

ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SPA - Spedizione in Abbonamento Postale - D.L. 352/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, L.0/MI. Prezzo a copia: € 15,00. In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Rosario per la restituzione al mittente previo pagamento reso

XXVII
CONGRESSO CTA
BOLOGNA
3/5 ottobre 2019



LUG/AGO 2019

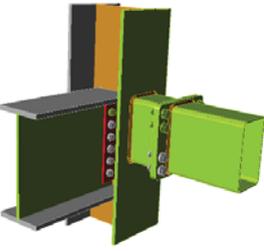
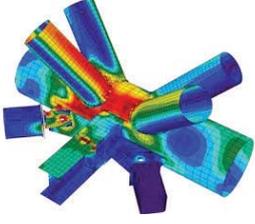
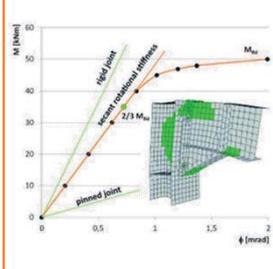
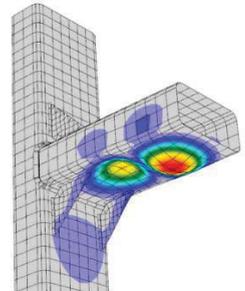
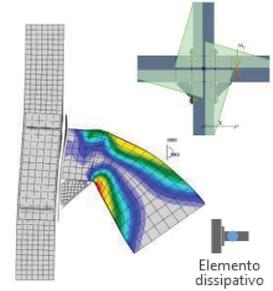
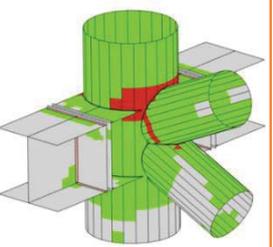


RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

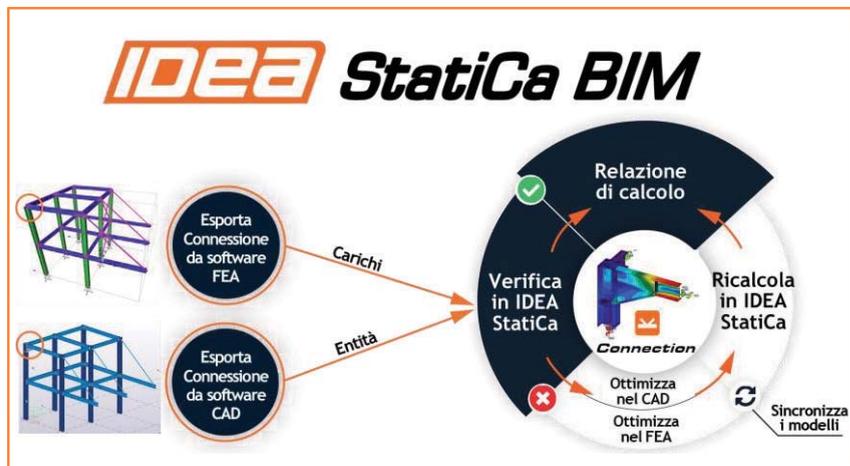
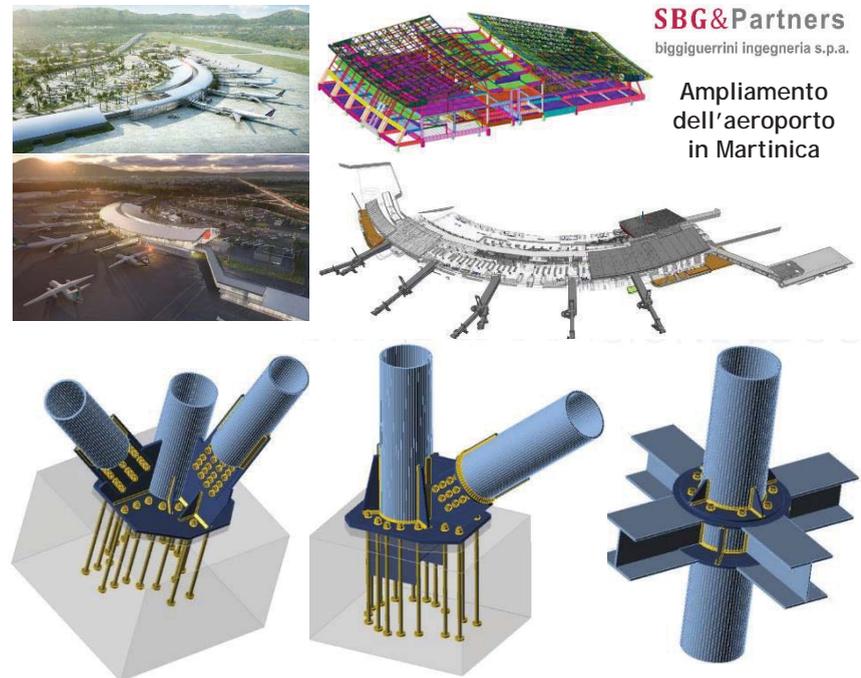
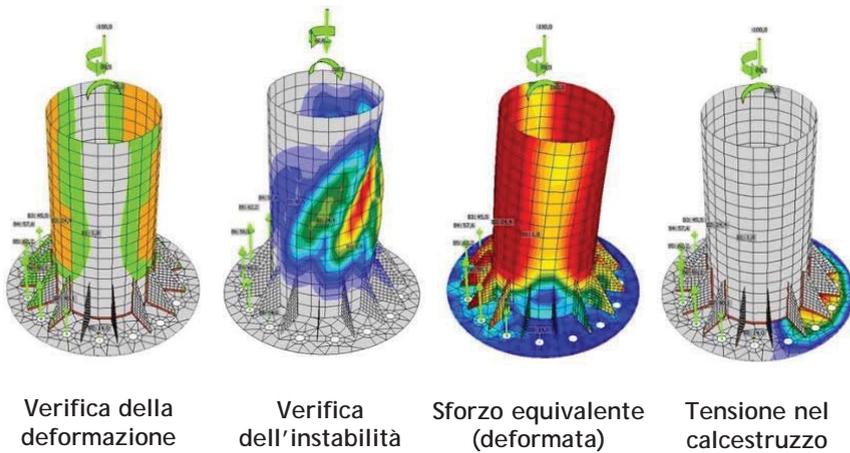
IDEA StatiCa Connection

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

| | | | | | |
|--|---|--|--|--|---|
| <p>VERIFICA GLOBALE</p>  | <p>ANALISI DI SFORZO E DEFORMAZIONE</p>  | <p>ANALISI DELLA RIGIDEZZA</p>  | <p>ANALISI DELL'INSTABILITÀ</p>  | <p>PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ</p>  | <p>RESISTENZA DI PROGETTO DELL'UNIONE</p>  |
|--|---|--|--|--|---|

IDEA StatiCa & HILTI

Partner nello sviluppo del software che utilizza il Metodo agli Elementi Finiti Basato sulle Componenti (CBFEM) per la verifica degli ancoraggi



| | | | |
|--|--|--|--|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |



PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI
 EISEKO COMPUTER S.R.L. Viale del Lavoro 17 - 37036 S. Martino B. A. (VR)
 posta@eiseko.com 045.80.31.894 www.eiseko.com



**TRULY
CONSTRUCTIBLE**

Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

Tekla Structures 2019 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.

- Workflow dalla progettazione al dettaglio e alla produzione più efficiente che mai, indipendentemente dal materiale utilizzato
- Modellazione di lamiere piegate e calandrate ancora più veloce e flessibile
- Esportazione verso Revit® attraverso la gestione diretta del file "rvt®" e molto altro...

**METODI DI LAVORO DI NUOVA GENERAZIONE
MIGLIORE COMUNICAZIONE DEL PROGETTO**

Scopri tutti i vantaggi di
Tekla Structures 2019 su harpaceas.it



Rivenditore esclusivo per l'Italia

HARPACEAS®
the BIM expert

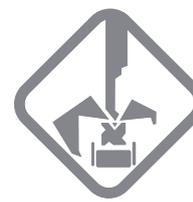




PROFIS ENGINEERING SUITE

Massimizza la tua produttività
nella progettazione di piastra
base sismica





CMM

TECNOLOGIE METALLURGICHE AVANZATE

Servizi:

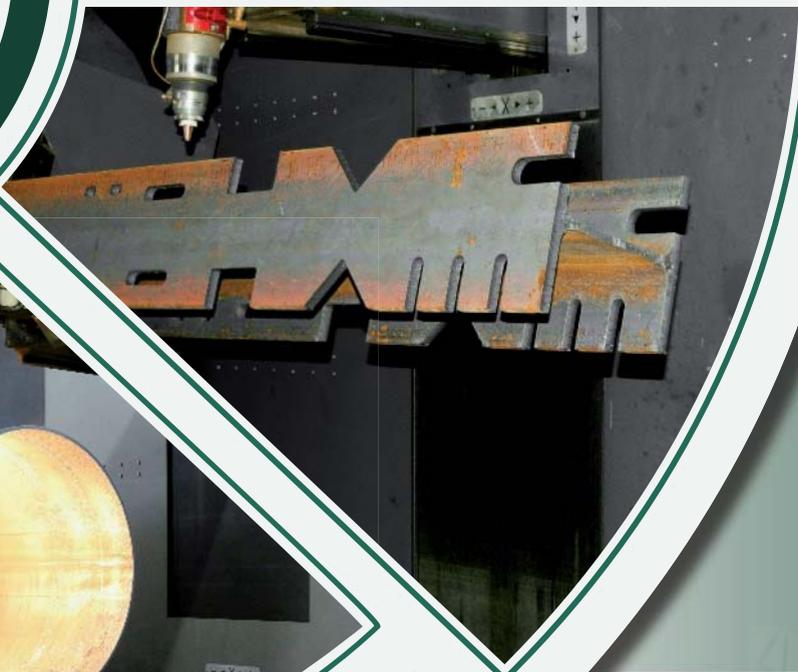
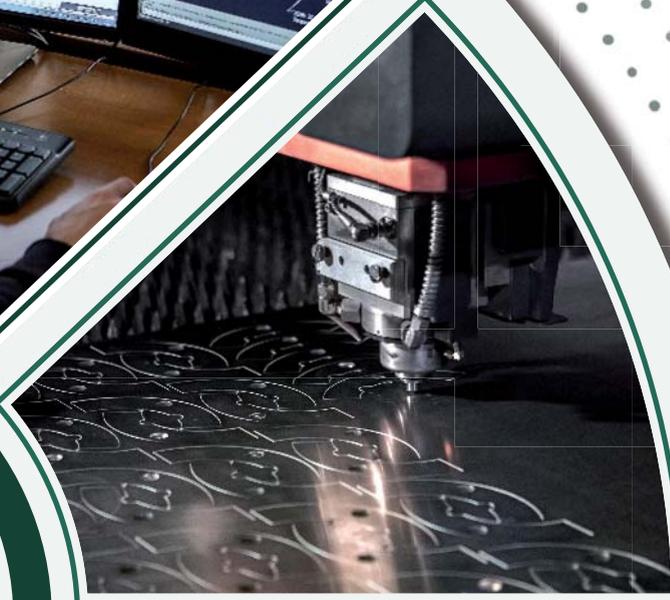
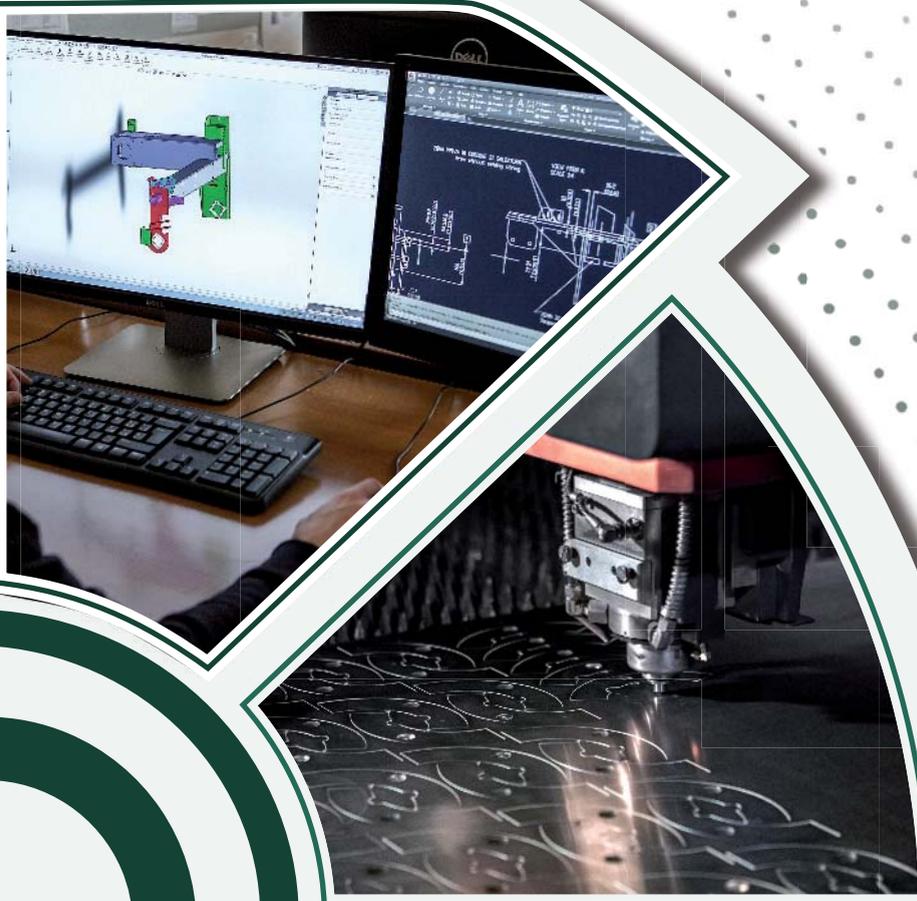
Taglio Laser 3D Tubi e Travi

Taglio Laser Lamiere

Punzonatura

Piegatura

Saldatura



Da \varnothing 12 a \varnothing 610 mm

Lunghezza barre fino a 14 metri

Taglio Laser Travi in 3D

Tecnologia a Fibra Ottica

Lamiera 4000x2000 mm

Spessore massimo 25 mm

www.cmmlaser.it

Diamo forma ai vostri progetti, dal 1974



VALIANT

Linea Automatica a CNC di foratura, foratura & taglio con segatrice a nastro, foratura & taglio termico, per profili

H L U - O



La nuova Valiant è dotata di numerose innovazioni rispetto ai modelli esistenti, come un avanzato sistema di presa in pinza del pezzo ed un nuovo dispositivo di bloccaggio e movimentazione a due cilindri indipendenti che permettono di processare meglio le lavorazioni in testa e in coda alla trave. Un altro punto di forza è la presenza dell'asse ausiliario con corsa di 300 mm per ciascuna testa operatrice, che permette di realizzare, a trave ferma, innumerevoli operazioni tra cui fresature speciali e "rat holes".

Valiant può essere configurata con magazzini utensili automatici fino a 14 posti utensile per ciascuna testa: un incremento significativo della disponibilità di utensili che permette di completare tutte le lavorazioni necessarie sulla trave (foratura, fresatura, scribing, ecc.)



Play video

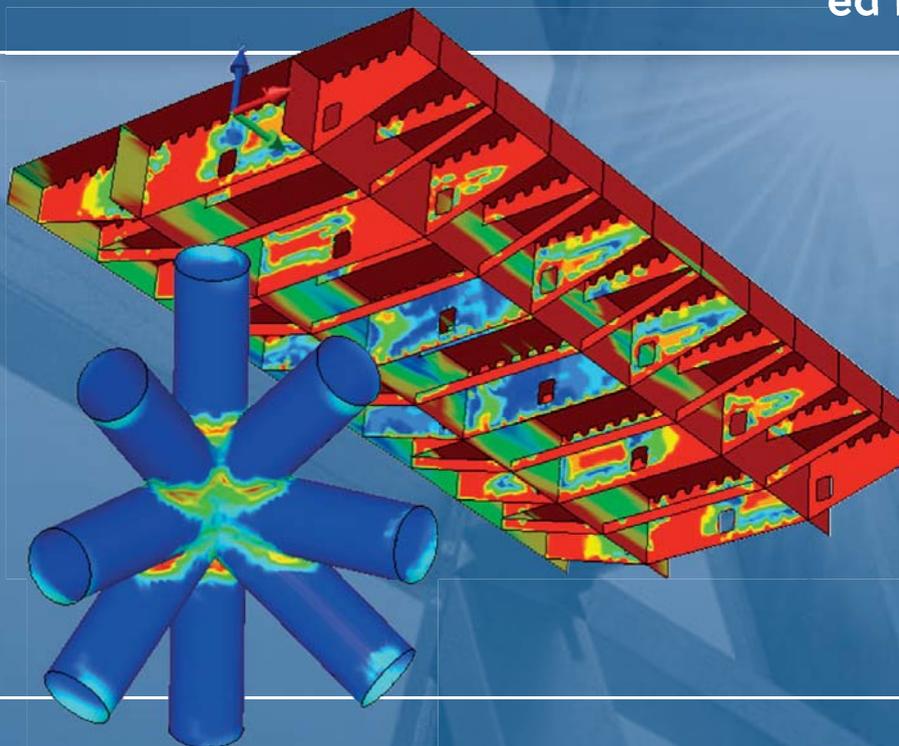
MIDAS

Tecnologia di Eccellenza

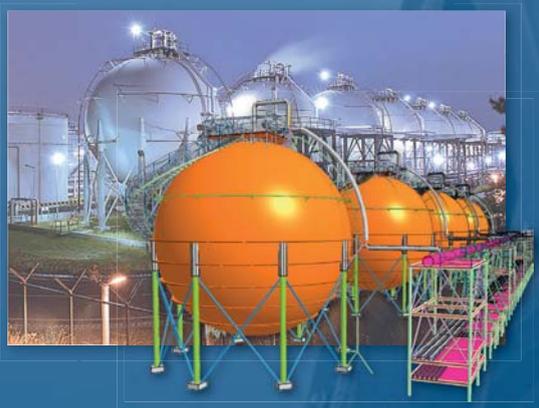
Risolvere i problemi
complessi in modo semplice

Dalla modellazione agli
Elaborati grafici sotto un
unico marchio

Normative Italiane, Europee
ed Internazionali



- Leader nel progetto di strutture in acciaio complesse e costruite per fasi
- Link per il BIM: Revit®, Tekla Structures, AVEVA Bocad™
- NTC2018, EC3, Americane
- Buckling e Post Buckling
- Analisi Elastoplastiche (elementi 1D, 2D, 3D)
- Effetti del 2° Ordine (elementi 1D, 2D)
- Torsione Primaria e Secondaria (ingobbamento impedito)
- Analisi a fatica e analisi delle vibrazioni
- Modellatore solido 3D



Midas GEN

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

info@cspfea.net | www.cspfea.net



cspfea.net/midas-gen

PontiEC4 - LUSAS

il piacere di progettare

Software per il progetto di:

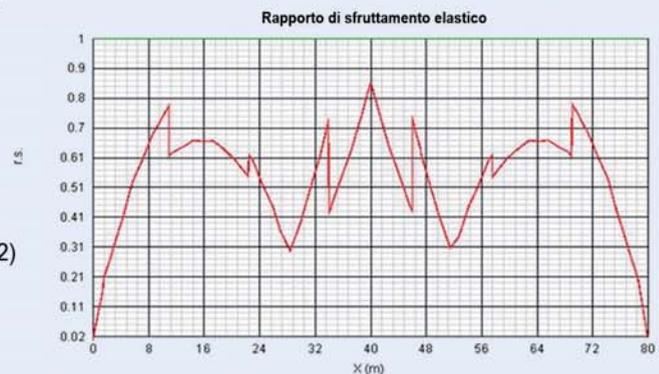
- impalcati misti acciaio calcestruzzo
 - impalcati a lastra ortotropa
- interfacciabile con qualsiasi solutore FE

“PontiEC4 consente di ottimizzare la progettazione in tempi ridotti in quanto gestisce i riferimenti incrociati presenti negli Eurocodici e supporta l'utente in tutte le fasi di lavoro, dalla definizione delle proprietà geometriche, al post processing dei risultati”

Ing. L. Ferretti Torricelli - SPEA Engineering spa



- Calcolo delle proprietà geometriche e classificazione delle sezioni (EN 1993-1-1, Tab. 5.2)
- Calcolo dei coefficienti di ritiro e viscosità (EN 1992-1-1, Appendice B)
- Verifica plastica a flessione delle sezioni in classe 1 e 2 (EN 1993-1-1, 6.2.5)
- Verifica tensionale sezioni in classe 3 e 4 (EN 1993-1-5, cap. 4)
- Verifica a Taglio plastico e a Shear buckling (EN 1993-1-5, cap. 5)
- Verifica di interazione flessione-taglio (EN 1993-1-5, cap. 7)
- Calcolo e rappresentazione grafica dei domini di interazione M-N.
- Verifiche delle tensioni a SLS (EN 1994-2, 7.2.2 ed EN1993-2, 7.3)
- Verifica web-breathing a SLS. (EN1993-2, 7.4)
- Verifiche a fatica dei dettagli di carpenteria e armature (EN1993-1-9, EN1994-2, EN1993-2)
- Verifica della fessurazione della soletta. (EN 1994-2, 7.4.2)
- Verifica a SLU, SLS e a fatica dei pioli (EN 1994-2, cap 6.6 e 6.8)
- Verifica a SLU, SLS e a fatica delle giunzioni bullonate (EN 1993-1-8, cap 3)
- Verifica degli irrigidenti longitudinali e trasversali (EN 1993-1-5, 9.2.1, 9.3.3)



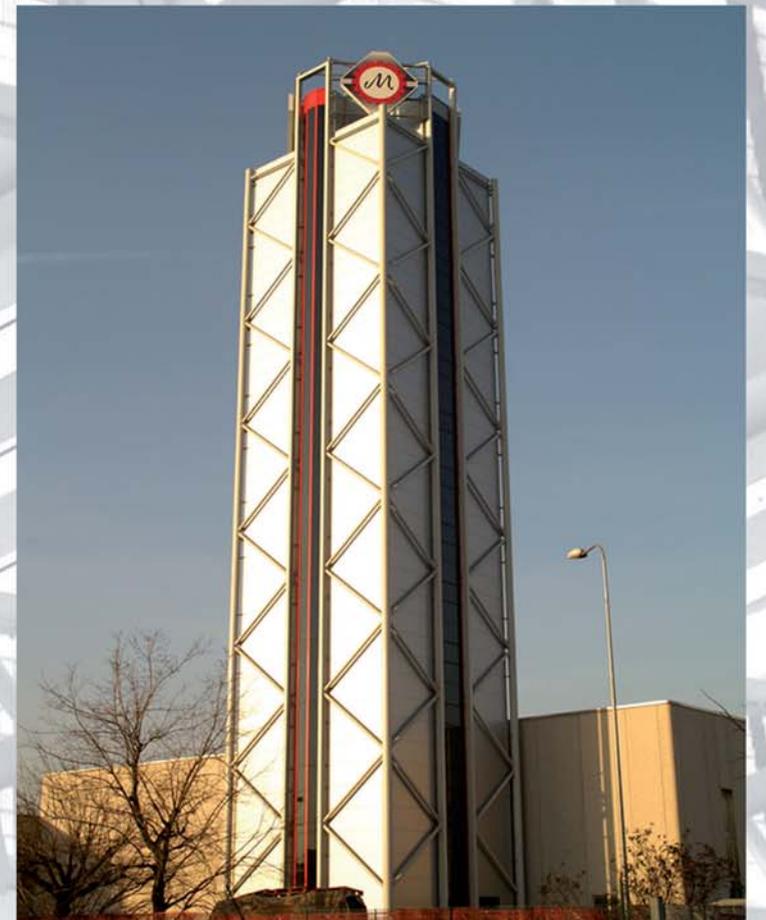
LUSAS

- Software innovativo, affidabile e flessibile alle diverse esigenze
- Programmabile con macro e wizard per una maggiore velocità e qualità dell'analisi
- Ottimizzazione del tensionamento dei cavi per ottenere una configurazione target
- Verifiche di normativa dell'acciaio secondo EC3, AASHTO ed altri codici
- Dettaglio delle verifiche con tutti i passaggi ed i riferimenti normativi
- Eccezionali capacità in ambito di modellazione ed analisi non lineare per geometria, materiale e vincoli incluse le costruzioni per fasi

www.lusas.com



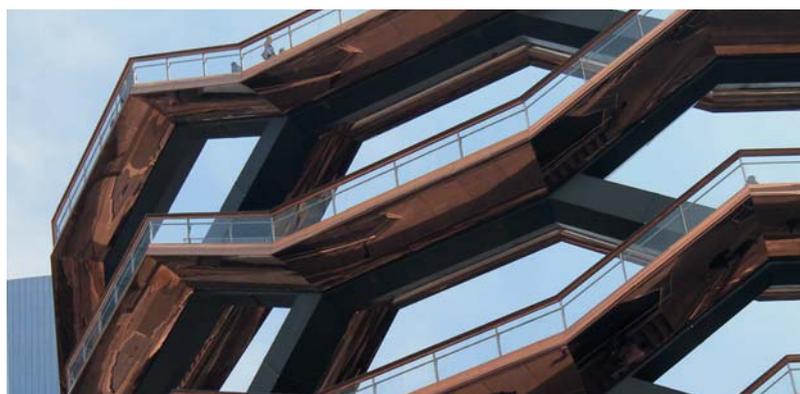
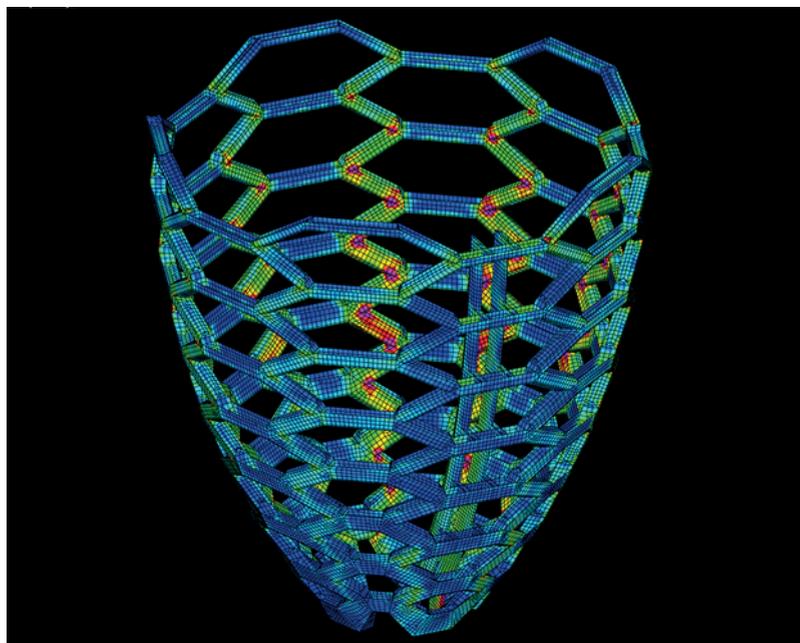
OCCAM *anni costruiti insieme* **60** *1956 2016*
Strutture in acciaio



Straus7[®] L'eccellenza
FEM
accessibile.
www.hsh.info

Nativo Non-Lineare

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



Il Vessel di New York è un grande spazio di attrazione e di ritrovo. Dotato di ottanta terrazze e centocinquanta scale, possiede un chilometro e mezzo di esplorazione verticale ed orizzontale in cui il dinamismo e la creatività di New York offrono nuovi punti di vista e nuove prospettive. La struttura principale è realizzata da concetti tipici denominati "dogbones", scatolari in acciaio, composti da lamiera saldate di spessore tipico pari a 15/20 mm e del peso di circa 40 ton ciascuno. Con il software strutturale Straus7, nello stesso modello di analisi globale, sono stati inseriti non solo i carichi di esercizio della struttura, ma anche quelli derivanti dallo scenario di montaggio, con le diverse condizioni di vincolo. Gli elementi finiti utilizzati sono tipo plate a quattro nodi, scelta dettata dalla particolare forma della struttura la cui complessità geometrica aveva la necessità di essere descritta senza semplificazioni. Le analisi lineari e non lineari effettuate hanno permesso di guidare la progettazione fino ai dettagli costruttivi, effettuando le verifiche strutturali delle membrature in acciaio S355 ed S460, delle connessioni e della stabilità locale. Si è fatto inoltre esteso uso del modulo Stage Construction Analysis nella simulazione delle fasi del progetto di montaggio.

Committente Hudson Yards Construction LLC
Architetto Heatherwick Studio
Progettista Strutturale Thornton Tomasetti
Gen. Contractor AECOM Tishman

Progetto esecutivo e di dettaglio.
Progetto d'officina.
Progetto di montaggio.
Costruzione della carpenteria metallica.
Fornitura strutture temporanee.



Testo, foto e immagine del modello di calcolo Straus7 per gentile concessione di Cimolai S.p.A.

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



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

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949**REDAZIONE****DIRETTORE RESPONSABILE:** BRUNO FINZI**EDITOR IN CAPO:** ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia**COMITATO DI REDAZIONE:**

NADIA BALDASSINO Università di Trento, Italia
 ANDREA CAMPIOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
 PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
 MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia
 EMANUELE MAIORANA Omba, 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
 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

SEGRETARIA: VALERIA PASINA**EDITORE:** GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl
Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930
C.F./P.Iva: 07153040964 - C.CIAA 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/**SPAZI PUBBLICITARI E PROMOZIONE ABBONAMENTI:**CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
20129 Milano, Viale dei Mille 19, tel. 02 784711;
costruzionimetalliche@ctanet.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 2019 (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 settembre 2019

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.

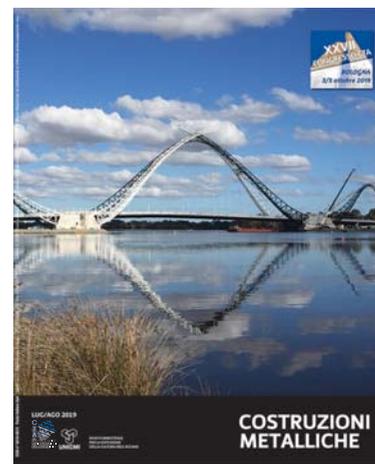
COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXI

MAG GIU 19

www.facebook.com/CMrivistacostruzionimetalliche@ctanet.it

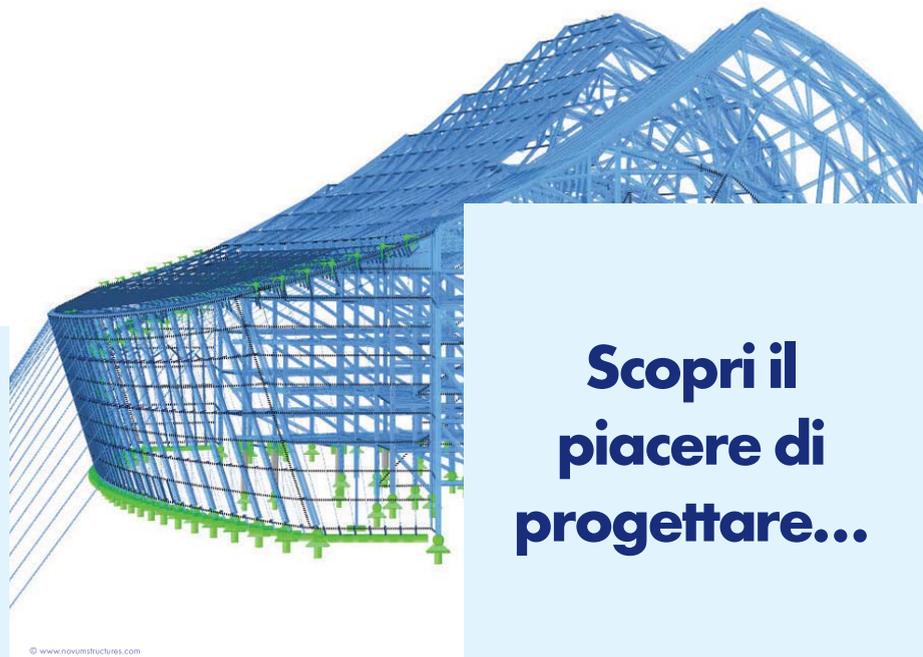
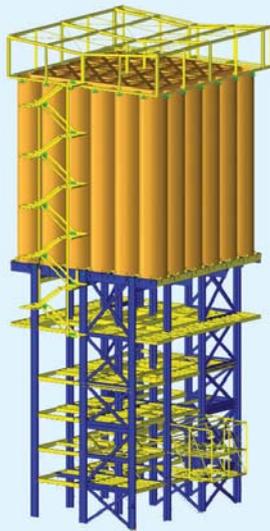
In copertina: ponte pedonale sul fiume Swan a Perth



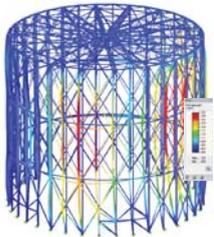
| | | |
|-----|--|--|
| 13 | EDITORIALE EMANUELE MAIORANA | XXVII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO Bologna, 3-5 Ottobre 2019 |
| 15 | REALIZZAZIONI MASSIMO MAJOWIECKI, STEFANO PINARDI, NICOLA COSENTINO, GIOVANNI BERTI | PONTE PEDONALE SUL Fiume SWAN A PERTH Storia della progettazione strutturale dal concetto alla costruzione e valutazione delle vibrazioni indotte dal vento e dai pedoni |
| 31 | REALIZZAZIONI MAURO EUGENIO GIULIANI, FABIO CAPSONI | IL PODIUM HADID: struttura per forma libera con complesse condizioni al contorno |
| 41 | REALIZZAZIONI BRUNO FINZI, MAURO SAVOLDELLI, HICHAM MADIOUM, ALBERTO PERDOMI | LA CARPENTERIA METALLICA NEGLI EDIFICI AD USO COMMERCIALE ECOSOSTENIBILI: l'esempio del Green Retail Park a Torino |
| 47 | RICERCA GIANMARIA DI LORENZO, ELEONORA COLACURCIO, ANTONIO FORMISANO, AGUSTINA DI FILIPPO, ALFREDO MASSIMILLA, RAFFAELE LANDOLFO | STATO DELL'ARTE ED APPLICAZIONI DEGLI ESOSCHELETRI IN ACCIAIO per il retrofit sismico di costruzioni esistenti in calcestruzzo armato |
| 61 | ARCHITETTURA SERENA GIORGI | LA RESIDENZA IN ACCIAIO "CHIAVI IN MANO" IN ITALIA Blade House e Smart Cube, Vicenza, Italia |
| 73 | INGEGNERIA PAOLO FARAONI | EDILIZIA E ACCIAIO, MATERIALE ANTICO E PIÙ CHE MAI MODERNO |
| 85 | RICERCA FRANCESCO MUTIGNANI1, LUIGI MARIO VIESPOLI, EMILIANO GUIDO, FILIPPO BERTO | PROPOSTA DI CURVE S-N PER LA VERIFICA A FATICA DI ALCUNE SIGNIFICATIVE GIUNZIONI BULLONATE E SALDATE ZINCATE A CALDO |
| 94 | CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE A CURA DELLA REDAZIONE | 70 ANNI DI "COSTRUZIONI METALLICHE": GLI ANNI 1955-1960 - (SECONDA PARTE) |
| 105 | LE ASSOCIAZIONI INFORMANO A CURA DI FRANCESCO LIPARI | IMPIEGO DI ACCIAIO INOSSIDABILE NELL'EDILIZIA E NELLE INFRASTRUTTURE |
| 111 | LE AZIENDE INFORMANO MARCO FERRARI | LOKIBASE: THE DEVICE FOR SEISMIC ISOLATION OF PALLET RACKING SYSTEMS - SECONDA PARTE |
| 123 | INTERVISTA A MASSIMO MAJOWIECKI A CURA DI ROBERTO MASIERO E DAVID ZANNONER | DALLE TENSOSTRUTTURE AL FREE FORM DESIGN: FASCINO E RISCHI PER L'INGEGNERIA STRUTTURALE |
| 127 | RECENSIONI | |

RFEM 5

Il programma FEM definitivo

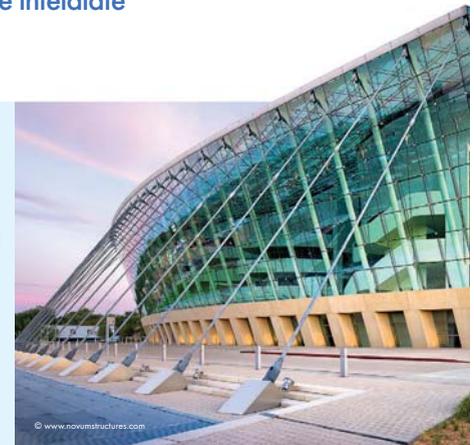
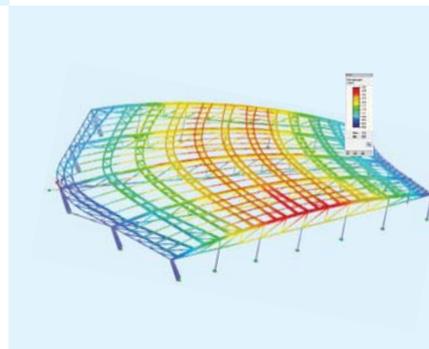
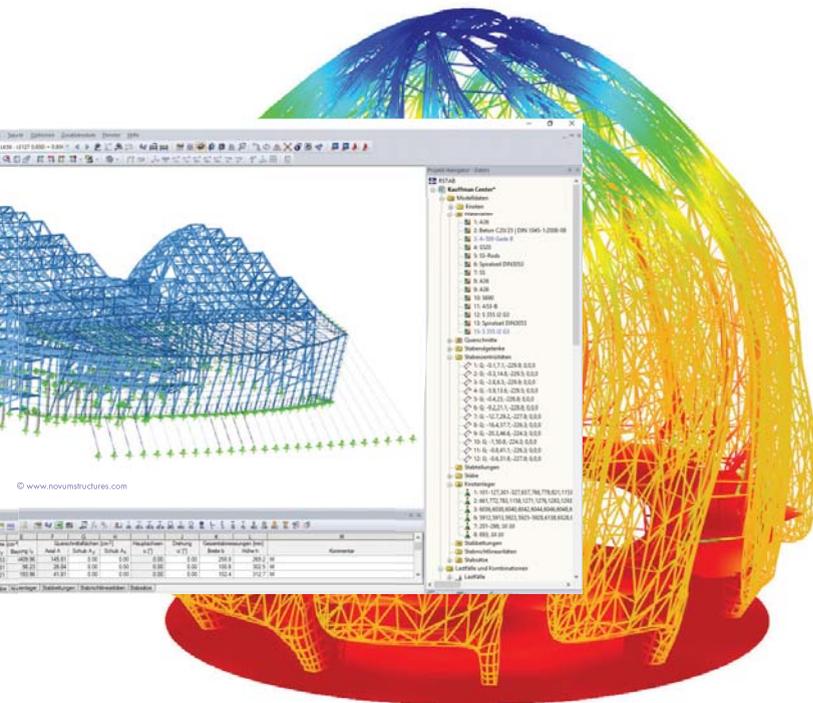


Scopri il piacere di progettare...



RSTAB 8

Il programma per strutture intelaiate



- ➔ Acciaio ed alluminio
- ➔ Collegamenti
- ➔ Analisi di buckling e warping torsion
- ➔ Profili in parete sottile di qualsiasi forma
- ➔ Torri di trasmissione
- ➔ Tensostrutture
- ➔ Gru e vie di corsa
- ➔ Tubazioni, silo e serbatoi
- ➔ Strutture temporanee
- ➔ Eurocodici e norme internazionali

VERSIONE TRIAL GRATUITA
VALIDA 90 GIORNI



Software di analisi e progettazione strutturale

www.dlubal.com



Dr. Ing. Emanuele Maiorana
XXVII Presidente del CTA

XXVII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO BOLOGNA, 3-5 OTTOBRE 2019

Il Congresso si caratterizza quale momento principale delle attività svolte dal Consiglio Direttivo del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

Per significare l'ideale continuità con il precedente congresso, tenutosi nel 2017 a Venezia, riprendo e condivido gli auspici a conclusione dello stesso, sintetizzabili dai concetti espressi dal mio predecessore Mario de Miranda: Sinergia, Cultura del Progetto e, aggiungo, Competenza del Saper Costruire.

La Sinergia è agire insieme, ma la vera cooperazione, ossia coordinata e per un fine comune, crea sempre risultati che superano la somma dei singoli contributi.

Nel settore delle Costruzioni Metalliche il CTA, da più di cinquant'anni ormai, ha di questa sinergia la sua ragione d'essere, costituendo il tradizionale punto d'incontro tra le realtà Universitarie, Industriali e Professionali che si occupano di costruzioni e di acciaio.

Se la Ricerca riceve da Industria e Professione un feedback sugli sviluppi in corso ed un input su indirizzi e argomenti di maggiore interesse, può trasmettere output più efficaci.

Se l'Industria trasmette alla Professione le informazioni sulle tecniche di fabbricazione e sugli standard produttivi più efficienti, i progettisti produrranno progetti ancora più adeguati, economici e di più fluida realizzabilità.

Se la Professione dialoga con gli autori delle ricerche e con gli estensori delle Normative, ne risulteranno ricerche maggiormente orientate a risultati fruibili e normative di più agevole applicabilità.

Alla fine questa cooperazione può portare a ricerche più efficaci, eventualmente finanziate anche dal mondo dell'Industria, progetti migliori, costruzioni di elevata qualità ed economia, e quindi vantaggi per l'intera società; di conseguenza migliore reputazione della costruzione metallica, sua maggiore conoscenza e divulgazione e quindi un mercato più ampio.

Ossia ricadute positive anche per gli operatori economici.

La Cultura del Progetto rappresenta la conoscenza e l'assimilazione delle ragioni che portano al convincimento che il Progetto sia al centro del processo costruttivo, e che il Progetto sia prerequisito per una costruzione di buona esecuzione e di soddisfacente risultato, anche economico, per tutti i soggetti coinvolti.

Un buon progetto, anche nelle costruzioni in acciaio, richiede conoscenze e competenze di cui l'Università rappresenta la scintilla iniziale di un fuoco che deve essere continuamente alimentato.

La Competenza del Saper Costruire riguarda le metodologie messe in campo per rendere concreto, infine, tutto ciò che è stato elaborato nelle fasi precedenti e dare

quindi una risposta alle necessità della collettività in termini di efficacia, di servizi e di benessere sociale. L'importante attività di formazione e confronto tecnico che il CTA svolge va nella direzione di mettere a disposizione strumenti interdisciplinari ed aggiornati, di teoria, tecnica, metallurgia, fabbricazione, montaggio, per realizzare progetti dotati di completezza e fattibilità, oltre che di innovazione e ingegno.

Quest'anno il titolo delle XXVII Giornate italiane della Costruzione in Acciaio è "Ricerca-Progettazione-Industria: i nuovi orizzonti delle Costruzioni Metalliche".

Le tre anime dell'associazione, in costante confronto e dialettica, nei giorni di Congresso hanno un luogo privilegiato per raccontarsi e discutere sulle problematiche e sfide odierne nel nostro settore.

I nuovi orizzonti sono le attività future, le quali auspichiamo possano prendere spunto da quanto emergerà nelle sessioni di lavoro.

Costruzioni Metalliche è anche il nome della rivista che con orgoglio siamo impegnati a portare avanti, una storia iniziata oltre 70 anni fa e con traguardi sempre più ambiziosi. Mi riferisco alla varietà di argomenti che è il grado di catalizzare, alle voci autorevoli che ci propongono e stimolano con interessanti articoli, al prossimo ingresso nel gruppo delle riviste a respiro internazionale. Questa rappresenta una piccola ambizione italiana che vogliamo promuovere.

Il programma del congresso, e della sessione speciale a carattere formativo, è in questa edizione particolarmente intenso, i tempi sono stati calibrati per poter dare spazio a molte proposte, così da rendere il più possibile arricchenti queste giornate, per tutte le necessità. Avremo modo di sentire diverse voci, ognuno con la propria esperienza: vorrei che questi giorni fossero un momento per l'istaurarsi di relazioni nuove e proficue, vorrei che ci fosse spazio per ognuno di raccontarsi, nelle problematiche dei rispettivi ambiti lavorativi, e che dall'ascoltare scaturisse un cordiale confronto e una sintesi per un rinnovato impegno nella costruzione metallica.

La lista dei ringraziamenti è lunga perché l'organizzazione del Congresso è la somma di tanti piccoli contributi dove ognuno ha partecipato nelle modalità e nei tempi a propria disposizione, è un'attività di volontariato senza la quale non saremmo qui, con l'entusiasmo che infonde vitalità all'associazione.

In questi ultimi mesi sono state avviate diverse iniziative: i Quaderni, i corsi formativi, i premi di laurea che abbiamo ripreso, la newsletter, i social network e il sito, le visite ai cantieri e alle aziende. Tutte attività che richiedono tempo e disponibilità; gli operai sono pochi e il lavoro è tanto; la domanda è: "cosa possiamo fare noi per l'associazione?".

I ringraziamenti vanno anche a chi ha passato il testimone per garantire la continuità del Collegio in questi oltre 50 anni di storia: passati e recenti presidenti, consiglieri e soci.

I momenti assembleari e di rinnovo delle cariche associative danno nuova linfa ad un'associazione. Vorrei che vi fosse spazio e coraggio, ora ed in futuro, per accogliere diverse idee e contributi in un sereno dibattito, dove le anime del CTA possano aprirsi e confrontarsi.

Spesso la ricerca è molto avanti rispetto le necessità della progettazione ed industria, talvolta distaccata, la progettazione ha i suoi ritmi e le sue esigenze, l'industria persegue le logiche del mercato perché è da esso prima di tutto che trae vantaggio e possibilità di sviluppo. Il paese che riesce ad accordare le tre voci si sviluppa armoniosamente con la massima efficienza. Diversamente Ricerca-Progettazione-Industria, ognuna con la propria vita, regole e destino, hanno pochi scambi e ricadute da un settore all'altro.

La cadenza biennale del Congresso dovrebbe costituire una sintesi delle novità nei diversi campi. Avanzamenti nella ricerca e nelle realizzazioni, in Italia ma anche negli altri Paesi più avanzati, progetti di ricerca, esperienze dall'estero, grandi opere tra passato e futuro ma ancora di più i contributi verranno esposti nelle varie sessioni, che dimostrano la vivacità del costruire in acciaio.

In conclusione, ringrazio l'organizzazione, le autorità della Città di Bologna e dell'Università che ci ospita, i relatori e tutti i partecipanti, augurando che ognuno possa trovare un suo spazio e ritornare alle proprie attività con qualcosa in più.

Emanuele Maiorana

Presidente del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio

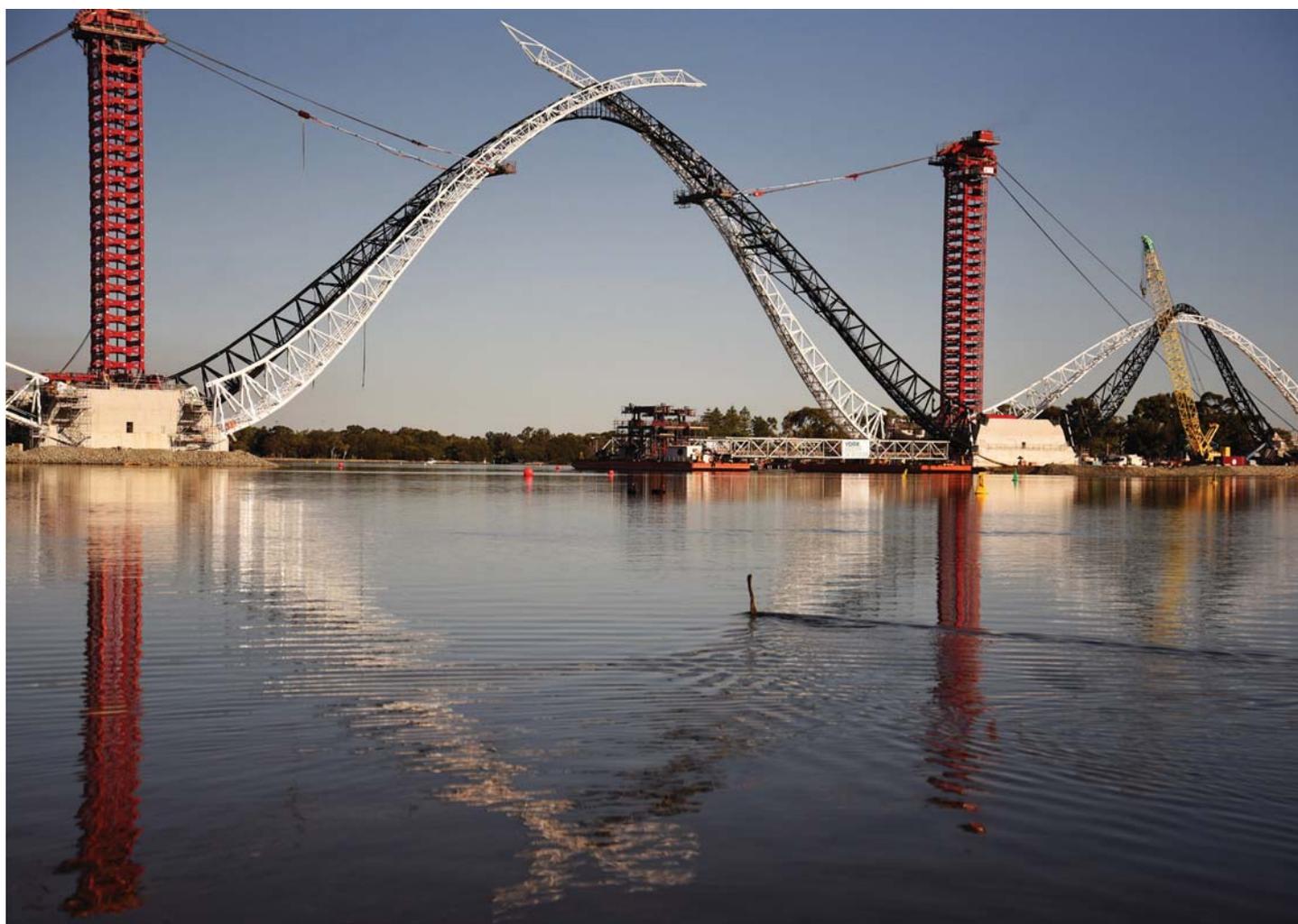
PONTE PEDONALE SUL FIUME SWAN A PERTH

Storia della progettazione strutturale dal concetto alla costruzione
e valutazione delle vibrazioni indotte dal vento e dai pedoni

SWAN RIVER PEDESTRIAN BRIDGE IN PERTH

Structural design story from the concept to the construction
and wind and pedestrian vibration assessment

Prof. Massimo MAJOWIECKI*, Ing. Stefano PINARDI, Ing. Nicola COSENTINO, Ing. Giovanni BERTI
MJW Structures - Casalecchio di Reno, Italy



*Corresponding author. Email: massimo.majowiecki@majowiecki.com

Questo articolo riassume l'evoluzione della storia progettuale del nuovo Swan River Pedestrian Bridge (nel seguito anche SRPB) inaugurato nel 2018 a Perth, Australia, con particolare riferimento ai problemi relativi al vento e alle vibrazioni indotte dai pedoni. Il ponte è formato da 3 impalcati in acciaio sostenuti da cavi collegati a tre archi in struttura reticolare spaziale; la campata centrale è di 144 m e le due laterali di 84 m. La geometria degli archi di acciaio segue le tre forme disegnate dallo studio di architettura Denton Corker Marshall (DCM architettura) per raggiungere l'immagine iconica della città, come richiesto dal bando di gara di progettazione risalente al 2014. Lo studio del Professor Massimo Majowiecki (MJW Structures) è stato coinvolto nella progettazione strutturale dalle prime fasi della gara alla progettazione esecutiva nel team di York Rizzani Joint Venture (YRJV). Nella fase concettuale della proposta di gara sono stati presi in considerazione molti schemi statici e architettonici per trovare una soluzione che combinasse nel miglior modo i requisiti tecnici strutturali con quelli estetici. Data la complessa geometria del ponte è stato necessario adottare soluzioni particolari per il progetto e l'analisi degli archi e degli impalcati, così come per le connessioni tra i correnti e le aste di parete delle travature reticolari, i collegamenti tra le membrane di rivestimento ed i correnti nonché i dettagli di nodi necessari in fase di montaggio. Per questa tipologia particolare di strutture, con forme complesse e sezioni spigolose, le azioni del vento risultano gravose e i loro effetti devono essere valutati con test in galleria del vento, come richiesto dalla maggior parte delle norme progettuali. I carichi del vento statici e dinamici sono quindi stati studiati in galleria del vento utilizzando modelli in scala di: (i) il ponte intero; (ii) porzioni degli archi; (iii) il deck. Vengono illustrati i risultati sperimentali e una procedura per valutare gli effetti del vento sull'intera struttura. L'eccitazione dovuta al passaggio dei pedoni è stata modellata per prevedere le vibrazioni indotte sul ponte e per valutare le prestazioni di comfort. Diversi modelli sono stati implementati tra quelli disponibili nella letteratura più recente. A causa dell'incertezza dei parametri, in questo caso diventa obbligatoria una procedura di "progettazione assistita da prove". La sensibilità del ponte ad eccitazioni laterali (con potenziali fenomeni di lock-in) ha indotto a installare un TMD sulla campata centrale.

This paper resumes the story of the design of the new "Swan River Pedestrian Bridge" (in the following also referred as SRPB) inaugurated in Perth, Australia, with special attention to the problems related to wind and pedestrian induced vibration. The bridge is formed by three steel decks connected with cable hangers to three steel arches, the central span is 144 m and the two lateral 84 m. The geometry of the steel arches follows the free-form shape designed by DCM Architects, in order to achieve an iconic image as required in the tender of 2014. The technical team of Professor Massimo Majowiecki (MJW Structures) has been involved as structural designer from the tender phase to the executive design in the team of York Rizzani Joint Venture. During the concept phase of the tender proposal, many static and architectural schemes have been analyzed in order to find the solution that combines in the best way the requirements in terms of aesthetic image and structural efficiency. Due to the complex geometry of the bridge it has been necessary to adopt particular solutions for the design and analysis of the arches and deck structures, such as the joints between the steel elements of the lattice structures, the connections between the membrane cladding and the chords and some details that allow the completion of assembly procedures. For this kind of unique structures, with complex shape and bluff sections, wind effects are challenging and their effects should be studied by wind tunnel tests, as required by most design codes. Static and dynamic wind loads were studied in wind tunnel using scale models of: (i) the full bridge; (ii) portions of the arches; (iii) the deck. Experimental results and a procedure to assess wind effects on the whole structure are outlined. The pedestrian excitation has been modelled in order to predict the induced vibration on the bridge and to assess the comfort performances. Different models have been implemented among those available in the most recent literature. Due to the uncertain parameters, a "design assisted by testing" procedure becomes mandatory in a such case. The sensitivity of the bridge to be laterally excited (with potential lock-in phenomena) induced to install a TMD on the central span.

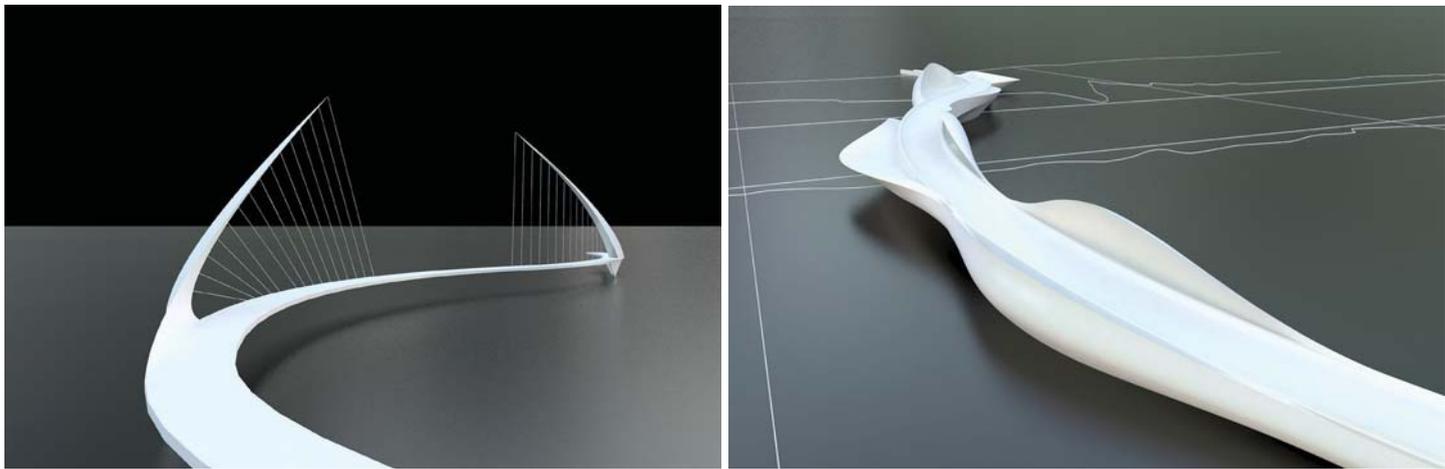


Fig. 1 – Schemi concettuali proposti da DCM Architecture nel 2014

1. LA STORIA DEL CONCEPT STRUTTURALE E ARCHITETTONICO

1.1 La gara pubblica e il team di progettazione

Nel febbraio 2014 il governo della Western Australia ha invitato alcune compagnie di costruzione a presentare la propria candidatura per la realizzazione di una passerella pedonale di connessione tra Burswood Peninsula, vicino al nuovo stadio di Perth, e la zona Est della città.

Nel bando il Ministero dei Trasporti raccomandava di tener conto in fase di progetto degli obiettivi di costruzione che dovevano includere funzionalità e qualità della struttura, innovazione e creatività, efficienza e rispetto per l'inserimento nell'ambiente circostante. York Rizzani Joint Venture (YRJV) ha coinvolto lo studio di architettura Denton Corker Marshal (DCM Architettura) ed Enigma Engineering (EE) (MJW Structures e Ingeco di Bologna) per la progettazione architettonica e strutturale della passerella, dalla fase di *concept* alla costruzione.

1.2 Concetto architettonico e strutturale

I primi studi concettuali da parte di DCM Architettura sono cominciati nel 2014, cercando la soluzione migliore in termini di immagine iconica del ponte e integrazione nel paesaggio circostante, in figura 1 si vedono alcune soluzioni proposte, ma non accettate per la mancanza di efficienza strutturale.

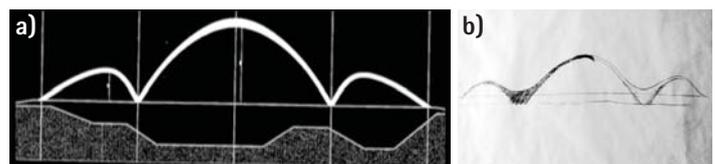


Fig. 2 – a) Schema strutturale a tre archi proposto da MJW Structures, b) Elaborazione dell'immagine architettonica da parte di DCM

Un intenso scambio di informazioni e proposte tra DCM Architettura e MJW Structures ha portato alla definizione di una geometria strutturale composta da tre archi (figura 2a). Questa soluzione è stata poi reinterpretata architettonicamente come una forma sinuosa di due cigni con le teste che si intersecano (figura 2b).

Dopo la definizione tridimensionale della forma del ponte da parte di DCM Architettura sono partite le analisi di MJW Structures per trovare il sistema che associasse l'estetica ad una buona efficienza strutturale.

La figura 3a mostra il *concept* architettonico con gli archi composti da due profili indipendenti, mentre la figura 3b la soluzione strutturale adottata in cui i profili sono realizzati con strutture reticolari triangolari collegate nella parte superiore per migliorare la rigidezza trasversale.

L'andamento delle sollecitazioni interne nella struttura degli archi è rappresentato nell'alternanza di colorazione bianca e nera delle arcate, ciò riflette sia l'interdipendenza strutturale, sia simboli-

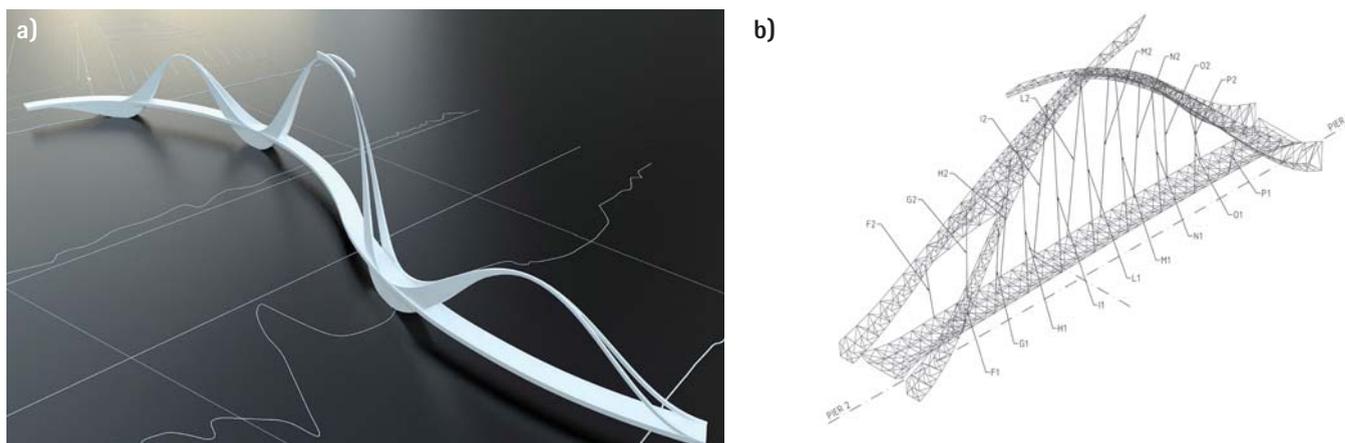


Fig. 3 – a) Proposta architettonica per il ponte, b) Geometria 3D unifilare della struttura reticolare spaziale da cui è formato l'arco principale



Fig. 4 – Vista della struttura completata

camente la fusione di culture diverse. La geometria globale può ricordare la forma di due cigni o un gruppo di serpenti affiancati, oppure quella di un delfino, in perfetto accordo con l'ambiente fluviale circostante.

Nella versione originale la struttura è ricoperta da un tessuto in teflon che consente di adattarsi alla complessa forma degli archi e dell'impalcato ottenendo nello stesso tempo un effetto traslucido in presenza di illuminazione interna.

La proposta del team ha vinto la competizione poiché considerata la migliore in termini di interpretazione dei requisiti di gara, quali la figura iconica e l'integrazione nell'ambiente (figura 4).

1.3 Lo schema statico.

Il ponte è formato da tre impalcati sostenuti da cavi collegati a tre

archi di acciaio che seguono la geometria architettonica. La lunghezza totale del ponte è di circa 400 m, con una campata centrale di 144 m e due laterali di 84 m.

Gli archi principali sono collegati nella parte superiore da un giunto a cerniera che consente una rotazione nel piano longitudinale ma garantisce una connessione rigida nel piano trasversale.

Il tipo di vincolo e la particolare geometria degli archi fanno sì che il comportamento statico del semi-arco sia assimilabile a quello di una mensola vincolata all'estremità (vedi diagramma delle azioni assiali in figura 5). Questo comportamento strutturale è dovuto alla geometria che si discosta in alcune zone dalla curva delle pressioni dell'arco per realizzare una iconica figura architettonica.

All'apice degli archi principali sono collegate due mensole lunghe circa 25 m che rendono slanciata la struttura creando una pro-

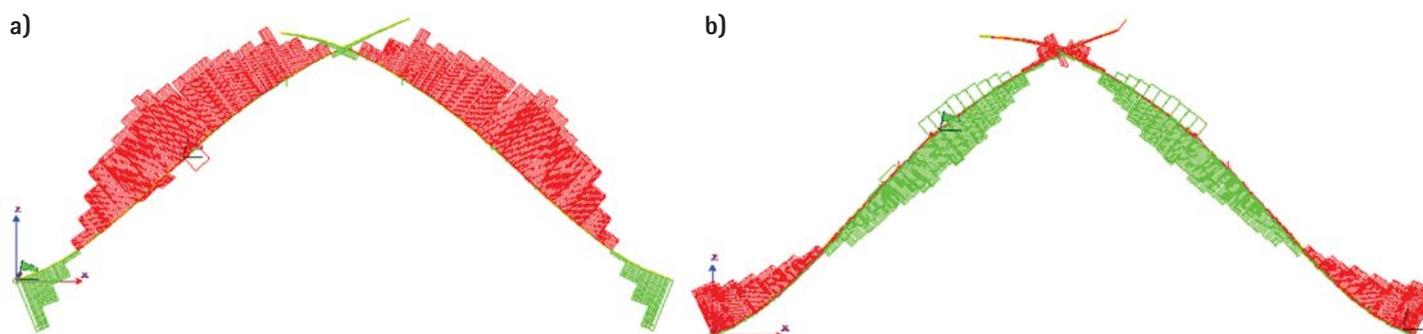


Fig. 5 – Diagramma degli sforzi normali nei correnti superiori (a) ed inferiori (b) dell'arco principale nella condizione di carico permanente agli stati limite ultimi

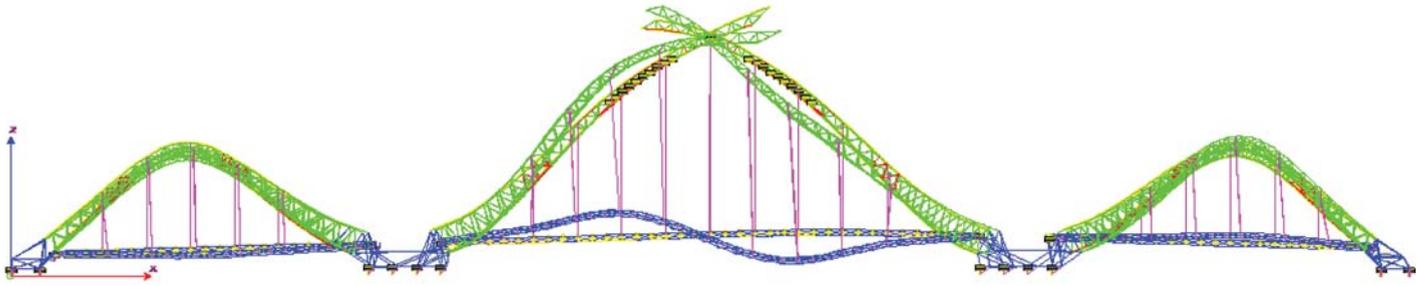


Fig. 6 – Modo di vibrare numero 9: movimenti longitudinali degli archi e dell'impalcato

sezione immaginaria della traiettoria, le dimensioni di questi sbalzi è stata limitata per mantenere la loro frequenza naturale entro limiti compatibili con quanto emerso dai dati delle prove in galleria del vento.

2 ASPETTI SPECIFICI DELLA PROGETTAZIONE

2.1 Dettagli delle connessioni degli elementi tubolari

2.1.1 Verifica a punzonamento e rinforzi locali dei correnti

Nella fase di gara il progetto prevedeva un sistema strutturale completamente saldato (saldature in officina e in sito). A causa delle difficoltà di assemblaggio in sito, YRJV ha deciso di procedere con la segmentazione mediante bullonatura degli archi costituiti da diversi tipi di capriate in acciaio utilizzando sezioni cave circolari (CHS). Tutte le connessioni tra gli elementi CHS sono realizzate mediante saldatura previa sagomatura del profilo, questa tende ad essere la soluzione più economica per unire sezioni tubolari in un nodo in quanto ottimizza il peso strutturale evitando l'inserimento di piastrine e bulloni.

Le norme australiane non trattano esplicitamente un metodo per analizzare l'effetto locale delle connessioni tubolari, quindi per le verifiche sono state seguite le prescrizioni degli Eurocodici (EN 1993-1-8:2005).

Per i giunti delle aste di parete si sono eseguite le seguenti verifiche:

- 1) Per le aste soggette esclusivamente a carico assiale, si è verificato che l'azione assiale di progetto $N_{i,Ed}$ non sia superiore alla resistenza assiale di progetto del giunto saldato $N_{i,Rd}$:

$$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd} \quad (1)$$

- 2) Per le aste soggette sia ad azione assiale che flettente la verifica è la seguente:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right] + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

Per le connessioni tra i correnti e gli elementi diagonali è stato adottato un rinforzo locale del corrente (Chord Can, CC) come indicato nella figura 7.

Il vantaggio dell'utilizzo del CC è che il giunto saldato tra il corrente e le aste di parete può essere eseguito su un tratto dritto di tubo (piuttosto che su una convergenza angolosa di aste), e che lo spessore della sezione del CC può essere aumentato se necessario per

rafforzare il giunto e soddisfare la verifica locale a punzonamento. Secondo la norma australiana AS 5100.6, prove sperimentali su connessioni tridimensionali tipiche dei profili CHS possono essere proposte come calcolo alternativo (progettazione assistita da prove) al fine di verificare l'affidabilità della simulazione numerica mediante controllo incrociato tra modello matematico e test sperimentale.

In effetti, in casi particolari, creati dalla configurazione spaziale *free-form* della struttura del ponte in acciaio e dalla mancanza di metodi di calcolo forniti dalle norme AS, la progettazione assistita da prove è necessaria al fine di rimuovere le incertezze nella valutazione dell'affidabilità.

