $u_\phi=1,645$ ($P_s=95\%$)

4. RISULTATI

Fissata la variabile normale standard u_ϕ pari ad 1,645, corrispondente ad un livello di affidabilità (probabilità di successo) pari al 95% e con riferimento ai dati sperimentali riguardanti i link corti, il coefficiente centrale di sicurezza γ_0 e il coefficiente di sovra-resistenza γ_{Rd} sono stati calcolati per le tre diverse classi di acciaio in funzione dei rispettivi coefficienti di variazione, attraverso le equazioni (29) e (34). In tabella 2 sono riportati i risultati per le tre classi di acciaio in termini di media (μ), deviazione standard (σ), coefficiente di variazione ($c=\sigma/\mu$), coefficiente centrale di sicurezza γ_0 e il coefficiente γ_{Rd} .

In figura 3 e in figura 4 è stato riportato, rispettivamente, l'andamento dei coefficienti γ_0 e γ_{Rd} per le tre classi di acciaio in funzione della variabile normale standardizzata u_ϕ e quindi della probabilità di successo desiderata in progetto. Ovviamente, maggiore è la probabilità di suc-

cesso desiderata, maggiore sarà il valore del coefficiente di sicurezza da adottare.

Inoltre, per tutte e tre le classi di acciaio, è stata verificata l'ipotesi 4 formulata nel paragrafo 3. In particolare, è stato calcolato l'indice di correlazione lineare tra le variabili aleatorie considerate mediante la seguente relazione:

$$\rho_{XY} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (36)$$

dove σ_{XY} rappresenta la covarianza tra le due variabili aleatorie, mentre σ_X e σ_Y sono rispettivamente la deviazione standard della variabile X e della variabile Y. Per tutte e tre le classi, l'indice di correlazione è risultato inferiore al 10% e quindi ritenuto trascurabile. Tuttavia, volendo portare in conto la suddetta correlazione e rimuovere quindi l'ipotesi 4, basterebbe modificare l'equazione (29) come segue:

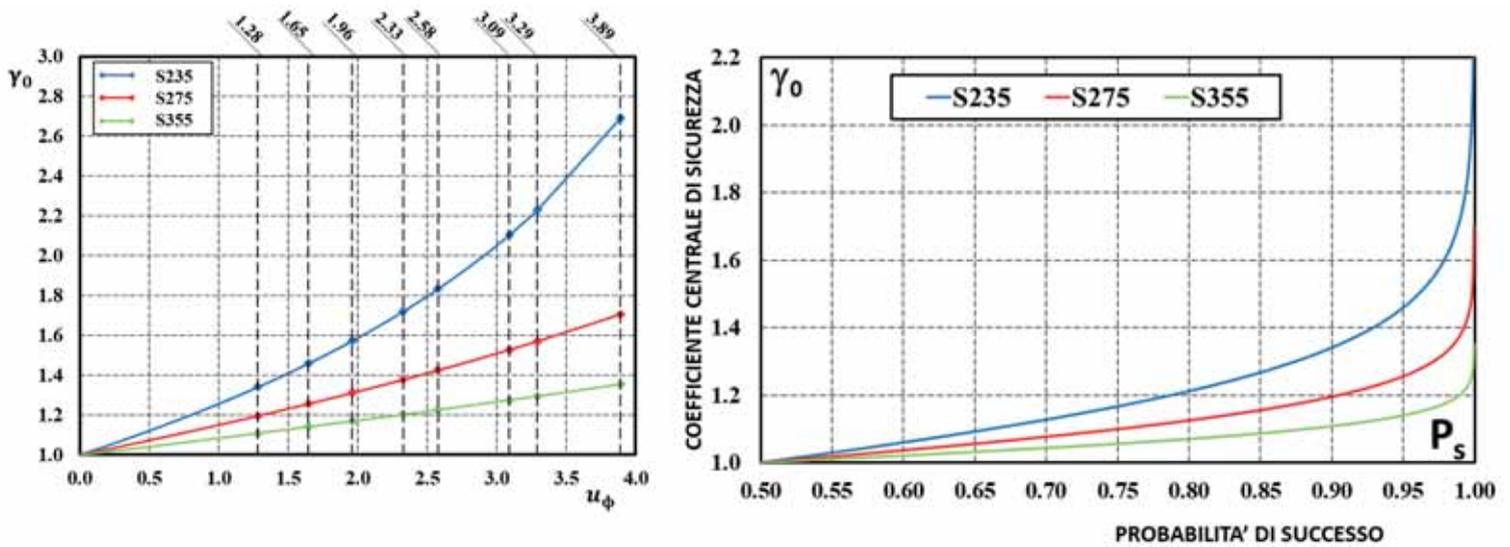


Fig. 3 - Andamento del coefficiente centrale di sicurezza γ_0 in funzione di u_ϕ e della probabilità di successo desiderata in progetto, per le tre classi di resistenza dell'acciaio

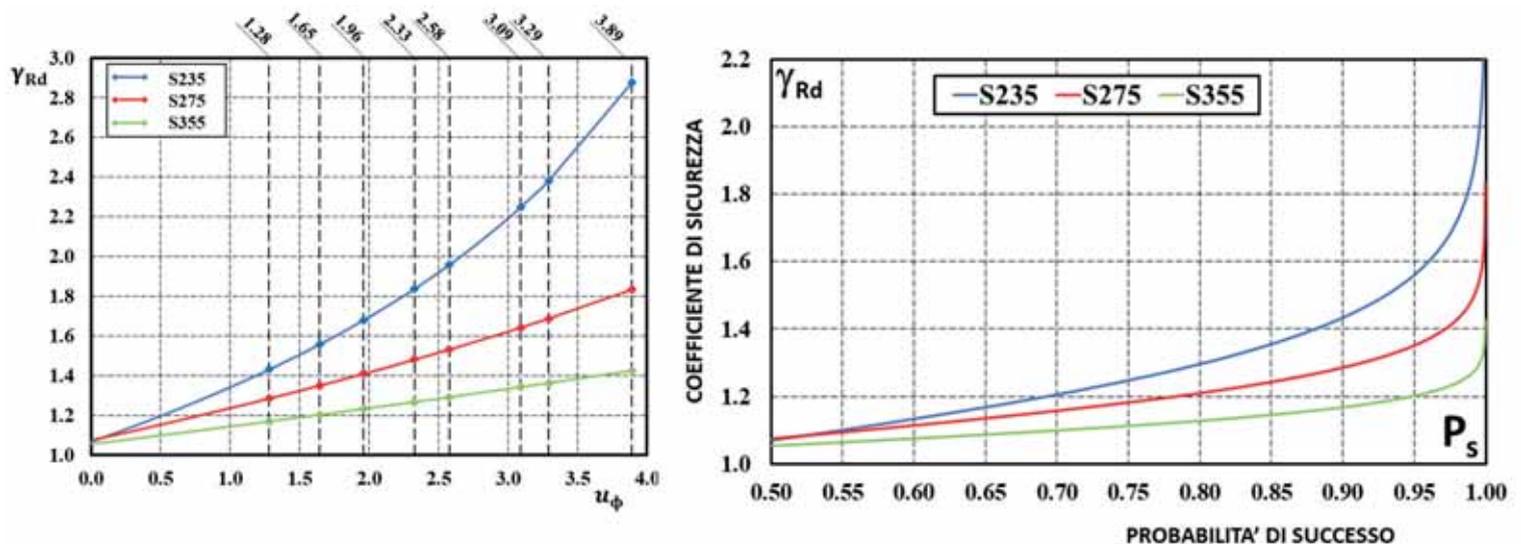


Fig. 4 - Andamento del coefficiente di sicurezza γ_{Rd} in funzione di u_ϕ e della probabilità di successo desiderata in progetto per le tre classi di resistenza dell'acciaio

$$\gamma_0 = \frac{1 + \sqrt{c^2 - (1 - u_\phi^2 c_Y^2) [c^2 - u_\phi^2 (c_X^2 + c_Y^2 + c_X^2 c_Y^2)]}}{1 - u_\phi^2 c_Y^2} \quad (37)$$

dove:

$$C = 1 + \rho_{XY} c_X c_Y \quad (38)$$

5. OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata investigata la sovra-resistenza dei link corti la cui conoscenza risulta indispensabile ai fini della corretta applicazione dei criteri di gerarchia delle resistenze nella progettazione dei controventi eccentrici. Infatti, in tale tipologia strutturale, la parte dissipativa è costituita dal link stesso, per cui al fine di progettare le zone non dissipative (parti della trave esterne al link, colonne e diagonali) nel rispetto del secondo principio del capacity design è di fondamentale importanza poter prevedere la sollecitazione tagliante ultima che il link riesce a trasmettere alle zone non dissipative.

A tal fine, è stata preliminarmente determinata una relazione empirica che, sulla base dei risultati sperimentali disponibili, consente di determinare la sovra-resistenza $\gamma_{ov.th}$ del link in funzione della geometria, delle proprietà meccaniche e della spaziatura e caratteristiche degli irrigidimenti d'anima. Successivamente, l'applicazione del criterio di gerarchia locale ha condotto alla formulazione della funzione di stato limite da impiegare nell'ambito di una procedura probabilistica. L'obiettivo dell'analisi probabilistica condotta è stato la calibrazione del coefficiente di sicurezza γ_{Rd} da adottare in progetto per tenere conto sia dell'aleatorietà delle proprietà meccaniche dell'acciaio che dell'incertezza epistemologica del modello empirico di previsione della sovra-resistenza. Le analisi condotte permettono di riscrivere l'Eq. (4), che in ambito deterministico deriva dall'applicazione dell'analisi rigido plastica, nella forma tipica dell'approccio semi-probabilistico agli stati limite come segue:

$$M_{d,Rd} + M_{b,Rd} \geq \gamma_{Rd} \gamma_{ov.th} M_{link,Rd} \quad (39)$$

dove $M_{d,Rd}$ rappresenta il momento plastico di progetto della diagonale, $M_{b,Rd}$ è il momento plastico di progetto della trave ed infine $M_{link,Rd}$ indica il momento ultimo di progetto del link. Inoltre, $\gamma_{ov.th}$ rappresenta il valore deterministico della sovra-resistenza, ottenuto attraverso la formula empirica (3), in funzione della classe di resistenza dell'acciaio, delle proprietà geometriche e delle caratteristiche degli irrigidimenti d'anima. Infine, in funzione della probabilità di successo desiderata in progetto e della classe di resistenza dell'acciaio, il coefficiente γ_{Rd} rappresenta il coefficiente di sicurezza da adottare per tener conto delle incertezze in gioco sia di carattere aleatorio che di carattere epistemologico. In particolare, la tabella 2 riporta i valori di γ_{Rd} consigliati nel caso in cui si voglia garantire con una probabilità del 95% che la plasticizzazione interessi il link a taglio piuttosto che le parti di trave esterne al link o le diagonali di controvento. Inoltre, le equazioni (29) e (35) consentono di generalizzare i risultati in funzione della probabilità di successo desiderata in progetto e dei coefficienti di variazioni delle variabili aleatorie X e Y.

In conclusione, risulta utile osservare che una analoga analisi probabilistica della sovra-resistenza da adottare in progetto per il controllo della corretta collocazione delle zone dissipative e di quelle non dissipative dovrebbe essere effettuata anche con riferimento ai link intermedi, che raggiungono le condizioni ultime per interazione taglio-momenti, e ai link lunghi in cui le condizioni ultime vengono attinte per flessione.

Purtroppo, sia nel caso del link intermedi che nel caso dei link lunghi, i dati sperimentali disponibili risultano attualmente insufficienti ai fini di una analisi di regressione che consenta di stimare la sovra-resistenza in funzione delle proprietà geometriche e meccaniche. Conseguentemente, anche l'applicazione della procedura probabilistica proposta e descritta nel paragrafo 3 per la definizione di un adeguato coefficiente di sicurezza risulta, allo stato attuale delle conoscenze sperimentali, impraticabile.

Pertanto, risulta necessario ampliare la base sperimentale e/o provvedere alla implementazione di un modello agli elementi finiti, calibrato sulle prove sperimentali disponibili, al fine di ampliare il database dei risultati disponibili attraverso analisi parametriche, volte a valutare l'influenza dei parametri geometrici e meccanici che governano il comportamento ultimo delle zone dissipative dei link.

APPENDICE A1

Autori	No.	a/t_w	λ_w	λ_s	f_{um}/f_{ym}	θ_u	\bar{e}	$\gamma_{ov.sh}$
Maalek, Adibrad, Moslehi 2012, n.2	2	37.88	1.54	24.96	1.39	0.07	2.25	1.37
Maalek, Adibrad, Moslehi 2012, n.3	3	37.88	1.53	24.96	1.40	0.08	2.25	1.49
Maalek, Adibrad, Moslehi 2012, n.4	4	37.88	1.53	24.96	1.40	0.09	2.25	1.41
Yin, Feng, Yang 2018, n.2	L2	33.33	1.41	23.20	1.63	0.08	2.67	1.42
Yin, Feng, Yang 2018, n.3	L3	33.33	1.40	23.00	1.63	0.10	2.12	1.25
Yin, Feng, Yang 2018, n.4	L4	25.00	1.39	22.80	1.63	0.15	1.95	1.45
Yin, Feng, Yang 2018, n.5	L5	28.57	1.71	32.80	1.63	0.14	1.58	1.15
Yin, Feng, Yang 2018, n.6	L6	28.57	1.71	32.80	1.63	0.09	1.58	1.21
Yin, Feng, Yang 2018, n.7	L7	21.43	1.71	32.80	1.63	0.16	1.58	1.27
Yin, Feng, Yang 2018, n.8	L8	21.43	1.71	32.80	1.63	0.15	1.35	1.41
McDaniel, Uang, Seible 2002, n.1	TYPE 1	15.27	1.64	39.09	1.43	0.06	0.88	2.26
McDaniel, Uang, Seible 2002, n.2	TYPE 3	11.36	1.64	39.09	1.43	0.07	0.66	2.40
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.1	L11C	22.00	1.25	38.00	1.45	0.14	2.23	1.85
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.2	L11D	22.00	1.25	38.00	1.45	0.08	2.23	1.69
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.3	L11	22.00	1.25	38.00	1.45	0.15	2.23	1.86
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.4	L12	22.00	1.25	38.00	1.45	0.17	2.23	1.85
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.5	L13	22.00	1.25	38.00	1.45	0.15	2.23	1.63
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.6	L21	22.00	1.25	38.00	1.45	0.15	1.49	2.02

Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.7	L22	22.00	1.25	38.00	1.45	0.17	1.49	2.00
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.8	Q11	22.00	1.40	38.00	1.52	0.13	2.23	1.80
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.9	Q12	22.00	1.40	38.00	1.52	0.13	2.23	1.77
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.10	Q13	33.00	1.40	38.00	1.52	0.11	2.23	1.58
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.11	Q21	22.00	1.40	38.00	1.52	0.13	1.49	1.92
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.12	Q22	22.00	1.40	38.00	1.52	0.13	1.49	1.84
Dusicka, Itani, Buckle 2009, n.4	LL7-m	44.00	1.92	39.09	1.77	0.03	1.72	1.22
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.1	LL7-c1	28.90	1.92	38.00	1.77	0.06	1.72	1.19
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.2	LL7-c2	21.40	1.92	38.00	1.77	0.10	1.72	1.16
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.3	LL6-m	33.80	1.92	38.00	1.77	0.06	1.72	1.34
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.4	LL6-c1	29.72	1.92	38.00	1.77	0.06	1.72	1.24
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.5	LL6-c2	28.00	2.20	38.00	1.51	0.06	1.99	1.26
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.6	LL5-m	37.40	1.92	38.00	1.77	0.04	2.21	1.39
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.7	LL5-c1	44.70	2.45	38.00	1.39	0.03	2.88	1.38
Ji, Wang, Ma, Okazaki 2015, n.8	LL5-c2	36.30	2.20	38.00	1.51	0.04	2.55	1.43

Tabella A.1. Dati relativi alla classe di acciaio S235.

APPENDICE A2									
Autori	No.	a/t_w	λ_w	λ_s	f_{um}/f_{ym}	θ_u	$\bar{\epsilon}$	$\gamma_{ov.sh}$	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.1	1	25.00	0.83	13.40	1.41	0.14	1.65	2.34	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.2	2	25.00	0.83	13.40	1.41	0.10	1.65	2.70	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.3	3	25.00	0.83	13.40	1.41	0.14	1.65	2.33	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.4	4	25.00	0.83	13.40	1.41	0.14	1.65	2.26	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.5	5	25.00	0.83	13.40	1.41	0.14	1.65	2.27	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.6	6	22.22	0.83	13.40	1.41	0.11	2.20	2.30	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.7	7	21.43	1.00	18.80	1.41	0.12	1.13	2.32	
Bozcurt, Topkaya 2017, n.8	8	21.43	1.00	18.80	1.41	0.14	1.13	2.50	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.1	1	25.00	0.92	13.40	1.40	0.14	1.65	1.89	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.2	2	25.00	0.83	13.40	1.59	0.14	1.65	2.31	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.3	3	22.22	0.92	13.40	1.31	0.08	2.20	1.71	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.4	4	21.43	1.11	18.80	1.31	0.12	1.13	1.90	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.5	5	21.43	0.99	18.80	1.58	0.14	1.13	2.50	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.6	6	25.00	0.83	13.40	1.58	0.14	1.65	2.29	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.7	7	25.00	0.83	13.40	1.58	0.12	1.65	2.70	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.8	8	22.22	0.83	13.40	1.51	0.11	2.20	2.40	
Bozcurt, Topkaya 2018, n.9	9	21.43	1.00	18.80	1.49	0.14	1.13	2.41	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.1	1	25.00	0.83	13.40	1.47	0.03	1.65	3.20	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.2	2	25.00	0.83	13.40	1.47	0.06	1.65	2.99	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.3	3	25.00	0.83	13.40	1.48	0.09	1.65	2.96	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.4	4	25.00	0.83	13.40	1.47	0.12	1.65	2.99	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.5	5	25.00	0.83	13.40	1.48	0.15	1.65	3.00	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.6	6	22.22	0.83	13.40	1.48	0.20	2.20	2.66	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.7	7	25.60	1.66	23.00	1.63	0.03	1.68	1.98	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.8	8	25.60	1.66	23.00	1.63	0.09	1.68	2.00	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.9	9	25.60	1.66	23.00	1.63	0.15	1.68	1.90	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.10	10	25.60	1.66	23.00	1.63	0.09	1.68	1.91	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.11	11	25.60	1.66	23.00	1.63	0.11	1.68	1.92	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.12	12	25.60	1.66	23.00	1.63	0.14	1.68	1.94	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.13	13	25.60	1.66	23.00	1.63	0.10	1.68	1.93	
Bozkurt, Azad, Topkaya 2018 n.14	14	25.60	1.66	23.00	1.63	0.17	1.68	1.92	

Tabella A.2. Dati relativi alla classe di acciaio S275.

APPENDICE A3

Autori	No.	a/t_w	λ_w	λ_s	f_{um}/f_{ym}	θ_u	\bar{e}	γ_{ovsh}
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.1	UT-3A	19.05	1.28	32.04	1.29	0.10	1.31	1.77
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.2	UT-3B	19.05	1.28	32.04	1.29	0.11	1.31	1.78
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.3	EPM-11A	23.26	1.56	31.98	1.29	0.10	1.42	1.92
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.4	EPM-11B	23.26	1.56	31.98	1.29	0.11	1.42	2.01
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.5	UT-1A	27.78	1.62	27.96	1.29	0.13	3.29	3.38
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.6	UT-1B	27.78	1.62	27.96	1.29	0.17	3.29	3.48
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.7	UT-2A	34.48	2.10	29.06	1.29	0.07	1.52	3.22
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.8	UT-2B	34.48	2.10	29.06	1.29	0.10	1.52	3.72
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.9	EPM-12	30.00	2.01	24.02	1.29	0.11	2.23	3.68
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.10	EPM-13	19.80	2.01	24.02	1.29	0.10	2.23	3.92
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.11	EPM-14	19.80	2.01	24.02	1.29	0.10	2.23	4.45
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.12	EPM-16	30.00	2.01	24.02	1.29	0.13	2.23	3.57
Mansour, Christopoulos, Tremblay 2011 n.13	EPM-15	30.00	2.01	24.02	1.29	0.09	1.94	3.43
Lian, Su 2017, n.1	1	19.44	1.50	20.50	1.39	0.09	1.07	2.26
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.1	1A	22.81	1.64	23.92	1.35	0.04	2.30	3.09
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.2	1B	22.81	1.64	23.92	1.35	0.06	2.30	3.15
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.3	1C	22.81	1.64	23.92	1.35	0.08	2.30	3.22
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.4	2	23.75	1.64	23.92	1.35	0.07	3.00	3.55
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.5	3	23.75	1.64	23.92	1.35	0.04	4.80	4.51
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.6	4A	19.73	1.31	22.53	1.37	0.06	1.24	1.63
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.7	4B	19.73	1.31	22.53	1.37	0.07	1.24	1.67
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.8	4C	19.73	1.31	22.53	1.37	0.08	1.24	1.70
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.9	5	21.08	1.31	22.53	1.37	0.07	1.97	2.03
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.10	6A	32.97	1.31	22.53	1.37	0.05	2.58	1.76
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.11	6B	32.97	1.31	22.53	1.37	0.06	2.58	1.80
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.12	7	32.97	1.31	22.53	1.37	0.04	3.93	2.52
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.13	8	17.73	2.21	38.20	1.46	0.08	2.21	5.36
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.14	9	27.07	2.21	38.20	1.46	0.05	2.90	5.23
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.17	12	18.25	2.31	22.50	1.38	0.09	1.41	5.19
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.18	4A-RLP	19.73	1.31	22.50	1.37	0.12	1.24	1.84
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.19	4C-RLP	19.73	1.31	42.82	1.37	0.12	1.24	1.83
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.20	8-RLP	17.73	2.21	22.53	1.46	0.12	2.21	5.50
Okazaki, Arce, Ryu, Engelhardt 2005, n.23	12-RLP	18.25	2.31	22.53	1.38	0.12	1.41	5.29

Tabella A.3. Dati relativi alla classe di acciaio S355.

NOTAZIONE

b Base della sezione trasversale del link;	$W_{pl,d}$ Modulo plastico della diagonale;
h Altezza della sezione trasversale del link;	$W_{pl,b}$ Modulo plastico della trave;
t_w Spessore dell'anima del link;	$f_{y,nom}$ Tensione di snervamento nominale dell'acciaio;
t_f Spessore della flangia del link;	$V_{u,nom}$ Taglio ultimo del link;
a Distanza tra gli assi di due irrigidimenti consecutivi;	X, Y, Z Variabili aleatorie gaussiane;
d_w Altezza dell'anima del link;	$G()$ Funzione di stato limite;
E Modulo di Young dell'acciaio;	P_f Probabilità di insuccesso;
f_y Tensione di snervamento del materiale misurata;	P_s Probabilità di successo;
f_u Tensione ultima del materiale misurata	β Indice di affidabilità;
A_s Area a taglio del link;	$\Phi()$ Funzione di distribuzione cumulata;
e Lunghezza del link;	$E[]$ Operatore valore atteso;
a'_w Spaziatura adimensionale degli irrigidimenti;	$VAR[]$ Operatore varianza;

λ_w Snellezza d'anima;	μ_X, μ_Y, μ_Z Medie delle variabili X,Y,Z;
λ_s Snellezza degli irrigidimenti;	$\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z$ Deviazioni standard delle variabili X,Y,Z;
f_u/f_y Incrudimento del materiale;	c_X, c_Y, c_Z Coefficienti di variazione delle variabili X,Y,Z;
\bar{e} Lunghezza adimensionale del link;	u_ϕ Variabile normale standard;
ϑ_u Rotazione ultima del link;	γ_0 Coefficiente centrale di sicurezza;
$V_{u.exp.}$ Taglio ultimo del link sperimentale;	z_p Variabile standard corrispondente ad una probabilità del 5%;
$V_{y.EC8}$ Taglio resistente secondo EC8;	γ_{Rd} Coefficiente di sicurezza;
$\gamma_{ov.sh}$ Sovra-resistenza sperimentale del link;	σ_{XY} Covarianza tra le variabili aleatorie X,Y;
M_d Momento plastico della diagonale;	ρ_{XY} Indice di correlazione lineare tra le variabili aleatorie X,Y;
M_b Momento plastico della trave;	$M_{d.Rd}$ Momento plastico di progetto della diagonale;
M_{link} Momento ultimo del link;	$M_{b.Rd}$ Momento plastico di progetto della trave;
M_y Somma dei momenti plastici M_b e M_d ;	$M_{y.Rd}$ Somma dei momenti plastici $M_{b.Rd}$ e $M_{d.Rd}$;
$\gamma_{ov.th}$ Sovra-resistenza teorica del link;	$M_{link.Rd}$ Momento plastico di progetto della link;

BIBLIOGRAFIA

- [1] Mazzolani F.M., Piluso V.: "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames", E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [2] Roeder C.W., Popov E.P.: "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 104, Issue 3, pp. 391-412, 1978.
- [3] CEN (2005): "EN 1998-1-1: Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", Comité Européen de Normalisation, CEN/TC 250.
- [4] Okazaki T., Arce G., Ryu H.C., Engelhardt M.D.: "Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, 13th WCEE, Vancouver, Canada, August 1-6, Paper No. 302, 2004.
- [5] Okazaki T., Engelhardt M.D., Drolia A., Schell E., Hong J.K., Uang C.M.: "Experimental investigation of link-to-column connections in eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1401-1412, 2009.
- [6] Okazaki T., Arce G., Ryu H.C., Engelhardt M.D.: "Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 10, pp. 1526-1535, October 1, 2005.
- [7] Okazaki T., Engelhardt M.D., Drolia A., Schell E., Hong J.K., Uang C.M.: "Experimental Investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1401-1412, 2009.
- [8] Okazaki T., Engelhardt M.D.: "Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, pp. 751-765, 2007.
- [9] Barecchia E., Della Corte G., Mazzolani F.M.: "Plastic over-strength of short and intermediate links", In: Proceedings of STESSA 2006 Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, pp. 177-183, 2006.
- [10] Bozkurt M.B., Topkaya C.: "Replaceable Links with Direct Brace Attachments for Eccentrically Braced Frames", Journal of the International Association for Earthquake Engineering, 2017.
- [11] Bozkurt M.B., Topkaya C.: "Replaceable Links with Gussed Brace Joints for Eccentrically Braced Frames", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 115, pp. 305-318, 2018.
- [12] Bozkurt M.B., Azad S.K., Topkaya C.: "Low-Cycle Fatigue Testing of Shear Links and Calibration of a Damage Law", Journal of Structural Engineering, Vol. 144, pp. 1-20, 2018.
- [13] Mastrandrea L., Montuori R., Piluso V.: "Failure mode control of seismic resistant EB-frames", Stessa, 4th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, 2003.
- [14] Mastrandrea L., Montuori R., Piluso V.: "Shear-moment interaction in plastic design: eccentrically braced frames", STESSA 2003, 4th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Naples, Italy, 9-12 June. Rotterdam: Balkema, 2003.
- [15] Pinto P.E., Giannini R., Franchin, P., "Seismic Reliability Analysis of Structures", IUSS Press, 2004.
- [16] Ditlevsen O., Madsen H.O., "Structural Reliability Methods", J. Wiley, 1st Edition, 1996.
- [17] Cornell C.A., "A Probability-Based Structural Code", ACI-Journal, Vol. 66, 1969, pp. 974-985, 1969.
- [18] Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Natri E., "Probabilistic Theory of Plastic Mechanism Control for Steel Moment Resisting Frames" Structural Safety, 76, pp. 95-107, 2019.
- [19] P. Castaldo, E. Natri, V. Piluso, A. Pisapia, Stochastic Theory of Plastic Mechanism Control: Parametric analysis, XXIII Conference AIME-TA 2017, September 4-7, 2017, Salerno, Italy.
- [20] P. Castaldo, E. Natri, V. Piluso, A. Pisapia "Stochastic approach for theory of plastic mechanism control, XXIII Conference AIMETA 2017, September 4-7, 2017, Salerno, Italy..

SIMULAZIONI NUMERICHE E MISURE SPERIMENTALI

delle tensioni residue in profili formati a freddo

NUMERICAL SIMULATIONS AND EXPERIMENTAL MEASUREMENTS

of residual stresses in cold formed profiles

C.A. Castiglioni, A. Menghini*

Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente del Costruito, Italy

I profili sottili formati a freddo sono caratterizzati sia da eccellenti prestazioni meccaniche che da un'elevata leggerezza. Queste caratteristiche li rendono particolarmente attraenti per la loro applicazione nei sistemi di scaffalature installati nei magazzini per la logistica. Già prima di essere sottoposti alle normali condizioni di esercizio, i profili formati a freddo manifestano tensioni residue lungo lo spessore della sezione dovute al loro particolare processo di produzione. La presenza di questi stati di sollecitazione ne influenza globalmente il comportamento strutturale. Questo articolo presenta un modello numerico sviluppato per la simulazione delle tensioni residue su un particolare profilo, tipicamente utilizzato come rotaia in magazzini automatizzati per la logistica. I risultati ottenuti, in termini di tensioni residue, mediante tale modello numerico, una volta confrontati con i risultati sperimentali, consentono la calibrazione del modello numerico stesso. L'obiettivo successivo è la simulazione parametrica degli effetti del processo di formatura a freddo in termini di entità e distribuzione delle tensioni residue. Sulla base dei risultati numerici ottenuti sarà possibile interpretare la distribuzione non lineare delle sollecitazioni ed il suo effetto sulla resistenza a fatica e per instabilità dei dettagli strutturali in acciaio formato a freddo.