Le prove sperimentali sono state indirizzate principalmente a verificare la resistenza delle saldature ed il comportamento al punzonamento; pertanto, il controllo del dimensionamento e verifica delle saldature, la metodologia di esecuzione e i criteri di accettabilità dei livelli di controlli non distruttivi (clausola 7.4 di AS/NZS 1554.1) sono stati definiti da un istituto qualificato come richiesto dal cliente.

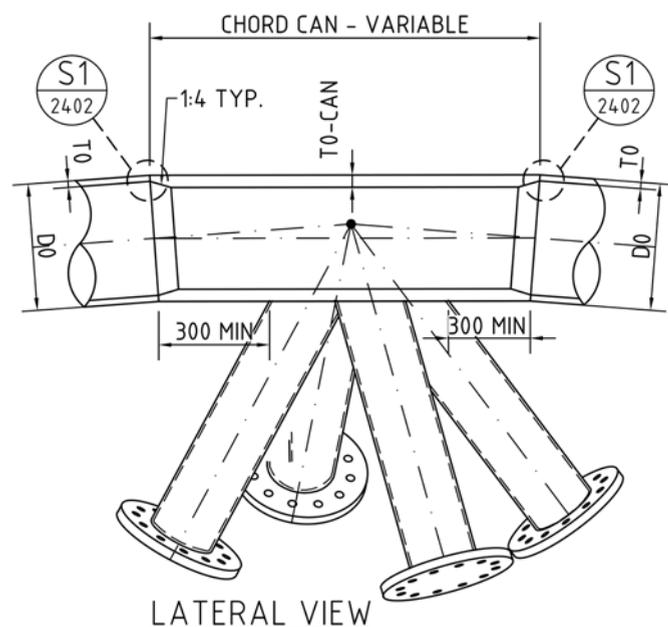


Fig. 7 – Tipico rinforzo di un nodo del corrente circolare cavo mediante CAN

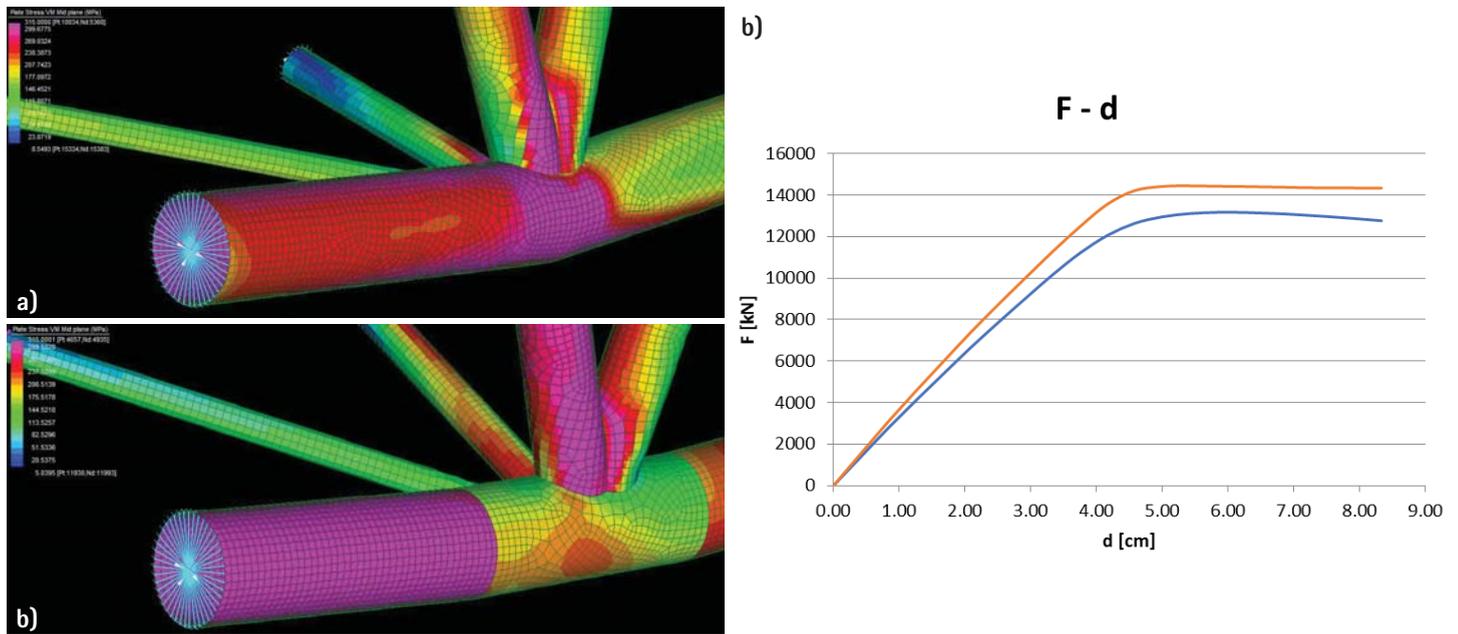


Fig. 8 – a) Collasso senza la presenza del CAN nel nodo; b) Collasso con la presenza del CAN: il corrente CHS arriva alla tensione plastica prima della connessione nodale; c) Grafico Forza – Spostamenti nel caso di nodo provvisto di CAN (linea rossa) e di nodo senza rinforzo (linea blu)

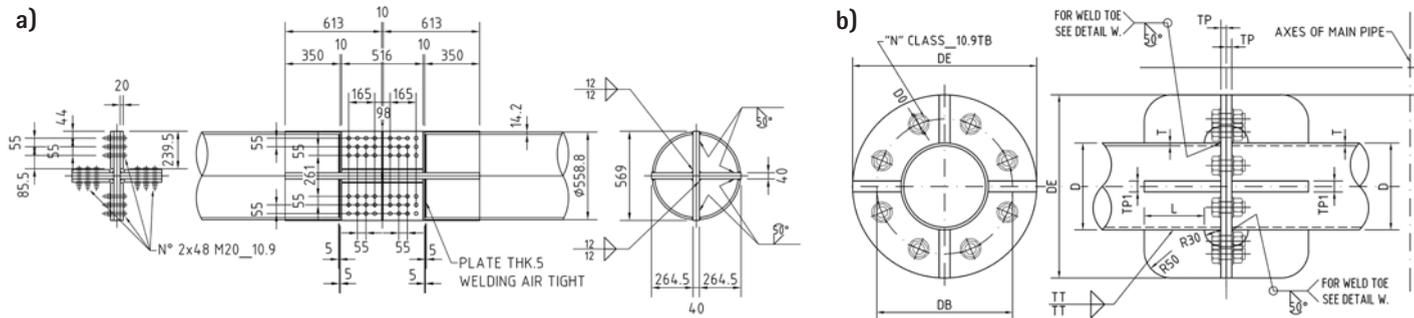


Fig. 9 – a) Vista 2D del dettaglio di connessione dei correnti negli archi principali; b) Connessione a flangia con irrigidimenti per i principali controventi CHS soggetti prevalentemente a sforzo assiale di trazione

2.1.1 Modello FEM delle connessioni

Su alcuni nodi è stata effettuata un'analisi elasto-plastica mediante modello agli elementi finiti (figure 8a e 8b). L'obiettivo principale di questa analisi era di verificare se con l'introduzione dell'elemento CC era possibile migliorare la capacità di resistenza del nodo stesso e verificare se la sua resistenza plastica fosse maggiore del carico di progetto. Il grafico in figura 8-c mostra che con l'elemento del CC il giunto può raggiungere tutta la resistenza plastica del corrente CHS (14.425 KN).

2.1.1 Giunto dei correnti

I correnti degli archi principali e secondari sono stati giuntati mediante piatti a croce saldati alla sezione CHS e collegati con bulloni e piastre di coprigiunto (figura 9a).

Le piastre e i bulloni in acciaio sono stati progettati per garantire che l'intera capacità assiale della sezione CHS possa essere trasferita dal giunto. Controlli su questo tipo di connessione sono stati effettuati in accordo con le norme AS 4100 e seguendo le indicazioni della letteratura tecnica esistente ([1], [2], [3], [4]). sono state effettuate verifiche di taglio dei bulloni, resistenza dei piatti (azione assiale,

taglio e *block shear*) e verifiche a rifollamento.

2.1.2 Giunti degli elementi diagonali

Le aste tubolari delle pareti laterali e fondo sono giuntate per mezzo di flange di testa (figura 9-b). Per ottimizzare il progetto sono stati distinti i casi tra elementi principali e aste soggette prevalentemente a trazione (forze assiali in trazione maggiori del 50% della capacità portante della sezione circolare cava). Le verifiche sono state effettuate in accordo alle norme australiane AS 4100 e secondo le indicazioni di [5] e [6].

2.2 Progetto della membrana di rivestimento

In fase progettuale era previsto un rivestimento degli archi realizzato con una membrana pretesa composta da tessuto di fibra di vetro e matrice in PTFE. La membrana, sostenuta da appositi arcarecci, avvolgeva entrambe le pareti degli archi.

Questo sistema di rivestimento ha richiesto un modello matematico specifico per l'analisi delle deformazioni della membrana e delle forze trasferite dalla stessa alla struttura in acciaio (figura 10), ipotizzando la membrana come una rete ortotropa supportata da

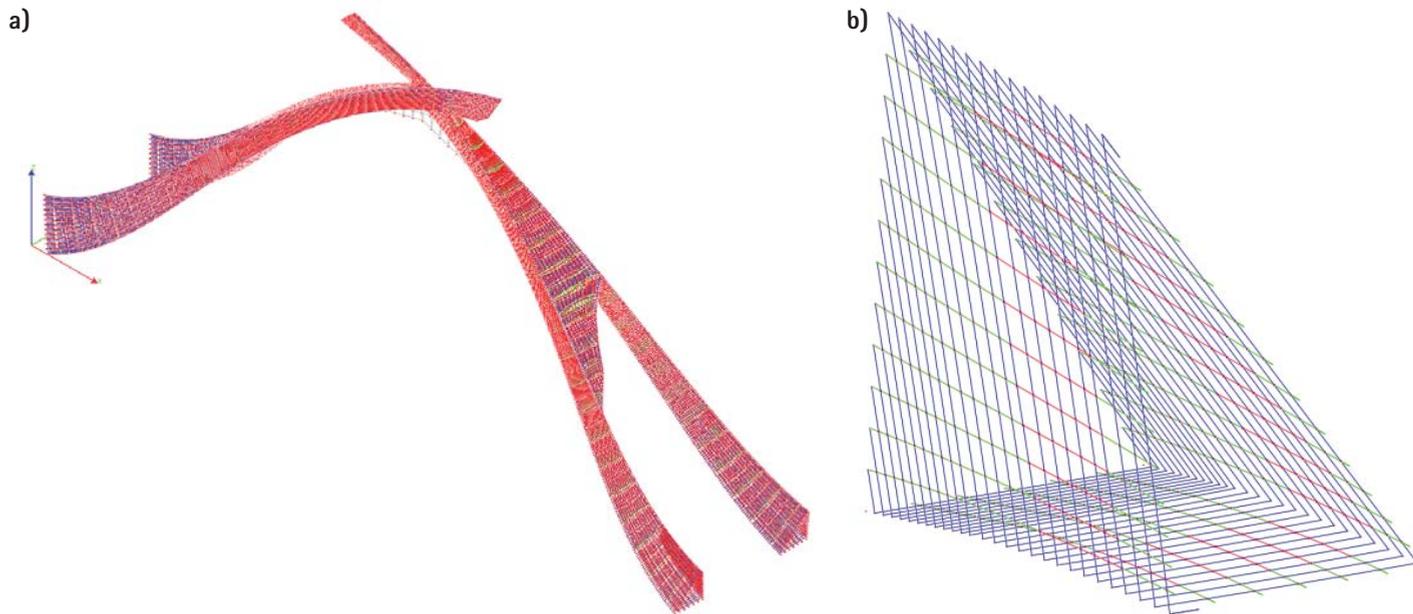


Fig. 10 – Vista isometrica del modello matematico della membrana per gli archi principali

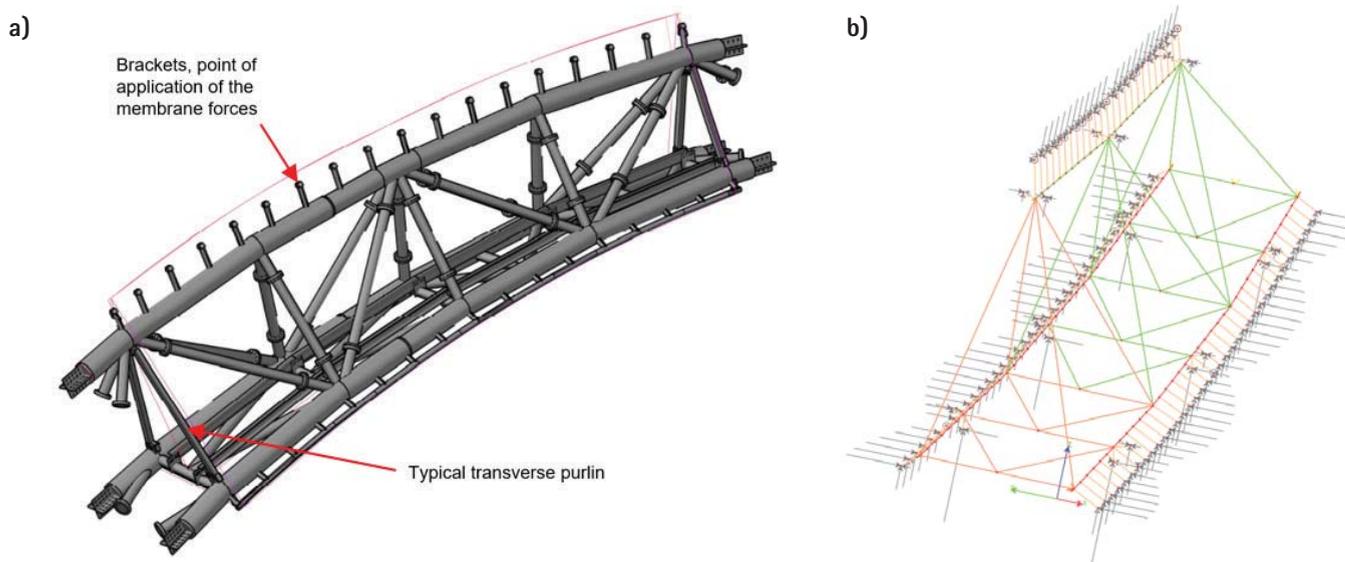


Fig. 11 - a) Vista 3D di una porzione di struttura reticolare spaziale degli archi; b) Trasferimento alla struttura dei carichi provenienti dalla membrana

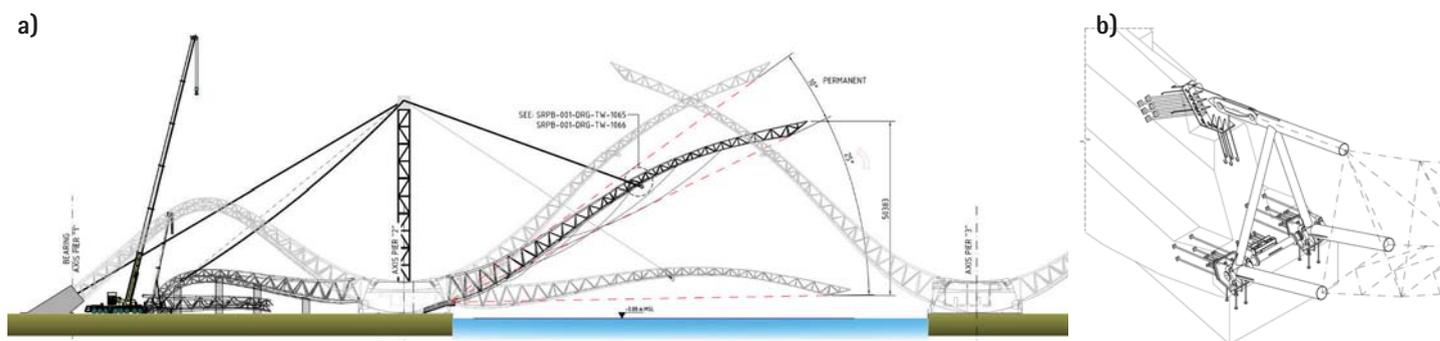


Fig. 12 - Schema di sollevamento degli archi in acciaio; b) Modello 3D della connessione alla base degli archi con le pile

elementi rigidi (cornici di supporto).

Le risultanti della pressione agente e gli sforzi membranali del rivestimento sono trasferiti ai tre correnti della struttura reticolare dell'arco (figure 11a e 11b).

2.3 Dettagli delle procedure di montaggio

La sequenza costruttiva degli archi in acciaio è composta dalle seguenti fasi principali:

- 1) costruzione delle torri temporanee (figura 12a);

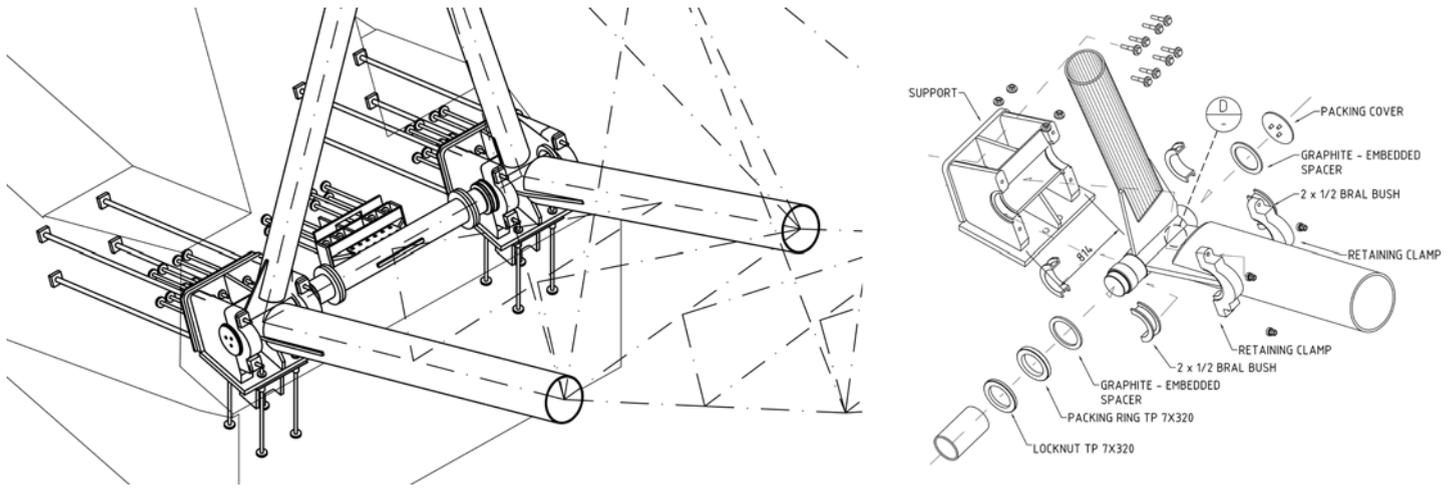


Fig. 13 - Vista 3D (a) ed esplosa (b) della cerniera che connette il corrente inferiore degli archi alle pile

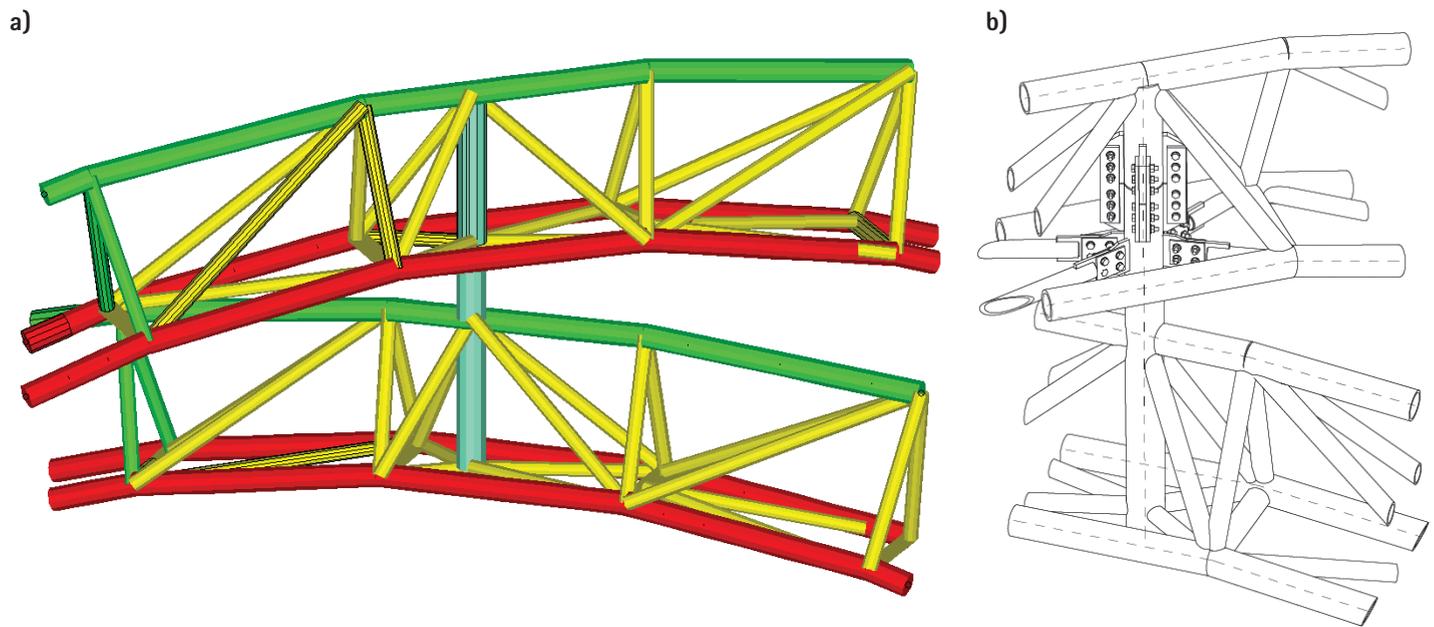


Fig. 14 - Connessione in sommità degli archi secondari dal modello matematico (a) e dai disegni esecutivi (b)

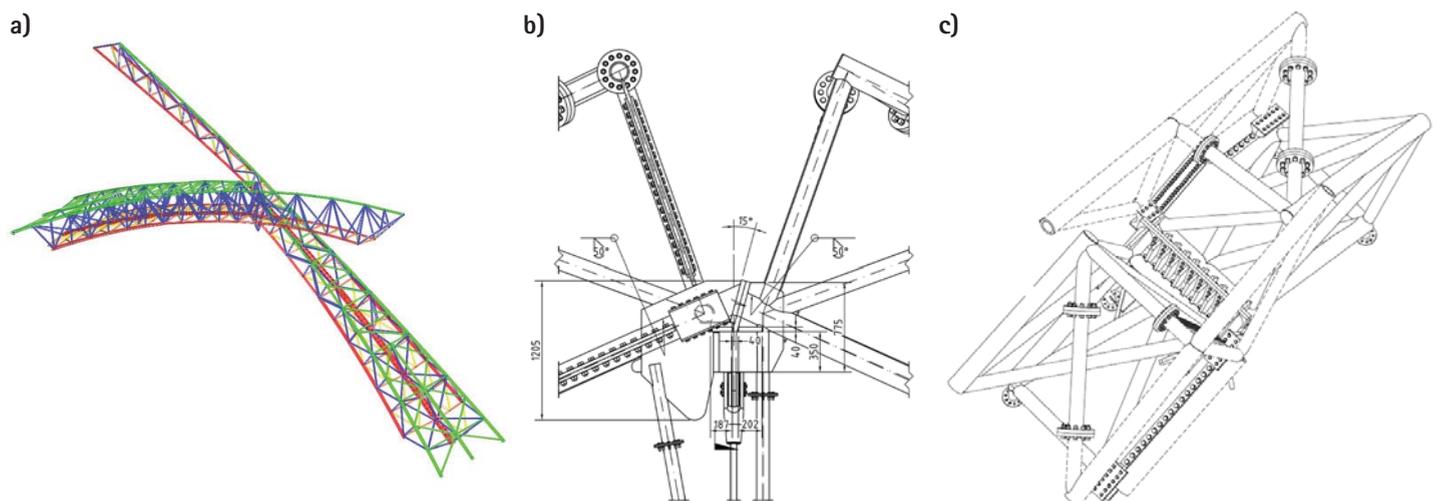


Fig. 15 - Connessione in sommità degli archi principali: a) Modello matematico; b) e c) Vista 2D e 3D del dettaglio di connessione dai disegni

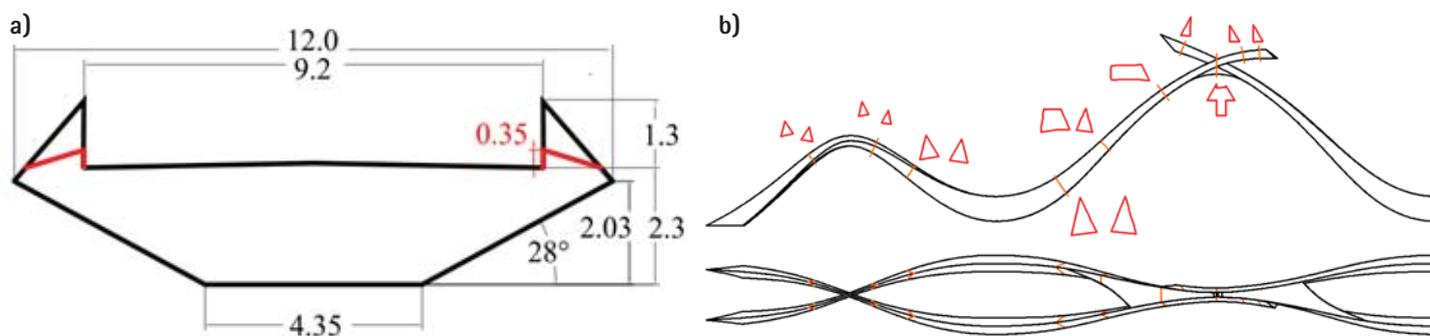


Fig. 16 - a) Sezione trasversale dell'impalcato originale e modificata (in rosso); b) Vista degli archi con evidenziate alcune sezioni trasversali

- 2) arrivo in cantiere degli archi trasportati da chiatte fluviali, gli archi vengono fatti scivolare per inserirsi nelle cerniere di montaggio alla base della pila di appoggio (figura 13);
- 3) collegamento degli archi alle torri temporanee e sollevamento passo - passo ruotando attorno alle cerniere di base;
- 4) terminato il montaggio gli archi principali vengono collegati nella parte superiore con una giunzione bullonata (figura 15) e gli archi secondari con un elemento bullonato avente sezione circolare piena (figura 14):
- 5) una volta connessi gli archi superiormente, il corrente superiore alla base dei tralicci viene collegato alla pila in c.a., completando così il collegamento per realizzare una connessione resistente a momento, vedere figura 12b.

3. INTRODUZIONE AGLI EFFETTI DEL VENTO E DEL TRAFFICO PEDONALE SULLA PASSERELLA

In via preliminare, si richiamano ed integrano alcuni aspetti geometrici e fisici di interesse per la tematica in esame.

Il ponte è formato da tre archi che sostengono tre impalcati mediante stralli subverticali. Il primo e l'ultimo arco di acciaio hanno una luce di circa 84 m ed una altezza sopra il livello del fiume di 36 m, mentre l'arco centrale ha una luce di 144 m ed un'altezza sopra il livello dell'acqua di 75 m. La lunghezza totale del ponte è di circa 400 m. Ogni arco è composto da quattro gambe a sezione variabile triangolare in struttura a traliccio ed è sostenuto da fondazioni su pali.

Il rivestimento laterale degli archi era previsto, in sede di progetto, in membrana pretesa in fibra di vetro e strato finale in PTFE, a sua volta sostenuta da arcarecci in acciaio (figura 4); il rivestimento non è stato realizzato in fase esecutiva.

La passerella, larga 12 metri, è sostenuta da tiranti posti ad interasse di circa 18 m ed ha una struttura composta da travi principali in corrispondenza dei sostegni e travi secondarie ortogonali alle prime. Il deck è completato da un getto in opera di calcestruzzo armato. I vincoli della passerella sono tali da permettere i movimenti lenti dovuti agli effetti termici, ma si comportano come vincoli rigidi allorché la stessa è soggetta a carichi dinamici dovuti al vento e, per certi aspetti, al transito pedonale. La figura 16 mostra le differenti

tipologie delle sezioni trasversali degli archi.

A causa della singolarità della struttura, le normative di riferimento richiedono il supporto di test in galleria del vento su un modello in scala del ponte [7] [8]. Considerando la forma complessa e la leggerezza della struttura, devono essere considerati diversi aspetti correlati all'azione del vento: carichi statici globali e distribuiti su tutta la struttura, effetto scia sugli archi, vibrazioni indotte dal distacco dei vortici (VIV) e stabilità aerodinamica del ponte, degli archi e delle estensioni a sbalzo. A tal fine, sono stati testati diversi modelli in scala, per indagare su problemi specifici ed adottare le eventuali necessarie contromisure [9].

Inoltre, grazie alla sua flessibilità e leggerezza, la passerella è potenzialmente soggetta alle vibrazioni indotte dal transito dei pedoni che potrebbero, peraltro, comportare rilevanti problemi di manutenzione. La norma AS 5100.2-2004 [8] specifica le frequenze di comfort per le passerelle pedonali, ma tali specifiche non sono particolarmente significative per ponti di dimensioni importanti (come l'SRPB) perché considerano l'attraversamento deterministico di un singolo pedone. La stessa AS 5100.2-2004 raccomanda di fare riferimento alla letteratura tecnica specialistica per ponti "sensibili" ad eccitazione da traffico pedonale. Pertanto, l'analisi e il processo di progettazione devono tenere conto della valutazione delle (potenziali) vibrazioni indotte dai pedoni e devono fornire soluzioni per limitare la loro ampiezza (se necessario) entro valori accettabili.

4 VIBRAZIONI DOVUTE AL VENTO

4.1 Prove in galleria del vento

Come primo passo, è stato testato un modello in scala 1:10 dell'impalcato del ponte per valutare i coefficienti aerodinamici, mediante modello rigido su celle di carico, e le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici, vincolando il modello con supporti elastici. Sono state testate due diverse sezioni trasversali: la sezione di progetto originaria e una modificata (con un'altezza del parapetto più bassa - vedi figura 16). Come verrà presentato nei risultati, la modifica della sezione originaria ha contribuito a migliorare le prestazioni aerodinamiche dell'impalcato, sia dal punto di vista della stabilità che della mitigazione delle ampiezze da VIV.

Un secondo modello, rigido, del ponte completo, in scala 1:50, è

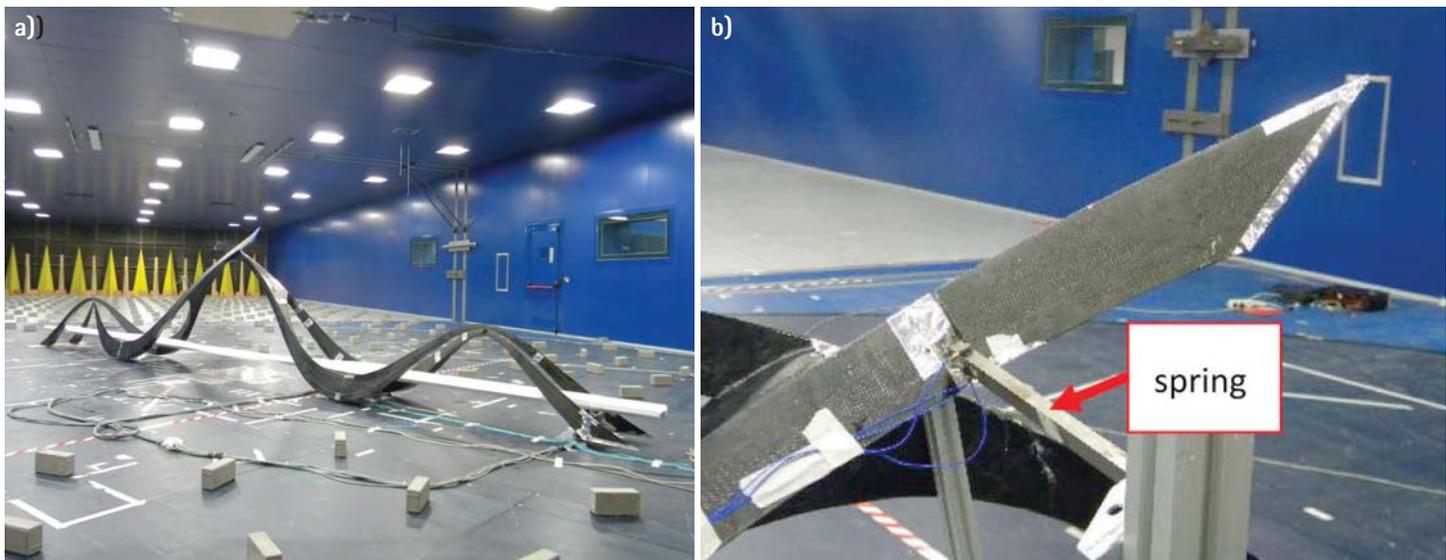


Fig. 17 - a) Modello in scala 1:50 nella galleria del vento: prove con flusso laminare e turbolento; b) modello elastico delle mensole terminali degli archi

stato testato nella galleria del vento del Politecnico di Milano (vedi figura 17). Il modello era dotato di numerosi punti di rilevamento della pressione attorno a diverse sezioni trasversali distribuite lungo gli archi (vedi sezioni trasversali in figura 16) e con rilevamenti delle azioni globali al piede (mediante bilance aerodinamiche sotto le 4 pile).

Poiché l'analisi nel dominio della frequenza delle *time history* delle pressioni ha evidenziato la presenza di distacchi di vortice lungo l'intera struttura per una vasta gamma di direzioni e frequenze del vento, per indagare i livelli di vibrazione indotti dai vortici, sono stati testati in galleria del vento due modelli aeroelastici in scala grande (1:15) delle "gambe", che simulano i modi di vibrare più critici.

Infine, per valutare le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici dell'estensione a sbalzo, il modello in scala 1:50 è stato modificato introducendo una molla nella connessione tra la corona e l'estensione, in modo che l'estensione potesse vibrare, considerando l'aerodinamica tridimensionale dell'intera struttura (vedi figura 17). La forma originaria di progetto dell'impalcato, con una sezione molto compatta e spigolosa, non mostrava buone prestazioni aerodinamiche. Infatti, la derivata del suo coefficiente di portanza era pressoché nulla, il che non è un buon indice di stabilità aerodinamica [1] [4], e le vibrazioni registrate indotte dal distacco dei vortici erano ampie con un ampio intervallo di sincronizzazione (*lock-in*). Le modifiche successive (vedi figura 16) hanno migliorato notevolmente il comportamento aerodinamico del deck.

In figura 18 si riporta il confronto, al variare dei parametri di massa e smorzamento, delle vibrazioni indotte dal distacco dei vortici in funzione della velocità ridotta del vento (numero di Scruton $Sc = 2 \pi m_L h / \rho B^2$, dove m_L è la massa per unità di lunghezza dell'impalcato, B la sua larghezza, pari a 12 m, ρ è la densità dell'aria e h è il coefficiente di smorzamento strutturale). È possibile notare che il deck modificato per ottenere Sc uguale a 1 non è sensibile

alle VIV, mentre per sopprimere questo tipo di vibrazione nel deck originario è necessario un valore di $Sc = 3,5$ (cioè uno smorzamento strutturale più che triplicato).

Per quanto riguarda il modello sull'intero ponte, le forze globali misurate non hanno evidenziato problematiche particolari; tuttavia questo modello è stato fondamentale nel poter ottenere una stima sufficientemente accurata dei carichi da vento, sia in condizioni di vento laminare che turbolento. Inoltre, il confronto con l'integrale delle pressioni lungo gli archi mostra un buon accordo con le forze globali misurate dalle bilance aerodinamiche alla base delle pile, indice del fatto che i carichi distribuiti sono stati misurati con una sufficiente discretizzazione spaziale.

Il distacco dei vortici è stato misurato lungo l'intero sviluppo degli archi per diverse direzioni del vento e con differenti frequenze di distacco; la corrispondente velocità critica del vento varia da 14 m/s (archi laterali e sbalzi) a 50 m/s (arco centrale). Fenomeni di VIV sono stati registrati per entrambi i modelli e sono stati studiati diversi valori di Sc fino alla soppressione delle vibrazioni.

Il modello dell'arco centrale mostra una classica regione di *lock-in*, ed è necessario un valore di Sc di circa 10 per mitigare le VIV. Al contrario, il modello dell'arco laterale, che ha due sezioni triangolari, ha una complessa doppia regione di *lock-in*, ma un Sc di 5 è sufficiente per sopprimere le vibrazioni. È stata altresì testata con successo una soluzione alternativa volta a sopprimere le vibrazioni: se, invece che incrementare lo smorzamento, viene impiegata una superficie porosa con il 40% di porosità, le vibrazioni indotte dai distacchi di vortice sono completamente soppresse già ai più bassi valori di Sc .

I risultati delle VIV sono riassunti in figura 18c, dove sono riportate le ampiezze della vibrazione trasversale alla direzione del vento in funzione di Sc per le diverse parti degli archi. Il grafico riporta anche il risultato ottenuto per l'estensione a sbalzo con il modello aeroelastico in scala 1:50.

4.2 Considerazioni sul comportamento strutturale

Utilizzando i dati sperimentali e il modello ad elementi finiti della struttura, si possono fare le seguenti valutazioni sulle prestazioni del ponte.

Per quanto riguarda l'impalcato, considerando un coefficiente di smorzamento strutturale pari a $h_{fs} = 0,003$ (tipico per le strutture in acciaio), il numero di Sc è 0,8 (usando una massa m_L del ponte di 7430 kg/m) e usando una sezione trasversale dell'impalcato modificata, i fenomeni di VIV sono trascurabili, come riassunto nelle figure 18a e 18b.

Per quanto riguarda gli archi e l'estensione a sbalzo, dal punto di vista aerodinamico, la criticità maggiore è rappresentata dalla vibrazione dell'arco della campata centrale, poiché per eliminarla è necessario un valore di Sc molto grande, se paragonato alle altre sezioni compatte e spigolose. Tuttavia, la valutazione dei livelli di vibrazione previsti deve tener conto delle seguenti considerazioni: (i) la vibrazione dell'arco è accoppiata alla vibrazione dell'impalcato; (ii) l'impalcato contribuisce non solo come massa, ma anche con il suo smorzamento aerodinamico. Lo smorzamento strutturale non è noto ed è stato assunto prudenzialmente pari a 0,003, valore che conduce ad un valore di $Sc = 5,6$ senza considerare il contributo di smorzamento aerodinamico del deck, mentre un valore di $Sc = 11,1$ può essere raggiunto considerando lo smorzamento aerodinamico del deck. Per questo valore di Sc , i fenomeni di VIV sono ridotti a un livello di accelerazione di $1,28 \text{ m/s}^2$ e a uno spostamento di 0,04 m. Un approccio simile mostra che gli archi laterali sono meno critici. Inoltre, l'estensione a sbalzo ha ampiezze modeste di VIV calcolate con riferimento al suo smorzamento strutturale atteso (in questo caso non è significativo l'accoppiamento dinamico con l'impalcato).

5. VIBRAZIONI INDOTTE DAI PEDONI

Le vibrazioni possono potenzialmente causare disagio ai pedoni e il deterioramento dell'integrità strutturale della passerella. Sfortunatamente, le attuali normative di progettazione (come ad esempio [7] e [8]) non forniscono linee guida e informazioni esaustive per affrontare, nella loro complessità, i problemi di vibrazione di passerelle snelle sotto carichi indotti dal transito dei pedoni. Gli standard internazionali, spesso, forniscono criteri di comfort in termini di massima accelerazione o spostamento (in alcuni casi in funzione delle frequenze), anche abbastanza diversi tra loro. La stessa AS 5100.2-2004, raccomanda di fare riferimento alla letteratura tecnica per ponti "sensibili" all'eccitazione dovuta al transito dei pedoni. Dato che le normative sono piuttosto "povere" su questo argomento, le analisi che sono state eseguite sono riferite alla letteratura più recente. In particolare, il riferimento [11] è assunto come riferimento principale. Altri riferimenti utili sono stati [12] e [13].

In pratica, diverse sono le variabili che introducono incertezze:

- l'input dinamico è abbastanza sconosciuto sia in forma che in

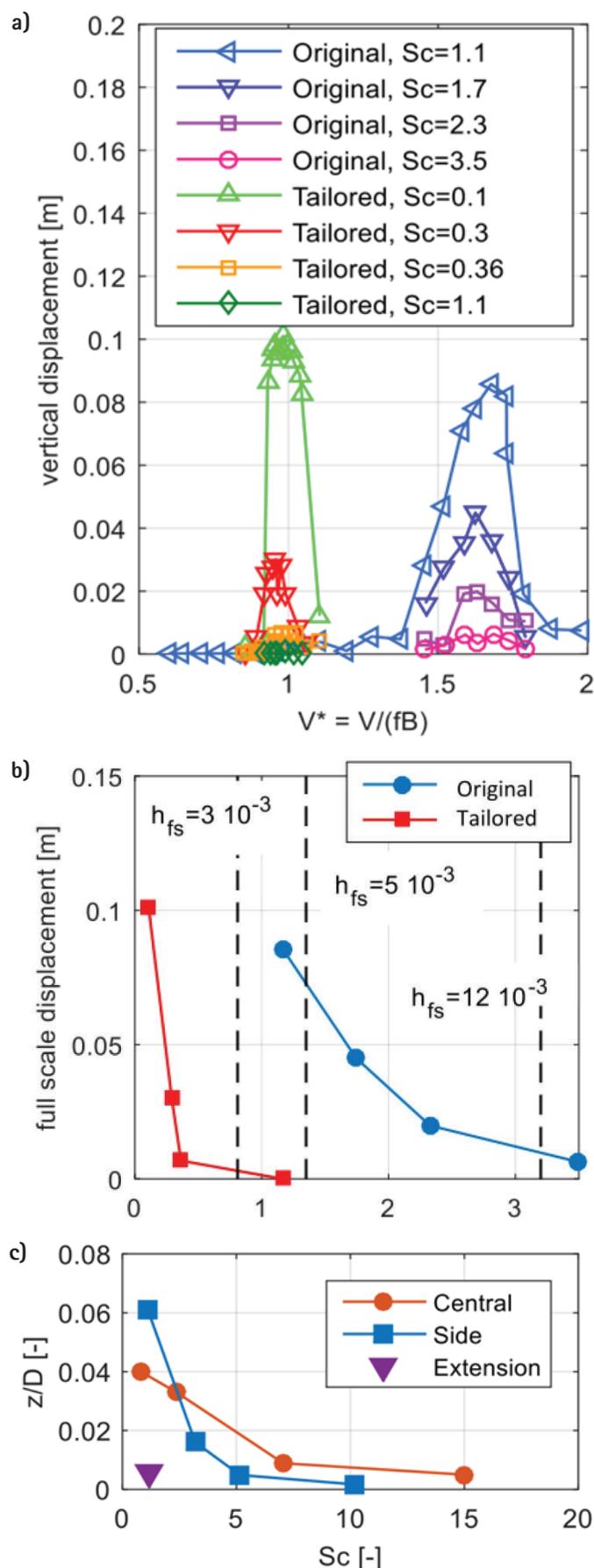
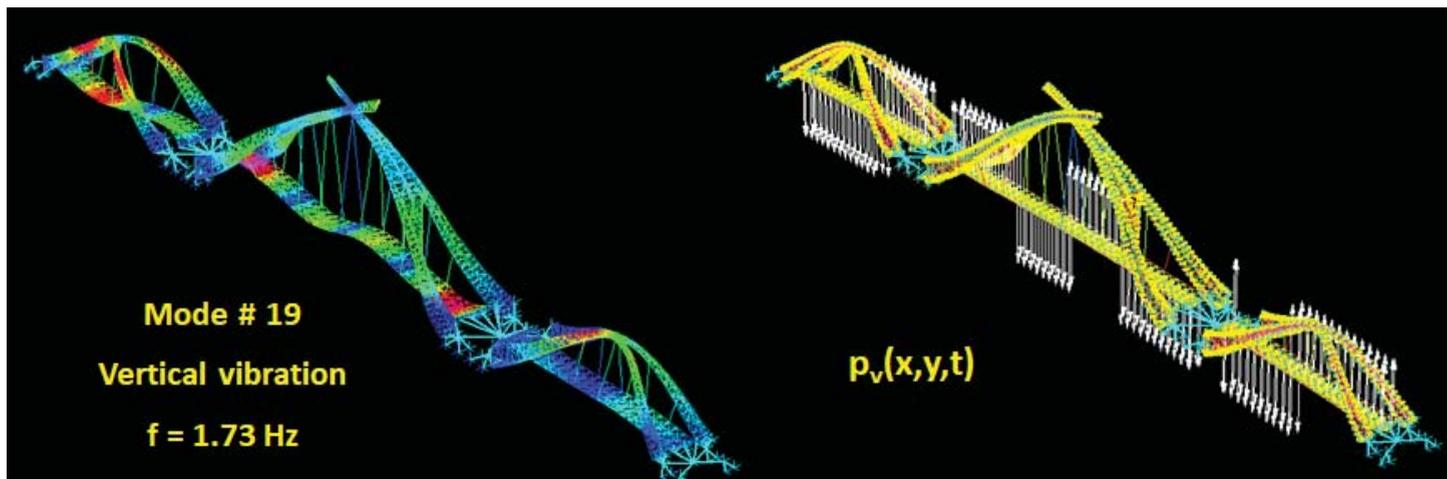


Fig. 18 - a) Massimi spostamenti verticali dell'impalcato dovuti al fenomeno di distacco dei vortici in funzione di V^* per differenti numeri di Scruton (Sc); b) Ampiezza VIV trasversale alla direzione del vento come funzione di Sc per le due sezioni di impalcato (originale e modificata); c) Ampiezza VIV trasversale alla direzione del vento come funzione di Sc per le differenti parti degli archi

| Dati modali | | | | | | Traffico | | Accelerazione max del deck [m/s ²] | | | |
|-------------|------|----------|-------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|------|--|-------|-------|-------|
| Modo n. | Dir. | f [Hz] | ζ [%] | M^* [kgx10 ⁶] | L^* [m] | d [p/m ²] | TC | Spectral | SDOF | FEM | TH |
| 2 | h | 0.565 | 1,3 | 0.631 | 144 | 1.5 | 5 | 0.086 | 0.117 | 0.122 | \ |
| 3 | h | 0.792 | 1,3 | 6.382 | 240 | 1.5 | 5 | 0.012 | 0.015 | 0.014 | \ |
| 6 | h | 0.925 | 5 | 4.273 | 200 | 1 | 4 | 0.006 | 0.004 | 0.004 | \ |
| 7 | h | 0.949 | 5 | 3.393 | 200 | 0.5 | 3 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | \ |
| 9 | h | 1.045 | 5 | 7.420 | 240 | 0.2 | 2 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | \ |
| 12 | v | 1.457 | 0.6 | 0.758 | 120 | 1.5 | 5 | 0.036 | 0.159 | 0.099 | \ |
| 13 | v | 1.481 | 0.6 | 7.339 | 70 | 1.5 | 5 | 0.268 | 1.175 | 1.131 | 0.578 |
| 14 | v | 1.561 | 0.6 | 0.974 | 120 | 1.5 | 5 | 0.280 | 1.198 | 0.963 | \ |
| 15 | v | 1.566 | 0.6 | 0.516 | 160 | 1.5 | 5 | 0.611 | 2.607 | 1.483 | 1.101 |
| 16 | v | 1.620 | 0.6 | 0.518 | 100 | 1.5 | 5 | 0.489 | 2.055 | 1.523 | 1.170 |
| 17 | v | 1.631 | 0.6 | 0.384 | 80 | 1.5 | 5 | 0.593 | 2.480 | 2.088 | 1.660 |
| 19 | v | 1.734 | 0.6 | 0.648 | 220 | 1 | 4 | 0.621 | 1.988 | 1.507 | 0.980 |
| 20 | v | 1.761 | 0.6 | 2.485 | 70 | 1 | 4 | 0.092 | 0.293 | 0.520 | \ |
| 21 | v | 1.777 | 0.6 | 0.395 | 140 | 1 | 4 | 0.823 | 2.604 | 2.272 | 1.230 |
| 22 | v | 1.852 | 0.6 | 0.451 | 140 | 1 | 4 | 0.735 | 2.282 | 2.140 | 1.080 |
| 23 | v | 1.883 | 0.6 | 0.632 | 140 | 0.5 | 3 | 0.460 | 0.521 | 0.534 | 0.720 |
| 25 | v | 1.972 | 0.6 | 0.413 | 80 | 0.5 | 3 | 0.544 | 0.602 | 0.488 | 0.670 |
| 26 | v | 2.025 | 0.6 | 0.401 | 80 | 0.2 | 2 | 0.359 | 0.392 | 0.288 | \ |
| 27 | v | 2.045 | 0.6 | 0.349 | 70 | 0.2 | 2 | 0.388 | 0.422 | 0.477 | 0.380 |
| 31 | v | 2.252 | 0.6 | 0.560 | 140 | 0.2 | 2 | 0.357 | 0.371 | 0.221 | 0.390 |
| 34 | v | 2.312 | 0.6 | 2.267 | 60 | 0.2 | 2 | 0.058 | 0.060 | 0.043 | \ |

Tabella 1 - Confronto delle accelerazioni del deck, calcolate con differenti metodi.



| | | |
|-------------------|--|---|
| Direzione | Carico per m ² | Modello di carico per TC 1 sino a TC 3 (densità < 1,0 P/m ²) |
| Verticale (v) | $d x (280N) x \cos (2\pi f_v t) x 10.8 x (\zeta/n)^{1/2} x \psi$ | |
| Longitudinale (i) | $d x (140N) x \cos (2\pi f_i t) x 10.8 x (\zeta/n)^{1/2} x \psi$ | |
| Trasversale (t) | $d x (35N) x \cos (2\pi f_t t) x 10.8 x (\zeta/n)^{1/2} x \psi$ | |
| Direzione | Carico per m ² | Modello di carico per TC 4 e TC 5 (densità ≥ 1,0 P/m ²) |
| Verticale (v) | $1.0 x (280N) x \cos (2\pi f_v t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$ | |
| Longitudinale (i) | $1.0 x (140N) x \cos (2\pi f_i t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$ | |
| Trasversale (t) | $1.0 x (35N) x \cos (2\pi f_t t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$ | |

Fig. 19 - Procedimento per calcolare l'accelerazione con un modello di calcolo agli elementi finiti

- ampiezza; le ricerche sono ancora in corso su questo argomento;
- la percezione e la valutazione del movimento e delle vibrazioni non solo sono soggettive e, pertanto, diverse per ogni utente, ma anche correlate ad alcuni fattori “ambientali”: ad esempio, alcune ricerche hanno dimostrato che utenti di ponti pedonali situati vicino a ospedali e case di cura possono essere più sensibili alle vibrazioni degli escursionisti che attraversano un ponte pedonale lungo un sentiero; è stato anche osservato che la percentuale di individui che avvertono il disturbo mentre attraversano una passerella dall’aspetto “più robusto”, è quattro volte più alta rispetto a quella di coloro che attraversano una passerella dall’aspetto più leggero/snello;
 - l’eccitazione orizzontale è un tipico fenomeno di *lock-in* e di solito si verifica solo in condizioni di grande affollamento; pertanto, nella maggior parte dei casi può essere inopportuno basare il progetto su questo criterio;
 - lo smorzamento strutturale intrinseco (che è essenziale nel determinare l’ampiezza delle vibrazioni e la condizione di autoeccitazione) è piuttosto variabile e dipende non solo dal materiale di base e dalla tipologia dei collegamenti (ad es. saldati, bullonati, ...), ma anche da elementi non strutturali e dall’ampiezza delle oscillazioni (una stima attendibile di questo parametro può essere eseguito solo una volta completata la struttura mediante caratterizzazione dinamica *in situ*);
 - nel caso dell’SRPB, anche le forme modali e le frequenze sono affette da grandi incertezze, dovute all’interazione con il sistema di fondazione relativamente flessibile e alla complessità della geometria.

Pertanto, il criterio di progettazione basato sulle frequenze naturali della struttura (che viene spesso adottato e suggerito dalle norme, consistente nell’evitare che le frequenze modali della struttura “rientrano” negli intervalli critici) può penalizzare fortemente e inutilmente sia gli aspetti economici che quelli estetici.

- Posto, dunque, che non si riescono ad evitare le frequenze critiche, le analisi eseguite e di seguito sintetizzate sono orientate a verificare se:
- le vibrazioni dovute al traffico pedonale siano accettabili per gli utenti,
 - il fenomeno del *lock-in* sia scongiurato.

5.1 Definizione delle situazioni di progetto

Il primo passo consiste nel definire le “situazioni di progetto” (DS = design situation), che risultano dalla combinazione della Traffic Class (TC) e del Comfort Level (CL). TC e CL sono definiti secondo le indicazioni contenute in [5].

Le seguenti situazioni di progetto sono state definite per la passerella sul fiume Swan, in accordo con il Cliente:

- DS1 = TC4 + CL3 (inaugurazione / una volta);
- DS2 = TC3 + CL2 (utenti stadio / settimanale);
- DS3 = TC2 + CL1 (traffico pendolare / giornaliero).

Per completezza dell’analisi, sebbene non richiesta, anche la “traffic class” TC5 (massimo affollamento) è stata simulata nei calcoli e il CL corrispondente viene determinato come utile riferimento.

5.2 Valutazione della risposta

Le accelerazioni massime attese sono state valutate per tutti i modi di vibrare significativi che coinvolgono lo spostamento laterale e/o verticale del deck e rientrano nelle seguenti gamme di frequenza:

1,3 Hz $\leq f_i \leq$ 2,3 per vibrazioni verticali;

0,5 Hz $\leq f_i \leq$ 1,2 per vibrazioni laterali.

I rapporti di smorzamento modali intrinseci sono indicati nella tabella 10.4 di EUR 23318 EN [11].

In particolare, i seguenti valori di ζ sono stati adottati nelle analisi: $\zeta = 1,3\%$ per i modi orizzontali (governati dalla soletta in calcestruzzo);

$\zeta = 0,6\%$ per i modi verticali (governati da elementi composti acciaio-calcestruzzo);

$\zeta = 5\%$ per i modi che prevedono un coinvolgimento significativo delle fondazioni.

Sono stati utilizzati tre metodi per stimare l’accelerazione corrispondente alle diverse classi di traffico, secondo [11] e [12]: il metodo dello Spettro di Risposta (RS), il metodo Single Degree of Freedom (SDOF) e il metodo degli elementi finiti (FEM). La procedura per quest’ultimo è mostrata in figura 19. I parametri utilizzati nel metodo SDOF sono derivati da un’analisi modale FEM, approssimando le forme modali effettive con forme sinusoidali equivalenti (lunghezza, massa e carico equivalenti).

Seguendo le procedure sopra riassunte, sono state stimate, per i modi di vibrare di interesse, le accelerazioni massime previste (frattile 95%), corrispondenti alle diverse classi di traffico. Si precisa che:

- la “massa modale/generalizzata” utilizzata per la RS e per i metodi SDOF è stata riferita al punto di massima ampiezza di spostamento del deck (nella direzione eccitante);
- la lunghezza di riferimento L^* per i metodi RS e SDOF è stata determinata con riferimento a una lunghezza equivalente della forma modale pari a mezza senoide (per essere “coerenti” con le ipotesi del metodo, che si basano su forme sinusoidali);
- si è assunta la larghezza di riferimento B pari a 10 m;
- è stata eseguita l’analisi armonica di risposta (H.R.A.) per valutare la risposta con il metodo FEM.

Il calcolo, cioè la valutazione dell’accelerazione sul deck, è stato eseguito per ogni classe di traffico applicata a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, molte di queste combinazioni sono fisicamente prive di significato; infatti, la frequenza dei passi (quindi il modo di vibrare effettivamente interessato) è correlato alla densità dei pedoni (quindi alla classe di traffico), come mostrato in figura 20. Di conseguenza, nella Tabella 1 sono stati riportati solo i risultati relativi alle combinazioni significative (dove la densità dei pedoni è stata ritenuta coerente con la frequenza dei passi, anche se a

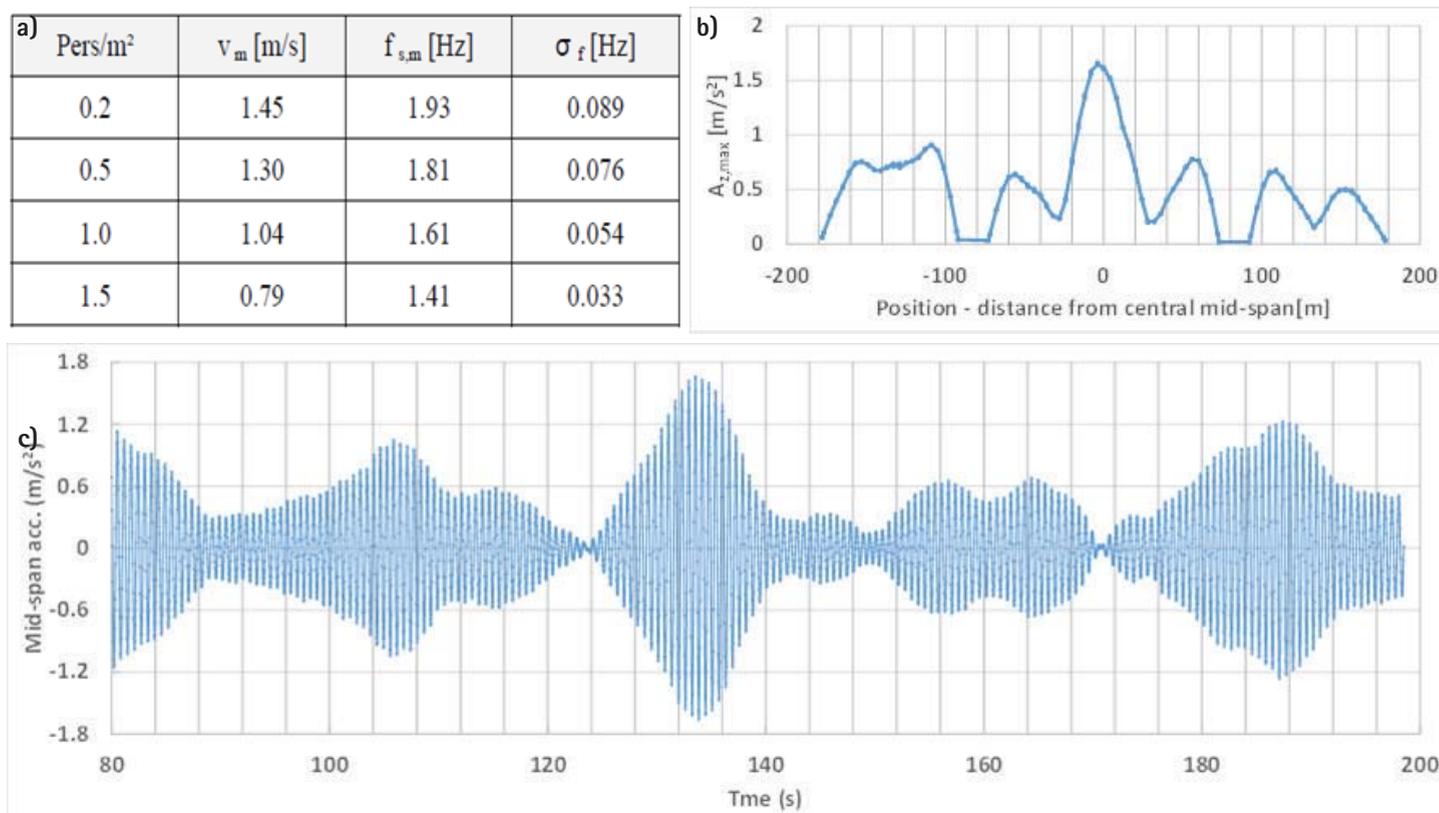


Fig. 20 - Esempio di analisi *time history*. Parametri del caso in esame: frequenza media del flusso 1.631Hz relativa al modo numero 17; frequenza SDT 0.057Hz; velocità del flusso 1.07m/s; densità dei pedoni 1.5 P/m²; massima accelerazione dell'impalcato 1.66m/s²

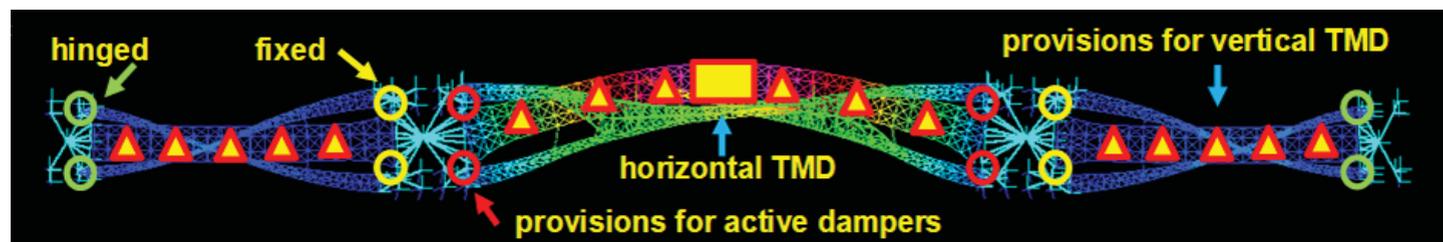


Fig. 21 - Disposizione in pianta dei vincoli dell'impalcato e dei dispositivi di mitigazione delle vibrazioni

favore di sicurezza).

La sovrapposizione modale è stata considerata eseguendo l'analisi con *time-history*, con una banda di frequenza appropriata. Con questa analisi, ogni pedone viene simulato con una forza sinusoidale, caratterizzata da una frequenza con distribuzione gaussiana attorno alla frequenza del modo considerato, e una fase uniformemente distribuita. I parametri per la simulazione stocastica sono definiti secondo le indicazioni di [11]. La "frequenza centrale" della banda è impostata (a favore di sicurezza) uguale a quella del modo di vibrare più eccitato che rientra nell'intervallo (risultante dalle analisi semplificate - Spettrale, SDOF, FEM). L'analisi con *time-history* è stata ripetuta per diverse "frequenze centrali", corrispondenti a ciascuno dei modi più eccitati, e ciascuno di essi è caratterizzato da una banda di frequenza appropriata (definita da una appropriata "standard deviation" σ_f).

5.3 Accorgimenti per la mitigazione delle vibrazioni

Sebbene i modi laterali, a causa della loro massa rilevante, non si-

ano particolarmente sensibili all'eccitazione da traffico pedonale, le incertezze nella determinazione dei modi e la gravità del fenomeno (si tratta infatti di oscillazioni particolarmente fastidiose in termini di confort e potenzialmente dannose per la struttura -qualora si inneschi il *lock-in*), inducono ad adottare ulteriori precauzioni.

Le vibrazioni orizzontali delle campate laterali (nelle frequenze di interesse) coinvolgono anche il movimento delle pile; quindi, la massa modale coinvolta e lo smorzamento intrinseco sono davvero molto grandi. L'eccitazione di questi modi sembra essere evitata, anche se il giudizio finale può essere dato solo dopo la caratterizzazione dinamica sulla struttura reale. La campata centrale, invece, è caratterizzata da accelerazioni "ordinarie" stimate (seppure nelle "design situations" DS più gravose - per le classi di traffico TC4 e TC5) prossime alla soglia di attivazione del *lock-in* (per come definita nella letteratura di riferimento). Pertanto, stante la succitata "gravità" del potenziale fenomeno, è stato previsto in sede di progetto uno smorzatore a massa accordata (tuned mass damper - TMD) in direzione trasversale. In questo modo, il *lock-in*

risulta sufficientemente lontano dalle accelerazioni stimate, poiché lo smorzamento associato al TMD ($\Delta\xi \approx 4,5\%$) riduce fortemente le vibrazioni laterali.

Sulla base dei modelli di riferimento ipotizzati per l'eccitazione dovuta ai pedoni, della valutazione della risposta e dei criteri di comfort, l'installazione del TMD evita qualsiasi tipo di fenomeno di sincronizzazione orizzontale ed ampiezze di vibrazioni inaccettabili. Tuttavia, stanti (i) le incertezze che caratterizzano ancora i modelli di letteratura, (ii) la "pericolosità" delle vibrazioni laterali (in caso di *lock-in*) e (iii) l'importanza dell'opera in oggetto, sono state adottate ulteriori precauzioni. In particolare, sono state inserite predisposizioni per una futura installazione di smorzatori aggiuntivi (alle estremità del deck - vedere lo schema di figura 21).

Per quanto riguarda le vibrazioni verticali invece, esse sono senz'altro meno preoccupanti perché non soggette a fenomeni di *lock-in*, ma le valutazioni numeriche sembrano indicare ampiezze stimate prossime ai limiti di riferimento (situazione di progetto definita) per differenti modi di vibrare. Conseguentemente, in via prudenziale, il progetto del ponte contempla la predisposizione anche per dispositivi di smorzamento verticale (TMD) installabili sotto la soletta in c.a., tra le travi principali. La eventuale definizione dei requisiti e la successiva installazione di questi dispositivi dipendono dai risultati della caratterizzazione dinamica post-montaggio.

6. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E MONITORAGGIO

Oltre alla caratterizzazione modale (frequenza, forme modali, rapporti di smorzamento), gli effetti reali del passaggio dei pedoni devono essere verificati durante la fase di "caratterizzazione / monitoraggio dinamico" (ad esempio, testando gli effetti di gruppi di pedoni che attraversano il ponte con differenti modi di camminare, di pedoni che intenzionalmente cercano di indurre vibrazioni, ecc.). La norma EUR 23318 EN [5] individua per queste tipologie di prove:

- "livello 1" - identificazione dei parametri strutturali, con lo scopo di calibrare i modelli numerici e, eventualmente, di mettere a punto i dispositivi di controllo. Frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento sono i principali parametri di interesse;
- "livello 2" - misurazione della risposta dinamica del ponte sotto l'eccitazione dovuta ai pedoni per la valutazione dei criteri di comfort e/o confronto con la risposta simulata.

Nel caso specifico, il programma di caratterizzazione e monitoraggio dovrebbe essere articolato nelle seguenti fasi:

1. controllo delle frequenze e forme modali eccitabili. La prima fase dovrebbe mirare a definire le forme modali e le frequenze che possono essere potenzialmente eccitate dai pedoni sul deck e dal distacco di vortici dagli archi. L'accelerazione calcolata nel paragrafo 5.2 deve essere ricalcolata utilizzando le frequenze naturali effettive e lo smorzamento della struttura misurati in

situ, per verificare se soddisfano ancora i criteri di accettazione descritti nel paragrafo 5.1;

2. stima delle vibrazioni indotte dai pedoni sul deck (in base ai modelli di riferimento ipotizzati). La seconda fase ha lo scopo di migliorare la stima teorica delle vibrazioni indotta dai pedoni e dal vento (VIV);
3. monitoraggio a medio e a lungo termine del comportamento del ponte durante la fase iniziale della sua vita, al fine di verificare l'effettiva risposta alle azioni dei pedoni e del vento. Data la particolarità/complessità della struttura dello SRPB, al gestore del ponte è stato suggerito una ulteriore fase di monitoraggio durante il ciclo di vita del ponte, anche se non strettamente necessario ai sensi delle norme di riferimento per la progettazione. La durata del monitoraggio dovrebbe essere sufficiente per raccogliere dati significativi sulla densità dei pedoni e sui valori di velocità del vento. Questa fase di monitoraggio fornirebbe registrazioni del comportamento effettivo del ponte da confrontare con le assunzioni di progetto.

7. CONCLUSIONI

Negli oggetti architettonici *free-form*, la cui forma non ha una connessione diretta con i principi strutturali, le incertezze fenomenologiche della progettazione svolgono un ruolo molto importante. Tali incertezze vengono introdotte in progetti che tentano di estendere lo "stato dell'arte", compresi nuovi concetti e tecnologie, e quindi in questo tipo di strutture al fine di garantire il livello di affidabilità richiesto, sono necessarie competenze speciali in fase di progettazione e costruzione. Ecco perché per il ponte pedonale sullo Swan River, a causa della sua complessa geometria, è stato necessario adottare soluzioni particolari per la progettazione e l'analisi della struttura, come mostrato nella prima parte di questo articolo. La seconda parte dell'articolo invece evidenzia le sfide che i progettisti devono affrontare quando strutture leggere con forme complesse sono progettate per l'azione del vento e dei pedoni. Viene mostrato come i risultati della galleria del vento possono essere utilizzati durante la fase di progettazione e vengono forniti indirizzi e una soluzione innovativa per sopprimere gli effetti negativi delle vibrazioni dovute al distacco dei vortici.

Inoltre, le vibrazioni indotte dai pedoni sono state stimate mediante modelli numerici derivati dalla letteratura più recente e avanzata su questo tema. Tuttavia, le incertezze sono ancora notevoli, sia negli approcci teorici che nei parametri di progettazione. Spesso, infatti, diversi metodi di valutazione conducono a risultati diversi. Sulla base di tali considerazioni, informazioni affidabili possono essere ottenute solo mediante test effettuabili dopo il completamento della struttura. Poiché i valori stimati delle vibrazioni indotte dal vento e dai pedoni non minano la sicurezza strutturale ma incidono solo sugli stati limite di servizio, la procedura di progettazione più appropriata, e adottata nel caso specifico, è la seguente:

a) in fase di progettazione si prevede di implementare dispositivi di mitigazione delle vibrazioni; un'opportuna combinazione di sistemi di vincolamento e di smorzamento attenuerà le più fastidiose vibrazioni orizzontali, si prevede di installare un TMD orizzontale nel deck della campata principale in fase di costruzione e si adottano predisposizioni per possibili esigenze future; per le vibrazioni verticali i risultati dell'analisi dinamica mostrano un comportamento soddisfacente del ponte senza la necessità di ulteriori strumenti di mitigazione delle vibrazioni. Il ponte viene tuttavia, prudentialmente, progettato con la predisposizione di TMD verticali che

potranno essere installati qualora la risposta risultante dai test di caratterizzazione dinamica differisse significativamente dalle ipotesi di progetto;

b) dopo il completamento della struttura, devono essere eseguiti test di caratterizzazione dinamica, finalizzati primariamente a misurare le frequenze modali e i rapporti di smorzamento intrinseci;

c) infine, qualora le fasi precedenti delineassero l'opportunità di mitigare le vibrazioni indotte dal vento e/o dai pedoni anche in direzione verticale, i TMD potrebbero essere opportunamente installati e calibrati.

CREDITI

| | |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Committente: | Mainroads Western Australia |
| General Contractor: | York Rizzani De Eccher Joint Venture |
| Progettazione architettonica: | Denton Corker Marshall |
| Progettazione strutturale: | DEAL, Enigma Engineering |
| Validazione della progettazione: | Mott MacDonald |

RIFERIMENTI

- [1] "Worked Examples for Steel Structures" – Australian Steel Institute – M. A. Bradford, R.Q. Bridge, N. S. Trahair.
- [2] "Tubular Connection Series" – Australian Steel Institute – P.W. Key and A.A. Syam.
- [3] "Steel Structures Design Manual to AS 4100" – Brian Kirke and Iyad Hassan Al-Jamel.
- [4] "The Behaviour and Design of Steel Structures to AS 4100" – N.S. Trahair and M.A. Bradford.
- [5] "Joints in Steel Construction: Simple Joints to Eurocode 3" – published by the Steel Construction Institute and the British Constructional Steelwork Association Limited.
- [6] CIDECT - Construction with hollow steel sections - "Design guide 1 - For CHS joints under predominantly static loading" Second edition J. Wardenier, Y. Kurobane, J.A. Parker, G.J. van der Vegte, X. L. Zhao.
- [7] EUROCODE1, UNI EN 1991-1-4, "Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions". April 2005
- [8] AS 5100.2 - 2004, Standards Australia, "Bridge design Part 2: Design loads"
- [9] ARGENTINI T., DIANA G., GIAPPINO S., MUGGIASCA S., ROCCHI D., COSENTINO N., MAJOWIECKI M., "Wind effects of a pedestrian arch bridge with complex shape", Proc. of 19th IABSE Congress Stockholm, September 2016.
- [10] HANSEN S.O. and DYRBYE C., "Wind loads on structures", 1996, Chichester: John Wiley & Sons.
- [11] EUR 23318 EN, "Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges", European Commission, Directorate-General For Research, 2008
- [12] SÉTRA TECHNICAL GUIDE, "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading", Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, October 2006.
- [13] RFS2-CT-2007-00033, "Design of Footbridges - Guideline", HiVoSS (Human induced Vibrations of Steel Structures), September 2008.
- [14] M. MAJOWIECKI, S. PINARDI, G. BERTI "Swan River Pedestrian Bridge in Perth – Structural Design story from the concept to the construction" Footbridge 2017, Berlin, September 2017.
- [15] N. COSENTINO, M. MAJOWIECKI, S. PINARDI "Wind and pedestrian vibration assessment on the new Swan River Pedestrian Bridge" Footbridge 2017, Berlin, September 2017.

IL PODIUM HADID:

struttura per forma libera con complesse condizioni al contorno

THE HADID PODIUM:

free form structure with complex boundary conditions

Dott. ing. Mauro Eugenio Giuliani*

Direttore Generale Redesco Progetti srl

Dott. ing. Fabio Capsoni

Partner Redesco Progetti srl

Podium Hadid è un progetto per spazi commerciali a servizio dell'area di City Life, posizionato ai piedi della Torre Hadid, che include un centro commerciale e sette sale cinematografiche. L'edificio si sviluppa come una sorta di loop in cui l'architettura dell'edificio si ripiega su se stessa, seguendo un andamento dinamico il cui linguaggio risulta integrato con quello della torre Hadid alla quale è direttamente connesso.

Il Podium si innesta sulla grande piastra di tre piani interrati che fa da base alla piazza e ospita i parcheggi, realizzata con una struttura in cemento armato dalla maglia ortogonale regolare.

Generato come una forma libera, l'edificio di Hadid deve invece essere risolto con una struttura che, per ragioni geometriche, non può essere allineata alla sottostante ed è dunque caratterizzata da una estrema



Fig. 1 - Podium Hadid

*Corresponding author. Email: me.giuliani@redesco.it

complessità. A questa concorre la modulazione degli spazi cinema, anch'essi sfalsati rispetto alla maglia sottostante, l'inserimento di giunti acustici per l'isolamento delle sale e la grande dimensione delle luci delle travi di copertura del centro commerciale, che include un lucernario in ETFE di grandi dimensioni.

La struttura presenta poi una serie di complessità ulteriori date dalla forma dell'oggetto architettonico e risolte grazie a un dominio sulle strutture, reso possibile da una accurata metodologia di lavoro. Nonostante infatti le soluzioni finali utilizzate siano quelle tradizionali della carpenteria metallica declinate in tutti i loro aspetti, la generazione del progetto strutturale avviene in modo totalmente informatizzato attraverso algoritmi grafici, che trasformano i vincoli impostati dal progettista in un modello geometrico di calcolo, da cui poi ripartire per impostare il progetto BIM.

Antitetico rispetto al metodo con cui Redesco normalmente opera, questo progetto rappresenta un esempio di struttura funzionale alla generazione della forma architettonica, senza che tra le due abbia luogo un vero e proprio dialogo, se non a livello del processo. Permane comunque, come in tutti gli altri progetti, una ricerca dell'ottimizzazione – minima energia, minimo peso, minimo dispendio etc. – che permette di risolvere la complessità con gesti misurati pur nella declinazione di elementi sempre diversi.

The Hadid Podium is a project for commercial premises to service the CityLife area, located at the feet of the Hadid Tower, including a shopping mall and seven movie theatres.

The building was developed on a sort of loop in which the architecture bends back on itself, in accordance with a dynamic in which the language is integrated with that of the Hadid Tower, to which it is directly connected.

The Podium is grafted onto the large three-storey underground building that serves as the base for the square and houses the car parks; the slab features a reinforced-concrete structure with a regular orthogonal grid.

Generated as a freeform solution, the Hadid building must, however, be resolved with a structure that, for geometric reasons, cannot be aligned with what lies below, and is therefore characterised by an extremely high level of complexity.

Other factors contributing to this complexity include the modulation of the cinema spaces, which are also out-of-synch with the grid below, the insertion of acoustic joints for the isolation of the auditoriums, and the large spans of the roof beams of the shopping mall, which includes a large-scale ETFE skylight.

The building also features a series of additional complexities resulting from the shape of the architecture, which are resolved thanks to a structural solution made possible by a painstaking working methodology.

Indeed, although numerous different types of traditional metalworking were deployed, the structural design was entirely generated using information technology to create graphical algorithms, which transformed the constraints imposed by the architect into a geometric computational model, which then served as the basis for the Building Information Modelling (BIM).

In contrast to the way in which Redesco normally operates, this project is an example of a structure serving the generation of the architectural form, without there being a true dialogue between the two, other than at the process level. What remains, however, as in all the other projects, is the commitment to optimization – minimum energy, minimum weight, minimum waste, etc. – which makes it possible to resolve the complexity with well-calibrated solutions, even when dealing with elements that are never the same.

CARATTERISTICHE GENERALI

Il Podium Hadid è un volume multi uso, inserito nell'area City Life di Milano, che si sviluppa come una sorta di *loop* in cui l'architettura si ripiega su sé stessa, seguendo un andamento dinamico il cui linguaggio risulta integrato con quello della torre Hadid alla quale è direttamente connesso.

L'edificio include un centro commerciale, con aree dedicate alla ristorazione, e sette sale cinematografiche e si innesta sulla grande piastra che fa da base alla piazza disposta fra le tre torri

(Isozaki, Hadid, Libeskind).

Questo complesso di supporto, che si sviluppa con tre piani interrati nei quali sono alloggiati gli spazi di servizio ed i parcheggi, è caratterizzato da maglia ortogonale regolare ed è realizzato in calcestruzzo armato precompresso.

Generato come forma libera, il Podium deve invece essere risolto con una struttura che, per ragioni geometriche, non può essere allineata a quella sottostante ed è dunque caratterizzata da estrema complessità.



Fig. 2 - Vista del Podium

| Dato di ingresso | Formato | Disciplina | |
|----------------------|--------------------|---------------------------------------|---|
| Forma architettonica | Superfici 3D | Architettura | Pelle esterna Forma lucernario Sagoma solaio |
| Ingombri | Parametro | Architettura Strutture Impianti | Pacchetto di facciata Altezze minime Dimensioni massime strutture Ingombro e dorsali impianti principali |
| Vincoli strutturali | Grafico e numerico | Struttura | Maglia strutturale interrati Posizione giunti |
| Schemi strutturali | Grafico e numerico | Struttura | Allineamenti strutture principali Tipologia strutture secondarie di facciata |

Tabella 1 – Dati di ingresso della progettazione

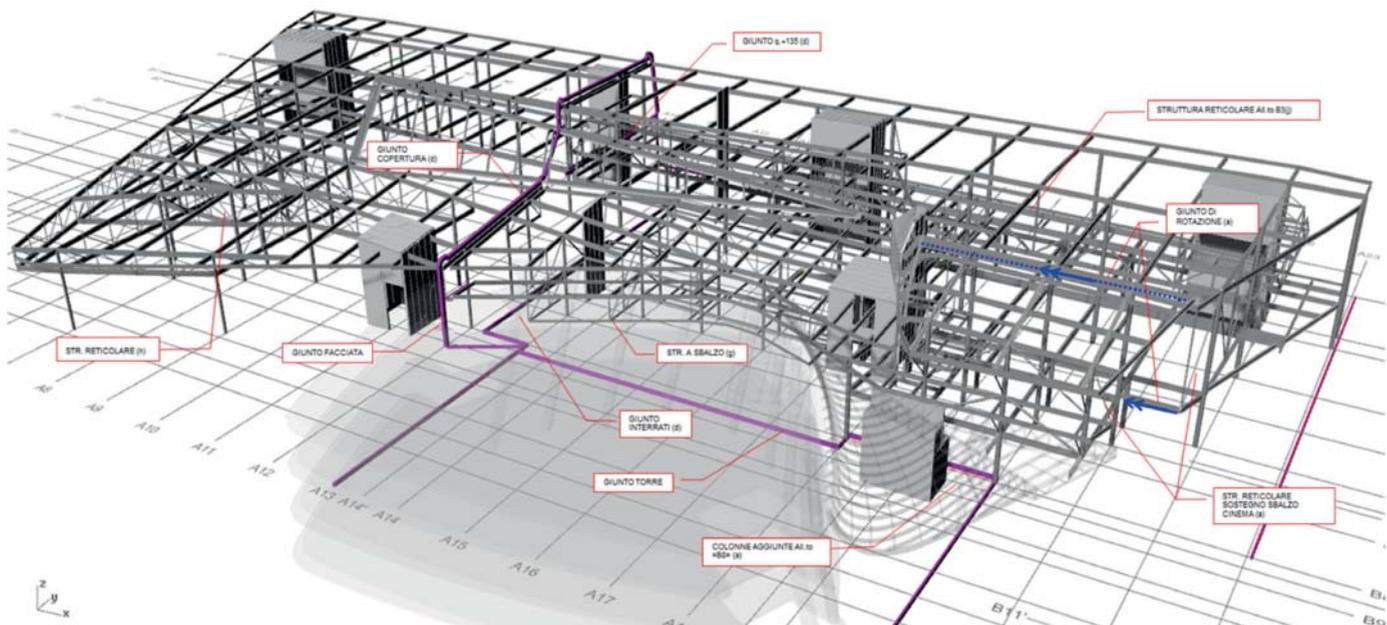


Fig. 3 – Assonometria della struttura principale vista dal lato della torre Hadid

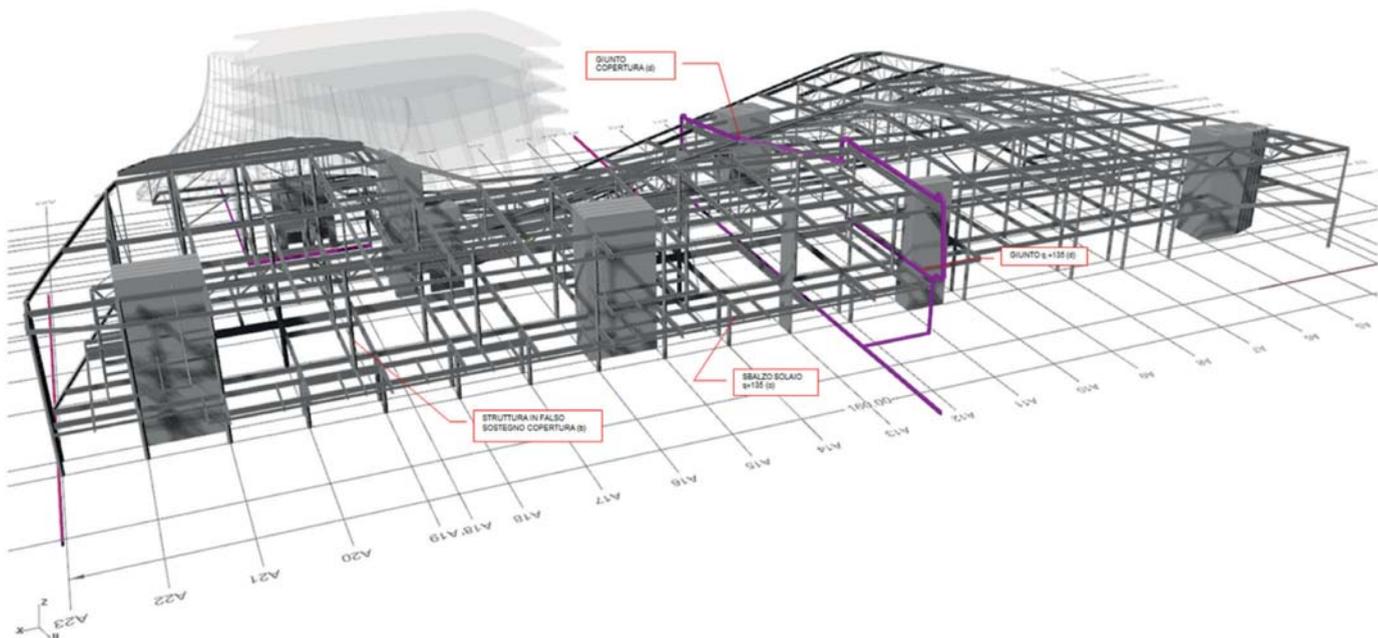


Fig. 4 – Assonometria della struttura principale vista dal lato opposto alla torre Hadid

La realizzazione in elevazione su parte della grande piastra, oltre alla complessità dettata dalla forma dell'oggetto architettonico, è condizionata anche dai seguenti aspetti:

- per ragioni geometriche non presenta una maglia regolare allineabile a quella della piastra sottostante;
- il sistema di giunti presenti nelle strutture esistenti della piazza ed al contorno della torre genera spostamenti relativi fra i possibili supporti;
- le necessità funzionali delle unità commerciali richiedono spazi dotati di grandi luci;
- la presenza di un grande lucernario in ETFE che sovrasta la galleria crea una sconnessione interna al corpo di fabbrica;
- la disposizione delle sale cinema è sfalsata rispetto alla maglia sottostante;
- l'inclusione di un sistema di giunti acustici necessari per l'isolamento delle sale determina la sconnessione delle relative strutture da quelle dell'intero edificio;
- la presenza di un intricato sistema di vie di fuga (corridoi e scale) e di mezzanini dedicati ai locali tecnici introduce necessarie irregolarità locali delle strutture principali.

Tale complessità è stata risolta mediante una accurata metodologia di lavoro che ha consentito di sviluppare in ogni fase progettuale la completa armonizzazione delle esigenze strutturali con quelle architettoniche.

Metodologia che prevede la generazione del progetto strutturale prevalentemente in modo informatizzato attraverso algoritmi grafici, che trasformano le forme impostate dal progettista in un modello geometrico di calcolo, da cui poi ripartire per impostare il progetto BIM.

Antitetico rispetto al metodo con cui Redesco normalmente opera, questo progetto rappresenta un esempio di struttura funzionale alla generazione della forma architettonica, senza che tra le due abbia luogo un vero e proprio dialogo, se non a livello del processo.

Permane comunque una ricerca dell'ottimizzazione per ottenere i minimi dell'energia elastica, del peso delle strutture, del prezzo di realizzazione etc. che permette di risolvere la complessità con gesti misurati pur nella declinazione di elementi sempre diversi.

METODOLOGIA ADOTTATA PER LO SVILUPPO DEL PROGETTO

Per risolvere i molteplici problemi del progetto, sono stati sviluppati algoritmi interconnessi che, elaborando determinati dati di ingresso quali quelli riportati in tabella 1, restituiscono gli unifilari della struttura principale e di quella secondaria di facciata direttamente utilizzabili per la realizzazione del modello geometrico (BIM) e del modello di calcolo (FEM).

I due modelli vengono tra loro interconnessi in modo tale che le modifiche apportate ad uno si possano automaticamente importare nell'altro.

A valle delle analisi sono state automatizzate una serie di procedure che consentono il dimensionamento, la verifica e la restituzione grafica di:

- solette e pareti in calcestruzzo armato;
- sezioni composite acciaio-calcestruzzo;
- nodi delle strutture in acciaio;
- inserti metallici in elementi in calcestruzzo armato.

È bene precisare che automatizzare il processo non significa affidarsi ad un software, per quanto valido, pensando che esso sostituisca l'atto progettuale di cui siamo gli artefici e nemmeno adagiarsi all'utilizzo di applicazioni, plug-in, componenti aggiuntivi, di cui non si conosce l'architettura.

È quindi necessario utilizzare tali strumenti consapevolmente, adattandoli all'opera che si sta progettando e mettendo in "comunicazione" più programmi in modo tale da sfruttare le caratteristiche specifiche di ognuno per affrontare al meglio i diversi aspetti che compongono un progetto.

Sono stati utilizzati circa una decina di programmi differenti, per cui sono state implementate apposite routine con vari linguaggi di programmazione, sia per le fasi di pre-processing (definizione della struttura) che di *post-processing* (verifiche e disegni).

Di tali routine, create *ad-hoc*, si detiene il controllo completo e possono essere controllate in ogni loro parte e, se necessario, adattate a casi specifici; nel contempo non essendo prodotti commerciali pagano lo scotto di non essere *user-friendly* e possono essere utilizzate da esperti qualificati per l'elaborazione dei risultati.

Con tale metodologia sono state sviluppate le varie fasi del progetto fino al livello costruttivo e trasferite all'impresa le relative schede necessarie per la costruzione delle strutture che comprendono circa 1550 t di carpenteria metallica (escluse le strutture secondarie di facciata).

Le dimensioni di un parallelepipedo ideale che incorpora il corpo di fabbrica sono circa 170 x 80 x 20 m, nel quale è alloggiata una superficie commerciale di circa 13.350 m².

CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA

La soluzione strutturale risulta da attente considerazioni concettuali sulle morfologie più adatte per assolvere alle varie condizioni di discesa ottimale dei carichi tenendo conto delle complesse condizioni di vincolo alla base e dei giunti presenti su questa.

Lo schema generale delle strutture è rappresentato nelle figure 3, 4 e 5.

Orditura principale

L'impostazione concettuale del progetto ha assegnato al corpo principale una struttura a graticcio, ovvero basata sul funzionamento flessionale di elementi trave, preferita rispetto ad una spaziale, per la maggiore semplicità, efficienza costruttiva, coe-

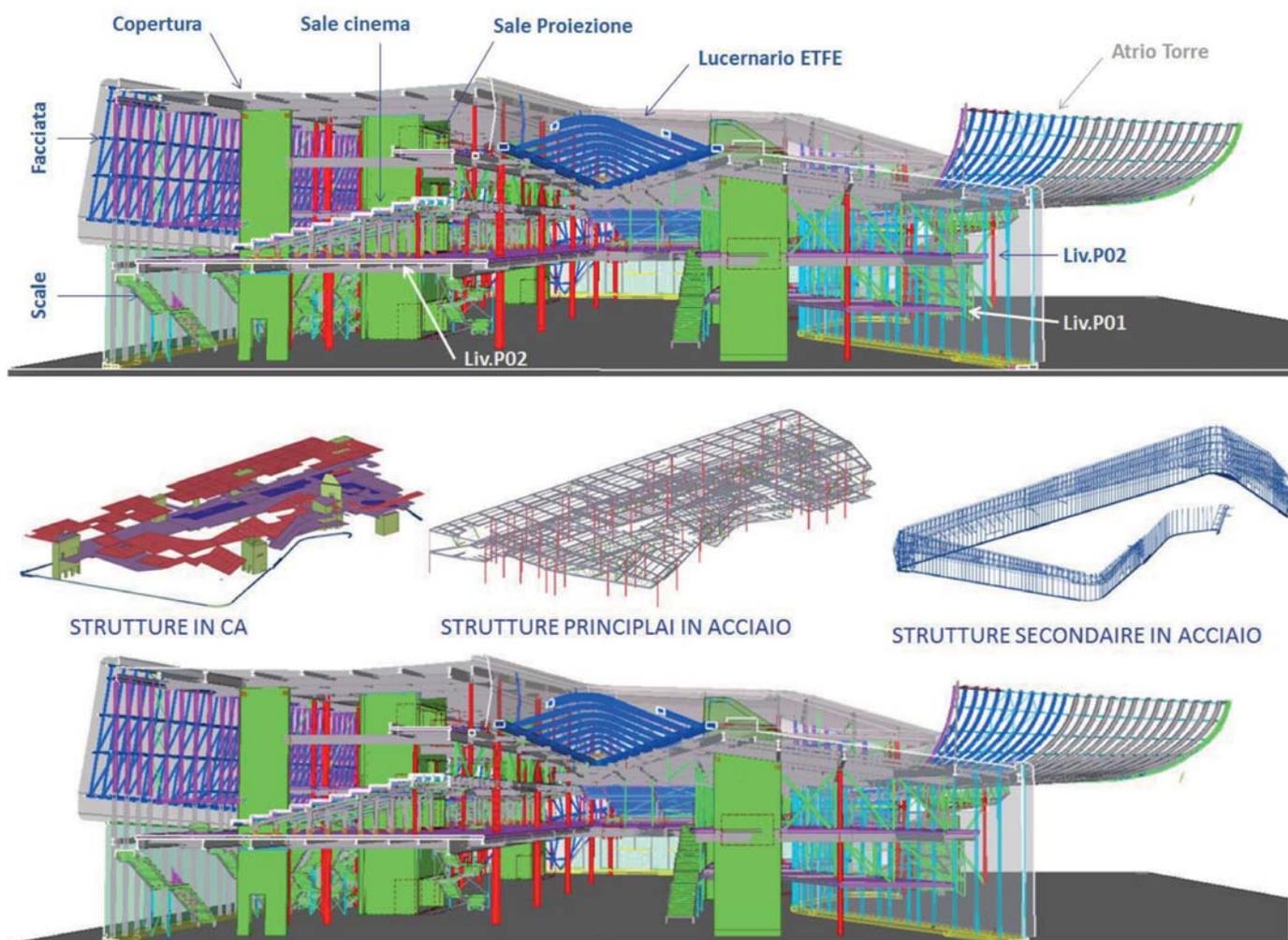


Fig. 5 – Componenti della struttura

renza con la forma architettonica, minore ingombro e migliore sovrapposizione alla maglia definita dagli allineamenti delle strutture interrate.

L'organismo strutturale principale corrisponde alla scelta fondamentale di portare tutte le discese dei carichi in corrispondenza degli elementi verticali della maglia sottostante in tutti i punti dove questo risulta compatibile con l'Architettura.

Si è scelto cioè di non scaricare "in falso" sulla piastra di supporto in calcestruzzo precompresso nessuna delle discese dei carichi della struttura principale.

La resistenza alle azioni orizzontali è affidata alle pareti in calcestruzzo che delimitano i nuclei in cui sono alloggiati ascensori e scale di sicurezza.

La definizione dei punti di discesa dei carichi è stata oggetto di un processo iterativo in coordinamento con l'Architettura, fino ad arrivare ad uno schema ragionevole nell'ambito degli stringentissimi vincoli imposti dalle esigenze formali e funzionali degli spazi.

Orditure secondarie

Le orditure secondarie, quali le facciate e le scale metalliche,

vengono considerate vincolate alla struttura principale solo per la stabilità nei confronti delle azioni orizzontali di vento e sisma, ma (ove possibile), scaricano direttamente le azioni verticali sulla piastra sottostante.

Questa soluzione permette di gestire correttamente la libertà geometrica dell'involucro dell'edificio, evitando di sovraccaricare i numerosi ed importanti sbalzi che ne caratterizzano i bordi.

Impalcati

La struttura degli impalcati è del tipo misto acciaio-calcestruzzo, ovvero basata su membrature metalliche rese solidali a solette in calcestruzzo gettate su lamiera autoportanti.

Questa scelta risulta obbligata in relazione alle caratteristiche morfologiche e funzionali della copertura, e ben si adatta in termini di flessibilità, leggerezza, costruibilità anche alle strutture degli impalcati intermedi, risultando nel complesso delle variabili in gioco la più efficiente per risolvere il tema strutturale.

MORFOLOGIA DELLE STRUTTURE

Strutture verticali

Le strutture verticali si sviluppano dalla quota +129 del piano

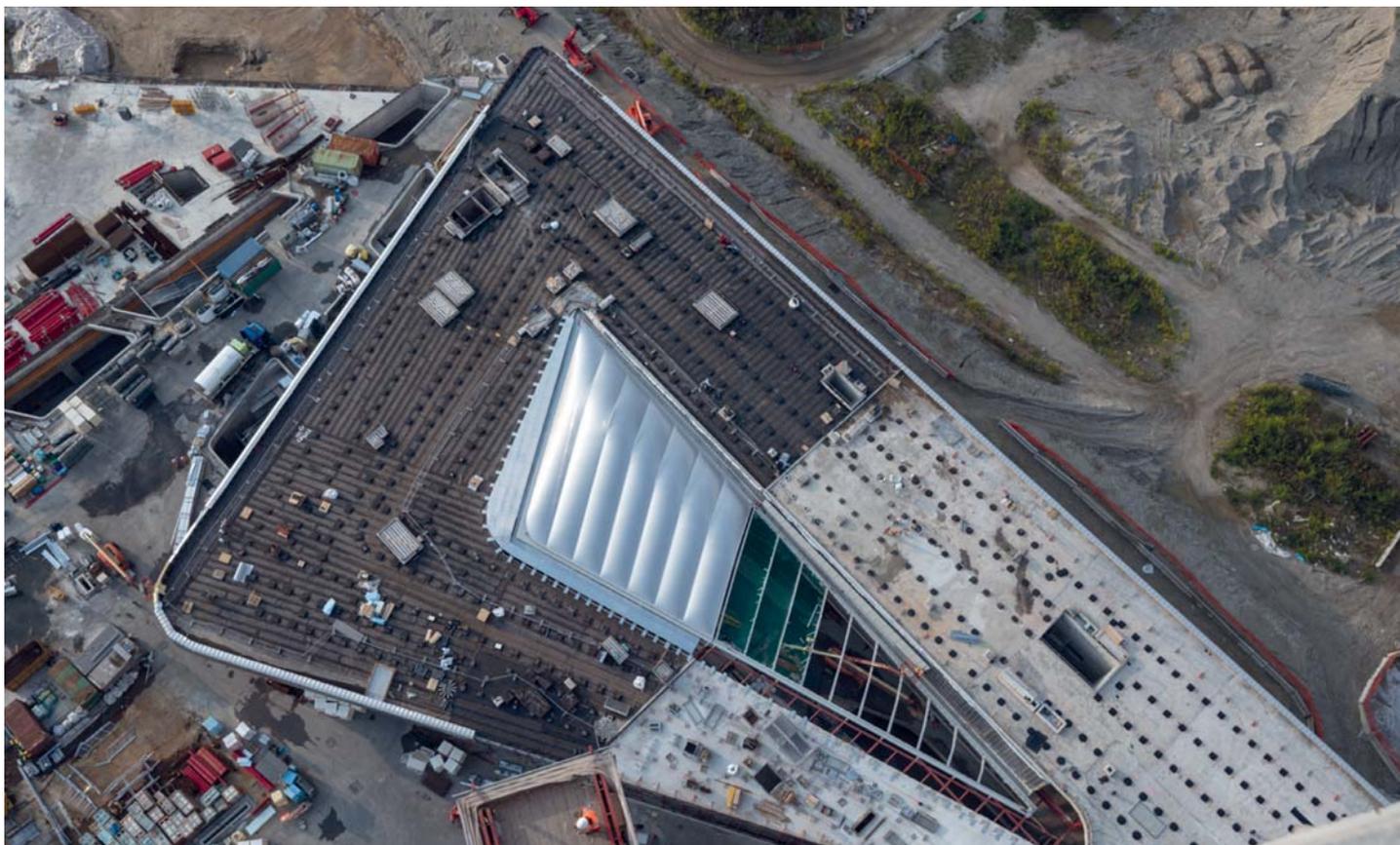


Fig. 6 – Vista della copertura in fase di realizzazione

terreno al livello +135 delle sale cinematografiche e da questo fino alla copertura delle stesse.

In particolare:

- Colonne metalliche con schema pendolare da q.+129 a q.+135 (Dmax = 560 mm);
- Colonne metalliche con schema pendolare da q.+135 a Copertura (Dmax = 510 mm);
- Colonne metalliche con schema pendolare da q. + 129 a q. + 135 (Dmax = 457 mm) (intercettate dai correnti inferiori delle travature reticolari);
- Pareti in calcestruzzo armato con spessore 30 cm.

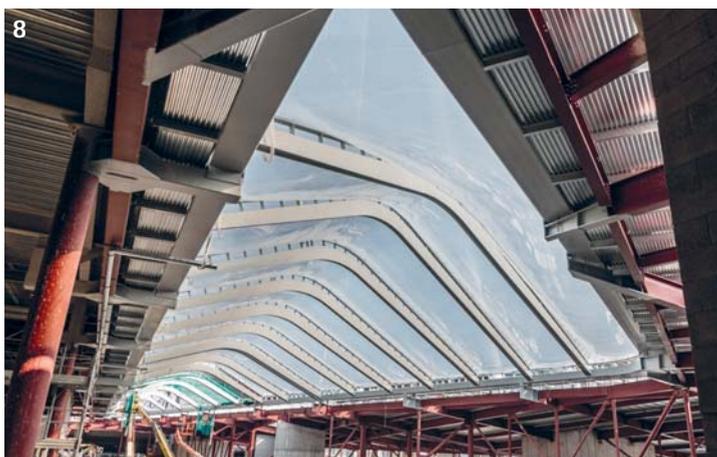


Fig. 7 – Vista di parte della struttura principale. Fig. 8 – Vista di parte della struttura principale con inserimento centine del lucernario centrale Fig. 9 – Vista impalcato composito in acciaio calcestruzzo realizzato con getto su lamiere grecate

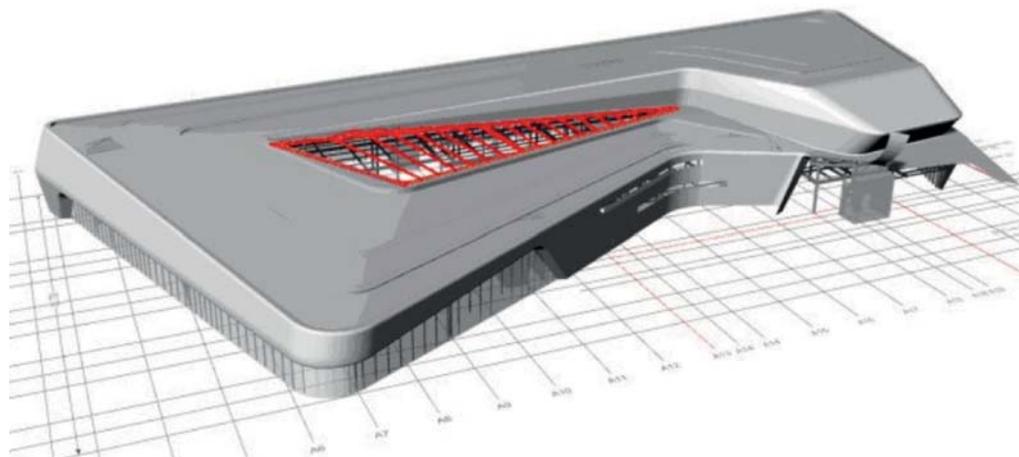


Fig. 10 – Rendering della struttura del lucernario



Fig. 11 – Centine del lucernario in fase di assemblaggio



Fig. 12 – Schema dell'orditura di facciata

Controventature

Il trasferimento delle azioni orizzontali di vento e sisma al sistema fondale viene affidato alle pareti in calcestruzzo armato che spiccano dalle strutture sottostanti, pure in c.a., che si sviluppano dalla quota +113 alla quota +129.

Le azioni vengono riportate agli elementi di controvento dalle solette di q.+135 e dalle parti opache (ossia non interessate dal lucernario) della copertura che svolgono la funzione di diaframma di piano.

Giunti

Un giunto, trasversale, è allineato su quello presente nelle strutture del piano terra (q.+129) e dalla disposizione delle sale cinematografiche poste a livello.+135.

Ciò comporta la necessità di realizzare:

- un tratto di giunto a pavimento (q.+129) nelle facciate Nord e Sud;
- un supporto multi direzionale per la porzione di struttura sovrastante realizzato inserendo degli appoggi in corrispondenza dell'intradosso della struttura di q.+135;
- un raddoppio della struttura di copertura a cavallo del giunto;
- un collegamento strutturale tra la parte Nord e Sud attraverso il lucernario.

I movimenti compatibili con il giunto sono dell'ordine di 45 mm (direzione trasversale) e ± 50 mm (direzione longitudinale), di cui rispettivamente 35 mm e 45 mm sono dovuti ai movimenti della piastra di q.+129, mentre i restanti 10 mm e 5 mm rispettivamente nelle due direzioni dipendono dallo stato deformativo della sovrastruttura.

Impalcati

La struttura del solaio del livello +135 è costituita da un impalcato, di spessore complessivo di 180 mm composto con getto su lamiera grecata (tipo ComFlor 80) sostenuta da un'orditura secondaria posta ad interasse di circa 3,40 m e da una principale realizzata con travi a profilo aperto IPE ed HEAA di altezza compresa tra i 600 e i 1000 mm.

Le parti di copertura opache sono realizzate con calcestruzzo alleggerito (tipo Leca 1800) di spessore 160 mm gettato su lamiera grecata collaborante (tipo ComFlor 60), anch'essa sostenuta da un'orditura secondaria posta ad interasse inferiore a 3,20 m e da un sistema di travi principali composte da profili aperti tipo IPE ed HEA di altezza compresa tra i 600 e i 900 mm.

In alcune zone vi sono travi reticolari utilizzate per risolvere le situazioni ove travi ad anima piena di altezze ragionevoli non

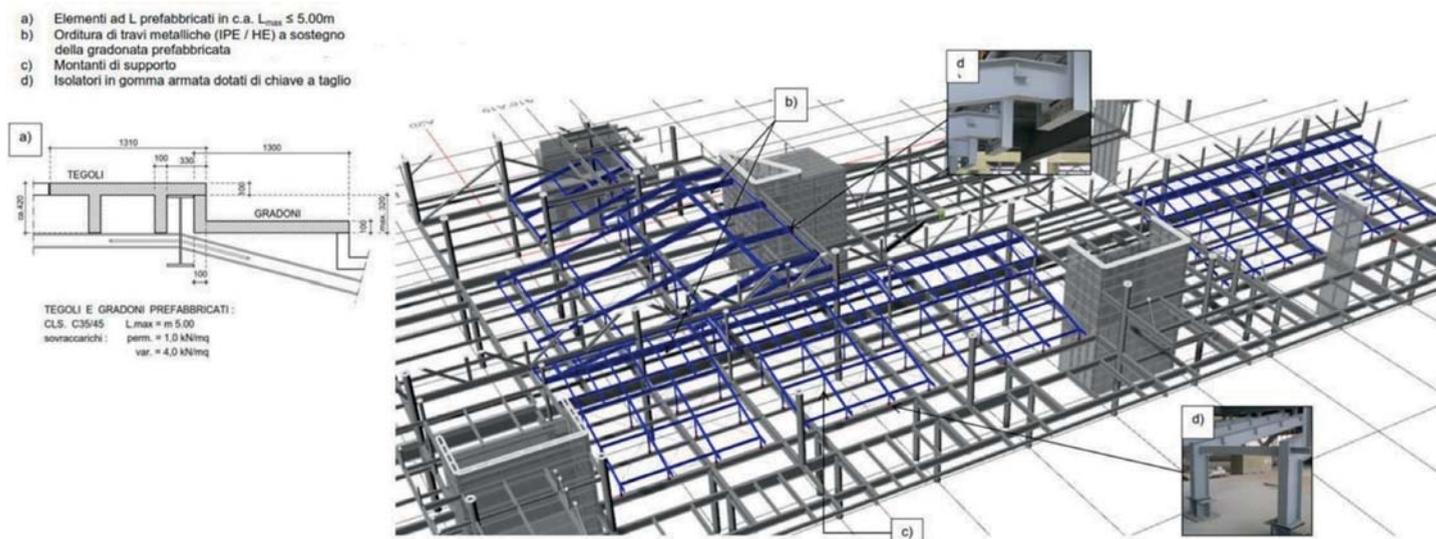


Fig. 13 – Schema delle strutture delle sale cinematografiche

sono sufficienti.

Tale soluzione da un lato garantisce la rigidità necessaria per trasferire le azioni orizzontali ai controventi e dall'altro risulta sufficientemente leggera ($g = 2,40 \text{ kN/m}^2$) data la presenza di luci e sbalzi importanti.

Lucernario

Il lucernario in ETFE, viene sostenuto da un cassone perimetrale ($B = 600 \text{ mm}$, $H = 300 \text{ mm}$, sp. 20 mm), collegato alla struttura di copertura, sul quale si incastrano le centine curve, poste ad interasse di circa $3,50 \text{ m}$ con luce massima $L_{max} = 25,0 \text{ m}$, anch'esse di sezione scatolare di dimensione variabile ($B = 200/300 \text{ mm}$, $H = 200/400 \text{ mm}$) ed ordite secondo una direzione inclinata di circa 29° rispetto agli allineamenti trasversali.

In corrispondenza del giunto si ha un'interruzione del cassone perimetrale ed il raddoppio delle centine.

Lo schema è riportato nella figura 9.

Facciate

Il sistema strutturale prevede appoggi sul solaio della piastra a quota $+129$ e vincoli solo orizzontali alla struttura principale dei livelli $+135$ e della copertura.

I vincoli cinematici tra i profili che costituiscono la struttura rappresentata nella figura 12 sono:

- Montante a continuo;
- Corrente esterno diagonale b continuo;
- Diagonali c incernierati alle estremità;
- Correnti orizzontali d incernierati alle estremità;
- Traversi e incernierati alle estremità.

Sale cinematografiche

La struttura delle gradonate dei cinema risulta essere portata dalla struttura principale del Podium (figura 13).



Fig. 14 – Struttura delle gradonate delle sale cinematografiche

Raccordo con la torre Hadid

La copertura dell'atrio del Podium è raccordata alla facciata della torre Hadid ed è sostenuta da montanti impostati sulla sua piastra di fondazione (figure 15 e 16).

Per l'analisi si è costruito inizialmente un modello di calcolo locale con vincolo a terra, in cui sono state considerate tutte le condizioni e combinazioni di carico per le verifiche di resistenza e di deformazione ottenendo la semplificazione delle operazioni di post-processo e la possibilità di approfondire verifiche locali. Una volta confermata e definita la geometria finale e le dimensioni delle strutture, il modello locale è stato integrato nel modello di calcolo globale della torre per valutare attentamente l'effetto reale dei vincoli sulle strutture della copertura dell'atrio, in particolare modo per quanto riguarda spostamenti in condizioni sismiche. Tra la struttura del Podium e la trave reticolare principale posta dal lato opposto delle centine curvilinee (figura 17) è stato inserito un giunto dimensionato per l'escursione prevista per le azioni sismiche.

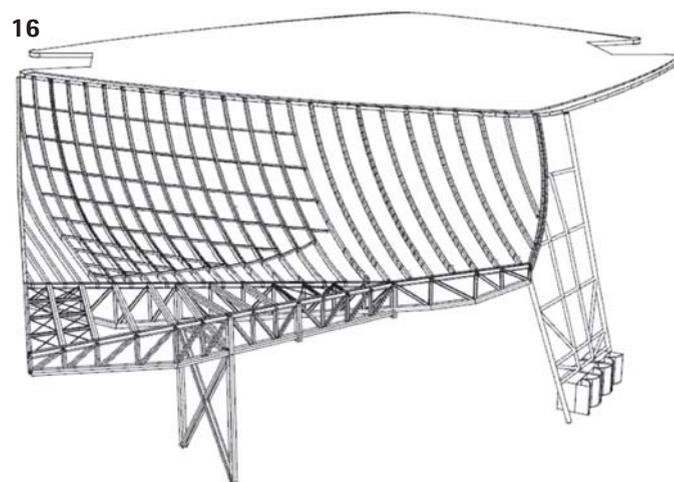
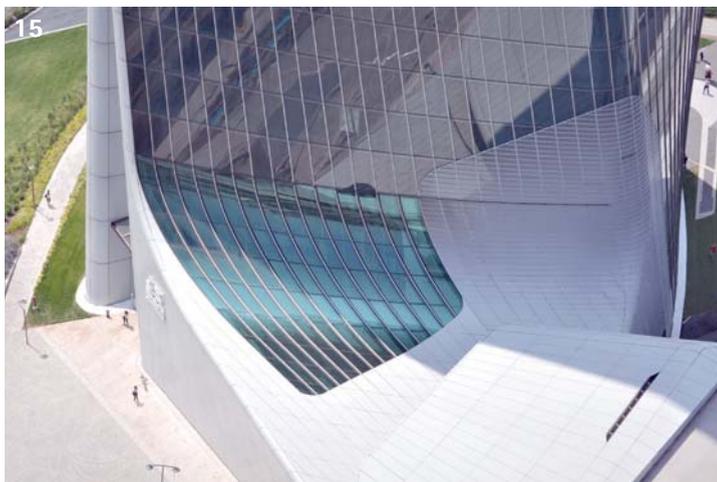


Fig. 15 – Raccordo della copertura del Podium con la facciata della torre Hadid. Fig. 16– Schema della struttura di copertura dell'atrioHadid



Fig. 17 – Centine della copertura dell'atrio

CREDITS

Cliente: CityLife - Milano
Architetto: Zaha Hadid Architects - London
Impresa: CMB
Progetto Strutturale (concettuale, preliminare, definitivo, definitivo avanzato, esecutivo/costruttivo):
 Redesco Progetti srl – Milano
 dott.ing. Mauro Eugenio Giuliani
 dott.ing. Fabio Capsoni

Costruttivo strutture di facciata per conto di MBM:
 Holzner & Bertagnolli Engineering – Lana (BZ)
Costruttivo strutture atrio per conto di Yuanda:
 MZA Structural Engineering Srl - Padova
Anno di costruzione strutture: 2015 – 2016
Inaugurazione: 30 Novembre 2017

LA CARPENTERIA METALLICA NEGLI EDIFICI AD USO COMMERCIALE ECOSOSTENIBILI:

l'esempio del Green Retail Park a Torino

STEEL STRUCTURES FOR SUSTAINABLE COMMERCIAL BUILDINGS:

the case study of Green Retail Park in Turin

Dr. Ing. Bruno Finzi, Dr. Ing. Mauro Savoldelli, Dr. Ing. Hicham Madioum*, Dr. Ing. Alberto Perdomi
CEAS srl, Milano



*Corresponding author. Email: hicham.madioum@ceas.it

Il Green Retail Park è un nuovo centro commerciale in fase di realizzazione nell'area del quartiere Lingotto di Torino dove una volta erano presenti i magazzini Carpano a fianco dell'attuale sede di Eataly Torino. La struttura ospiterà attività commerciali e di servizio all'insegna della sostenibilità: dall'arredamento alle calzature, dalla bio-edilizia alle energie rinnovabili, passando attraverso i cosmetici e un centro benessere. Le strutture portanti dei piani fuori terra, in accordo al tema principe dell'edificio ovvero "la sostenibilità", sono state progettate e realizzate in carpenteria metallica. L'acciaio è infatti riciclabile al 100% per infinite volte senza perdere alcuna delle sue proprietà originarie; ciò lo rende una vera e propria "risorsa permanente" alla base del concetto "produci-consuma-recupera".

CEAS ha sviluppato il progetto geotecnico e strutturale in tutte le fasi progettuali (dal progetto preliminare, definitivo fino a quello esecutivo) e ha seguito la realizzazione nel ruolo di Direzione Lavori generale.

Green Retail Park is a new shopping center under construction in the Lingotto district of Turin where once Carpano warehouses were located alongside the current Eataly Turin headquarters. The structure will host commercial and service activities under the banner of sustainability: from furnishing to footwear, from bio-construction to renewable energy, through cosmetics and a wellness center. The supporting structures of the floors above ground, according to the main theme of the building or "sustainability", have been designed and built in structural steel. Steel is in fact 100% recyclable for infinite times without losing any of its original properties; this makes it a real "permanent resource" at the base of the concept "produce-consume-recover".

CEAS has developed the geotechnical and structural design in all the project phases (from the preliminary, definitive project up to the executive one) and has followed the realization in the role of General Works Management.



Fig. 1 - Render Green Retail Park

1. INTRODUZIONE

Il Green Retail Park è un nuovo centro commerciale disposto su 4 piani fuori terra e situato nel quartiere Lingotto di Torino, di fianco all'attuale sede di Eataly Torino. La struttura ospiterà attività commerciali e di servizio all'insegna della sostenibilità: dall'arredamento alle calzature, dalla bio-edilizia alle energie rinnovabili, passando attraverso i cosmetici e un centro benessere.

L'obiettivo è quello di costruire un complesso dedicato alla vendita di beni durevoli prodotti attraverso un ciclo ecologico: le diverse case produttrici realizzeranno specifiche linee prodotte ad hoc per il marchio Green Pea, impegnandosi a garantire un alto profilo di attenzione ai caratteri di sostenibilità nei processi produttivi. A questi si affiancheranno spazi informativi ed espositivi dedicati alla tematica della ecosostenibilità.

La sostenibilità, concetto che oramai riguarda molto da vicino la società contemporanea, ha un impatto diretto anche sul settore delle costruzioni. I modelli di sviluppo sino ad ora utilizzati risultano ormai superati e si rendono necessari approcci costruttivi più evoluti nei quali la riciclabilità e il riutilizzo del materiale sono i principi cardine. Proprio in questo senso l'acciaio è favorito: è infatti riciclabile al 100%, per infinite volte senza perdere alcuna delle sue proprietà originarie. Lo stesso processo costruttivo in acciaio assolve al concetto di circolarità sostenibile: le strutture in acciaio si prestano in modo eccellente a montaggio, smontaggio e successivo riutilizzo. Inoltre, l'acciaio ha il vantaggio di essere un materiale reperibile a qualsiasi latitudine, molto malleabile, leggero (aspetto molto importante soprattutto in ambito sismico in quanto permette di ridurre le masse sismiche), sicuro e poco ingombrante; la sua versatilità lo rende un materiale molto competitivo in campo edile e permette di costruire strutture anche complesse, in poco tempo e con un notevole risparmio sui costi totali.

Il progetto architettonico è firmato dall'architetto Carlo Grometto dello studio Negozio Blu e dall'architetto Cristiana Catino dello studio ACC Naturale Architettura.

CEAS ha sviluppato il progetto geotecnico e strutturale in tutte le fasi progettuali (dal progetto preliminare, definitivo fino a quello esecutivo). Ha inoltre diretto tutti i lavori di costruzione.

2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

Le strutture portanti dei piani fuori terra, in accordo al tema principe dell'edificio ovvero "la sostenibilità", sono state pensate e realizzate in carpenteria metallica. La richiesta architettonica di ridurre a pochi appoggi puntuali le strutture orizzontali, per consentire maggior libertà nella concezione e gestione degli spazi, ha generato il principale obiettivo seguito in fase di progettazione strutturale: realizzare una struttura leggera, ma al tempo stesso ad alta resistenza.

L'edificio, di forma rettangolare, presenta un piano interrato avente un ingombro in pianta di circa 2400 m² adibito a magazzini e locali tecnici, e 4 piani fuori terra aventi le seguenti estensioni: 2625 m²

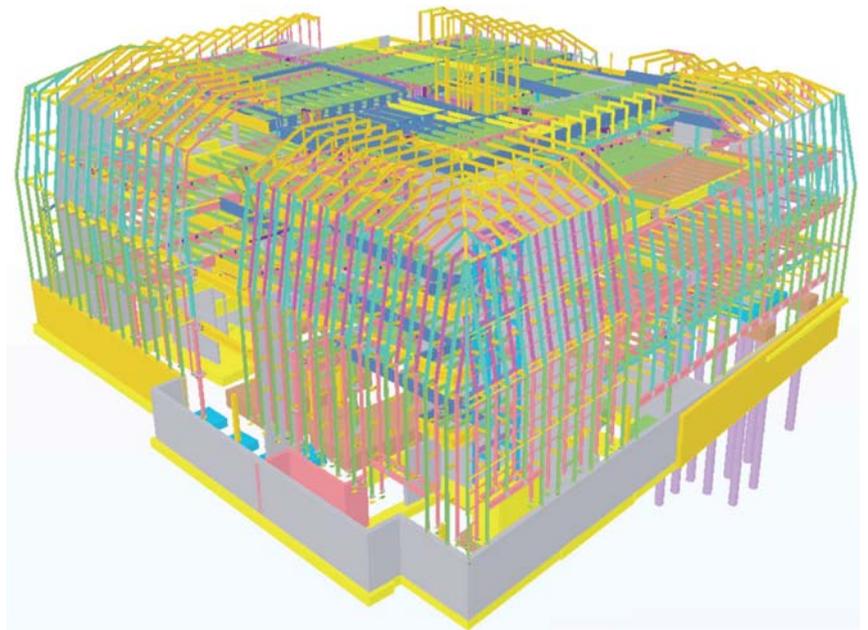


Fig. 2 - Render Strutture Green Retail Park

piano primo, 2950 m² piano secondo, 2675 m² piano terzo e 1920 m² piano copertura. Il solaio del piano terra è realizzato in getto pieno sp.40 cm, mentre i solai fuori terra sono previsti realizzati in carpenteria metallica "a vista". L'altezza complessiva dell'edificio è pari a circa 30 m dallo spiccato delle fondazioni della zona interrata sino alla quota di estradosso della copertura del vano scale più alto. Una vista d'insieme delle strutture è riportata in figura 2.

In dettaglio i solai fuori terra sono formati da travi principali HEA1000 in S355JR ordite in entrambe le direzioni e con luce massima pari a 16,6 m; le travi secondarie sono invece delle IPE400 in S355JR disposte in direzione nord-sud ed hanno una luce massima pari a 8 m ed un interasse massimo di 1,5 m. Le travi principali sono state studiate con schema statico di travi continue sui pilastri (tubolari di diametro 406,4 mm sp.10 mm in S355JR per le colonne meno sollecitate e tubolari di diametro 521 mm sp.40

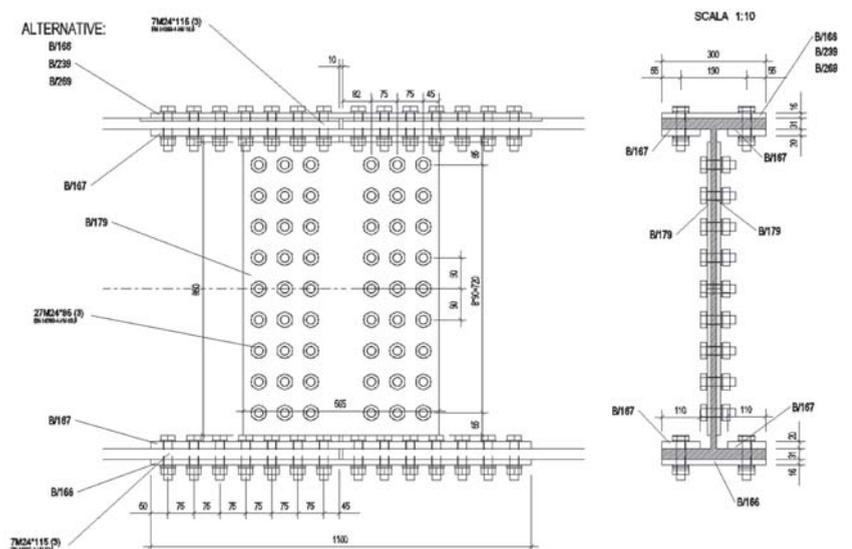


Fig. 3 - Prospetto coprigiunto HEA1000



Fig. 4 - Dettaglio nodo travi principali - pilastri

mm in S355JR per i pilastri più caricati); le travi secondarie invece sono state progettate considerandole semplicemente appoggiate alle travi principali.

La resistenza alle azioni orizzontali, in accordo al capitolo 7.4.3.1 “Tipologie strutturali” delle NTC2018, è affidata in toto ai nuclei in calcestruzzo armato presenti sino al piano di fondazione; i solai, formati da lamiera grecata tipo Hi Bond A55 e getto di completamento in calcestruzzo armato per uno spessore complessivo di 12 cm, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio.

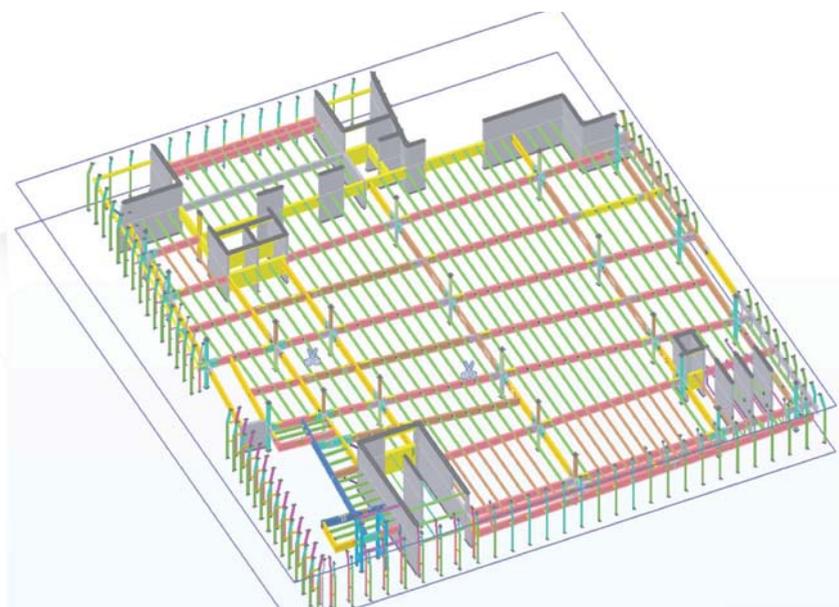


Fig. 5 - Vista 3D Piano strutturale tipologico

I nodi di continuità delle travi HEA1000 sono realizzati con coprigiunti d’ala e d’anima bullonati in opera (Bulloni M24 EN 14399 HV 10.9, vedi figure 3 e 4) mentre le travi IPE 400 sono collegate alle HEA1000 mediante coprigiunti d’anima bullonati in opera (Bulloni M20 EN 15048 SB 8.8). Al fine di ridurre le frecce ed aumentare il confort degli utenti, le travi principali di maggior luce sono dotate di pioli Nelson 7/8” (22 mm) h = 90 mm. Una vista 3D del piano tipo è riportata in figura 5.

Le travi principali del piano copertura, data la presenza di ampie superfici trattate a verde pensile con conseguente maggior carico di piano, sono delle travi composte saldate aventi altezza pari a 990 mm (come le HEA1000) con anima sp. 25 mm ed ali sp. 40 mm in acciaio S355JR. In corrispondenza del “canyon” del piano copertura, (ovvero dell’area centrale in cui è presente un ribasso del solaio rispetto al resto dell’impalcato), è prevista una piscina panoramica in c.a. con parte terminale in metacrilato. La piscina si appoggia da un lato sulle travi metalliche del piano copertura mentre sul lato esterno che si affaccia sulla facciata ovest è sorretta da due puntoni in acciaio S355J2 zincato che trasferiscono il carico alle travi metalliche del piano sottostante (figura 6).

Data la rilevante quantità di impianti, è stato necessario provvedere alla predisposizione di forometrie nelle travi HEA1000; viste le dimensioni dei fori (950 x 450 mm) l’analisi della resistenza, della instabilità ed il progetto del rinforzo degli stessi è stato studiato mediante specifici modelli FEM (figura 7).

Le strutture di fondazione sono di tipo superficiale (plinti) in corrispondenza dei pilastri e dei vani scala ed ascensori che partono dal piano interrato (considerate le buone caratteristiche di portanza del terreno a quota -5,5 m dal piano campagna), mentre in corrispondenza della zona non interrata le fondazioni, situate a quota -1,0 m circa dal piano campagna, sono di tipo profondo a causa della scarsa portanza del terreno tra la quota del piano campagna e la quota del piano interrato. In dettaglio sono stati previsti mediopali di diametro Ø 300 mm aventi lunghezza variabile in funzione dei carichi agenti ed armati con tubi Ø 168,3 mm e spessore 8 mm ad eccezione dei mediopali posizionati sotto i plinti del vano scala e del vano ascensore i quali sono armati con tubi 193,7/12,5 mm. Particolare attenzione è stata posta al possibile problema dello strap-pio lamellare delle piastre di base (sp. 60-80 mm) delle colonne: in accordo alla UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: “Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore” su tutte le piastre di base è stata effettuato il preriscaldamento ad una temperatura $\geq 100^{\circ}\text{C}$ al fine di poter avere un valore di $Z_{Rd} > Z_{Ed}$, con Z_{Rd} il valore Z di progetto disponibile per il materiale secondo la EN 10164.

3. LE FACCIATE

Le facciate, dalla particolare forma sfaccettata, sono formate da montanti e traversi riportati su apposita struttura realizzata in carpenteria metallica che a sua volta grava sulle travi perimetrali

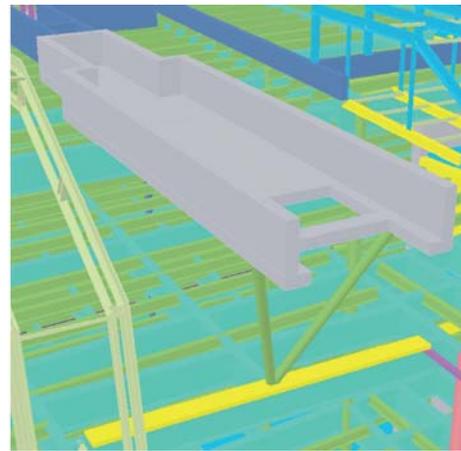
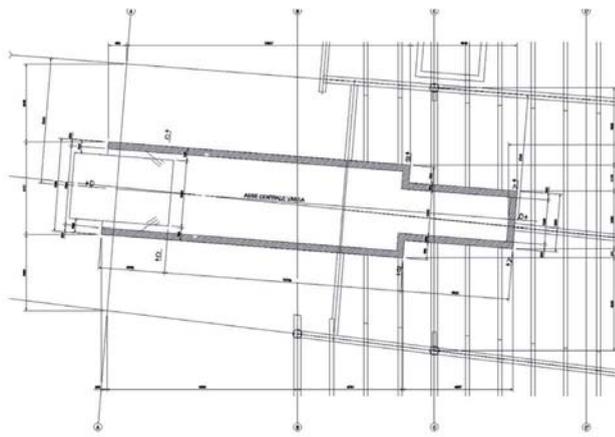


Fig. 6 - Pianta e vista 3D piscina panoramica P.4°

dell'edificio. In dettaglio il progetto prevede la realizzazione di un involucro concepito a partire da un doppio livello di superfici: un "guscio" interno che avvolge il volume caldo vero e proprio e una "pelle" esterna, strutturata a partire da una sorta di trellage che assume il ruolo di filtro fisico e percettivo tra l'interno e l'esterno. Il "guscio" interno, rivestito da una lamiera metallica che ne avvolge completamente il volume sino a terra, viene sezionato dai grandi tagli delle superfici vetrate che "inondano" di luce naturale gli spazi interni.

La "pelle" esterna è costituita da brise soleil in legno naturale impostati su una struttura portante in carpenteria metallica (profili a T ovvero 1/2 IPE600 in acciaio S355J2 zincato) collegata con la struttura portante principale o con la struttura dell'involucro "caldo" (HEA160 in acciaio S355JR). Si riportano nelle figure 9 e 10 delle viste 3D della facciata.

In corrispondenza della grande hall di ingresso le vetrate si inclinano sino a formare la copertura vetrata; in questo caso i vetri sono sostenuti da una struttura metallica formata da montanti esterni (1/2 IPE600 in acciaio S355J2 zincato) e montanti interni (IPE270 in acciaio S355JR) collegati tra loro da doppi piatti in acciaio castrellati. Il risultato è un comportamento strutturale a Vierendeel (figure 11, 12 e 13).

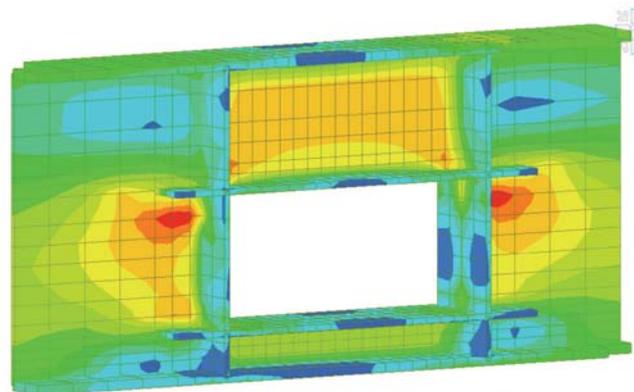


Fig. 7 - Modello FEM per lo studio dei rinforzi dei fori nelle travi HEA1000 e fase realizzativa in officina

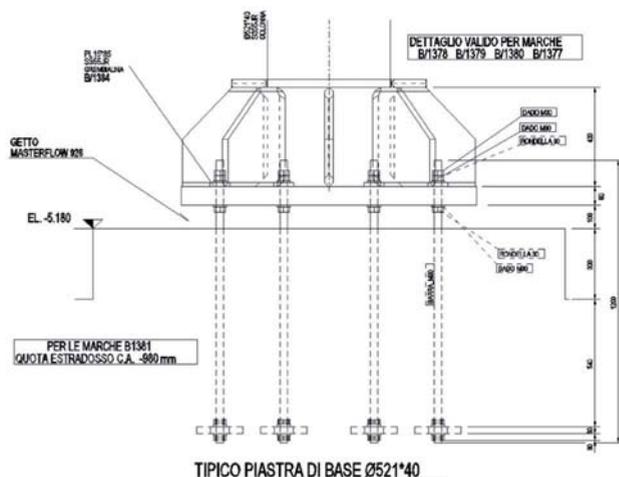


Fig. 8 - Particolare piastra di base colonna maggiormente sollecitata

4. CONCLUSIONI

Tra i punti di forza nella scelta dell'acciaio quale materiale da costruzione vi è, oltre alle caratteristiche ormai note a tutti (l'elevata resistenza meccanica ed un peso proprio molto contenuto), la sostenibilità ambientale. Da questo punto di vista l'acciaio è favorito: è infatti riciclabile al 100%, per infinite volte senza perdere alcuna delle sue proprietà originarie; le strutture sono facilmente smontabili e rimovibili e pertanto una volta esaurito il loro compito possono essere facilmente trasformate per altri utilizzi oppure definitivamente rottamate per riconvertire l'acciaio alla materia prima.

Per tutti questi motivi le strutture portanti dei piani fuori terra del nuovo centro commerciale Green Retail Park di Torino sono state pensate e realizzate in carpenteria metallica, in pieno accordo al tema principe dell'edificio ovvero "la sostenibilità".



Fig. 9 - Vista 3D carpenteria metallica della facciata - Angolo sud verso Eatly



Fig. 10 - Vista 3D carpenteria metallica della facciata



Fig. 12 - Hall di ingresso - Vista 3D facciata da esterno verso interno

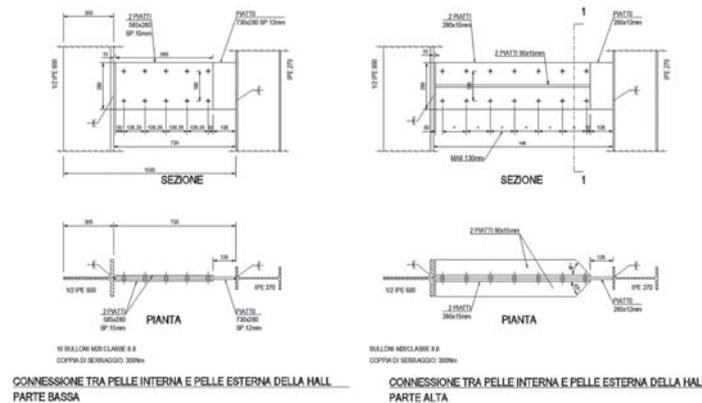


Fig. 11 - Facciata Hall di ingresso - Dettaglio connessione pelle interna con pelle esterna

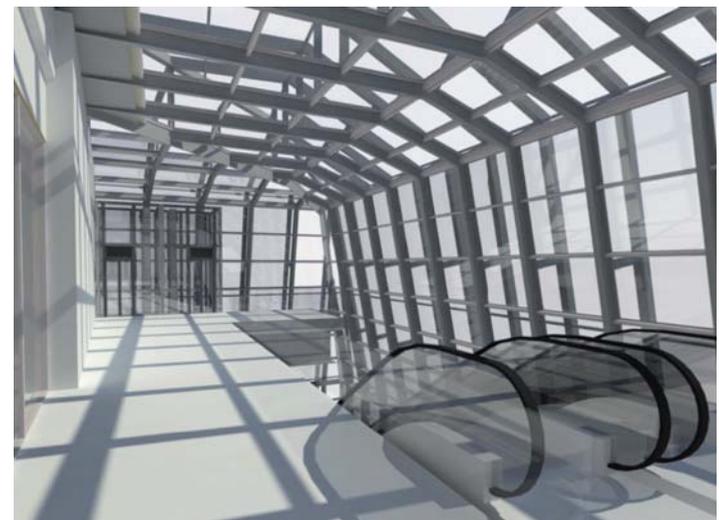


Fig. 13 - Hall di ingresso - Vista 3D facciata da esterno verso interno

STATO DELL'ARTE ED APPLICAZIONI DEGLI ESOSCHELETRI IN ACCIAIO

per il retrofit sismico di costruzioni esistenti in calcestruzzo armato

STATE-OF-THE-ART AND USE OF STEEL EXOSKELETONS

for seismic retrofit of existing rc buildings

Gianmaria Di Lorenzo, Eleonora Colacurcio, Agustina Di Filippo,

Antonio Formisano*, Alfredo Massimilla, Raffaele Landolfo

Università di Napoli "Federico II" Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (DiSt) Napoli, Italia

L'utilizzo di strutture additive esterne, comunemente denominate esoscheletri, è sin dagli anni '80 considerata una delle alternative possibili da utilizzare per retrofit sismico delle strutture esistenti in c.a. a bassa capacità dissipativa. Ne sono testimonianza i primi codici giapponesi e americani che si sono occupati di riabilitazione strutturale, nonché le molteplici applicazioni eseguite con l'uso dell'acciaio in ambito internazionale, soprattutto in zone ad alta pericolosità sismica. L'utilizzo di tale strategia di intervento è oggi di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera sicura senza interrompere l'utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il retrofit integrato (formale, energetico e funzionale) dell'intera costruzione. Nel presente lavoro, dopo un approfondito stato dell'arte sulle principali ricerche ed applicazioni degli esoscheletri in acciaio, si è proceduto alla loro classificazione tipologica (famiglie) e alla definizione dei parametri chiave di progetto, indispensabili per concepire e dimensionare correttamente tali sistemi. È stata infine proposta una scheda di catalogazione degli interventi, concepita per essere implementata in un apposito database utile per fornire spunti progettuali ai progettisti che si apprestano ad utilizzare gli esoscheletri come strategia di intervento e/o per fornire dati di input per studi di vulnerabilità di I o II livello utili alla costruzione di curve di fragilità.