Cold-formed steel members are characterized by outstanding mechanical performances as well as lightweight. Thanks to these features, these profiles are attractive in racking systems installed in logistic warehouses. Before their service load condition, cold-formed members have already experienced residual stresses along their thickness because of their manufacturing process. The presence of these states of stresses affects the structural behaviour of cold-formed steel details. This paper presents a numerical model of the residual stress simulation for a particular profile, typically used as a rail in racking systems of automated warehouses. The numerical model, once calibrated with experimental test results, aims at simulating the cold-forming process and at predicting their associated residual stress distribution and magnitudes. The final objective will be the parametric simulation of the effects due to cold-forming process in terms of stress entity and distribution. On the basis of the obtained results, it will be possible to deeply interpret the nonlinear stress distribution and its effect on the fatigue behaviour of cold-formed steel structural details.

1. INTRODUZIONE

I profili sottili in acciaio formati a freddo sono sempre più frequentemente adottati nei sistemi di scaffalature installati nei magazzini per la logistica. Questi elementi presentano diverse caratteristiche proficue. Da un punto di vista meccanico, possiedono elevata resistenza strutturale e al contempo un peso complessivo ridotto. I profili vengono prodotti mediante processi di profilatura specifici, differenti da produttore a produttore, flessibili e ottimizzati. Il processo di profilatura è in grado di garantire prodotti di

alta qualità (promossi anche dal marchio di qualità EPAQ), con la conseguente tutela sociale ed economica del mercato manifatturiero (industriale) europeo. Attualmente, la particolare geometria delle scaffalature e dei componenti metallici è conforme a un processo di progettazione che si basa principalmente sui requisiti strutturali specificati dalla EN 15512 (CEN, 2010). Queste istruzioni costituiscono il primo tentativo di standardizzazione in ambito normativo europeo per la progettazione statica di scaffalature porta-pallet in acciaio. Tale normativa, per lo più

*Corresponding author. E-mail alessandro.menghini@polimi.it

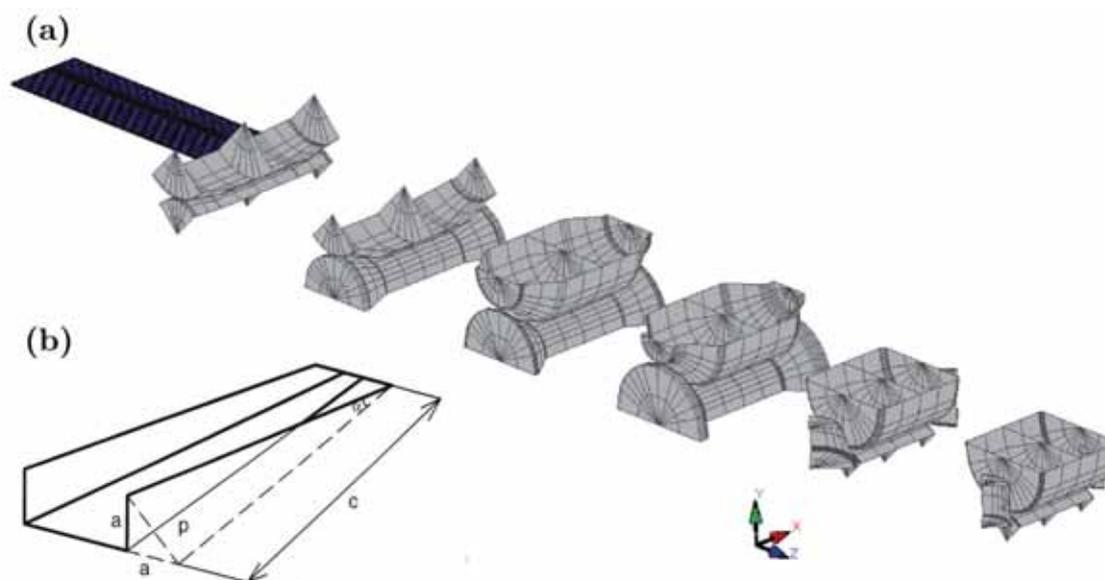


Fig. 1 - Processo di formatura a freddo.

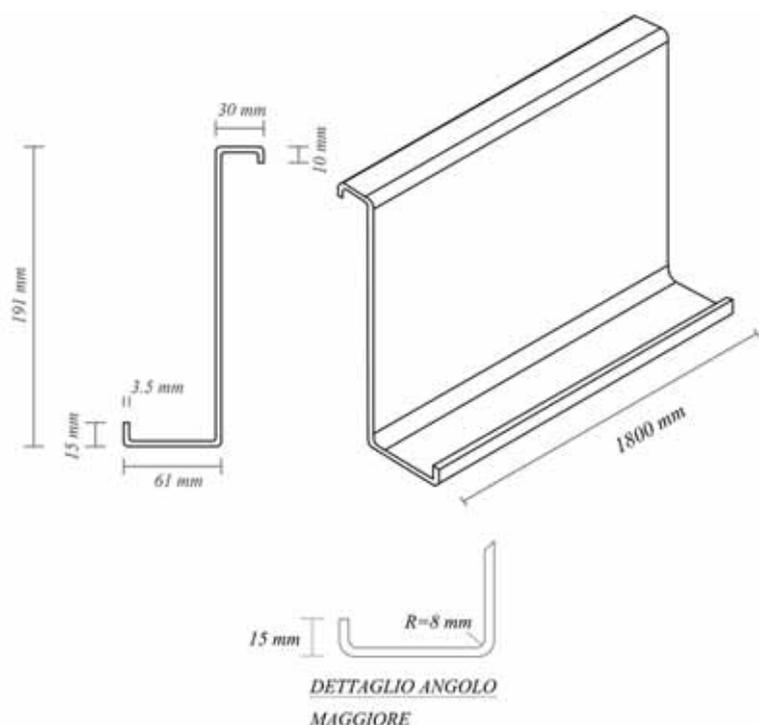
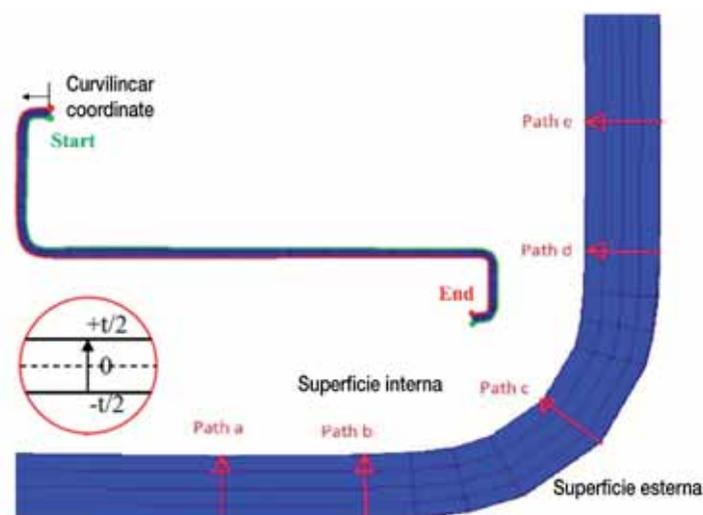


Fig. 2 - Profilo di sezione a rotaia "Z".

rivolta alla progettazione pratica, si limita a fornire indicazioni circa i valori di resistenza ultima e la rigidezza di elementi o connessioni da utilizzare per le verifiche statiche. Non è intesa ai fini di ricerca o per lo sviluppo di concetti di progettazione. Nel frattempo, innumerevoli ricerche hanno dimostrato che la distribuzione delle sollecitazioni presenti nello spessore, prima delle condizioni di esercizio, è uno dei parametri principali che influenzano il comportamento strutturale, la resistenza e le prestazioni complessive degli elementi formati a freddo. Le sollecitazioni residue iniziali possono essere dovute al processo di coiling/ uncoiling e al processo di formatura a freddo (*cold-forming o press-braking*), come in figura 1. Sono state effettuate diverse ricerche sia al livello teorico che sperimentale che hanno dimostrato la presenza di un comportamento tensionale complesso attraverso lo spessore (Quach, Teng and Chung, 2004), (Quach, Teng and Chung, 2009), (Rondal, 1987), (Ingvarsson, 1975), (Kato



Percorso	Coordinata curvilinea [mm]
Path a	47.45
Path c	54.29
Path c	64.84
Path d	74.17
Path e	81.01

Fig. 3 - Coordinate dei tracciati considerati nel modello numerico.

and Aoki, 1978), (Schafer and Peköz, 1998) (Weng and Pekoz, 1990). In generale, l'inconveniente delle analisi sperimentali è legato al fatto che sono spesso costose e dispendiose in termini di tempo mentre il limite di un approccio teorico sistematico è legato alla complessità geometrica del processo da simulare. Infatti, le condizioni geometriche, dalle quali dipende fortemente la formatura a freddo, risultano spesso differenti e non replicabili per più casi-studio. In questo lavoro si propone un modello numerico per un profilo a sezione trasversale aperta, la cui geometria è ricavata da un profilo comunemente utilizzato come rotaia in magazzini automatizzati per la logistica. Lo scopo di questo studio è quello di presentare un modello numerico completo del processo di produzione al fine di meglio comprendere gli effetti delle tensioni residue negli elementi in acciaio formati a freddo in termini di entità e distribuzione lungo lo spessore.

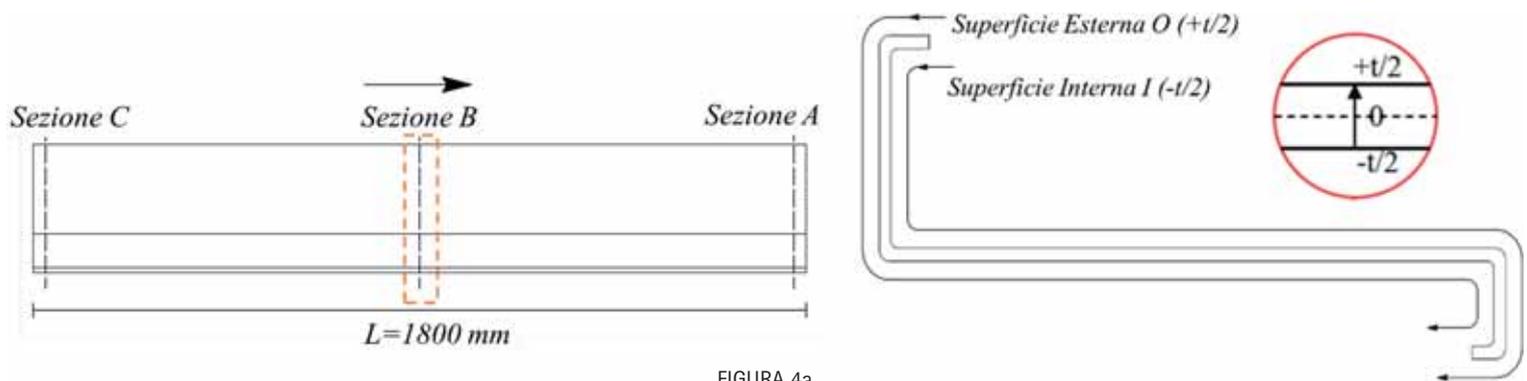


FIGURA 4a

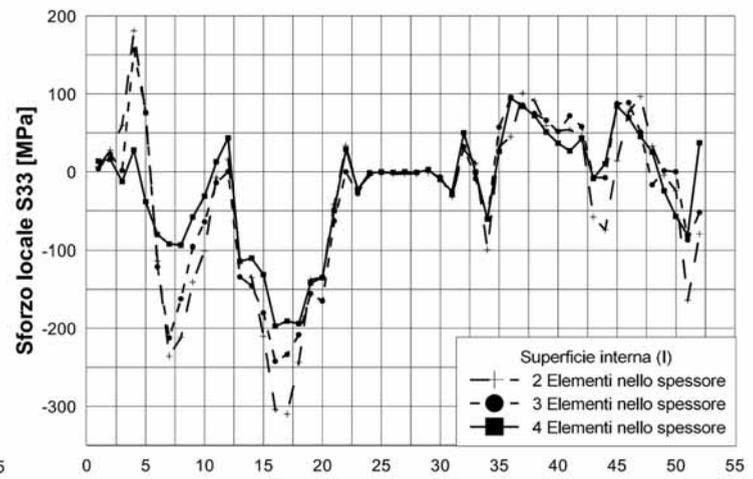
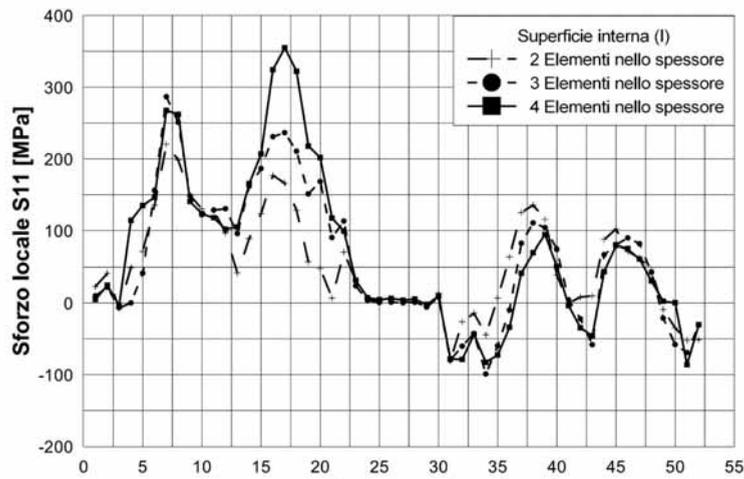


FIGURA 4b

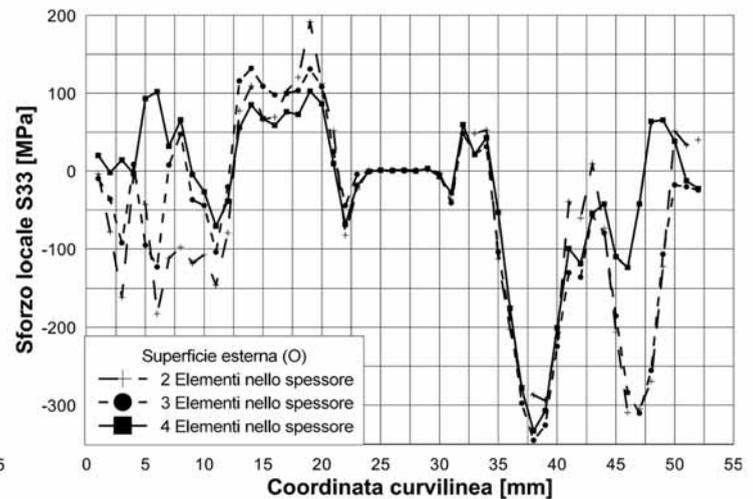
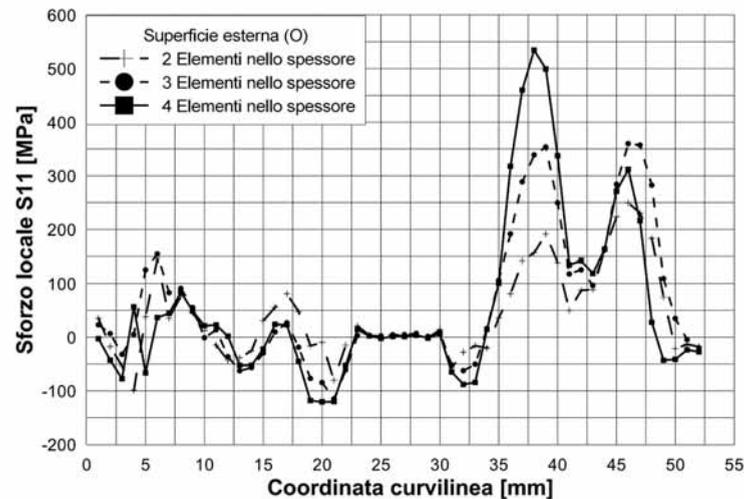


FIGURA 4c

Fig. 4 - Sforzi residui trasversali e longitudinali lungo il profilo nei modelli numerici.

2. TENSIONI RESIDUE NELLO SPESSORE DEI PROFILI SOTTILI

Comunemente, le lamiere sottili che vengono utilizzate per la produzione dei profili formati a freddo sono avvolte in rotoli per il trasporto e lo stoccaggio. In seguito, una volta svolti, avviene la profilatura: il piatto viene srotolato e piegato, passando attraverso le diverse stazioni di formatura, fino al raggiungimento della geometria finale del profilo. In quanto segue si descriverà il modello numerico utilizzato per il caso studio della sezione a "Z" tipicamente utilizzata come rotaia in magazzini automatizzati per la logistica. La geometria del profilo in lamiera ha le caratteristiche illustrate in figura 2. In particolare, il profilo studiato ha una lunghezza pari a 1800 mm, un'altezza pari a 191 mm e uno spessore complessivo di 3,5 mm. Per quanto riguarda le proprietà del materiale, si è adottato il legame sforzi deformazioni reale, ottenuto mediante prove di trazione su campioni ottenuti dallo stesso

coil da cui sono stati ricavati i campioni di profilo su cui sono state misurate sperimentalmente le tensioni residue. Il materiale nominale è un acciaio S355MS con tensione di snervamento nominale pari a $f_y=355$ MPa. Di seguito, si definisce direzione longitudinale come la direzione di profilatura, la direzione trasversale è la direzione della larghezza e la direzione radiale è quella normale alla superficie curva del profilo sottile.

3. ANALISI PARAMETRICA DEL MODELLO NUMERICO

Il modello numerico viene elaborato tramite il software agli elementi finiti COPRA FEA® e COPRA RF®, compatibile con AutoCAD® e il software Marc Mentat FE®, finalizzati all'implementazione numerica delle operazioni di formatura a freddo. La sezione di profilatura viene studiata secondo un modello 3D costituito da elementi finiti del tipo "7 solid". È stata inizialmente eseguita un'analisi parametrica della mesh

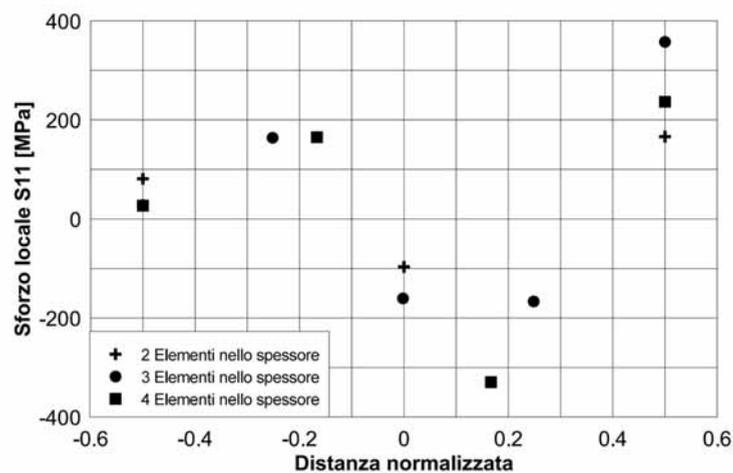
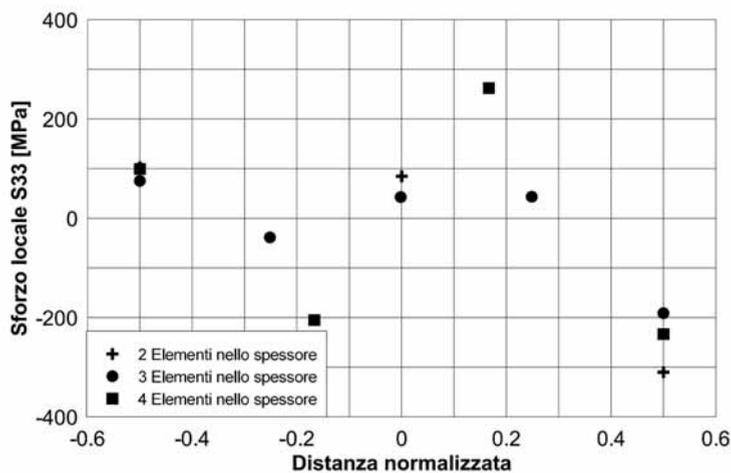


Fig. 5 - Sforzi residui trasversali e longitudinali nei modelli numerici.

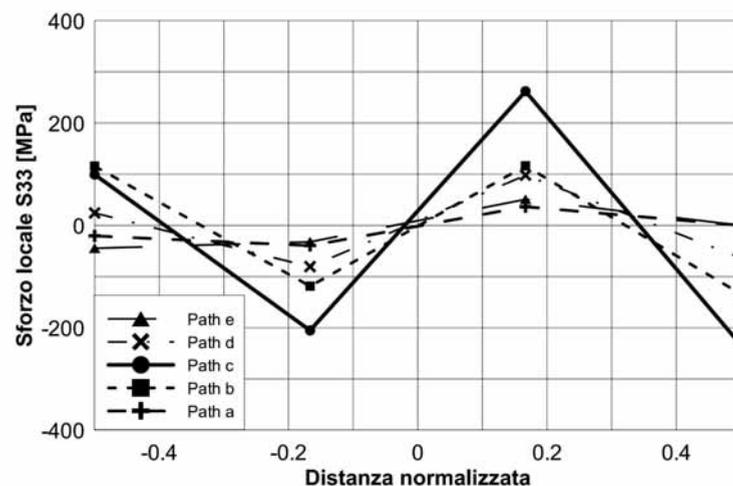
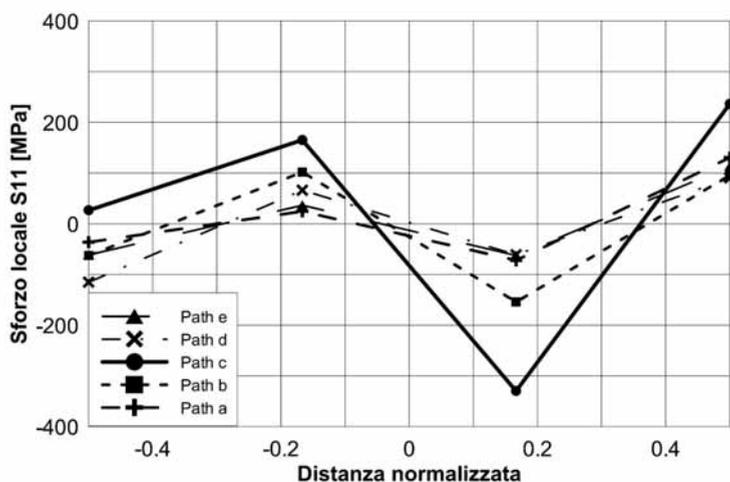


Fig. 6 - Sforzi residui trasversali e longitudinali nei diversi percorsi lungo lo spessore.

facendo variare il numero di elementi nello spessore da 2 a 4, al fine di ottimizzare i risultati in funzione sia dei tempi di calcolo sia della loro stabilità e precisione. Le tensioni residue vengono studiate in termini di: (i) variazione attraverso lo spessore della sezione in prossimità dell'angolo maggiore (figura 3); (ii) variazione lungo l'intera sezione trasversale. Si è deciso di focalizzare lo studio sull'angolo inferiore del profilo come già fatto anche da (Schafer and Peköz, 1998) poiché in prossimità di esso sono previsti valori di sollecitazioni più elevati, essendo questo il punto in cui alle tensioni dovute al processo di lavorazione, si sommano quelle di esercizio dovute al passaggio del carrello. Nel seguito, si farà riferimento alle tensioni presenti nello spessore del profilo, in funzione della distanza dalla linea media del profilo, adimensionalizzata sul valore dello spessore del profilo stesso. I valori negativi di tale distanza normalizzata si riferiscono alla superficie esterna del profilo, quelli positivi alla superficie interna, come mostrato in figura 4a. La direzione della sollecitazione trasversale (cioè diretta nel senso dello spessore del profilo) sarà indicata come componente locale S11 della sollecitazione, la direzione longitudinale locale (cioè quella diretta come l'ascissa curvilinea della linea media del profilo) come S33.

Relativamente alle tensioni lungo l'intera sezione trasversale media, esse vengono studiate lungo 2 percorsi diversi riferiti alla sezione B di mezzeria (figura 4), sulla superficie interna (I) e su quella esterna (O). In tutti i modelli con diverso numero di elementi nello spessore sono visibili quattro zone con picchi di sollecitazione in corrispondenza dei quattro angoli del profilo dove si è concentrato il processo di piegatura. Lungo il percorso interno, le sollecitazioni trasversali presentano un

picco di trazione pari a 355 MPa nell'angolo maggiore con 4 elementi nello spessore, mentre nello stesso punto si misura un picco di sollecitazione longitudinale a compressione con 2 elementi pari a -310 MPa. Per quanto riguarda il percorso esterno, nello spigolo minore si registrano tensioni trasversali residue pari a 500 MPa, mentre le compressioni longitudinali sono pari a -333 MPa con 4 elementi lungo lo spessore. Si mostra invece in figura 5 la distribuzione locale degli sforzi lungo lo spessore della sezione in prossimità dell'angolo maggiore. La distribuzione delle tensioni residue mostra un andamento complesso sia in direzione trasversale che longitudinale. La distribuzione longitudinale delle tensioni si avvicina al valore nullo nella linea media. Ciò risulta maggiormente evidente aumentando il numero di elementi nello spessore, ma è anche visibile utilizzando solo 2 elementi. La tensione longitudinale appare per lo più simmetrica rispetto a quella trasversale. Dal confronto parametrico dei modelli, il modello con tre elementi lungo lo spessore sembra il più attendibile tra le modellazioni proposte. Infatti, nel modello a 4 strati soprattutto attraverso i percorsi a, b, d, e (evidenziate in figura 5) compaiono nelle distribuzioni tensionali dei rumori dovuti a instabilità numeriche che fanno perdere la simmetria alle tensioni residue rispetto al percorso centrale c. Pertanto, il modello a 3 elementi lungo lo spessore viene utilizzato come modello di riferimento per il confronto con i risultati sperimentali.

4. PROCESSO DI FORMATURA

Dai risultati numerici con il modello di riferimento (figura 6) si osserva che le grandezze delle tensioni residue variano approssimativamente tra

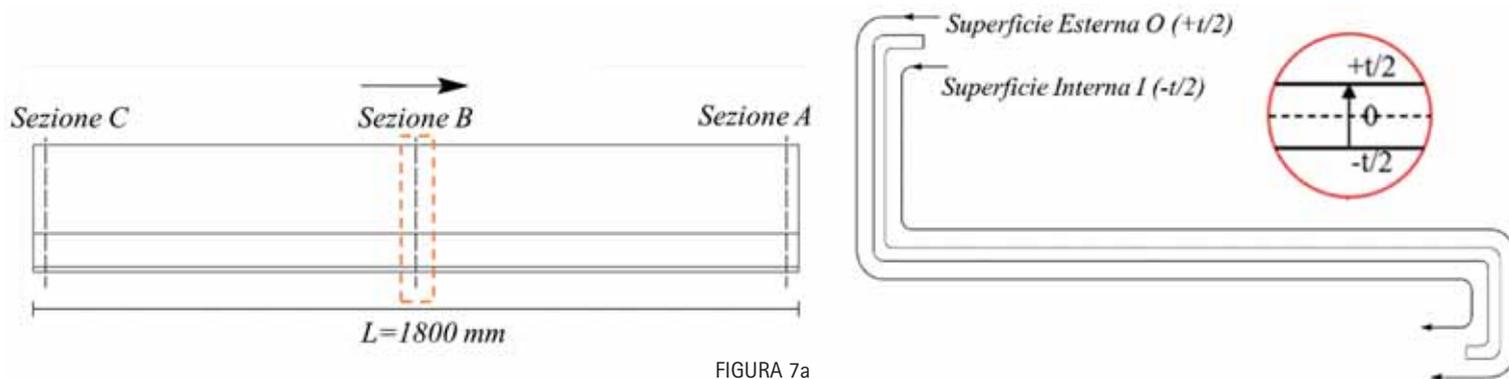


FIGURA 7a

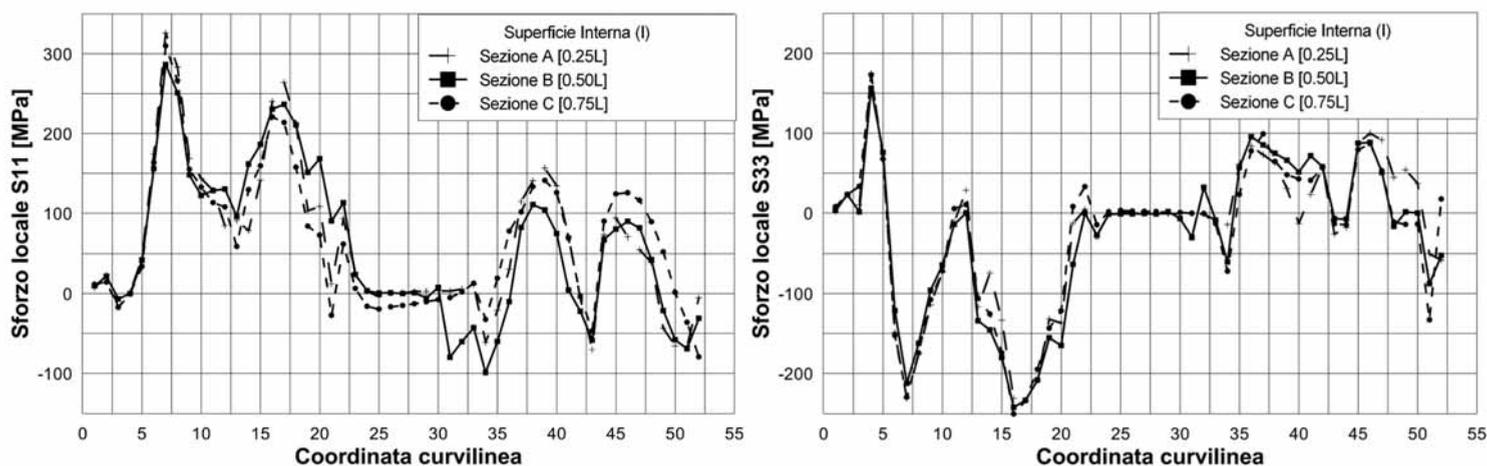


FIGURA 7b

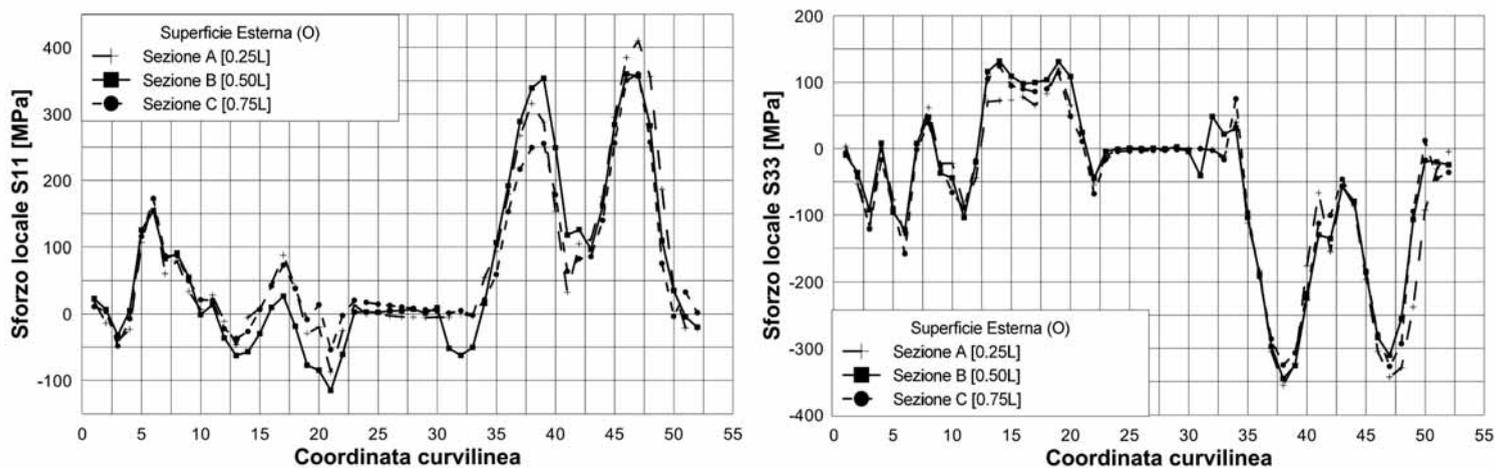


FIGURA 7c

Fig. 7 - Sforzi residui trasversali e longitudinali nei diversi percorsi del profilo.

il 10% e il 92% della tensione di snervamento del materiale, in direzione tangenziale (S11) e tra il 25% e il 73%, nella direzione longitudinale. Le grandezze delle tensioni residue nelle zone in prossimità delle piegature sono maggiori di quelle sulle porzioni piane del profilo, dove le differenze variano approssimativamente tra il 15% al 20% della tensione di snervamento del materiale.

Le sollecitazioni trasversali e longitudinali sullo spessore vengono tracciate (figura 6) per diverse sezioni trasversali (A, B, C) lungo il profilo. In figura 7a si distinguono quattro aree caratterizzate da picchi di sollecitazione che corrispondono alle quattro pieghe. Sulla superficie del materiale si registra un elevato picco di sollecitazioni a trazione (73% della tensione di snervamento) all'angolo maggiore della sezione B, mentre per l'angolo minore, il picco di sollecitazione a trazione raggiunge il 43%.

5. CONFRONTO CON I RISULTATI SPERIMENTALI

Le soluzioni numeriche ottenute con la modellazione FEM vengono confrontate con i risultati di una serie di prove sperimentali eseguite sullo stesso tipo di profilo, presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Burgos. In particolare, sono state utilizzate le seguenti tecniche sperimentali (figura 8): (i) Prove a diffrazione a raggi X (XRD); (ii) Rilascio (HD). Le sollecitazioni trasversali e longitudinali vengono messe a confronto in prossimità dell'angolo maggiore della sezione di mezzzeria B. Le sollecitazioni misurate mediante metodo (HD) vengono rilevate lungo il percorso "Path a" (vedasi figura 3) del profilo, invece le prove di diffrazione dei raggi X (XRD) vengono eseguite in prossimità della parte centrale della piega, lungo il percorso "Path c" (figura 3).

Sia longitudinalmente che trasversalmente la distribuzione degli sforzi appare fortemente non lineare (figura 9). Le sollecitazioni nella direzione



Fig. 8 - Tecniche sperimentali utilizzate.

trasversale mostrano un comportamento non simmetrico con valori quasi nulli sulla superficie esterna del profilo. Le sollecitazioni longitudinali hanno un andamento simmetrico con picchi pari a -205 e 262 MPa. Nonostante, la simulazione numerica approssi molto bene il comportamento trasversale sia in termini di distribuzione sia di valori, le sollecitazioni longitudinali mostrano una differenza sostanziale sia pure nella maggiore dispersione dei dati sperimentali. Le ragioni di questo diverso comportamento possono essere attribuite alle azioni di coiling/ uncoiling sulla lamiera metallica, le cui sollecitazioni residue, come evidenziato in (Quach, Teng and Chung, 2004), incidono principalmente sulla direzione longitudinale, con valori molto vicini alla resistenza a snervamento. A questo proposito, va infatti evidenziato che, a valle di un primo avvolgimento (“coiling”) al termine del processo di produzione (frequentemente per laminazione a caldo), la lamiera, prima di essere srotolata (“uncoiling”) definitivamente immediatamente prima di passare tra i rulli per la finale piegatura a freddo, subisce una serie di processi intermedi, quali ad esempio la zincatura a caldo ed il

taglio longitudinale (e/o trasversale) a misura.

Ciascuno di questi processi comporta uno “srotolamento” (“uncoiling”) ed un successivo “riavvolgimento” (“coiling”), cioè in definitiva un ciclo completo di uncoiling e recoiling (figura 10). Ovviamente, i processi “a caldo” sono associati ad una “distensione”, cioè ad un rilascio delle tensioni residue. Quindi, nella situazione finale, la distribuzione delle tensioni residue longitudinali (cioè nella direzione di laminazione) nello spessore della lamiera dipende solo dal numero di cicli di coiling e uncoiling intercorsi tra l’ultima lavorazione a caldo e la formatura a freddo del profilo. In via approssimata, tale numero è pari a due cicli completi:

1. Coiling a valle della zincatura a caldo;
2. Uncoiling + re-coiling all’atto del taglio a misura;
3. Uncoiling precedente la piegatura a freddo per la formatura del profilo.

Ulteriori analisi, attualmente in corso, sulla quantificazione di questi effetti al livello parametrico permetterebbero di fare luce sul complesso scenario di sforzi residui caratterizzanti i profili sottili.

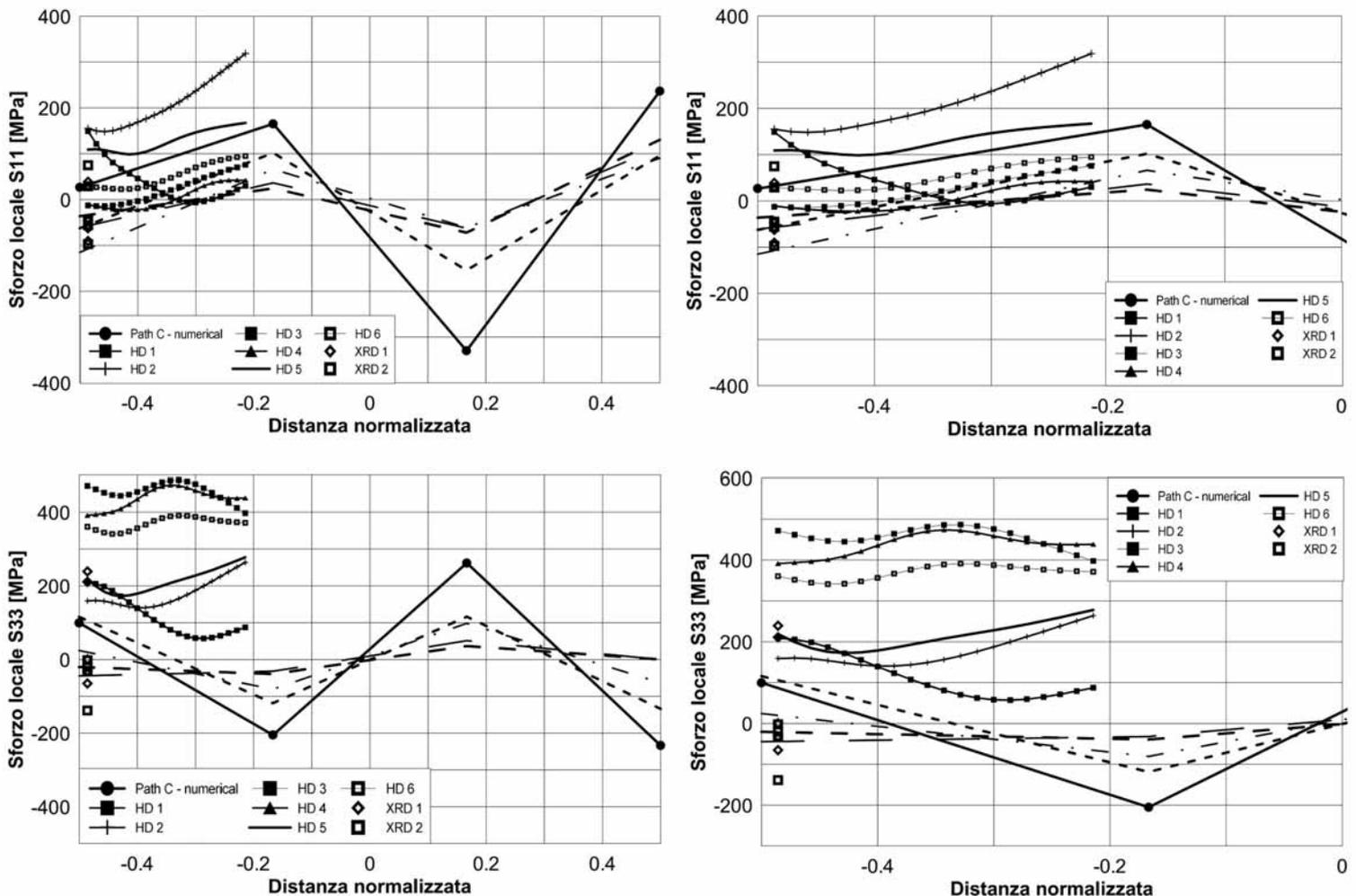


Fig. 9 - Confronto tra modello numerico e sforzi residui trasversali sperimentali.

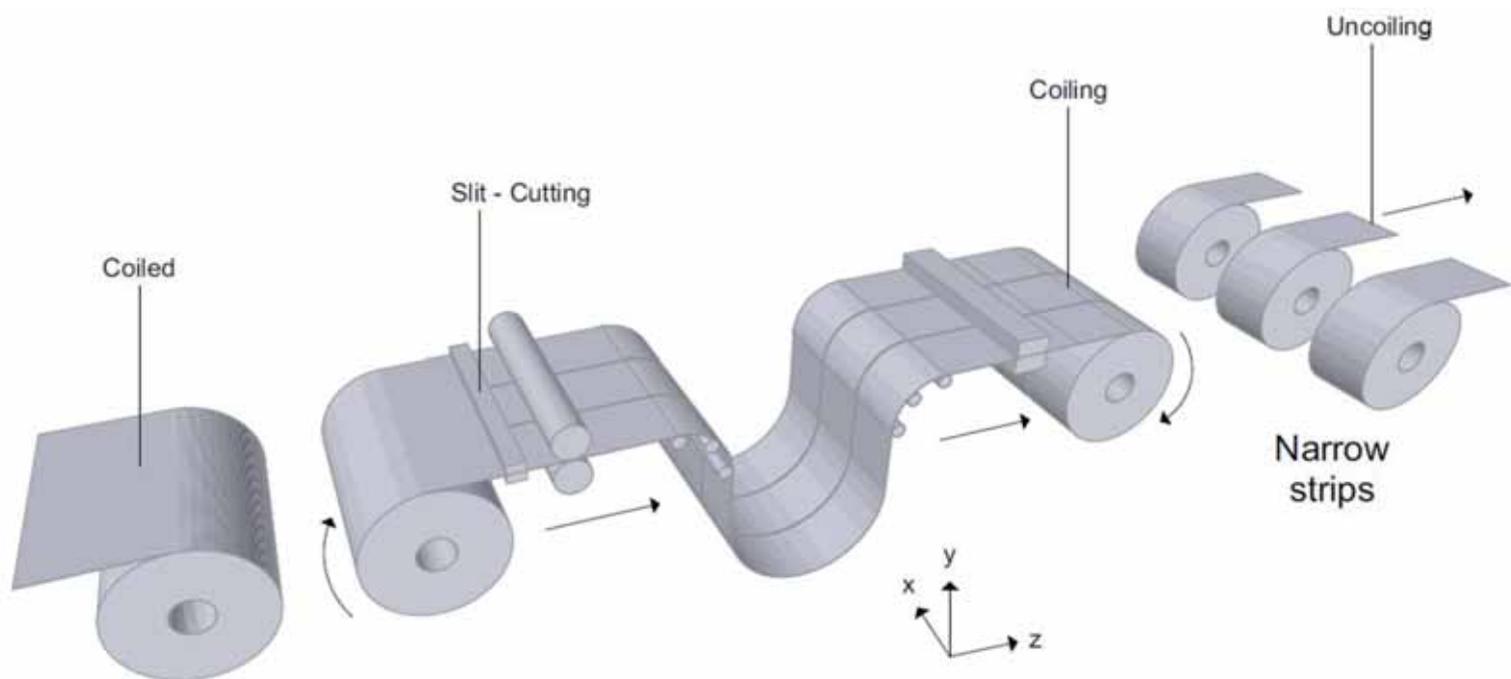


Fig. 10 - Processo di coiling e uncoiling prima della profilatura (Kadriu, 2020).

6. CONCLUSIONI

I profilati sottili d'acciaio formati a freddo sono il risultato di un complesso processo di fabbricazione industriale in cui una lamiera sottile viene inizialmente arrotolata (coiling) e successivamente srotolata (uncoiling) per passare sotto uno o più rulli durante la fase di formatura a freddo (cold-forming), consistente nella progressiva piegatura della lamiera, con il passaggio attraverso diverse stazioni di piegatura a rulli o di pressatura. Il modello numerico elaborato nello studio presentato in questo articolo permette di interpretare il complesso processo tridimensionale di formatura a freddo di una particolare sezione a "Z", comunemente utilizzata come rotaia nei magazzini automatizzati per la logistica. Le analisi condotte hanno permesso di indagare la distribuzione finale delle tensioni residue nel suo angolo inferiore in prossimità dell'anima. I risultati di una serie di misure sperimentali (eseguite presso l'Università di Burgos) sono stati

utilizzati come confronto con i risultati numerici mostrando un sostanziale accordo in termini di distribuzione delle sollecitazioni trasversali. Ulteriori sviluppi sono legati all'approfondimento delle analisi sugli sforzi residui dovuti ad azioni iniziali di *coiling* e *uncoiling*.

RINGRAZIAMENTI

Questo articolo presenta una serie di confronti tra risultati numerici e misure sperimentali eseguiti nell'ambito del progetto EU-RFCS FASTCOLD (G.A. 745982 - RFCS 2016). La collaborazione con i gruppi di ricerca dell'Università di Burgos e Oporto (partner del progetto), rispettivamente coordinati dal prof. Juan Manuel Manso e dal prof. Abilio Jesus, e con i Partner Industriali del progetto FASTCOLD è stata fondamentale per la realizzazione di questo articolo. A loro vanno i più sentiti ringraziamenti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN (2010) 'EN15512 Adjustable pallet racking systems-Principles for structural design'.
- [2] FASTCOLD-RFCS (2020) FASTCOLD - *Research Fund for Coal and Steel*. Available at: <https://fastcold-rfcs.com/>.
- [3] Ingvarsson, L. (1975) 'COLD-FORMING RESIDUAL STRESSES, EFFECT ON BUCKLING', in.
- [4] Kadriu, V. (2020) *Residual stresses in cold-formed members due to coiling and uncoiling process*.
- [5] Kato, B. and Aoki, H. (1978) 'Residual stresses in cold-formed tubes', *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*. doi: 10.1243/03093247V134193.
- [6] Quach, W. M., Teng, J. G. and Chung, K. F. (2004) 'Residual stresses in steel sheets due to coiling and uncoiling: A closed-form analytical solution', *Engineering Structures*. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.04.005.
- [7] Quach, W. M., Teng, J. G. and Chung, K. F. (2009) 'Residual stresses in press-braked stainless steel sections, I: Coiling and uncoiling of sheets', *Journal of Constructional Steel Research*, 65(8-9), pp. 1803-1815. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.04.007.
- [8] Rondal, J. (1987) 'Residual stresses in cold-rolled profiles', *Construction and Building Materials*. doi: 10.1016/0950-0618(87)90016-X.
- [9] Schafer, B. W. and Peköz, T. (1998) 'Computational modeling of cold-formed steel: Characterizing geometric imperfections and residual stresses', *Journal of Constructional Steel Research*. doi: 10.1016/S0143-974X(98)00007-8.
- [10] Weng, C. C. and Peköz, T. (1990) 'Residual stresses in cold-formed steel members', *Journal of Structural Engineering* (United States). doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:6(1611).

ADDIZIONI IN ACCIAIO

Kruchin Arquitetura, Ampliamento dell'Università del Distretto Federale, Brasilia, Brasile, 2016-2020

STEEL ADDITIONS

Kruchin Arquitetura, Expansion of the University Centre of the Federal District, Brasilia, Brasil, 2016-2020

Arch. Ph.D. Monica Lavagna*

Professore associato di Tecnologia dell'architettura, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (ABC), Politecnico di Milano

Una serie articolata di interventi di ampliamento basati sull'uso dell'acciaio per le parti strutturali e per le schermature delle facciate portano a rinnovare funzionalità e linguaggio architettonico dell'Università di Brasilia, in un dialogo attento all'identità della città. Espressività tecnica e spaziale si coniugano in un interessante esempio di rapporto tra nuovo ed esistente.

A complex series of expansion interventions based on the use of steel for the structural parts and the sunshades of the facades lead to the renewal of the functionality and architectural language of the University of Brasilia, in a dialogue attentive to the identity of the city. Technical and spatial expressiveness are combined in an interesting example of the relationship between new and existing.

IL CENTRO UNIVERSITARIO UDF (Università del Distretto Federale) di Brasilia necessitava di una serie di interventi di ampliamento, in considerazione della forte richiesta di nuovi corsi e del notevole incremento di studenti in ateneo (da 5.000 a 12.000). In particolare, il committente aveva espresso la necessità di nuove aule e nuovi spazi, come l'auditorium. Tutti gli interventi sono stati commissionati allo studio Kruchin Arquitetura, che ha operato in più fasi, entro un progetto unitario e coordinato. Il progetto complessivo si è articolato in varie parti e fasi di realizzazione: l'ampliamento di 2.700 m² dell'edificio esistente nel 2016 (figura 1), l'auditorium e il foyer nel 2017, la piazza antistante nel 2018 e infine, intervento più consistente, un nuovo edificio annesso di 5.000 m² nel 2020. Sovrapporsi, espandere, ampliare richiede attenzione nel rapporto con l'esistente e con il contesto. In questo caso il contesto non è solo quello dell'università, ma quello della città, di cui l'università è una componente originaria. "Progettare a Brasilia presuppone un dialogo plastico, architettonico, espressivo, non solo con il luogo in cui si inserisce l'edificio ma con l'idea molto originale di città. La fonte di espressione di questo o di qualsiasi progetto che vi si sviluppa deve vibrare con l'idea che la città è consapevole di estrarre la propria identità attraverso l'architettura e che ogni nuovo progetto non è solo, isolato, ma di fronte a un impegno" (Samuel Kruchin). Brasilia non presenta edifici storici per come li conosciamo noi in Italia, essendo stata fondata nel 1960 e costruita in 41 mesi (dal 1956 al 21 aprile 1960), ma comunque si tratta di una città con un suo carattere, che va rispettato con ogni nuovo intervento. Gli aspetti connotanti le derivano dall'architetto ideatore, Oscar Niemeyer, tra i pionieri nell'esplorazione delle possibilità costruttive ed espressive del cemento armato, rigoroso funzionalista ma anche esploratore di forme dinamiche

e curve, scultoree e plastiche, ideatore dell'architettura moderna brasiliana. Il progetto è dunque maturato dalla messa a sistema di alcuni aspetti chiave: la specificità della sua collocazione, la particolarità del suo rapporto con l'esistente, l'integrazione dei flussi di circolazione tra la vecchia e la nuova struttura, i rapporti formali tra i due interventi, l'adeguatezza funzionale e tecnica rispetto alle nuove richieste degli utenti e del committente. Di fronte alla sfida di costruire su un edificio esistente e funzionante, i progettisti hanno cercato di coniugare l'espressione tecnica con l'espressione plastica, creando un rapporto aperto e un dialogo multiplo con la città, determinato dal carattere stesso con cui i pannelli di cemento, le strutture in acciaio, le trasparenze, le sfumature di luce, i contrasti



Fig. 1 - Vista notturna da nord del corpo principale dell'ampliamento.

*Corresponding author. E-mail address: monica.lavagna@polimi.it

costanti si distinguono rispetto all'esistente.

L'edificio universitario preesistente, costruito nel 1960, è costituito da due corpi in linea di due piani che corrono parallelamente per circa duecento metri. L'obiettivo progettuale è di riconfigurare completamente la relazione tra i due corpi (figura 2). I nuovi interventi infatti si pongono come intersezione tra i due edifici in linea, creando un collegamento tra essi, ma anche configurando un corpo perpendicolare che si distingue nettamente rispetto alla preesistenza (figura 3).

Diverse premesse hanno determinato la scelta dell'acciaio rispetto ad altri materiali: ampie campate associate a un numero ridotto di pilastri per non compromettere gli spazi inferiori esistenti, vincoli di altezza che richiedono parti snelle della struttura, velocità di costruzione e montaggio, esecuzione eseguita con l'edificio in esercizio che ha richiesto un cantiere esterno permanentemente in funzione, flessibilità nella configurazione degli spazi interni, tra gli altri.

Il trattamento delle facciate dell'intero intervento è tematicamente coordinato, basato su un trattamento delle superfici come piani apparentemente piatti e omogeneamente modulari, ma in realtà variato dalle schermature non aderenti al filo facciata e dal movimento dei pannelli opachi in calcstruzzo dei fronti opachi. Lo studio delle facciate è stato orientato dalla ricerca di un edificio ventilato e aperto in modo che la città sia sempre visibile dai corridoi e dalle aule, in modo che la sua bellezza possa fluire all'interno dell'edificio. Inoltre forte è stata l'attenzione per contrastare il clima di Brasilia, in particolare per mitigare il caldo. Sono stati effettuati test di insolazione per lo sviluppo e il dimensionamento delle schermature per ciascuna facciata. Il consumo per la climatizzazione estiva è stato notevolmente ridotto grazie alle schermature, alla ventilazione naturale trasversale e all'utilizzo di vetri riflettenti nei corridoi. Con questi accorgimenti l'aria condizionata è necessaria solo nelle ore di picco delle temperature esterne estive.



Fig. 2 - Render da nord dell'intero intervento.



Fig. 3 - Render da nord-est dell'intero intervento.



Fig. 4 - Render da nord della fase 1 di ampliamento.

AMPLIAMENTO DELL'EDIFICIO ESISTENTE

L'ampliamento consiste nella realizzazione di nuove aule e percorsi distributivi. L'espansione dell'edificio universitario viene realizzato come un nuovo volume con struttura in acciaio posto a cavallo tra i due corpi in linea e sopraelevato di tre piani rispetto ad essi. L'ampliamento si articola in un corpo principale di forma quadrata, che sorge nello spazio intermedio tra i due corpi esistenti occupandolo completamente, e un corpo allungato in linea che si affianca al volume principale e si sovrappone ai due corpi esistenti in maniera trasversale, arrivando da un lato fino al filo facciata di uno dei due edifici esistenti (figura 4). In seguito verrà infatti collegato al nuovo edificio annesso che sorgerà sulla piazza antistante.

L'ampliamento, sopraelevandosi di 3 piani in parte al di sopra dell'edificio esistente, ha reso necessaria la scelta progettuale e costruttiva di una struttura metallica (figura 5), sia per le dimensioni delle campate che avrebbe dovuto reggere sia per la snellezza dei componenti, al fine di ridurre l'invasività strutturale del nuovo intervento e rispettare il più possibile l'esistente.

Il progetto definisce anche lo spazio per il nuovo auditorium, posto al piano terra tra i due corpi esistenti, in continuità con i giardini interni (figura 3). La struttura si articola su un impianto quadrato per il corpo principale, delle dimensioni di circa 30 m per lato pari alla distanza tra i due corpi esistenti. A questo si affianca il corpo allungato che sfrutta longitudinalmente una campata unica realizzata con la reticolare in corrispondenza dello spazio intermedio tra i due corpi esistenti, mentre trasversalmente presenta luci di 20 m coperte con travi IPE.

Durante la fase di progettazione, la sfida principale è stata quella di risolvere le grandi luci, che raggiungono quasi i 30 m, attraverso "mega tralicci" (figura 7). Gli sforzi sono andati nella direzione di trovare il progetto appropriato per la struttura, in modo da ridurre il numero di pilastri e da adeguare la loro posizione rispetto alla posizione all'edificio esistente.

La struttura è costituita da soli 6 pilastri IPE650, 2 pilastri IPE500 e 4 pilastri IPE400 e da travi reticolari dell'altezza dell'intero interpiano (3,90 m) che consentono di coprire luci di oltre 25 m, in modo da permettere la massima

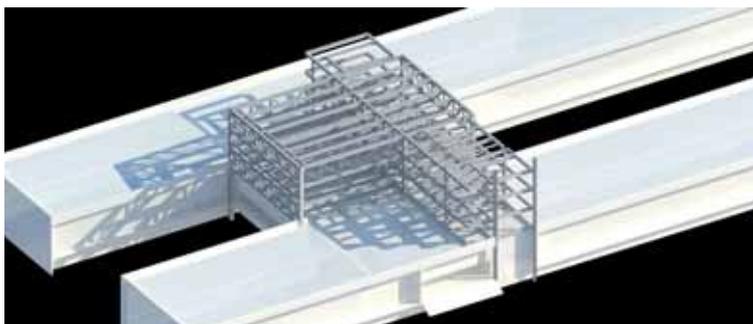


Fig. 5 - Render dell'inserimento della struttura portante della fase 1 di ampliamento.

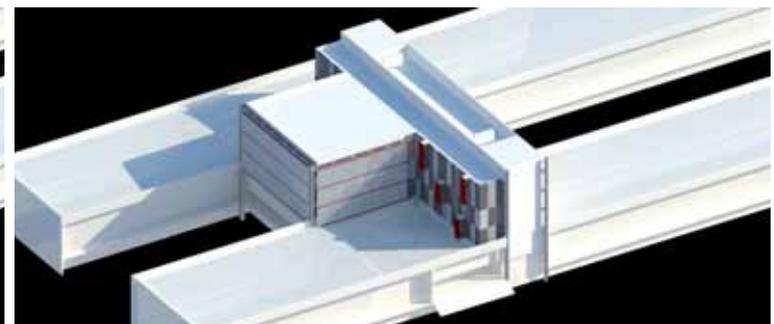


Fig. 6 - Render dell'inserimento della fase 1 di ampliamento.

flessibilità degli spazi interni. Le travi reticolari sono collocate in testata, al piano inferiore e al piano superiore, lasciando libero il piano centrale. Complessivamente vi sono 6 reticolari lungo il perimetro (4 nelle due testate opposte e 2 sui fronti perpendicolari) e 2 reticolari interne.

Per facilitare le operazioni di montaggio e contrarre i tempi di realizzazione in cantiere, i profili sono arrivati prevalentemente saldati in officina (figure 9-10) e sono stati collegati tramite bullonatura in cantiere, con fissaggi collocati lungo le travi (figura 11), evitando bullonature in corrispondenza dei nodi trave-pilastro o trave diagonale-puntone, in posizioni impervie durante l'assemblaggio in cantiere.