Since '80s the use of external additive structures, commonly called exoskeletons, is considered one of the possible alternatives to be used for seismic retrofit of existing RC structures with low dissipative capacity. The first Japanese and American codes dealing with structural rehabilitation issues, as well as many applications on the use of steelwork carried out in the international field, are testimony of this trend, especially in high seismic hazard areas. Nowadays, the use of this intervention strategy has become of great actuality, not only because it can be implemented in a safe way without interrupting the building use, but also because it can be effectively adopted, in the cases of lateral addition of new volumes, for the integrated (formal, energetic and functional) retrofit of the entire construction. In the present work, after a thorough state of the art on the main researches and applications of steel exoskeletons, their typological classification (families) and the definition of the key project parameters, indispensable to both properly conceive and design such systems, have been performed. Finally, a cataloging form of the interventions, designed to be implemented in a specific database, has been proposed. The goal is to provide design ideas to designers who intend to use exoskeletons as a global retrofit intervention strategy. The cataloging form can also provide input data for level I or II seismic vulnerability studies used to build fragility curves.

*Corresponding author. Email: antoform@unina.it

1 INTRODUZIONE

Molteplici sono oggi le strategie e le tecniche di intervento che è possibile adottare per il miglioramento e l'adeguamento sismico delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato caratterizzate da una elevata vulnerabilità per l'assenza di dettami sismici e problematiche connesse alla durabilità. Accanto all'affinamento delle tecniche tradizionali, i progressi compiuti sinergicamente dalla scienza dei materiali e dalla ingegneria strutturale hanno consentito il diffondersi di sistemi innovativi, molti dei quali già da tempo codificati, in ambito internazionale [JBDPA, 2001 e CEBFIB, 2003] e nazionale nelle principali norme e linee guida che si occupano di riabilitazione strutturale [Dolce e Manfredi, 2011]. Tali codici, in base alle carenze presenti nel sistema, forniscono molteplici soluzioni ed indicazioni progettuali da utilizzare per retrofit strutturale delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato. La scelta della soluzione ottimale richiederebbe un approccio di tipo *Life Cycle Thinking* (LCT) in cui analizzare le implicazioni sulle performance strutturali e di durabilità (PBD & LCE), sui costi (LCC) e sugli impatti ambientali (LCA) durante l'intero ciclo di vita della costruzione. L'avvento del BIM e dell'industria 4.0 sta favorendo la ricerca di nuove soluzioni e di metodologie di scelta da utilizzare per la progettazione di interventi di prevenzione del rischio sismico in una ottica di tipo *Life Cycle* [Formisano et al., 2017 e Vitiello et al., 2019].

La miriade di alternative disponibili che il progettista può adottare per la riabilitazione strutturale si riduce drasticamente non appena si introduce il requisito che la costruzione, a seguito dell'intervento, non deve interrompere il suo funzionamento e/o utilizzo [FEMA, 2006]. Tra questi rientrano certamente tutti gli interventi che vengono eseguiti all'esterno della costruzione attraverso strutture additive, collegate lateralmente a quelle esistenti e dotate opzionalmente di fondazione indipendente. Qualora l'intervento sia esteso ad una porzione significativa della costruzione, utilizzando una terminologia derivata dalla zoologia e fatta propria dalla biomimesi [Benyus, 2002], è possibile denominarli "esoscheletri", ovvero sistemi che applicati dall'esterno sono capaci di proteggere la costruzione esistente incrementandone principalmente la portanza (resistenza e rigidità) nei riguardi delle azioni laterali [Foraboschi e Giani, 2017]. L'uso di strutture esterne in muratura, legno o materiali metallici destinate all'assorbimento delle spinte o usate per opere provvisorie di salvaguardia di costruzioni danneggiate da azioni antropiche o ambientali risale all'antichità.

Come testimoniato dai molteplici *workshop* [Mariani et al, 2015] e progetti di ricerca [PRIN 2009; ReLUIS, 201921] svolti su questa tematica, l'utilizzo di tale strategia di intervento è oggi ritornata di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera "sicura" senza interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il retrofit integrato, formale, energetico

e funzionale dell'intera costruzione. L'esoscheletro, quindi, oltre ad incrementare i livelli di sicurezza strutturale della costruzione esistente nei confronti dei principali stati limite [Foraboschi e Giani, 2018], se utilizzato in una ottica di progettazione integrata [Feroldi et al., 2014, Marini, 2017], può divenire il supporto per una doppia pelle capace di migliorare anche le prestazioni energetiche della costruzione e fornire al contempo un restyling architettonico al manufatto [Caverzan, 2016]. Tale integrazione è inoltre favorita da incentivi fiscali che in molti paesi, tra cui Italia, prevede recentemente la possibilità di cumulare il cosiddetto Ecobonus al Sismabonus. Tornando alle questioni meramente strutturali, gli esoscheletri, oltre a configurarsi come intervento globale che modifica la portanza e le caratteristiche dinamiche del sistema, se distribuiti in modo uniforme e collegati in modo opportuno ai nodi di perimetro con piastre di rinforzo, possono esercitare una funzione di confinamento dei nodi, svolgendo anche il ruolo di intervento locale mirato a neutralizzare le tipiche carenze presenti nelle costruzioni in c.a. a bassa duttilità. Gli esoscheletri possono inoltre essere dotati di dispositivi a dissipazione addizionale da inserire nei *link* di collegamento con la costruzione esistente [Scuderi, 2016] e/o in prossimità dei collegamenti in fondazione [Labò et al., 2016]. Sempre in ambito strutturale gli esoscheletri consentono di affiancare al retrofit sismico quello relativo alla durabilità, troppo spesso trascurato nei comuni interventi sull'esistente. Infatti il doppio involucro, proteggendo le zone maggiormente esposte alle intemperie, ne modifica la classe di esposizione o di corrosività dell'ambiente [Rizzo et al., 2019], incrementando la durabilità della costruzione e prolungandone la vita utile, in molti casi ormai giunta al termine soprattutto negli edifici esistenti in c.a. costruiti dal secondo dopoguerra sino agli anni '70 che in Italia, come in Europa, costituiscono una parte rilevante del patrimonio edilizio [Marini et al., 2014]. L'esoscheletro, qualora sia di tipo integrale, può inoltre involuppare completamente la costruzione proteggendola dagli agenti atmosferici, migliorandone inoltre le prestazioni energetiche e strutturali dell'impalcato di copertura [Terracciano et al., 2014]. In una accezione più ampia rientrano in questa categoria anche i manufatti adottati per la protezione dei siti archeologici e dei beni monumentali [Di Lorenzo et al., 2019]. Oltre a svolgere la funzione di tecnica per un retrofit integrato dell'esistente, gli esoscheletri, se prodotti come kit o sistemi su scala industriale, possono essere impiegati, in alternativa ad opere provvisorie, come intervento di urgenza per la riparazione e la salvaguardia di costruzioni danneggiate dagli eventi sismici [Mazzolani, 2007]. Da quanto precedentemente esposto consegue che, qualora le condizioni al contorno e le limitazioni urbanistiche/paesaggistiche lo consentano, l'utilizzo degli esoscheletri realizzati con materiali metallici e tecnologie a secco, se integrati ad un nuovo involucro, diviene una strategia efficace d'intervento volta ad aumentare in modo sostenibile e reversibile la resilienza dell'ambiente costruito [Bellini et al., 2018]. Applicati su interi comparti possono inoltre

favorire la rigenerazione urbana, riqualificando e rivalutando, anche economicamente, il patrimonio edilizio preesistente, con particolare riguardo alle periferie e alle aree più degradate delle nostre città [Angelucci et al., 2013].

In questo ambito si inquadra il presente lavoro che ha l'obiettivo di fornire un esteso stato dell'arte e cenni sul concept degli esoscheletri in carpenteria metallica da impiegare per la salvaguardia e/o il retrofit di edifici esistenti in c.a. e c.a.p. monopiano e multipiano. Nel seguito, definito il concetto di esoscheletro e le sue prerogative, a valle di un approfondito stato dell'arte sulle principali ricerche ed applicazioni, si è proceduto alla loro classificazione tipologica (archetipi o famiglie) e alla definizione dei parametri chiave di progetto, indispensabili per concepire e dimensionare correttamente tali sistemi. Ciascuna famiglia è stata identificata mediante una sigla utilizzata che descrive sinteticamente il generico sistema (concept) attraverso la definizione degli aspetti tecnologici, tipologici e dimensionali. Infine si è proceduto alla catalogazione di tali sistemi con riferimento ad alcune applicazioni emblematiche.

2 STRATEGIE ED INTERVENTI PER IL RETROFIT DELLE COSTRUZIONI ESISTENTI IN C.A.

La carenza di risorse naturali ed economiche, a cui si contrappone, in una ottica di Performance Based Design, l'aumento dei livelli di prestazione richiesti ai nostri sistemi edilizi, sta comportando, anche a valle delle innovazioni tecnologiche prodotte dal Building Information Modelling (BIM), un nuovo approccio alla progettazione/riabilitazione delle opere di ingegneria che fa leva sui concetti di sostenibilità e resilienza. Questa tendenza è ancora più marcata qualora si operi su manufatti esistenti per i quali, per ragioni patologiche o fisiologiche, occorra procedere alla loro riparazione, miglioramento o adeguamento sismico. Con riferimento alle opere di ingegneria civile ed architettura, data la complessità dei sistemi, una progettazione/riabilitazione che ottimizzi le risorse e faccia leva sui succitati concetti di sostenibilità e resilienza, deve necessariamente essere improntata secondo un approccio olistico (figura 1), che affronti il problema in modo integrato e multidisciplinare analizzando, sin dalla sua concezione, le diverse fasi del ciclo di vita [Zhang et al., 2018].

In una visione olistica le problematiche di carattere strutturale e di mitigazione del rischio correlato alle azioni antropiche, ambientali e al degrado, devono essere messe a sistema con quelle impiantistiche/tecnologiche di confort ed efficienza energetica a cui si aggiungono quelle di carattere architettonico ed urbanistico, che riguardano gli aspetti formali e distributivi declinati sulla piccola e grande scala. Questo modo di procedere, che implementa una visione olistica in un'ottica *life cycle*, deve essere applicato anche quando si opera su costruzioni esistenti per le quali, a valle di una attenta fase conoscitiva e valutativa, occorre procedere alla loro riabilitazione attraverso interventi di riparazione, *upgrading* o retrofitting. Anche



Fig. 1 - Approccio olistico in chiave Life Cycle Thinking

a livello di sottosistema o di classi di unità tecnologiche è necessario conservare una visione d'insieme che tenga conto dell'intero ciclo di vita. In ambito strutturale, ad esempio, il retrofit nei confronti delle azioni sismiche non può prescindere da quello relativo alla durabilità e da una previsione della vita residua *ante e post-operam*, valutata attraverso appropriati modelli di degrado.

Definite le carenze possedute dall'organismo strutturale ed i livelli di prestazioni attesi, le strategie di intervento che è possibile mettere in atto possono agire incrementando la capacità (C) e/o riducendo la domanda (D) attraverso interventi a carattere globale e/o locale basati su sistemi e tecnologie tradizionali o innovative.

Le carenze tipiche riscontrabili negli edifici esistenti in c.a. progettati e/o costruiti in assenza di specifiche normative sismiche riguardano la ridotta portanza in termini di rigidità e resistenza globale alle azioni laterali, l'irregolarità nella configurazione planimetrica e/o altimetrica, i problemi di trasferimento delle azioni tra gli elementi (ad es. nodi e diaframmi), le carenze nei dettagli costruttivi delle membrature e le carenze del complesso terreno-fondazione. A queste si aggiungono le carenze che riguardano le parti non strutturali, che possono attivare meccanismi locali, e quelle ascrivibili ad errori di progettazione/realizzazione. Per l'intera costruzione occorre inoltre considerare le carenze dovute alla durabilità, che possono ridurre la capacità portante del sistema strutturale e causare il distacco di parti anche non strutturali, costituendo un potenziale pericolo per la pubblica incolumità. In ambito nazionale, per quanto concerne le prestazioni attese da manufatti esistenti soggetti ad interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico, i livelli di sicurezza minimi sono definiti nel Cap. 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018 NTC2018) al variare dello stato limite (SL) e della classe d'uso (coefficiente di esposizione CU) della costruzione. Una scelta efficace e razionale di tali strategie può avvenire confrontando, al variare della duttilità richiesta, la domanda (D) con la capacità (C) in termini di forza di progetto [Blume, 1960] (figura 2a) o mettendole in relazione nel piano Acceleration Displacement

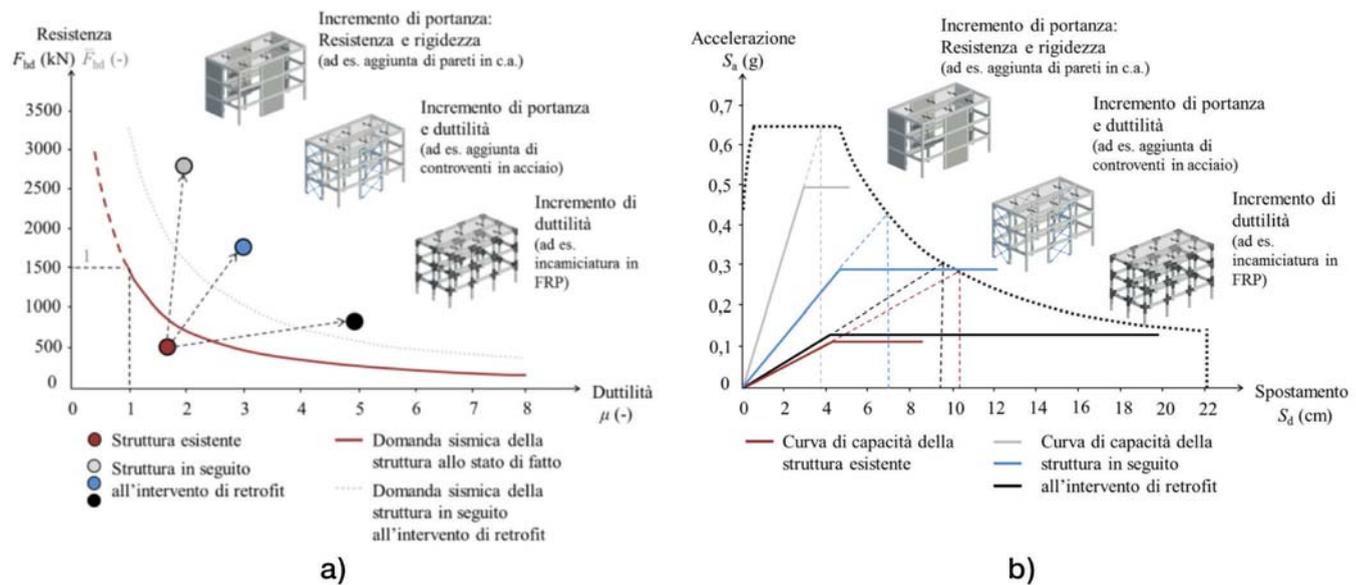


Fig. 2 - Strategie di progetto per il retrofit di costruzioni esistenti in c.a. basate sull'incremento di capacità

Response Spectrum (ADRS) normalmente utilizzato per valutazione della sicurezza secondo un approccio agli spostamenti basato su analisi statiche non lineari [Freeman, 1998; Fajfar, 1999] (figura 2b). Le strategie tradizionali per il retrofit delle costruzioni esistenti in c.a. possono agire incrementando la capacità in termini di resistenza e rigidezza (portanza) e/o duttilità nei confronti delle azioni laterali [Sugano, 1981; Fukuyama and Sugano, 2000]. La prima strategia è generalmente perseguita attraverso interventi globali (figura 3a), implementati aggiungendo all'organismo strutturale esistente elementi o sistemi sismoresistenti che ne modificano in modo significativo il comportamento in regime statico e dinamico. La seconda strategia è di norma eseguita attraverso interventi locali (figura 3b), quali ad esempio incamiciature di elementi e rinforzi di nodi, la cui finalità è quella di incrementare la capacità di deformazione in campo plastico del sistema, ovvero la sua duttilità.

3 DEFINIZIONE DI ESOSCHELETRO E SUE PREROGATIVE STRUTTURALI

Gli interventi globali prevedono l'aggiunta di sistemi sismoresistenti che possono essere applicati internamente e/o esternamente alla costruzione esistente. Utilizzando un linguaggio derivato dalla biomimesi [Benyus, 2002], nel caso in cui le addizioni siano eseguite dall'interno si parla di endoscheletro, diversamente di esoscheletro (figura 4a).

L'esoscheletro è quindi un sistema "additivo", opzionalmente "adattivo", applicato e collegato dall'esterno alla struttura esistente e dotato di proprie fondazioni, giuntate o collegate a quelle esistenti (figura 4b). Per ragioni morfologiche e di corretto trasferimento delle azioni si può parlare di esoscheletro in "senso stretto" qualora esso interessi una porzione significativa del manufatto esistente e sia diffuso lungo il suo perimetro. L'esoscheletro può inoltre essere

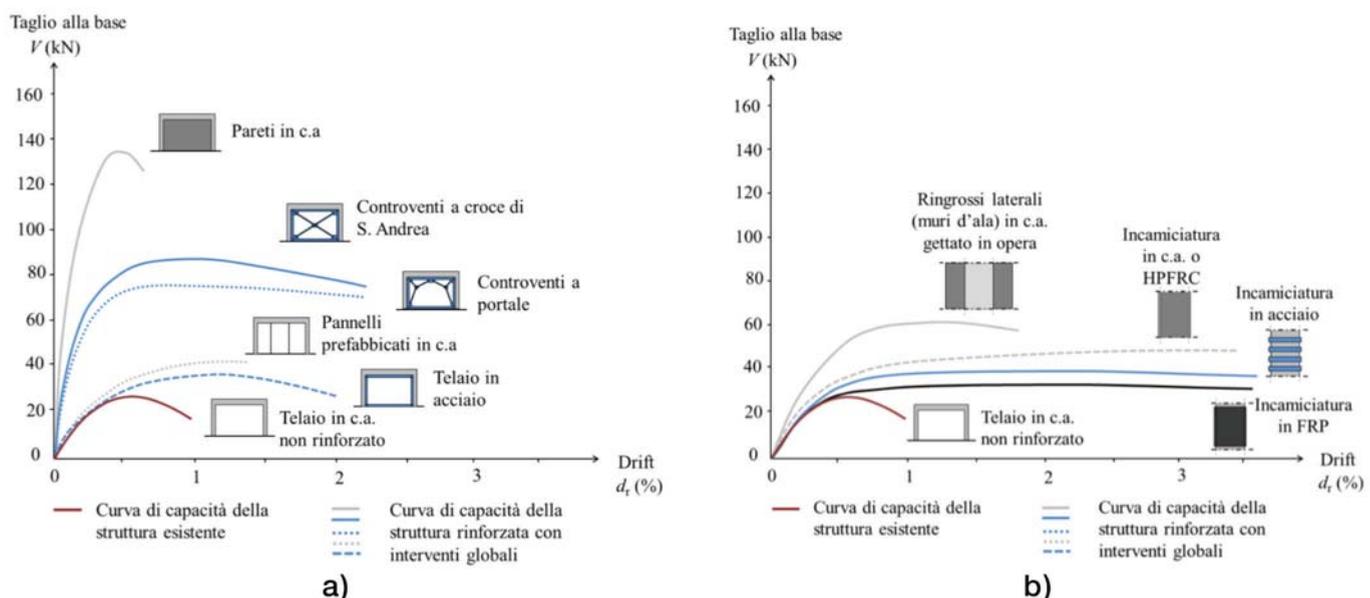


Fig. 3 - Tipico comportamento sperimentale (qualitativo/quantitativo) di telai in c.a. assoggettati ad interventi globali a) e locali b)

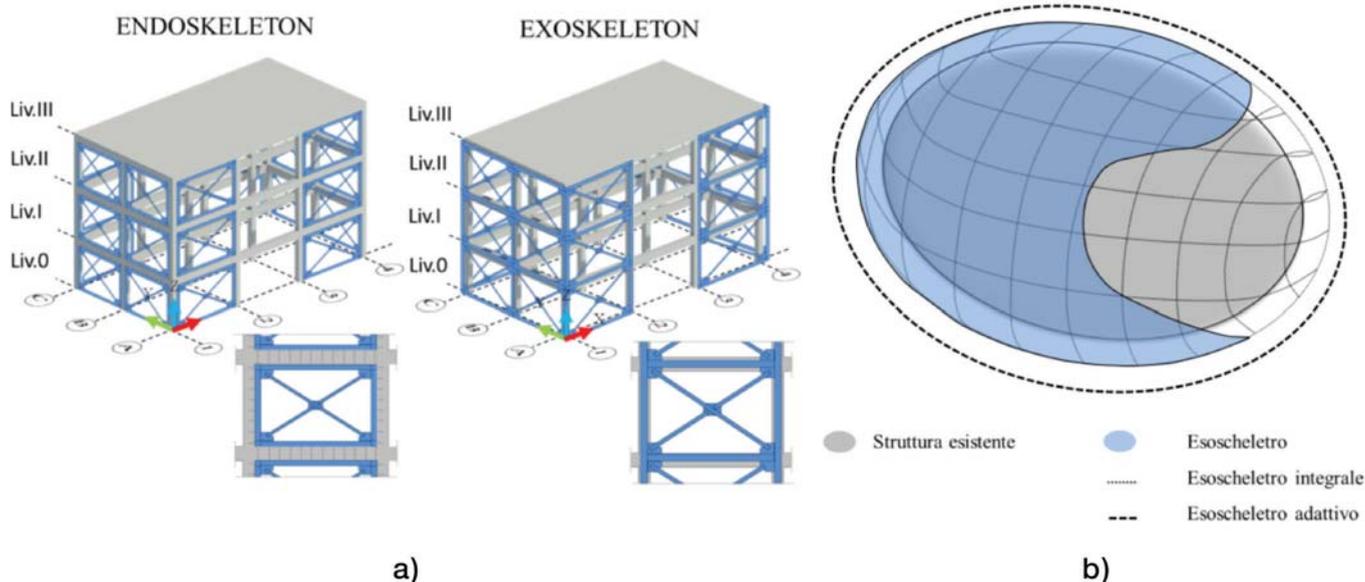


Fig. 4 - Il concetto di esoscheletro

considerato “integrale” allorché rivesta globalmente la costruzione esistente, fungendo contemporaneamente da addizione laterale e verticale, proteggendo anche l’impalcato di copertura.

Per ridurre le azioni trasferite alla nuova struttura di fondazione, può essere dotato opzionalmente di dispositivi di dissipazione aggiuntiva, a controllo passivo, attivo o semiattivo, inseriti nel suo interno o applicati nei *link* di collegamento con la sovrastruttura o la sottostruttura [Labò et al, 2016].

Per loro natura gli esoscheletri, avendo la possibilità di integrarsi con un nuovo involucro, devono essere necessariamente progettati attraverso un approccio olistico che metta a sistema gli aspetti strutturali (*retrofit* sismico e a durabilità), con le questioni di confort ambientale (*retrofit* energetico) ed architettoniche (*retrofit* formale e funzionale). Come osservato in precedenza, qualora non sia possibile interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, gli esoscheletri, essendo applicati dall’esterno, costituiscono l’unica alternativa possibile di intervento [FEMA, 2006]. Oltre a scopo di prevenzione, qualora disponibili come kit o sistemi prodotti su scala seriale, tali sistemi, configurandosi come interventi di “rapida esecuzione”, possono essere utilizzati per la messa in sicurezza e la salvaguardia di costruzioni danneggiate da eventi sismici, divenendo successivamente parte integrante del *retrofit* strutturale.

Analizzando in dettaglio le prerogative strutturali in accordo ai principi del Performance Based Design, l’“obiettivo primario” che si vuole ottenere attraverso l’utilizzo degli esoscheletri, per l’adeguamento o il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti, è la salvaguardia della vita umana (SLV). Tale obiettivo è in questo caso perseguito attraverso un incremento della portanza alle azioni orizzontali dell’intera costruzione in termini di resistenza e rigidezza globale. In particolare, in accordo ai principi del *Capacity Design* applicati a livello di sistema, l’esoscheletro deve sacrificarsi in luogo della struttura principale, evitandone il danneggiamento prematuro

delle parti strutturali (elementi primari). Con riferimento agli edifici esistenti in calcestruzzo armato a bassa duttilità, tipicamente rappresentativi delle famiglie di edifici realizzati in Italia prima degli anni ’80 senza alcuna prescrizione sismica, occorre evitare l’attivazione prematura di eventuali meccanismi fragili (rottura dei nodi e/o per taglio di elementi tozzi) e/o meccanismi locali di piano soffice, che tipicamente possono caratterizzare la risposta di tali costruzioni. L’incremento di rigidezza globale laterale conseguente all’utilizzo di strutture additive esterne consente, inoltre, nell’ipotesi che queste siano adeguatamente ancorate a fondazioni ed impalcati sufficientemente rigidi, un miglioramento degli indicatori di sicurezza di tutti gli stati limite di esercizio (“obiettivo secondario”), sia di danno (SLD) che di parzialmente di operatività (SLO) [Foraboschi e Giani, 2017]. Per questi ultimi occorrerebbe, a rigore, monitorare velocità ed accelerazioni attinte ai diversi piani per evitare il ribaltamento di oggetti e/o la perdita di funzionalità di apparecchiature elettroniche [Petrone et al., 2017]. Dosando opportunamente le rigidezze ai diversi livelli (rigidezza locale) è possibile limitare tali problematiche, che spesso rappresentano la principale critica rivolta nei confronti degli interventi globali basati sull’aumento di portanza (rigidezza e resistenza globale). Infine, l’inserimento di dispositivi a dissipazione addizionale di energia [Scuderi, 2016] o, più semplicemente, l’utilizzo di sistemi convenzionali, quali ad esempio i controventi in acciaio [Badoux e Jirsa, 1990], qualora correttamente progettati, consentono di ottenere un sensibile incremento dello smorzamento e/o della duttilità globale, prerogativa indispensabile per migliorare il livello di sicurezza anche nei riguardi dello stato limite di collasso (SLC).

4 FAMIGLIE TIPOLOGICHE (CONCEPT STRUTTURALE) E NOMENCLATURA PROPOSTA

Esistono molteplici soluzioni progettuali per il *retrofit* con gli esoscheletri, la cui scelta ottimale dovrebbe avvenire secondo un

approccio olistico implementato in una logica di tipo *life cycle*, mettendo a sistema, attraverso una analisi costi-benefici, requisiti strutturali, ambientali ed architettonici. Focalizzando l'attenzione sugli aspetti strutturali, la concezione di un qualsiasi sistema/intervento dovrebbe avvenire, in modo organico, effettuando tre scelte, consecutive e consequenziali, definite rispettivamente:

1. Scelta tecnologica o del materiale per impiego strutturale;
2. Scelta tipologica o dello schema resistente;
3. Scelta dimensionale o della dimensione di primo tentativo (pre-dimensionamento).

Con riferimento alla prima scelta, la possibilità di realizzare sistemi leggeri, resistenti e reversibili, dotati di elevata qualità in fase realizzativa, orienta spesso i progettisti verso l'impiego dei materiali metallici. Questi ultimi consentono rapidità di trasporto e semplicità di posa in opera, offrendo al contempo la possibilità di integrarsi all'involucro, soprattutto quando questo è pensato come sistema stratificato a secco. Gli esoscheletri, se non inglobati da un nuovo involucro, sono direttamente esposti agli agenti atmosferici e, pertanto, vanno adeguatamente protetti nei riguardi della corrosione atmosferica o generalizzata. Accanto agli acciai per impiego strutturale non legati o bassolegati, che costituiscono certamente la soluzione più economica, andrebbero considerati, sempre in una logica *life cycle* per ragioni connesse alla durabilità, i più costosi acciai inossidabili e le leghe di alluminio. Nel caso si adottino comuni acciai per impiego strutturale, oltre al grado e subgrado occorre scegliere accuratamente il sistema di protezione nei riguardi della corrosione. Per il grado, nel caso in cui si adottino sistemi a comportamento non dissipativo (ND), è conveniente utilizzare acciai di tipo S355 per tutti gli elementi del sistema. Nel caso in cui si voglia attribuire alla struttura additiva una funzione dissipativa, in accordo ai principi del *Capacity Design*, è possibile differenziare i materiali, favorendo l'impiego di acciai di grado alto (S355 o superiore) per le parti sovrarresistenti e di grado basso (S275 o inferiore) per le parti che dovranno plasticizzare. La scelta del subgrado deve avvenire in accordo alla norma EN 1993-1-10:2005 per limitare il rischio di fragilità alle basse temperature, in funzione delle condizioni ambientali e dell'intensità degli sforzi presenti nell'organismo resistente. Per parti saldate si consiglia l'impiego di acciai con subgrado JO o superiore. Infine, per il sistema di protezione nei riguardi della corrosione generalizzata, è possibile coniugare estetica a durabilità utilizzando i cosiddetti sistemi duplex, che sfruttano in modo sinergico le prerogative della tradizionale zincatura a caldo e della verniciatura.

Definiti i materiali occorre procedere alla scelta dello schema resistente (tipologia strutturale), le cui alternative disponibili sono ovviamente correlate alla precedente scelta tecnologica. La scelta è inoltre condizionata dalle caratteristiche geometriche (configurazione planimetrica ed altimetrica) e meccaniche (resistenza, rigidezza e duttilità globale) del sistema che si intende proteggere, nonché da

limitazioni connesse al complesso terreno-fondazione (possibilità di adottare fondazioni superficiali o profonde).

Altro aspetto rilevante riguarda la presenza nella costruzione esistente di piani sufficientemente rigidi o di zone in cui inserire sistemi o *link* per il corretto trasferimento delle azioni all'esoscheletro, che dovrà avvenire in modo diffuso lungo tutto il perimetro dell'edificio. Oltre che da questioni meramente strutturali, la scelta dello schema resistente dipende da altri fattori, ovvero dalla quantità di spazio disponibile/utilizzabile lungo il perimetro della costruzione e da aspetti formali e distributivi di natura essenzialmente architettonica. Ciò premesso, per descrivere compiutamente il nuovo sistema sismoresistente, la scelta tipologica va analizzata a differenti livelli, procedendo dal generale al particolare secondo una logica di tipo deduttiva. A livello di sistema o macroelementi (Livello I) il trasferimento delle azioni può avvenire con elementi piani 2D (pareti di taglio) o spaziali 3D (nuclei o gusci). Nel primo caso (figura 5a) le pareti possono essere disposte ortogonalmente alla facciata ($2D\perp$) o parallelamente ad essa ($2D//$), così come descritto dai primi codici che si sono occupati di riabilitazione strutturale delle strutture in c.a. [JBDPA, 1977]. I sistemi $2D\perp$, che traggono ispirazione dalla architettura gotica, ovvero dal concetto di contrafforte, hanno il vantaggio di svincolarsi dalla griglia strutturale, potendo essere distribuiti, qualora sia necessario, in modo da regolarizzare la risposta dinamica della costruzione esistente. Si prestano inoltre ad essere industrializzati, soddisfacendo la domanda in termini di rigidezza e resistenza globale, modificando esclusivamente il numero di pareti aggiunte. Per la loro morfologia i sistemi $2D\perp$ facilitano dal punto di vista strutturale l'espansione laterale della costruzione, favorendo l'inserimento di impalcati per le parti aggiunte e di sistemi per il trasferimento delle azioni. In questo caso il collegamento con la struttura esistente può avvenire con semplici *link* rigidi o mediante dispositivi a dissipazione aggiuntiva possibilmente incernierati all'estremità sia per evitare il trasferimento di momenti parassiti che per limitare il numero di tasselli/barre di ancoraggio da inserire sulle piastre di estremità. Di contro questi sistemi, per ragioni essenzialmente dimensionali (massima altezza in pianta della parete), possono essere convenientemente utilizzati per il *retrofit* di edifici mono o multipiano di modesta altezza. La limitazione sull'altezza determina inoltre l'adozione di fondazioni profonde necessarie all'assorbimento del momento e del taglio alla base della parete. Molto più comuni sono le soluzioni con pareti $2D//$ che, essendo disposte parallelamente al piano della facciata, possono crescere notevolmente in larghezza. Per tale ragione questi sistemi sono particolarmente indicati per edifici multipiano con elevato numero di piani. Di contro, questi sistemi sono condizionati dalla griglia strutturale e necessitano di opportuni dispositivi/sistemi per il trasferimento delle azioni orizzontali a livello di piano.

In alternativa ai sistemi piani è possibile adottare i più costosi ed efficienti sistemi a comportamento spaziale (3D) che, per loro natura,

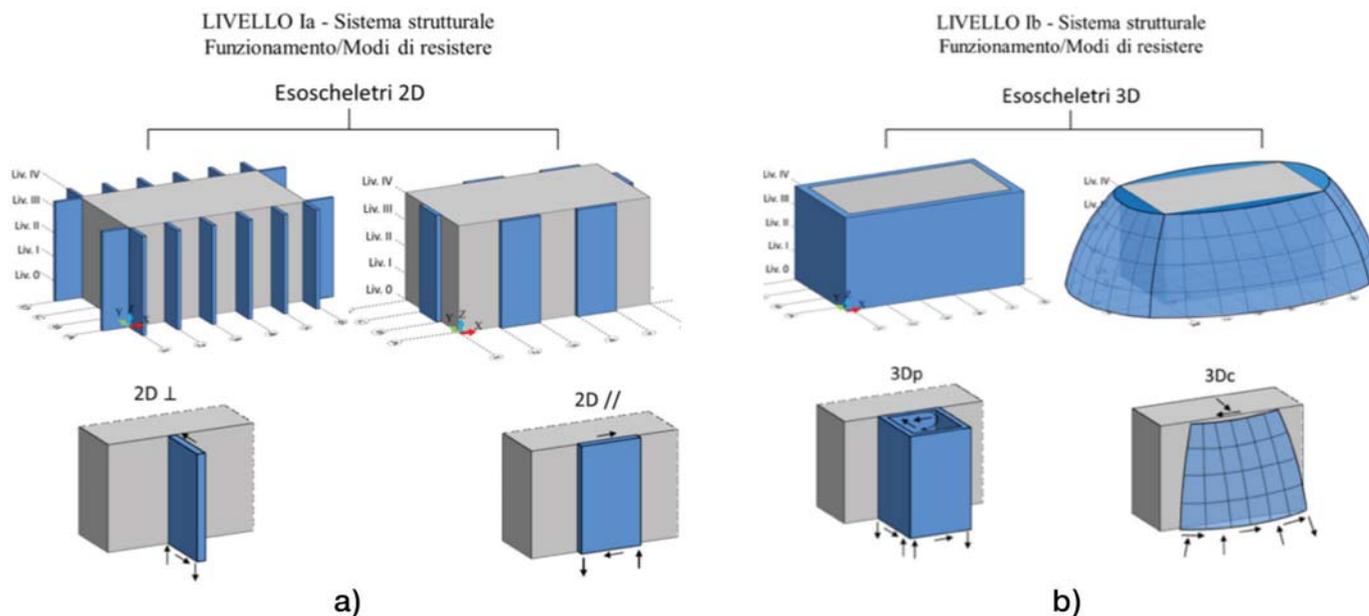


Fig. 5 - Scelta tipologica: Livello I - Sistemi a comportamento piano (a) e spaziale (b)

possono essere visti come macroelementi capaci di assorbire azioni orizzontali comunque dirette a prescindere dal loro orientamento. Questi sistemi possono essere piani o curvi (figura 5b), a semplice o doppia curvatura. In entrambi i casi, ovvero sia per i sistemi piani che per quelli curvi, è possibile adottare sistemi continui (membrane o gusci) o grigliati (a semplice o a doppio strato). Nel caso dei grigliati a semplice strato particolarmente indicata è la soluzione a *diagrid* (per sistemi piani) e a *gridshell* (per sistemi curvi), che possono in questo caso essere conformati seguendo un processo di ottimizzazione strutturale.

Facendo un focus sui sistemi piani, le pareti di taglio possono essere a sezione costante o rastremata (figura 6), seguendo in questo caso l'andamento del taglio e del momento globale.

Per quanto concerne il regime di sollecitazione che si può innescare all'interno della parete (figura 7a), soprattutto nell'ipotesi di utilizzo di materiali metallici, le tipologie correntemente utilizzate e codificate in ambito normativo sono: i controventi concentrici (CBF), i controventi eccentrici (EBF), i controventi ad instabilità impedita (BRB) e telai a nodi rigidi (MRF).

Tra questi la soluzione che unisce efficienza e semplicità di progettazione/realizzazione è quella con i CBF. In base alla configurazione delle aste di parete i controventi concentrici possono essere (figura 7a) a croce di S. Andrea (CBF_X), a V rovescia (CBF_Λ), a portale (CBF_P), a K o diamante (CBF_K) che in assenza di montanti richiama lo schema delle *diagrid*. La scelta dello schema più conveniente dipende dalle prestazioni strutturali ovvero dalla rigidità e resistenza locale richiesta a livello di piano dal sistema, nonché dalla necessità o meno di prevedere passaggi o aperture. Agendo comunque sulla configurazione della parete a livello globale è possibile migliorare la prestazione anche nel caso in cui la disposizione delle aste di parete non sia particolarmente efficiente, come ad esempio

nel caso dei sistemi a portale.

Passando dalla scala del sistema o del macroelemento a quella degli elementi componenti è necessario procedere alla scelta dei profili (figura 7b). Occorre osservare a tale riguardo che la scelta ottimale del tipo di sezione dipende dal regime di sollecitazione primario a cui le membrature sono sottoposte [Di Lorenzo et al, 2017]. Nel caso in cui le sollecitazioni dominanti siano di tipo assiale, certamente la soluzione più efficiente è fornita dai profili cavi (HS) siano essi finiti a caldo (HF-HS) o formati a freddo (CF-HS). I profili cavi circolari (CHS) alla elevata efficienza uniscono un certo pregio estetico. Inoltre, non presentando spigoli vivi, risultano più sicuri nei confronti di possibili urti accidentali di persone, qualora le addizioni laterali vengano utilizzate come elemento di connessione orizzontale (e.g. ballatoi) e/o come vie di fuga.

La scelta tipologica si conclude con descrizione dei link/sistemi

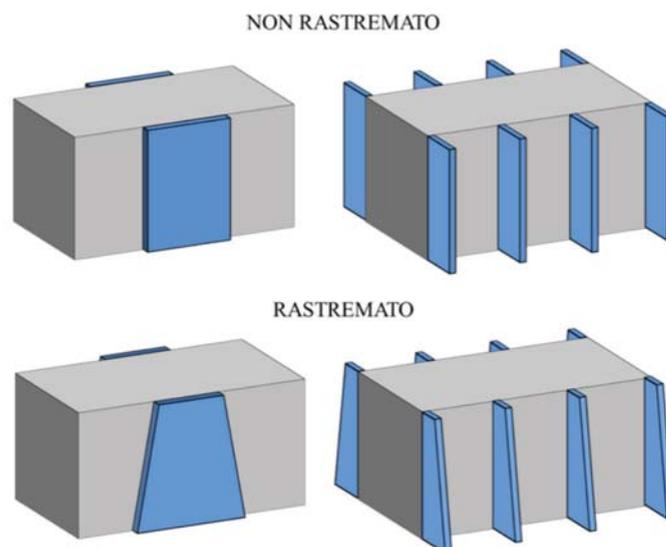


Fig. 6 - Configurazione dei sistemi piani 2D: sistemi con sezione costante o rastremata

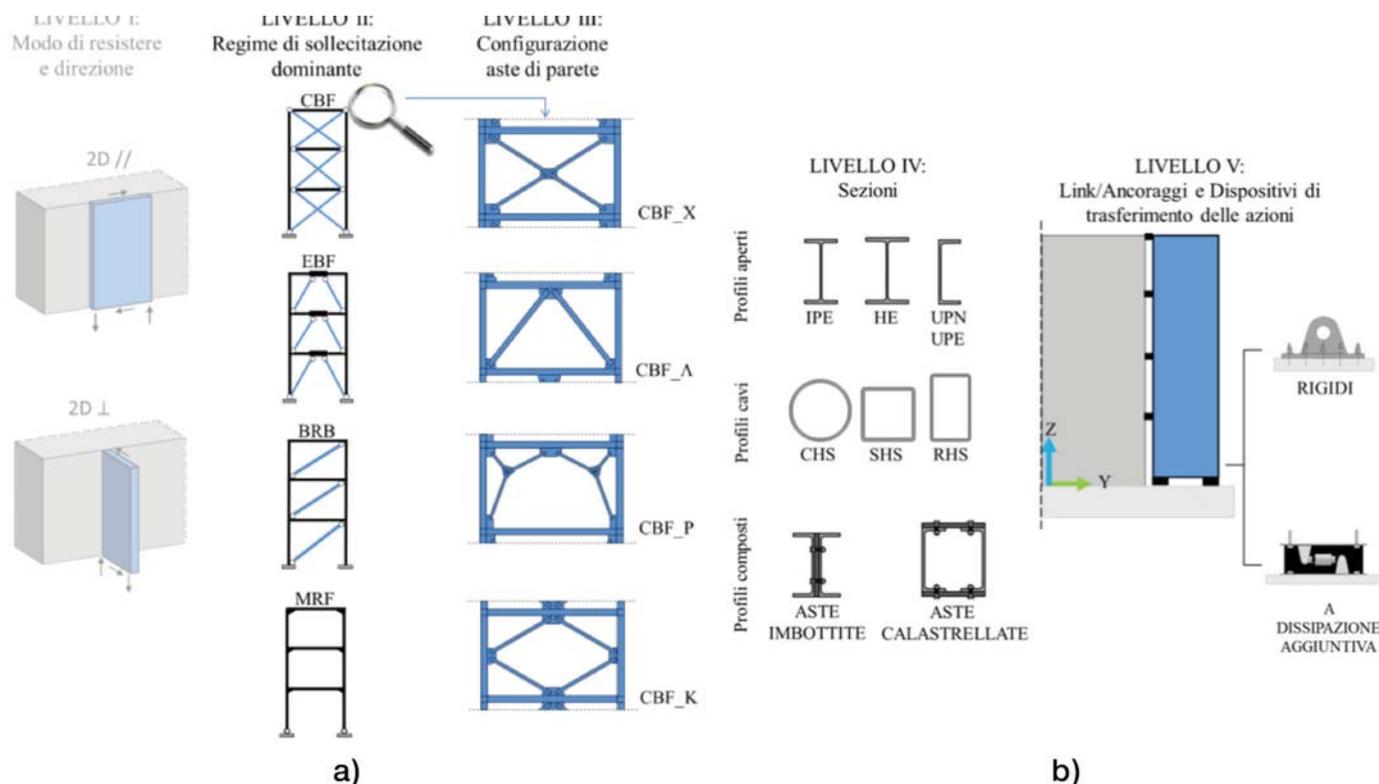


Fig. 7 - Scelta tipologica dal Livello II al Livello V

di trasferimento delle azioni tra esoscheletro e struttura esistente nonché tra esoscheletro e sottostruttura/fondazione (figura 7b). Possono inoltre essere presenti opzionalmente dispositivi a dissipazione/smorzamento addizionale la cui funzione è quella di ridurre le azioni in fondazione. Di contro questa strategia richiede da parte della costruzione esistente una maggiore capacità di spostamento, in termini assoluti e relativi, in molti casi non compatibile con le prestazioni strutturali del manufatto da proteggere. Occorre in questi casi, sacrificando la principale prerogativa che consiglia l'uso degli esoscheletri, eseguire degli interventi locali che richiedono quindi la parziale interruzione della funzione/utilizzo della costruzione. Conclusa la scelta tipologica, la corretta concezione strutturale del sistema sismoresistente termina con il suo predimensionamento. Questo processo, a differenza del dimensionamento che è basato su calcoli semplificati, avviene assegnando una dimensione (forma nel caso dei 3Dc) di primo tentativo ai macroelementi e agli elementi attraverso l'utilizzo di opportuni rapporti di forma globali (rapporto lunghezza/altezza della struttura) e locali (rapporto lunghezza/altezza delle membrature). Il predimensionamento può quindi essere inteso come una rivisitazione in chiave moderna della teoria delle proporzioni, dove i rapporti di forma sono desunti dall'esperienza del singolo progettista o per analogia con strutture simili già realizzate. Ulteriori parametri geometrici riguardano la distribuzione delle pareti da relazionare alla griglia strutturale della costruzione esistente in pianta e in alzato. Nel caso di macroelementi ripetitivi, è possibile introdurre il concetto di frequenza (F_i), ovvero di numero di elementi disposti rispetto alla maglia strutturale analizzata secondo

una preassegnata direzione (i) valutata rispetto ad un sistema di riferimento globale (X, Y e Z). Ad esempio, con F_x si intende il numero di pareti presenti per unità di maglia valutata nella direzione X globale. Analogamente per F_y e F_z . In termini assoluti si potrebbe inoltre introdurre ulteriori parametri, come ad esempio il numero di macroelementi disposti secondo una assegnata direzione (N_i). Altri parametri, nel caso di esoscheletri parziali, potrebbero riguardare la percentuale di riempimento (ϕ_i), ovvero la superficie normalizzata a quella laterale della costruzione interessata esclusivamente da elementi sismoresistenti valutata sul piano di normale i . Per sintetizzare l'intero processo di concezione strutturale e favorire la catalogazione degli esoscheletri, utile quest'ultimo per fornire spunti progettuali e favorire l'eventuale industrializzazione di questi sistemi, nel seguito si propone la seguente nomenclatura:

$$(EX) - (S R_{eH} K_v) (2D \text{ o } 3D) - (// \text{ o } \perp) (CBF) (X)$$

dove:

- EX indica l'esoscheletro;
- $S R_{eH} K_v$ rappresenta il materiale acciaio per impiego strutturale con relativo grado e subgrado;
- $2D \text{ o } 3D$ rappresenta rispettivamente il comportamento piano o spaziale del macroelemento;
- $// \text{ o } \perp$ è l'orientamento degli esoscheletri 2D rispetto alla parete su cui sono applicati;
- CBF è il tipo di parete di taglio (in questo caso reticolare con controventi concentrici);

● Focus nelle schede di catalogazione

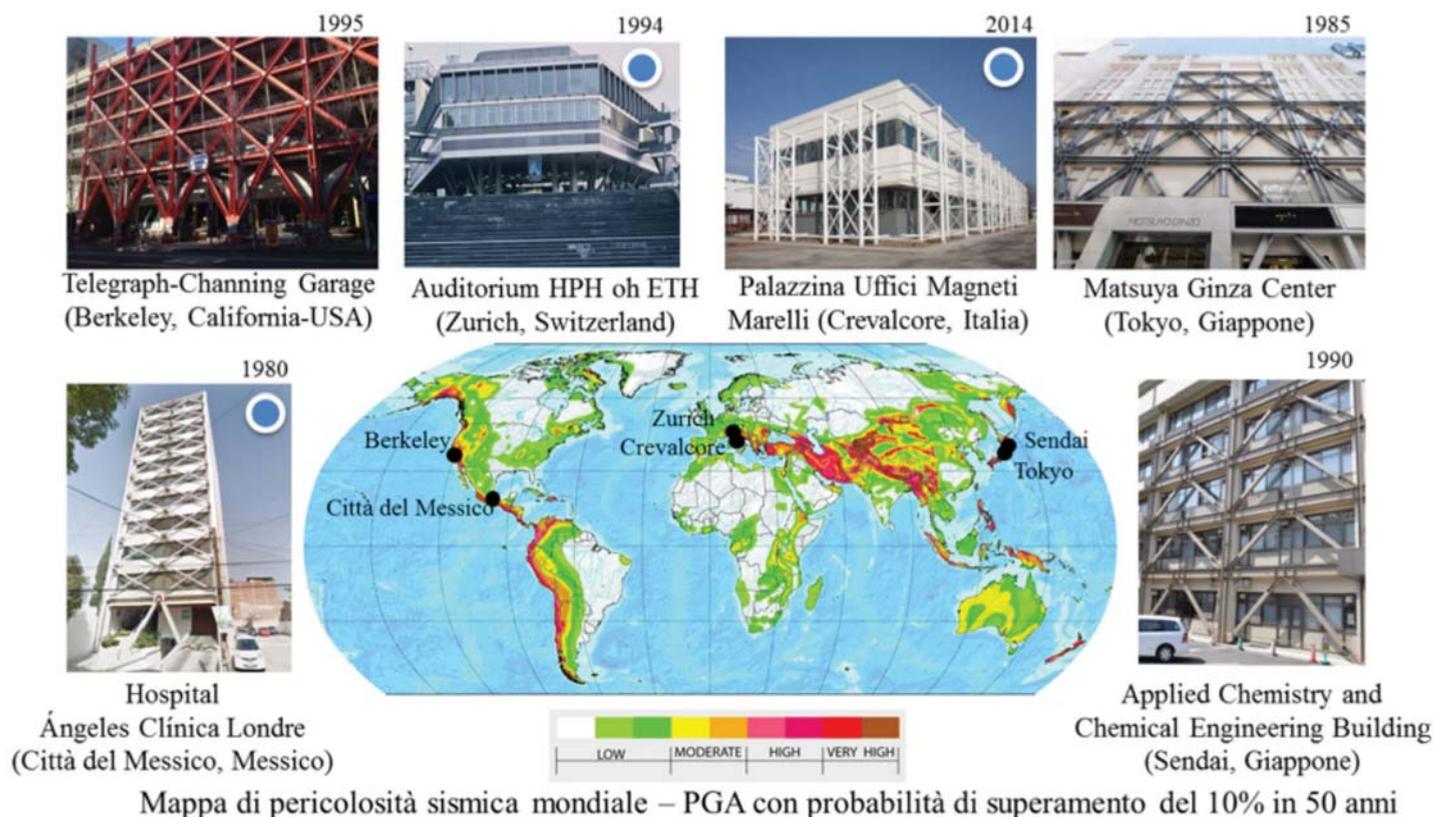


Fig. 8 - Esempi di esoscheletri e mappa di pericolosità sismica mondiale

• X è il tipo di configurazione delle aste di parete. A questi si potrebbero aggiungere i parametri geometrici di frequenza (F_x, F_y e F_z) o il numero di elementi/maglie interessate (N_x, N_y e N_z), nonché la percentuale di riempimento (φ_x, φ_y e φ_z), valutata rispetto alle superfici di normale X, Y e Z del sistema di riferimento globale.

5 REALIZZAZIONI EMBLEMATICHE E CATALOGAZIONE DEGLI INTERVENTI

Anche se non progettati secondo un approccio olistico, sin dagli anni '80 molteplici sono state le realizzazioni in ambito internazionale di esoscheletri utilizzati per il *retrofit* strutturale di costruzioni esistenti in c.a., soprattutto in zone ad elevate pericolosità sismica (figura 8). Nel seguito sono descritti in dettaglio alcuni esempi emblematici di esoscheletri in acciaio ritenuti rappresentativi delle differenti tipologie strutturali esposte in precedenza. La descrizione avviene attraverso schede di catalogazione appositamente concepite per seguire l'intero iter progettuale [Wenk, 2008]. In particolare le schede sono suddivise in due sezioni o parti, che riguardano rispettivamente la costruzione esistente e l'intervento di *retrofit* strutturale. La prima parte (Parte I), relativa alla costruzione esistente, è a sua volta suddivisa in quattro sezioni che riguardano informazioni generali sulla costruzione (anno di costruzione, destinazione d'uso, localizzazione, progettisti e costo di costruzione), la descrizione del sistema strutturale (scelta tecnologica/materiale, scelta tipologica/

schema resistente e scelta dimensionale), la valutazione della sicurezza (livello di conoscenza, indice di sicurezza alla salvaguardia della vita ISV o ζ_{E-SLV} e classificazione sismica della costruzione *ante-operam*) e le carenze.

Le carenze tipiche riscontrabili negli edifici esistenti in c.a. progettati e/o costruiti in assenza di specifiche prescrizioni sismiche riguardano la ridotta portanza in termini di rigidezza e resistenza globale alle azioni laterali, l'irregolarità nella configurazione planimetrica e/o altimetrica, i problemi di trasferimento delle azioni tra gli elementi (ad es. nodi e diaframmi), le carenze nei dettagli costruttivi delle membrature e le carenze del complesso terreno fondazione. A queste si aggiungono le carenze che riguardano le parti non strutturali che possono attivare meccanismi locali e quelle ascrivibili ad errori di progettazione/realizzazione.

Descritte le carenze ed i livelli prestazionali attesi si procede alla scelta dell'intervento di *retrofit* sismico. La seconda parte (Parte II) della scheda è infatti rivolta all'intervento ed è suddivisa a sua volta in tre sezioni, che riguardano rispettivamente alcune informazioni generali (anno di realizzazione, progettista strutturale e costo dell'intervento) ed il concept dell'intervento (scelta tecnologica/materiale, tipologica/schema resistente e dimensionale/caratteristiche geometriche), che risulta inoltre sintetizzato dalla nomenclatura proposta. Poiché molti edifici, a valle degli interventi di retrofit, hanno subito l'azione di eventi sismici, è stata inserita nella scheda una apposita casella in

| Parte I Costruzione esistente | | | Parte II Intervento di retrofit | | | |
|-------------------------------|---|--|---|------------------------------|---|--------------------|
| Info generali | Anno di costruzione | 1973 - 1974 | Info generali | Anno di intervento | 2012-2014 | |
| | Destinazione e classe d'uso | Uffici, Classe d'uso II | | Progettisti | Teleios s.r.l.-Officine di Ingegneria ing. Franceschini M. et al. | |
| | Localizzazione | Crevalcore (BO), Italia | | | Costo intervento | € 700.000,00 |
| | Progettisti | / | | | | Strategia |
| | Costo di costruzione | / | | Descrizione intervento | Tecnologia costruttiva | |
| Sistema strutturale | Tecnologia costruttiva | C.A. gettato in opera | Tipologia strutturale | | 2D⊥- CBF_X | |
| | Tipologia strutturale | Telai bidimensionali a nodi rigidi (MRF-2D) disposti in direzione trasversale al corpo di fabbrica ad interasse di 5m | Caratteristiche dimensionali | | FZ 2_ FX1_ FY2_N2 | |
| | Caratteristiche dimensionali | Altezza edificio dal piano stradale: 9,3m. Numero di livelli 3 (di cui uno seminterrato). Forma planimetrica rettangolare allungata: 56m x 12,5m (parte interrata) - 57,55m x 13,75m (parte fuori terra) | Prestazione | | Indice di sicurezza P.O. | > 1 |
| Valutazione della sicurezza | Livello di conoscenza | LC2 | | Classificazione sismica P.O. | A | |
| | Indice di sicurezza SLV A.O. $\zeta_{E,A0}$ | <1 | | Danni subiti | (nessun evento significativo registrato) | |
| | Classificazione sismica A.O. | / | Rilievo fotografico | | | |
| Diagnosi | Danni pregressi | Terremoto dell'Emilia-Romagna del 2012 (Mw_max=6.1). Danni estesi sulle parti non strutturali (70% dei divisori). | Vista d'insieme | | | |
| | Carenze | Pilastro in falso e problemi di trasferimento delle azioni. Carenze in termini di rigidità e resistenza globale in direzione longitudinale e trasversale. |  | | | |
| | | | | | | Vista di dettaglio |
| | | |  | | | |

Tabella 1 - Scheda di catalogazione dell'edificio per uffici dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO) [Franceschini et al., 2014]

cui descrivere eventuali danni per avere quindi un feedback sul comportamento al vero dell'intervento.

La scheda di catalogazione così concepita può essere inserita in un apposito database, implementabile ad esempio in ambiente Access, utile per fornire spunti progettuali a chi si appresta ad utilizzare gli esoscheletri come strategia di intervento e/o come dati di input per studi di vulnerabilità di I o II livello aventi come finalità la costruzione di curve di fragilità.

Nel seguito sono riportate le schede di catalogazione di alcune realizzazioni che prevedono l'utilizzo delle diverse soluzioni tipologiche descritte in precedenza.

Con riferimento agli edifici multipiano sono stati in particolare analizzati tre casi studio.

Il primo esempio (Tabella 1) tratta l'utilizzo di esoscheletri 2D⊥ per l'adeguamento sismico della palazzina per uffici dello stabilimento

Magneti Marelli di Crevalcore (BO) danneggiato a seguito degli eventi sismici che hanno interessato l'Italia nordorientale nel 2012.

Il secondo esempio emblematico (Tabella 2) è rappresentato dalla palazzina di 12 piani della Clínica Londre dell'Hospital Ángeles di Città del Messico, che è stata adeguata sismicamente a seguito dei danni subiti dal terremoto del 1979. È stato utilizzato un esoscheletro 2D// costituito da due macropareti reticolari in acciaio disposte secondo la direzione di maggiore vulnerabilità dell'edificio.

A completamento delle tipologie utilizzabili per gli esoscheletri è infine mostrato il caso di un sistema spaziale 3D realizzato con un grigliato a semplice strato con configurazione delle aste a *diagrid* (senza montanti). Tale intervento ha interessato il I livello dell'auditorium HPH dell'ETH di Zurigo e si configura come esoscheletro perché l'edificio al piano terra presenta una configurazione rastremata con pilotis modificata dalla presenza delle aste diagonali (Tabella 3).

| Parte I Costruzione esistente | | |
|-------------------------------|---|---|
| Info generali | Anno di costruzione | 1970 |
| | Destinazione e classe d'uso | Ospedale, Classe d'uso IV |
| | Localizzazione | Città del Messico |
| | Progettisti | / |
| | Costo di costruzione | / |
| Sistema strutturale | Tecnologia costruttiva | C.A. gettato in opera |
| | Tipologia strutturale | Telai bidimensionali a nodi rigidi (MRF-2D) disposti in direzione longitudinale al corpo di fabbrica |
| | Caratteristiche dimensionali | Numero di piani/livelli 12. |
| Valutazione della sicurezza | Livello di conoscenza | / |
| | Indice di sicurezza SLV A.O. $\zeta_{E,AO}$ | <1 |
| | Classificazione sismica A.O. | / |
| Diagnosi | Danni pregressi | Danni diffusi su travi e pilastri dei primi tre livelli del corpo di fabbrica causati dal terremoto che ha colpito Città del Messico nel 1979 |
| | Carenze | Carenze in termini di rigidità e resistenza in direzione trasversale |

Tab. 2 - Scheda di catalogazione dell'edificio della Clínica Londre dell'Hospital Angeles di Città del Messico [Badoux e Jirsa, 1990]

6 CONCLUSIONI

L'utilizzo di strutture additive esterne, denominate esoscheletri, è oggi di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera "sicura" senza interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il *retrofit* integrato, formale, energetico e funzionale dell'intera costruzione. Nel presente lavoro, dopo un approfondito stato dell'arte sulle principali ricerche ed applicazioni degli esoscheletri in acciaio, si è proceduto alla loro classificazione tipologica (famiglie) e alla definizione dei parametri chiave di progetto, indispensabili per concepire e dimensionare correttamente tali sistemi. È stata infine proposta una scheda di catalogazione degli interventi concepita in modo da essere implementabile in un apposito database utile

| Parte II Intervento di <i>retrofit</i> | | |
|--|------------------------------|---|
| Info generali | Anno di intervento | 1980 (la durata dell'intervento è stata di appena 10 mesi) |
| | Progettisti | / |
| | Costo intervento | 20% del costo di costruzione |
| Descrizione intervento | Strategia | Incremento di resistenza e rigidità globale |
| | Tecnologia costruttiva | Acciaio per impiego strutturale comparabile al grado S275 |
| | Tipologia strutturale | 2D// -DIAGRID ad eccezione del primo livello 2D// - CBF_ |
| | Caratteristiche dimensionali | FZ 1_ FX1_N12 |
| Prestazione | Indice di sicurezza P.O. | > 1 |
| | Classificazione sismica P.O. | / |
| | Danni subiti | Nessun danno riscontrato a seguito del devastante terremoto del 1985 di Città del Messico ($M_{w,max} = 8.0$) |
| Rilievo fotografico | | |
| Vista d'insieme | | |
|  | | |
| Vista di dettaglio | | |
|  | | |
| Note | | |
| <p>Per consentire il passaggio delle persone le aste di parete sono disposte secondo lo schema a V rovescio. Per i livelli successivi si è preferita una configurazione, che oggi definiremo a diagrid, che crea con le colonne (correnti) una sorta di parete reticolare a traliccio (lattice truss wall). I solai sono stati rinforzati per il trasferimento delle azioni orizzontali. Le fondazioni sono state realizzate con pali.</p> | | |

| Parte I Costruzione esistente | | | Parte II Intervento di retrofit | | | |
|-------------------------------|---|---|---|--------------------------|------------------------------|-------------------------|
| Info generali | Anno di costruzione | 1970 - 1971 | Info generali | Anno di intervento | 1994 | |
| | Destinazione e classe d'uso | Auditorium | | Progettisti | Basler Et Hofmann | |
| | Localizzazione | Zurigo Svizzera | | | Costo intervento | Zwicky P. e Bachmann H. |
| | Progettisti | Structure: Basler Et Hofmann | | | | Strategia |
| | Costo di costruzione | Architecture: Broggi Et Santschi | | Tecnologia costruttiva | S355 | |
| Sistema strutturale | Tecnologia costruttiva | Sistema misto con impalcati in acciaio e sottosistema portante verticale in c.a. | Tipologia strutturale | | 3D_DIAGRID | |
| | Tipologia strutturale | Telai tridimensionali perimetrali MR3D e nuclei/pareti in c.a. | | | Caratteristiche dimensionali | |
| | Caratteristiche dimensionali | Numero di livelli 2, Altezza 23m (rispetto al piano terra). | | Indice di sicurezza P.O. | | 1 (SIA 160) |
| Valutazione della sicurezza | Livello di conoscenza | LC2 | Classificazione sismica P.O. | | / | |
| | Indice di sicurezza SLV A.O. $\zeta_{E,A0}$ | 0.25 | | | Danni subiti | / |
| | Classificazione sismica A.O. | / | Rilievo fotografico | | | |
| Diagnosi | Danni pregressi | / | Vista d'insieme | | | |
| | Carenze | Problemi di configurazione legati ad irregolarità in alzato ed in pianta. Irregolarità in alzato con piano soffice in corrispondenza dell'atrio aperto sotto il piano di supporto degli auditorium. Irregolarità in pianta per la presenza di nuclei posti eccentricamente rispetto al baricentro delle masse con conseguente torsione sotto azione sismica (comportamento latero-torsionale) |  | | | |
| | | | Vista di dettaglio | | | |
| | | |  | | | |

Tab. 3 - Scheda di catalogazione dell'Auditorium HPH dell'ETH di Zurigo [Zwicky e Bachmann, 1995]

per fornire spunti progettuali a chi si appresta ad utilizzare gli esoscheletri come strategia di intervento e/o come dati di input per studi di vulnerabilità di I o II livello finalizzati alla costruzione di curve di fragilità. Lo studio condotto sullo stato dell'arte ha evidenziato come l'utilizzo degli esoscheletri per il retrofit sismico non sia affatto una novità. La gran parte delle realizzazioni è stata però progettata considerando come funzione obiettivo unicamente la sicurezza strutturale.

Nonostante i recenti numerosi studi, la progettazione di questi sistemi non è ancora avvenuta secondo una visione olistica che tenda a sfruttare in maniera ottimale la naturale inclinazione di questi sistemi ad integrarsi con l'involucro esterno per un retrofit di tipo globale, ovvero strutturale, energetico e formale/funzionale.

Affinché ciò avvenga occorrono ulteriori sforzi da parte di tutti i portatori di interesse, ovvero dal mondo della ricerca per lo sviluppo di metodologie di progettazione integrata, dal settore delle costruzioni, che metta a sistema aziende che si occupano di parti strutturali con quelle che trattano le parti non strutturali e di completamento, e dai progettisti che, avvalendosi del BIM, per progettare al meglio gli interventi dovranno operare secondo un approccio integrato che consideri l'intero ciclo di vita della costruzione.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il consorzio ReLUI ed il Dipartimento della Protezione Civile per il supporto scientifico ed economico fornito nell'ambito del progetto ReLUI-DPC 2019-2021.

BIBLIOGRAFIA

- (1) Angelucci F., Di Sivo M. and Ladiana D., (2013), “Responsiveness, Adaptability, Transformability: the new quality requirements of the built environment”, *Techne*, No. 5, 53-59.
- (1) Badoux M., Jirsa J.O., (1990). “Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting”, *Journal of Structural Engineering*, 116 (1), 55-74.
- (3) Bellini O. E., Marini A., Passoni C., (2018), “Adaptive exoskeleton systems for the resilience of the built environment”, *Journal of Technology for Architecture and Environment. TECHNE*, n.15/2018, 71-80.
- (4) Benyus J. M., (2002), “Biomimicry. Innovation Inspired by Nature”. 2nd ed William Morrow and Company, New York, 2002.
- (4) Blume J. A., (1960), “A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range,” *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, 1960, 11, 1061-1084.
- (5) Caverzan A., Lamperti Tornaghi M., Negro P., (2016), “Taxonomy of the redevelopment methods for non-listed architecture: from façade refurbishment to the exoskeleton system”, *JRC, Conference and workshop Reports, Proceedings of Safesust Workshop*, Ispra, November, 26-27.
- (6) Comité Européen du Béton – Fédération Internationale du Béton (CEB-FIB), (2003), “Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”, *CEB-FIB Bulletin no. 24. State-of-art Report, Task Group 7.1*, 2003.
- (7) Di Lorenzo G., Formisano A., Landolfo R. (2017), On the origin of I beams and quick analysis on the structural efficiency of hot-rolled steel members”, *The Open Civil Engineering Journal*, 11, (Suppl-1, M3), 332-344.
- (8) Di Lorenzo G., Babilio E., Formisano A. and Landolfo R., (2019), “Innovative steel 3D trusses for preserving archaeological sites: Design and preliminary results”, *Journal of Constructional Steel Research* 154, 250-262, 2019.
- (9) Dipartimento della Protezione Civile (DPC)/Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) 2019-2021, WP5 Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati, Coordinatore scientifico: Prota A., Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura-Università degli Studi di Napoli Federico II Napoli, da Porto F., Dipartimento di Ingegneria civile, edile e ambientale-Università degli Studi di Brescia.
- (10) Dolce M., Manfredi G., (2011), “Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni”, Dipartimento della Protezione Civile, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), 2011.
- (11) Fajfar P., (1999), “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand”, *Spectra Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 28, 979-993, 1999.
- (12) Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2006), “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, FEMA 547/2006.
- (13) Feroldi F., Marini A., Belleri A., Passoni C., Riva P., Preti M., Giuriani E., Plizzari G. (2014). “Sustainable seismic retrofit of modern RC buildings through an integrated structural, energetic and architectural approach adopting external engineered double skin façades”, *Progettazione Sismica*, 5 (2), 1-15 (in Italian).
- (14) Foraboschi P., Giani, H., (2017), “Esoscheletri: Prerogative architettoniche e strutturali (Prima Parte)”, *Structural*, 214, 1-23, (in Italian).
- (15) Foraboschi P., Giani H., (2018), “Esoscheletri: Miglioramento sismico e rigenerazione architettonica.(Seconda Parte)”, *Structural*, 215, 1-19, (in Italian).
- (16) Formisano A., Chiumiento G., Di Lorenzo G., Landolfo R., (2017), “Innovative and traditional seismic retrofitting techniques of an existing RC school building: life cycle assessment and performance ranking through the TO PSIS method”, *Costruzioni Metalliche*, Gen-Feb 2017.
- (17) Freeman, S.A., (1998). “Development and Use of Capacity Spectrum Method”, *Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, May 31-June 4, 1998, Seattle, Washington, U.S.A., 269, 2-7.
- (18) Franceschini M., Semproli P., Secci A., Mundadori M., Melli B., Biancocini, B., (2014), “I segni della ricostruzione post terremoto maggio 2012: L’adeguamento sismico della palazzina per uffici nello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore”, *Fondazione Promozione Acciaio*, <https://www.promozioneacciaio.it/cms/it6445-1%E2%80%99adeguamento->

sismico-della-palazzina-uffici-nello-stabilimento-magneti-marelli-di-crevalcore.asp.

- (19) Fukuyama, H., Sugano, S., (2000), "Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake", *Cement & Concrete Composites*, 22, 59-79
- (20) Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), (1977), "Standards for evaluation of seismic capacity and guidelines for seismic rehabilitation of existing reinforced concrete buildings", revised 1990 (in Japanese).
- (21) Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), (2001), "Guideline for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings", Translated by Building Research Institute, 2001.
- (22) Labò S., Passoni, C. Marini, A. Belleri A. Camata, G. Riva, P. Spacone, E., (2016). "Diagrid solutions for a sustainable seismic, energy, and architectural upgrade of European RC buildings", XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation, 26-29 October 2016, Porto, Portugal.
- (23) Marini A., Passoni C., Riva P., Negro P., Romano E., Taucer F. (2014). Technology options for earthquake resistant, eco-efficient buildings in Europe: Research needs, Report EUR 26497 EN. JRC87425. ISBN 978-92-79-35424-3. doi:10.2788/68902. Publications Office of the European Union.
- (24) Marini A., Belleri A., Feroldi, F., Passoni C., Preti M., Riva P., Giuriani E., Plizzari G. (2015). Coupling energy refurbishment with structural strengthening in retrofit interventions. SAFESUST Workshop, 26-27 November 2015, Ispra, Italy.
- (25) Marini A., Passoni C., Belleri A. Feroldi F., Preti M., Metelli G., Riva P., Giuriani E. and Plizzari G., (2017), "Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-20.
- (26) Mazzolani F.M., (2007). "Refurbishment by steelwork". Arcelor Mittal.
- (27) Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca (MIUR), Progetti di Rilevante Interesse Nazionale (PRIN), 2009, Nuove pratiche progettuali per la riqualificazione sostenibile di complessi di habitat sociale in Italia, Coordinatore Scientifico: M. Montuori, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica, Università degli Studi di Brescia.
- (28) Petrone C., Di Sarno L., Magliulo G., Cosenza E., (2017). "Numerical modelling and fragility assessment of typical freestanding building contents", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 1609-1633.
- (29) Rizzo F., Di Lorenzo G., Formisano A. and Landolfo R., (2019), "Time-Dependent Corrosion Wastage Model for Wrought Iron Structures", *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, 31 (8), pp. 04019165-1-15
- (30) Scuderi G., (2016), "Building Exoskeletons for the Integrated Retrofit of Social Housing", *Civil Engineering Journal*, 2 (6), 226-243.
- (31) Sugano S., (1981), "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 14, (4), 209-222.
- (32) Terracciano G., Di Lorenzo G., Formisano A., Landolfo R., (2014), "Cold-formed thin-walled steel structures as vertical addition and energetic retrofitting systems of existing masonry buildings", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19 (7), 850-866.
- (33) Vitiello U., Ciotta V., Salzano A., Asprone D., Manfredi G., Cosenza E, (2019), "BIM-based approach for the cost-optimization of seismic retrofit strategies on existing buildings", *Automation in Construction*, 98, 90-101.
- (34) Wenk, T., (2008). "Seismic retrofitting of structures: strategies and collection of examples in Switzerland", Federal Office for the Environment FOEN, Bern
- (35) Zhang, J., Li, H., Zhao, Y., Ren, G., (2018), "An ontology-based approach supporting holistic structural design with the consideration of safety, environmental impact and cost", *Advances in Engineering Software*, 115, 26-39.
- (36) Zwicky P., Bachmann H., "Seismic Upgrading of an auditorium building in Zurich", IABSE Symposium, San Francisco, 1995, 151-155.

PAROLE CHIAVE

Approccio integrato, esoscheletri, controventi in acciaio, riabilitazione strutturale, costruzioni esistenti in c.a.

LA RESIDENZA IN ACCIAIO “CHIAVI IN MANO” IN ITALIA

Blade House e Smart Cube, Vicenza, Italia

THE “DESIGN AND BUILD” STEEL RESIDENCE IN ITALY

Blade House and Smart Cube, Vicenza, Italy

Arch. Serena Giorgi*

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

Velocità di esecuzione, precisione nel montaggio, flessibilità e disassemblabilità sono gli obiettivi delle abitazioni Blade House e Smart Cube. Tali obiettivi sono stati raggiunti grazie alla scelta di un sistema costruttivo in acciaio e un processo edilizio basato su un modello organizzativo “chiavi in mano”.

Fast time of construction phase, definite assembly phase, flexibility and disassembly are the objectives of the Blade House and Smart Cube. These objectives have been achieved thanks to the choice of a steel construction system and a building process based on the organizational model “ design and build “.

BLADE HOUSE E SMART CUBE sono due edifici residenziali esito di un processo edilizio che si basa su tecniche *off-site*, ovvero sull'utilizzo di tecnologie costruttive prefabbricate assemblate in cantiere. I realizzatori di queste architetture si propongono come *general contractor* all'interno di una formula di organizzazione di processo basata sull'appalto “chiavi in mano” (*design and build*). Ciò significa che sia la progettazione che la costruzione dell'edificio sono affidate ad un unico soggetto che possiede al suo interno tutte le competenze di un gruppo di progettazione e di un'impresa



Fig. 1 - Blade House (in alto) e Smart Cube (in basso), Vicenza.

* Corresponding author. E-mail address: serena.giorgi@polimi.it

di costruzioni.

Lo studio di progettazione ROA, ideatore delle due abitazioni oggetto dell'articolo, costituisce un brand dell'azienda specializzata in costruzioni in acciaio Eco-steel. Questa azienda ha, infatti, acquisito nel tempo nuove risorse che hanno ampliato e rafforzato le competenze del gruppo, il quale attualmente non svolge più solo il compito di fornitore e costruttore ma riveste un ruolo attivo nella progettazione architettonica, strutturale e nel coordinamento di tutto il processo.

“Collaborazione e condivisione” sono quindi le parole d'ordine del processo di realizzazione delle case Blade House e Smart Cube (figura 1) in cui i differenti soggetti coinvolti hanno partecipato alla progettazione apportando le proprie competenze per ottenere la massima qualità compositiva e costruttiva. Tale miglioramento organizzativo porta a una maggiore stabilità di relazione tra i diversi operatori, fin dall'inizio della progettazione, anche attraverso l'utilizzo di software BIM (Building Information Modeling) che facilita la condivisione dell'informazione all'interno del gruppo di progettazione e costruzione in tutte le fasi del processo, migliorando il coordinamento e l'interazione tra i soggetti.

I VANTAGGI DELL'EDILIZIA IN ACCIAIO “CHIAVI IN MANO”

Il tipo di processo “chiavi in mano” porta a riavvicinare il progetto architettonico alla sua costruibilità. Maestranze qualificate con esperienza pluriennale portano il loro sapere durante la concezione formale dell'architettura, al fine di ottimizzare il processo di realizzazione dell'opera. Ne consegue un migliore coordinamento tra la fase progettuale e quella costruttiva che comporta molti vantaggi: da un lato vengono ridotti gli imprevisti in corso di costruzione, causa di perdite economiche e allungamento dei tempi di cantiere,

dall'altro possono essere evitati in anticipo scarti e rifiuti da costruzione, tema fondamentale nell'ambito degli obiettivi di *circular economy* in edilizia.

Grazie alla formula “chiavi in mano” e all'utilizzo del sistema costruttivo prefabbricato in acciaio, i tempi di cantiere sono molto ridotti. L'attenta e condivisa progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva, è determinante per garantire velocità e precisione nel montaggio. L'edificio può essere consegnato, completo di ogni finitura, dopo cinque mesi dall'approvazione del progetto (figura 2). La tecnica costruttiva in acciaio oltre ad accorciare le tempistiche, offre una maggiore flessibilità all'edificio permettendo modifiche e ristrutturazioni durante il ciclo di vita. Ciò è garantito anche dalla scelta di pacchetti costruttivi a secco, che risultano più leggeri e più facili da smontare nelle fasi di manutenzione e ristrutturazione. La bullonatura, utilizzata per l'assemblaggio dei componenti strutturali, dà la possibilità di ottenere un edificio facilmente disassemblabile a fine vita, facilitando così il recupero degli elementi metallici. Ciò comporta un beneficio sia dal punto di vista ambientale, dovuto al riuso/riciclo del materiale, sia dal punto di vista economico, dovuto al valore intrinseco all'acciaio.

BLADE HOUSE

Il primo esempio è rappresentato dall'abitazione “Blade House” realizzata nel 2017 a Thiene in provincia di Vicenza. L'edificio, da un lato, si apre verso il verde circostante attraverso un'ampia vetrata, creando una sorta di diretta relazione tra interno ed esterno; dall'altro lato, si presenta prevalentemente opaco, come per voler garantire un maggiore livello di privacy agli abitanti, schermandosi dagli edifici che lo circondano (figura 3). I due affacci contrastanti, si possono distinguere anche attraverso i due corpi che carat-

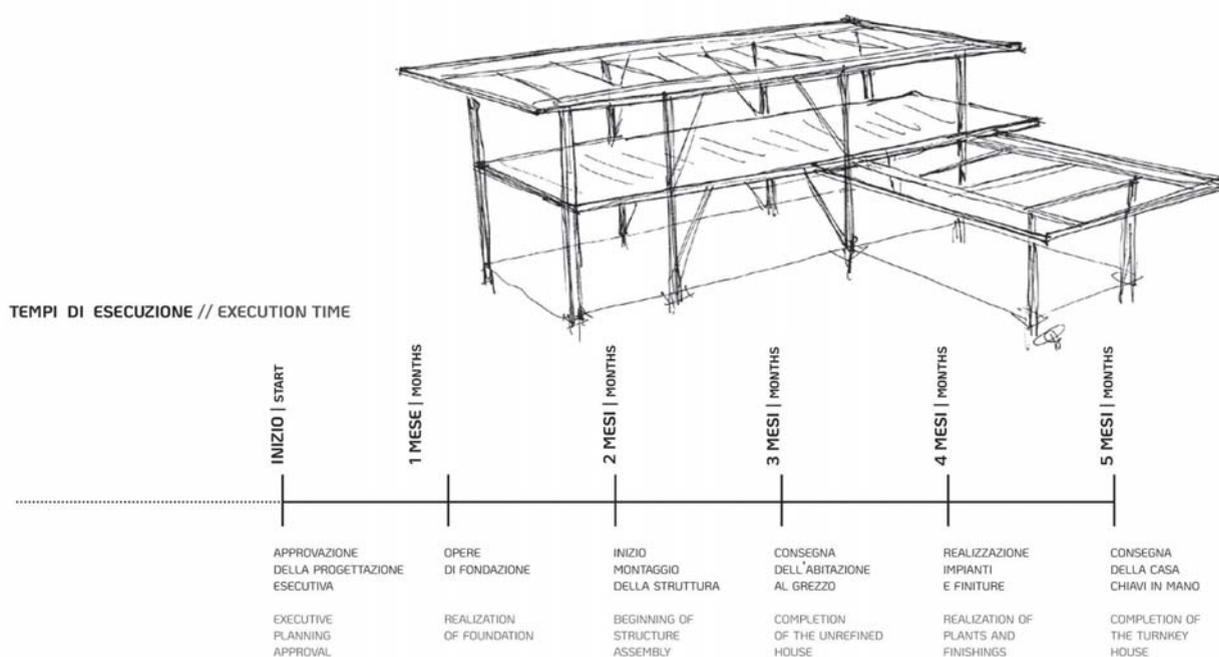


Fig. 2 - Tempi di esecuzione dell'edificio in acciaio “chiavi in mano”.

terizzano la volumetria dell'edificio: il primo è prevalentemente trasparente, sovrastato da un'imponente falda che, osservata dal giardino, sembra quasi fluttuare sul terreno. Il secondo volume è monolitico, con aperture contenute e con copertura piana (figura 4). Questa divisione si percepisce anche nell'articolazione degli ambienti interni: lo spazio servito, costituito da zone giorno e zone per attività ricreative, è disposto verso il giardino, sotto la grande falda a sbalzo, mentre i locali di servizio sono disposti all'interno del volume opaco.

Queste scelte formali della prima fase progettuale trovano subito risposta e costruibilità nella tecnologia costruttiva utilizzata. L'utilizzo di un sistema costruttivo in acciaio e x-lam permette la leggerezza della copertura a sbalzo (figure 5-6).

La struttura portante è costituita da 16 colonne in acciaio con zincatura a caldo: quattordici HEA 220 rimangono inglobate nelle pareti perimetrali e due tubolari a sezione circolare di diametro 160 mm rimangono a vista, frontalmente alla grande vetrata sottostante la copertura a sbalzo (figure 7-8). Tutte le colonne sono collegate alle fondazioni tramite tirafondi annegati all'interno del calcestruzzo. In particolare, in officina, la base inferiore della colonna viene saldata alla piastra di base e agli elementi di irrigidimento e, una volta in cantiere, la piastra di base viene posizionata sopra a uno strato di materiale polimerico e agganciata ai tirafondi tramite rondelle e dadi (figure 9-10). L'edificio internamente risulta disposto su due quote differenti create dall'utilizzo di diverse altezze di vespaio areato (figura 11). Le travi in acciaio hanno diverse dimensioni: HEA 280, IPE 270 e IPE 220 (figure 12-13). Molto interessante è la struttura a sbalzo caratterizzante l'edificio: essa è costituita da travi in acciaio a mensola con sezione variabile al fine di garantire una migliore risposta alle sollecitazioni causate dallo sbalzo (figure 14-15). La maglia strutturale presenta inoltre due controventi realizzati con profilati UPN 140 per migliorare la rigidità dell'intera struttura.

Il tempo di montaggio della struttura metallica ha comportato solo tre giorni di lavoro (figure 16-17-18). Le parti metalliche lasciate



Fig. 3 - Blade House, vista della falda a sbalzo.



Fig. 4 - Blade House, contrapposizione dei volumi trasparente ed opaco.

a vista, come le colonne circolari in facciata, sono state verniciate in officina e poi ritoccate in cantiere. Il trasporto dei componenti dall'officina al cantiere è avvenuto interamente su gomma.

Il solaio di copertura in x-lam risulta agganciato all'ala superiore delle travi. Sopra si trova un doppio strato di isolamento rinforzato con elementi in legno; quindi, sono presenti gli strati di impermeabilizzazione e di finitura.

La chiusura verticale opaca è di tipo leggero costituito da una sottostruttura resistente di profili in acciaio zincato e pannelli rigidi in calcio silicato. L'intercapedine interna delle pareti perimetrali è interamente riempita di materiale isolante.



Fig. 5 - Blade House, utilizzo di struttura in acciaio e solaio in x-lam.



Fig. 6 - Blade House, struttura delle falde a diversa inclinazione.

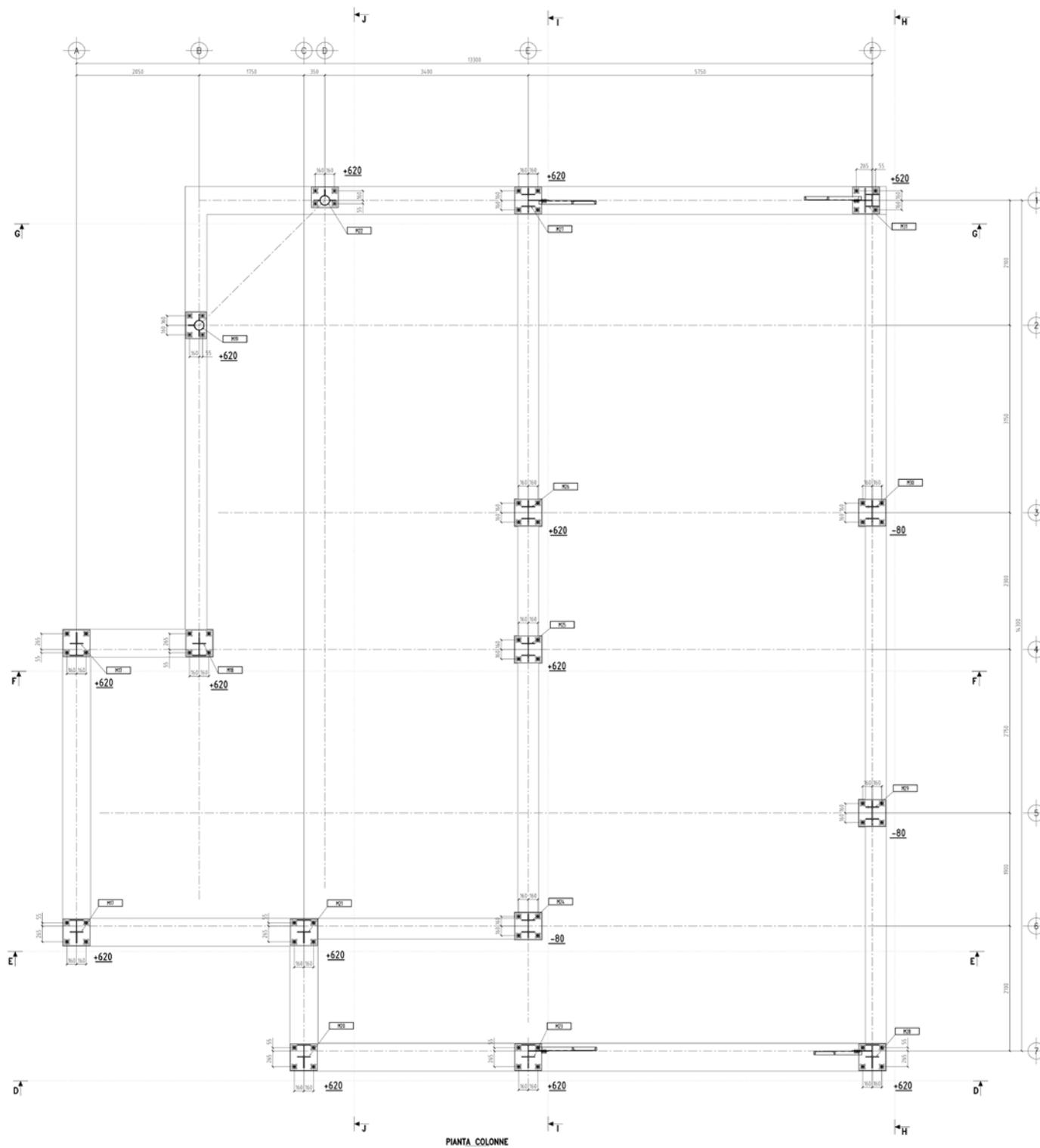


Fig.7 - Blade House, planimetria strutturale della maglia delle colonne.

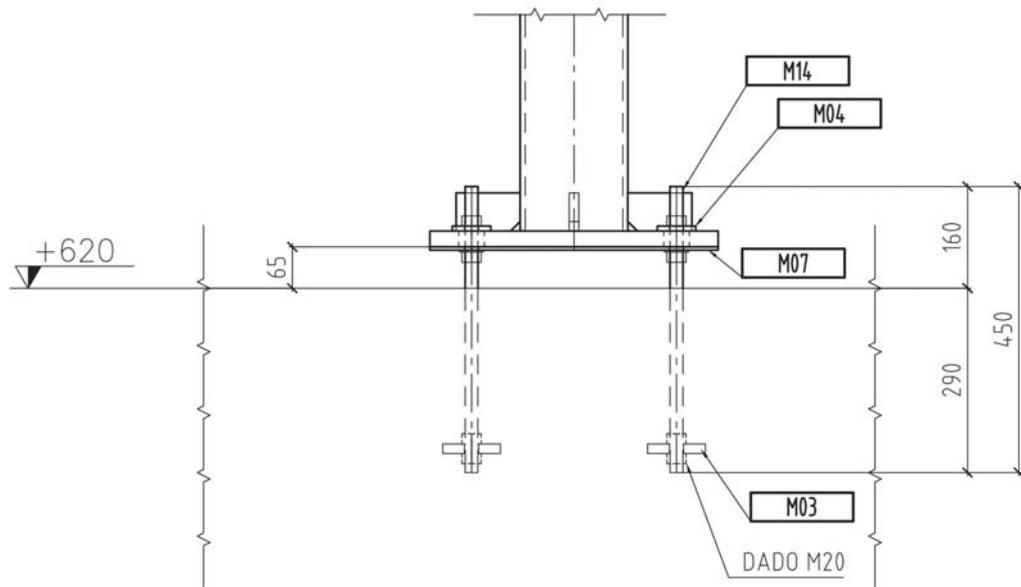


Fig.8 - Blade House, connessione a terra della colonna.



Fig.9 - Blade House, posa delle colonne.



Fig.10 - Blade House, posa delle colonne.

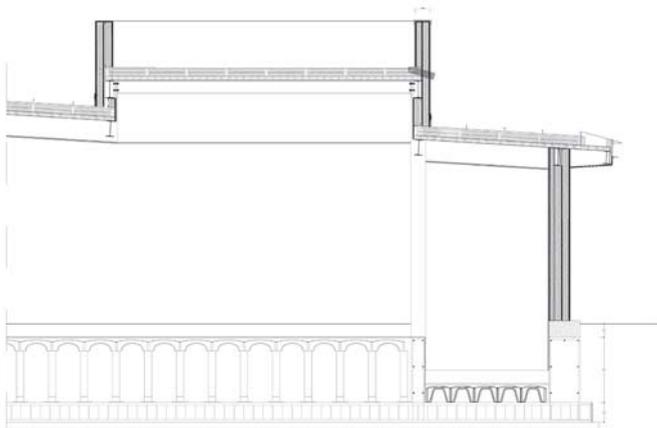


Fig.11 - Blade House, sezione del volume opaco con copertura piana.

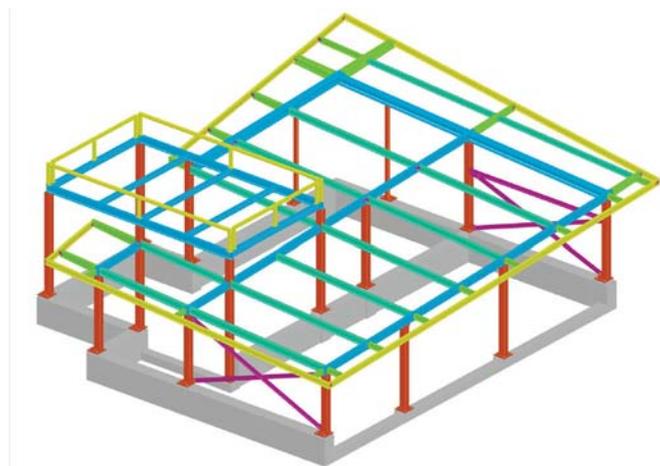


Fig.13 - Blade House, modello della struttura portante.

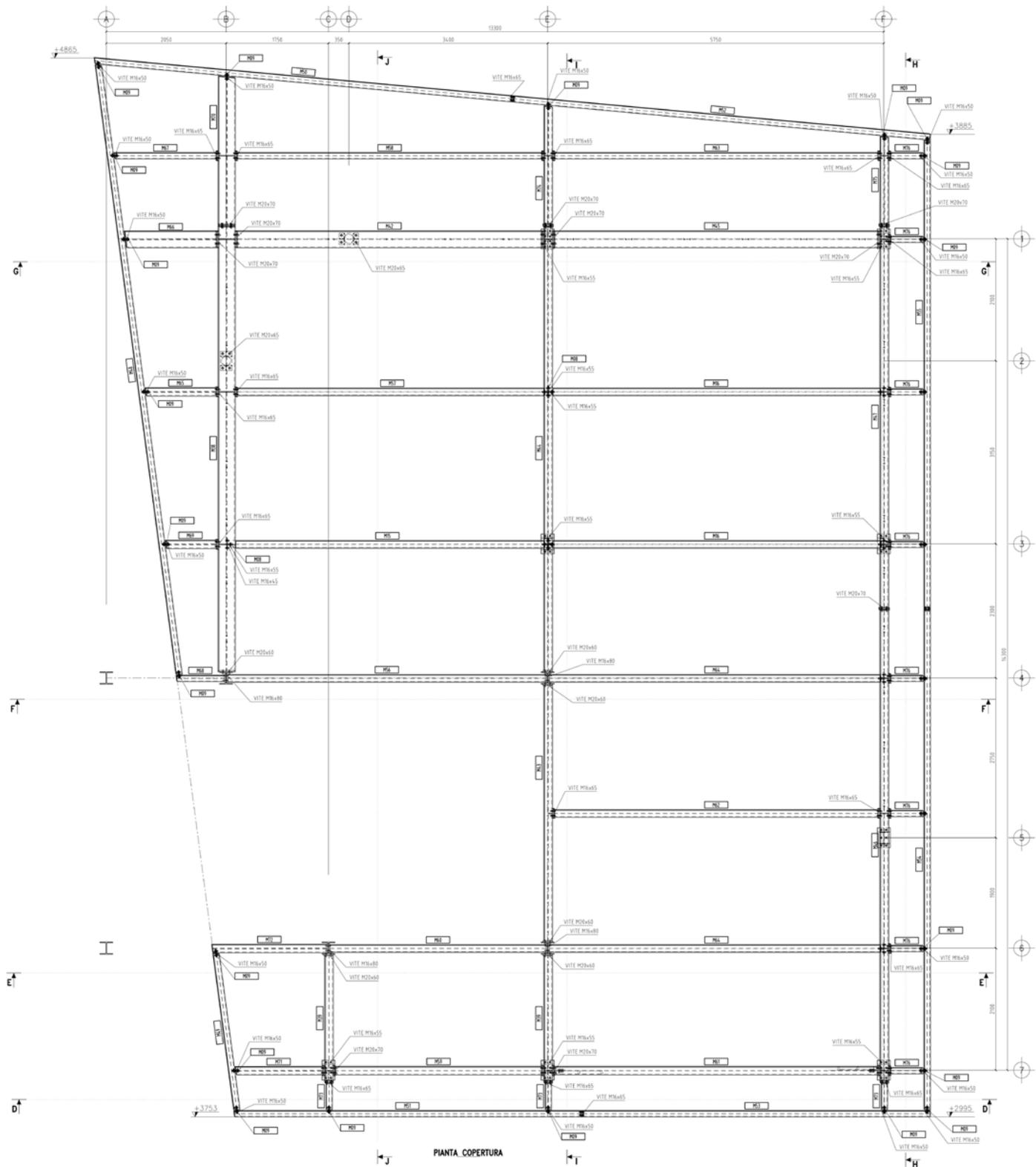


Fig.12 - Blade House, planimetria strutturale della copertura.



Fig. 19 - Smart Cube, vista frontale dell'abitazione.



Fig. 20 - Smart Cube, vista laterale degli elementi di frangisole.



Fig. 21 - Smart Cube, motivi geometrici prospettici degli elementi di frangisole, vista dal basso.

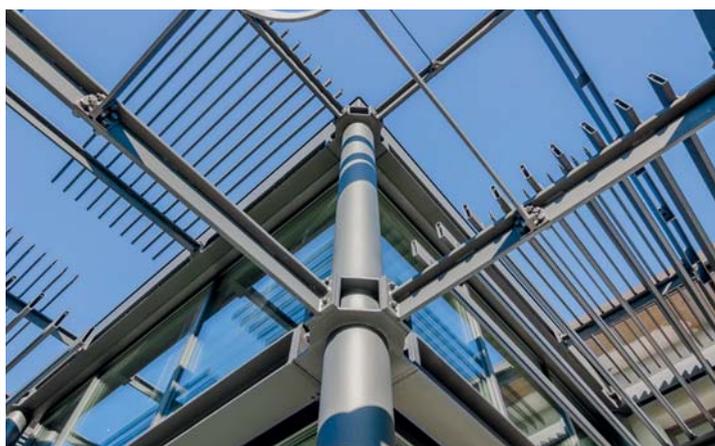


Fig. 22 - Smart Cube, struttura a sbalzo a sostegno degli elementi di frangisole.

l'abitazione, fungono da frangisole (figure 20-21-22).

L'aggiunta si presenta come uno spazio a doppia altezza che si pone in aderenza al lato dell'edificio esistente. La struttura è costituita da una maglia di 4 colonne in acciaio, precisamente una colonna HEA 240, che rimane inglobata nella chiusura perimetrale verticale, e altre tre colonne in profilato tubolare di acciaio a sezione circolare di diametro 244,5 mm e 6 mm di spessore che vengono lasciate a vista (figura 23). Le colonne sono ancorate a terra tramite saldatura su piastre di base in acciaio, a loro volta fissate tramite tirafondi di diametro 24 mm annegati in malta antiritiro (figura 24).

Le travi sono elementi caratterizzanti del progetto in quanto vengono sempre lasciate a vista, sia internamente all'abitazione sia esternamente, e sono di due tipi: HEA 220 le travi principali che collegano in interpiano e in copertura le quattro colonne, e IPE 200 quelle che si trovano come travi secondarie in copertura. Inoltre, sono particolarmente caratterizzanti le travi, tipo a T con dimensione 80x120 mm, che costituiscono i due sbalzi a sostegno dei frangisole (figure 25-26). L'elemento di cordolo della struttura a sbalzo è composto da due piatti di altezza 220 mm e spessore 8 mm posizionati parallelamente e saldati a elementi metallici a loro ortogonali (figura 27). Gli elementi frangisole sono in acciaio e fissati senza possibilità di movimentazione alle travi a T. Al fine di velocizzare la posa dei

frangisole, direttamente in officina sono state saldate sulle travi a T alette metalliche a L utili al loro fissaggio. In cantiere, i frangisole sono stati semplicemente bullonati alle alette.

Interessati sono i nodi strutturali disegnati per facilitare l'assemblaggio delle varie parti d'opera della struttura (figura 28). In officina vengono saldati alle colonne i pezzi speciali necessari per l'aggancio delle travi. I pezzi speciali terminano con dei piatti ai quali, in cantiere, vengono bullonate le travi HEA 220 anch'esse terminanti con piatti in acciaio pre-saldati *off-site* e le travi a T che costituiscono gli elementi a sbalzo di supporto ai frangisole. In copertura sono aggiunte due travi secondarie IPE 200 (figure 29-30-31-32).

Le parti metalliche, quasi interamente lasciate a vista, sono verniciate in officina e solo ritoccate in cantiere. Tutte le parti vengono portate dalla carpenteria al cantiere tramite trasporto su gomma. In questo caso il tempo di montaggio della struttura metallica è stato di una settimana (figure 33-34-35-36).

La copertura è piana ed è costituita da un solaio in lamiera grecata collaborante fissata all'ala superiore delle travi. Sopra il getto in calcestruzzo del solaio, si trova lo strato di isolamento termico, l'impermeabilizzazione e la finitura superficiale (figura 37).

La chiusura verticale opaca, posizionata in modo da bloccare la vista verso gli edifici esistenti e privilegiando così l'apertura verso

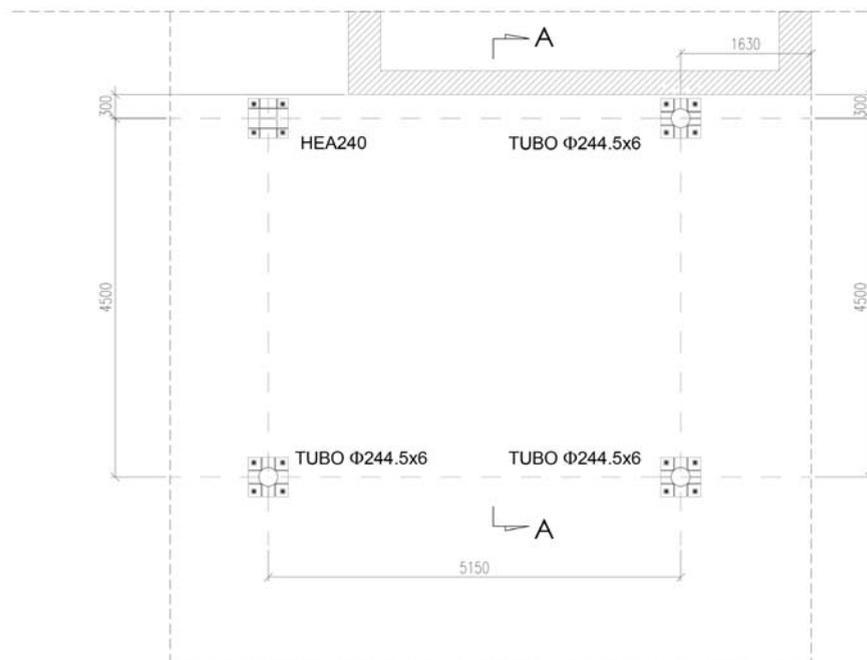


Fig.23 - Smart Cube, planimetria strutturale della maglia delle colonne.

il verde, è costituita da un setto a secco, rivestito anch'esso con materiale metallico. Le restanti chiusure verticali sono completamente trasparenti, costituite da vetrate a tutta altezza che si aprono sulla campagna, ristabilendo un contatto con la natura circostante. Le ampie vetrate sono costituite da telai in alluminio a taglio termico e triplo vetro (figura 38).

GARANZIA E SEMPLICITÀ

L'organizzazione del processo edilizio e il prevalente riferimento a tecniche costruttive *off-site*, permettendo di definire anticipatamente in dettaglio tutti i nodi costruttivi e i relativi tempi di esecuzione, rispondono alle sempre più stringenti richieste della committenza

per quanto riguarda la certezza sui tempi di cantiere e sui costi, riducendo in modo significativo le varianti in corso d'opera. Si tratta di un approccio al processo edilizio che in questi anni sta trovando anche in Italia una certa diffusione in ambito industriale e terziario e che vede anche alcune applicazioni sperimentali in ambito residenziale, come testimoniano i due edifici qui descritti. Al di là dell'interesse per gli aspetti relativi all'organizzazione dell'intero processo di progettazione e costruzione la Blade House e la Smart Cube dimostrano ancora una volta le potenzialità della carpenteria metallica nel caratterizzare da un punto espressivo l'edilizia residenziale a partire da una originale interpretazione del tema della costruzione *off-site*.

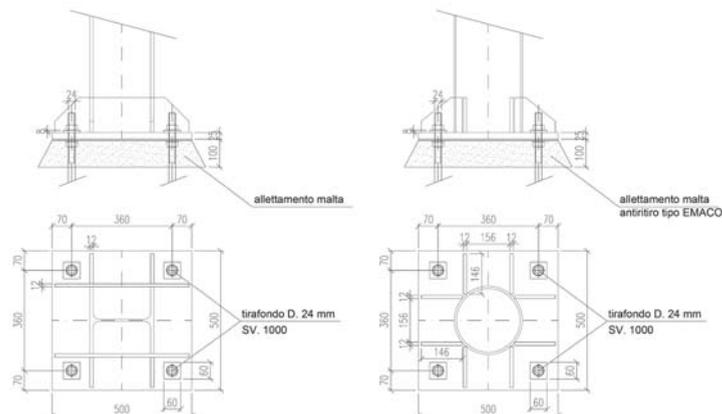


Fig.24 - Smart Cube, connessione a terra della colonna tubolare e dei profilati HEA.

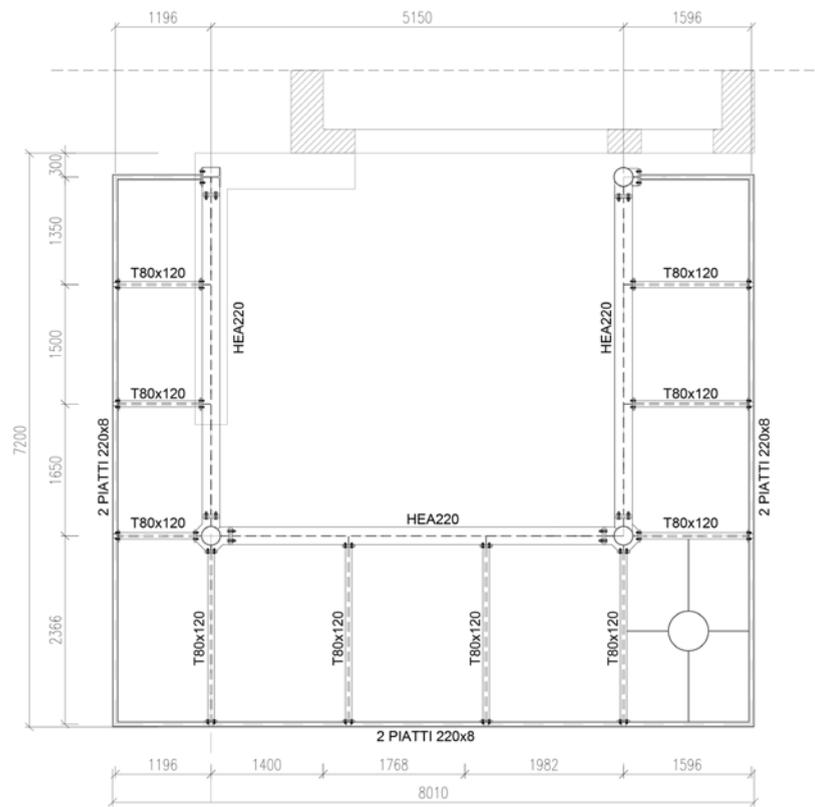


Fig.25 - Smart Cube, planimetria strutturale dello sbalzo frangisole.

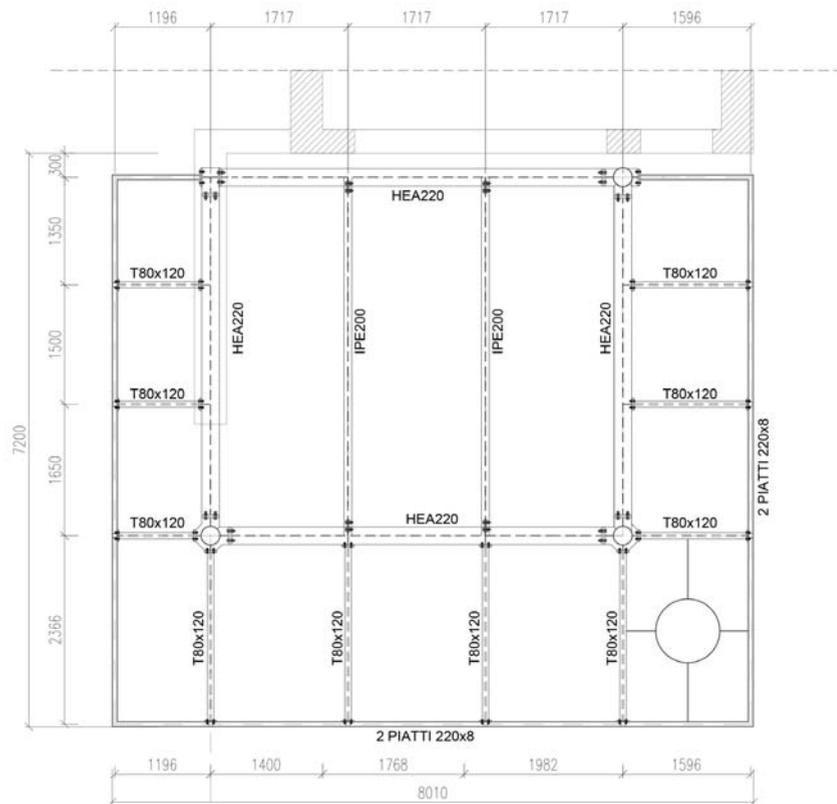


Fig.26 - Smart Cube, planimetria strutturale della copertura.



Fig.27 - Smart Cube, elemento di cordolo della struttura a sbalzo.



Fig.28 - Smart Cube, nodo di aggancio tra colonna e travi in copertura.

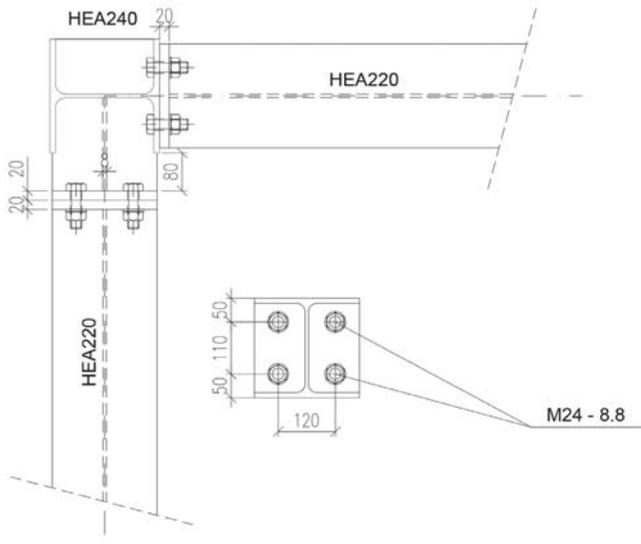


Fig.29 - Smart Cube, nodo tra colonna HEA e trave HEA.

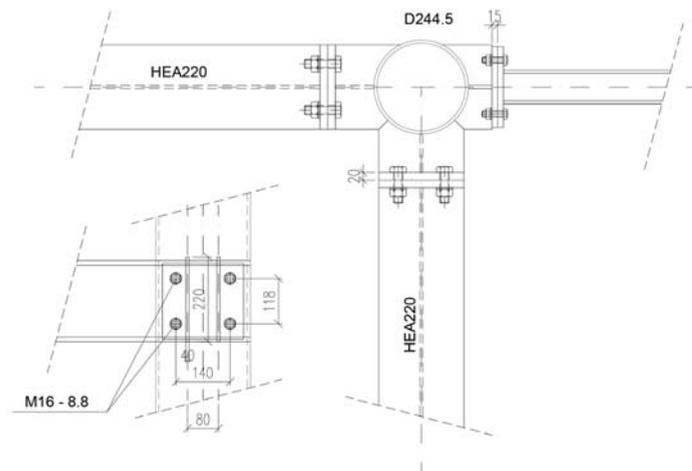


Fig.30 - Smart Cube, nodo tra tubolare circolare e trave HEA.

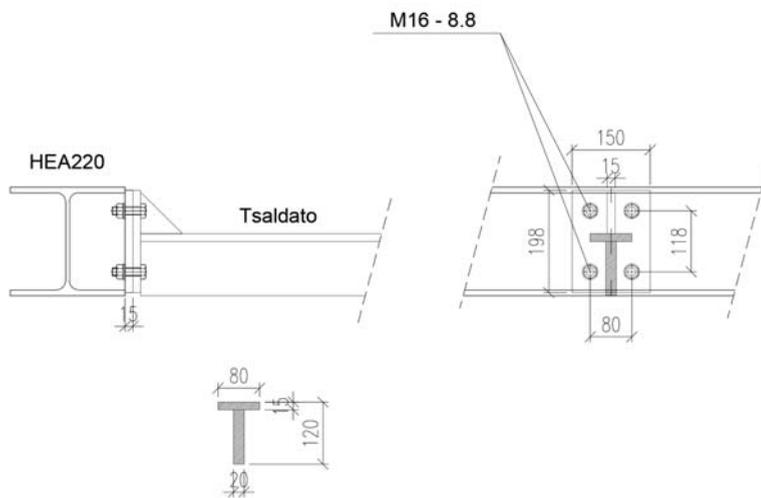


Fig.31 - Smart Cube, nodo tra trave HEA e trave a T supporto frangisole.

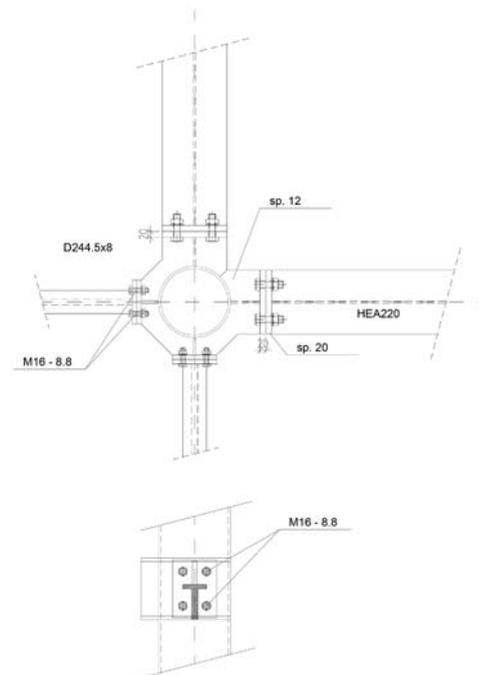


Fig.32 - Smart Cube, nodo tra tubolare circolare, trave HEA e trave a T supporto frangisole.



Fig.33 - Smart Cube, posa delle colonne a tutta altezza.



Fig.34 - Smart Cube, aggancio delle travi a T supporto frangisole.



Fig.35 - Smart Cube, aggancio dei cordoli della struttura a sbalzo per frangisole.



Fig.36 - Smart Cube, realizzazione della parete opaca.

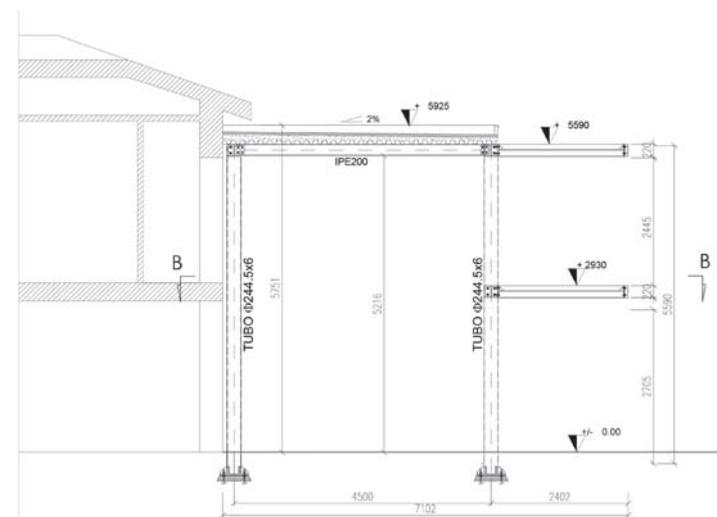


Fig.37 - Smart Cube, sezione con stratigrafia del solaio di copertura.

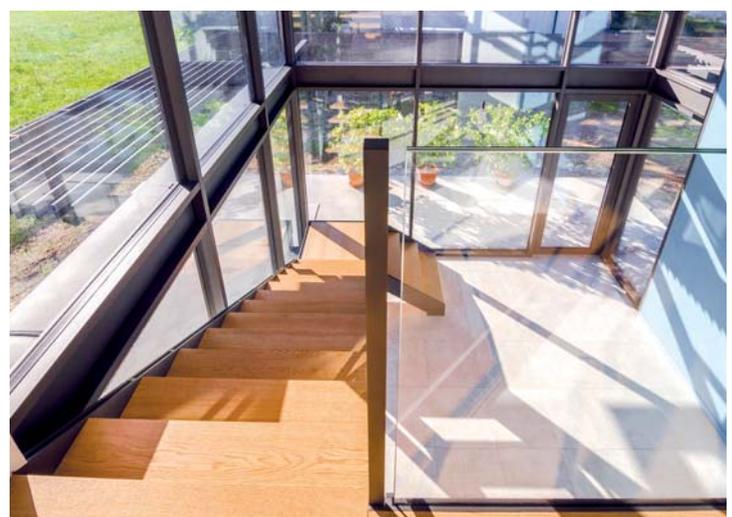


Fig.38 - Smart Cube, vista interna dell'involucro trasparente.

EDILIZIA E ACCIAIO, MATERIALE ANTICO E PIÙ CHE MAI MODERNO

BUILDINGS AND STEEL, AN ANCIENT AND MORE THAN EVER MODERN MATERIAL

Ing. Paolo Faraoni*

FLM Engineering, Fano - Italia

Si descrive, attraverso l'illustrazione di un progetto reale, la tecnica di progettazione globale di edifici civili con struttura d'acciaio realizzati a secco. La progettazione riguarda non soltanto le strutture in acciaio, i solai ed i pannelli di copertura e pareti, ma anche l'impiantistica, ed è realizzata con metodologia BIM che consente un completo controllo non solo della progettazione ma anche della realizzazione, introducendo nell'intero ciclo un livello di precisione da opera di ingegneria meccanica, con grandi vantaggi in termini di affidabilità, risparmio di tempo e contenimento dei costi.

The global design technique for dry constructions with a steel structure is described through the illustration of a real project. The design concerns not only steel structures, floors and roof panels and walls, but also plant engineering, and is realized with BIM methodology that allows a complete control not only of the design but also of the realization, introducing in the whole cycle a level of precision by mechanical engineering, with great advantages in terms of reliability, time savings and cost containment..



*Corresponding author. Email: p.faraoni@flmengineering.it

I PROGETTISTI DI STRUTTURE METALLICHE, o meglio, gli appassionati dell'acciaio, durante la loro vita professionale hanno dovuto rispondere spesso alla domanda "è più conveniente realizzare una struttura in calcestruzzo, in muratura o in acciaio?". La risposta per loro era ovvia: "l'acciaio inserito in un contesto progettuale completo è più vantaggioso di altri sistemi costruttivi". Ma poi, ascoltata la risposta accompagnata dalle necessarie motivazioni, l'ascoltatore, poco avvezzo al ragionamento complesso ma molto abile nel conteggio del denaro, la maggior parte delle volte, ha scartato l'opzione acciaio: "troppo complicato". Ma, fortunatamente o sfortunatamente, a secondo del punto di vista, il sistema dell'edilizia tradizionale del mattone e del calcestruzzo ha cominciato a cambiare:

- l'edilizia da forma di investimento si è trasformata in edilizia di scopo;
- le approssimazioni e le tolleranze utilizzate dal muratore per la realizzazione di un'opera in muratura o in calcestruzzo armato, non sono più accettabili;
- le soluzioni tecniche utilizzate sono eccessivamente onerose e non più economiche se si vogliono rispettare le regole sull'efficienza energetica e sull'economia circolare;
- le opere, oggi si è consapevoli, non sono più eterne.

A seguito di queste semplici valutazioni e da appassionati di utilizzo dell'acciaio ci siamo posti questa domanda:

È possibile pensare ad un sistema costruttivo, costituito da componenti standard, reperibili sul mercato, assemblabili da chiunque, che accoppiato con le strutture in acciaio ne esalti le caratteristiche sino a raggiungere una serie di obiettivi estremamente importanti?

Questi obiettivi sono:

- semplicità costruttiva;
- versatilità di utilizzo;
- standardizzazione, senza rinunciare all'adattamento a qualsiasi progetto;
- elevati standard di progettazione a costi sostenibili;
- facilità di costruzione, che in questo caso diventa di assemblaggio;
- nuovo modello per le imprese;
- efficienza energetica;
- garanzia del ciclo di vita (LCA);
- rispetto dei CAM;
- certificazione del fabbricato;
- essere così conveniente da giustificare l'impiego anche per micro-interventi.

Abbiamo deciso di iniziare un percorso di apprendimento che, ogni giorno, ci imponeva delle scelte di ammodernamento del sistema di progetto e un conseguente cambio di passo sull'approccio. Era il lontano 2006, quando abbiamo deciso, di dedicare una parte del nostro tempo allo studio di un nuovo sistema.

Siamo rientrati nelle officine, abbiamo condiviso i problemi con chi secondo noi era più innovativo, abbiamo approfondito la conoscenza sui sistemi costruttivi a "secco".

La prima informazione che abbiamo ottenuto è stata che per poter utilizzare quel sistema avevamo la necessità di utilizzare un materiale per lo scheletro come l'acciaio, perché, è lavorato in officina con tolleranze dell'ordine del millimetro.

Siamo rientrati nelle officine, abbiamo insegnato qualcosa, abbiamo appreso tante cose, come la difficoltà del costruire, la necessità di produrre progetti leggibili e dotati di informazioni chiare.

Il progetto esecutivo confezionato con tutte le informazioni tecniche, saldature, bulloneria, che redigevamo per Tedeschi e Nord Americani era necessario sempre.

Applicato il metodo, abbiamo ottenuto i primi risultati: progetto chiaro, pesi esatti, preventivazione dei costi praticamente senza errori, controllo dell'esecuzione in officina, in cantiere il controllo per l'assemblaggio!

Poi abbiamo cominciato a studiare l'involucro esterno e lo abbiamo pensato stratificato costituito da un pacchetto performante. La parete così pensata aveva due necessità: quelle di rimanere solida ed ermetica, ma tutto questo poteva avvenire con un assemblaggio su uno scheletro con tolleranze ridotte.

Era necessario confrontarsi con gli assemblatori per cercare di eliminare la maggior parte di criticità che potevano emergere in sede di montaggio.

In quell'occasione abbiamo capito, grazie all'esperienza sul campo, che si poteva redigere un bellissimo progetto, ma se non si avevano a disposizione dei bravi assemblatori tutto sarebbe stato vano.

Così abbiamo pensato di far incontrare la carpenteria metallica con montatori e cartongessisti. Da quell'incontro sono emerse una serie di soluzioni che nella loro ottimizzazione hanno permesso, a tutte le parti, di ottenere il meglio in ogni fase di lavoro. Eravamo pronti, ma era necessario incontrare anche gli installatori di impianti meccanici assieme all'impresa che si sarebbe occupata delle opere edili.

In quella occasione ci siamo resi conto che, mentre con chi era abituato a leggere i progetti esecutivi si poteva avere un confronto tecnico, con le imprese edili e gli impiantisti tutto si complicava, perché erano legati ai loro sistemi e metodi a cui non volevano rinunciare: "tutto doveva essere deciso in cantiere!".

Per risolvere il problema abbiamo fatto la scelta di utilizzare un nuovo sistema di progetto, che attraverso la creazione del modello tridimensionale ci permetteva la costruzione virtuale dell'edificio, con tanto di informazioni sui componenti e sulla tecnica costruttiva: siamo passati al sistema B.I.M..

Da quel momento abbiamo dovuto lavorare con due sistemi, il sistema CAD per i progetti di edilizia tradizionale, e imparare il

sistema B.I.M. per le costruzioni in struttura metallica e non solo. La scelta è stata vincente, perché l'utilizzo dell'acciaio, che lascia ben poco spazio all'improvvisazione in cantiere, associato all'utilizzo del sistema B.I.M., ci ha permesso di creare un modello tridimensionale semplice, versatile e veloce.

L'utilizzo dell'acciaio assieme ai nuovi sistemi di progettazione e al nuovo metodo di approccio al progetto era un connubio ideale sia per le grandi opere, che per i piccoli interventi.

Abbiamo compreso che era giunto il momento di partire, di dare una nuova spinta a tutto il sistema che comprendesse anche il cambiamento della nostra mentalità: essere professionisti e assumere con risolutezza anche la veste del costruttore virtuale e del coordinatore del cantiere nel pieno rispetto delle norme che regolano l'edilizia.

Eravamo riusciti, con l'aiuto dei nostri partner, ad adattare un sistema di progetto nato e pensato per le grandi opere, alla casa singola, creando una banca dati dell'intero edificio, che è un libretto del fabbricato con tanto di istruzioni di uso e manutenzione.

IL PROGETTO, ESPERIENZE E RISULTATI.

Il progetto per la costruzione di una casa monofamiliare è solo l'esempio di come il sistema a secco possa essere utilizzato per ogni tipo di edifici.

L'approccio per la redazione del progetto si basa su un rapporto di stretto scambio di informazioni con il committente per l'individuazione e la definizione delle condizioni di utilizzo dell'edificio, dei livelli di efficienza energetica che si vuol raggiungere, delle scelte dei materiali e della strategia di utilizzo a fine vita. Definito, poi, l'aspetto formale dell'edificio e la sua distribuzione plano-altimetrica la prima parte si completa con l'analisi di fattibilità amministrativa ed economica dell'intervento.

Da questo momento entrano in campo tutte le tecniche di progetto che in contemporanea sono gestite nel sistema B.I.M. per la redazione del progetto esecutivo che si concretizza con l'emissione di un modello virtuale che contiene tutte le informazioni sui materiali.

Successivamente si genera la sequenza delle fasi di costruzione e assemblaggio coordinato con la pianificazione economica.

Tutto questo sistema, che ben si applica alle grandi opere, con l'intervento di tante professionalità che sono giustificate dagli elevati costi di progetto, è ora applicabile anche ai piccoli interventi che hanno ridotti costi di progettazione.

Nelle figure 1-6 sono illustrate le varie fasi della redazione del progetto.

L'impiego dell'acciaio che è un materiale duttile, resistente, resiliente ed è costruito con precisione, esalta le potenzialità del sistema B.I.M. che permette di costruire in modo virtuale un modello tridimensionale dell'edificio corredato di tutte le



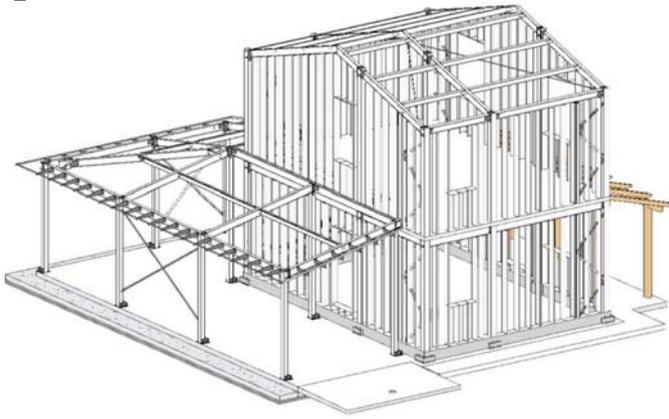
Fig. 1- Modello tridimensionale "vestito"

informazioni.

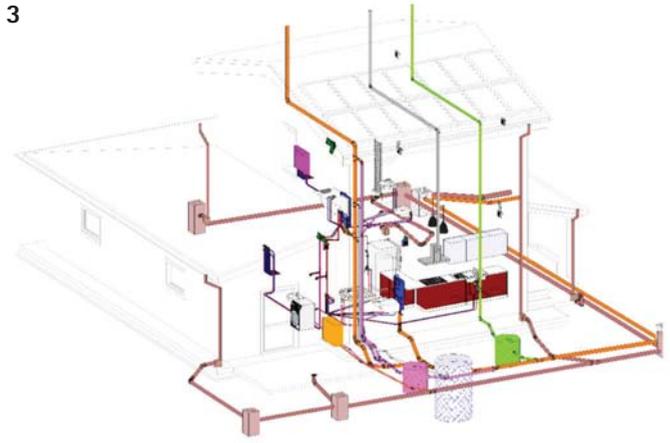
I quattro aspetti principali del progettare con la tecnologia a secco un edificio si possono individuare in:

- **Sicurezza dell'edificio:** le azioni esterne che agiscono sulla struttura, comprese quelle sismiche, non devono rendere l'edificio insicuro o peggio inutilizzabile. Le strutture devono essere resilienti e ancora efficienti dopo le perturbazioni dovute all'azione dei carichi esterni.
- **Rispetto dei costi di costruzione, e mantenimento del valore nel tempo:** la versatilità e i criteri di economicità di gestione dell'edificio, i cicli di manutenzione sono nel manuale di uso e manutenzione che permette di verificare e vedere tutte le caratteristiche dei componenti. Il risultato è visibile o nel modello virtuale *as built* o nel registro di cantiere in cui sono presenti tutte le fotografie scattate durante il corso di

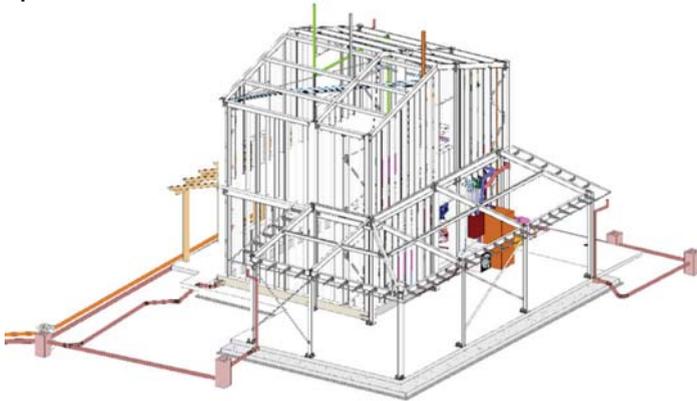
2



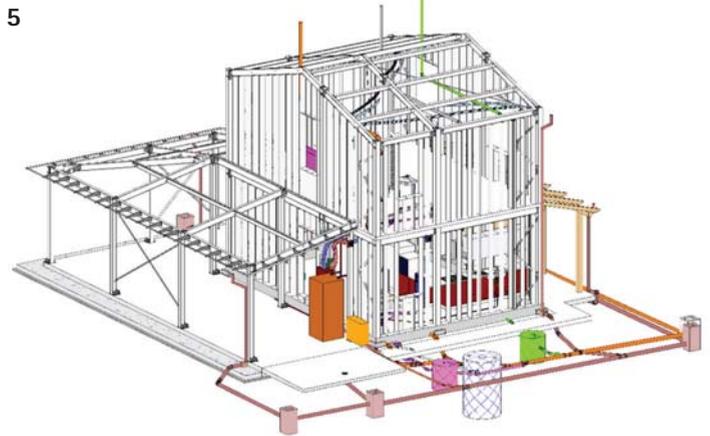
3



4



5



6



Fig. 2 - Struttura "scheletro". Fig. 3 - Impianti. Fig. 4 - Fig. 5 - Struttura e Impianti. Fig. 6 - Stratificazione involucro con indicazione dei materiali

costruzione dell'immobile.

- **Confort abitativo:** l'efficientamento energetico e il confort devono essere garantiti con una serie di soluzioni che siano in grado di mantenere la loro efficienza e versatilità costante nel tempo.
- **Qualità architettonica:** la qualità architettonica del progetto e l'aspetto formale dell'edificio devono soddisfare in pieno l'esigenza della committenza.

Il sistema costruttivo, grazie alla sua versatilità, non inibisce scelte di carattere architettonico. Consente ad una committenza attenta ai temi ambientali, di poter effettuare scelte sui materiali e sulle tecniche costruttive orientate verso l'economia circolare. Esaminiamo più in dettaglio i quattro aspetti.

Sicurezza dell'edificio.

La sicurezza dell'edificio è intesa come capacità di risposta della struttura alle azioni esterne, carichi statici verticali e azioni orizzontali quali vento e sisma.

L'acciaio è un materiale che ha elevate caratteristiche di robustezza, duttilità e durabilità, e si presta più di altri materiali a formare strutture adatte a risolvere problemi di statica.

Negli edifici la tipologia più impiegata è quella delle strutture a telaio, che siano esse controventate o no, a nodi fissi o spostabili, con nodi rigidi o semirigidi, progettate come dissipative o meno. La scelta della tipologia di struttura, a parità di risposta, è legata al rapporto tra la semplicità di progettazione e di costruzione ed i requisiti di economicità.

Questo tipo di valutazione, che a prima vista sembra dispendiosa dal punto di vista del calcolo strutturale, se impostata nella fase iniziale del progetto, porta ad una serie di economie, sui tempi complessivi di progettazione, non trascurabili.

Lo studio preliminare di un modello semplificato, effettuato con i moderni sistemi di elaborazione strutturale, consente di effettuare una rapida verifica e valutazione:

- del corretto pre-dimensionamento della struttura;
- del corretto pre-dimensionamento dei giunti;
- del corretto pre-dimensionamento della fondazione;
- della scelta dei materiali.

Per chi non utilizza i sistemi B.I.M. questa azione potrebbe a primo approccio sembrare non importante. In realtà è fondamentale perché i componenti strutturali sono agganciati:

all'informazione:

sulla qualità dell'acciaio;

sul posizionamento e tipologia dei controventi bulloneria, saldature;

sui calcestruzzi per le fondazioni e relativa armatura, sulla definizione della tipologia di orizzontamenti

al modello;

il modello tridimensionale della struttura è integrato nel

progetto esecutivo architettonico, per ogni aggiustamento e modifica effettuati è possibile vedere le interferenze tra componenti.

In ogni step della redazione del modello 3D si ha il controllo della piena conformità con quanto progettato per le strutture.

L'ottimizzazione del processo di progettazione è spinta fino al posizionamento degli ancoraggi dei ponteggi sulla struttura portante.

Il primo vantaggio è la valutazione dei costi e dei tempi di esecuzione, da quando la struttura sarà costruita in officina a quanto sarà successivamente assemblata in cantiere.

L'elaborazione del progetto strutturale all'interno del progetto esecutivo complessivo impone anche la costruzione virtuale del modello che sarà poi lo schema di base per l'assemblaggio in cantiere.

La geometria dei componenti, lo spazio fisico occupato, l'attenzione ai dettagli per le coibentazioni, alle interferenze con gli impianti, sono azioni che portano vantaggi perché permettono di eliminare una serie di micro-problemi che si affrontavano in cantiere e che spesso in passato erano lasciati all'iniziativa del costruttore o del muratore.

Se solo si pensa a quanto dobbiamo pensare, come strutturisti, per posizionare i controventi all'interno dell'involucro dell'edificio a progetto definito: con il B.I.M. il posizionamento è stabilito nel progetto di fattibilità in accordo con il progettista.

Se poi rivolgiamo la nostra attenzione alla Direzione dei Lavori, ci rendiamo conto di avere a disposizione le distinte dei materiali, con le relative caratteristiche meccaniche, le specifiche di costruzione e, in piena conformità con quanto indicato dalla UNI EN 1090-1 e 2, siamo in possesso di tutto quanto necessario per redigere, il Capitolato Tecnico e la Specifica di Esecuzione che include i capitoli sia dei controlli di accettazione che di costruzione.

L'ulteriore vantaggio di questo sistema è quello di potersi confrontare con tutti gli attori del processo di costruzione prima dell'inizio dei lavori.

L'aver definito il modello 3D in tutti i suoi aspetti impone di definire, prima dell'inizio dei lavori, tutte le imprese che parteciperanno all'esecuzione dell'opera.

Gli incontri di brain storming con tutti i costruttori, permettono la definizione di quei dettagli che, se anticipatamente concordati, portano dei vantaggi significativi durante gli assemblaggi in cantiere.

In conclusione, la possibilità di realizzare la struttura portante in acciaio, con tolleranze costruttive dell'ordine del millimetro, consente di prevedere in sede di progettazione 3D tutta una serie di azioni che saranno di ausilio per le fasi successive di lavorazione.

L'acciaio, in questo caso, è estremamente performante perché:

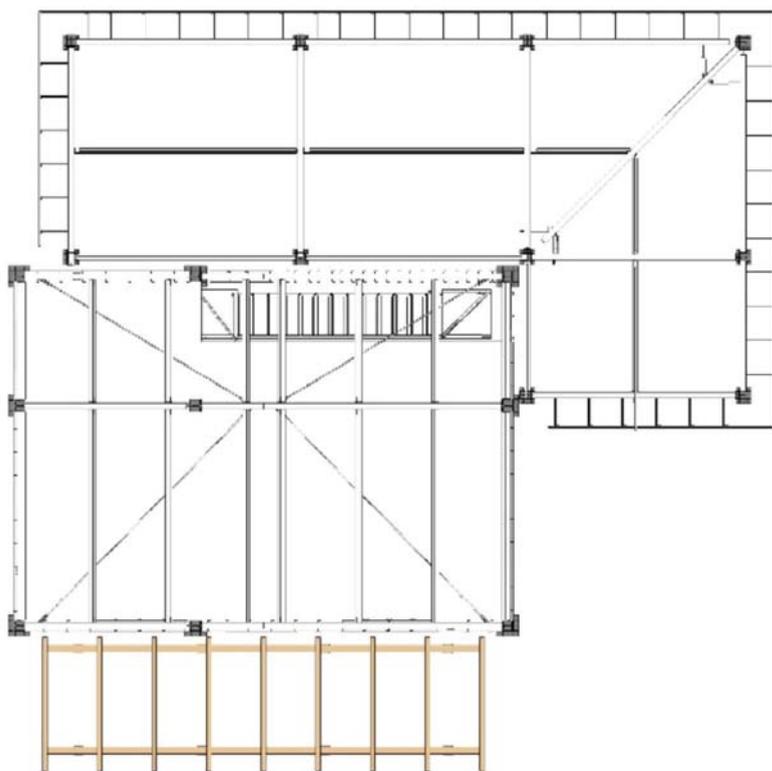


Fig. 7 – Pianta delle colonne della struttura

- è un materiale che dà una risposta elevata alla domanda di progetto;
- è costruito con tolleranza dell'ordine del millimetro;
- gli apprestamenti per lo svolgimento dei lavori in sicurezza durante la costruzione sono attuabili con semplicità perché previsti in fase di progetto;
- dà certezza del costo di costruzione;
- crea la predisposizione del programma di manutenzione e controllo durante il ciclo di vita;
- è riciclabile al 100%.

Il calcolo della casa, oggetto di questo articolo, è stato svolto nel seguente modo.

La casa è stata costruita nelle Marche, in Provincia di Pesaro e Urbino, nel Comune di Sant'Ippolito, su un'area interna ad un piano particolareggiato di nuova espansione.

L'area è classificata sismica di media intensità (zona 2), posta su un'area pianeggiante.

Nella fase del progetto preliminare, sono stati definiti con il committente:

- L'orientazione sull'area;
- la prestazione energetica;
- il livello di sicurezza sismica;
- l'aspetto formale dell'edificio.

Il committente, appassionato di moto d'epoca, aveva necessità di disporre di uno spazio confinato per la rimessa dei motocicli e per le manutenzioni.

Quando il committente ha confermato le scelte, è iniziata la fase

di analisi strutturale.

L'indagine geologica e geotecnica consigliava la realizzazione di fondazioni profonde (pali trivellati). Effettuate le valutazioni e valutata l'interazione suolo-struttura, si è scelto di realizzare una platea su pali, considerando che l'immobile non è dotato di locali interrati.

Il calcolo strutturale inizia, in realtà, nella fase preliminare del progetto, quando assieme al Committente si effettuano le scelte tipologiche degli orizzontamenti e dell'involucro verticale.

Nella analisi dei carichi è stato prima identificato il carico permanente strutturale che è costituito dal solaio in lamiera greca collaborante, e successivamente dai carichi permanenti non strutturali, costituiti dalla stratigrafia dei materiali coibenti, impiantistici e di finitura.

Infine, sono stati definiti i carichi variabili che si identificano per il primo solaio in quelli per la civile abitazione, mentre per la copertura in vento e neve.

Successivamente, alla valutazione delle azioni di progetto antropiche, sono state valutate le azioni climatiche, vento e neve. Determinate le masse, la tipologia strutturale in elevazione e la tipologia di fondazioni, è stata effettuata la valutazione delle azioni sismiche.

Dalla lettura dei primi risultati si è potuto vedere che effettuare una progettazione per struttura dissipativa non avrebbe portato vantaggi né di tipo economico né di semplicità esecutiva e di sicurezza. Si è perciò optato per la progettazione di una struttura di tipo non dissipativo.

La scelta successiva è stata quella di separare strutturalmente il garage a forma di "elle" dal corpo di fabbrica principale, l'abitazione (figura 7).

Avere due strutture separate ha permesso di avere:

- per il corpo principale, l'abitazione, che ha pianta pressoché quadrata e altezza uniforme, una ridotta eccentricità tra baricentro delle masse e quello delle rigidezze,
- per la struttura del locale garage, una struttura ad un piano e ad una campata, soluzione estremamente semplice.