Tutti i profili della struttura sono IPE, compresi i diagonali e i puntone delle reticolari. La dimensione delle travi varia in relazione alla dimensione delle campate; in prevalenza si tratta di profili IPE550 (figura 8).

Rispetto all'orditura delle travi principali che corrono da pilastro a pilastro, è stata realizzata una orditura secondaria tra trave principale e trave principale e poi una orditura terziata (figura 12), per definire delle luci adatte



Fig. 7 - Fase di realizzazione in cantiere della struttura dell'ampliamento.

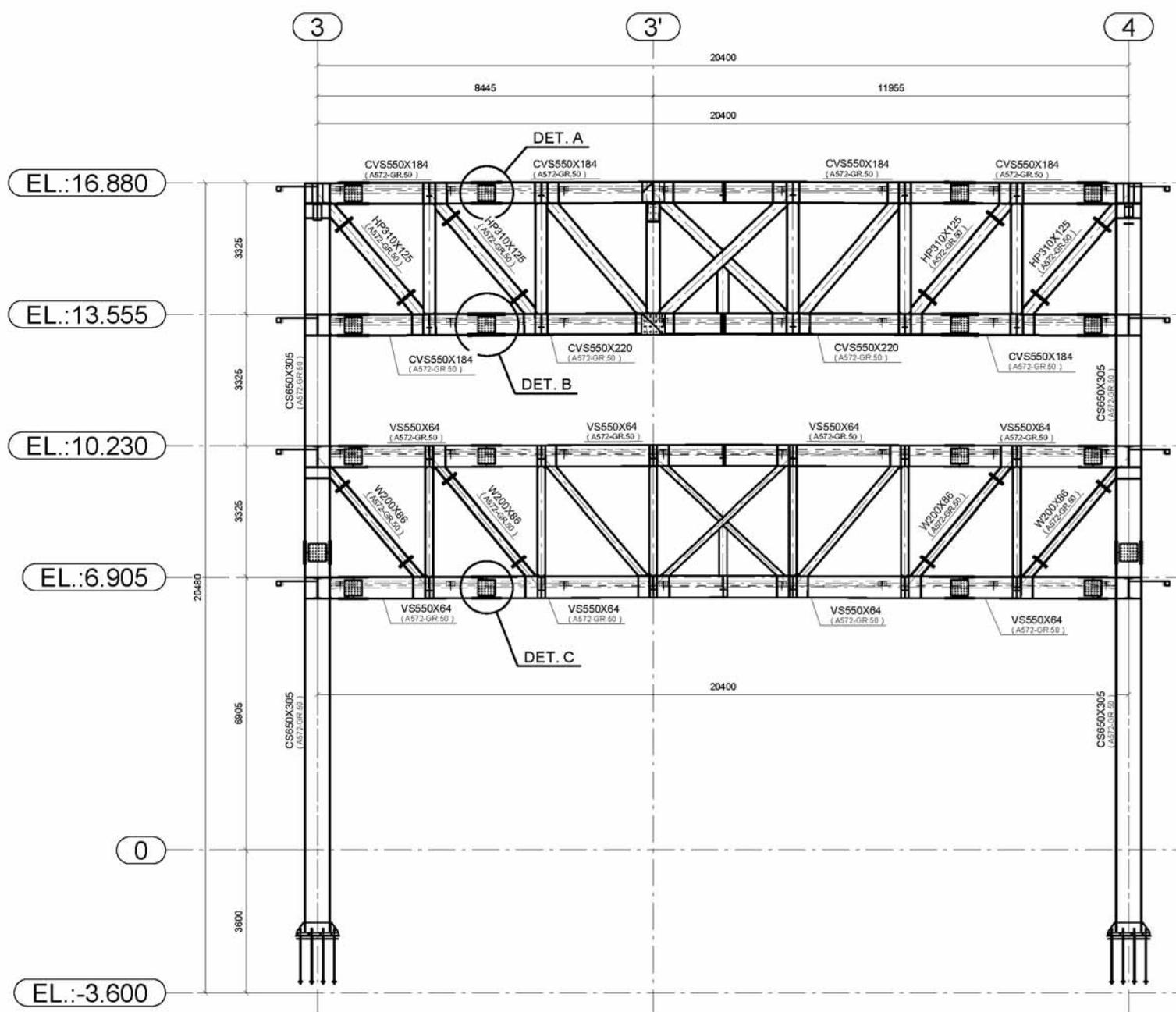


Fig. 8 - Sezione verticale della campata strutturale.

per la posa della lamiera grecata in acciaio, che va a costituire gli impalcati. Nel progetto l'acciaio diventa materiale predominante, utilizzato sia per la struttura portante sia per le schermature che rivestono la facciata del corpo principale dell'edificio, completamente avvolto da esse (figure 13-14). Le schermature sono state appositamente progettate e realizzate per questo progetto e sono caratterizzate da una orditura di lamelle orizzontali regolari, incrociate a lamelle verticali sagomate trapezoidalmente, a configurare un grigliato a riquadro aperti, connotato da ali metalliche in sporgenza (figure 15-17). Ne deriva un disegno uniforme ma plastico, arricchito decorativamente pur nella regolarità, modularità e ripetitività del disegno. Il corpo allungato invece è caratterizzato da una struttura in acciaio e da una facciata modulare a pannelli di calcestruzzo di diverso colore, che coprono l'intera altezza di interpiano, nascondendo la struttura in prospetto

(figure 13-14). La superficie, resa piatta da tale trattamento, viene mossa dalla presenza di moduli della dimensione del pannello che aggettano verso l'esterno e viene vivacizzata dal cambiamento di colore dei pannelli, creando un contrappunto ritmico (figura 16). Gli aggetti diventano l'occasione per creare delle vetrature sulle superfici laterali degli sbalzi, non visibili se il prospetto viene guardato frontalmente. Elementi vetrati si alternano ai pannelli cementizi, con la stessa proporzione modulare. Le facciate sembrano dei piani esterni, piatti, ma movimentati, coincidenti con l'involucro, ma esplosi parallelamente rispetto al filo facciata.

IL NUOVO EDIFICIO ANNESSO

Il nuovo volume, ampliamento delle strutture universitarie, aggiunge 5.000 m² di area costruita composta da aule e food court, e altri 5.000 m² di par-

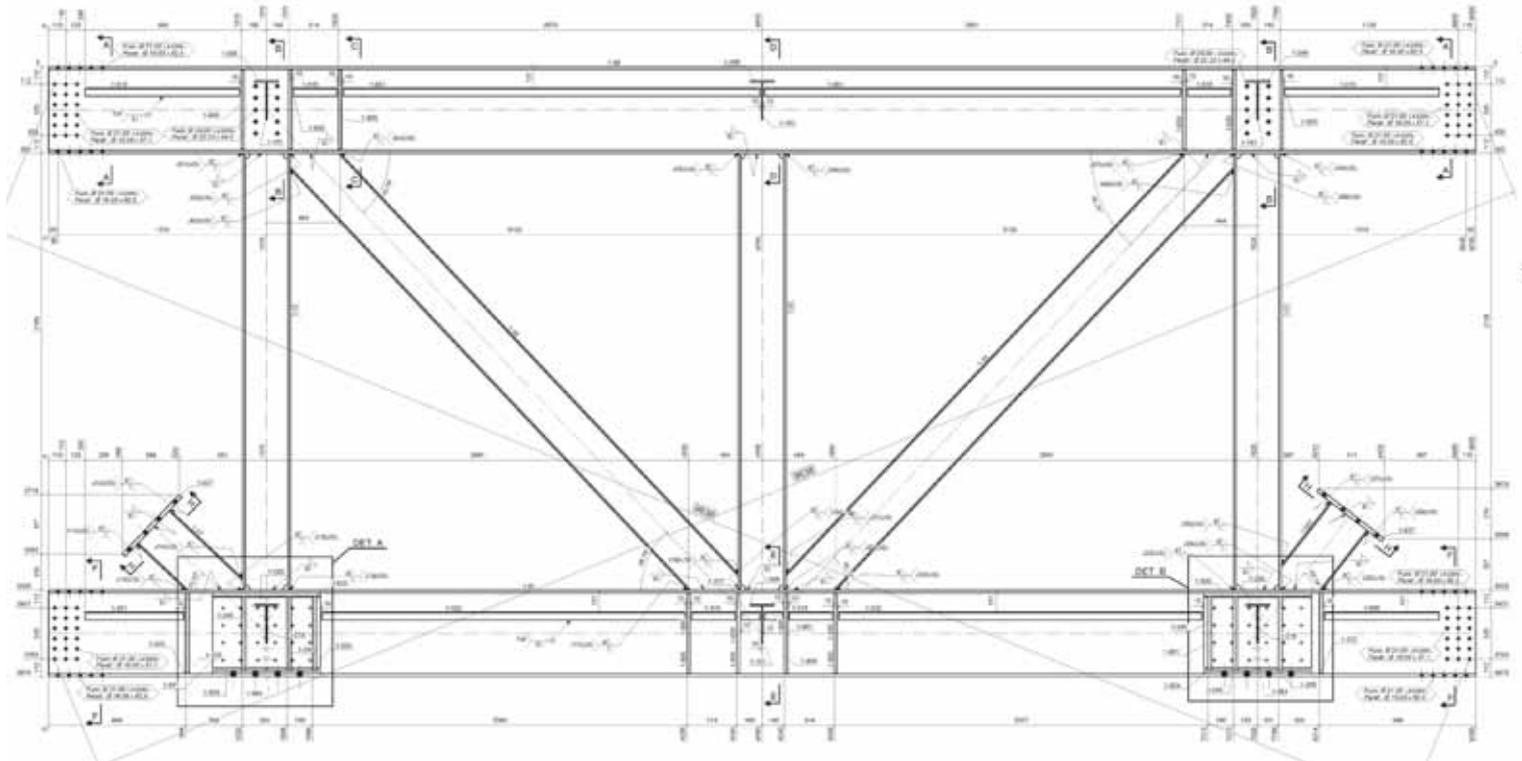


Fig. 9 - Sezione verticale di una trave reticolare preassemblata.

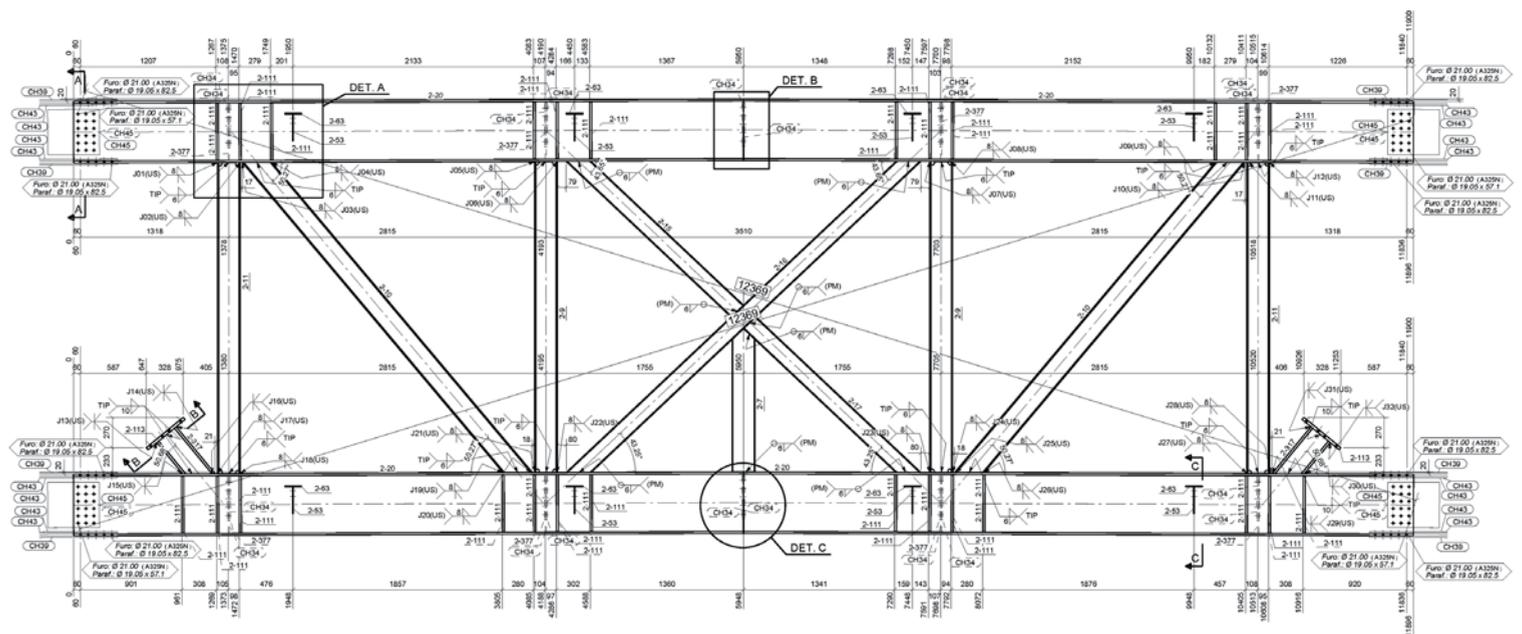


Fig. 10 - Sezione verticale di una trave reticolare preassemblata.



Fig. 11 - Dettaglio della bullonatura.



Fig. 12 - Vista della struttura e dell'orditura delle travi.



Fig. 13 - Vista dei fronti principali dei due corpi dell'ampliamento.



Fig. 14 - Vista notturna dei fronti principali dei due corpi dell'ampliamento.



Fig. 15 - Dettaglio della schermatura.



Fig. 16 - Vista della fase di assemblaggio in cantiere dei pannelli cementizi

cheggio, sopra cui l'edificio si eleva su 5 piani fuori terra, affiancandosi perpendicolarmente a uno dei due corpi in linea esistenti e allineandosi centralmente alla facciata del corpo in linea trasversale dell'ampliamento (figura 18). Viene quindi a crearsi un fronte trasversale dei nuovi interventi, che si distingue nettamente dai corpi longitudinali preesistenti. Questo nuovo corpo si articola nella parte retrostante componendo una sorta di L, a cui si affianca il volume del vano scala (figura 19). Alla base vengono realizzati due piani interrati di parcheggio, liberando la piazza antistante ai corpi in linea esistenti.

Anche questo edificio è completamente prefabbricato, costituito dall'assemblaggio di una struttura metallica intelaiata, di solai con impalcato in acciaio, di schermature a lamelle metalliche, alternate con pannelli di cemento armato (figure 21-22).

Le schermature metalliche riprendono il disegno dell'ampliamento, ma vengono articolate in riquadri che articolano la facciata, tra rigore modulare

e variazione. La loro particolarità è di diventare quasi trasparenti se viste frontalmente, lasciando in evidenza solo i pannelli cementizi colorati come se fluttuassero isolati (figura 22), mentre invece di diventare solidi e opachi se visti in diagonale (figura 23), andando a comporre una serie di riquadri in facciata regolarizzati dal rapporto modulare con la struttura a telaio in acciaio e alternati dall'emergere dei pannelli cementizi che emergono e fuoriescono dal filo facciata, proiettandosi verso la piazza (figura 24). Una composizione quasi mondriana, che riprende il tema dei pannelli colorati cementizi dall'edificio esistente, ma ne conferisce una nuova articolazione e varietà, di dimensione e di orientamento dei riquadri, creando una maggiore dinamicità rispetto alla ripetitività del tema della facciata preesistente, pur richiamandone la modularità (figura 25).

Le schermature sono posizionate a sporgere rispetto all'involucro dell'edificio, dove peraltro si attestano anche i pilastri, per cui vengono realizzate delle travi a sbalzo, della profondità di circa un metro, alle quali si appende l'intelaiatura strutturale esterna a cui sono fissate le schermature. In questo interstizio, si forma un corridoio percorribile utile per la pulizia delle vetrate e per le manutenzioni (figura 26).

“La continuità e la coerenza con le soluzioni tecniche e formali sviluppate per la prima fase, che contraddistinguono anche questo progetto, hanno come principio di ricostruire un'immagine unitaria, un'identità formale, che rende l'opera riconoscibile nel paesaggio locale grazie alla sua architettura, singolarità di un'identità più generale” (Samuele Kruchin).

UN LINGUAGGIO INDUSTRIALE

Il settore delle costruzioni mostra ancora la persistenza di tecniche e logiche



Fig. 17 - Dettaglio della schermatura.

costruttive molto artigianali e dipendenti dalla manualità di realizzazione in cantiere e soprattutto un repertorio di soluzioni piuttosto limitato. La richiesta del mercato di costruire con elevati standard di qualità e in tempi rapidi rende obsolete alcune modalità costruttive, spostando sempre di più la fase di realizzazione all'interno degli stabilimenti industriali (con maggiore controllo della qualità realizzativa) e portando il cantiere a essere il luogo del solo assemblaggio di parti già prefabbricate.



Fig. 18 - Vista del fronte principale del nuovo edificio annesso in fase 2.



Fig. 19 - Vista della struttura durante il cantiere del nuovo edificio annesso.

In questo progetto l'acciaio è stato usato non solo nelle componenti prefabbricate dei profili, ma anche già preassemblato in travi reticolari, permettendo di evitare procedure di saldatura in opera e riducendo le lavorazioni in cantiere legate alla bullonatura, attuata solo in alcuni limitati punti, in posizioni fuori nodo per facilitare l'assemblaggio e le movimentazioni. Il progetto ha potuto contare su un sistema produttivo evoluto, su sistemi robotici di produzione che permettono la realizzazione di infinite possibilità geometriche, il controllo digitale delle parti tra progetto e produzione, l'ottimizzazione dei collegamenti. Uno scenario in continua evoluzione rispetto al quale l'architettura deve confrontarsi per poter attingere alle possibilità realizzative e renderle parte del progetto architettonico.

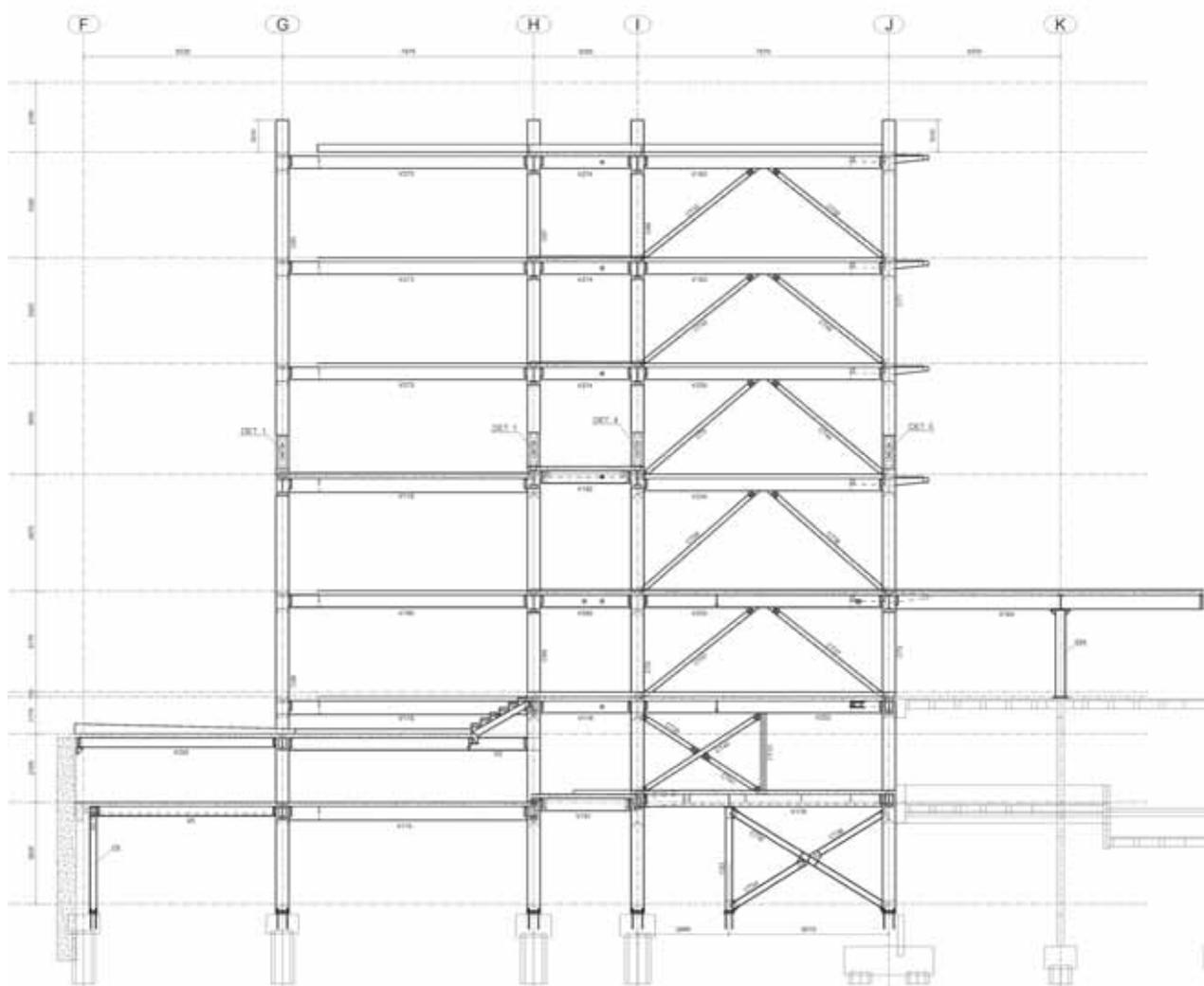


Fig. 20 - Sezione verticale della struttura del nuovo edificio.



Fig. 21 - Vista del fronte principale del nuovo edificio.



Fig. 22 - Vista notturna del fronte principale del nuovo edificio.



Fig. 23 - Dettaglio della schermatura del nuovo edificio.



Fig. 24 - Dettaglio della schermatura del nuovo edificio.



Fig. 25 - Vista del rapporto tra i fronti dell'intero intervento di ampliamento.



Fig. 26 - Vista dell'interstizio tra facciata e schermatura.

DATI DI PROGETTO - Si ringrazia lo studio Kruchin Arquitetura per la documentazione fornita.

Opera Universidade Distrito Federal
Località 704/904 Seps Eq 702/902, Brasília - DF, 70390-045, Brasile
Area del terreno 16.773,90 m²

Ampliamento dell'edificio esistente		Progetto ascensori	Empro Engenharia
Superficie dell'ampliamento	2.720,32 m ²	Progetto impermeabilizzazione	Proassp
Anni di progetto	2014-2015	Progetto illuminotecnico	Luxatec
Fine costruzione	2016	Progetto serramenti e facciate	Crescêncio Petrucci Consultoria e Engenharia
Auditorium e foyer		Progetto acustica dell'Auditorium	Akkerman Acoustic Projects
Superficie dell'ampliamento	1.188,30 m ²	Progetto Auditorium audio e video	System Works
Anno di progetto	2016	Progetto paesaggio e arredo della piazza	Kruchin Arquitetura
Fine costruzione	2017	Consulenza legale di progetto	Marcia Brandão
Nuovo edificio annesso e parcheggi		Fotografie	Daniel Ducci e Joana França
Superficie dell'ampliamento	10.385,08 m ² (5.000 m ² edificio + 5.000 m ² parcheggi)	Direttore lavori	
Anni di progetto	2018-2019	Ampliamento dell'edificio esistente	Costa Feitosa Engenharia
Fine costruzione	2020	Auditorium, Foyer, Piazza	Kruchin Arquitetura
Acciaio utilizzato	ASTM 572 GRADO 50	Nuovo edificio annesso	Ipê Engenharia
Quantità totale di acciaio	420 t	Costruttori	
Architetti	Kruchin Arquitetura (Samuele Kruchin)	Produzione ed esecuzione di strutture metalliche	CPC Estruturas Metalicas
Coordinamento	Aline Stievano	Produzione ed esecuzione schermature metalliche, rampa quadrata e scale esterne	Ser-Cop
Collaboratori	Isis Beretta, Larissa Carrelli, Leandro Monteiro, Lucas Leite, Mariana Falqueiro, Natália Ferrari, Renata Mello e Whildaker Campos	Sigillatura di facciate	Stone
Consulenti		Pittura intumescente	PCF Soluções
Progetto struttura metallica ampliamento	Ernesto Tarnockzy	Ascensori	Atlas Schindler S.A.
Progetto struttura metallica spazi annessi	Vista Engenharia	Telai in alluminio	Alkha
Progetto struttura in calcestruzzo	Simetria Engenharia e Projetos	Apparecchi e lampade	Luxatec
Progetto fondazioni e contenimenti	Meksol	Pavimenti ampliamento, edificio annesso e foyer	Tarkett
Prova di carico	Tecnoplan Engenharia	Pavimenti Auditorium	Beaulieu
Progetto fondazione	Embre Engenharia	Pavimenti piazza	Real Ladrilhos Industria e Comercio Ltda
Progetto automazione degli edifici e impianti elettrici	Projelet	Piastrelle in ceramica Foyer	Jhenrique - azulejaria
Progetto installazioni idrauliche e antincendio	Projelet	Aria condizionata	Hitachi
Progetto controllo del clima	Condix Engenharia	Aria condizionata Auditorium	Trane do Brasil
		Acustica Auditorium	Soluzioni tecniche acustiche
		Sedute Auditorium	Inside Office

IL MIGLIORAMENTO SISMICO

della Scuola Secondaria “Europa” di Faenza

SEISMIC RETROFITTING of a Secondary School in Faenza

Marco Peroni*, Irene Fabbi

Marco Peroni Ingegneria, Via S. Antonino 1, 48018 Faenza (RA), Italy

Questo articolo si occupa del miglioramento sismico della scuola media “Europa” di Faenza, che è stato concepito attraverso un uso intensivo di strutture in acciaio e rinforzi. Il progetto è stato caratterizzato dall’inserimento di telai trasversali in acciaio, alti quanto l’intero edificio, al fine di migliorare il comportamento scatolare della struttura esistente.

This paper deals with the seismic retrofitting of the “Europa” secondary school in Faenza, which was conceived through intensive use of steel structures and reinforcement. The project was characterized by the insertion of transverse steel frames, as tall as the whole building, in order to achieve or at least increase the box-like behavior of the existing structure.

GLI INSEGNAMENTI che noi ingegneri abbiamo tratto nel corso del tempo dal terremoto, in particolare riguardo le strutture in muratura, ci hanno permesso di comprendere come la collaborazione tra gli elementi strutturali costituisca la vera forza della muratura nei confronti dell’azione sismica. Per fare in modo che tutte le pareti lavorino contro le forze orizzontali è perciò necessario rendere scatolare la configurazione geometrica dell’edificio, ovvero ripensarla come composta da volumi-scatolette l’uno affiancato all’altro e con pareti non troppo distanti tra loro. Molto spesso gli edifici pubblici e in particolare scolastici della prima metà del ‘900 hanno una configurazione a pareti longitudinali “tagliate” da un numero limitato di pareti trasversali, aspetto non vantaggioso a livello di resistenza antisismica soprattutto nel caso di dover rispondere ad un adeguamento strutturale.

È il caso della scuola Europa di Faenza, plesso scolastico di istruzione primaria ricavato in una ala del seminario della città, un fabbricato la cui realizzazione data la fine degli anni quaranta con inaugurazione nel 1953. Il Comune di Faenza ha incaricato il nostro studio di revisionare una vecchia vulnerabilità sismica eseguita sul fabbricato rilevando le criticità strutturali dell’edificio (che per il vero non era poi, di partenza, così male) e fare in modo di rendere la porzione di fabbricato interessata dalla scuola e dai suoi servizi idonea dal punto di vista sismico secondo le attuali norme che prevedono di arrivare ad almeno il 60% della resistenza sismica di progetto.

Innanzitutto, come si vede dalle foto aeree, il complesso edilizio in cui si inseriscono i locali della nostra scuola è molto articolato composto da parti più alte sul fronte strada principale (un edificio di 5 piani in altezza) e dalle ali laterali più basse (solo due piani fuori terra) e da un corpo ancora più articolato sul retro, composto dall’aula magna, dalla palestra e dalla chiesa oltre che da ulteriori locali da poco ristrutturati

adibiti alle stanze dei giovani studenti sacerdoti.

Un primo intervento è stato quello di separare l’alto corpo di fabbrica sul fronte dalle maniche più basse mediante la creazione di due giunti sismici. E già in questo intervento per separare le parti strutturali fra loro e renderle indipendenti abbiamo usato acciaio in profili scatolari in modo da operare a secco per sostenere le strutture presenti.

Con questo primo intervento abbiamo quindi sistemato una criticità che già l’edificio aveva risolto di per sé stesso nel tempo creandosi un giunto naturale manifestato con importanti lesioni nei solai e nelle pavimentazioni ai piani.

Poi abbiamo operato nella manica della scuola (chiameremo in seguito corpo 2 questa parte) intervenendo sul concetto di scatarizzazione e controventamento della struttura.

Per “scatarizzare” la geometria di questa porzione di edificio, il progetto ha previsto l’inserimento di nuove pareti ortogonali alle pareti esterne, la maggior parte delle quali realizzate in acciaio con controventature in modo da ridurre la deformazione trasversale. La particolare conformazione delle controventature in progetto e la loro presenza solo al primo piano e non a quello seminterrato ha consentito di rispettare la destinazione degli spazi così come previsto per l’utilizzo degli ambienti scolastici. I due telai controventati che sono stati introdotti in questa zona sono tra di loro collegati a livello dei muri perimetrali e, dal lato del corridoio che si affaccia sul grande cortile interno, sono anche in questo caso collegati con una sorta di cordolo-tirante interno concretizzato da un angolare che si sviluppa a legare i pilastri tra loro. Altri telai controventati sono stati introdotti in altre zone del fabbricato sempre con lo scopo di ridurre le porzioni di muratura libere ed evitarne i ribaltamenti in caso di sisma.