Stessa valutazione per il portico in legno sul fronte dell'edificio, la struttura anche in questo caso è stata calcolata indipendente.

Il sistema di fondazione è stato calcolato come platea su pali, pali che più che avere una funzione portante di trasferimento dei carichi in profondità, hanno una funzione stabilizzante.

La platea dello spessore di 30 cm, è più rigida della sovrastruttura in acciaio, ed è stata posizionata su pali dopo aver valutato, come si evince dal rapporto geologico, che il terreno argilloso, essendo sensibile alle variazioni di umidità fino alla profondità di 1,00 m, poteva essere causa di fenomeni di rotazione rigida dell'intero complesso fondazione-struttura, con conseguente perdita di verticalità non compatibile con i limiti normativi. La costruzione della struttura metallica è stata effettuata in

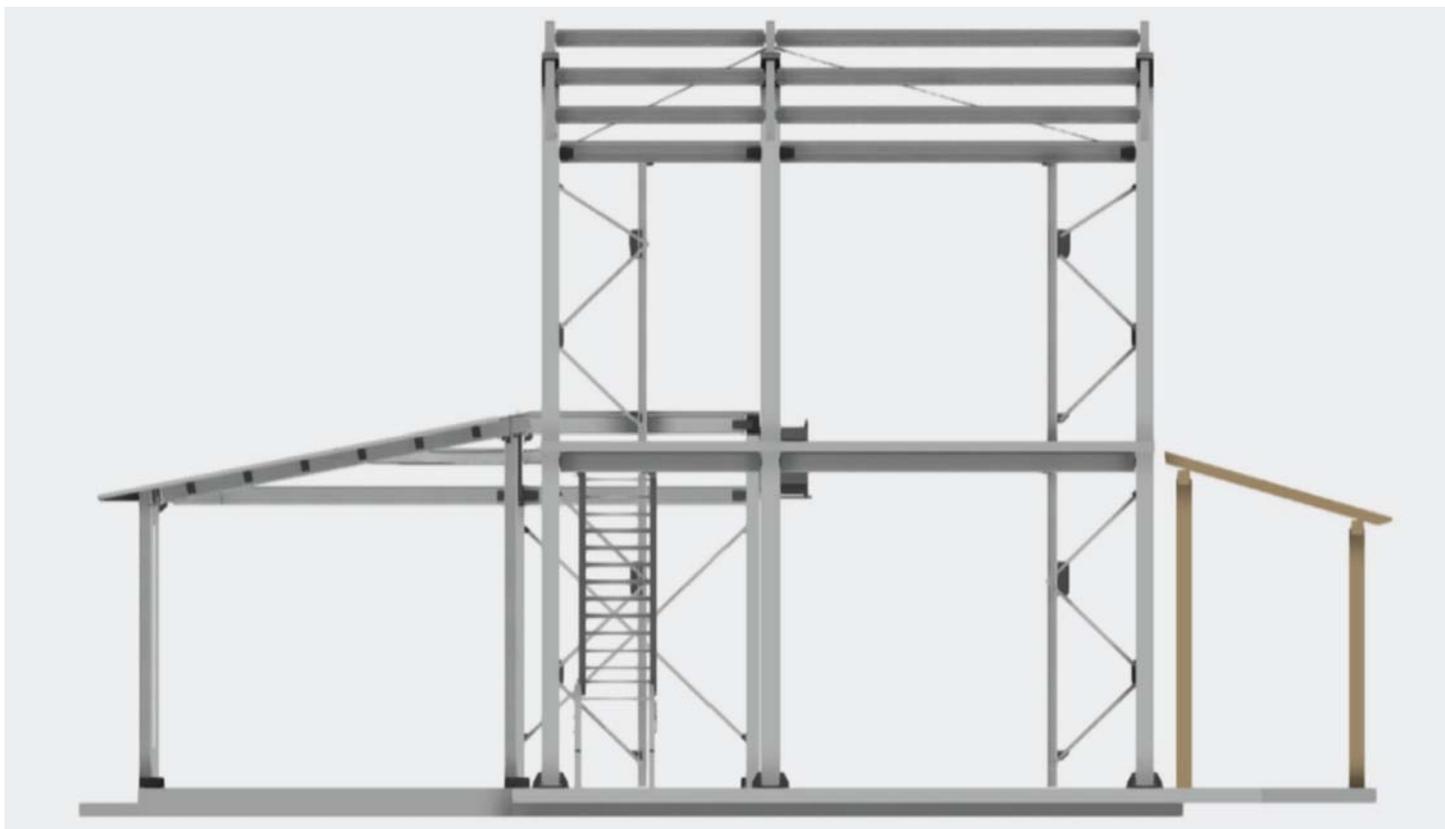


Fig. 8 – Sezione verticale della struttura

conformità a quanto previsto dalla UNI EN 1090 – 1 e ogni componente è stato progettato e disegnato di dettaglio come previsto dalle norme.

Per l'elaborazione del progetto esecutivo è stata utilizzato il software Advance Steel ed è stata verificata la compatibilità tra struttura ed esecutivo architettonico con il Navisworks.

Rispetto dei costi di costruzione e mantenimento del valore nel tempo.

Le caratteristiche che contraddistinguono il sistema tradizionale del costruire edifici e opere di ingegneria civile sono:

- la tecnica costruttiva, scelta e imposta dal Costruttore che spesso improvvisava in cantiere per risolvere criticità costruttive che si manifestavano durante il corso della realizzazione dell'opera;
- le varianti, chieste dalla Committenza in fase d'opera;
- le incertezze progettuali.

il tutto determina una lievitazione significativa dei costi finali rispetto alle stime effettuate in fase di progetto.

Un altro fenomeno che contribuisce alla lievitazione dei costi preventivati è quello dell'evoluzione tecnologica riguardante gli impianti annessi alle costruzioni, che si è incontrata con una edilizia sempre più improvvisata e meno progettata, a causa dello stop evolutivo delle tecniche costruttive.

Un esempio semplice: si costruiscono gli orizzontamenti in latero cemento, per poi effettuare demolizioni localizzate per il passaggio delle corsie impiantistiche orizzontali e verticali, tanto

che la regola è: prima costruire poi demolire per poi ricostruire. Ma questo sistema del costruire per poi demolire e ricostruire di nuovo, per far sorridere il lettore, lo troviamo annidato anche nelle norme che regolano l'edificazione dei suoli, se pensate che per demolire un fabbricato è necessario avere un permesso di costruire! Forse ci fa capire come il sistema edilizia ha vissuto, e ancora in alcune zone vive, questo momento di transizione un po' caotico.

L'edilizia non è più un settore in cui investire per avere un bene durevole che non sarà eroso nel tempo dall'inflazione, ma si è trasformata in investimento di scopo: necessita, più che mai, che i budget di costo non siano superati, altrimenti gli investitori si vedrebbero erodere una parte dei ricavi.

Questa dinamicità economica portata nell'edilizia si basa anche sul concetto di versatilità delle destinazioni d'uso, che devono poter essere cambiate e adattate all'esigenza del momento, e sul frazionamento delle unità abitative, ma il tutto deve essere attuato con costi certi e in tempi brevi.

Quando si parla del patrimonio edilizio esistente, con difficoltà si riesce a ricostruire ciò che possiamo trovare all'interno dell'involucro esterno, o nello spessore degli orizzontamenti, o rintracciare la ferramenta di un infisso, se la ditta che lo ha prodotto ha cambiato nome. Se consideriamo anche che purtroppo accade che la disposizione dei componenti impiantistici è stata variata a insindacabile discrezione del muratore di turno, ci rendiamo conto che il nuovo sistema non può certo basarsi

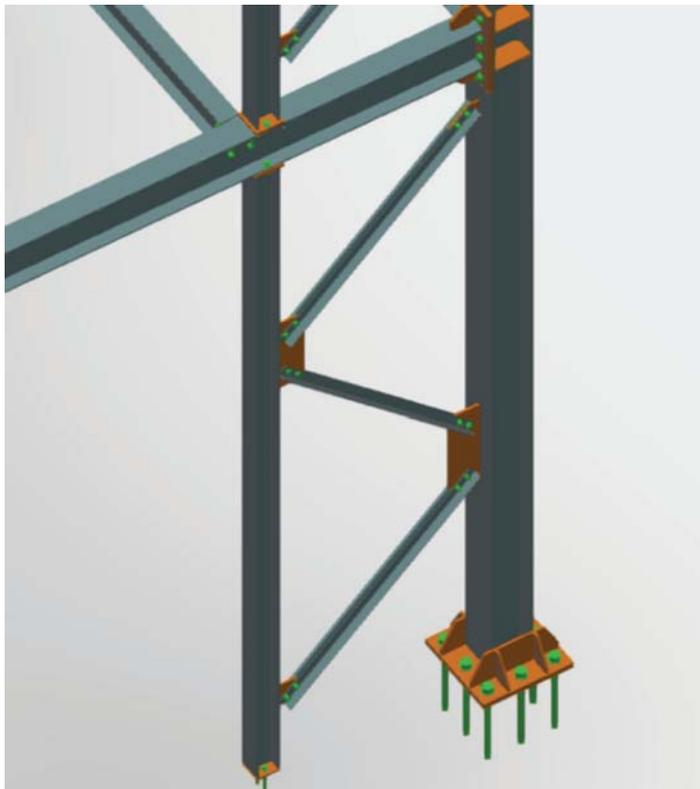


Fig. 9 - Dettaglio del controvento

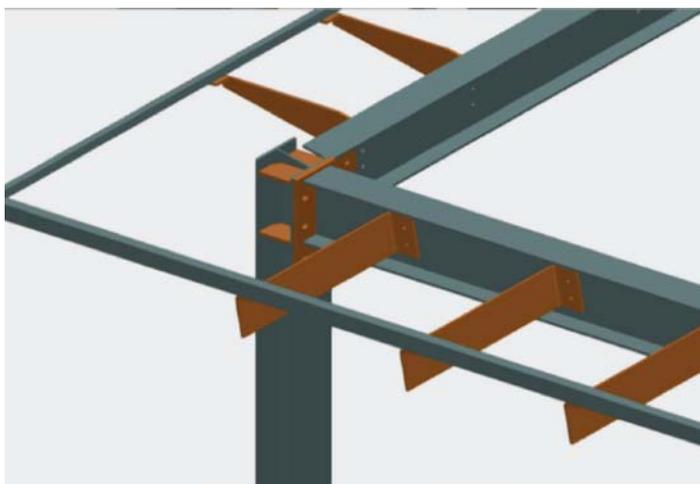


Fig. 10 - Dettaglio del cornicione

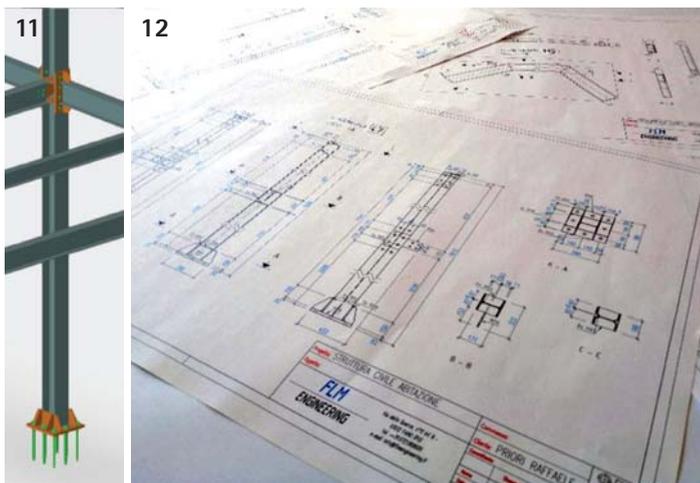


Fig. 11 - Dettaglio della colonna. Fig. 12 - Esecutivi di officina

sul vecchio concetto di costruire o di progettare.

Se si vuole una edilizia di scopo è necessario che il sistema di costruire sia sempre più vicino a quello meccanico che si contraddistingue per:

- l'assemblaggio di componenti tracciabili;
- elevati livelli di progettazione;
- programmazione degli assemblaggi;
- cicli di manutenzione programmata nel tempo.

Tutto questo permette di avere un prodotto che mantiene elevati livelli di *performance* nel tempo e innegabilmente anche il valore commerciale.

Se applichiamo i principi, della meccanica sopra elencati, ecco che il sistema del costruire a secco con struttura metallica è certamente il modello che più si avvicina a quello industriale. L'utilizzo del sistema B.I.M. permette in fase di progetto di costruire in modo virtuale il modello e di coordinare la costruzione sia dal punto di vista del tempo che della gestione delle risorse. Infatti la progettazione di dettaglio (con tolleranze dell'ordine del millimetro):

trasforma il cantiere in un ambiente di assemblaggio industriale, dove sono garantiti gli accoppiamenti dei componenti, le lavorazioni sono svolte in sicurezza e il sito è un ambiente pulito e accessibile;

richiede che il personale operativo sia specializzato con elevati livelli di professionalità e che sappia utilizzare i sistemi informatici e i relativi device;

garantisce tempi certi di esecuzione e riduzione di quelli improduttivi dovuti alla maturazione dei conglomerati;

permette il controllo dei costi sia durante l'esecuzione che finali. Tutto il sistema di progetto e di costruzione, sopra descritto, non rimane fine a sé stesso, anzi è la base per il *facility management*. Infatti la parola Information dell'acronimo B.I.M. sta a indicare che ogni componente immesso nel modello ha con sé l'informazione: la sua origine, il suo percorso produttivo, la prestazione che garantisce. In poche parole è identificato in ogni suo aspetto, e ne è conosciuta la posizione nell'edificio costruito (In passato, se andava in pensione il muratore, non si trovavano più gli scarichi esterni, per non pensare agli impianti meccanici o elettrici).

Quando costruisco virtualmente un progetto attraverso il modello 3D, ho a disposizione una serie di gruppi o famiglie di componenti identificati di cui conosco la *performance* e il loro compito all'interno del complesso che andrò a costruire. Quando è il momento di effettuare controlli, ad esempio sull'efficienza di un giunto bullonato dopo un evento sismico, so dove è il punto di accesso, come è orientato il giunto, come posso accedere per visionare e come, se necessario, intervenire per ripristinarne l'efficienza.

Il modo di intervenire per mantenere efficiente il sistema edificio,

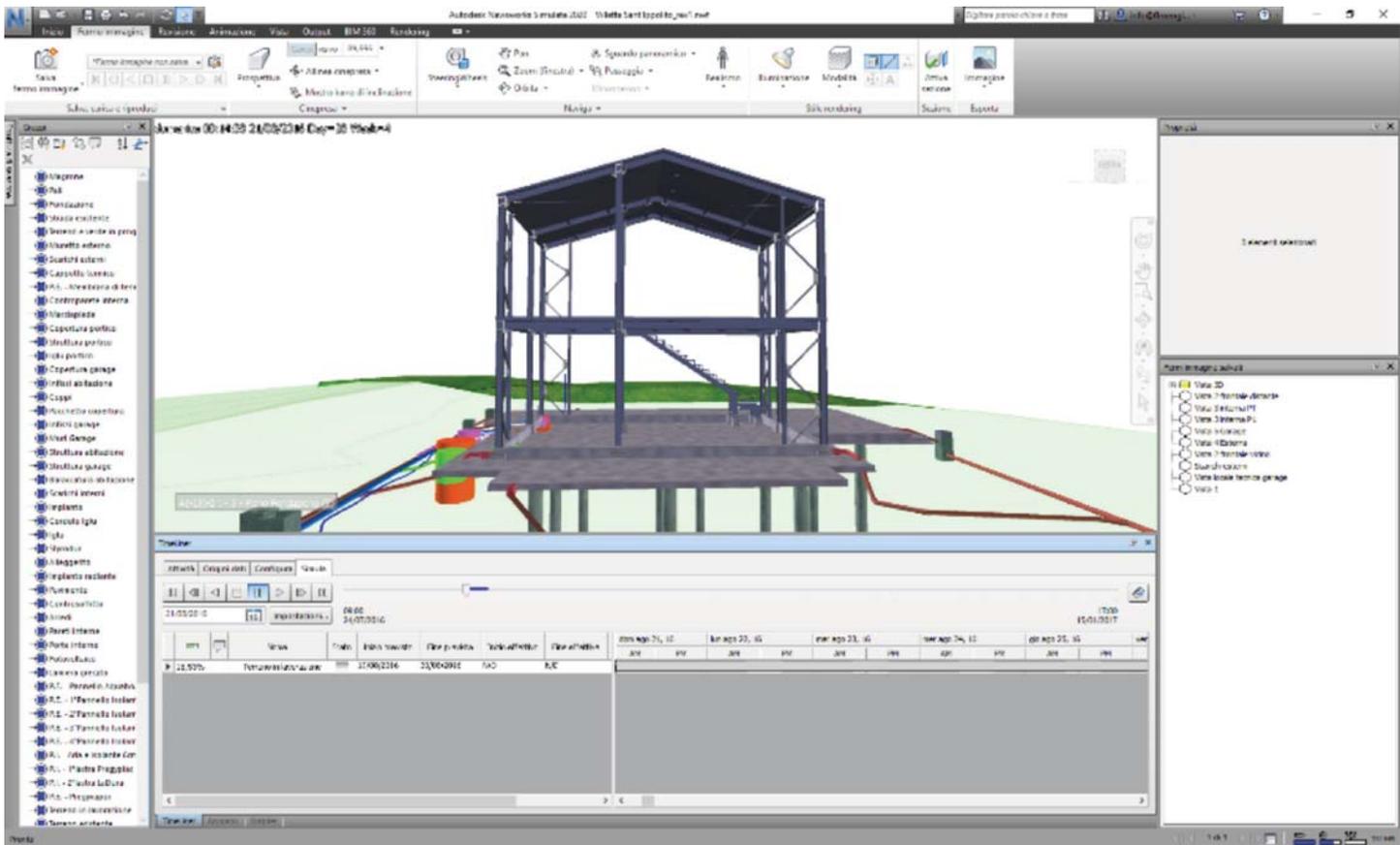


Fig. 13 - Verifica delle interferenze

è lo stesso con cui posso valutare, in tempi e costi, l'opportunità di trasformarne la destinazione d'uso, per esempio da abitazione a studio medico, etc.

Le azioni che posso compiere, sia di manutenzione programmata che straordinaria, assieme a quelle per la conversione della destinazione d'uso e per il frazionamento o accorpamento delle unità abitative, sono quelle che contribuiscono a mantenere il valore nel tempo dell'opera.

La costruzione con il sistema a secco accoppiato con la struttura in acciaio, permette di avere un edificio a *performance* costante: pensate alla semplicità di sostituzione o riparazione di un componente che contribuisce a mantenere efficiente gli impianti di raffrescamento o riscaldamento.

Oggi il mercato chiede sempre più edifici energeticamente efficienti, resistenti alle azioni naturali o antropiche, che mantengono nel tempo le proprie caratteristiche: solo una costruzione di cui si conoscono tutti componenti e la loro ubicazione, può mantenere il valore nel tempo.

Si pensi ad una abitazione duttile e deformabile anche nei suoi componenti di finitura, che vantaggio mi offre in zona sismica, specialmente se si possono verificare periodicamente e mantenere efficienti tutti i punti di giunzione, garantendo così la durabilità del materiale a costi contenuti.

E infine, non per importanza ma per mera elencazione, se tutti i componenti dell'edificio sono identificati e certificati, quando

l'edificio arriverà a fine vita, tali componenti, una volta smontati, potrebbero essere tutti riciclati o riutilizzati. E se in fase di progetto pensiamo anche al suo fine vita, possiamo immaginare come demolirlo o smontarlo e già prevederne l'impiego, il riuso o il riciclo del materiale proveniente dalla demolizione.

Qualità architettonica

Il nostro Paese, che nel mondo rappresenta il design, la tendenza e "il bello", non può certo identificare nell'edilizia costruita con il sistema a secco o con strutture portanti in acciaio, qualcosa di limitante.

Se oggi pensiamo ad un mondo, che per l'avvento delle nuove tecnologie, è uno spazio confinato e che ben poco lascia alla fantasia, è necessario trovare un equilibrio tra la monumentalità e staticità dell'architettura tradizionale e la richiesta di innovazione che non si limita più al solo utilizzo di un device. L'evoluzione è ormai talmente veloce, che qualcuno ha definito la nostra società "liquida", tutto ciò a cui noi pensiamo, esiste già ed è lì disponibile.

È necessario pensare a spazi che siano confinati e performanti, utili e funzionali alle esigenze di una società "liquida", spazi che oltre ad essere "riparo", siano il luogo dello scambio dell'informazione e della visione virtuale dell'oggi e del domani.

Possiamo anche affermare che i sistemi a secco performanti si adattano sia ad una architettura in una società statica e tradi-

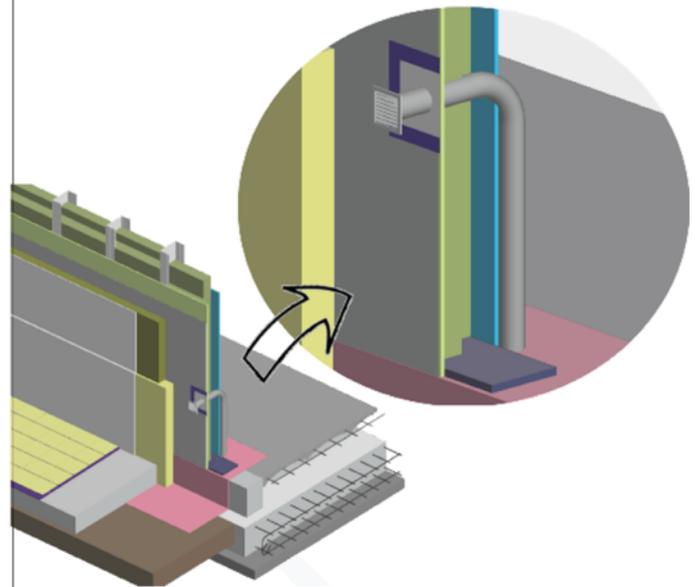
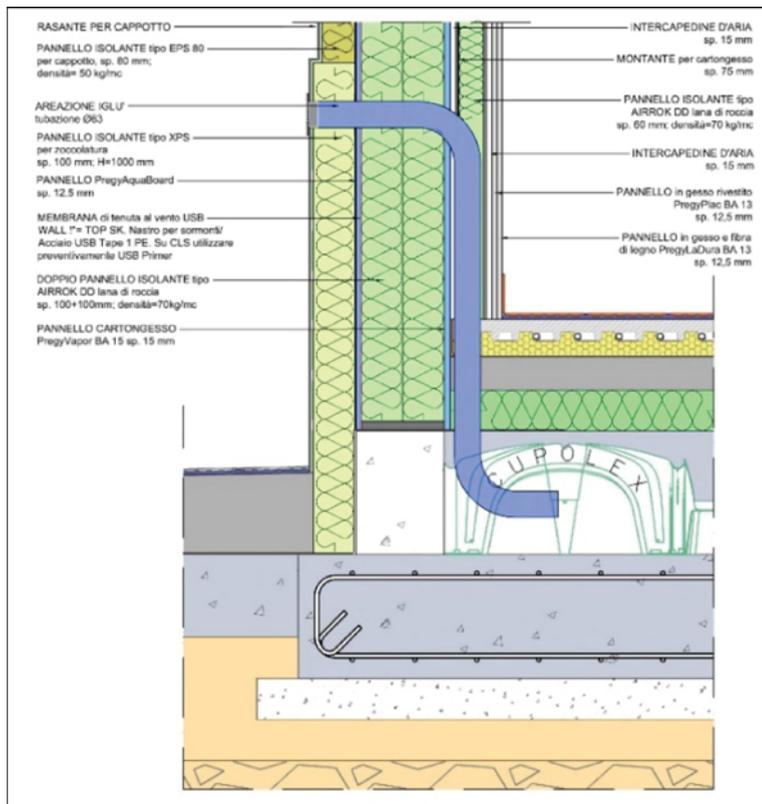


Fig. 14 – Dettagli progettuali

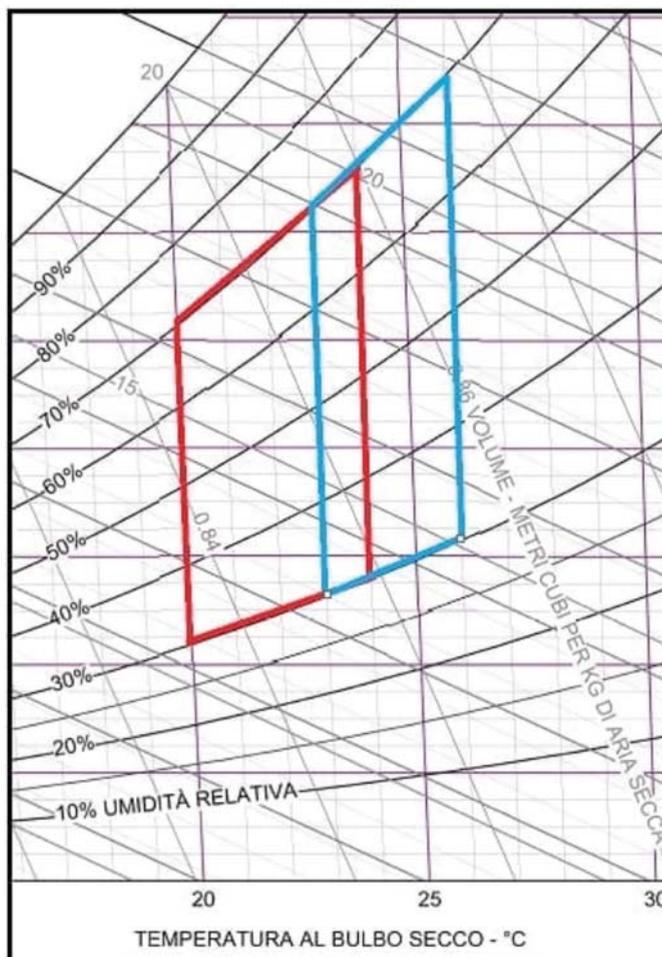


Fig. 15 – Diagramma psicrometrico con indicazione delle condizioni di comfort ideale estivo e invernale

zionale, che a quella di una società “liquida”, tanto è versatile il sistema.

Il sistema del costruire a secco con struttura in acciaio non pone limitazioni all’aspetto formale dei prodotti di design, perché si adatta ad ogni forma, anzi grazie alla conoscenza delle *performance* dei materiali impiegati, ottiene dal loro utilizzo la miglior prestazione, perché li destina a svolgere la funzione per cui sono stati pensati.

Efficienza energetica e comfort abitativo

L’evoluzione ci ha spinto a sviluppare un concetto di comfort abitativo sempre più volto alla qualità, al risparmio e alla cura verso l’ambiente. Si è passati dall’epoca preistorica in cui la “casa” era semplicemente un riparo dalle intemperie, al giorno d’oggi in cui ci si sente sempre più affini ai concetti di risparmio energetico e comfort abitativo. Il luogo in cui si è deciso di vivere la propria quotidianità, che sia dimora o lavoro, non può più prescindere da questo tipo di considerazioni. Oggi però, ci viene in aiuto un’attenta progettazione e una altrettanto attenta realizzazione dell’opera che, in un connubio ideale, contribuiscono al perseguimento dell’obiettivo, garantendo nel tempo le migliori prestazioni dell’involucro edilizio: inerzia termica, ventilazione, coibentazione, isolamento acustico, tenuta all’acqua, al vento e all’aria.

Consci del fatto che in materia di edilizia non esiste un unico concetto di comfort, lo scopo che si voluto perseguire è stato

quello di rispondere positivamente al maggior numero di esigenze di comfort abitativi.

Il benessere termo-igrometrico è definito dall'American Society of Heating Ventilation and Air-conditioning Engineers (ASHRAE) come quel particolare stato della mente che esprime soddisfazione con l'ambiente circostante; in parole povere una persona all'interno di un dato ambiente non dovrebbe sentire né troppo caldo, né troppo freddo. Se consideriamo un soggetto in attività pressoché sedentaria, potremmo fare riferimento a temperature operative tra i 20 e 24°C nel periodo invernale e tra i 23 e 26 °C nel periodo estivo con una umidità relativa che sia compresa tra il 30 e il 70% (figura 15).

Per raggiungere tali obiettivi, non occorre soltanto una corretta progettazione del sistema impiantistico, ma anche dell'involucro. Per ottenere questa sensazione di comfort occorre ad esempio che le chiusure verticali e orizzontali siano adeguatamente coibentate, con particolare attenzione ai nodi critici della struttura, laddove possono venire a crearsi ponti termici, che debbono essere evitati per scongiurare l'insorgere di problemi come la formazione di muffe e condensa.

Il comfort luminoso è definito come la corretta illuminazione naturale ed artificiale in un ambiente abitativo, che garantisca agli utilizzatori una regolare visione degli oggetti e delle persone presenti nell'ambiente stesso.

La corretta illuminazione naturale contribuisce, in sinergia con quella artificiale, al comfort luminoso. In fase progettuale, si procede analizzando gli apporti di luce naturale per poi dimensionare correttamente gli impianti luminosi artificiali, con un implicito vantaggio dal punto di vista dell'efficienza energetica. Per legge deve essere garantito un rapporto tra superficie vetrata e superficie lorda del pavimento pari ad 1/8. Se si volesse migliorare tale rapporto e contribuire ad una maggiore luminosità naturale, il sistema a secco è di certo quello più indicato, in quanto mantenendo elevati livelli di qualità architettonica, non si inficia il livello di prestazione energetica globale dell'involucro. Il comfort acustico risulta essere quella condizione per cui un soggetto non venga disturbato nella sua attività dalla presenza di altri suoni e, ovviamente, non subisca danni all'apparato uditivo provocati da un'esposizione più o meno prolungata a fonti di rumore.

La trasmissione del rumore avviene in genere secondo due distinti meccanismi di propagazione:

- Trasmissione per via aerea, quando il rumore si propaga liberamente nell'aria senza incontrare ostacoli solidi;
- Trasmissione per via strutturale, quando il rumore si propaga attraverso le strutture solide tramite vibrazione elastiche (appartiene a questa categoria il rumore da calpestio); la trasmissione strutturale termina quando la vibrazione arriva ad una struttura che, vibrando a contatto con l'aria, dà origine

alla propagazione per via aerea.

Il sistema stratificato permette la realizzazione di pacchetti che garantiscono ottime prestazioni acustiche in grado di soddisfare i criteri espressi dalla legislazione vigente che disciplina l'inquinamento acustico (DPCM 14/11/97 che stabilisce dei valori limite delle sorgenti sonore, e il DPCM 5/12/97 che definisce i requisiti acustici passivi degli edifici che sono suddivisi in sette categorie in funzione della loro destinazione d'uso).

Il sistema, inoltre, è organizzato per rispondere ai vincoli normativi e alle esigenze del cliente, e il legame con l'efficienza energetica e il comfort è connesso nella tecnica stessa.

Ogni elemento della stratificazione è scelto e abbinato agli altri nella posizione migliore, che permette di garantire al pacchetto le migliori prestazioni in ragione degli obiettivi sopra citati.

Valori di isolamento termico e acustico molto performanti sono facilmente raggiungibili e calcolabili con precisione, grazie ad una accurata posa in opera e alla certezza del mantenimento delle caratteristiche nel tempo.

Per raggiungere i risultati prima illustrati, la parete si compone normalmente di due strutture (una esterna e una interna) e di un rivestimento esterno a cappotto termico, la cui stratificazione potrebbe essere la seguente.

La struttura esterna, che rappresenta il nucleo principale della parete, comprende:

- Una lastra in solfato di calcio idrato ad alta densità resistente all'acqua e rivestimento idrofugo, resistente agli agenti atmosferici.
- Orditura in montanti verticali in acciaio zincato a "C", altezza 150 mm e spessore di 10/10 mm. (**maggiorati rispetto alle normali strutture da cartongesso**), posti ad interasse max di 40 cm;
- Isolante termo acustico di spessore 14 cm, interposto all'interno della struttura;
- una lastra di gesso rivestito con barriera al vapore.

La **struttura interna**, che viene realizzata in una fase distinta e temporalmente successiva, e ospita al suo interno tutti gli impianti, comprende:

- montanti verticali in acciaio zincato a "C", altezza 100 mm, posti ad interasse di 60 cm;
- Isolante termo acustico di spessore 8 cm, interposto all'interno della struttura;
- 2 lastre di cartongesso accoppiate.

Il **rivestimento esterno a cappotto** è costituito da:

- Pannelli isolanti a cappotto in EPS di spessore 8 cm, con rasatura esterna realizzata con collante/rasante minerale ad alta resistenza e finitura a spessore.

La parete così realizzata garantisce **ottime performance** di isolamento termo-acustico ($U = 0,15 \text{ w/m}^2\text{K}$ - $R_w = 64 \text{ dB}$), **leggerezza** (70 Kg/m^2), **solidità** (montanti in acciaio zincato spessore

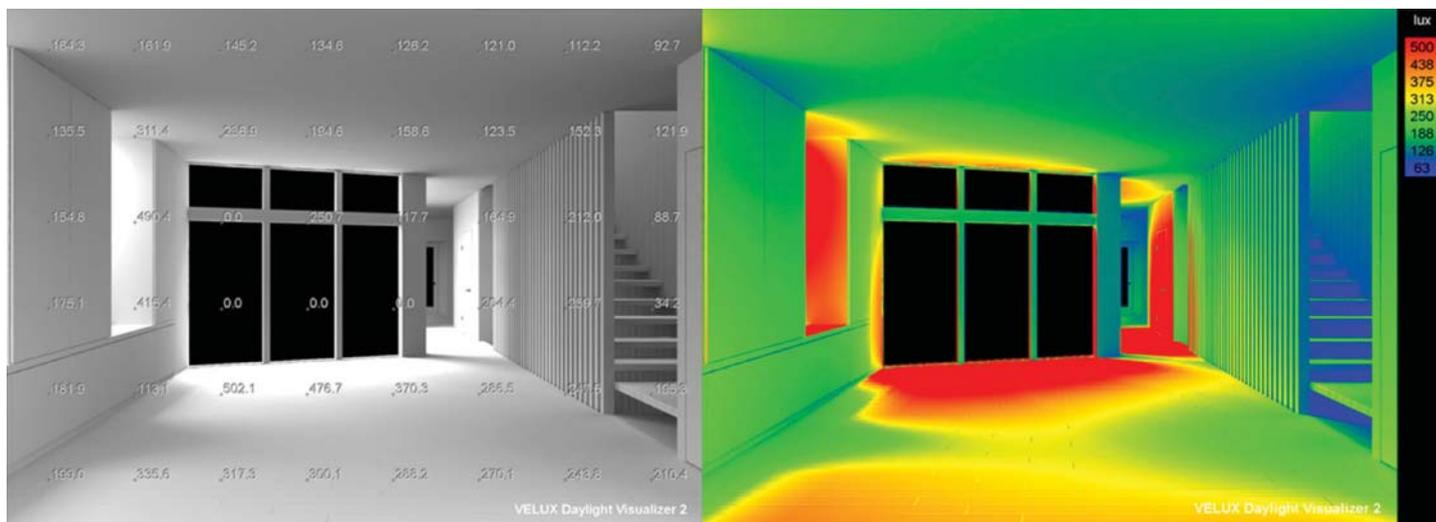


Fig. 16 - Simulazione della luce naturale.

10/10 passo 40 cm.), flessibilità e deformabilità (tipiche dei sistemi a secco in cartongesso) che le rende adatte a rispondere alle sollecitazioni sismiche senza collassare.

Questo tipo di stratificazione, inoltre, permette una versatilità nella progettazione, senza pari. Ogni elemento, infatti, può essere sostituito per adeguarsi alle esigenze della committenza o della progettazione. L'esigenza va poi commisurata con la conseguente rimodulazione dei paramenti in gioco e delle efficienze del pacchetto fino a raggiungere il risultato sperato, che tenga conto di tutte le variabili del singolo caso.

Ogni singolo materiale inserito all'interno svolge una funzione e tutti assieme garantiscono una prestazione. Trattandosi di prestazioni di alto livello, un errore o una sottovalutazione può compromettere il risultato finale.

Da qui l'esigenza di progettare in dettaglio le zone più critiche dell'involucro. Il sistema B.I.M., applicato alla globalità dell'edificio, permette la realizzazione pratica dei concetti di precisione, efficienza e sostenibilità, trasformando il cantiere in un luogo di assemblaggio dove non viene lasciato niente al caso, con relativa riduzione degli imprevisti e quindi dei tempi di cantierizzazione, senza dimenticare il vantaggio di operare in ambienti più organizzati e "puliti" rispetto a cantieri di strutture tradizionali. Tutto questo permette, poi, di dimensionare gli impianti di climatizzazione e di ventilazione meccanica controllata, che hanno il compito di mantenere inalterato il comfort dello spazio confinato durante le stagioni, in modo accurato, senza adottare onerosi coefficienti di sicurezza che sopperiscono alle incertezze dei sistemi ordinari.

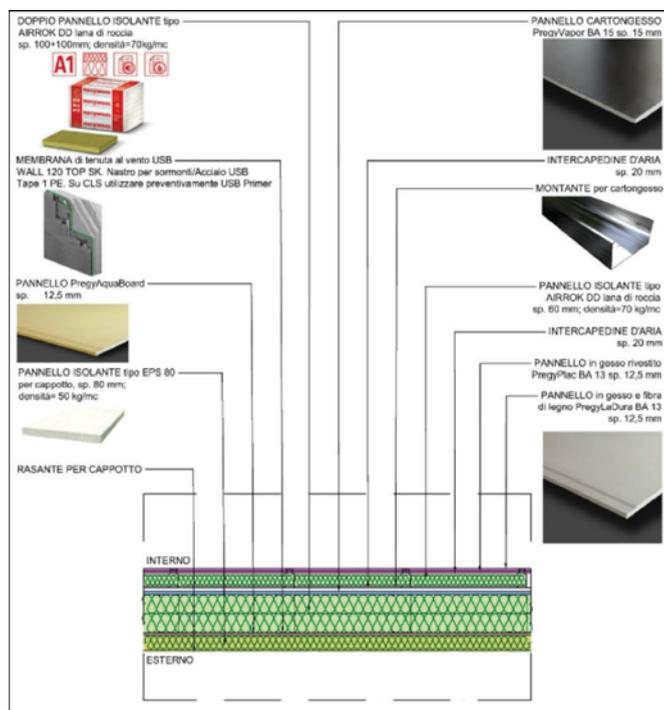
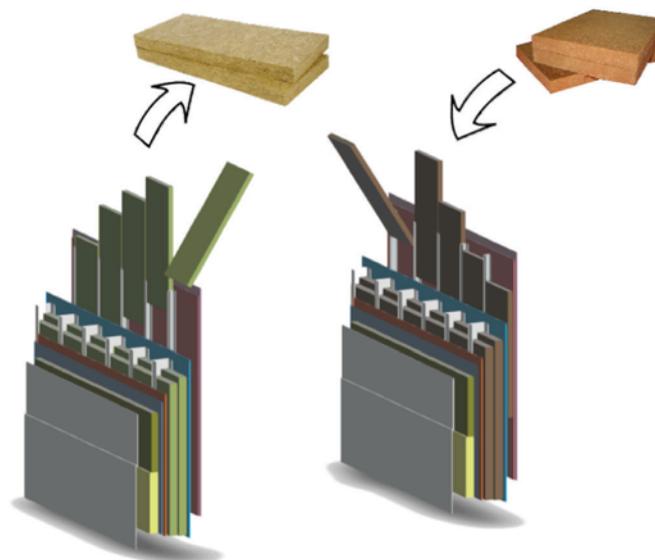


Fig. 17 - Stratificazione della parete



PROPOSTA DI CURVE S-N PER LA VERIFICA A FATICA DI ALCUNE SIGNIFICATIVE GIUNZIONI BULLONATE E SALDATE ZINCATE A CALDO

PROPOSAL OF S-N CURVES FOR FATIGUE ASSESSMENT OF RELEVANT HOT-DIP GALVANIZED BOLTED AND WELDED DETAILS

Francesco Mutignani^{1*}, Luigi Mario Viespoli¹, Emiliano Guido², Filippo Berto¹

¹ Department of Mechanical and Industrial Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway

² Zincheria Valbrenta, Rosà, Italy

Il trattamento di zincatura a caldo offre una protezione valida e durevole delle strutture in acciaio. La durata del trattamento può essere regolata variando lo spessore dello strato di zinco ed è in grado, in molti casi, di raggiungere il ciclo di vita di 100 anni senza necessità di manutenzione per i ponti in acciaio. La norma europea di riferimento per la progettazione di strutture in acciaio, l'Eurocodice 3:1-9, non prevede classi di fatica appropriate per i dettagli zincati a caldo, saldati o bullonati. I lavori di ricerca, pubblica e privata, attualmente in corso per quantificare la riduzione della resistenza alla fatica causata da questo trattamento superficiale, sono di fondamentale importanza. Lo scopo di questo articolo informativo è quello di fornire una panoramica dei risultati ottenuti dagli autori dell'articolo stesso e da altri gruppi di ricerca, con l'obiettivo di informare la comunità degli ingegneri progettisti e di suscitare interesse per l'applicazione della zincatura a caldo quale strumento per la protezione da agenti esterni e la conseguente riduzione dei costi di manutenzione e riparazione per l'intero ciclo di vita dei ponti in acciaio e composti.

The hot-dip galvanizing treatment offers a valid and durable protection of steel structures. The duration of the treatment can be adjusted by varying the thickness of the zinc layer and is able, in many cases, to reach the 100-year life cycle without maintenance required for steel bridges. The European reference standard for the design of steel structures, Eurocode 3:1-9, does

* Corresponding author. E-mail: francesco.mutignani@gmail.com

not contemplate the appropriate fatigue classes for welded and bolted hot-galvanized details. Current ongoing work as public and private research to quantify the reduction in fatigue resistance caused by this surface treatment is of fundamental importance. The purpose of this informative article is to provide an overview of the results obtained by the present authors and other research groups with the aim of informing the community of design engineers and arousing interest in the application of the hot-dip galvanization for protection from external agents and the consequent reduction in maintenance and repair costs over the entire life cycle of steel and composite bridges.

INTRODUZIONE

Il trattamento protettivo di zincatura a caldo offre una valida e durevole difesa delle strutture in acciaio dalla corrosione ad opera di agenti atmosferici. Tale effetto è ottenuto mediante la duplice azione dello strato di zinco, il quale costituisce contemporaneamente una barriera e un anodo sacrificale. In particolare, la protezione galvanica offerta dalla copertura in zinco è in grado di essere efficace anche su aree sulle quali lo strato presenta scalfiture a seguito di contatti o urti subiti. La durata del trattamento può essere regolata variando lo spessore dello strato di zinco ed è in grado di raggiungere senza criticità il ciclo di vita di 100 anni in assenza di manutenzione previsto per ponti in acciaio [1], mentre gli attuali costi di manutenzione ordinaria e straordinaria e per cedimento strutturale dovuti alla corrosione rappresentano una voce negativa non trascurabile a livello globale. La normativa europea di riferimento per la progettazione di strutture in acciaio, Eurocodice 3:1-9 [2], non contempla l'applicazione del detto trattamento non fornendo specifiche informazioni riguardo alle classi di fatica opportune per dettagli saldati e bullonati zincati a caldo. La discrepanza tra il coefficiente di dilatazione termica dello zinco e dell'acciaio origina una serie di micro-cricche nello strato depositato mediante immersione nel bagno di zinco fuso. È di fondamentale importanza il lavoro correntemente in corso come ricerca pubblica e privata per quantificare la riduzione di resistenza a fatica causata da tali difetti. Nel caso di acciai ad alta resistenza in assenza di intagli si è individuato un legame tra lo spessore dello strato di zinco e la riduzione di vita a fatica [3], legame non confermato sistematicamente da altre ricerche [4]. Nessuna influenza del trattamento è stata rilevata su acciai strutturali non intagliati per spessori di zinco inferiori a 60 μm [5]. Il comportamento di cavi in acciaio zincato è stato oggetto di ricerche focalizzate ad esplorarne la risposta a fatica e corrosione combinate [6,7]. Ricerche hanno riguardato anche l'effetto dell'imposizione di una deformazione permanente prima del trattamento di zincatura [8]. È in linea di principio da considerarsi la diversa influenza che i difetti indotti dalla zincatura possono avere su componenti intagliati (giunzioni bullonate) e saldati. Infatti i giunti saldati sono tipicamente già affetti dai caratteristici difetti causati dal processo di saldatura e soffrono meno dell'influenza della zin-

catura sulla vita di iniziazione di una cricca macroscopica. Una serie di studi focalizzati in modo specifico sulla prestazione di giunti saldati in acciaio strutturale è disponibile in letteratura. Tali studi sono correntemente in espansione a causa all'interesse industriale crescente nel trarre vantaggio della riduzione di costi sull'intero ciclo di vita che una struttura in acciaio zincato può offrire. Tali ricerche mostrano una modesta riduzione della resistenza a fatica dei giunti zincati rispetto alla stessa serie di giunti non sottoposti al trattamento, ma presentano, in ogni caso, una resistenza statica superiore o paragonabile a quella indicata dalle curve S-N di normativa [9-12]. Lo scopo del presente articolo divulgativo è di fornire una panoramica sui risultati ottenuti dai presenti autori e da altri gruppi di ricerca con l'obiettivo di informare la comunità degli ingegneri progettisti e destare interesse nei confronti dell'applicazione del trattamento protettivo di zincatura a caldo per la protezione dagli agenti esterni e la conseguente riduzione dei costi di manutenzione e riparazione sull'intero ciclo di vita di una struttura.

STATO DELLA RICERCA (PANORAMICA DEI DATI SPERIMENTALI DISPONIBILI)

Vengono di seguito brevemente commentate le geometrie dei campioni testati sperimentalmente ed alcune delle curve S-N ritenute più significative. Esse principalmente si riferiscono a due estese campagne di prove in atto da più di un lustro: la prima è iniziata nel 2013 sotto la guida del Prof. Paolo Lazzarin dell'Università di Padova, la seconda è stata diretta dai Proff. Dieter Ungermann (Technische Universität di Dortmund) e Matthias Oechsner (Technische Universität di Darmstadt) nell'ambito del progetto FOSTA P835 – Hot-dip galvanizing in bridge construction (2014).

Come è noto le tabelle con la classificazione dei particolari costruttivi soggetti a fatica presenti nell'EC3 1993-1-9 e nella circolare esplicativa [14] delle NTC 2018 [15] si riferiscono solo ad elementi strutturali non trattati superficialmente. Obiettivo delle ricerche sopracitate era di colmare almeno parzialmente questa lacuna con riferimento specifico ai particolari strutturali zincati a caldo per immersione. Il campo di applicazione che ha indirizzato la scelta delle tipologie dei campioni è quello dei ponti in acciaio ed a struttura composta acciaio-calcestruzzo per

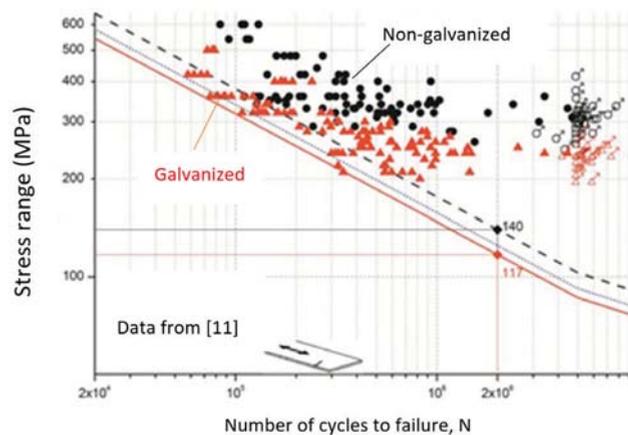


Fig. 1 – Confronto tra le curve S-N ottenute sperimentalmente per provini zincati e non zincati con la curva della norma EC3 per la classe di dettaglio 125 [11].

i quali le verifiche a fatica costituiscono un passaggio fondamentale nel dimensionamento e verifica degli elementi strutturali. L'ordine nel quale sono proposti i risultati sperimentali rispetta la sequenza dei dettagli costruttivi di cui alle tabelle della circolare esplicativa delle NTC 2018 (C4.2.XII-XIII-XIV-XV e XVI) [14].

Il primo particolare presentato, classificato con $\Delta\sigma_c$ a 2×10^6 cicli pari a 125 MPa, corrisponde alla descrizione ed ai requisiti del particolare 5 della tabella C.4.2.XII.a in [14]. I risultati delle prove, riportati in figura 1, indicano, a seguito dell'elaborazione statistica dei dati, un valore di $\Delta\sigma_c$ pari a 140 MPa per i provini grezzi ed a 117 MPa per quelli zincati a caldo con una riduzione della vita a fatica superiore al 15 % per i secondi rispetto ai primi. La curva S-N per i campioni zincati si posiziona sotto quella relativa alla classe 125.

In figura 2 è rappresentata la geometria di una unione a doppio coprigiunto realizzata con acciaio strutturale S355, zincata a caldo per immersione, con bulloni precaricati classe 10.9, anch'essi zincati a caldo, con funzionamento ad attrito. Le superfici delle piastre a contatto erano state trattate con procedimento di sabbatura leggera (*sweep blasting*) in grado di garantire un coefficiente di attrito $\mu = 0,35$ in accordo alle recenti norme EN 1090-2:2018 [16].

La sintesi delle indagini sperimentali sui provini zincati, eseguite presso i laboratori del Dipartimento di Tecnica e Gestione dei Sistemi Industriali dell'Università di Padova, è mostrata in figura 3, dove, per rapporto di ciclo $R = 0$, in una rappresentazione doppio-logaritmica, è disegnata (linea tratteggiata) la curva S-N conseguente alla rielaborazione statistica dei dati per un diretto confronto con la curva della norma EC3 1993-1-9 (classe di dettaglio 112). Sono, inoltre, indicati, tra gli altri, l'indice di dispersione dei valori ottenuti, T_σ , la pendenza della curva, k ed il valore di $\Delta\sigma$ a 2×10^6 cicli corrispondenti ad una probabilità di sopravvivenza p_s pari al 97,7%. La conclusione è che la riduzione della vita a fatica per i giunti zincati risulta molto contenuta se

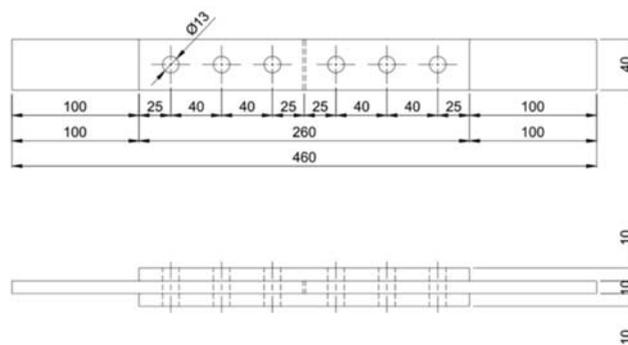


Fig. 2 – Geometria dei provini (giunti bullonati ad attrito) utilizzati nel programma di ricerca [17]

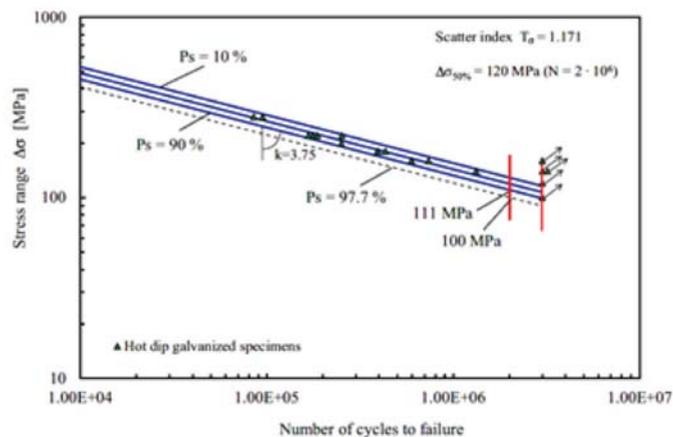


Fig. 3 – Curve S-N relative ai giunti bullonati zincati [17]

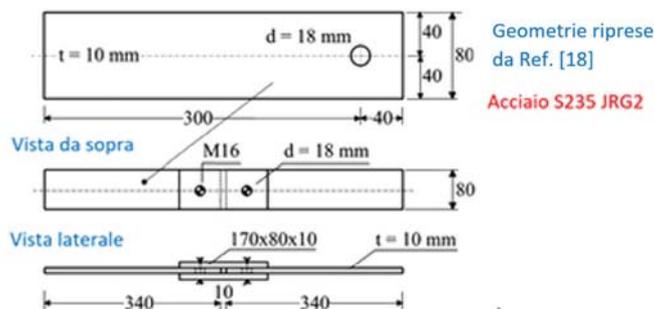


Fig. 4 – Geometria dei campioni testati da Valtinat et al. [18]. Materiale acciaio S235 JRG2.

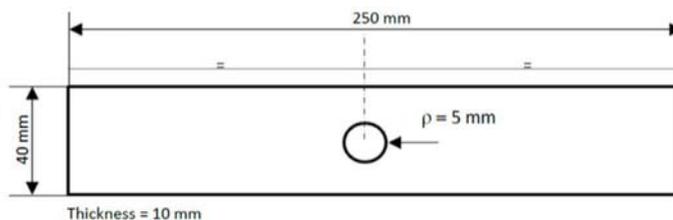


Fig. 5 – Geometria del campione zincato indebolito con un foro. Materiale acciaio S355 [19].

confrontata con quella dei giunti non trattati superficialmente (nel nostro caso 100 contro 112 MPa).

Conferma di tali risultati si trova nella ricerca di G. Valtinat e H.Huhn (Technische Universität di Hamburg-Harburg) [18] su unioni bullonate zincate a caldo con fori realizzati mediante

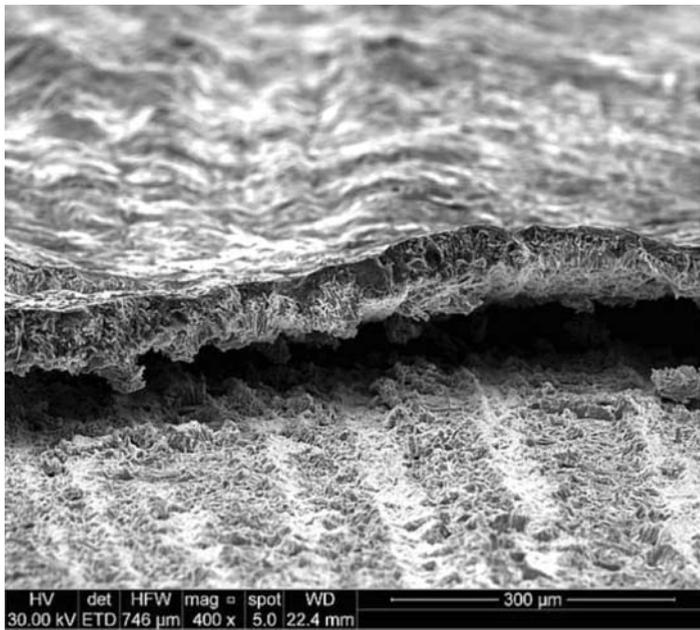


Fig. 6 – Immagine SEM del rivestimento di zinco dopo il cedimento a fatica [19].

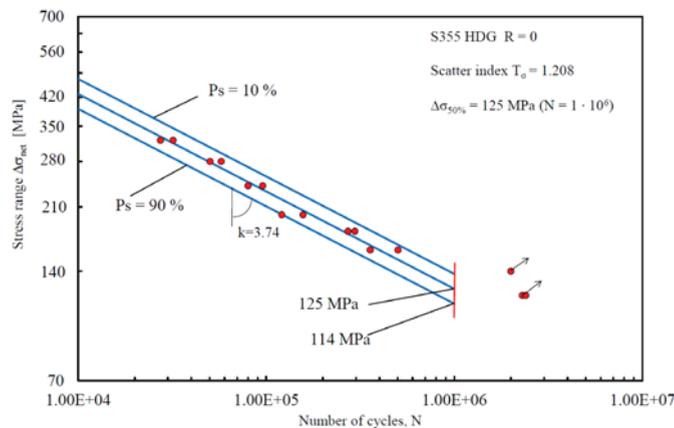


Fig. 7 – Comportamento a fatica dei provini zincati (R=0) [19].

punzonatura e soggetti a sollecitazioni cicliche. La geometria dei provini sottoposti a prova di fatica è mostrata in figura 4. Si tratta, per quanto a conoscenza degli scriventi, dell'unico documento reperibile in letteratura tecnica dove si analizza la

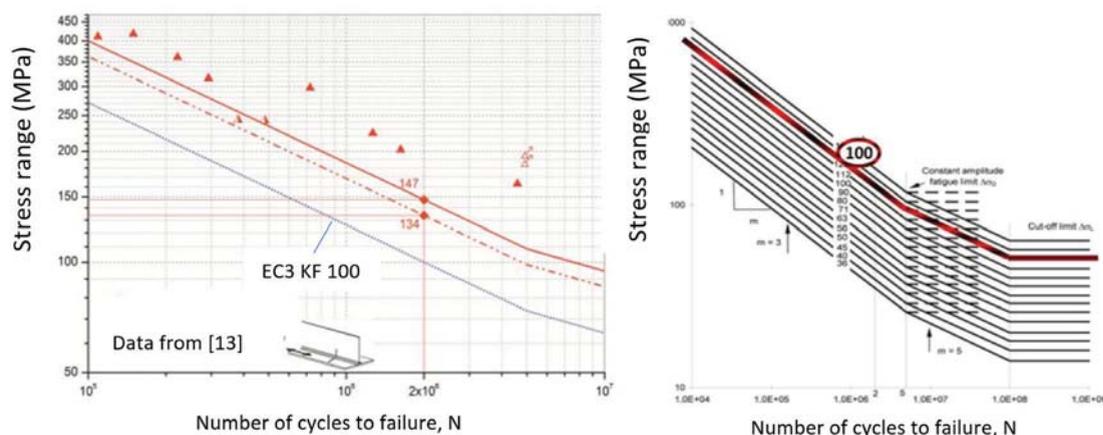


Fig. 8 – Dati sperimentali per dettaglio "saldatura d'angolo manuale a cordoni d'angolo longitudinali" (a sinistra) [13]; curve dell'Eurocodice 3: classe del dettaglio 100 (a destra).

vita a fatica di giunzioni zincate a caldo, collegate con bulloni ad alta resistenza precaricati.

Altre prove a fatica [19] sono state condotte presso il Dipartimento di Tecnica e Gestione dei Sistemi Industriali dell'Università di Padova su quattro serie di provini ricavati da lamiera di spessore pari a 10 mm ed aventi la geometria riportata in figura 5.

I risultati delle prove sperimentali, presentati in figura 7, in termini di $\Delta\sigma$ (N), sono confrontabili con i valori proposti dall'Eurocodice 3 per il dettaglio strutturale definito come "elemento strutturale soggetto a forza normale e momento flettente con fori" appartenente alla classe $\Delta\sigma = 90$ MPa (cfr. Tabella C4.2.XII.d, particolare 11, della circolare della NTC2018) e riferito a materiale non trattato superficialmente. Infatti quest'ultimo valore è prossimo al range di tensione $\Delta\sigma = 95/1,1 = 86,6$ MPa (P_s 97,7%) ottenuto per i provini zincati a caldo di figura 5. Si rappresenta che il coefficiente pari a 1,1 utilizzato converte la probabilità di sopravvivenza del 90% ad una probabilità del 97,7%.

Con riferimento alle prove a fatica eseguite presso i laboratori degli atenei tedeschi la figura 8 (a sinistra) mostra i risultati della serie di test sul dettaglio strutturale "profilo a T con saldature a cordone d'angolo" (cfr. Tabella C4.2.XIII particolare 5 della circolare della NTC2018). È evidente che tutti i dati sperimentali sono posizionati sopra la curva della classe di dettaglio 100, così come è definita nell'Eurocodice 3 [2] per componenti non zincati. Lo strato superficiale di zinco con spessori di lamiera più grandi porta, nonostante lo spessore maggiore rispetto ai campioni in scala, a risultati solo leggermente peggiori.

Nei laboratori del Department of Mechanical and Industrial Engineering, University NTNU, Trondheim, Norway, sono stati sottoposti a prove di fatica (rapporto di ciclo $R = 0$) due serie, per un totale di 34 campioni, di giunti a croce saldati con cordoni d'angolo, zincati a caldo e non, realizzati con acciai S355. La geometria delle giunzioni è mostrata in figura 9.

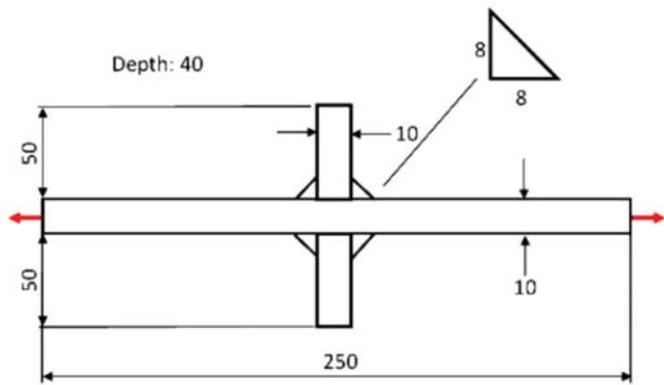


Fig. 9 - Geometria del giunto a croce con cordoni di saldatura non portanti e tipica superficie di frattura [9].

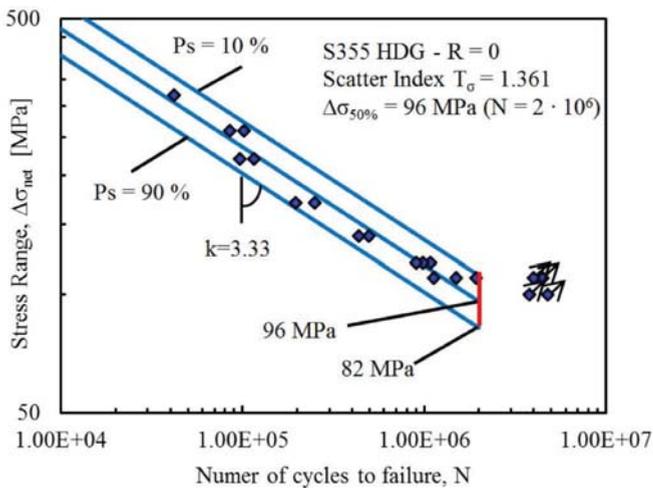


Fig. 10 - Comportamento a fatica dei campioni zincati a caldo [9].

Il cedimento si è manifestato, per tutti i provini, in corrispondenza del piede del cordone di saldatura, come atteso. I risultati, elaborati statisticamente utilizzando una distribuzione log-normale, sono riportati in figura 10 per i provini zincati a caldo; oltre alla curva media relativa ad una probabilità di sopravvivenza $p_s = 50\%$, sono tracciate le curve con p_s pari rispettivamente al 10% e al 90% (Haibach scatter band). Il valore di $\Delta\sigma$, calcolato per $p_s = 97,7\%$, e pari a 74 N/mm^2 , è confrontabile con le classi di dettaglio (da 71 a 80 MPa) fornite per il corrispondente particolare dell'Eurocodice 3.

La figura 11 si riferisce a prove di fatica [11] eseguite su travi realizzate con particolari classificati come detail category 80; le curve S-N ottenute mostrano un valore di $\Delta\sigma_c$ pari a 82 N/mm^2 e pertanto non si evidenziano riduzioni rispetto a quella della EN 1993-1-9 [2].

Nella figura 12 sono riportate due geometrie relative a giunti saldati a croce. Sono state costruite 3 serie di provini: 30 campioni zincati e 5 non trattati superficialmente per la geometria 1, 15 zincati per la geometria 2. Materiale impiegato: acciaio strutturale S355.

Le figure 13 e 14 riportano i seguenti risultati a 2×10^6 cicli: $\Delta\sigma = 67 \text{ MPa}$ ($p_s 90\%$) per la geometria 1 e $\Delta\sigma = 71 \text{ MPa}$

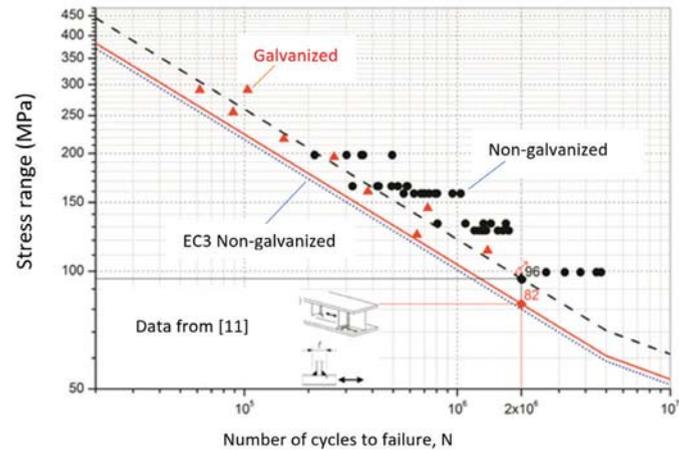


Fig. 11 - Comportamento a fatica per campioni zincati e grezzi (classe di dettaglio 80) [11].

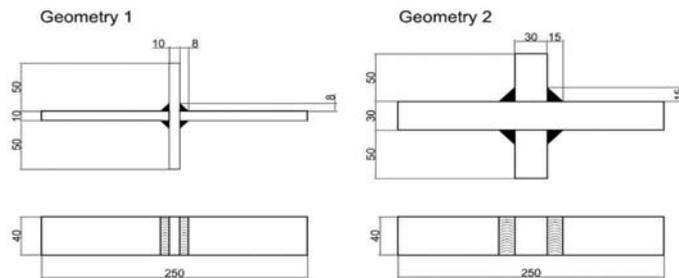


Fig. 12 - Geometria 1, giunto a croce con cordoni portanti, Geometria 2, giunto a croce con cordoni non portanti [20].

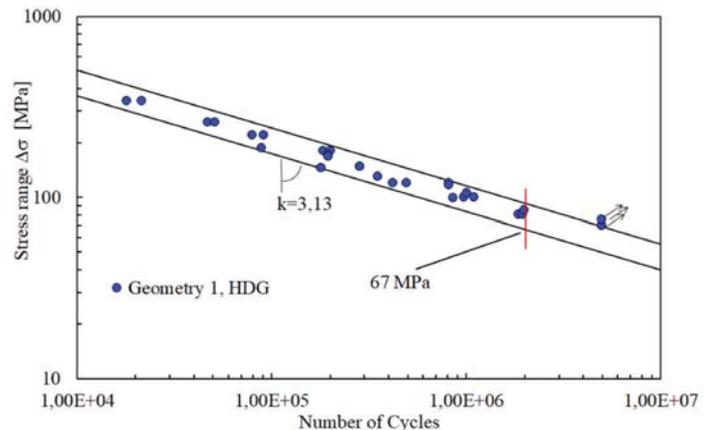


Fig. 13 - Risultati test su geometria 1 per provini zincati a caldo (HDG) [20].

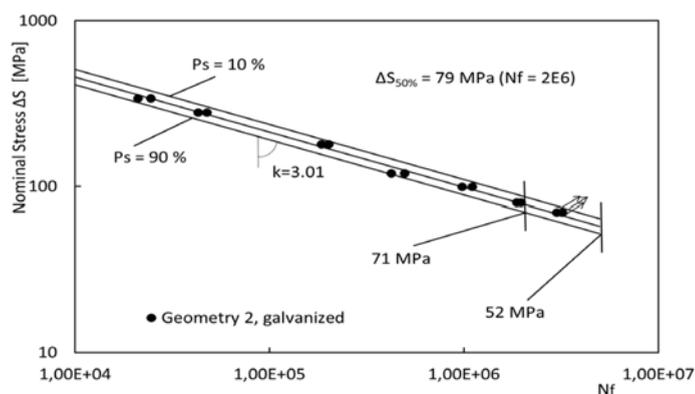


Fig. 14 - Risultati test su geometria 2 per provini zincati a caldo (HDG) [20].

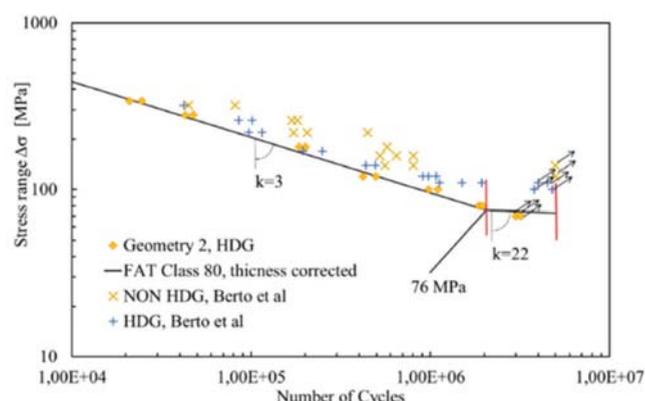


Fig. 15 - Risultati test per geometria 2 in condizione zincata a caldo (HDG) e non (non HDG) confrontati con la relativa categoria di dettaglio, corretta per lo spessore elevato (Hobbacher, 2016) [21]. In aggiunta, risultati prove per geometria in figura 9 (Berto et al. 2016) [9].