Un ragionamento a parte è stato fatto per la palestra che è un corpo di

*Corresponding author. Email: peroni@marcoperoni.it

fabbrica a sé stante anche se pur sempre collegato alle altre porzioni di edificio. Essendo un corpo tutto aperto e piuttosto alto è stato possibile trattarlo “a parte” rispetto al resto. La palestra è una scatola con pareti da 30 cm di spessore che per la loro snellezza avevano una vulnerabilità da ribaltamento di primo modo. Abbiamo quindi pensato ad introdurre delle lesene irrigidenti costituite da pilastri in cemento armato facenti corpo unico con le stesse pareti. Avremmo potuto realizzare questi pilastri anch’essi in acciaio ma per il particolare utilizzo dell’ambiente li avremmo dovuti poi rivestire in cartongesso per evitare gli spigoli vivi del profilo. Sono stati infine collegati in sommità a livello del coperto da travi trasversali a costituire quindi dei portali, e infine con il cordolo-tirante in acciaio eseguito al livello del coperto anche in questo caso per realizzare la scatolarità del corpo di fabbrica.

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

L’unità strutturale in esame (figura 1) è situata nel comune di Faenza (RA), classificato in Zona Sismica 2, cioè a media sismicità ($0,15 \leq PGA < 0,25g$), secondo le indicazioni delle Norme Tecniche.

Tutto il complesso è in muratura portante (di diversi spessori, minimo 30 cm) con la presenza di alcuni elementi in c.a. (pilastri e travi) per soluzioni di problematiche locali; i solai sono in laterocemento generalmente dotati di cordolatura perimetrale soprattutto in direzione

ortogonale alle orditure. Le fondazioni sono continue sottomuro.

Le dimensioni sono notevoli (ingombro totale di 123 x 127 m) e l’edificio è, come si è detto, suddiviso in più corpi strutturalmente interconnessi distinguibili tra loro in base alla diversa morfologia.

Per quanto riguarda l’analisi dello stato attuale dell’aggregato, oltre agli opportuni sopralluoghi e rilievi si è fatto riferimento alla Relazione di Vulnerabilità Sismica del novembre 2014, non redatta dal nostro studio, in occasione della quale sono state eseguite delle indagini non distruttive relativamente alla muratura, ai solai e agli elementi in c.a., arrivando ad un buon grado di conoscenza delle caratteristiche del fabbricato. In particolare abbiamo raggiunto un livello di conoscenza LC3 per la muratura (con quindi $FC=1$) e di LC1 ($FC=1.35$) per le parti in cemento armato.

Dalla ricerca effettuata e sulla base della documentazione disponibile si evince che l’intera struttura è stata realizzata in un’unica fase e quindi con materiali e tipologie costruttive omogenee. Data la notevole estensione, la costruzione è stata effettuata a “blocchi” successivi, partendo e completando il corpo frontale e costruendo successivamente le due ali, quindi il corpo sul retro e la chiesa. Dalla documentazione fotografica si evincono infatti le ammorsature per la costruzione dei blocchi successivi. Dal punto di vista costruttivo si può quindi considerare come un’unica unità strutturale non essendo presenti giunti sismici veri e propri tra i vari corpi di fabbrica. Di fatto però la grande estensione e la diversa

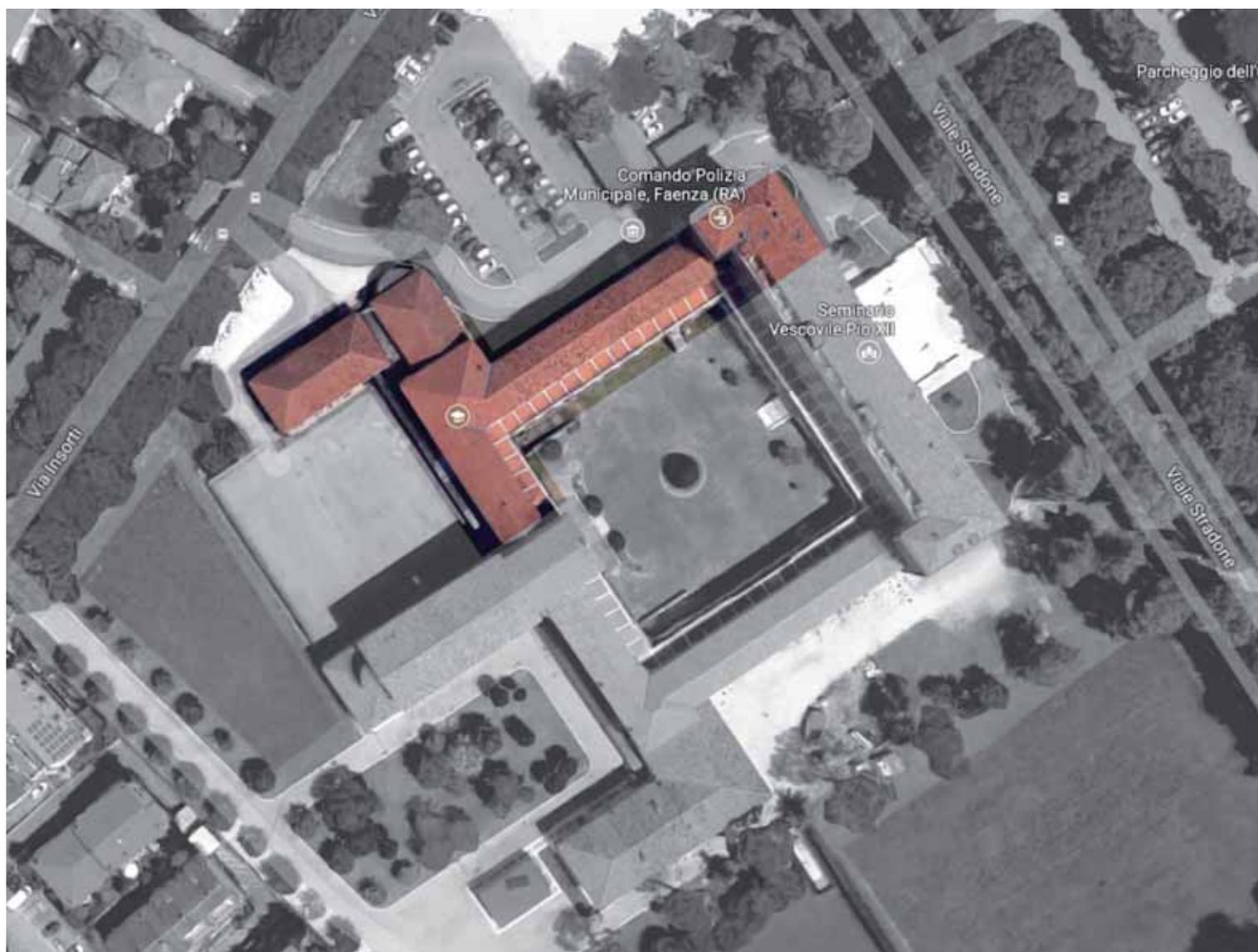


Fig. 1 - Inquadramento della porzione sede della Scuola Media Europa.

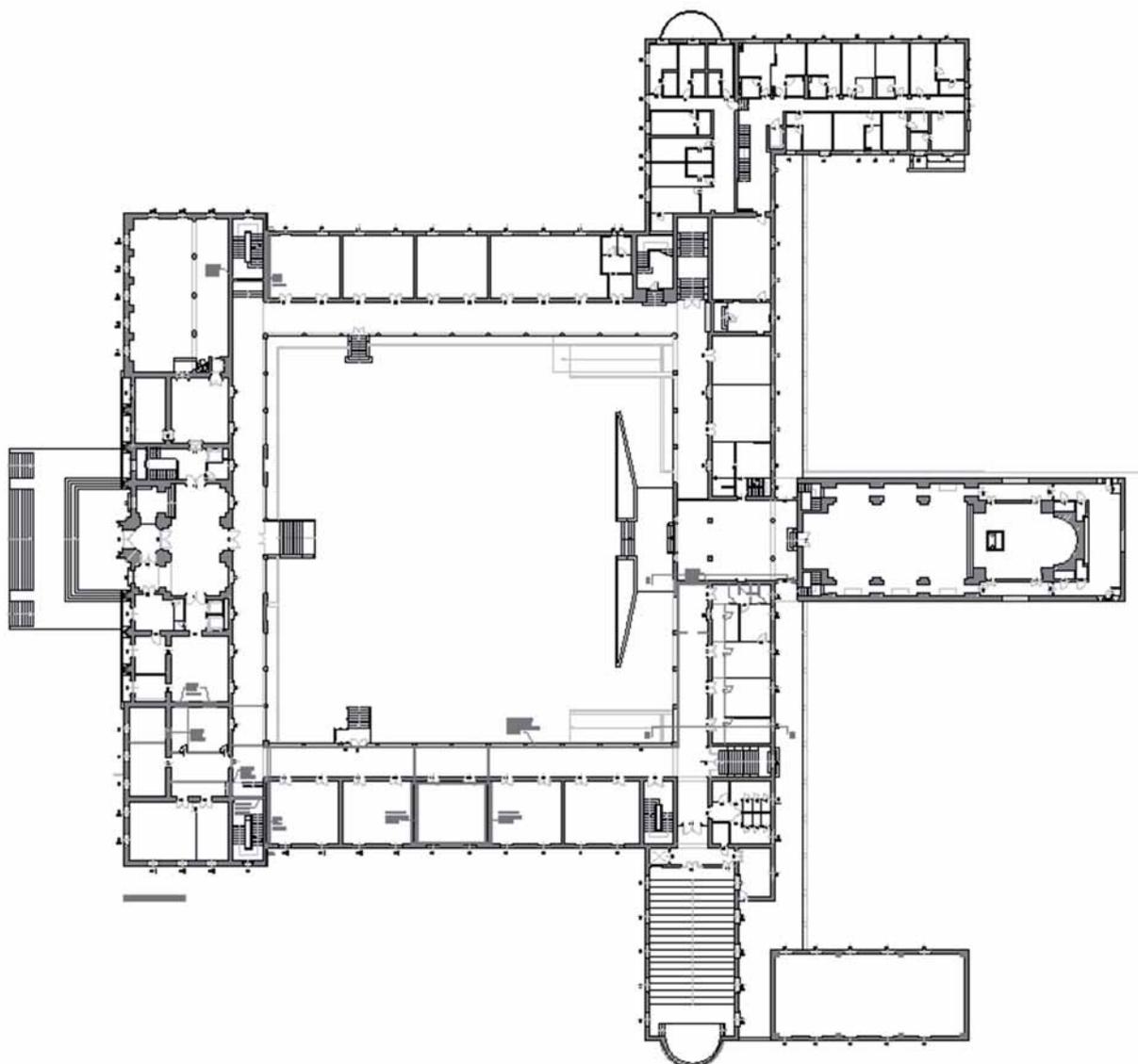


Fig. 2 - Scuola Media Europa - planimetria

morfologia delle parti ha comportato “movimenti differenziali” tra i corpi con conseguenti visibili fessurazioni e scostamenti localizzati soprattutto nelle zone di contatto tra un blocco e l’altro.

Questo è avvenuto soprattutto tra il corpo più alto sul fronte (che abbiamo chiamato corpo 1) e i due corpi laterali (corpo 2 e 3), dove è rilevabile la presenza di lesioni che formano dei veri e propri giunti di dilatazione causati dai fenomeni sismici trascorsi (quello più significativo risulta essere lo sciame sismico del 2000 con picchi di magnitudo 4,5) a causa del diverso comportamento dei corpi in risposta alle azioni sismiche. Per questo motivo il primo tra gli interventi previsti è stato la realizzazione cielo-terra dei giunti sismici di 10 cm in corrispondenza delle lesioni presenti, che separino quindi il corpo 1 dai corpi 2 e 3 (le maniche laterali più basse), rendendolo di fatto un edificio strutturalmente indipendente.

LA MANICA DELLA SCUOLA EUROPA

Il corpo 2, oggetto dell’intervento principale, ha pianta rettangolare di dimensione 12,20 x 48,30 m e si sviluppa su tre piani di cui uno seminterrato (figura 2).

Il fabbricato ha struttura in muratura portante e solai di piano e di copertura in laterocemento. In corrispondenza del piano terra sono presenti pilastri e travi in cemento armato e al piano primo è presente un colonnato attorno alla corte interna realizzato con colonne in muratura.

Come si è accennato, il primo intervento previsto in corrispondenza della presente unità strutturale, è stato la realizzazione del giunto sismico che la ha divisa strutturalmente dal corpo 1.

Oltre alla questione del giunto sismico, analizzando l’unità strutturale in esame è emersa una carenza importante di pareti intermedie tra-

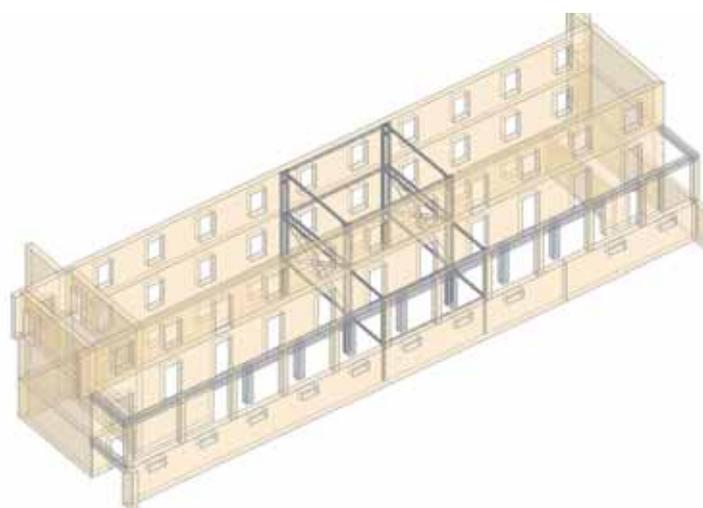


Fig. 3 - Inquadramento dei nuovi telai in acciaio controventati (Corpo 2)

Senza telai in acciaio	Con telai in acciaio
- in termini di PGA	- in termini di PGA
$\alpha_v = 0,54 = (PGA_{CLV} / PG_{ADLV})$	$\alpha_v = 0,75 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

Tabella 1

sversali, che comportava quindi una risposta sismica debole rispetto a tale direzione.

Si è previsto quindi l'inserimento di due telai in acciaio controventanti che aiutassero a migliorare il comportamento in risposta agli eventi sismici in direzione trasversale. Il telaio in acciaio tipico si sviluppa

da cielo a terra, ed è presente quindi in tutti e tre i piani dell'unità strutturale (figura 3).

Il telaio è realizzato con montanti in profili HEA 180 e traversi in profili IPE 200; al piano terra e al piano secondo si irrigidiscono i nodi trave-pilastro mediante l'inserimento di puntoni in HEA 120 mentre al piano primo si inseriscono dei controventi di parete realizzati in profili angolari 100 x 100 x 10.

Il telaio controventante trasmette i carichi al terreno tramite cordoli di fondazione di altezza 40 cm armati con staffe $\varnothing 10/20''$ nei due sensi e micropali in acciaio di diametro 12 cm e profondità 10 m agli estremi per raccogliere gli sforzi trasmessi a terra dalle controventature.

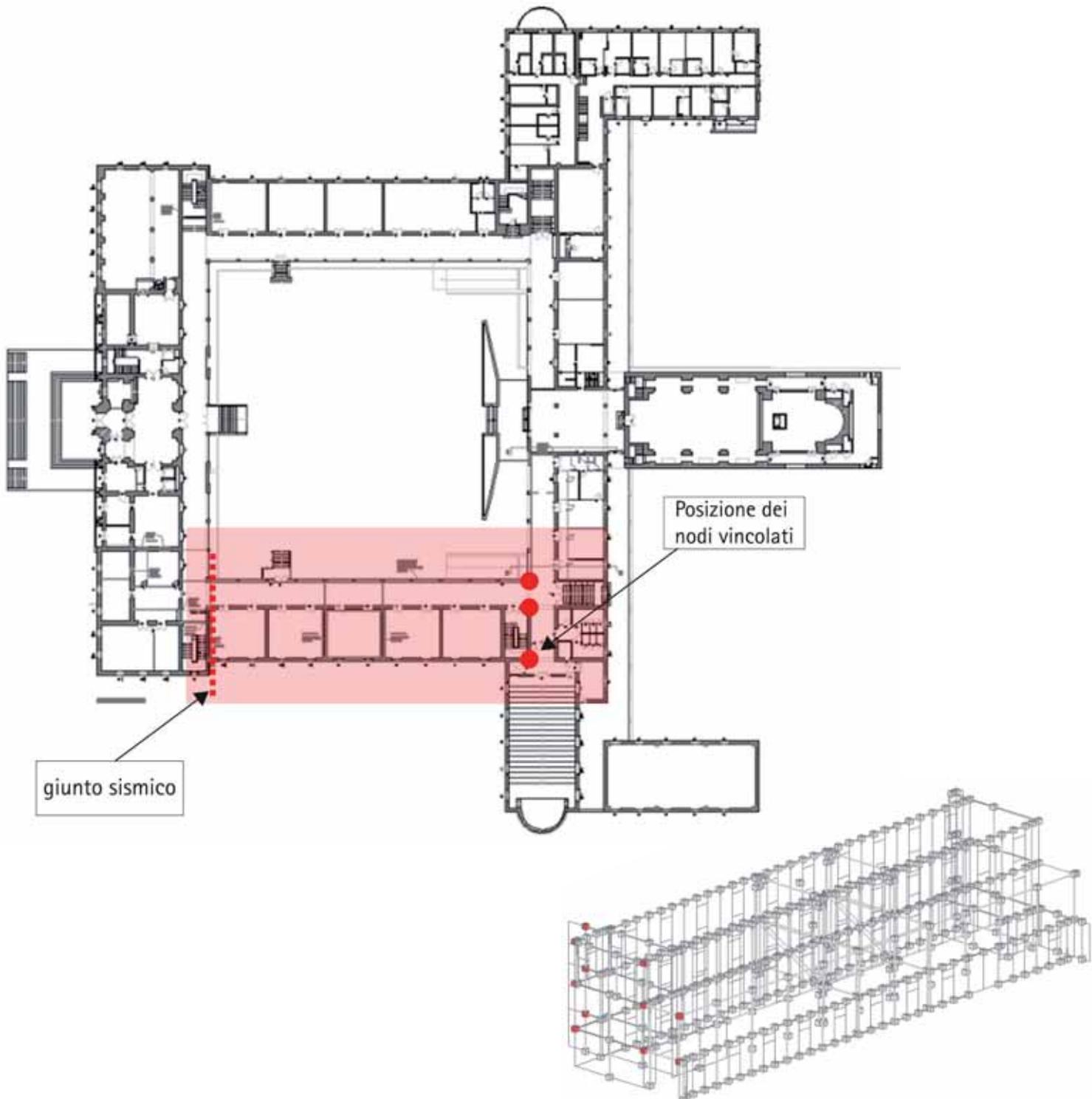


Fig. 4 - Individuazione nodi vincolati - Individuazione vincoli con grado di libertà a traslazione in direzione X bloccato

ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI MODELLAZIONE AL COMPUTER E PRINCIPALI RISULTATI

Il metodo di analisi utilizzato è l'analisi statica non lineare "pushover" condotta con un programma di calcolo per la verifica sismica degli edifici in muratura portante (AEDES) che consente di valutare in modo esplicito le richieste di deformazione e la capacità ultima delle murature.

In particolare, dall'analisi pushover del modello allo stato di fatto si è ricavato, come era logico aspettarsi, un buon comportamento, con indicatori di rischio anche superiori all'unità, nella direzione longitudinale mentre un comportamento meno di sicurezza nella direzione trasversale dove appunto mancano le pareti murarie. In quella direzione non avremmo avuto l'indicatore superiore a 0,60 come richiesto dalla norma per cui si sono appunto inserite le pareti controventanti che hanno portato ad avere, nella peggiore delle ipotesi di verifica, un indicatore di 0,75 quindi ampiamente nel margine aspettato.

VERIFICA DELLA CONGRUITÀ DEGLI SPOSTAMENTI TRA ACCIAIO E MURATURA

Una ulteriore verifica, concertata con gli uffici del Genio Civile che dovevano autorizzare la pratica sismica, è stata quella di verificare la compatibilità degli spostamenti tra i telai controventanti e le pareti trasversali in muratura sulle quali andavano ad intersecarsi.

Si è per questo elaborato un ulteriore modello di calcolo in cui sono state eliminati tutti i telai in acciaio e di conseguenza il ruolo strutturale è stato affidato interamente ai setti murari.

Si sono poi confrontati i risultati ottenuti da tale modellazione con quelli ottenuti dall'analisi globale del fabbricato con inseriti i telai in acciaio (Tabella 1).

Confrontando gli indicatori di rischio in termini di PGA risultanti da entrambe le modellazioni, mediante una semplice proporzione, l'azione sismica risulta così distribuita tra le due tipologie strutturali:

- aliquota assorbita dai setti murari: 59,50%
- aliquota assorbita dai nuovi telai in acciaio: 40,50%

Per quanto riguarda la compatibilità degli spostamenti tra i due sistemi strutturali in acciaio e muratura, si può affermare che gli spostamenti del

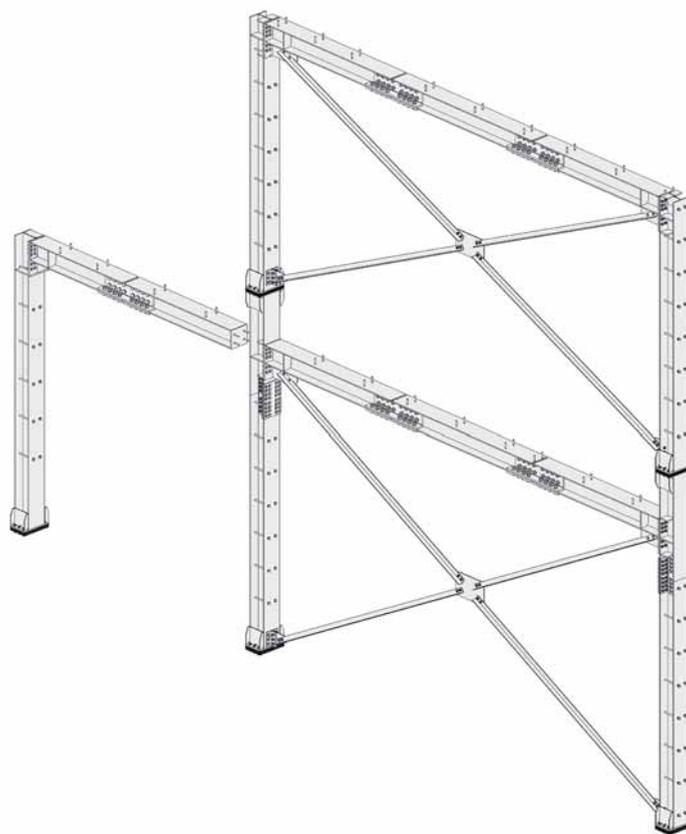


Fig. 5 - Telaio completo - Esecutivo

fabbricato murario sono sufficientemente piccoli per mantenere costante l'eventuale sforzo massimo di trazione negli elementi strutturali in acciaio, fino al raggiungimento dello stato limite della struttura.

Lo spostamento massimo derivante dall'analisi per i pilastri in acciaio risulta circa pari a 3 mm, inferiore al massimo spostamento ammissibile da normativa.

DETTAGLIO INSERIMENTO STRUTTURA METALLICA

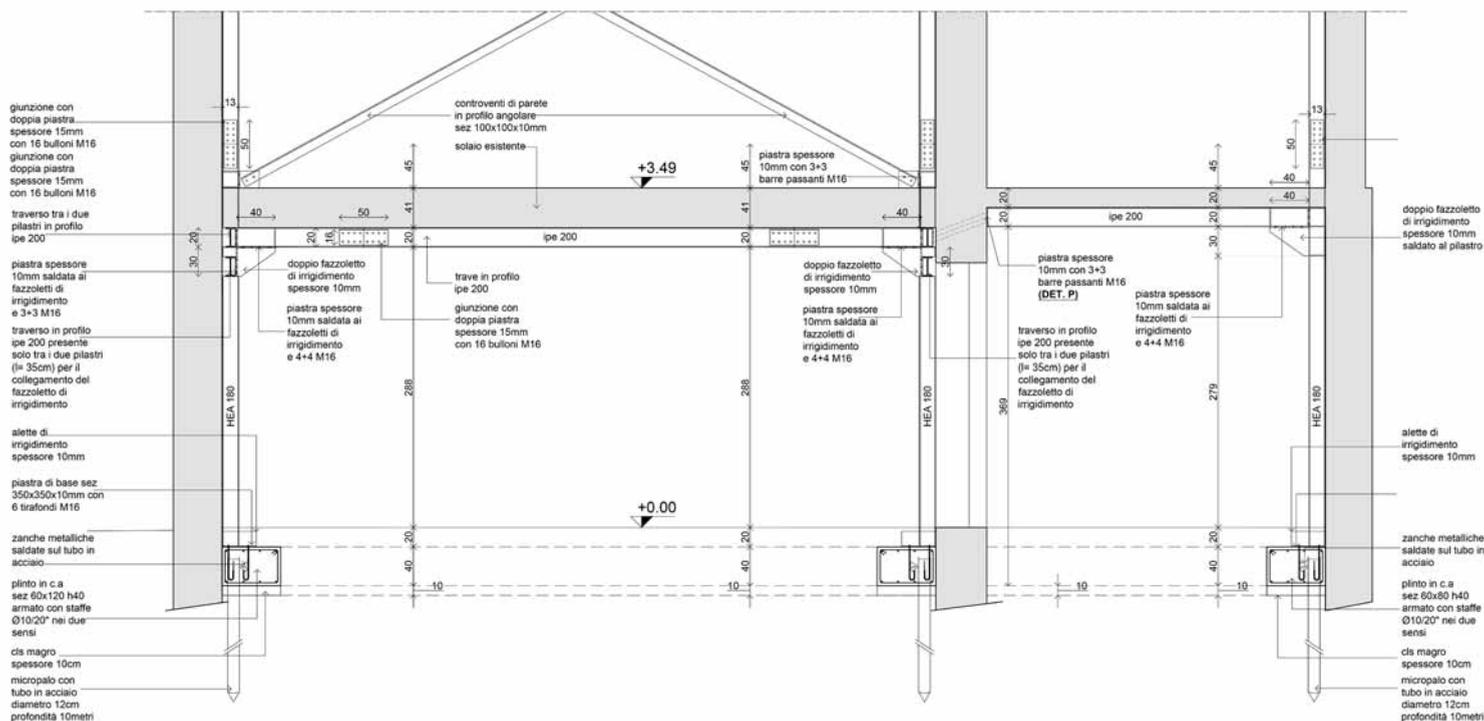


Fig. 6 - Particolare inserimento telaio

PIANTA COLLEGAMENTO PILASTRI ALLA PARETE IN MURATURA

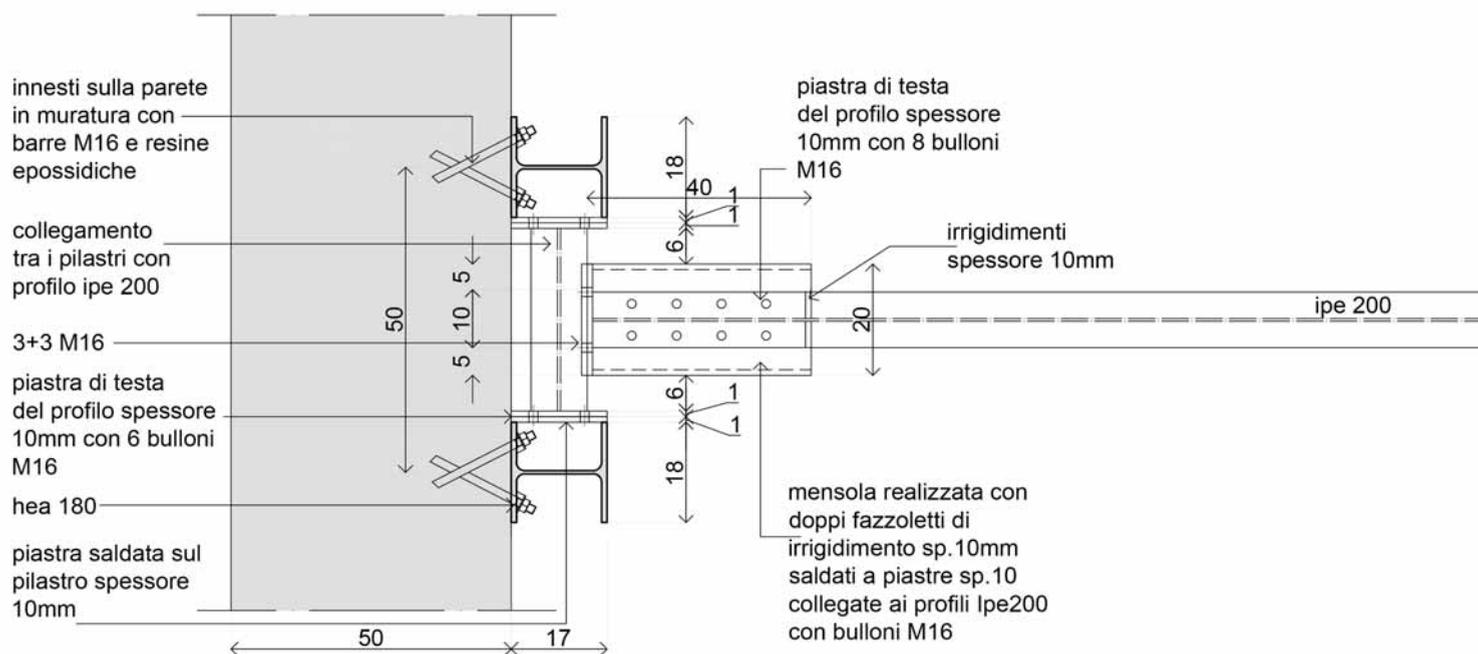


Fig. 7 – Particolare collegamento nodo telaio-muro

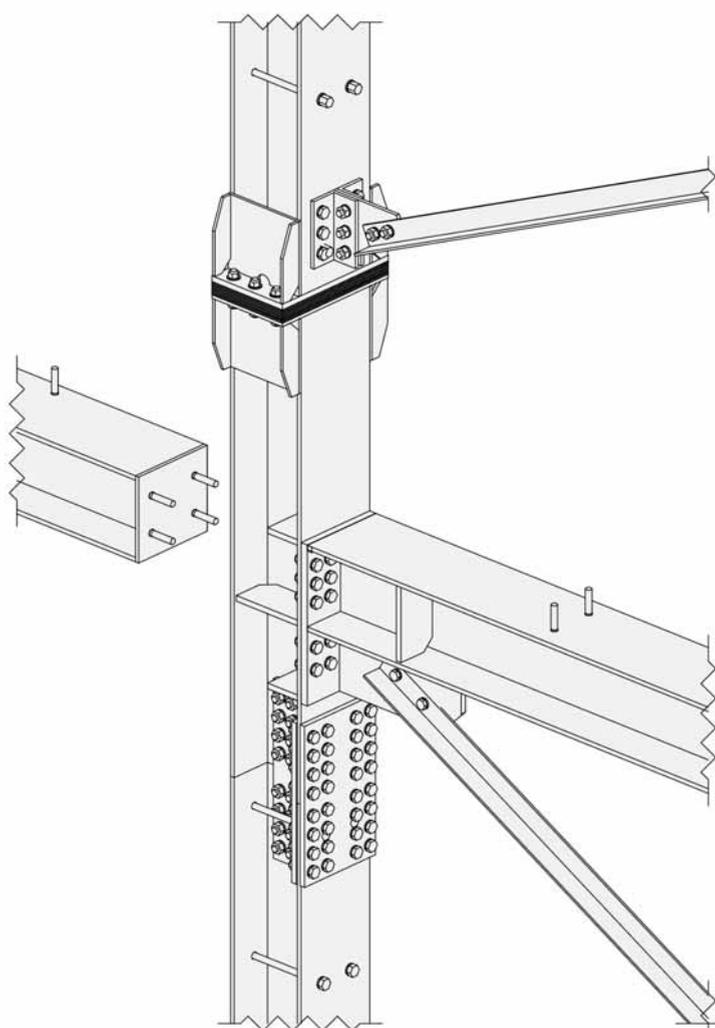


Fig. 8 – Particolare telaio - Esecutivo (Roadhouse Srl)

Confrontando il massimo spostamento SLD relativo ai nuovi telai di acciaio, con quello relativo ai setti murari, si vede che questi sono del tutto compatibili con differenze non significative nell'ordine di qualche decimo di millimetro e di conseguenza la verifica della compatibilità delle deformazioni si è ritenuta soddisfatta.

ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO IN AGGREGATO

Sulla base delle esperienze tratte dalla bibliografia al riguardo, dal punto di vista della modellazione al computer si è scelto di dividere l'intero fabbricato in singole unità strutturali.

Si è scelto di elaborare un modello di calcolo in cui si sono inseriti dei vincoli che hanno schematizzato il collegamento con il resto del complesso edilizio, per tenere conto del fatto che la porzione analizzata (si parla del corpo 2 sede delle aule scolastiche) fa parte di un più ampio complesso edilizio. In particolare, essendo che il fabbricato si sviluppa in direzione X, in corrispondenza dei nodi di collegamento tra la palestra e il resto del complesso edilizio viene bloccata la traslazione in direzione X (figura 4).

CONCLUSIONI

L'utilizzo estensivo dell'acciaio nell'adeguamento sismico rappresenta uno degli insegnamenti che abbiamo avuto modo di trarre a seguito dei terremoti passati, in occasione dei quali si è spesso osservato come le ristrutturazioni con tetti pesanti e cordoli in cemento armato su strutture in muratura risultino penalizzate dall'azione sismica, che amplifica i movimenti delle masse più grandi.

L'imperativo in questo caso è stato quindi quello di alleggerire il più possibile e limitare l'uso del cemento armato solo in fondazione. L'intervento è stato eseguito in tre anni (la parte strutturale è stata completata a settembre 2020) per step successivi lavorando per piani durante i mesi estivi di chiusura della scuola.

Di volta in volta sono state prodotte delle dichiarazioni di agibilità parziali che certificassero un miglioramento costante della costruzione anche se non ancora completata.



Fig. 9 – Controventatura al piano terra



Fig. 10 – Particolare nodo



Fig. 11 – Vista di insieme dei due telai controventati

CREDITS

Proprietà:

Ubicazione:

Prog. e DL Strutturale:

Prog. architettonico:

DL. architettonica:

Coordinamento tecnico:

Ditta esecutrice:

SEMINARIO VESCOVILE DIOCESANO "PIO XII"

Comune di Faenza (RA) - Viale Stradone n. 30

Marco Peroni Ingegneria: Ing. Marco Peroni - Ing. Irene Fabbi

Arch. Elisa Bertoni con Arch. Valeria Bassi

Arch. Stefano Liverani

Geom. Andrea Bertoni

Roadhouse Srl - Napoli

VIADUCT OA666 IN BELVAL, LUXEMBOURG: SLENDER HIGHWAY DECK REALIZED IN HIGH-STRENGTH STEEL

VIADOTTO OA666 A BELVAL, LUSSEMBURGO: ESEMPIO DI UTILIZZO DI ACCIAI ALTORESISTENZIALI PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPALCATO AUTOSTRADALE SNELLO

Riccardo Zanon*, Toni Demarco

ArcelorMittal Global R&D / Steligence, 66 rue du Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette, Luxembourg

Domenico Viscovo

NL Montaggi, Viale Michelangelo, 80 - 80129 NAPOLI, Italia

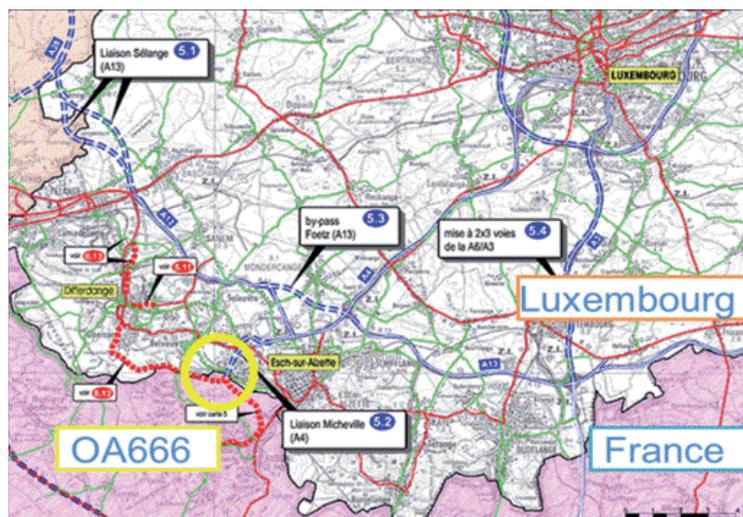


Fig. 1 - Geographical location (up) and sky view of the Belval industrial area (bottom)

OA666 bridge on the new part continuing the A4 highway in Luxembourg towards France (structure completed in 2017-2019) shows the interest in steel-concrete composite solutions for modern infrastructure projects. The deck is extremely slender: the central parts spans 50 m with a constant structural height of 1,35 m. The geometry is a bit complex since the road axis follows a clothoidal path with a minimum radius of 640 m in the horizontal plane and crosses an existing roadway with a variable skew angle. The construction site is encircled by existing local roads and a lake. The steelwork (total weight 1300 tons, total length 126 m) is realized entirely in S460 thermo-mechanical steel with composed flange thicknesses up to 100 mm.

Il presente articolo descrive la realizzazione di un viadotto autostradale a Belval (Lussemburgo) creato per fluidificare il traffico intenso con la Francia. La peculiarità di questo viadotto è l'imposizione di un franco ridotto richiedendo quindi una snellezza importante dell'impalcato, soprattutto in corrispondenza della travata centrale. La soluzione adottata prevede l'utilizzo di acciai alto-resistenziali paragonabili all'S460 ma con proprietà di resistenza e di saldatura migliorate rispetto alle norme omogeneizzate grazie al ricorso a ETA specifiche. L'articolo è derivato da una memoria stata presentata al congresso IABSE di Wroclaw, Ottobre 2020.

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

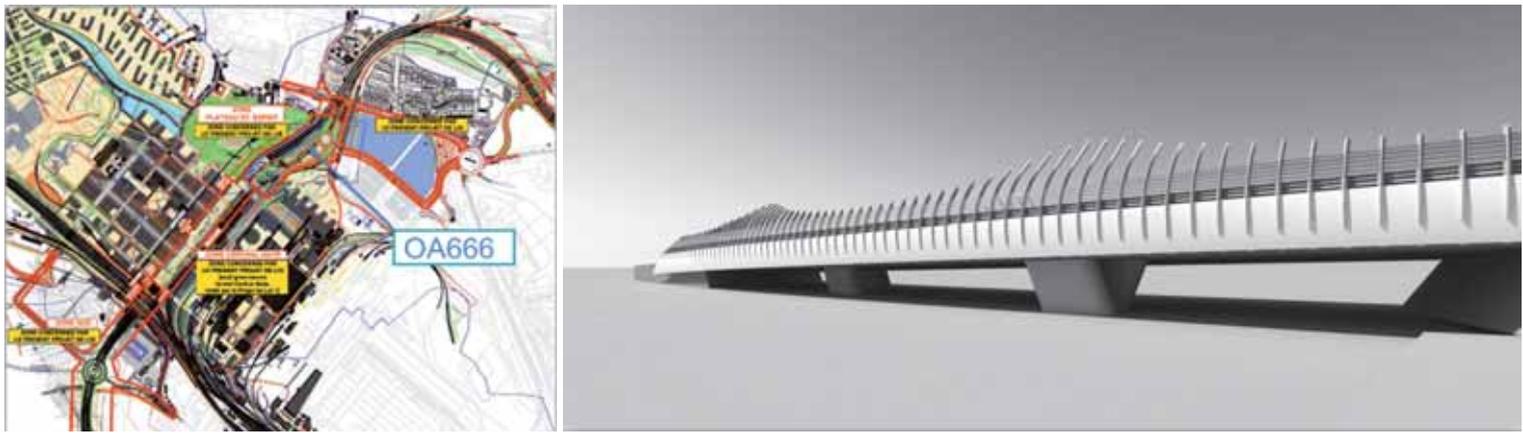


Fig.2 - View of the OA666 along the new highway line and architectural rendering @ Jim Clemes

1. INTRODUCTION

1.1. Geographical situation and framework

The so-called project “Liaison Micheville” belongs to an important infrastructure framework project between France and Luxembourg with the scope to increase the road and railway capacity across the border (figure 1). In fact, there is a significant number of commuters (estimations range between 75.000 and 100.000 persons according to the sources) living on the Southern side and moving across the border daily for working reason.

Most of commuters cross the borders by cars and reach their workplace along the A3 highway (close to Dudelange) and the A4 Highway (close to Esch-sur-Alzette and Belval). This massive vehicle flow causes not only a significant congestion on the roadway axes but also a relevant safety issues in particular in the winter season where a high number of severe accidents are registered.

The „Liaison Micheville” project connects Esch-sur-Alzette, 2nd largest city of Luxembourg and major industrial centre, to the neighboring city of Audun-le-Tiche prolonging the A4 highway on the Luxembourgish side into the French territory. The total length of this prolongation is just 3300 m, but with a very significant budget of 330 M€ due to the high number of infrastructure elements to be realized:

- OA 08: Tunnel below previous industrial steelwork plant, length 735 m;
- OA 10: open trench, length 84 m;
- OA 666: Composite bridge, length 126 m;
- OA 888: Composite bridge, length 92 m ;
- 2 new round-about;
- 2 new highway junctions.

1.2. Actors involved in the OA666

OA666 is in the middle of the new infrastructure link and the major bridge work. The geometry of the road axis is rather complex since it follows at this location the previous track of an ancient industrial railway. The highway is between the urban environment of Belval and an artificial lake which was created for the cooling services of the industrial site (at the time it entered in operation in 1911 the Belval plant the largest steel mill in Europe). The main task of viaduct OA666 is to overpass the N31 national road which connects Esch-sur-Alzette to Differdange, respectively the 2nd and 3rd largest cities in Luxembourg. The minimization of the traffic disturbance of the N31 was one key parameter to take into account. of the main reason to choose a steel-concrete composite deck in place of other alternatives (figure 2).

1.3. Geometry of the bridge

The viaduct has a total length of 126 m divided in 3 spans of about 38 m – 50 m – 38 m. The longitudinal profile was a significant challenge since the OA666 viaduct overpasses the existing N31 leading shortly to a tunnel which pass below (figure 3). For this reason the construction height of the deck shall remain limited and not exceed 1,4 m, resulting in a slenderness for the main span of about 1 / 37. The highway is organized on two separate twin decks of 15,5 m – total width 31 m, each of them carrying 3 traffic lanes and a broad cyclo-pedestrian way. The longitudinal slope is constant with 2,2%, whereas the transversal slope is varying from 2,5% to 3,5%.

In the horizontal plan the bridge lies in the clothoidal part of the road axis and therefore with a variable curvature from a radius of 1600 m to a minimum of 640 m. This latter part corresponds to a relevant curvature

Owner	Ministère du Développement Durable et des Infrastructures- Administration des Ponts et Chaussées
Planner	Luxplan S.A.
Architect	Jim Clemes Associates
Static design office	Simon-Christiansen Et Associés
Soil design office	Géoconseils
Control office	Secolux
Work supervisor	TR Engineering / Luxplan
General contractor	LuxTP / Soludec
Steelwork execution studies	Simon-Christiansen Et Associés / SGI
Steel contractor	ArcelorMittal
Steelwork erector	NL Montaggi Industriali

Table 1 - Main actors for the bridge deck

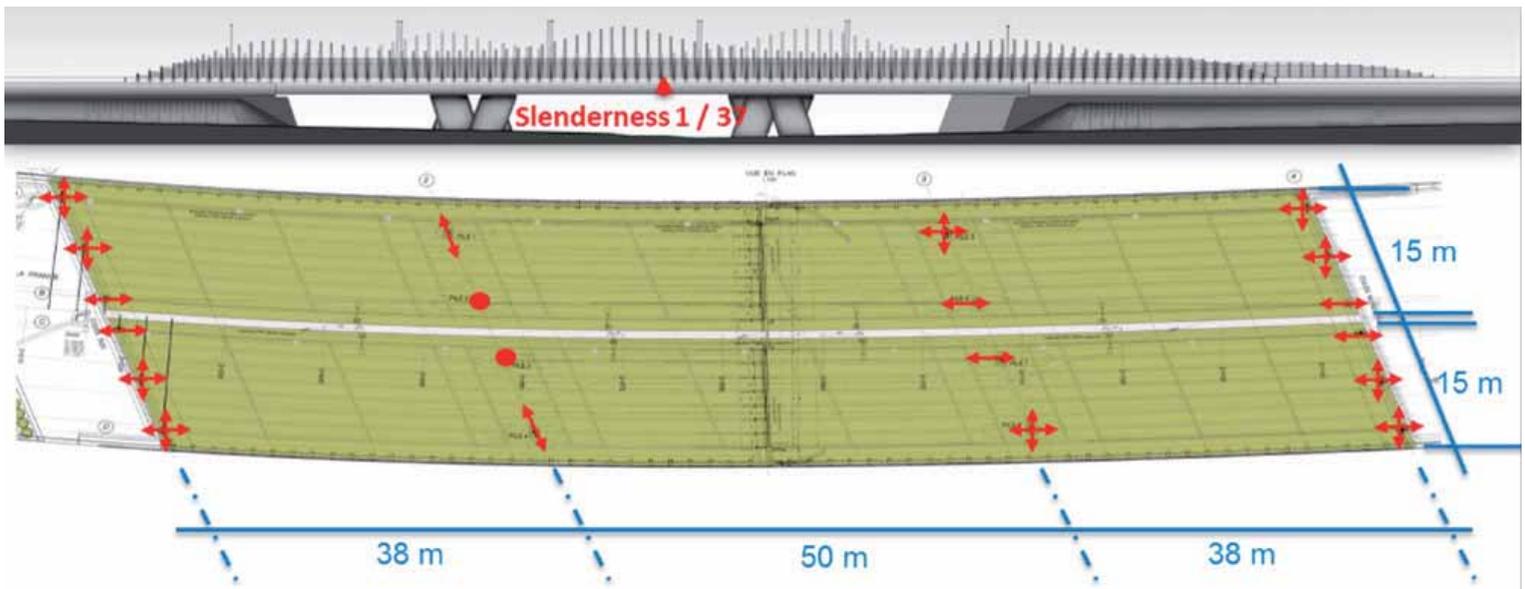


Fig. 3 - Overview of the viaduct OA666

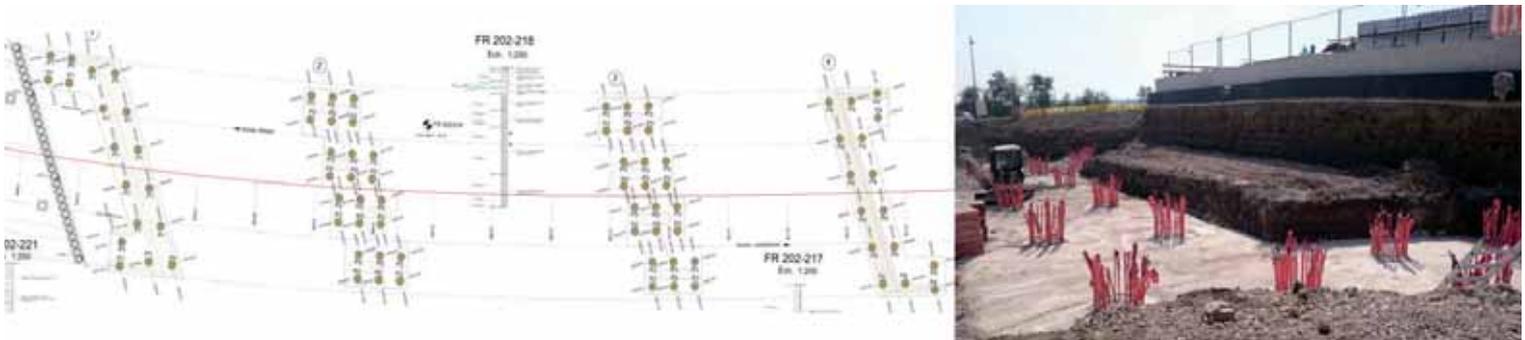


Fig. 4 - View of the foundation works

for the deck. The A4 highway crosses the N31 with a variable skewness angle of about $\sim 70^\circ$. The total surface of the deck is about 3900 m². The foundations are realized by means of 82 bored concrete piles with diameters 120 cm and a length of 11 m (figure 4). The high number of

the piles is linked with the fact that the soil mechanical characteristics are relatively poor in this area. The abutments are realized by traditional wing walls.

The installation of the internal piers is quite homogeneous in the longi-



Fig. 5 - Abutments (left) and pier (right) under construction

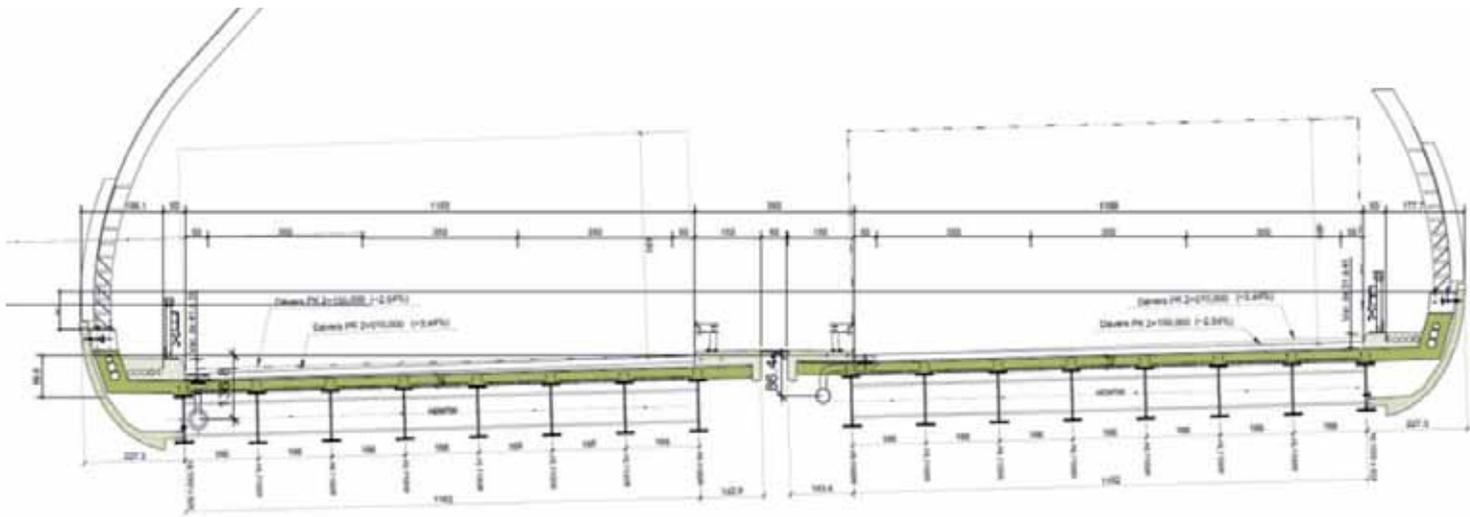


Fig. 6 – Cross section of the bridge

tudinal view. Nevertheless due to architectural choice the piles are turned of 90° respect to the usual installation, being parallel to the bridge axis line rather than perpendicular as usual. Each of the two decks is therefore supported on 4 point, 2 one each internal support. The piers have a rectangular section with round corners and are inclined in the vertical plane. This was an architectural choice with the aim to create some dynamic in the longitudinal view of the bridge (figure 5).

2. DESCRIPTION OD THE DECK

2.1. Design considerations for the choice of the typology

Different solutions were considered for the realization of the deck. Prestressed reinforced concrete solutions were initially considered but excluded in a preliminary phase because not adapted to this range of span and slenderness, also considering.

A steel box girder with orthotropic deck was a technical sound option, optimized both for the curvature of the deck, the important weights which were imposed on the deck edges, perfect for the slender as well as adapted for the curved road axis. This kind of deck is usually realized by assembling the steel segments prefabricated in the workshop on one abutment

side and incremental launched over the obstacle. In this case the shape of the internal piers (point supports) was not of great help for the temporary phase and a full range of temporary supports would have been needed. The maintenance was also not easy, since the net construction height within the box girder would have been about 1,3 m, which is not at all a comfortable inspection place. This is even more important for the case of an orthotropic deck where the maintenance and the fatigue inspection are essential. The cost both for the realization, the attention that steel orthotropic deck require for the surfacing as well as for the maintenance. The steel-concrete composite deck emerged therefore as the best option. Due to the reduced slenderness combined with a wide deck, the choice of multi-girder deck appeared as logical, the twin-girder concept would not have been adapted. The main girders are realized out of standard hot rolled shapes of the HL family. Having simple double T-sections permits also to have a standard fabrication procedure and offered the opportunity to erect the steelwork by crane lifting with welded splice close to the internal supports. The choice of a “industrial” deck permitted to reduce the total construction time. This solution will be described in the following of the chapter.

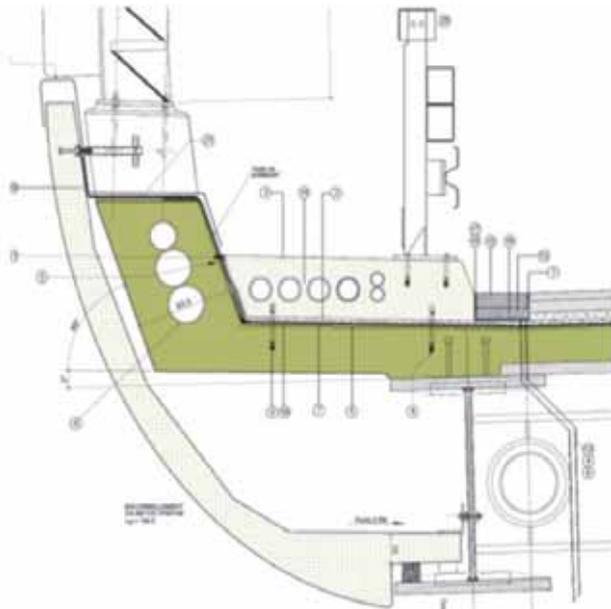


Fig. 7 – View of the concrete cap hanging on the external beam

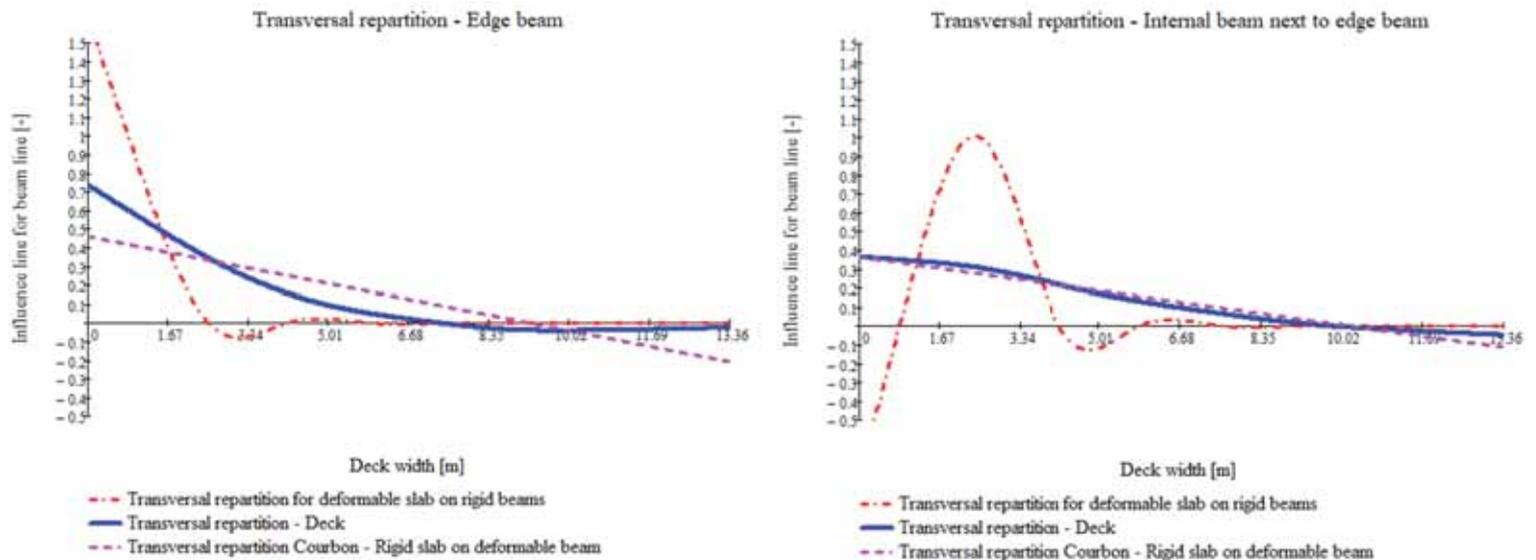


Fig. 8 - Transversal load repartition

The bending moment actions were very important taking into account the reduced construction height (about 10 MNm in the main span for the internal beams and 20 MNm for the edge beam, about 15 MNm for the cross beam both in in transversal direction and longitudinal direction). The use of high-strength steel appeared from the beginning as very advantageous: for the current internal beams it permitted to reduce the steel thicknesses to 60 mm on the internal piers for negative bending moment and to 45 mm for positive bending moment in the span.

2.2. Cross-section of the deck

Each of the two decks is carried by 8 longitudinal beams with an average spacing of 1,66 m. The slab with an average thickness of 25 cm (C35/45) is casted on prefabricated elements (so-called predalles) which are placed amongst the beam flanges. The two decks are separated by a distance of 0,5 m which is covered with a steel grillage for maintenance reasons. On each side of the deck there is an architectural noise barrier created with a curved steel piece and a system formed by curved coloured plexiglass panels (figure 6).