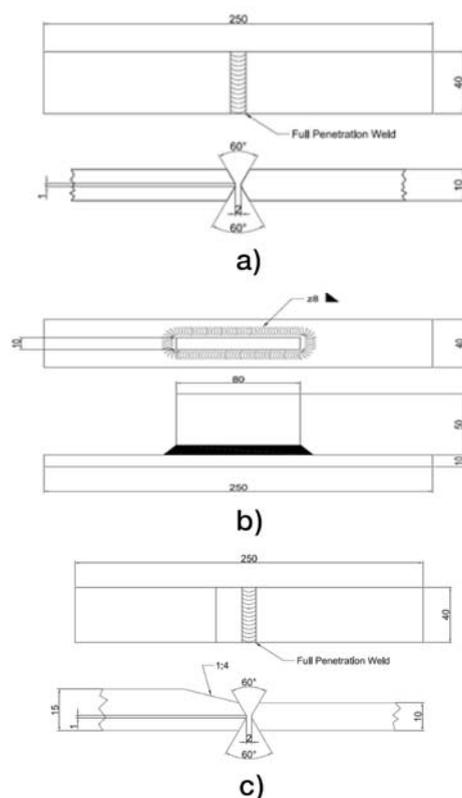


Fig. 16 - Geometrie di campioni attualmente in prova:
 a) Giunto trasversale di testa a piena penetrazione.
 b) Attacco saldato longitudinale - $L = 80 \text{ mm}$.
 c) Giunto trasversale a piena penetrazione con rastremazione in spessore.

(ps 90%) per la geometria 2 che diventano, rispettivamente, $\Delta\sigma = 60 \text{ MPa}$ (ps 97,7%) e $\Delta\sigma = 64 \text{ MPa}$ (ps 97,7%). Tali valori vanno confrontati nell'ordine con $\Delta\sigma_c = 36 \text{ MPa}$ (Tabella C4.2.XVI.a, particolare 3 [14]) e $\Delta\sigma_c = 68 \text{ MPa}$ (Tabella C4.2.XV particolare 6 [14]).

In figura 15 sono sintetizzati i risultati sperimentali ottenuti per la geometria 2 in presenza ed assenza di zincatura a caldo. Vengono inoltre considerati i risultati per la geometria riportata in figura 9. Tutti i dati sperimentali sono confrontati con la curva FAT80 penalizzata adeguatamente per considerare lo spessore effettivo dei giunti. Si noti la buona corrispondenza fra risultati sperimentali e la curva con pendenza 22 ad alto numero di cicli. Gli autori sono correntemente impegnati in indagini sperimentali su altre tre geometrie di giunti zincati a caldo con l'obiettivo di ampliare la conoscenza sull'influenza del trattamento in relazione alla resistenza a fatica. Le geometrie, realizzate in acciaio strutturale S355 e ricoperte da uno strato di zinco di spessore prossimo a $500 \mu\text{m}$, sono riportate in figura 16. I primi dati ottenuti da tali test rivelano un *trend* positivo, con una resistenza a fatica in linea con quanto suggerito dalle normative in caso di assenza di trattamento superficiale.

Quanto sopra esposto, sia pure in modo sintetico, fa riferimento a campagne sperimentali durante le quali sono state condotte prove di fatica su oltre 700 campioni zincati e non.

In [13] Oechner, Ungermann et al. propongono una tabella nella quale i particolari strutturali zincati testati a fatica vengono classificati riducendo la classe di dettaglio di una categoria rispetto a quella corrispondente alla medesima geometria non trattata superficialmente. Detti valori ridotti sono riportati in tabella 1 in grassetto con un asterisco; sono parimenti indicati le classi di dettaglio prese in esame, le relative descrizioni e requisiti oltre ai valori (in rosso) di $\Delta\sigma$ (a 2×10^6 cicli) determinati con una rielaborazione statistica dei dati sperimentali, laddove disponibili. Questi ultimi si riferiscono ad una probabilità di sopravvivenza $p_s = 97,7\%$.

CONCLUSIONI

A seguito della sintesi dei risultati di test di fatica su diverse geometrie di giunti (principalmente saldati) in acciaio da costruzione sottoposti a trattamento protettivo di zincatura a caldo ed il confronto con le medesime geometrie in condizioni non trattate e le relative classi di fatica, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- l'uso del trattamento di zincatura a caldo è un metodo efficace e, relativamente all'intero ciclo di vita di una struttura civile, efficiente sul piano economico, per la protezione dagli agenti atmosferici.
- I risultati dei test non mostrano una sensibile riduzione della resistenza a sollecitazioni di fatica, riduzione comunque pre-

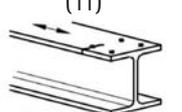
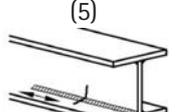
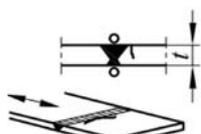
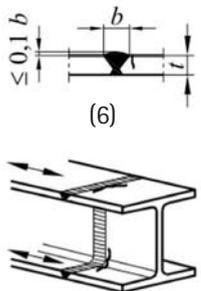
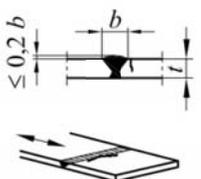
| Dettaglio costruttivo | Descrizione | Requisiti | FAT EC3 (MPa) | FAT Sper. (MPa) | Ref. |
|--|---|--|---------------|-----------------|-------------------------------|
| FAT class = classe del dettaglio = $\Delta\sigma$ a 2×10^6 cicli | | | | | |
| Da Tabella C4.2.XII.a - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$) | | | | | |
| (5)  | Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi | Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$ in caso contrario occorre impiegare | 125 | 112* 117 | Fig.1 [11] [13] [22] |
| Da Tabella C4.2.XII.d - Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$) | | | | | |
| (8)  | Giunti bullonati con coprighiunti doppi e bulloni AR precaricati iniettati | $\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda | 112 | 100 | Fig. 2 e 3 [17] |
| (11)  | Elementi strutturali forati a forza normale e momento flettenti | $\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta | 90 | 86 | Fig. 5 e 7 [19] |
| Da Tabella C4.2.XIII - Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$) | | | | | |
| (5)  | Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione | Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni. | 100 | 100* | Fig.8 [13] [22] |
| Da Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$) | | | | | |
| (1)  | Saldature senza piatti di sostegno. Giunti trasversali in piatti e lamiere. Per spessori $t > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta dal coefficiente $K_s = (25/t)^{0.2}$ | Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi di estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molate in direzione degli sforzi. | 112 | 100* | [13] [22] |
| (6)  | Saldature senza piatti di sostegno. Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico. Per spessori $t > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta dal coefficiente $K_s = (25/t)^{0.2}$ | Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi. Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi di estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi. Le saldature devono essere eseguite in piano. | 90 | 80* | [13] [22] |
| (11)  | Saldature senza piatti di sostegno. Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte. Per spessori $t > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta dal coefficiente $K_s = (25/t)^{0.2}$ | Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi. Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi di estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura. I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi. | 80 | 80* | [13] [22] |

Tabella 1 (Parte prima) - Sintesi completa contenente le principali indicazioni ottenute dalla letteratura e dai dati sperimentali ottenuti dai presenti autori.

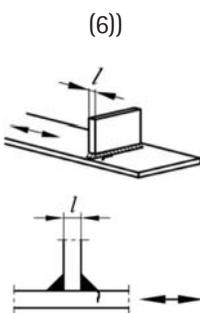
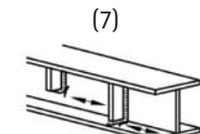
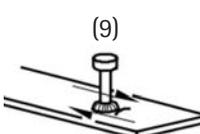
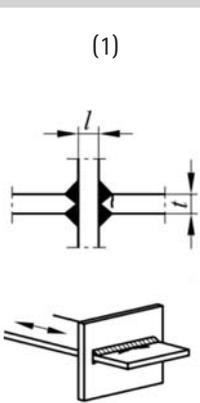
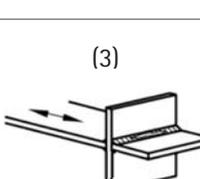
| Dettaglio costruttivo | Descrizione | Requisiti | FAT EC3 (MPa) | FAT Sper. (MPa) | Ref. |
|--|--|---|----------------------------------|-----------------|------------------------|
| FAT class = classe del dettaglio= $\Delta\sigma$ a 2×10^6 cicli | | | | | |
| Da Tabella C4.2.XII.a - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$) | | | | | |
|  <p>(6)</p> | <p>Attacchi trasversali saldati ad una piastra</p> <p>$l \leq 50$ mm</p> | <p>Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti.</p> | 80 | 82 | Fig. 9 e 10 [10] |
| | <p>$50 < l \leq 80$ mm</p> | | <p>71 (68 per t = 30 mm)</p> | 64 | Fig. 12 e 14 [20] |
|  <p>(7)</p> | <p>Nervature verticali saldate ad un profilo o a una trave composta</p> <p>$l \leq 50$ mm</p> | <p>Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti.</p> <p>Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali.</p> | 80 | 80* 82 | Fig. 11 [11] [13] [22] |
|  <p>(9)</p> | <p>Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p> | | 80 | 80* | [13] [22] |
| Da Tabella C4.2.XVI.a - Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$) | | | | | |
|  <p>(1)</p> | <p>Giunti a croce o a T</p> <p>Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena o parziale penetrazione.</p> <p>$l \leq 50$ mm</p> | <p>Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090.</p> <p>Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p> | 80 | 60 | Fig. 12 e 13 [20] |
|  <p>(3)</p> | <p>Giunti a croce o a T</p> <p>Lesione alla radice della saldatura in giunzioni a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla completa penetrazione</p> | <p>Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p> | 36 | 60 | Fig. 12 e 13 [20] |

Tabella 1 (Parte seconda) - Sintesi completa contenente le principali indicazioni ottenute dalla letteratura e dai dati sperimentali ottenuti dai presenti autori.

sente per quasi tutte le geometrie testate.

- In ultima analisi, si giudica positivamente l'impiego di tale processo, ma resta necessaria una campagna di prove nel regime di fatica ad altissimo numero di cicli al fine di determinare se il gomito delle curve S-N, posto nell'Eurocodice a $1E7$ cicli e seguito da un esponente pari a 22 per durate maggiori, resti valido in termini di posizionamento e pendenza per durate più elevate.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori intendono rivolgere un affettuoso pensiero di grande riconoscenza e stima al Prof. Paolo Lazzarin, sotto la cui illuminata guida è stato programmato ed iniziato il percorso di ricerca oggetto della presente memoria. La presente ricerca è dedicata alla Sua indelebile memoria di grande uomo e scienziato. Gli autori desiderano ringraziare la Famiglia Bordignon e la Zincheria Valbrenta che ha finanziato la presente ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Rademacher, D., Pinger, T. Hot-rolled sections and hot deep galvanizing – a perfect combination for efficiency and sustainability of bridges. 25th International Galvanizing Conference (2018).
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue. (2005).
- [3] Bergengren, Y., Melander, A., 1992. An experimental and theoretical study of the fatigue properties of hot- dip-galvanized high-strength sheet steel. *International Journal of Fatigue*, 14(3), 154–162.
- [4] Browne, R. S., Gregory, N., Harper, S., 1975. The effects of galvanizing on the fatigue strengths of steels and welded joints. In T. Organization (Ed.), *Proceedings of a Seminar on Galvanizing of Silicon-Containing Steels* (pp. 246 – 264). Liege, Belgium: ILZRO Publishers.
- [5] Vogt, J.-B., Boussac, O., Foct, J., 2001. Prediction of fatigue resistance of a hot-dip galvanized steel. *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures*, 24(1), 33–39.
- [6] Jiang, J. H., Ma, A. B., Weng, W. F., Fu, G. H., Zhang, Y. F., Liu, G. G., Lu, F. M., 2009. Corrosion fatigue performance of pre-split steel wires for high strength bridge cables. *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures*, 32(9), 769–779.
- [7] Yang, W. J., Yang, P., Li, X. M., Feng, W. L., 2012. Influence of tensile stress on corrosion behaviour of high-strength galvanized steel bridge.
- [8] Berchem, K., Hocking, M. G., 2007. The influence of pre-straining on the high-cycle fatigue performance of two hot-dip galvanised car body steels. *Materials Characterization*, 58(7), 593–602.
- [9] Berto, F., Mutignani, F., Pittarello, L. Effect of hot-dip galvanization on the fatigue behaviour of welded structural steel, *Procedia Structural Integrity*, Volume 2, 2016, Pages 1813-1820, ISSN 2452-3216.
- [10] Viespoli, L.M., Mutignani, F., Remes, H., Berto, F. Cruciform welded joints: hot-dip galvanization effect on the fatigue life and local energetic analysis., *Procedia Structural Integrity*, Volume 13, 2018, Pages 340-346, ISSN 2452-3216.
- [11] Oechsner, M., Wuttke, U., Simonsen, F., Ungermann, D., Rademacher, D., Friedrich, S., Lebelt, P. (2013). Galvanizing of highway and railway bridge constructions for dynamic loads.
- [12] Rademacher, D., Ungermann, D., Simonsen, F., Landgrebe, R., Wuttke, U., Adelmann, J., Schütz, A., Lebelt, P. (2012). Sustained Use of Hot-Dip Galvanizing in Steel and Composite Bridge Construction.
- [13] Ungermann, D., Rademacher, D., Oechsner, M., Simonsen, F., Lebelt, P. IGF Vorhaben-Nr. 351/ZBG Technical Report (January 2014).
- [14] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [15] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti - Decreto 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- [16] UNI EN 1090-2:2018 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.
- [17] Berto, F., Mutignani, F., Guido, E. Effect of hot dip galvanization on the fatigue behaviour of steel bolted connections. *International Journal of Fatigue*, 93 (2016) 168–172.
- [18] Valtinat, G., Huhn, H. Bolted connections with hot dip galvanized steel members with punched holes, *Connections in Steel Structures V*, Amsterdam, (2004).
- [19] Berto, F., Mutignani, F., Tisalvi, M. Notch effect on the fatigue behaviour of a hot-dip galvanized structural steel. *Strength of Materials*, Vol. 47, No. 5, September 2015.
- [20] Viespoli, L.M., Mutignani, F., Gulyas, G., Remes, H., Berto, F. Local strain energy based fatigue assessment of cruciform welded joints: experimental data analysis and influence of hot-dip galvanization. *MATEC Web Conf.* 188 02013 (2018).
- [21] Hobbacher, A. Recommendations for fatigue design of welded joints and components. IIW collection, Springer. (2016).
- [22] Ungermann, D., Rademacher, D., Pinger, Th., Hechler, O. Guideline for Hot-Dip Galvanised Components in Steel and Composite bridge Constructions, *Bauforumstahl e.V.* (September 2016).

70 ANNI DI “COSTRUZIONI METALLICHE”: GLI ANNI 1955-1960 - (SECONDA PARTE)

A cura della Redazione

1955

Si comincia con un bell'articolo di Gino Covre dal titolo “Le strutture in acciaio nella loro evoluzione statica, estetica ed economica”, comunicazione presentata al Primo Convegno Nazionale della Costruzione Metallica. L'autore esamina il problema da gran conoscitore dei problemi progettuali e pur tuttavia auspica una collaborazione tra l'artista (l'architetto) ed il tecnico: “da essa può scaturire la possibilità di forme costruttive nuove che possono scaturire da proposte puramente estetiche. Artista e tecnico devono lavorare insieme per la sua concezione e per la sua realizzazione”.

Ricordiamo che, sette anni avanti, il primo articolo (primo in assoluto) di Costruzioni Metalliche era stato un intervento di Augusto Cavallari Murat (Politecnico di Torino) che affrontava il tema dell'estetica delle strutture.

Molte sono state le strutture nate in quel tempo che ancor oggi sfoggiano la bellezza delle loro forme. Peccato che cammin facendo si siano persi alcuni ideali e siano comparsi criteri molto più utilitaristici ed economici che hanno soffocato la bellezza intrinseca delle strutture in acciaio che ormai vince la sua battaglia quasi solo nei ponti e nei grandi spazi espositivi. Sul numero 1/55, Fabrizio de Miranda descrive il Ponte sistema Langer (figura 1). Com'è caratteristica dell'autore, dopo una presentazione dei principi statici del sistema, l'articolo è finalizzato all'ottimizzazione di alcuni parametri di progettazione. Si segnala anche un intervento di Giuseppe Grandori sulle “Possibilità di indagini sperimentali concernenti le giunzioni metalliche” (figura 2). Di fronte ad un problema di calcolo delle giunzioni bullonate in cui ai tempi era difficile anche la speri-

mentazione reale, l'autore nota come sia difficile seguire passo passo il progredire delle deformazioni elastiche ed anelastiche e propone un metodo fotoelastico per arrivare a determinare le linee di frontiera tra zone elastiche e zone elasticizzate.

Nel numero 2/55 compare, tra altri articoli interessanti, la memoria di Fabrizio de Miranda dal titolo: “*Il sistema misto acciaio-calcestruzzo nei ponti e nelle strutture degli edifici*”.

È questa, crediamo, la prima nota tecnica in cui vengono presentate nel nostro paese le caratteristiche salienti della progettazione delle strutture composte. Il sistema era già utilizzato vantaggiosamente negli Stati Uniti ed in Europa e da una decina d'anni veniva utilizzato in Germania per ponti e per edilizia civile. Purtroppo da noi si scontava ancora il gap culturale della struttura in acciaio, e quindi gli edifici ad ossatura metallica erano pochissimi. Molto utili erano i grafici messi a disposizione dall'autore che permettevano di predimensionare le sezioni in base a pochi parametri (momento flettente e spessore della soletta collaborante). Il merito di Fabrizio de Miranda è di essere l'iniziatore di una serie di articoli che col tempo formeranno l'ossatura della normativa italiana per le strutture composte e serviranno come base di calcolo per generazioni di ingegneri strutturisti.

Sempre sullo stesso numero una relazione di Ugo Guerrera, al tempo vicepresidente dell'Istituto Italiano della Saldatura (IIS), e Umberto Girardi, sui “*Metodi di calcolo dei giunti saldati sottoposti a carichi statici*”. Vengono comparati i diversi criteri metodi di verifica della sicurezza che erano in uso nei vari paesi e si arriva a proporre il metodo basato sul criterio di Huber - von Mises - Hencky, metodo di verifica adottato

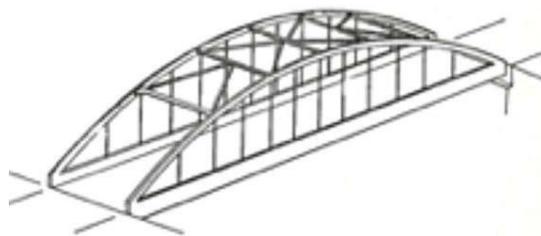


Fig. 1 - Ponte sistema Langer.

**Sulle possibilità di indagini
sperimentali concernenti
le giunzioni metalliche**

Prof. Ing. Giuseppe Grandori

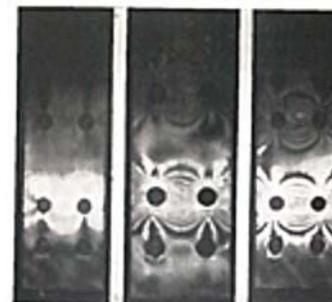


Fig. 2 - G. Grandori su indagini sperimentali relative alle giunzioni metalliche

tuttora nella pratica corrente.

De Miranda proporrà due altri articoli aventi sempre il carattere della originalità, almeno per quanto riguarda il panorama italiano: il primo su ponti ad arco a via inferiore e sui ponti sospesi, ed il secondo sul calcolo dei telai multipiano. Si tratta di strutture caratterizzate da solai rigidi nel proprio piano che trasferiscono le azioni orizzontali (vento ed eventuali squilibri dovuti a condizioni non simmetriche del carico accidentale) a telai controventati progettati all'uopo. I telai intermedi diventano così i telai a nodi fissi e come tali veniva proposto un procedimento basato sul metodo di Cross generalizzato, a sua volta indicato in una nota del prof. Elio Giangreco. Certo oggi è tutto superato dall'approccio ad elementi finiti. Resta lo stupore per gli sforzi profusi da questi nostri padri per farci avanzare ogni giorno nella comprensione di problemi strutturali.

1956

La rivista ha ora il nome ACCIAIO E COSTRUZIONI METALLICHE, con sottotitolo: Rivista delle applicazioni dell'acciaio. Edita da ACAI, la rivista diventa l'organo ufficiale dell'UISAA (Ufficio Italiano Sviluppo Applicazioni Acciaio) e si avvale della collaborazione della rivista internazionale ACIER-STHAL-STEEL di Bruxelles. Il comitato di Patronato formato dai fondatori è ancora lo stesso. Ma durante l'anno si registrerà la scomparsa, nel mese di gennaio, di Adriano Galli, professore di Costruzioni in ferro, legno e cemento armato e successivamente ordinario di Scienza delle Costruzioni all'Università di Napoli, nonché direttore del Laboratorio Prove e Materiali. Sotto la sua direzione il laboratorio diverrà uno dei migliori in Italia e all'estero. Successivamente nell'anno scompariranno il grande Odone Belluzzi e Giuseppe Albenga, che ricorderemo poi.

La rivista sembra essersi assestata su uno standard di 55 – 60 pagine per numero. La pubblicità si mantiene costante, non molto elevata per verità; gli articoli sono mediamente 4 per numero, con prevalenza di resoconti di realizzazioni, molto ben documentati. Molto spazio è dato alla presentazione di studi svolti all'estero (dove, evidentemente, le risorse destinate alla ricerca sono ben maggiori delle nostre) e alla divulgazione di tecniche e tecnologie inerenti alla fabbricazione delle costruzioni metalliche sia industriali che del settore delle infrastrutture. Siamo ancora nella fase di rilancio dell'industria nazionale.

La svolta arriverà dopo qualche anno, quando l'automobile diventerà il sogno realizzabile per molti italiani e l'indotto dell'industria automobilistica crescerà enormemente. Si producono ormai circa 5 milioni di tonnellate di acciaio con aumenti che, pur oscillando di anno in anno, variano percentualmente di numeri a due cifre. Francia, Germania e Gran Bretagna hanno valori di produzioni molto più elevati dei nostri, ma risulta evidente che la scelta dell'acciaio è ormai vincente per



Fig. 3 – Cupola stadio Virtus Bologna in costruzione

i paesi industrializzati.

Guardando gli articoli della rivista, osserviamo sul numero 1/56 un articolo a firma degli ingegneri Venanzi e Vannacci su una cupola progettata dall'Ufficio Tecnico del Centro Carpenteria di Dalmine SpA - Carpenteria Tubolare, su incarico del CONI. Si tratta di una cupola policentrica, pressoché ellittica, di assi 62 x 68 m e molto ribassata: la freccia in centro, misurata dall'intradosso della briglia inferiore al piano di imposta è di 7,0 m, mentre gli arconi hanno altezza variabile da zero all'imposta a 3,0 m in sommità. La superficie coperta dalla cupola è di circa 3.400 m². La capienza massima dell'edificio coperto è di 7.000 posti a sedere! Era il nuovo stadio della grande Virtus Bologna (figure 3 e 4).

Per il calcolo della struttura vennero seguite le disposizioni del capitolato redatto dal CONI, integrate dalle norme per il Calcolo delle Strutture Metalliche del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Il capitolato del CONI prescriveva un sovraccarico verticale per neve e vento di 2,5 kN/m², mentre le norme per gli edifici normali prescrivevano un carico di 1,0 kN/m². Attualmente il carico di neve per la zona è stato portato a 1,5 kN/m²; la spinta del vento a 25 metri di altezza (più o meno la quota del colmo rispetto a terra) è di circa 0,68 kN/m² da moltiplicarsi per i vari coefficienti di pressione da utilizzare per le cupole. Non era stato considerato il sisma sulla struttura della cupola. Il peso delle strutture in acciaio non è dichiarato nell'articolo.

È interessante rileggere la breve presentazione dell'articolo fatta scritta da Giuseppe Albenga, che ebbe un ruolo importante nella progettazione della struttura: "... Con questa ardita e recentissima cupola bolognese, l'Italia si mantiene all'avanguardia e conserva il primato nell'impiego della carpenteria tubolare. Voglio soltanto richiamare l'attenzione degli ingegneri sui lineamenti generali dell'ossatura che rinnova la classica e primitiva forma della cupola con meridiani e paralleli: la vecchia

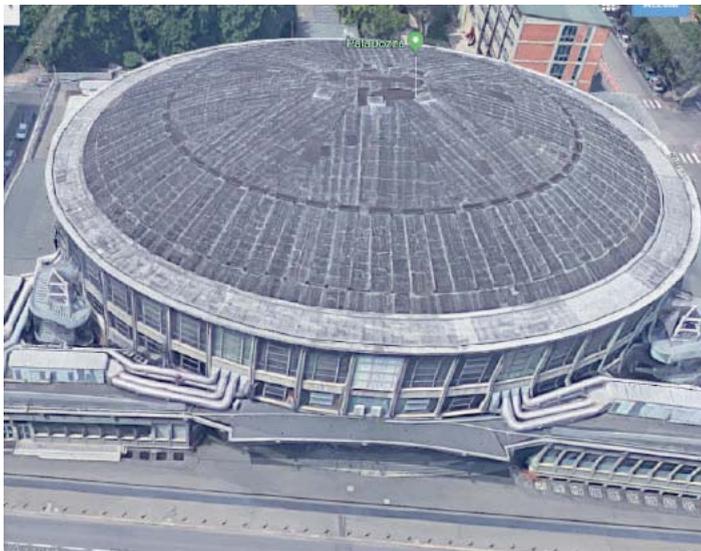


Fig. 4 – Cupola stadio Virtus Bologna come è adesso



Fig. 5 - Ponte di Mackinac (Michigan, USA)

idea risorge ormai rimodernata e conduce ad una realizzazione di alto interesse. L'opera pare nata di getto, così com'è, senza pentimenti e grandi ritocchi, da un'ispirazione ovvio e spontanea. Ma io a cui fu data l'avventura di seguirla dal primo concepimento all'inizio del montaggio, ben so quanto faticoso studio essa abbia richiesto e non ignoro quanti problemi ad ogni passo siano sorti, problemi posti da un calcolo che ha richiesto una precisione più grande di quella solita, anche se ha rifuggito da ogni superflua sottigliezza, e problemi strutturali e tecnologici posti tra l'altro dalle saldature di grossi elementi e da nodi spaziali per necessità alquanto complessi. Lo studio approfondito dell'ufficio tecnico e la pronta collaborazione del laboratorio di prove sono state le cause che hanno permesso di superare brillantemente tutti gli ostacoli incontrati.

Ci permettiamo di fare due piccole osservazioni:

- Siamo a metà degli anni 50' e l'Italia si è conquistata già un posto notevolissimo nell'ambito delle costruzioni tubolari,

costruzioni che richiedono una grandissima attenzione al dettaglio dei nodi spaziali. Non c'erano strumenti di calcolo né di disegno, pur tuttavia le strutture si realizzavano con grande precisione e in tempi brevi. Certo non c'erano tutte le esigenze progettuali (sicurezza, norme antincendio, contenimenti dei consumi energetici ed impianti molto evoluti) che nel tempo sono cresciute ed hanno migliorato moltissimo il grado di fruibilità delle stesse, né si era sommersi da vincoli burocratici che, a volte, senza alcun senso rischiano di mangiarsi il tempo che sarebbe invece da lasciare ai progettisti per un lavoro migliore.

- Si rimane ancora stupiti del tratto che usa Albenga nel rivolgersi ai lettori ingegneri della rivista. È uno stile che si trova solo nei grandi maestri che non si arroccano nelle loro università, ma lavorano con chi progetta, calcola e costruisce fino al momento del collaudo finale e anche oltre, perché un'opera vive e va curata.

Continuando nella lettura dell'annata della rivista, si trova una lunga esposizione sulle procedure di saldatura negli stabilimenti a cura dell'ing. Oscar Grassi. Saranno ben tre articoli che tratteranno aspetti tecnologici molto importanti nell'esecuzione di pezzi di struttura preassemblati che possono arrivare fino a 15 t di peso!

Infine si ricorda (ma sarebbero da citare e magari rileggerli tutti gli articoli di questo primo decennale della rivista, un vero periodo eroico) un piccolo articolo di Odone Belluzzi su un problema di scienza delle costruzioni: le tensioni di origine termica nei dischi. L'articolo, estratto della monumentale "Scienza delle Costruzioni", dell'autore è ricco di esercizi numerici che hanno una forte valenza applicativa.

L'autore dice: *"...Le variazioni termiche nei dischi metallici provocano delle tensioni considerevoli che non si possono trascurare. Lo studio di questo problema mediante la teoria dell'elasticità è alquanto complesso. Tuttavia si può ottenere brevemente la soluzione esatta anche per una via elementare che non mi risulta nota. Tale via è tanto semplice e naturale da apparire quasi come un esercizio ma è appunto la massima semplicità che chi insegna dovrebbe perseguire con ogni mezzo e, senza temere che il proprio prestigio ne risulti diminuito, per rendere meno faticosa e più grata la comprensione a chi deve imparare"*. Ancora una volta si vede quanto stretto era il legame tra chi insegnava e chi aveva problemi reali e quotidiani da risolvere. Una teoria che sfociava nell'applicazione pratica senza soluzione di continuità.

Ancora piccoli dettagli: nella rubrica "Cronache" si riferisce di un ponte costruito a San Francisco (luci 152-335-45,7-335-152 m, per complessivi 1.019 m di lunghezza e 18,30 m di larghezza) utilizzando acciaio T1, acciaio ad alta resistenza con limite di snervamento di 633 MPa. La nota dice che il peso di acciaio

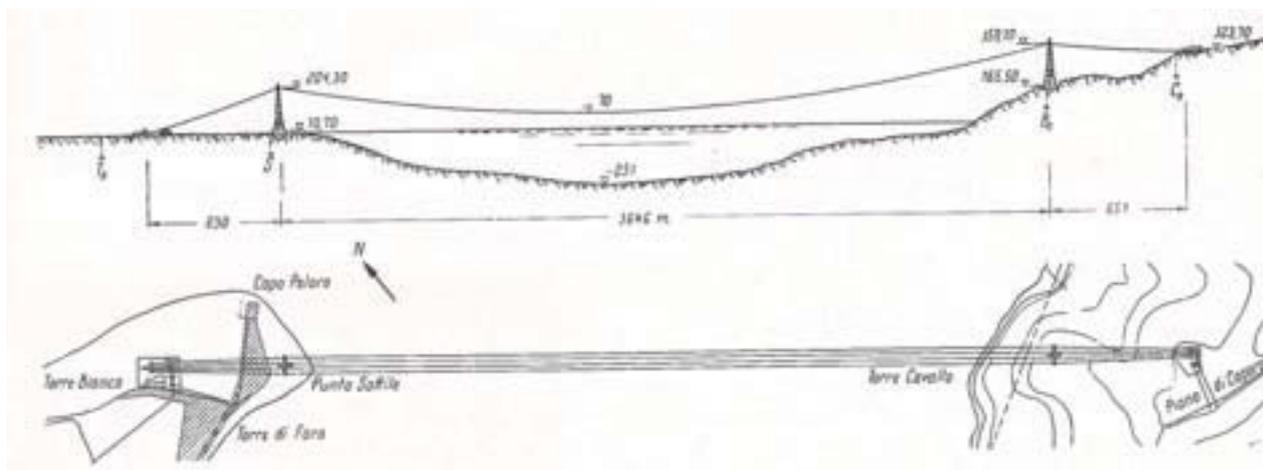


Fig. 6 - Vista a pianta dell'attraversamento dello stretto di Messina

impiegato fu di 2.910 t contro le circa 6.000 t che si sarebbero dovute utilizzare adottando il comune acciaio A7 (equivalente al nostro S235 attuale, più o meno). Se si fa il rapporto peso/superficie ponte si vede che si era intorno a circa 160 kg/m² di struttura. Un bel risultato! L'acciaio T1 purtroppo non è ancora entrato nell'uso consueto per i nostri ponti.

Un'altra informazione riporta che negli USA verrà costruito un nuovo grattacielo di 38 piani con struttura in acciaio (13.000 t) con giunzioni realizzate con bulloni ad alta resistenza al posto delle chiodature fino ad allora impiegate, conseguendo un'ossatura più rigida e con un sostanziale risparmio nei tempi di montaggio. Una tendenza che proseguirà senza esitazioni negli anni a venire con la realizzazione di macchine per la tesatura dei bulloni sempre più potenti e maneggevoli, con controlli di tiro assicurato. La tecnologia del bullone è in costante evoluzione. Sul n.2/56 Steinman, già ricordato nelle pagine precedenti, completa l'analisi sulla stabilità aerodinamica del ponte di Mackinac, bellissimo ponte di 1.158 m di luce centrale (figura 5). Lo studio del comportamento dei ponti di grande luce in quei momenti stava facendo progressi enormi e la parte sperimentale in galleria del vento su modelli a grande scala si stava dimostrando ormai assolutamente necessaria. Steinman ci lavorò su per quasi 20 anni ed arrivò a costruire un ponte che aveva una rigidità torsionale molto elevata. E pensare che siamo solo a 15 anni dal crollo del ponte di Tacoma e l'uomo realizza ponti che arrivano ormai a luci intorno al chilometro e mezzo e pensa di arrivare ad oltre 3.000 m!

Continuano le note scientifiche di Fabrizio de Miranda, progettista, studioso e docente di grandissimo valore. Le sue note nel 1956 saranno ben 5 e tutte ben ancorate a problemi attuali e nuovi: i ponti a travata a sezione mista acciaio-calcestruzzo, l'ottimizzazione di travature reticolari, le vibrazioni libere su travi tipo Langer, la protezione antincendio delle strutture, i ponti in acciaio per le infrastrutture. E continueranno negli anni successivi fino a confluire in alcuni testi, fondamentali,



Fig. 7 - Torre SAE, Sicilia. Il percorso dell'elevatore

per gli ingegneri.

Sul numero 3/56 compare una breve presentazione dell'attraversamento aereo dello stretto di Messina con linea elettrica ad alta tensione (figure 6 e 7).

Il lavoro fu svolto dalla SAE - Società Anonima di Elettrificazione, che già dalla fine della prima guerra mondiale aveva pensato al collegamento elettrico della Sicilia. I lavori vennero iniziati nel 1952 e si conclusero tre anni dopo. Si trattava del più ampio attraversamento sino a quei tempi realizzato: 3.646 m di campata centrale e due campate laterali di 625 e 651 m rispettivamente. Due torri di sostegno di altezza circa 200 m poggiate su basamenti di 10-12.000 t. Consulente dell'opera nella progettazione del complesso fu un altro grande indimenticato docente e progettista: Arturo Danusso.

Il 24 agosto 1956 concludeva il suo cammino terreno Odone Belluzzi (1892-1956), uno dei fondatori della rivista. Un appassionato ritratto, a cura dell'amico Luigi Stabilini, comparve



Fig. 8 - L'Atomium di Bruxelles

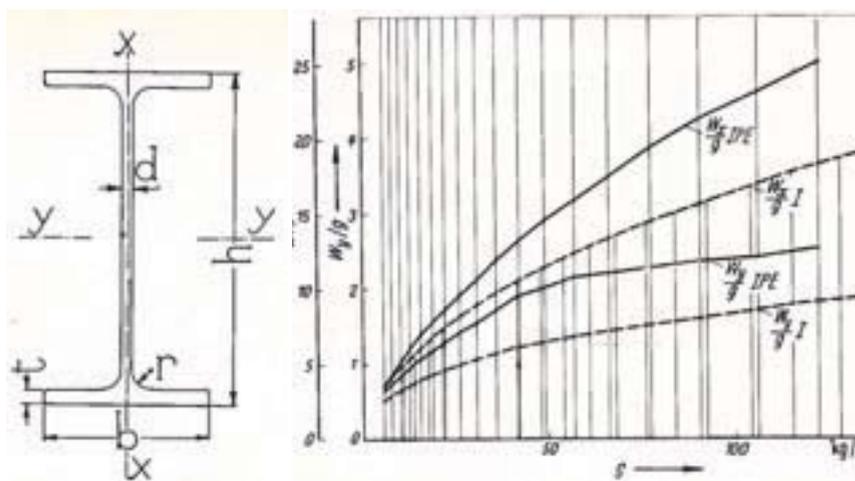


Fig. 9 - La serie dei profili IPE

sul numero 4. Vengono ricordate le grandi fatiche che Belluzzi, di umilissime origini, fece per arrivare alla laurea, lavorando per mantenersi agli studi, e poi la carriera fino alla cattedra di ordinario a Bologna in Scienze delle Costruzioni. Così ricorda Stabilini: “... I suoi allievi, ed in generale tutti coloro che hanno udito qualche sua lezione o conferenza, non potranno dimenticare la sua esposizione agile e semplice senza l'orpello di vuote parole ma densa di idee, comprensibile sempre, mentre taluni talvolta d'arte complicano le cose semplici per suggestionare l'uditorio. Belluzzi voleva e sapeva sempre scendere agli allievi e agli uditori così da essere sempre chiaro ed efficacissimo, ciò che egli riteneva essere un dovere o meglio una missione”. Il suo celebre testo (quattro volumi di cui l'ultimo postumo) è ancor oggi una miniera di informazioni utili per capire il comportamento dei materiali nelle sue realizzazioni pratiche. I suoi esercizi non sono mai accademici, ma piuttosto tratti dalla quotidiana esperienza di docente, sperimentatore e progettista. Basta guardare alle sue pubblicazioni (79) sempre solidamente legate a temi di carattere molto pratico, ingegneristico.

Alla fine dell'anno scompare Giuseppe Albenga (1882-1956), laureato a Torino con Camillo Guidi e suo assistente per qualche anno e successivamente professore a Bologna e Torino. Verrà ricordato dall'amico Luigi Stabilini sul n. 1/57. Del ricordo colpisce un inciso in cui dice: “... Mi sentivo di fronte a lui sempre più che mai come un allievo di fronte al maestro. Questa impressione non era mia soltanto; il compianto amico professor Belluzzi mi diceva la stessa cosa e quando, discutendo insieme di qualche problema, ci sentivamo dubbiosi, concludevamo concordi che bisognava sentire il parere di Albenga. Tale era, e forse solo ai competenti appariva, la grandezza della mente dell'uomo”.

1957

È l'anno della fondazione del Mercato Comune (Roma, marzo 1957), fondato da 6 nazioni già legate in modo stretto dalla CECA. Certamente gli acciaieri del tempo non avevano dubbi sull'utilità di un forte mercato come l'Europa e sapevano leggere bene i segni dei tempi.

Cominciano ad apparire le prime indicazioni su un avvenimento che nell'anno successivo sarebbe stato di grande rilevanza per l'Europa: si tratta dell'Esposizione Mondiale di Bruxelles il cui simbolo sarà l'Atomium, cioè la riproduzione gigantesca (può accogliere più di 6000 persone) del cristallo cubico a corpo centrato del Ferro (figura 8).

Le strutture dell'Expo di Bruxelles verranno descritte dai loro progettisti in un successivo numero monografico di CM e precisamente sul numero 4 del 1958.

Sul n. 3/57 viene presentata la nuova serie europea di profili alleggeriti a doppio T, vale a dire le IPE che andranno a sostituire le vecchie I NP. Apparentemente si tratta di una novità da poco. In effetti è un grandissimo sforzo di unificazione europea, svolto nell'ambito di Commissioni nate in seno alla CECA (Comunità Europea Carbone e Acciaio). Messi da parte tutti i nazionalismi, finalmente si arriva a proporre cose utili per accelerare la ripresa della parte occidentale dell'Europa. Dopo molte riunioni presso gli Enti nazionali ed Internazionali (Francia e Lussemburgo) il 27 gennaio 1957 veniva definitivamente stabilita la nuova serie IPE proposta come EURONORM e destinata a sostituire la vecchia serie dei profilati NP (figura 9).

Di lì a pochi anni usciranno le unificazioni sui profili ad H ad ali larghe che si imporranno gradualmente in tutto il mercato mondiale, vista l'espansione del lavoro europeo anche al di là dei propri confini.

Sul numero 6 del '57 Ugo Bellometti descrive un lavoro italiano fatto per il Giappone (!) e precisamente le condotte forzate del complesso idroelettrico di Kurobe, a seguito di una gara vinta dall'industria italiana, la Costruzioni Meccaniche Riva e la società di progettazione Elettroconsult di Milano che, con

una geniale proposta semplificativa del progetto iniziale, resero possibile di dare all'impianto una resa finale maggiore del 30% rispetto ai requisiti di gara (figura 10).

1958

Alla fine del '57 Il Politecnico di Milano si dota di un grande sala per Prove Statiche e Dinamiche facente parte del Laboratorio Prove e Materiali dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni (figure 11 e 12). Si tratta di una sala delle dimensioni di circa 23 x 17 m con un piastrone dello spessore di 1,50 m realizzato in c.a. forato (maglia triangolare di circa 1 m di lato). I fori sono diam. 150 mm e attraversano tutto il solettone. Permettono così l'inserimento di tiranti di grosse dimensioni (della portata di circa 80 t) per l'aggancio di ogni tipo di apparecchiatura. La struttura è all'interno di un capannone delle dimensioni di 28 x 19 m ed un'altezza di 15 m. All'interno un carro ponte della portata di 10 t. Si tratta di un'opera notevole che per anno sarà un vanto della scuola milanese che in quegli anni sta formando la classe dirigente dell'industria del Nord Italia e si guadagnerà molti successi che culmineranno con il Nobel a Natta nel 1963. L'opera è descritta sul n.1/58 dal prof. Guido Gotusso, figura di spicco nell'ambito della meccanica applicata. Così dice nella sua lunga presentazione: *"Il calcolo fornisce per una costruzione una base tanto più sicura quanto più intelligente e oculata fu la sua condotta, ma non sempre il progettista può assumersi la responsabilità di dare il via ad una costruzione sulla semplice base del calcolo a sua volta fondata su ipotesi e assunzioni alla cui formulazione presiede non solo l'esperienza ma l'intuizione. Sorge allora il problema di provare la struttura nel suo insieme cercando non già la conferma diretta delle singole ipotesi formulate ma analizzando il comportamento globale dell'opera con riferimento al compito finale che è chiamata ad assolvere. È questa la prova per eccellenza, la prova cruciale nella quale non solo si compendiano le risposte a tutti gli interrogativi che sorgono via via che il calcolo procede ma nella quale si offre alla natura la possibilità di compensare saggiamente eventuali errori di ipotesi, di smussare le asperità che un'inevitabile schematizzazione introduce artificiosamente nell'analisi preventiva. Di trovare insomma, nell'opera compiuta, assai più di quanto si rapporta inizialmente. La prima via che si apre a questo è quello di eseguire prove con modelli in scala ridotta. Sono ben noti il significato, il valore di prove siffatte, i loro pregi e i loro difetti.*

Sta di fatto però che talora un simile modo di procedere non si rivela sufficiente a tranquillizzare il progettista specialmente nel caso di cimenti dinamici che possono portare a conseguenze sovente assai nascoste, difficilmente prevedibili come il caso dell'effetto di fatica dei materiali. Occorre allora la prova diretta sulla struttura quale essa è o su una copia fedele di una sua

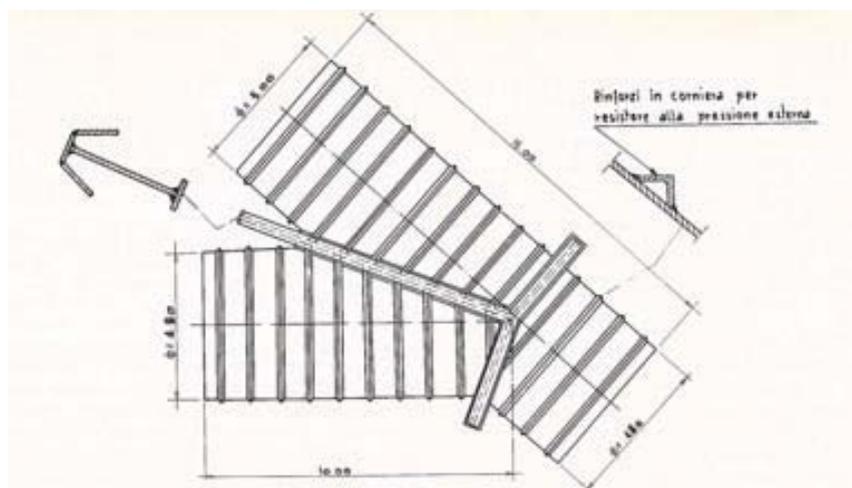


Fig. 10 - Condotte forzate del complesso idroelettrico di Kurobe

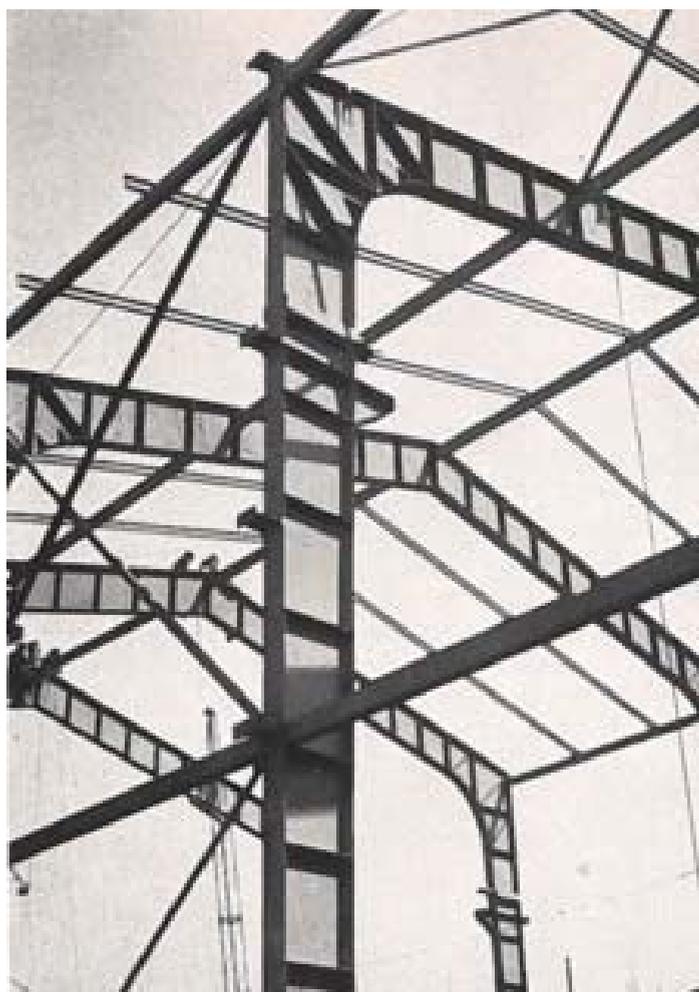


Fig. 11 - Montaggio della struttura metallica del capannone Prove Statiche e Dinamiche del Politecnico di Milano

parte al vero. È chiaro che, se la cosa è relativamente semplice per organi di dimensioni limitate, essa diventa sovente impraticabile non appena la struttura da provare raggiunge dimensioni ragguardevoli. L'impianto inaugurato presso l'istituto di Scienza delle costruzioni del Politecnico di Milano si è proposto precisamente di affrontare questo problema".

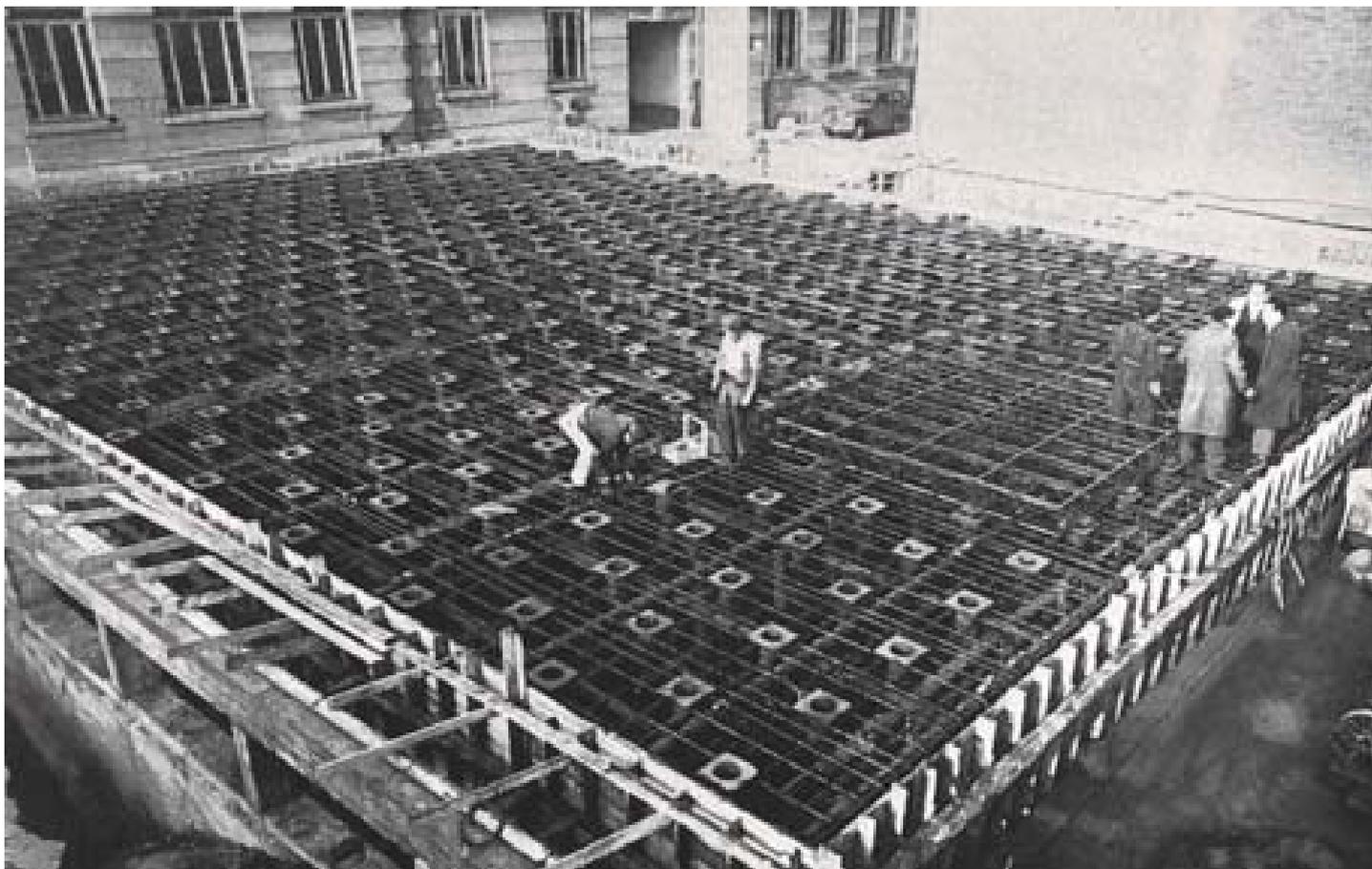


Fig. 12 – L'armatura del piastrone del capannone Prove Statiche e Dinamiche del Politecnico di Milano



Fig. 13 – Seagram Building in Park Avenue a New York

Il progetto condotto dai tecnici del Politecnico sulla base di esperienze realizzate all'estero dalla AMSLER di Sciaffusa, aveva un concetto informatore quanto mai semplice: realizzare un gigantesco "Meccano" col quale fosse possibile comporre il dispositivo di prova necessario di volta in volta per sottoporre la struttura in esame ai carichi statici o dinamici richiesti qualunque ne fosse il punto di applicazione e la direzione. Venne così realizzato un capannone con struttura in acciaio delle dimensioni approssimative seguenti: lunghezza 28 m, larghezza 19 m, altezza da terra 15 m; gru a ponte della portata di 10 t per la movimentazione dei pezzi con una base costituita da un piastrone forato molto rigido in calcestruzzo armato dello spessore di 1,70 m con foratura a maglia triangolare equilatera. Le strutture sono fissate alla base mediante tirantature che, grazie alla maglia fitta, vengono ancorate al disotto del piastrone. I carichi da applicare alle strutture sono invece realizzati con martinetti idraulici che trasferiscono forze statiche o dinamiche a secondo delle richieste.

Molte prove importanti sono state svolte negli anni dal Laboratorio del Poli e molte esperienze sono state utilizzate nella formazione di successivi impianti di prova di strutture.

Sullo stesso numero compare la notizia che negli USA è stato completato il Seagram Building in Park Avenue a New York, progettato da Mies Van der Rohe e Philip Johnson, forse il

grattacielo più bello costruito in quegli anni. Trentotto piani e dodicimila tonnellate di acciaio per l'ossatura costruita in 24 settimane con connessioni bullonate con bulloni ad alta resistenza (figura 13).

Sul n.2/58 L'arch. Disertori presenta strutture modulari realizzate in profili sottili realizzati dalla società Salvit. Con dettagli molto ben fatti descrive il sistema che può essere, a detta del suo progettista, applicabile a distribuzioni varie e con buona valenza estetica. Purtroppo questa idea non avrà successo nel nostro paese. Altrove si realizzeranno interi quartieri con costruzioni industrializzate in acciaio. Da noi invece ci sono stati molti freni inibitori quali i "cosiddetti" minori pregi estetici della struttura in acciaio molto spesso mascherata alla vista, e la crescente popolarità delle strutture in calcestruzzo armato. Siamo prossimi infatti agli anni '60 che vedranno la nascita di splendide opere di maestri come Nervi, Zorzi, Morandi e altri. Tutto ciò porterà ad un atteggiamento pregiudizialmente negativo verso la riscoperta di questo splendido materiale.

Sul n.3/58 compare per la prima volta un articolo di Leo Finzi, dal titolo: "Sul coefficiente di sicurezza delle strutture reticolari in acciaio", argomento trattato dall'autore in una conferenza intitolata: "Al di là del diagramma cremoniano nella ricerca degli sforzi delle strutture reticolari in acciaio", tenuta mesi prima al Politecnico di Milano. Si tratta di una serie di incontri organizzati nell'ambito delle "Comunicazioni sulle costruzioni metalliche" organizzate dal Collegio dei Tecnici dell'ACAI, culla del futuro CTA.

Siamo nel 1958. Probabilmente già qualche elaboratore elettronico ha fatto la comparsa anche in Italia. La disseminazione della ricerca spaziale di lì a poco, porterà ad una grande rivoluzione nell'approccio ingegneristico del calcolo strutturale.

Ma sentite cosa dice il giovane prof. Finzi (all'epoca aveva 34 anni); " *...Il Cremoniano piace al progettista il quale talvolta è portato a vedervi l'essenza stessa della progettazione. Purtroppo, invece, questa fase nella progettazione è la più modesta e la più manuale. Quella che senz'altro in tempi di automazione potrebbe prima essere affidata alla macchina. La mano del progettista, che ha già impresso il pollice nella creta della sua creatura nel momento in cui ha disegnato lo schema, riappare ancora soltanto dopo il diagramma cremoniano quando lo schema ancora fatto di linee tracciate sulla carta va vestito, va trasformato in struttura, operazione assai delicata ed impegnativa perché il progettista deve avvalersi dei profilati delle lamiere dei piatti che l'acciaieria gli mette a disposizione, dei chiodi dei bulloni delle saldature che la tecnologia delle strutture in acciaio gli consente e non è compito facile soprattutto perché si tratta di ottenere una struttura sana ed economica al tempo stesso.*"

Ancor oggi c'è l'idea pericolosa che basti una modellazione accurata per capire il funzionamento delle strutture.



Fig. 14 - Dal libro "Costruzioni Metalliche" di Leo Finzi ed Edoardo Nova

L'articolo riporta figure (figura 14) e considerazioni che entreranno a far parte del piccolo libro "Costruzioni Metalliche" scritto, qualche anno più tardi, insieme ad Edoardo Nova, amico e compagno di lavoro di una vita, libro il cui pregio era portare a capire con semplici esempi l'essenza delle norme di calcolo UNI 10011. Per decenni, quelle norme molto semplici e chiare, sono state il supporto scientifico di ogni strutturista dell'acciaio.

1959

È finito il primo decennio. La rivista sembra essersi attestata su un buono standard: un corpo redazionale, supportato da ACAI, costituito da sei ingegneri progettisti e dirigenti di industrie del settore ed un direttore responsabile nella figura dell'Ing. Antonio Bazzani; un comitato scientifico formato da 9 professori ordinari provenienti dalle migliori università italiane. Una distribuzione che arriva a settori e società di progettazione ingegneristici ed impiantistici dove le nostre industrie stanno crescendo di anno in anno. La rivista viene scambiata con altre pubblicazioni periodiche: con ben 85 riviste o bollettini informativi italiani e 47 riviste straniere sparse in ogni parte del mondo!

La pubblicità per ora è intorno al 15% delle pagine, che nel frattempo sono attestate sulle 48 pagine di testo. I temi affrontati riguardano realizzazioni e studi di ricerca; molte informazioni relative alla produzione dell'acciaio ed alle realizzazioni nei vari stati vengono segnalate nella rivista.

Sul numero 1 c'è da segnalare un breve nota tecnica a cura di Ernesto Maccaferri, delle Officine Bossi, assistente della cattedra di Macchine dell'Università di Genova, sul "Comportamento dinamico dei camini autoportanti in lamiera". La nota riporta alcuni dati di progettazione di una ciminiera di 60 m di altezza con diametro di 2 m e sezione tronco conica alla base con diametro che arriva a 3,40 m. L'analisi è fatta coi poveri mezzi di allora: poco copiosa era la documentazione: la sua bibliografia si rifà agli studi di Theodore von Karman, al testo del Belluzzi



Fig. 15 – Padiglioni a struttura d'acciaio

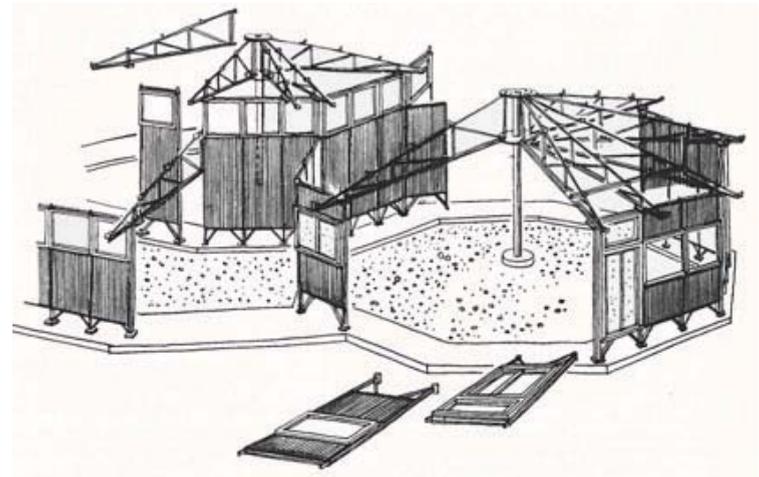


Fig. 16 – Padiglioni a struttura d'acciaio – elementi costruttivi

sulle vibrazioni (il volume IV), agli studi di Pasquale Cannata comparsi sulla rivista qualche anno prima e ad alcune esperienze americane tratte dai Proceedings dell'ASCE.

Oggi su questo argomento vi è moltissima documentazione disponibile che può aiutare il progettista nella miriade di verifiche che tale struttura richiede. Si percepisce, nell'articolo, la tensione dell'ingegnere progettista che si avventura per la prima volta in campi nuovi, con dimensioni sempre più grandi che vengono richieste alle apparecchiature ed alle strutture che li ospitano. Una sfida che continua ancor oggi ed il gigantismo di alcune di esse pone all'uomo sempre nuovi ostacoli da superare.

Sempre nello stesso numero un paio di servizi su alcune strutture "minimali" ma non per questo da trascurare o sottovalutare: i tentativi di entrare nel mondo dell'edilizia con prodotti standardizzati, facili da montare e con elevato livello qualitativo (figure 15 e 16). Si tratta di elementi prefabbricati per costruzioni modulari come scuole di ordine inferiore, come asili e nidi ed anche moduli per servizi vari (centraline e stazioni di servizio). Gli studi teorici, pur finalizzati alla soluzione di problemi tecnici, sono presenti in ogni numero della rivista. Nelle università italiane cominciano ad arrivare i primi super computer che di lì a poco modificheranno l'approccio al calcolo delle strutture. Ma per ora i calcoli dei telai si fanno ancora manualmente con metodi che richiedono molte ore di calcolo. Si segnalano gli studi del prof. D. Annaratone, ai tempi Assistente alla cattedra di Costruzioni di Macchine del Politecnico di Milano, sul calcolo delle travi a momento d'inerzia variabile nei telai, e molti articoli del prof. S. Dei Poli, Ordinario di Tecnica delle Costruzioni al Politecnico di Milano, che affronta svariati argomenti ingegneristici quali il calcolo delle frequenze proprie flessionali

e torsionali accoppiate di profili a sezione qualsiasi.

Viene riportata sul n. 4/59 una conferenza di Piero Pozzati, direttore dell'Istituto di "Costruzioni in legno, ferro e cemento armato" dell'Università di Bologna, sul metodo delle deformazioni impresse per strutture reticolari spaziali. La conferenza era stata tenuta a Pisa¹ agli allievi del Centro Costruzioni Metalliche di quell'Università. Se per alcune strutture monodimensionali o bidimensionali a semplice curvatura si era potuto arrivare ad avere le soluzioni delle azioni interne per casi semplici di carico, rimaneva aperto il problema generale delle strutture spaziali tridimensionali per le quali si cercava di mettere a punto sistemi di risoluzione per iterazione di relativa facilità. Il problema sarebbe stato risolto di lì a qualche anno con l'avvento di software basati sulla tecnica degli elementi finiti. Ma a quei tempi si calcolava tutto "a mano" e la ricerca di metodi semplificati ed alla portata dell'ingegnere comune era molto sentita.

Il numero successivo riportava una conferenza tenuta da Leo Finzi pochi mesi prima durante la settimana di approfondimento tenutasi al Centro Costruzioni Metalliche di Pisa. Titolo della conferenza: "Prove distruttive su prototipi di strutture in acciaio". Dice Finzi: " ... Vi sono dei casi in cui la struttura di minor peso è anche la più economica, e ciò accade abbastanza tipicamente, ad esempio, per gli aerei o per le automobili ove il peso si fa sentire di riflesso anche sulla potenza richiesta dai motori ed è quindi parametro dominante. In molti altri casi invece la struttura più economica non è quella di minor peso, perché al di là di un certo limite alle riduzioni di peso si accompagnano spesso aumenti tali dei costi unitari da rendere controproducente l'eccessiva raffinatezza del progetto.

Nel caso delle strutture in acciaio, questa è una questione

¹ Il 2 febbraio 1959 a cura dell'Università di Pisa e con il patrocinio della Dalmine Spa, viene inaugurato il Centro Studi sulle Costruzioni Metalliche. Il prof. Letterio Donato è il primo Direttore del Centro Studi. Nella sua prolusione egli afferma che il Centro servirà per la ricerca su sistemi costruttivi in acciaio molto richiesti in quel momento dall'industria, ricerca che poi si potrà riverberare nell'elaborazione di norme, istruzioni, regolamenti e capitolati per il progetto, l'esecuzione ed il Collaudo delle opere in carpenteria metallica.

particolarmente sentita. La struttura in acciaio, infatti, nasce perlopiù dalla composizione mediante saldatura chiodatura o bullonatura di elementi profilati generati attraverso processi di laminazione, elementi cioè rettilinei di sezione costante. Ogni variazione della forma primitiva dell'asse, ogni variazione apportata alle sezioni trasversali può compiersi solo attraverso lavorazioni che incidono sui costi di produzione. Analogamente ogni membratura può essere resa solidale alle adiacenti in maniera più o meno perfetta, più o meno brillante dal punto di vista statico, ma anche qui ogni affinamento richiede lavorazioni più complesse, maggiore estensione del cordone di saldatura o maggior numero di bulloni o chiodi, preparazione dei lembi da collegare, calibratura dei fori eccetera.

Anche qui dunque l'aumentata efficienza statica corrisponde assai spesso ad un aumento dei costi unitari."

Nei paesi più avanzati del nostro, la manodopera specializzata incideva notevolmente sulla costruzione in officina. Da qui la necessità di standardizzare alcuni giunti tipici anche a scapito dell'utilizzo di maggior quantità di materiale. Anche in Italia però si cominciava a pensare di economizzare in termini globali mediante processi e dettagli standard. Alla Stazione Prova Pali della società SAE di Lecco (figura 17) a quel tempo si provava una torre a traliccio alla settimana, portando a rottura i piloni delle linee elettriche, e si provavano anche prototipi di strutture. Altri laboratori stavano sorgendo nelle università europee ed italiane e avrebbero portato ad uno sviluppo notevole delle conoscenze nel settore dei fenomeni di instabilità, accrescendo enormemente le capacità progettuali dei progettisti delle strutture in acciaio.

Sullo stesso numero compariva anche un articolo di un giovane assistente di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Trieste: **Giulio Maier**. Il suo articolo trattava il "Comportamento dei ponti sospesi a trave irrigidente in regime elastoplastico". Maier, trasferitosi in seguito al Politecnico di Milano, avrebbe contribuito ad approfondire il tema del comportamento elastoplastico delle strutture che proprio in quell'Università aveva visto i primi significativi contributi e, successivamente, sarebbe stato un iniziatore delle tecniche di calcolo ad elementi finiti. Sul numero 1/2019 di Costruzioni Metalliche, ricordiamo, è apparso un altro suo articolo (!), sintesi di una conferenza tenuta nel suo Ateneo, circondato da un gran numero di ex allievi.

1960

Il 1960 si apre con un articolo del prof. **Luigi Stabilini** (sarà il primo di tre articoli che compariranno durante l'anno) rivolti ai problemi di instabilità delle strutture in acciaio. Pur non essendo la prima pubblicazione sull'argomento (la rivista ha ormai più di undici anni di vita) è comunque un "punto sulla situazione" che è molto ben documentato.



Fig. 17 - Stazione Prova Pali della società SAE di Lecco

Sullo stesso numero ecco una ricerca di **Alfredo Castiglioni** (a quel tempo Assistente alla cattedra di Scienza delle Costruzioni del Politecnico milanese e più tardi Ordinario e docente di Dinamica delle Strutture ed autore di uno dei primi testi italiani sull'argomento). La memoria è dedicata al vibrografo, apparecchiatura per la misura degli spostamenti dovuti a vibrazioni. Siamo agli inizi di una disciplina che avrà sviluppi rilevanti e che permetterà di avviare indagini sistematiche sugli effetti delle vibrazioni nelle strutture.

Appaiono sulla rivista sempre più frequentemente i testi delle Conferenze di aggiornamento scientifico che si tengono annualmente al Centro per le Costruzioni Metalliche dell'Università di Pisa, il cui direttore è il prof. **Letterio Donato**.

Il prof. **Oberti**, Direttore del recente Istituto Sperimentale Prove

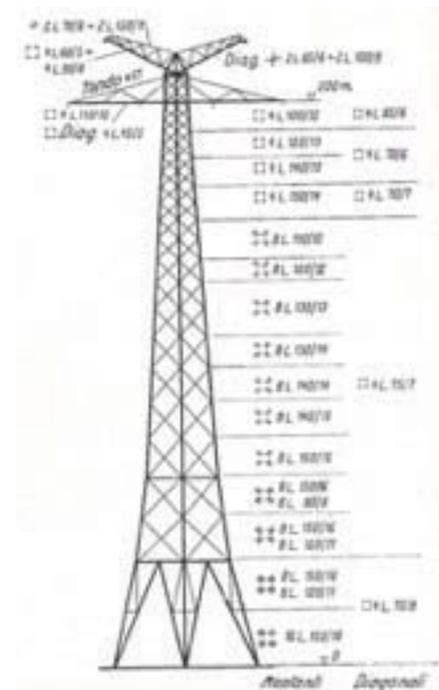
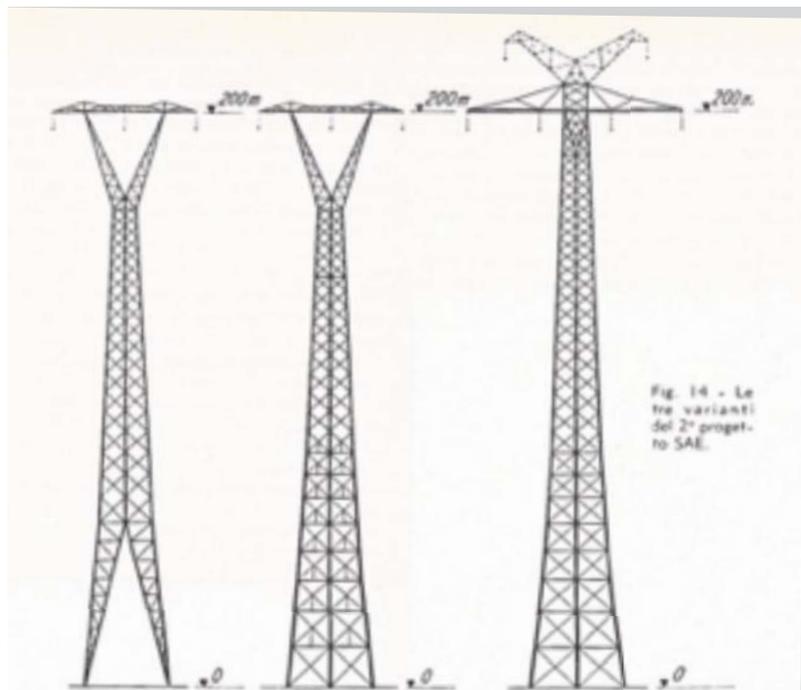


Fig. 18 – Torri dell’attraversamento dello Stretto di Messina

e Modelli ISMES di Bergamo e docente di Tecnica delle Costruzioni a Torino, sul n.2/60 tratta delle sollecitazioni preesistenti nelle strutture e riporta esperienze svolte su un vecchio ponte in ferro puddellato (saldato) costruito nel 1878 sul fiume Adda a Trezzo d’Adda. I risultati delle prove misero in luce l’estrema fragilità del materiale e ciò portò alla decisione di demolire il manufatto e ricostruirlo.