Hanging on the external edge beam there is a prefabricated concrete cap, an alternative to the traditional metallic cap due to architectural choice. The linear weight of this element is close to 2000 kg/m, and therefore it heavily impacts the design of the edge beam. A special device was put in place to make it possible to adjust the height of the cap in order to

ensure an optimal aesthetic result (figure 7).

2.3. Considerations about the design

The bridge is designed and verified according to the Eurocode approach integrated by the Luxembourgish national annexes. In the longitudinal view, the repartition of the spans is quite harmonious and therefore the bending moment optimized. The rolled sections are in class 1 or 2 even for negative bending and therefore the plastic resistance of the sections could be exploited at the ULS. Deflection criteria were not decisive due to the continuous longitudinal girder system.

The cross-beam arrangement in the span was designed to achieve a significantly rigid transversal repartition so to have an efficient construction solution. As it can be seen in figure 8, the transversal repartition of the model corresponds quite close to the Courbon model (assumed for an indeformable cross-section in transversal direction on elastic longitudinal beams). In correspondence of the internal piers, the spacing of the cross beams was reduced so to avoid any reduction due to the lateral-torsional buckling criteria.

3. DESCRIPTION OF THE STRUCTURAL STEELWORK

3.1. General

The steelwork is composed by longitudinal beams (with the edge external beams being different due to the heavier concrete cap), linked together by cross beams (4 in external spans, 6 in main spans) to ensure enough

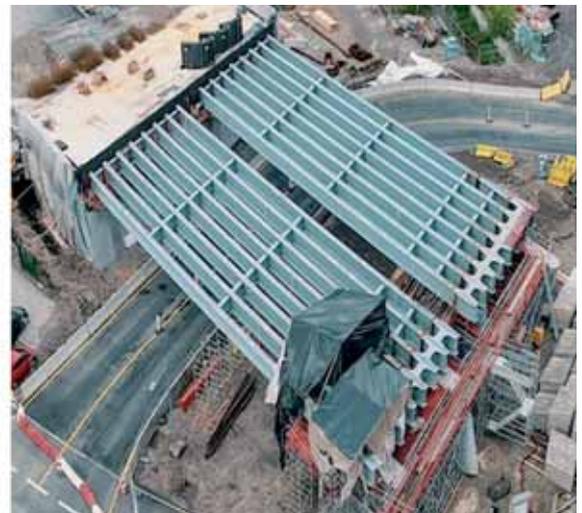
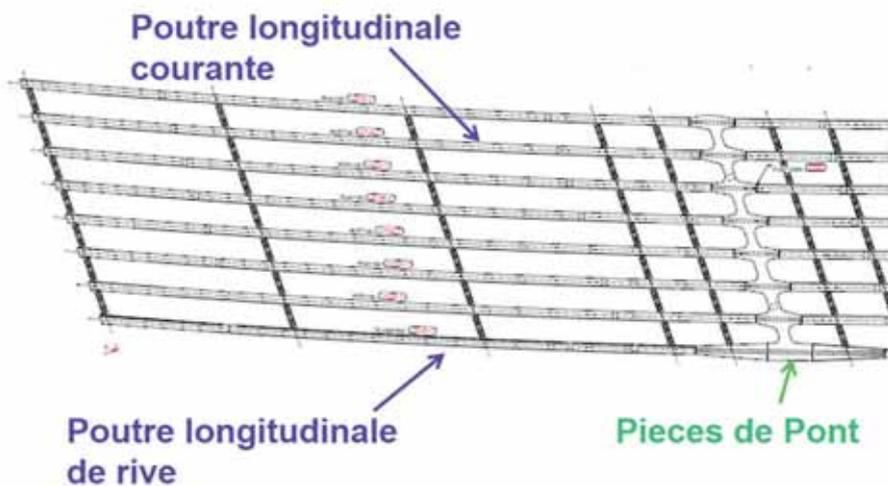


Fig. 9 - Overview of the structural elements



Fig. 10 - Fabrication of the longitudinal and cross beams

deck torsional stiffness due to the road axis curvature (figure 9). At the internal piers the deck is supported only in two points, and therefore the transversal elements (called “diaphragms”) carry an enormous transversal bending moment additionally to the peak of the longitudinal moment. The whole steelwork has been classified in EXC3 according EN 1090-2 [3] except, the diaphragms and the welded splices on site classified EXC4. The exposed surfaces have been protected against corrosion with a ACQPA C5 Ma ANV, corresponding to the highest level according ISO EN 12944 [1] so exceeding the requirements of the construction site (C3) to prolongate its expected life before maintenance.

3.2. Longitudinal and cross beams

The beams have been rolled to the final length, cambered about strong axis and curved about weak axis directly in the rolling mill (figure 10). The internal beams are realized with rolled sections HL1100R (flange thickness:

Excavation	11000 m ³
Concrete	8 000 m ³
Reinforcement	1000 tons
Steelwork	1300 tons (326 kg / m ²)
Steelwork budget	About 3 M€
Overall budget	About 11 M€

Table 2 - Main rough figures for the bridge deck

45 mm). The external edge beam conversely carries a far higher load, and therefore an HL1000x642 (flange thickness: 60 mm) has been used with additional reinforcing plates externally welded on the flanges (upper side 30 mm, lower side 40 mm forming a composed flange thickness of 100 mm) in the central span. The cross beams are realized by means of HEM700 welded to the longitudinal beam directly at the workshop. The splice in the center of the cross beam is made with cover plates done on the construction site. The whole rolled girders are realized in HISTAR460 / L according ETA10/0156 [4], a special S460 with guaranteed yield strength. The interest to use high-strength steel for roadway bridges is justified both by the economical as well as economic point of view [6].

3.3. Diaphragms

These four pieces are the key elements of the bridge, since they are subjected to a combined maximum of transversal and longitudinal bending moment. The choice was to realize the flanges by cutting one single plate of 60 mm of S460ML with guaranteed yield strength (following specific discussion with the steel mill) to keep the thickness as reduced as possible. The webs were also cut and chamfered at the mill with thicknesses varying from 25 to 35 mm. This specific choice has permitted to realize these elements only by fillet welding in flat position without any need of butt weld splice in the workshop. The bridge supports (double friction pendulum) were welded to the diaphragms directly in the workshops. These were the heaviest elements with piece weights up to 29 tons (figure 11).

3.4. Erection on the construction site

The steelwork pieces were delivered on the construction site and subsequently craned in the final position. The longest pieces had a total length of about 38 m and with a maximum weight of 29 tons. The main beams have been spliced by full penetration welding to the diaphragm; subsequently checked by UT testing with an acceptance class B+ according EN1090-2 [3]. The welding of the 84 full-pen joints was achieved with the welding procedure 135/136 (metal arc welding with active gas shield) without problems thanks to the skill and experience of the welding teams on site; reparation were needed only at one position over the whole project (figure 12).

The 112 joints of the cross beams were bolted with a slip-resistant connection at ULS according Class C of EN1993-1-8 [2]. The surface preparation was class B according EN1090-2 [3] by means of a special thin paint layer. A total of 14.400 bolts has been put in place in quality HR10.9, diameter 24 mm for the web splice and 30 mm for the flange splice. The holes were dimensioned for larger holes (+1 mm) with the reduction factor according EN1993-1-8 [2] so to allow for a larger erection tolerance.

4. CONCLUSIONS AND ACKNOWLEDGMENT

The structural solution presented in this paper does not constitute a breakthrough in bridge technology, nevertheless explores the combination of some parameters in the same realization (high-strength steel with thick steel material, slender deck, new geometric combination of



Fig. 11 - Fabrication of the diaphragms

heavy sections and heavy plates) who have represented some challenges for the people involved in it. These challenges have been successfully mastered thanks to a good collaboration amongst the actors.

The author wants to thank particularly for this project:

- Frederic SAUNIER and Thomas HANSOULLE from LUXPLAN Simon & Christiansen -Design Office, conceiver and designer of the bridge, for their open-mind attitude in exploring new ways;

- Jean-Yves MARX (LUXTP) and Alex BONAL (SOLUDEC), the general contractor for having the honest and proactive collaboration throughout the project, as well as their teams;
- Domenico VISCOVO (NewLife Montaggi) and his team for the advice, the passion and the expertise in welding and erecting structural steel;
- All the colleagues, from the workshop floor to the office, for the work engaged and the support to achieve the results.

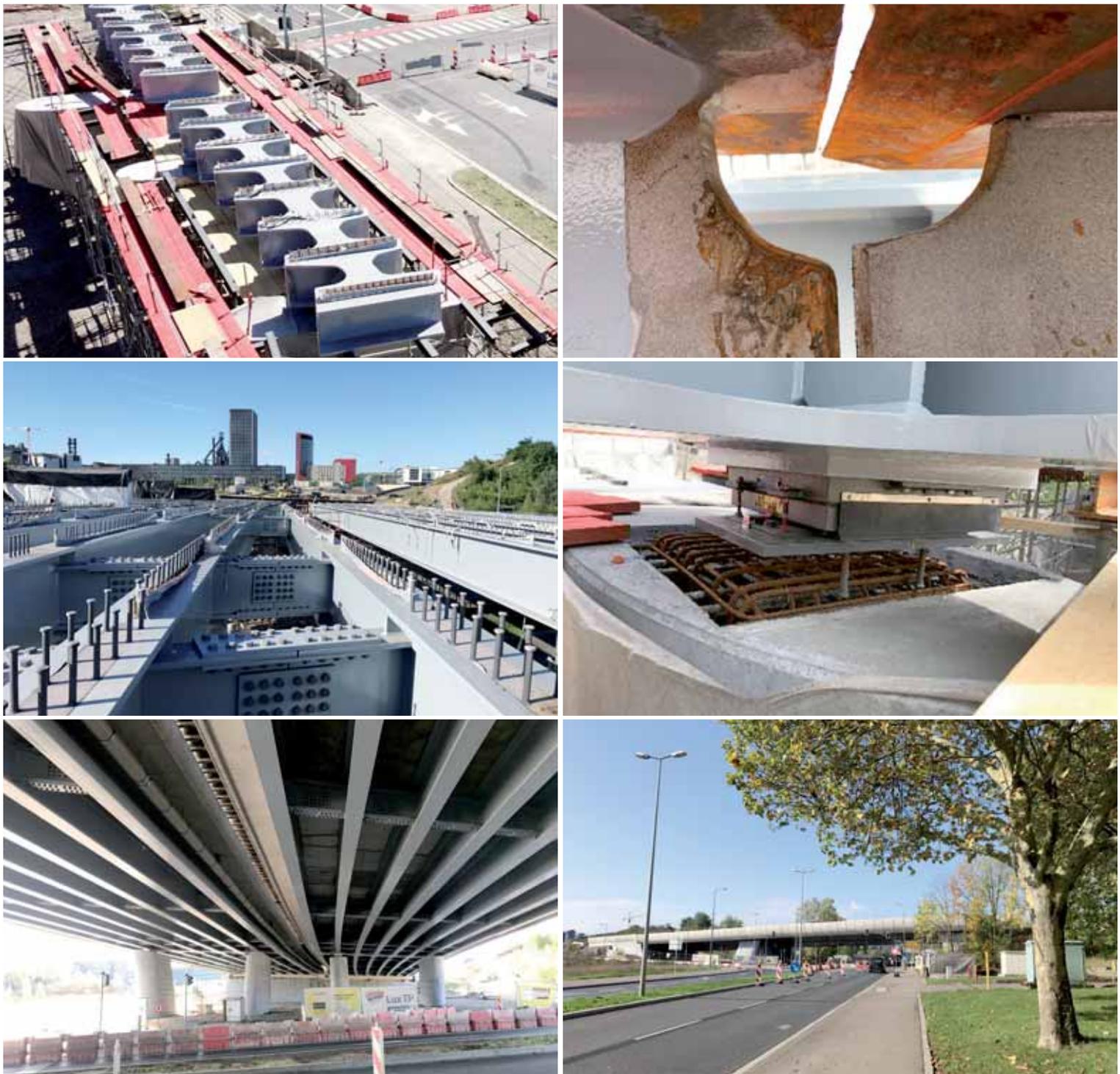


Fig. 12 - Different phases of the erection on the construction site and the finished deck

LITERATURE REFERENCES

- [1] ISO EN 12944 - Corrosion protection of steel structures - 1998
- [2] EN1993-1-8 - Design of Structures - Design of joints; 2005.
- [3] EN1090-2 - Execution of structural steelwork, 2012.
- [4] ETA10/0156 HISTAR steel, 2016.
- [5] EN10365 - Dimensions et masses - Hot rolled steel channels, I and H sections, 2017.
- [6] AFGC - ConstruireAcier: Les aciers à Haute Limite d'Elasticité, Octobre 2012.

IL SALTO DI AIALE GREENWAY VALLI RESILIENTI

Progettazione passerella ciclopedonale sul fiume Mella
e raccordo al percorso ciclabile esistente

JUMPING AIALE GREENWAY RESILIENT VALLEYS

Design of the cycle-pedestrian walkway on the Mella river
and connection to the existing cycle path

Ing. Alessandro Guerini*, Arch. Simona Mandis, Ing. Monica Valentini
GUERINI INGEGNERIA SRLS, Villa Carcina (BS)

In questo articolo si presenta la progettazione della passerella ciclopedonale sul fiume Mella, in località Aiale, una frazione del Comune di Pezzaze (BS).

This article presents the design of the cycle-pedestrian walkway over the Mella river, in Aiale, a fraction of the Municipality of Pezzaze (BS).



Fig. 1 - Prospetto - foto realistica di progetto

*Corresponding author. Email: tecnico@gueriniingegneria.it



Fig. 2 – Pianta - foto realistica di progetto

1. INTRODUZIONE

Terminata la fase progettuale in Provincia di Brescia de “Il salto di Aiale”, una passerella ciclopedonale che consentirà il collegamento tra il sentiero ciclopedonale esistente e la strada provinciale SP BS 345 in località Aiale, una frazione del Comune di Pezzaze (BS) (figure 1-2).

L’obiettivo principale della progettazione è stato quello di risolvere la criticità esistente allo stato dei fatti, data la mancanza di un collegamento ciclabile in sicurezza tra percorso esistente e strada sterrata, e di ottenere sempre più una maggiore fruibilità dell’infrastruttura ciclopedonale. Il processo progettuale si è basato sulla volontà di realizzare una struttura che costituisca un landmark, pur mantenendo un ridotto impatto visivo al fine di valorizzare il contesto naturale circostante. Le esigenze funzionali e la sensibilità formale tesa alla ricerca della “trasparenza” strutturale hanno orientato la scelta progettuale verso una passerella sospesa, consentendo la massima snellezza delle sezioni degli elementi portanti. La passerella pedonale scavalca il fiume Mella con 33 m di acciaio S355 sospesi a circa 17 m dal letto del fiume.

Lo schema statico è quello di un ponte sospeso classico a cavi parabolici ancorati a terra, con campata sostenuta da un sistema di 22 pendini verticali realizzati tramite funi in acciaio spiroidali.

Le antenne, a cui sono fissate tramite capicorda a forcilla le funi principali, sono delle aste incastrate a terra costituite da profili HEA 360, la cui altezza massima è di 7,25 m.

L’impalcato, vincolato alle spalle con appoggi elastomerici, è costituito da una reticolare metallica, i cui correnti sono costituiti da profili HEA 280 collegati da traversi realizzati con profili HEA 200, e da una lamiera grecata con cappa in calcestruzzo con sezione utile di 2,55 m (figure 3-6). I controventi di piano sono invece costituiti da profili UPN 100 disposti a X e collegati tramite bullonature ad apposite piastre saldate sui traversi. Il piano di calpestio della passerella sarà realizzato attraverso un solaio

in lamiera grecata e calcestruzzo considerato non collaborante con i correnti dell’impalcato.

L’impalcato verrà realizzato in tre tronconi separati collegati in cantiere tramite piastre di collegamento con coprigiunti bullonati per la connessione delle HEA280.

2. FASI COSTRUTTIVE

In fase progettuale sono state analizzate le fasi costruttive di cantiere relative al montaggio e al posizionamento in sede della passerella (figure 7-8).

La futura infrastruttura sbarcherà sulla pista ciclabile esistente della SP 345, che verrà parzialmente chiusa durante l’esecuzione dei lavori per un tratto massimo di 60 m, per consentire lo stazionamento ed il montaggio della struttura metallica.

La passerella, costituita da un’unica campata di 33 m, sarà realizzata in tre conchi di 11 m, realizzati in officina e trasportati in cantiere per il successivo assemblaggio a piè d’opera.

Attraverso una autogru a braccio variabile l’impalcato metallico verrà sollevato e ruotato al fine di posizionare le due estremità sulle opere di fondazione realizzate nella fase preliminare.

A seguito del fissaggio agli appoggi elastomerici e al sistema di sospensione, costituito dalle funi, verrà rimossa l’autogru e la passerella sarà a tutti gli effetti autoportante e pronta ad accogliere tutti gli allestimenti finali. Si procederà quindi alla realizzazione del getto di cappa non collaborante, delle rampe di collegamento alla pista ciclabile esistente e all’esecuzione dell’impianto di illuminazione a LED.

3. MODELLAZIONE

La procedura di calcolo dell’intera struttura è determinata dalle diverse fasi costruttive che ne influenzano la deformata e lo stato tensionale dei



Fig. 3 - Spaccato prospettico generale

4a



4b



Fig. 4a, 4b - Spaccato prospettico di dettaglio

vari elementi, e che vengono qui descritte (figura 9):

- Fase 1: Esecuzione delle fondazioni, ovvero spalle con micropali e baggioli, ai fini della posa delle antenne costituite da profili HEA360.
- Fase 2: Posa e montaggio delle funi chiuse principali e dei pendini a fune spiroidale.
- Fase 3: Posizionamento dell'impalcato metallico e fissaggio ai relativi appoggi elastomerici.
- Fase 4: Collegamento dell'impalcato alle funi chiuse principali tramite i pendini verticali, con relativo trasferimento di carico.
- Fase 5: Messa in opera del piano di calpestio, misto acciaio-calcestruzzo.
- Fase 6: Recupero della deformata dell'impalcato attraverso il tensionamento dei pendini.

Le fasi costruttive precedentemente descritte hanno influenzato la modellazione agli elementi finiti della struttura portando all'utilizzo di due diverse modellazioni per lo studio della struttura.

L'analisi, eseguita tramite il software Midas GEN, è stata suddivisa in:

- *Construction stage analysis*
- *Completed state analysis*

L'analisi Construction stage, oltre a verificare gli elementi strutturali durante la posa, consente di determinare lo stato tensionale e la deformata della struttura una volta completata la costruzione della passerella. Nella fase finale la struttura è in equilibrio rispetto al peso proprio e già deformata rispetto ai carichi permanenti.

Alla base di questa analisi c'è la teoria dei "Grandi Spostamenti", secondo cui le equazioni di equilibrio vengono formulate rispetto alla configurazione deformata. Durante le fasi costruttive infatti non si possono trascurare gli effetti dei grandi spostamenti tipici di una struttura a funi. Una fune, il cui unico stato tensionale può essere di pura trazione, sottoposta ad un carico esterno, assume una configurazione deformata in funzione sia dell'intensità che della posizione dei carichi esterni agenti. A seguito dell'applicazione dei carichi permanenti la passerella si dispone in una configurazione di equilibrio, che di seguito definiremo Stato 0.

L'obiettivo quindi della prima analisi statica non lineare è stato quello di definire la deformata e lo stato tensionale degli elementi nello Stato 0. Attraverso l'applicazione del carico tramite step successivi è possibile tenere conto delle non linearità geometriche della struttura.

I ponti sospesi esibiscono un comportamento non lineare durante le fasi costruttive. Tuttavia si può assumere che la passerella abbia un comportamento lineare durante l'applicazione dei carichi variabili (folla, vento, sisma) a causa della tensione indotta dal peso proprio nelle funi principali e nei pendini.

La variazione della rigidità dovuta allo stato tensionale delle funi, una volta applicato il carico permanente, è stata considerata durante la seconda fase definita Completed state analysis. In questa fase la procedura analitica di convertire gli sforzi in rigidità geometriche, per svolgere poi un'analisi lineare, è utilizzata poiché consente di trovare più facilmente la soluzione con un limite accettabile di errore.

A conferma di questa scelta di modellazione è stata comunque fatta un'analisi non lineare valutando l'applicazione dei carichi variabili della folla (5 kN/m² come da DM 17 gennaio 2018). Anche in questo caso il carico variabile è stato applicato con n°10 passi di carico con metodo di iterazione Newton Raphson. Con l'applicazione del carico variabile la struttura ha esibito un comportamento lineare evidente anche nell'andamento della deformata per ogni passo di carico. In figura 10 si riporta un grafico con la rappresentazione dello spostamento in Z per ogni passo di carico del nodo centrale delle funi principali.

L'andamento della curva risulta essere lineare confermando le ipotesi della modellazione relativamente ai carichi variabili.

Anche per quanto riguarda la tensione della fune è stato evidenziato il medesimo comportamento. In figura 11 si riporta la graficizzazione

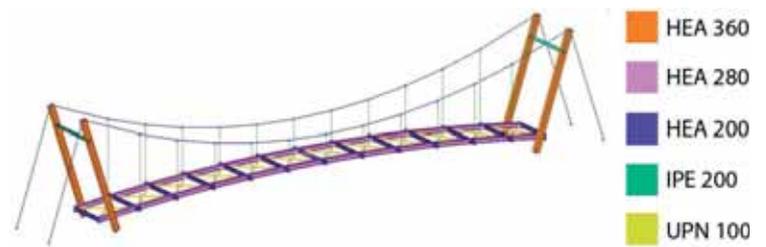


Fig. 5 - Definizione grafica elementi strutturali

della variazione dello sforzo all'interno della fune principale per ogni passo di carico considerato.

3.1 Construction stage analysis

Per ottenere i dati relativi a deformata e stato tensionale allo Stato 0, è stata svolta un'analisi non lineare della struttura escludendo tutti i carichi variabili. L'applicazione delle azioni sollecitanti attraverso step di carico consente di risolvere la struttura attraverso equazioni di equilibrio basate sulla deformata derivante dal progressivo incremento di carico. Inoltre è stato possibile tenere in considerazione l'effetto irrigidente determinato dallo stato di sollecitazione delle funi.

Se per l'impalcato è stato sufficiente modellare la geometria definita dal progetto architettonico, per le funi principali è stato necessario fare delle valutazioni specifiche.

Trattandosi di un ponte sospeso, la geometria del modello di calcolo deve rispettare la curva funicolare della fune, ossia la configurazione equilibrata e congruente assunta da una fune sottoposta ad un determinato carico applicato e vincolata solo agli estremi. In prima battuta quindi è

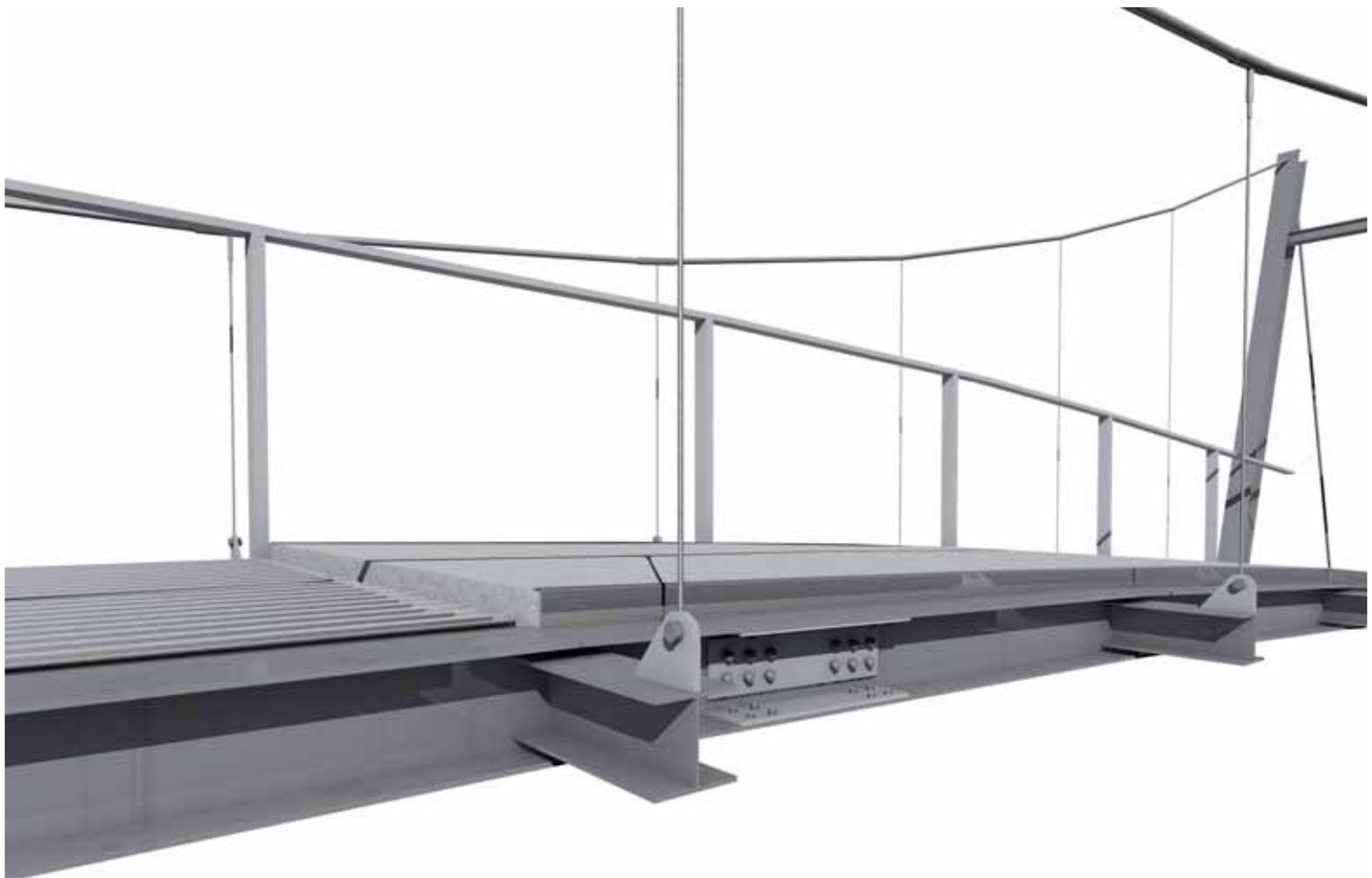


Fig. 6 - Spaccato prospettico di dettaglio

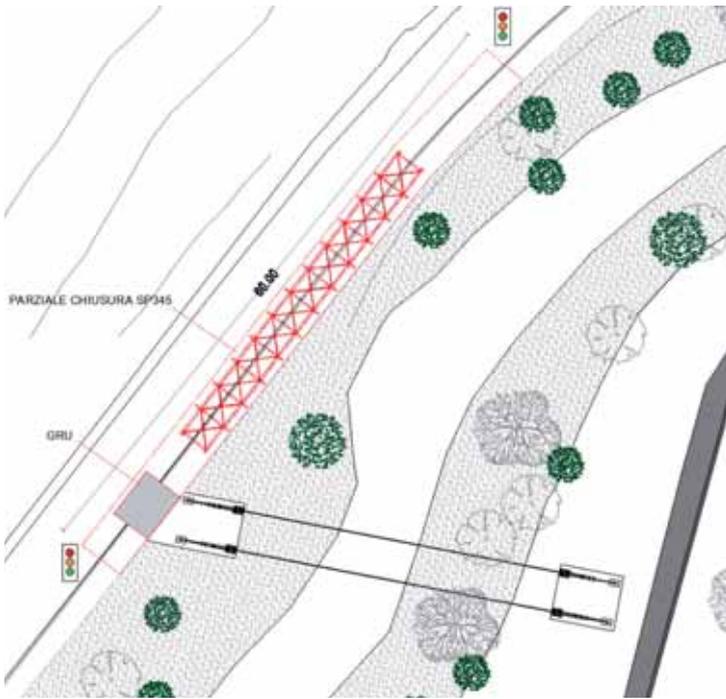


Fig. 7 - Fase di montaggio dell'impalcato

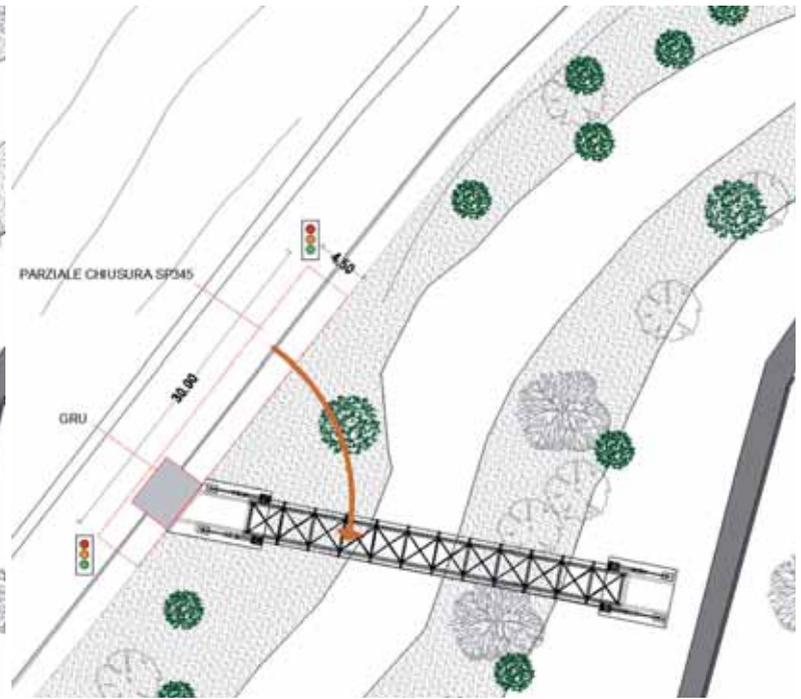


Fig. 7 - Fase di montaggio dell'impalcato

stato necessario fare delle valutazioni sull'affondamento (freccia) iniziale delle due funi principali al fine di ottenere una deformata allo Stato 0 coerente con quanto definito dal progetto architettonico.

A tal proposito è importante considerare che l'entità delle forze sviluppate nella fune dipendono dall'affondamento della fune in relazione alla sua

lunghezza, così come dall'entità e posizione dei carichi applicati. Quanto più alto è l'affondamento di una fune, tanto minori sono le reazioni e le forze interne sviluppate nella struttura stessa.

Un carico distribuito produce una curva funicolare con andamento parabolico, così come avviene con l'applicazione del peso proprio della

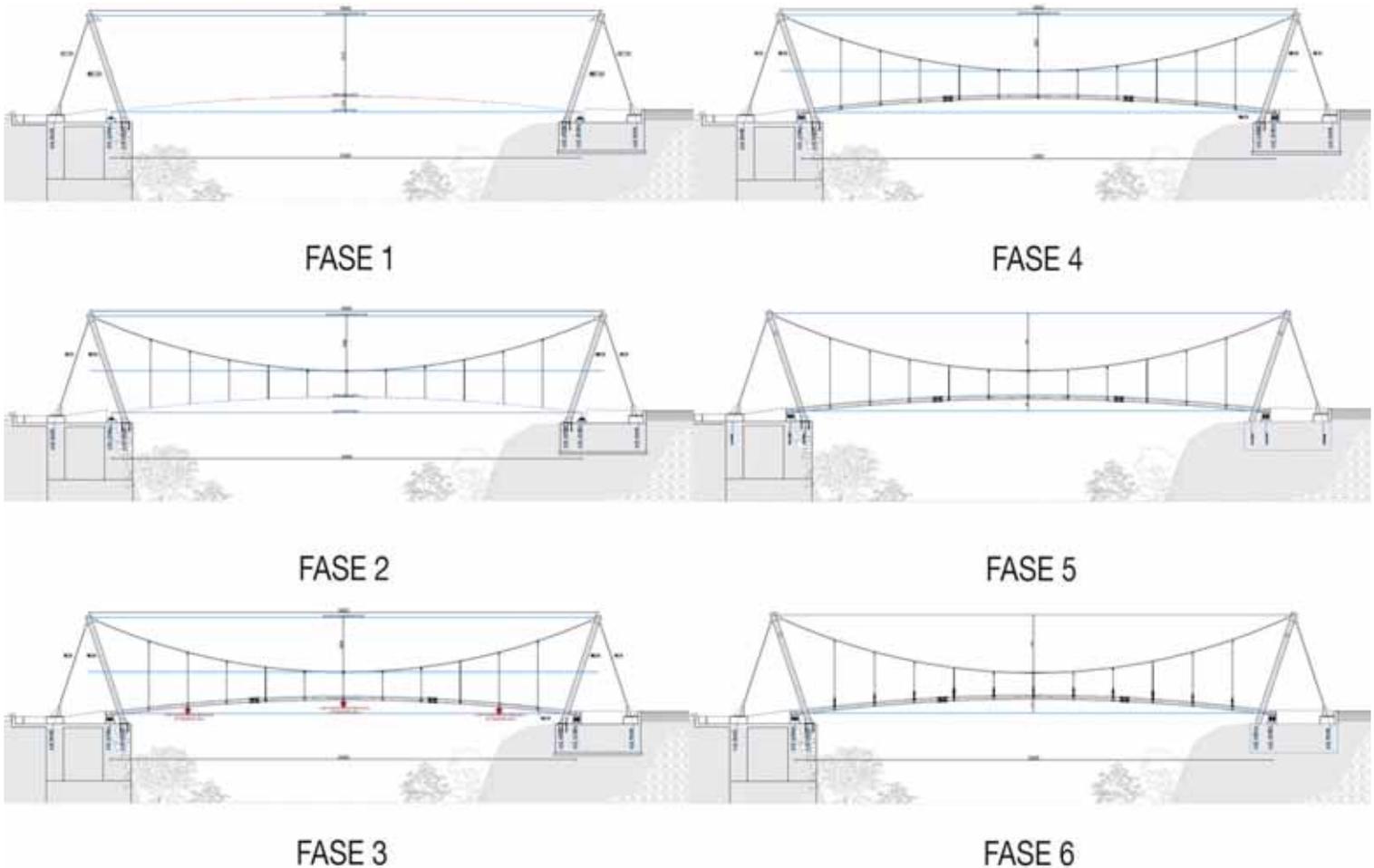


Fig. 9 - Prospetto delle fasi costruttive

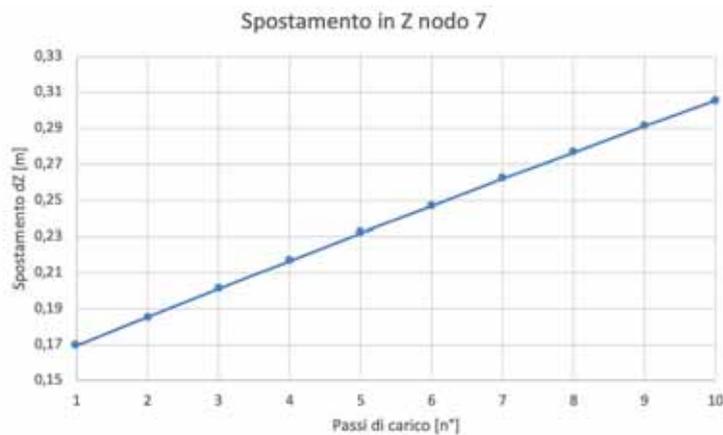


Fig. 10 - Spostamento in Z per ogni passo di carico del nodo centrale delle funi principali

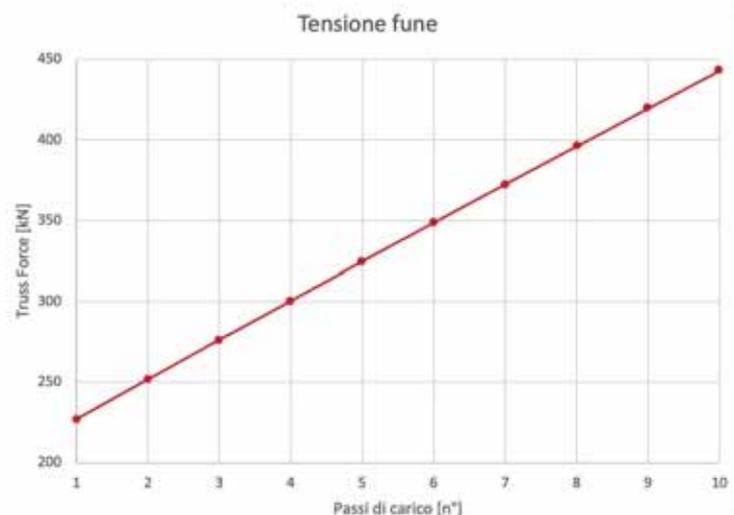


Fig. 11 - Variazione della tensione della fune principale per ogni passo di carico considerato

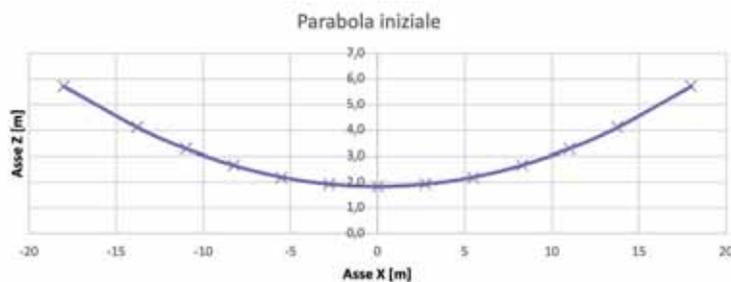


Fig. 12 - Deformata parabolica iniziale della fune

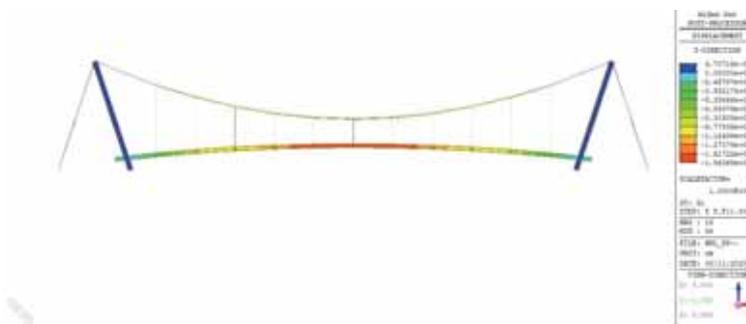


Fig. 13 - Deformata data da peso proprio e carico permanente

fune posata lasca.

Per modellare la fune è stato quindi essenziale fissare tre punti, da cui far passare la curva parabolica, rappresentati dalle estremità delle antenne e dal vertice individuato dall'affondamento della fune.

La configurazione iniziale della fune determina anche uno stato tensionale interno generato dal peso proprio dell'elemento.

Per considerare questo effetto iniziale le funi sono state modellate come elementi Cable imponendo la lunghezza L_u dell'elemento al fine di intervenire indirettamente sullo stato tensionale e sulla rigidità.

Sia la posizione dei nodi, che costituiscono la fune, che la lunghezza degli elementi sono stati determinati ricostruendo la curva parabolica iniziale della fune (figura 12).

Fissata la posizione dell'estremità delle antenne, è stato possibile, tramite un processo iterativo, determinare l'affondamento iniziale della fune in funzione della deformata generata dal peso proprio e dai carichi permanenti. La configurazione iniziale delle funi influenza notevolmente la tensione indotta dai carichi applicati e di conseguenza l'entità della deformata.

In figura 13 si riporta la deformata della struttura una volta applicati il peso proprio e il carico permanente.

3.2 Completed state analysis

Lo studio della struttura sottoposta all'azione dei carichi variabili è stato eseguito attraverso un'analisi lineare dinamica partendo dalla configurazione del ponte allo Stato 0.

Questa modellazione si basa sui risultati ottenuti dall'analisi non lineare svolta precedentemente. Infatti, le azioni interne relative allo Stato 0 sono state in questo caso modellate come Initial Forces e messe successivamente in combinazione con gli effetti delle altre azioni per le verifiche.

Per quanto riguarda la geometria del modello le funi sono state modellate secondo la deformata ricavata dall'applicazione dei carichi permanenti, mentre l'impalcato è stato considerato invariato poiché, concluso il getto della soletta del piano di calpestio, la deformata della passerella viene recuperata agendo direttamente sui pendini.

A questo punto nel modello numerico sono state implementate il resto delle azioni sollecitanti rappresentate dai carichi variabili.

Il comportamento dinamico della struttura nei confronti dell'azione sismica è stato valutato attraverso un'analisi modale.

Per quanto riguarda l'azione sismica, che ha richiesto la categorizzazione della struttura all'interno della Classe d'uso III, è stato considerato un comportamento non dissipativo assumendo un fattore di struttura q pari a 1.5 per il sisma orizzontale e 1.0 per il sisma verticale.

Data la campata superiore ai 20 m e il determinato tipo di struttura, è stata considerata anche l'azione del sisma verticale.

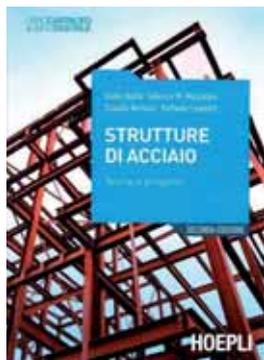
4. CONCLUSIONE

Il progetto architettonico e strutturale è stato redatto dallo studio Guerini Ingegneria Srls, con una precisa definizione di tutte le fasi esecutive e di tutti i dati necessari alla costruzione della passerella al fine di controllare le future attività di cantiere.

Tramite lo studio dettagliato della geometria delle funi principali e delle antenne si è potuta ottimizzare la sezione dei profili portanti per progettare un intervento di dimensioni e scala adeguate al contesto ambientale, che potesse essere snello e con impatto minimo.

5. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'Ing. Paolo Sattamino, l'Ing. Ada Zirpoli di HARPACEAS S.r.l. per l'assistenza tecnica fornita in sede di redazione dell'articolo.



Giulio Ballio, Federico M. Mazzolani,
Claudio Bernuzzi, Raffaele Landolfo

STRUTTURE DI ACCIAIO - Teoria e progetto

Hoepli, 2020 - Pagine: XXVIII - 594 p., ill.

Euro 59,90

È con grande piacere che ho accolto l'invito del Comitato di Redazione di Costruzioni Metalliche a scrivere la recensione del volume dedicato alle Strutture di Acciaio, scritto dagli amici e colleghi Giulio Ballio, Federico M. Mazzolani, Claudio Bernuzzi e Raffaele Landolfo. Sebbene la compagine degli Autori si presenti ampliata, si tratta della seconda edizione del libro storico, avente il medesimo titolo, originariamente pubblicato dai professori Giulio Ballio e Federico Mazzolani nel 1979, che ha riscosso enorme interesse sia in Italia che all'estero, tradotto in lingua inglese nel 1983 e in cinese nel 1988. Si trattava di un libro che non poteva mancare nella biblioteca personale di qualsiasi ingegnere che aspirasse a diventare un ingegnere strutturista. Altrettanto si può dire per la nuova edizione che rappresenta un "must" per tutti gli ingegneri strutturisti e, in particolare, per coloro che si dedicano alla progettazione, direzione lavori e collaudo delle costruzioni in acciaio.

Nonostante il volume presenti un numero di pagine comparabile al libro originale, in realtà si riconosce immediatamente che esso risulta non solo profondamente innovato, ma anche significativamente ampliato rispetto all'edizione originale, grazie alle maggiori dimensioni delle pagine e a una diversa impaginazione. Per quanto riguarda i contenuti nel loro complesso, si evidenzia che il libro si presta a diversi percorsi di lettura in funzione delle conoscenze pregresse del lettore. Si tratta di un punto di forza del volume, già presente nell'edizione originale, che adesso appare ulteriormente sviluppato.

I docenti di Tecnica delle Costruzioni potranno facilmente selezionare i capitoli e i paragrafi che contengono gli argomenti di base per la preparazione degli allievi ingegneri e architetti che si affacciano per la prima volta sul panorama immenso delle costruzioni in acciaio. Mi riferisco, in particolare, al Capitolo 2 in cui viene trattato il tema della modellazione e dell'analisi strutturale, chiarendone i legami con le caratteristiche delle costruzioni in carpenteria metallica e introducendo il moderno concetto di classificazione delle sezioni, al Capitolo 4 dedicato al materiale, ai Capitoli 5 e 6 dedicati alle unioni saldate e alle unioni bullonate, ad una selezione delle tematiche di base trattate nel Capitolo 7 riguardante i collegamenti, nel Capitolo 8 riguardante gli stati limite e nel Capitolo 9 sulla stabilità. Allo stesso tempo, i contenuti del volume presentano anche tutti gli approfondimenti necessari per lo sviluppo di insegnamenti dell'ultimo anno dei corsi di studio di ingegneria, specificamente dedicati alle strutture in acciaio. In particolare, il Capitolo 3 dedicato ai sistemi strutturali riprende, ripercorrendo l'impostazione del libro originale, l'analisi degli edifici industriali monopiano e degli edifici multipiano, ma risulta profondamente arricchito con nuovi temi di grande interesse, come quelli degli edifici leggeri realizzati con profili sottili piegati a freddo e degli edifici sismo-resistenti di tipo tradizionale, ossia con struttura intelaiata oppure con controventi di tipo concentrico o di tipo eccentrico. Inoltre, il capitolo risulta arricchito da una panoramica sugli edifici equipaggiati con moderni sistemi per la dissipazione dell'energia sismica in ingresso. Inoltre, per l'importanza che attualmente riveste la tematica degli interventi sulle costruzioni esistenti, particolarmente degno di nota è l'arricchimento del capitolo con una vasta panoramica sull'impiego dell'acciaio negli interventi di restauro conservativo e di miglioramento o adeguamento sismico. Infine, i Capitoli 7, 8 e 9 contengono gli approfondimenti indispensabili per i corsi dell'ultimo anno specificamente dedicati alle strutture in acciaio. In particolare, il Capitolo 7 presenta la moderna classificazione dei

collegamenti e dedica ampio spazio al metodo delle componenti. Inoltre, vengono evidenziate le specifiche problematiche di progettazione dei collegamenti nelle strutture sismo-resistenti. Il Capitolo 8 contiene il tema specialistico della torsione non-uniforme, mantenendo sostanzialmente i contenuti del libro originale, ma con i dovuti aggiornamenti del quadro normativo. Infine, il Capitolo 9 dedica ampio spazio alla stabilità dei telai, alla verifica delle aste in sezione sottile, al problema delle anime soggette a carichi concentrati ed alla stabilità e al comportamento post-critico delle lastre piane. In sintesi, gli argomenti trattati coprono sia le esigenze di approfondimento tipiche di insegnamenti a carattere specialistico che le esigenze di approfondimento di professionisti che si vedono, talora, proiettati nel mondo delle costruzioni in acciaio senza una adeguata preparazione, trattandosi di tematiche che usualmente non costituiscono una parte obbligatoria dei percorsi formativi universitari.

Un discorso a parte merita il primo capitolo. Nonostante il suo carattere ovviamente introduttivo, che lo rende utile in qualsiasi percorso di lettura, esso contiene importanti innovazioni. In particolare, un cenno di rilevante importanza viene dedicato ai moderni principi del capacity design che ispirano le metodologie per la progettazione delle strutture sismo-resistenti e, inoltre, con riferimento alla realizzazione e, conseguentemente, alla direzione dei lavori, viene dedicato il giusto spazio informativo alla norma EN1090 ed al concetto di classi di esecuzione. Tuttavia, a mio avviso, la più grande innovazione è costituita da un ampio paragrafo dedicato agli errori umani. Si tratta di un campanello di allarme che tutti gli ingegneri strutturisti dovrebbero tenere bene in mente, soprattutto in considerazione del rischio al quale essi sono sottoposti spesso a causa di una eccessiva confidenza nei moderni strumenti di calcolo a disposizione e/o a causa di un uso degli stessi non consapevole delle limitazioni e/o delle incertezze di carattere epistemologico che le modellazioni strutturali sempre comportano. Oggigiorno disponiamo di metodi e strumenti di analisi strutturale altamente avanzati in grado di tenere conto delle non-linearità geometriche e meccaniche, di comportamenti di tipo viscoso, degli effetti delle azioni cicliche etc. eppure, da studi recenti, risulta che metodi e strumenti più elaborati di analisi non sono in grado di scongiurare gli errori. La teoria dell'affidabilità strutturale viene messa in crisi quando si confrontano le probabilità di collasso teoriche con i casi reali di insuccesso. Le probabilità reali di insuccesso risultano da 10 a 100 volte superiori rispetto a quelle teoriche. Il motivo è molto semplice, la teoria dell'affidabilità strutturale non considera l'errore umano e, in fondo, tutti gli errori sono errori umani. Pertanto, la comprensione del comportamento strutturale globale, la comprensione dei meccanismi attraverso i quali avviene la trasmissione delle forze sia a livello globale che a livello locale, la comprensione fisica dei fenomeni di instabilità sia globale che locale, la comprensione dell'evoluzione del comportamento strutturale nel corso del processo di costruzione rappresentano un presupposto indispensabile la cui importanza va ben oltre quella dei moderni strumenti tecnologici. La conoscenza degli strumenti analitici, numerici e computazionali deve essere necessariamente accompagnata dall'abilità nella concezione strutturale. Le lezioni del passato non sono solo piene di ammonimenti sugli errori da evitare, ma forniscono anche ottimi esempi concreti dell'importanza della comprensione del comportamento strutturale. Il volume di Giulio Ballio, Federico M. Mazzolani, Claudio Bernuzzi e Raffaele Landolfo, al di là degli aggiornamenti al nuovo quadro normativo, con ampi riferimenti alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e all'Eurocodice 3, costituisce soprattutto un riferimento indispensabile per tutti gli operatori del settore per una più completa acquisizione della comprensione del comportamento delle costruzioni in acciaio, come unico strumento atto a prevenire gli errori umani. È questo il vero punto di forza del volume, che lo rende utile non solo a coloro che affrontano per la prima volta la progettazione di strutture di acciaio, ma anche agli ingegneri che già le conoscono e le progettano, ma che vogliono migliorare nella comprensione del comportamento strutturale per poter svolgere con maggiore serenità i compiti di progettista, direttore dei lavori, collaudatore di strutture di acciaio.

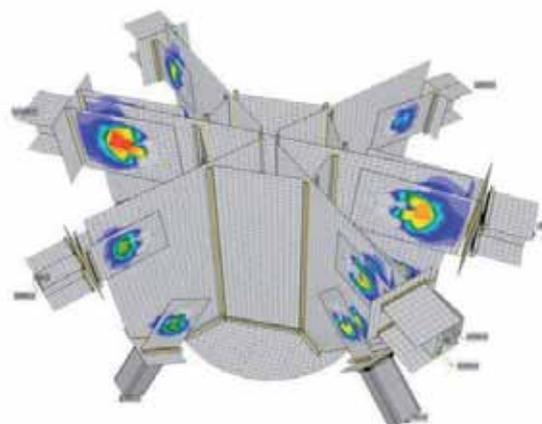
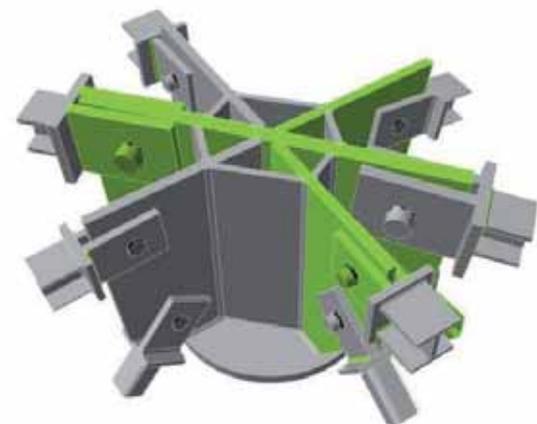
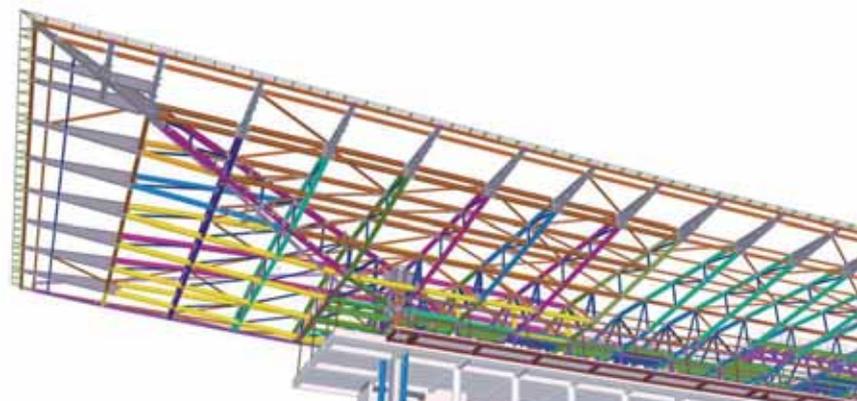
Vincenzo Piluso

IDEA StatiCa® CONNECTION

LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA DI CONNESSIONI IN ACCIAIO GENERICHE
BIM - ANALISI NON LINEARI - MULTILINGUA - NORME: 

Curragh Racecourse, Ippodromo dKildare, Irlanda
Kiernan Structural Steel Ltd.





PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI

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

posta@eiseko.com

+39 045 80 31 894

www.eiseko.it

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

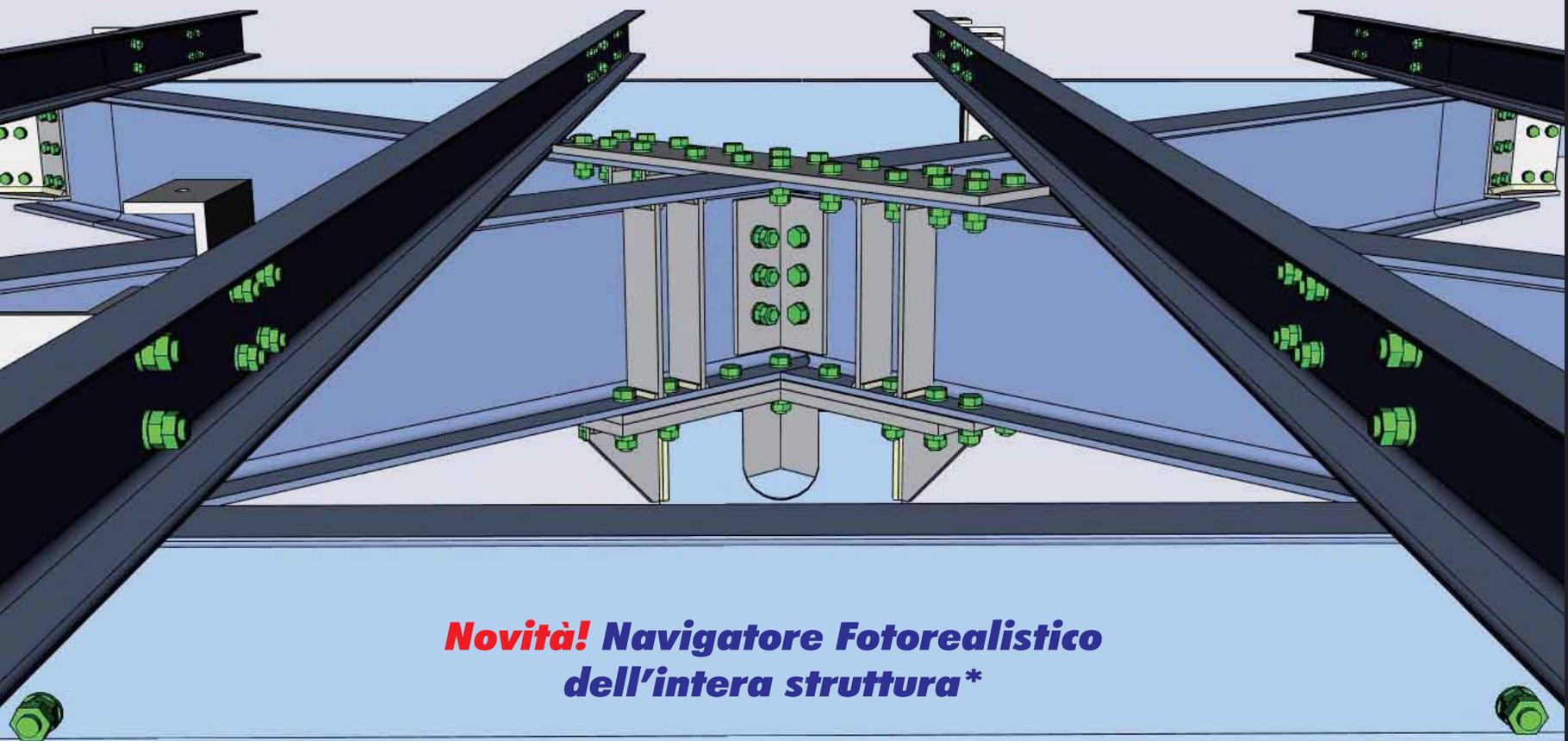
CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2020 Edition **FEA Connection**

**Niente più problemi
con le giunzioni metalliche...**

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

- **Elementi finiti 3D di tipo «tetraedo» - Meshatura tridimensionale del nodo**
- **Soluzioni di elevatissima precisione - Granularità meshatura personalizzabile**



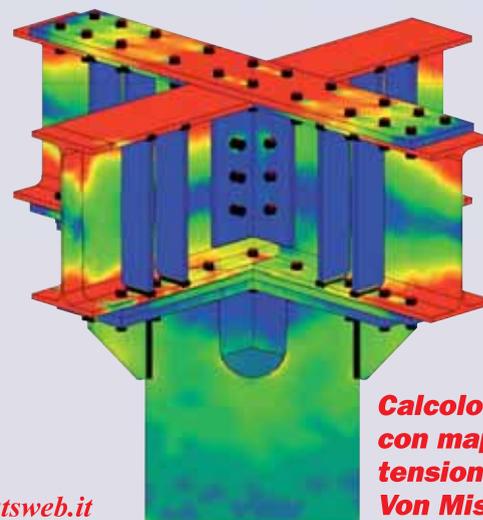
**Novità! Navigatore Fotorealistico
dell'intera struttura***

Progetto della struttura per gentile concessione:
ing. Annalisa Licandro ed ing. Antonio Ciccirella
"Progettazione Impianti Carburanti"

**Acquista CDJ *Win* con la
SuperRottamazione
Sconto 50%**

CDJ *Win* Light Entry FEA - LifeTime a soli € 300,00!
(offerta riservata ad utenti di software strutturali
non STS, valida fino al 28/02/2021)

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



**Calcolo del nodo
con mappatura
tensioni di
Von Mises**



Software Tecnico Scientifico®

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

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