Sul numero 2 dello stesso anno il prof. Michele Pagano pubblica un articolo sul carico critico dei telai elastici multipiano. I calcoli, molto laboriosi, sono tutti manuali e si basano sul metodo di Grinter.

Sul numero 4 ecco il primo articolo di Elio Giangreco. È la conferenza tenuta l’anno prima (1959) a Pisa dal titolo “*L’instabilità flessione torsionale al di là dei limiti elastici*”. Dopo un inquadramento matematico del problema affrontato con il metodo energetico anziché euleriano, si perviene ad una serie di risultati che vengono confrontati con una serie di fini sperimentazioni effettuate presso il laboratorio dell’Università di Napoli.

Davanti a questo lavoro certosino di analisi e prove fatte e rifatte moltissime volte con pochi mezzi e ridotta strumentazione, non si può che rimanere ammirati per la tenacia di questi nostri padri che hanno fondato poi la moderna metodologia di calcolo per le strutture in acciaio.

Un’altra conferenza, tenuta nell’anno in corso, e pubblicata su CM fu quella di Fabrizio de Miranda su un argomento di grande interesse applicativo: “*Le distorsioni elastiche impresse nei ponti a travata continua in sistema misto acciaio – calcestruzzo*”. L’autore infatti descrive l’effetto della viscosità ‘giovane’ del calcestruzzo nel caso di distorsioni impresse in attraversamenti

a tre luci realizzati dall’ILVA per il raddoppio dell’autostrada Firenze – Mare.

Sul numero 5 del 1960 viene presentato in un lungo articolo (ben 21 pagine) l’iter progettuale delle torri dell’attraversamento elettrico sullo stretto di Messina (figura 18).

EPILOGO

Qui si chiude la piccola storia dei primissimi anni di Costruzioni Metalliche.

Dopo 70 anni le pagine pubblicate sono ormai decine di migliaia. Sono state scritte da docenti universitari, progettisti e tecnici di officina. Un mondo di persone che ha profuso una grande passione in quello che faceva e che ha diffuso, senza gelosie, le proprie esperienze ai colleghi molto meno preparati.

Molti sono stati gli articoli per rendere le norme più comprensibili ed applicabili senza tema di errore e molti gli articoli utilizzati da chi ha fatto ricerca o da chi li ha semplicemente utilizzati per la propria professione. Ancora oggi riteniamo più costruttivo lavorare con umiltà mettendo insieme il sapere e le proprie esperienze belle o anche spiacevoli, perché solo così si progredisce. Sarebbe bello ricordare tutti gli autori, ma si tratterebbe di un lavoro enorme.

Ricordiamo almeno un paio di nomi che hanno dato un’impronta indimenticabile alla rivista: l’ing. Alberto Vintani che ha retto la Direzione di CM dal 2005 al 2015, e la signora Isa Zangrando, redattrice capo, per oltre trent’anni. A loro va il grazie dell’attuale gruppo di redazione e di tutti i lettori della rivista. Ai collaboratori e lettori di CM, in particolare ai più giovani, l’augurio di continuare ancora così per altri70 anni!

IMPIEGO DI ACCIAIO INOSSIDABILE NELL'EDILIZIA E NELLE INFRASTRUTTURE



CENTRO INOX

USE OF STAINLESS STEEL IN BUILDINGS AND INFRASTRUCTURES

A cura dell'Ing. Francesco Lipari

Centro Inox - Associazione Italiana per lo sviluppo degli acciai inossidabili, Milano

INOX E EDILIZIA: PERCHÉ IMPIEGARLO?

Gli acciai inossidabili sono una classe speciale di leghe a base ferro contenenti cromo e altri elementi quali principalmente nichel e molibdeno che rendono il materiale particolarmente resistente ad alcuni tipi di corrosione. Per essere definito come acciaio inossidabile, la lega deve contenere almeno il 10,5% di cromo e al massimo l'1,2% di carbonio.

La resistenza alla corrosione che caratterizza questi acciai legati deriva dalla capacità di autopassivarsi in un ambiente sufficientemente ossidante, come può essere l'aria: queste condizioni permettono la formazione un particolare film superficiale di ossigeno adsorbito, trasparente e ben adeso al materiale di base e costituito prevalentemente da ossidi ed idrossidi di cromo, che protegge il materiale sottostante dalla ossidazione.

Questa importante proprietà è stata determinante, tanto da fare in modo che gli acciai inossidabili venissero adoperati già dagli inizi del secolo scorso nell'ambito dell'edilizia e delle infrastrutture. Se inizialmente la loro scelta è stata legata soprattutto alla caratteristica di resistere, senza rivestimenti protettivi, all'aggressione atmosferica e quindi rimanere praticamente inalterati nel tempo, successivamente progettisti e architetti hanno sfruttato altre caratteristiche degli acciai inossidabili, che ne hanno fatto nel corso degli anni dei materiali costruttivi validi, quali per esempio: buone caratteristiche meccaniche, un eccezionale aspetto estetico, manutenzione contenuta o assente di strutture in inox rispetto ad altri materiali e, nel caso degli acciai inossidabili austenitici, una resistenza al fuoco superiore a quella degli acciai comuni per applicazioni strutturali.

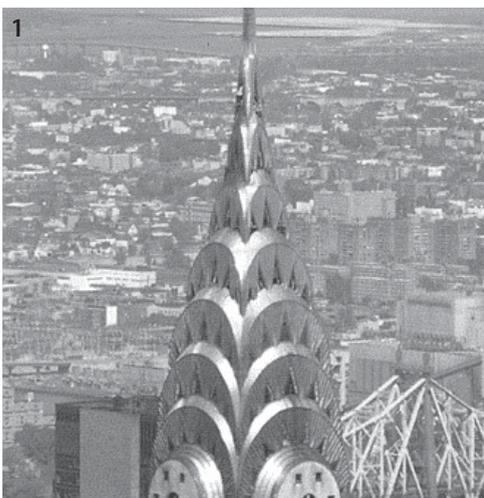


Fig. 1 - Chrysler Building. Per il rivestimento della sua sommità è stato impiegato l'acciaio inox AISI 302. Fig. 2: Hotel Pirovano. La copertura del tetto e dei piani superiori dell'hotel è in acciaio inossidabile EN 1.4301 (AISI 304).

La scelta del tipo di acciaio inossidabile è sicuramente legata all'aggressività dell'ambiente nel quale la struttura verrà posta: per esempio, in un ambiente fortemente aggressivo come quello marino, è preferibile l'impiego dell'acciaio inossidabile austenitico EN 1.4401 (AISI 316) o nei casi più gravosi addirittura dell'acciaio inossidabile duplex EN 1.4462 (2205).

La finitura superficiale gioca anch'essa un ruolo determinante: la scelta della finitura, e conseguentemente il valore di rugosità medio dei componenti, va ponderata in funzione dell'ambiente, oltre che per motivi prettamente estetici.

PRIMI ESEMPI DI IMPIEGO

Le prime applicazioni che hanno visto l'utilizzo di acciaio inossidabile in edilizia risalgono alla fine degli anni '20 del secolo scorso, con il Chrysler Building (1929) e l'Empire State Building

(1930). Per entrambi gli edifici, protagonisti assoluti dello skyline di Manhattan per moltissimi anni, è stato usato l'inox, in tal caso AISI 302, come rivestimento delle loro sommità (figura 1). Dalla loro inaugurazione i pochissimi interventi di pulizia hanno potuto constatare come la condizione superficiale del materiale sia rimasta pressoché intatta. A partire dagli anni '60 altri edifici hanno previsto l'utilizzo di tale materiale, tra i quali: il Carbide Building (New York), il Gateway Center (Pittsburgh) e la Cattedrale di Santa Maria (Tokio). In Italia, uno dei primi esempi è sicuramente rappresentato dall'Hotel Pirovano, situato presso il Passo dello Stelvio: in questo caso è stato usato acciaio inossidabile EN 1.4301 (AISI 304), sottoforma di lamiera aventi spessori di 0,4 e 0,5 mm, come "seconda pelle" nel rivestimento del tetto e dei piani superiori del rifugio. Anche in tal caso, la condizione superficiale di tale materiale è rimasta pressoché invariata fino ad oggi (figura 2).



LE APPLICAZIONI ODIERNE DELL'ACCIAIO INOSSIDABILE IN EDILIZIA E NELLE INFRASTRUTTURE

Dagli anni '60, sempre con più frequenza l'acciaio inossidabile è stato concepito come materiale edile, fino a diventare un must per moltissime applicazioni. Di seguito verrà presentata una carrellata esemplificativa, ma sicuramente non limitativa, di applicazioni recenti relative all'utilizzo dell'inox in quest'ambito.

Palasport Olimpico

Il Palasport Olimpico è stato realizzato in occasione dei Giochi



Fig. 3 - Palasport Olimpico di Torino. Oltre 2.000 pannelli in lamiera di acciaio inossidabile EN 1.4404 (AISI 316L) sono stati utilizzati per il rivestimento del volume superiore dell'impianto polifunzionale coperto di Torino. Fig. 4 - Palasport Olimpico di Torino. Le lamiere in inox sono caratterizzate da bugnature ellittiche.



Fig. 5 - Filarmonica di Parigi. Il complesso musicale appare dall'esterno come uno specchio scintillante dalle mille sfaccettature che riflette in maniera deformante il paesaggio che lo circonda. Figg. 6-7 - Filarmonica di Parigi. Particolari in primo piano della struttura. Il rivestimento è costituito da lamiera forata e pannelli in acciaio inossidabile EN 1.4404 (AISI 316L) con finitura lucida. Fig. 8 - Padiglione Russo, Expo Milano 2015. Il soffitto della pensilina di accesso al padiglione è caratterizzato da lamiera in acciaio inossidabile EN 1.4301 (AISI 304), nella finitura Super Mirror Nr. 8. Fig. 9 - Padiglione Russo, Expo Milano 2015. La scelta dell'acciaio inox per il soffitto della pensilina è stata dettata dall'esigenza di avere un effetto a specchio, facile da lavorare e da installare.

olimpici invernali di Torino del 2006. Il rivestimento del volume superiore è stato costituito da oltre 2.000 pannelli in lamiera di acciaio inossidabile EN 1.4404 (AISI 316L). Le lamiere, di dimensione 5400 × 500 mm e di spessore 1,2 mm, sono caratterizzate da grandi bugnature ellittiche, ottenute per deformazione plastica a freddo, che conferiscono alle facciate un effetto vibrante, accentuato anche dalla disposizione irregolare delle finestre presenti nelle facciate. La finitura scelta per quest'opera è di tipo satinato, eseguita direttamente dal nastro prima delle successive

lavorazioni. Complessivamente si sono usati 7.500 m² di lamiera per un peso complessivo di 70 t (figure 3 e 4).

Filarmonica di Parigi

Inaugurata nel 2015, la Filarmonica di Parigi non passa di certo inosservata: il merito è sicuramente da attribuire al particolare e affascinante rivestimento esterno, composto da un insieme di lamiere in acciaio inossidabile EN 1.4404 (AISI 316L), di spessore 1,5 mm, con finitura lucida. La particolare geometria delle



Fig. 10: Ponte di Corte di Piove di Sacco. La sezione trasversale è composta da due corsie carrabili di 4,75 m e da due marciapiedi di 2,00 m che consentono un agevole passaggio per pedoni e ciclisti. Fig. 11: Ponte di Corte di Piove di Sacco. Gli archi gemelli a sezione circolare in acciaio inossidabile duplex EN 1.4362 (2304) sono alti 16,5 m. Fig. 12: Ponte pedonale di Ortisei. Il ponte collega la zona dove sorge l'Hotel Cavallino Bianco con la stazione della funivia per l'Alpe di Siusi. Fig. 13: Ponte pedonale di Ortisei. Il ponte ha previsto l'impiego di numerosi componenti in acciaio inossidabile, nello specifico EN 1.4301 (AISI 304) ed EN 1.4401 (AISI 316).

lamiere, caratterizzate da differenti livelli di curvatura e fissate ad una struttura tridimensionale che fornisce all'impianto il suo caratteristico aspetto, fa sì che il paesaggio che si affaccia sulla struttura venga riflesso in maniera deformante, dando un notevole dinamismo alla Filarmonica. La scelta del tipo di acciaio inox non è casuale: l'ambiente in cui si trova l'impianto è particolarmente aggressivo a causa della vicinanza del boulevard Périphérique e quindi si è deciso di utilizzare un materiale resistente alla corrosione atmosferica, come per l'appunto l'EN 1.4404. La finitura lucida contribuisce inoltre a limitare i depositi di polvere e i residui dovuti all'inquinamento, riducendo in maniera sostanziale gli interventi di pulizia esterna (figure 5-7).

Padiglione Russo, Expo Milano 2015

Molti padiglioni realizzati in occasione dell'Esposizione Universale tenutasi nel capoluogo lombardo nel 2015, erano caratterizzati da un aspetto e da particolari elementi che andavano a richiamare gli stilemi tipici del paese di appartenenza.

Oggetto di mille attenzioni è stato sicuramente il padiglione russo, grazie soprattutto alla sua pensilina di accesso in legno, progettata a forma di leva: il soffitto è stato rivestito con lamiera in acciaio inossidabile EN 1.4301 (AISI 304) nella finitura Super Mirror Nr. 8. Le lamiere impiegate presentavano diverse dimensioni, da 1250 x 3000 mm a 1500 x 4200 mm, e spessori, da 0,6 a 0,8 mm. La particolare forma della pensilina e l'effetto ottico dovuto alla finitura del soffitto sono stati ideati per invogliare il pubblico ad entrare nel padiglione, caratterizzato da diversi elementi che richiamavano l'architettura e il paesaggio russo. Al termine dell'evento, la struttura è stata trasportata a Mosca dove è stato previsto un intervento per adattarla al clima e alle necessità della popolazione (figure 8 e 9).

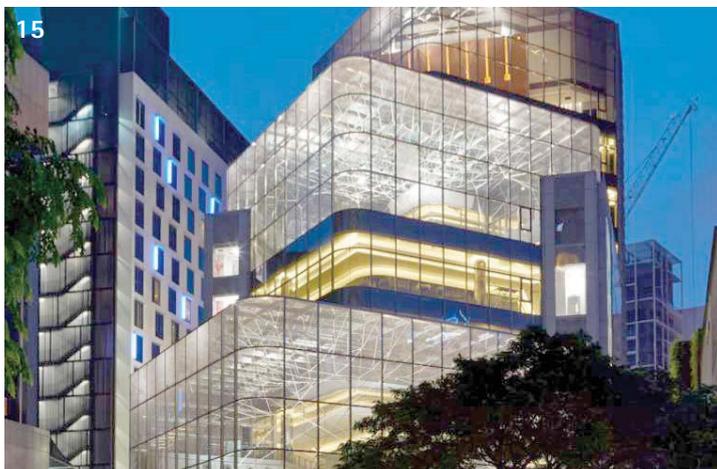
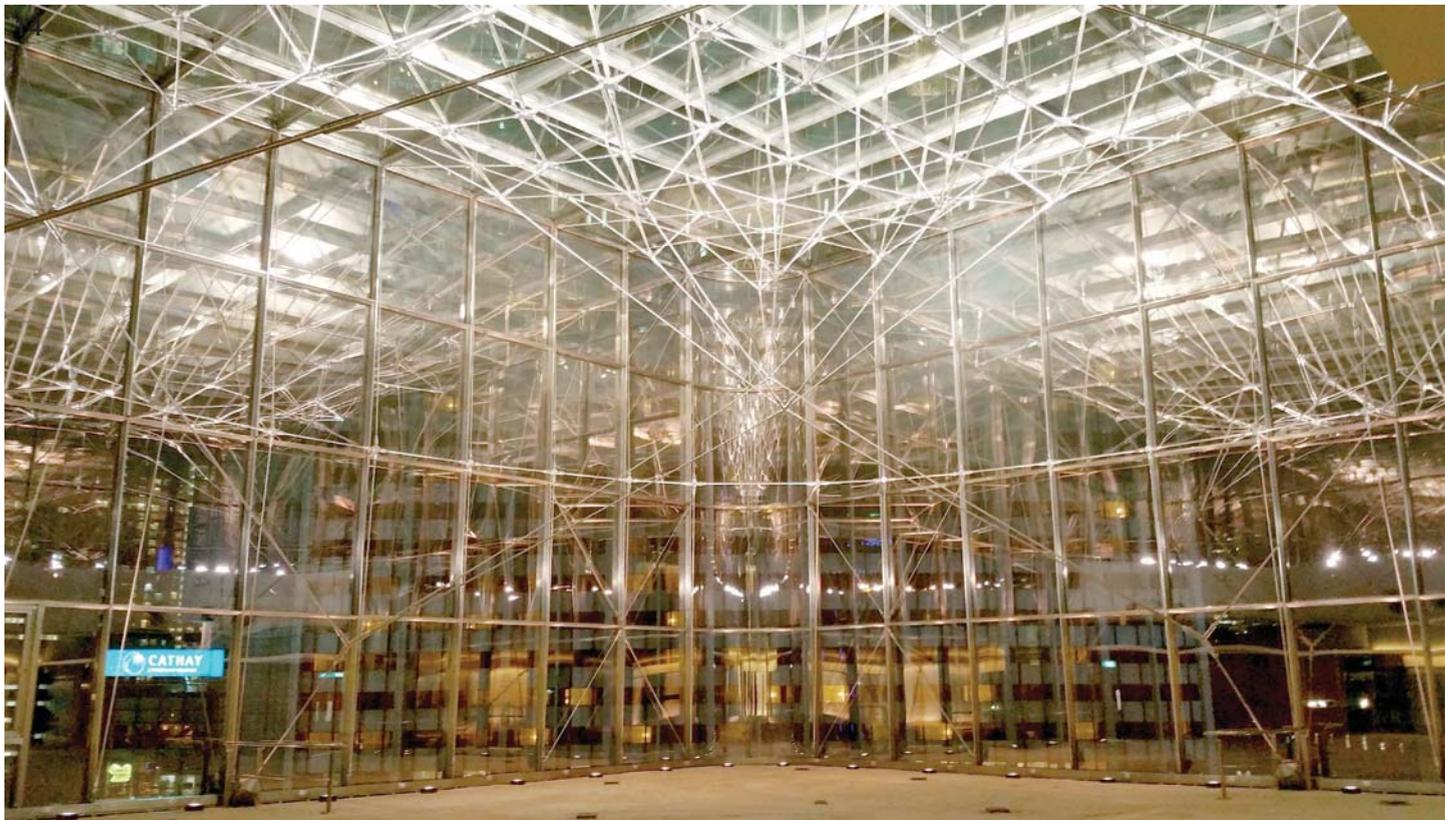


Fig. 14: 268 Orchard Road - Singapur. La struttura dove sono state installate le vetrate è sostenuta e legata da tiranti in acciaio inossidabile EN 1.4406 (AISI 316LN). Fig. 15: 268 Orchard Road - Singapur. Le facciate in vetro permettono una chiara visione del centro commerciale anche dall'esterno. Fig. 16: 268 Orchard Road - Singapur. La struttura portante delle vetrate è costituita da barre estruse, con diverse geometrie, in acciaio inox EN 1.4406.

I casi precedentemente riportati rappresentano degli esempi di come l'acciaio inossidabile possa essere utilizzato in edilizia. L'elevata resistenza alla corrosione atmosferica e il particolare aspetto estetico, dato dalle diverse nuance di finitura superficiale, sono due dei tanti motivi per i quali gli "addetti ai lavori" hanno di volta in volta scelto tale materiale nelle loro opere, principalmente utilizzato in questi casi come rivestimento, ossia come "seconda pelle", degli edifici e delle strutture. Tuttavia, come è già stato riportato all'inizio di questo articolo, gli acciai inossidabili posseggono delle proprietà meccaniche tali per cui possono essere adoperati con successo nelle infrastrutture, imponendosi sul mercato come materiali da costruzione. Molti sostengono ormai che gli acciai inox

siano a tutti gli effetti dei materiali strutturali, che in più resistono alla corrosione. Come nel caso precedente, verranno proposti alcuni esempi significativi di acciai utilizzati in ambito strutturale.

Ponte di Corte di Piove di Sacco

Sul fiume Brenta, in località Corte di Piove di Sacco (Padova), è stato utilizzato l'acciaio inossidabile duplex EN 1.4362 (2304) per la realizzazione di un ponte. Lo scopo del progetto era quello di migliorare l'assetto viario e contemporaneamente realizzare una struttura in perfetta sintonia con il fiume e la campagna circostante. Il materiale impiegato, come tutti gli acciai inossidabili appartenenti alla famiglia degli austeno-



Fig. 17: La Perla del Qatar. Particolare delle barre ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile EN 1.4436 (AISI 316L). Fig. 18: La Perla del Qatar. L'opera ha visto l'impiego di più di 2.000 t di barre in acciaio inox.

ferritici (duplex), possiede ottime proprietà di resistenza alla corrosione e in più dimostra proprietà adatte all'impiego per parti strutturali: resistenza meccanica, resistenza a fatica, saldabilità.

Il ponte in tal senso è caratterizzato da due archi a sezione circolare di diametro 1300 mm, con spessori compresi fra 12 e 26 mm, per un totale di 110 t.

La durabilità dei ponti assume un ruolo fondamentale nella scelta del materiale, in quanto spesso si richiedono "vite" di progetto superiori a 100 anni. Con l'utilizzo in quest'ambito di acciai inossidabili duplex, si va quindi a garantire una lunga durata e un notevole risparmio economico, dettato dal fatto che con questi materiali gli interventi di manutenzione sono ridotti al minimo (figura 11).

Ponte pedonale di Ortisei

L'acciaio inossidabile fa da padrone in un ponte, in questo caso pedonale, situato nel comune di Ortisei, in Val Gardena. Inaugurato nel 2005, collega la zona dove sorge l'Hotel Cavallino

Bianco con la stazione della funivia per l'Alpe di Siusi. Si tratta di una struttura a campata unica, con luce di 65 m, con funi in acciaio e un impalcato metallico, largo 3 m, con soletta collaborante in calcestruzzo armato. Grazie a questo ponte sono stati risolti molti problemi di viabilità, dovuti ai continui attraversamenti degli sciatori. Per la realizzazione di questo ponte è stato utilizzato l'acciaio inossidabile EN 1.4301 (AISI 304) per i montanti del parapetto, per il corrimano e per il rivestimento inferiore dell'impalcato e l'acciaio inox EN 1.4401 (AISI 316) per le funi spirodali che fungono da tamponamento per il parapetto. Anche le protezioni laterali e i relativi accessori sono in acciaio inossidabile (figure 12 e 13).

268 Orchard Road - Singapur

Per la realizzazione di un importante centro commerciale situato a Singapore, città-stato del sud-est asiatico, i progettisti hanno ideato una speciale e innovativa struttura in vetro, che permetterebbe una chiara visione dell'edificio anche dall'esterno.

Per la struttura portante delle vetrate, è stato utilizzato l'acciaio inossidabile austenitico EN 1.4406 (AISI 316LN) sottoforma di barre estruse con diverse geometrie, per un totale di 220 t. La scelta del materiale è stata indirizzata dalle ottime caratteristiche estetiche di questo particolare acciaio inox e soprattutto dalle sue proprietà meccaniche. Anche i tiranti che sostengono le vetrate sono in acciaio inossidabile EN 1.4406 (figure 14-16).

La Perla del Qatar

La Perla del Qatar è un arcipelago artificiale situato a Doha, in Qatar, realizzato tra il 2007 e il 2010. L'opera ha permesso di ottenere "dal nulla" una superficie di quasi quattro milioni di m² e più di 32 km di costa, dove sono stati realizzati alberghi a 5 stelle, abitazioni di lusso, ristoranti, bar e locali di intrattenimento.

Per la realizzazione delle sottostrutture è stato utilizzato anche acciaio inossidabile, nello specifico EN 1.4436 (AISI 316L) sottoforma di barre ad aderenza migliorata, con diametri che vanno da 16 a 25 mm, per un totale di più di 2000 t.

La scelta di questo particolare materiale non è stata casuale: le barre in acciaio inossidabile hanno un'elevata resistenza alla corrosione nei confronti degli ioni cloruro che penetrano all'interno del calcestruzzo, fenomeno che avviene quando tali strutture sono immerse per esempio nell'acqua di mare. Per tale motivo, per le armature in prossimità del copriferro non viene adoperato il comune acciaio al carbonio, bensì l'acciaio inox. Inoltre, le sue caratteristiche fisiche e meccaniche lo rendono adatto a resistere al moto ondoso dell'oceano sul quale si affaccia la Perla del Qatar (figure 17 e 18).

Tutte le foto sono state tratte dalla rivista Inossidabile (N° 167, N° 168, N° 174, N° 202, N° 203, N° 205, N° 210).

LOKIBASE: THE DEVICE FOR SEISMIC ISOLATION OF PALLET RACKING SYSTEMS

LOKIBASE: DISPOSITIVO PER L'ISOLAMENTO SISMICO DI SCAFFALATURE METALLICHE PORTAPALLET (Seconda parte)

Ing. Marco Ferrari*

6 SIMPLIFIED SHAPE OPTIMIZATION ANALYSES OF THE LOKIBASE CYLINDRICAL BEAM DAMPER

6.1 Introduction

This chapter gives shape optimization analyses of the LOKIBASE cylindrical beam damper for a further reduction in the horizontal force F value.

Section 6.2 gives a simplified theoretical analysis of the LOKIBASE cylindrical beam damper with conical segment at the top for zero and non-zero friction. For the maximum displacement d_2 , a comparison of the horizontal forces at the top of the cylindrical beam damper with conical segment (F_2^* in the Figure 6.1) and at the top of the cylindrical beam damper (F_2 in the Figure 3.1) is made.

Section 6.4 gives a simplified theoretical analysis of the LOKIBASE cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom (in the plastic hinge segment). For the maximum displacement d_2 and two LOKI devices with a k value of 6 N/mm, a comparison of the horizontal force acting in Z-direction (down-aisle direction, the weakest) on the LOKIBASE device with optimized cylindrical beam damper ($F_{2,LOKIBASE}^{dc}$ in the Table 6.7.2) and the horizontal force acting in the same direction on the LOKIBASE device with cylindrical beam damper ($F_{2,LOKIBASE}^c$ in the Table 6.6) is made.

6.2 Optimization analysis of the LOKIBASE cylindrical beam damper. Conical segment at the top and zero and non-zero friction. This section shows how the value of the horizontal force F decrease under large displacements when the friction between the segment at the top of the cylindrical beam damper and the de-

vice (horizontal plate welded to the horizontal strut at the bottom of the upright frame) which engages it is zero and non-zero and when the shape of the cylindrical beam damper in the engaged length is conical. The horizontal force F can act at a fixed height because sliding is possible between the cylindrical beam damper and the hole in the horizontal plate.

Figure 6.1 shows the main dimensions for the maximum displacement d_2 (Limit state for collapse prevention, SLC) at the top.

For a zero value of the angle of rotation α of the plastic hinge at the bottom of the cantilever, the mathematical relation between the force perpendicular to the surface of the conical segment of the cylindrical beam damper $F_{1,perp}^*$ and M_{pl} is given by:

$$F_{1,perp}^* \cdot H_{1,N}^* + F_{1,paral}^* \cdot H_{1,V}^* = M_{pl} \text{ where } F_{1,paral}^* = \mu \cdot F_{1,perp}^* \quad [6.1]$$

$$M_{pl} = F_{1,perp}^* \cdot (H_{1,N}^* + \mu \cdot H_{1,V}^*) \quad [6.2]$$

For a non-zero value of the angle of rotation of the plastic hinge at the bottom of the cantilever, the mathematical relation between the force perpendicular to the surface of the conical segment of the cylindrical beam damper $F_{2,perp}^*$ and M_{pl} is given by:

$$F_{2,perp}^* \cdot H_{2,N}^* + F_{2,paral}^* \cdot H_{2,V}^* = M_{pl} \text{ where } F_{2,paral}^* = \mu \cdot F_{2,perp}^* \quad [6.3]$$

$$F_{2,perp}^* \cdot (H_{2,N}^* + \mu \cdot H_{2,V}^*) = M_{pl} \quad [6.4]$$

$$F_{2,perp}^* = \frac{M_{pl}}{(H_{2,N}^* + \mu \cdot H_{2,V}^*)} \quad [6.5]$$

¹ La prima parte è stata pubblicata sul numero 3/2019 della rivista

* Corresponding author. E-mail address: marco.ferrari@tin.it

In view of eqn. [6.2], equation [6.5] can be written as:

$$F_{2,perp}^* = F_{1,perp}^* * \frac{H_{1,N}^* + \mu * H_{1,V}^*}{H_{2,N}^* + \mu * H_{2,V}^*} \quad [6.6]$$

The horizontal component F_2^* is given by:

$$F_2^* = F_{2,perp}^* * \cos \beta + F_{2,paral}^* * \cos(\frac{\pi}{2} - \beta) \quad [6.7]$$

In view of eqns. [6.3] and [6.6], equation [6.7] can be written as:

$$F_2^* = F_{1,perp}^* * \frac{H_{1,N}^* + \mu * H_{1,V}^*}{H_{2,N}^* + \mu * H_{2,V}^*} * (\cos \beta + \mu * \sin \beta) \quad [6.8]$$

According to equations [6.2] and [3.1]:

$$F_{1,perp}^* * (H_{1,N}^* + \mu * H_{1,V}^*) = F_1 * H_1 \quad [6.9]$$

$$F_{1,perp}^* = F_1 * \frac{H_1}{H_{1,N}^* + \mu * H_{1,V}^*} \quad [6.10]$$

In view of eqn. [6.10], equation [6.8] can be written as:

$$F_2^* = \frac{H_1}{H_{2,N}^* + \mu * H_{2,V}^*} * (\cos \beta + \mu * \sin \beta) * F_1 \quad [6.11]$$

According to equation [3.9]:

$$F_1 = \frac{F_2}{\cos^2 \alpha + \mu * \cos \alpha * \sin \alpha} \quad [6.12]$$

In the end according to equations [6.11] and [6.12]:

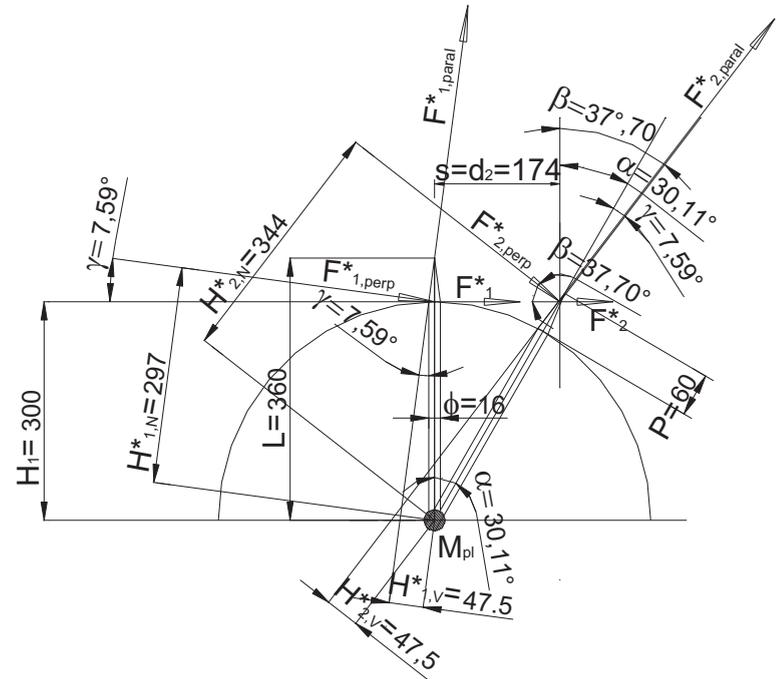


Figure 6.1b - For symbols, see Table 6.1a

$$\frac{F_2^*}{F_2} = \frac{H_1}{H_{2,N}^* + \mu * H_{2,V}^*} * \frac{\cos \beta + \mu * \sin \beta}{\cos^2 \alpha + \mu * \cos \alpha * \sin \alpha} \quad [6.13]$$

Now for the maximum displacement $d_2=174\text{mm}$ (maximum displacement of LOKIBASE device at SLC) and zero and non-zero friction a comparison of the horizontal forces at the top of the cylindrical beam damper with conical segment (F_2^* in the Figure 6.1) and at the top of the cylindrical beam damper (F_2 in the Fi-

| Description | Symbol | Unit |
|---|-------------|------|
| Length of the cylindrical beam damper | L | mm |
| Diameter of the circular cross section of the cylindrical beam damper | ϕ | mm |
| Length of the conical segment at the top of the cylindrical beam damper | P | mm |
| Taper angle of the conical segment at the top of the cylindrical beam damper | γ | ° |
| Point of application (=cost.) of the horizontal force F | H_1 | mm |
| Arm of the force perpendicular to the conical segment $F_{1,perp}^*$ for zero displacement | $H_{1,N}^*$ | mm |
| Arm of the force perpendicular to the conical segment $F_{2,perp}^*$ for d_2 displacement | $H_{2,N}^*$ | mm |
| Arm of the force parallel to the conical segment $F_{1,paral}^*$ for zero displacement | $H_{1,V}^*$ | mm |
| Arm of the force parallel to the conical segment $F_{2,paral}^*$ for d_2 displacement | $H_{2,V}^*$ | mm |
| Friction coefficient | μ | % |
| Plastic moment | M_p | Nm |
| Force for zero displacement $s=0$ | F_1 | N |
| Force for the maximum displacement $s=d_2$ | F_2 | N |
| Rotation angle for a s displacement | α | ° |
| Maximum displacement | d_2 | mm |

Table 6.1a

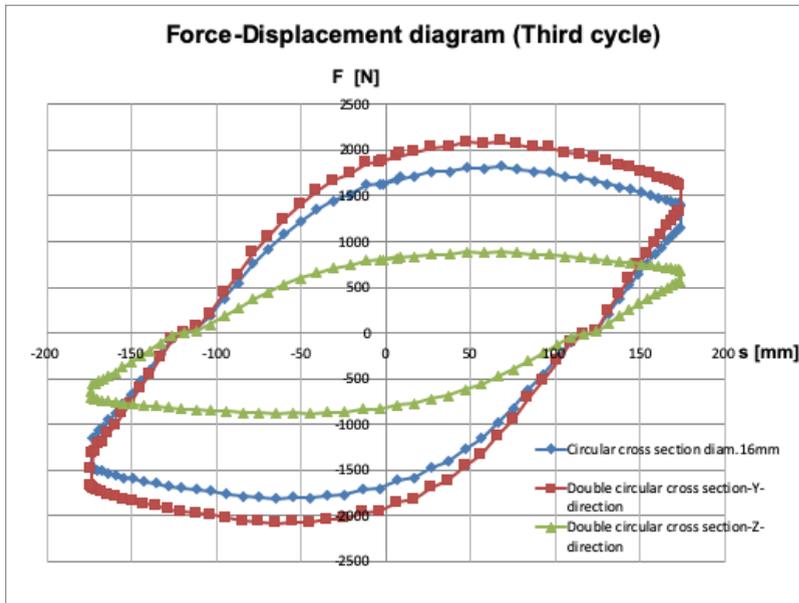


Figure 6.2

Figure 3.1) is made:
with zero friction

$$\frac{F_2^*}{F_2} = \frac{H_1}{H_2^*} * \frac{\cos \beta}{\cos^2 \alpha} = \frac{300}{344} * \frac{\cos 37.70^\circ}{\cos^2 30.11^\circ} = 0.922 \quad [6.14]$$

where:

$$H_1 = 300 \text{ mm}$$

$$H_2^* = 344 \text{ mm}$$

$$\beta = 37.70^\circ$$

$$\alpha = 30.11^\circ$$

with non-zero friction

$$\begin{aligned} \frac{F_2^*}{F_2} &= \frac{H_1}{H_{2,N}^* + \mu * H_{2,V}^*} * \frac{\cos \beta + \mu * \sin \beta}{\cos^2 \alpha + \mu * \cos \alpha * \sin \alpha} = \\ &= \frac{300}{344 + 0.15 * 47.5} * \frac{\cos 37.70^\circ + 0.15 * \sin 37.70^\circ}{\cos^2 30.11^\circ + 0.15 * \cos 30.11^\circ * \sin 30.11^\circ} = 0.927 \end{aligned} \quad [6.12]$$

where:

$$H_1 = 300 \text{ mm}$$

$$H_{2,N}^* = 344 \text{ mm}$$

$$H_{2,V}^* = 47.5 \text{ mm}$$

$$\mu = 15\%$$

$$\beta = 37.70^\circ$$

$$\alpha = 30.11^\circ$$

6.3 Optimization analysis of the LOKIBASE cylindrical beam damper. Double- circular cross section at the bottom (in the plastic hinge segment).

In the intended use of LOKIBASE device, it should be remembered the pallet racking systems are special ones because they have different stiffness values in the two principal directions; they are strong in the cross-aisle direction and very weak in the down-aisle direction.

| | | |
|-------------------------------------|-----|---|
| | | |
| D [mm]= | 16 | (diameter of the circular cross section) |
| R [mm]= | 8 | (radius of the circular cross section) |
| A [mm ²]= | 201 | (area of the circular cross section) |
| y _G [mm]= | 3.4 | (position of the centre of gravity of the semi-circular cross section along y-axis) |
| F _G [N]= | 101 | (force in the centre of gravity of the semi-circular cross section for f _y =1.0 MPa) |
| M ^c _{pl} [Nmm]= | 683 | (plastic moment of the circular cross section) |

Table 6.4

| | | |
|-------------------------|-----|--|
| d [mm]= | 10 | (diameter of one circular cross section in the plastic hinge segment) |
| r [mm]= | 5 | (radius of one circular cross section in the plastic hinge segment) |
| A [mm ²]= | 79 | (area of one circular cross section in the plastic hinge segment) |
| y_G [mm]= | 2.1 | (position of the centre of gravity of one semi-circular cross section in the plastic hinge segment along y-axis) |
| z_G [mm]= | 5.0 | (position of the centre of gravity of one circular cross section in the plastic hinge segment along z-axis) |
| F_G [N]= | 39 | (force in the centre of gravity of one semi-circular cross section for $f_y=1.0$ MPa) |
| $M_{pl,yy}^{dc}$ [Nmm]= | 785 | (plastic moment of the double circular cross section about y-axis) |
| $M_{pl,zz}^{dc}$ [Nmm]= | 333 | (plastic moment of the double circular cross section about z-axis) |

Table 6.5

| | | |
|-------------------------|-------|--|
| F_2^c [N]= | 1398 | (force at the top of the cylindrical beam damper with circular cross section) |
| $F_{2,LOKIBASE}^c$ [N]= | 3486 | (total force applied to LOKIBASE device) |
| $E_{d,2 LOKI}$ [J]= | 114 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) |
| $E_{d,damper}^c$ [J]= | 781 | (energy dissipated by the cylindrical beam damper with circular cross section) |
| $E_{d,LOKIBASE}^c$ [J]= | 895 | (total energy dissipated by LOKIBASE device) |
| $\xi_{e,LOKIBASE}^c$ | 0.235 | (LOKIBASE equivalent viscous damping coefficient) |

Table 6.7

| | | |
|------------------------------|------|---|
| $F_{2,Y}^{dc}$ [N]= | 1608 | (force at the top of the cylindrical damper with double circular cross section at the bottom in Y-direction) |
| $F_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 3696 | (total force applied to LOKIBASE in Y-direction) |
| $E_{d,2 LOKI}$ [J]= | 114 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) |
| $E_{d,Y,damper}^{dc}$ [J]= | 898 | (energy dissipated by the cylindrical damper with double circular cross section at the bottom in Y-direction) |
| $E_{d,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 1012 | (total energy dissipated by LOKIBASE device in Y-direction) |
| $\xi_{e,Y,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.25 | (LOKIBASE equivalent viscous damping coefficient in Y-direction) |

Table 6.8.1

| | | |
|------------------------------|------|---|
| $F_{2,Z}^{dc}$ [N]= | 682 | (force at the top of the cylindrical damper with double circular cross section at the bottom in Z-direction) |
| $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 2770 | (total force applied to LOKIBASE in Z-direction) |
| $E_{d,2 LOKI}$ [J]= | 114 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) |
| $E_{d,Z,damper}^{dc}$ [J]= | 381 | (energy dissipated by the cylindrical damper with double circular cross section at the bottom in Z-direction) |
| $E_{d,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 495 | (total energy dissipated by LOKIBASE device in Z-direction) |
| $\xi_{e,Z,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.16 | (LOKIBASE equivalent viscous damping coefficient in Z-direction) |

Table 6.8.2

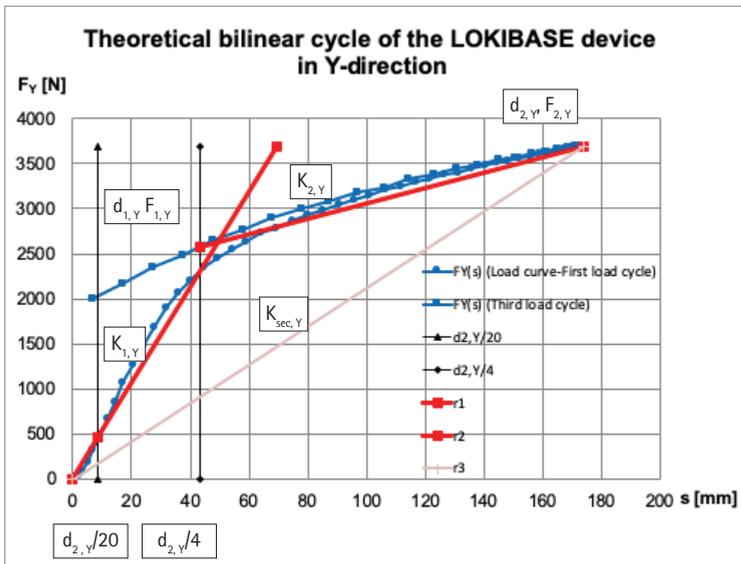


Figure 6.3

As previously mentioned in section 2.1, to get a good control of a pallet racking system under seismic action, in the down-aisle direction is more important to reduce as much as possible the force under earthquake excitation than to reduce the maximum value of the LOKIBASE device displacement using high values of the equivalent viscous damping coefficient. Indeed, in the down-aisle direction the pallet racking systems are self-isolated so that the LOKIBASE device displacement is lower than in the cross-aisle direction.

On the other hand in cross-aisle direction it is necessary to control the maximum value of the LOKIBASE device displacement because in this direction the pallet racking systems are very stiff, all mass of them is on the first mode of vibration, so that about hundred per cent of the displacement is developed by LOKIBASE device.

For pallet racking systems, a rational mitigation in the values of forces and displacements under seismic action is possible by means of a cylindrical beam damper with an optimize shape in the plastic hinge segment.

In this section, the behavior of a cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom (in the plastic hinge segment) is analyzed and the data about the theoretical bilinear cycle of LOKIBASE device are given.

6.3.1 LOKI device data by test

| | | | | |
|--------------------|-------|---|--|--|
| k [N/mm]= | 6.0 | (LOKI stiffness) | | |
| K [N/mm]= | 12.0 | ($K=2*k$ =stiffness of two LOKI devices) | | |
| $E_{d,LOKI}$ [J]= | 57.1 | (energy dissipated by LOKI due to friction) | | |
| $E_{d,2LOKI}$ [J]= | 114.1 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) | | |
| d_2 [mm]= | 174.0 | (maximum design displacement of LOKIBASE at the CLS) | | |

Table 6.2

6.3.2 Data of the cylindrical beam damper with circular cross section (diam.16mm) by test

| | | | | |
|-----------------------|--------|--|--|--|
| $F_{2,damper}^c$ [N]= | 1397.5 | (force at d_2) | | |
| $E_{d,damper}^c$ [J]= | 780.5 | (energy dissipated in the third cycle) | | |

Table 6.3

| Theoretical bilinear cycle parameters of LOKIBASE device in Y-direction | | |
|---|--------|--|
| Parameter | Value | Note |
| $d_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 8.7 | Displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear. A value $d_{2,Y}/20$ is taken |
| $F_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 460.2 | Force for $d_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear |
| $d_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 49.8 | Displacement of LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $F_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 2637.0 | Force on LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $d_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [mm] | 173.9 | Maximum design displacement of the LOKIBASE device at the Limit state for collapse prevention SLC |
| $F_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 3694.0 | Force on LOKIBASE device for the $d_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ displacement, in the third cycle of the load test |
| $K_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 53.0 | Elastic stiffness (first branch) of LOKIBASE device |
| $K_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 8.5 | Post-elastic stiffness (second branch) of LOKIBASE device |
| $K_{sec,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 21.2 | Secant stiffness of LOKIBASE device |
| μ_{LOKI} [%]= | 0.15 | Friction coefficient of LOKI devices |
| $E_{d,2LOKI}$ [J]= | 114.1 | Energy dissipated by two LOKI devices |
| $E_{d,Y,damper}^{dc}$ [J]= | 898.0 | Energy dissipated by the cylindrical beam damper |
| $E_{d,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 1012.1 | Energy dissipated by LOKIBASE device |
| $\zeta_{e,Y,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.251 | LOKIBASE device equivalent viscous damping coefficient |

NOTE: (^{dc})Cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom

Table 6.9

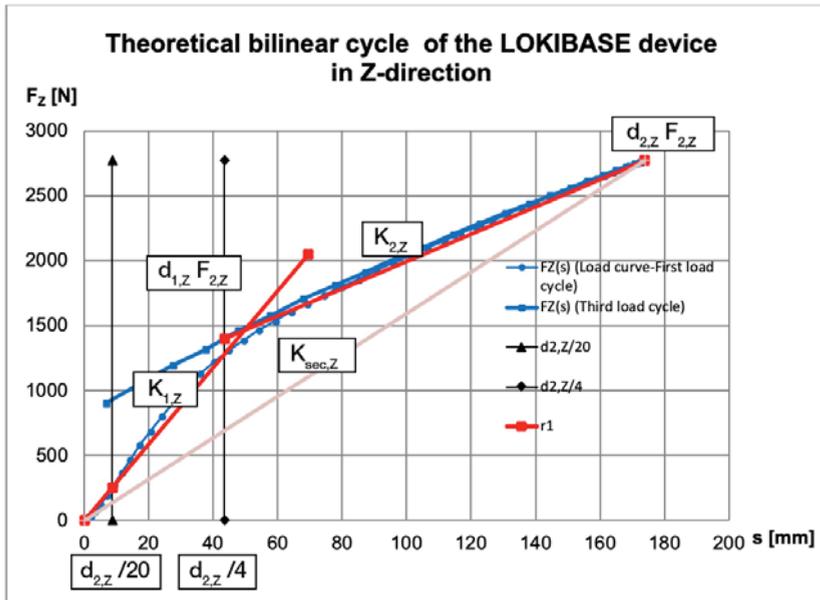


Figure 6.4

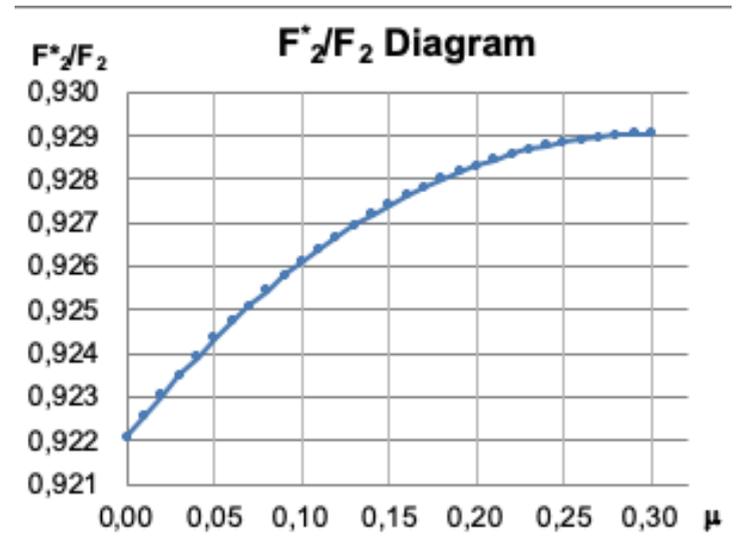


Figure 6.5

6.3.3 Theoretical data of the cylindrical beam damper with circular cross section (diam.16mm)

See Table 6.4

6.3.4 Theoretical data of the cylindrical beam damper with double-circular cross section in the segment at the bottom (plastic hinge segment)

See Table 6.5

6.3.5 Magnification / Reduction factors

| | | |
|---------------------------------|------|---------------------------------------|
| $M = M_{pl,yy}^{dc} / M_{pl}^c$ | 1.15 | (magnification factor M about y-axis) |
| $R = M_{pl,zz}^{dc} / M_{pl}^c$ | 0.49 | (reduction factor R about z-axis) |

Table 6.6

6.3.6 Energy dissipated in the third cycle by the cylindrical beam dampers with circular and double-circular cross section in the segment at the bottom in Y and Z direction

See Figure 6.2

| Theoretical bilinear cycle parameters of LOKIBASE device in Z-direction | | |
|---|--------|--|
| Parameter | Value | Note |
| $d_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 8.7 | Displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear. A value $d_{2,Z}/20$ is taken |
| $F_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 255.9 | Force for $d_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear |
| $d_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 49.8 | Displacement of LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $F_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 1466.3 | Force on LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm] | 173.9 | Maximum design displacement of the LOKIBASE device at the Limit state for collapse prevention SLC |
| $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 2771.7 | Force on LOKIBASE device for the $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ displacement, in the third cycle of the load test |
| $K_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 29.5 | Elastic stiffness (first branch) of LOKIBASE device |
| $K_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 10.5 | Post-elastic stiffness (second branch) of LOKIBASE device |
| $K_{sec,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 15.9 | Secant stiffness of LOKIBASE device |
| μ_{LOKI} [%]= | 0.15 | Friction coefficient of LOKI devices |
| $E_{d,2LOKI}$ [J]= | 114.1 | Energy dissipated by two LOKI devices |
| $E_{d,Z,damper}^{dc}$ [J]= | 381.1 | Energy dissipated by the cylindrical beam damper |
| $E_{d,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 495.3 | Energy dissipated by LOKIBASE device |
| $\zeta_{e,Z,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.164 | LOKIBASE device equivalent viscous damping coefficient |

NOTE: ^(dc)Cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom

Table 6.10

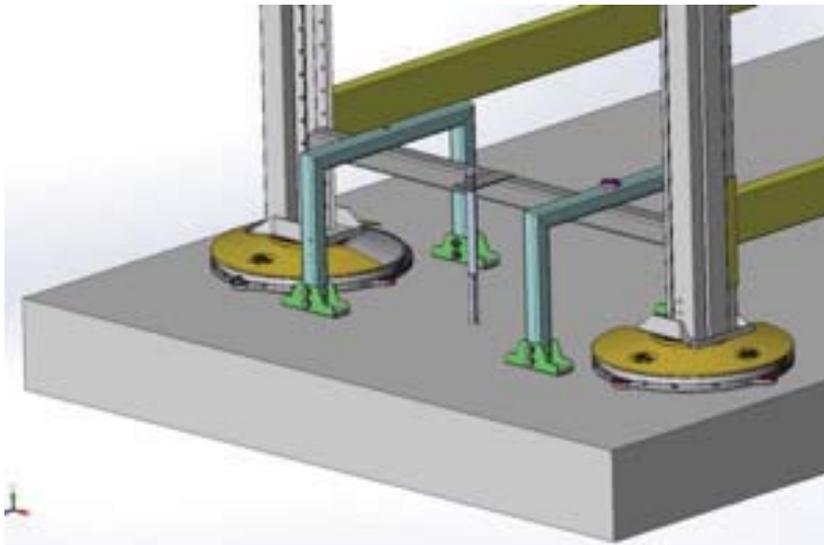


Figure 7.1.1 – View of the equipment

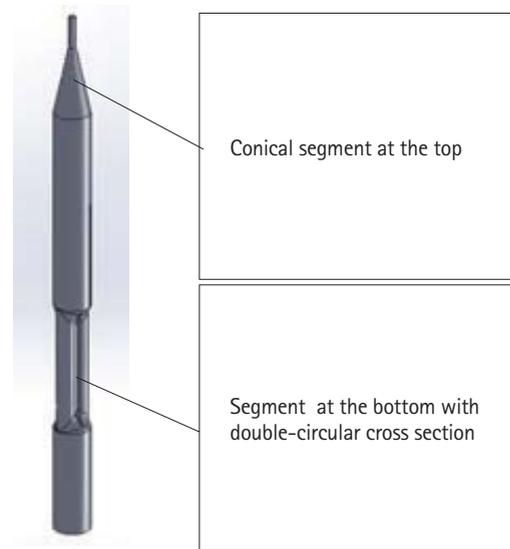


Figure 7.1.2 – Optimize cylindrical beam damper

6.3.7 Force applied to and energy dissipated by the LOKIBASE device (cylindrical beam damper with circular cross section diam.16mm)

See Table 6.7

6.3.8 Force applied to and energy dissipated by the optimized LOKIBASE device (cylindrical beam damper with double-circular cross section inscribed in a circle of diam. 20mm in the segment at the bottom)

See Tables 6.8.1 and 6.8.2.

Now, for the maximum displacement d_2 and two LOKI devices with a k value of 6 N/mm, a comparison of the horizontal force acting in Z-direction (down-aisle direction, the weakest) on the LOKIBASE device with optimized cylindrical beam damper ($F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ in the Table 6.8.2) and the horizontal force acting in the same direction on the LOKIBASE device with cylindrical beam damper ($F_{2,LOKIBASE}^c$ in the Table 6.7) is made.

$$\frac{F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}}{F_{2,LOKIBASE}^c} = \frac{2770}{3486} = 0.79 \quad [6.16]$$

6.3.9 Theoretical bilinear cycles of the LOKIBASE device

In Figure 6.3, the theoretical elastic behavior of the LOKIBASE device in Y-direction is shown.

Note: In the Figure 6.3 (^{dc}) superscript and (_{LOKIBASE}) subscript are not reported.

In Table 6.9 the data of the theoretical bilinear cycle of the LOKIBASE device in Y-direction are summarize.

In Figure 6.4, the theoretical elastic behavior of the LOKIBASE device in Z-direction is shown.

Note: In Figure 6.4 (^{dc}) superscript and (LOKIBASE) subscript are not reported.

In the following Table 6.10 the data of the theoretical bilinear cycle of the LOKIBASE device in Z-direction are summarize.

| | | | | | | | |
|-------------------------------|------|--|--|--|--|--|--|
| $F_{2,Y}^{dc*}$ [N]= | 1490 | (force at the top of the cylindrical beam damper with double circular cross section at the bottom and engaged conical segment in Y-direction) | | | | | |
| $F_{2,Y,LOKIBASE}^{dc*}$ [N]= | 3230 | (total force applied to LOKIBASE in Y-direction) | | | | | |
| $E_{d,2,LOKI}$ [J]= | 114 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) | | | | | |
| $E_{d,Y,damper}^{dc*}$ [J]= | 898 | (energy dissipated by the cylindrical beam damper with double circular cross section at the bottom and engaged conical segment in Y-direction) | | | | | |
| $E_{d,Y,LOKIBASE}^{dc*}$ [J]= | 1012 | (total energy dissipated by LOKIBASE device in Y-direction) | | | | | |
| $\xi_{e,Y,LOKIBASE}^{dc*}$ | 0.29 | (LOKIBASE equivalent viscous damping coefficient in Y-direction) | | | | | |

Table 7.3.1

| | | | | | | | |
|-------------------------------|------|--|--|--|--|--|--|
| $F_{2,Z}^{dc*}$ [N]= | 633 | (force at the top of the cylindrical beam damper with double circular cross section at the bottom and engaged conical segment in Z-direction) | | | | | |
| $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ [N]= | 2373 | (total force applied to LOKIBASE in Z-direction) | | | | | |
| $E_{d,2,LOKI}$ [J]= | 114 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) | | | | | |
| $E_{d,Z,damper}^{dc*}$ [J]= | 381 | (energy dissipated by the cylindrical beam damper with double circular cross section at the bottom and engaged conical segment in Z-direction) | | | | | |
| $E_{d,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ [J]= | 495 | (total energy dissipated by LOKIBASE device in Z-direction) | | | | | |
| $\xi_{e,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ | 0.19 | (LOKIBASE equivalent viscous damping coefficient in Z-direction) | | | | | |

Table 7.3.2

6.4 Conclusions

Eqn. [6.14] and eqn. [6.15] in section 6.2 show that engaging a conical segment the percentage reduction in the value of the horizontal force F_2 (eqn. [3.10]) only slightly depend on the friction coefficient values. In the range 0-15% of the friction values, the shape optimization of the segment at the top of the cylindrical beam damper allows a reduction of about 7.5% in the value of the horizontal force F_2 (Figure 6.5).

In section 6.3 is shown that, in the down-aisle direction (Z-direction) the shape optimization of the segment at the bottom of the cylindrical beam damper allows:

- to reduce the horizontal force at the top of the cylindrical beam damper from $F_2^c = 1398$ N to $F_{2,Z}^{dc} = 682$ N. The ratio of the $F_{2,Z}^{dc}$ (force which engages the cylindrical beam damper with double-circular cross section) to the F_2^c , (force which engages the cylindrical beam damper with circular cross section) is 0.49 (a reduction of 51% in the value of F_2^c);
- to reduce the horizontal force on the LOKIBASE device from $F_{2,LOKIBASE}^c = 3486$ N to $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc} = 2770$ N when the elastic behavior of the two LOKI devices is characterized by a k value of 6 N/mm. For this k value the ratio of the $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ (see Table 6.8.2) to the $F_{2,LOKIBASE}^c$ (see Table 6.7) is 0.79 (a reduction of 20.5% in the value of $F_{2,LOKIBASE}^c$);

In the same section, is shown that, in the cross-aisle direction (Y-direction) the shape optimization of the segment at the bottom of the cylindrical beam damper allows to rise the equivalent viscous damping coefficient $\zeta_{e,Y,LOKIBASE}^{dc}$ from 23.5% (see Table 6.7) to 25%

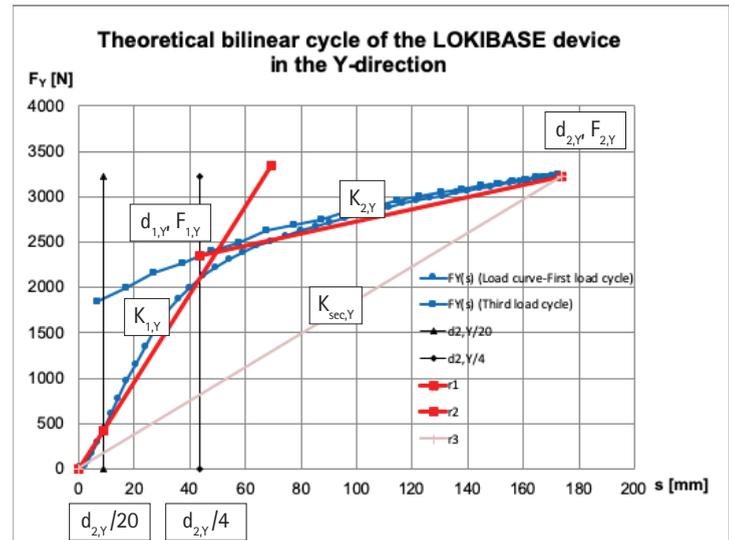


Figure 7.2

(see Table 6.8.1). In the cross-aisle direction the LOKIBASE device displacement value is reduced about of 2.5%.

7 OPTIMIZATION ANALYSIS OF THE LOKIBASE DEVICE

7.1 Introduction

The theoretical optimization analysis shown below aims to optimize the behavior of LOKIBASE device in order to:

- reduce the force under earthquake excitation in the down-aisle direction (Z-direction);
- control the maximum value of the displacement in the cross-aisle direction (Y-direction).

| Theoretical bilinear cycle parameters of LOKIBASE device in Y-direction | | |
|---|--------|--|
| Parameter | Value | Note |
| $d_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 8.7 | Displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear. A value $d_{2,Y}/20$ is taken |
| $F_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 416.9 | Force for $d_{el,Y,LOKIBASE}^{dc}$ displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear |
| $d_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 49.8 | Displacement of LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $F_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 2388.6 | Force on LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm] | 173.9 | Maximum design displacement of the LOKIBASE device at the Limit state for collapse prevention SLC |
| $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 3228.9 | Force on LOKIBASE device for the $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ displacement, in the third cycle of the load test |
| $K_{1,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 48.0 | Elastic stiffness (first branch) of LOKIBASE device |
| $K_{2,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 6.8 | Post-elastic stiffness (second branch) of LOKIBASE device |
| $K_{sec,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 18.6 | Secant stiffness of LOKIBASE device |
| μ_{LOKI} [%]= | 0.15 | Friction coefficient of LOKI devices |
| $E_{d,2LOKI}$ [J]= | 114.1 | Energy dissipated by two LOKI devices |
| $E_{d,Y,damper}^{dc}$ [J]= | 898.0 | Energy dissipated by the cylindrical beam damper |
| $E_{d,Y,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 1012.1 | Energy dissipated by LOKIBASE device |
| $\zeta_{e,Y,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.287 | LOKIBASE device equivalent viscous damping coefficient |

NOTE: (dc) Cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom and conical segment at the top

Table 7.4

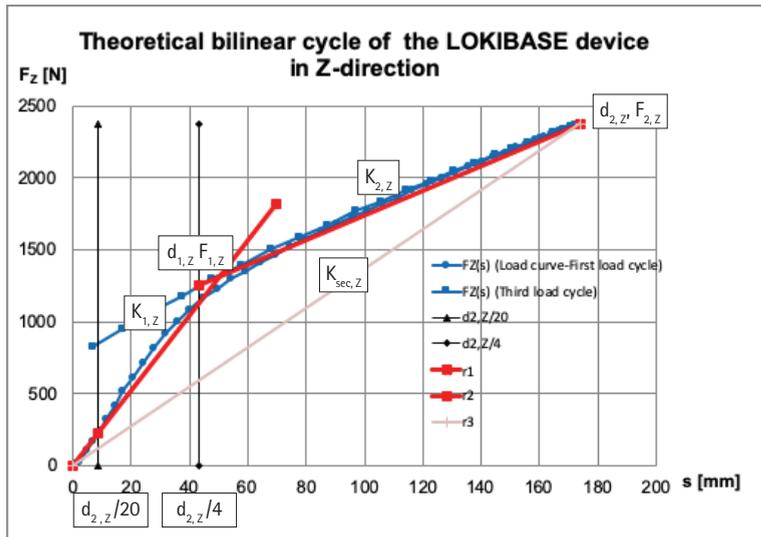


Figure 7.3

For the maximum displacement d_2 , a comparison of the horizontal force acting in Z-direction (down-aisle direction, the weakest) on the optimized LOKIBASE device ($F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ in the Table 7.3.2) and the horizontal force acting in the same direction on the LOKIBASE device with cylindrical beam damper ($F_{2,Z,LOKIBASE}^c$ in the Table 6.7) is made.

The data about the theoretical bilinear cycle of the optimized LOKIBASE device are given.

In the Figures 7.1.1-7.1.2 the analyzed equipment is shown.

7.2 Optimization analysis of the LOKIBASE device

The theoretical optimization analysis takes account of:

- LOKI device stiffness $k=5$ N/mm;
- segment at the bottom of the LOKIBASE cylindrical beam damper with double- circular cross section (in the plastic hinge section);
- conical segment at the top of the LOKIBASE cylindrical beam damper with non-zero friction.

7.2.1 LOKI device data by test

Table 7.1

| | | |
|---------------------|-------|---|
| k [N/mm]= | 5.0 | (LOKI stiffness) |
| K [N/mm]= | 10.0 | ($K=2*k$ =stiffness of two LOKI devices) |
| $e_{d,LOKI}$ [J]= | 57.1 | (energy dissipated by LOKI due to friction) |
| $E_{d,2,LOKI}$ [J]= | 114.1 | (energy dissipated by two LOKI devices due to friction) |
| d_2 [mm]= | 174.0 | (maximum design displacement of LOKIBASE at the CLS) |

7.2.2 Data of the cylindrical beam damper with circular cross section (diam.16mm) and engaged conical segment by test

Table 7.2

| | | |
|--------------------------------------|--------|---|
| $F_{2,damper}^c$ [N]= | 1397.5 | (force at the maximum displacement d_2 when the engaged segment is cylindrical) |
| $r_{conical}=F_{2,damper}^c/F_{2,Z}$ | 0.927 | (theoretical coefficient for engaged conical segment - see [7.25]) |
| $F_{2,damper}^{dc*}$ [N]= | 1295.5 | (force at the maximum displacement d_2 when the engaged segment is conical) |
| $E_{d,damper}^{dc*}$ [J]= | 780.5 | (energy dissipated in the third cycle when the engaged segment is conical) |

7.2.3 Theoretical data of the cylindrical beam damper with circular cross section (diam.16mm)

See Table 6.3.

Theoretical bilinear cycle parameters of LOKIBASE device in Z-direction

| Parameter | Value | Note |
|-----------------------------------|--------|--|
| $d_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 8.7 | Displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear. A value $d_{2,Z}/20$ is taken |
| $F_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 227.5 | Force for $d_{el,Z,LOKIBASE}^{dc}$ displacement in the first branch of the load test where the behavior of LOKIBASE device is linear |
| $d_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 49.8 | Displacement of LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $F_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 1303.3 | Force on LOKIBASE device at the intersection point of the r_1 and r_2 straight lines |
| $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [mm]= | 173.9 | Maximum design displacement of the LOKIBASE device at the Limit state for collapse prevention SLC |
| $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N]= | 2373.9 | Force on LOKIBASE device for the $d_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ displacement, in the third cycle of the load test |
| $K_{1,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 26.2 | Elastic stiffness (first branch) of LOKIBASE device |
| $K_{2,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 8.6 | Post-elastic stiffness (second branch) of LOKIBASE device |
| $K_{sec,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [N/mm]= | 13.7 | Secant stiffness of LOKIBASE device |
| μ_{LOKI} [0/0]= | 0.15 | Friction coefficient of LOKI devices |
| $E_{d,2,LOKI}$ [J]= | 114.1 | Energy dissipated by two LOKI devices |
| $E_{d,damper}^{dc}$ [J]= | 381.1 | Energy dissipated by the cylindrical beam damper |
| $E_{d,Z,LOKIBASE}^{dc}$ [J]= | 495.3 | Energy dissipated by LOKIBASE device |
| $\zeta_{e,Z,LOKIBASE}^{dc}$ | 0.191 | LOKIBASE device equivalent viscous damping coefficient |

NOTE: (dc)Cylindrical beam damper with double-circular cross section at the bottom and conical segment at the top

Table 7.5

| Code | Force acting on two LOKI devices at $d_2=174$ mm | | Force acting on LOKIBASE cylindrical beam damper in Z-direction at $d_2=174$ mm | | | Total force acting on LOKIBASE device in Z-direction at $d_2=174$ mm | Percent reduction (with reference to Code A) | Percent reduction (with reference to Code B) |
|--------------------------------|--|--|---|---------------------------|---------------------------|--|--|--|
| | N | | N | | | N | % | % |
| | Standard LOKI | Optimized LOKI | Standard beam damper | | Optimized beam damper | | | |
| | LOKI device stiffness $k=6$ N/mm | LOKI device stiffness $k=5$ N/mm | Without second order effects | With second order effects | With second order effects | | | |
| A | 2088 | | 1716 | | | 3804 | | |
| B | 2088 | | | 1399 | | 3487 | | |
| C | | 1740 | | | 633 | 2373 | 37.5 | 32.0 |
| LOKIBASE DEVICE CONFIGURATIONS | | | | | | | | |
| Note | Code A | k=6 N/mm; cylindrical beam damper with circular cross section and without second order effects (Theoretical configuration only) | | | | | | |
| | Code B | k=6 N/mm; cylindrical beam damper with circular cross section and with second order effects (Standard configuration – chapter 5) | | | | | | |
| | Code C | k=5 N/mm; optimize cylindrical beam damper with second order effects (Optimized configuration – chapter 7) | | | | | | |

Table 7.6

7.2.4 Theoretical data of the cylindrical beam damper with double-circular cross section in the segment at the bottom (plastic hinge segment)

See Table 6.4.

7.2.5 Magnification / Reduction factors

See Table 6.5.

7.2.6 Energy dissipated in the third cycle by the cylindrical beam dampers with circular and double-circular cross section in the segment at the bottom in Y and Z direction

See Figure 6.1.

7.2.7 Force applied to and energy dissipated by the optimized LOKIBASE device (cylindrical beam damper with double-circular cross section inscribed in a circle of diam. 20mm in the segment at the bottom and engaged conical segment at the top)

See Tables 7.3.1 and 7.3.2.

Now, for the maximum displacement d_2 and two LOKI devices with a k value of 5 N/mm, a comparison of the horizontal force acting in Z-direction (down-aisle direction, the weakest) on the optimized LOKIBASE device ($F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ in the Table 7.3.2) and the horizontal force acting in the same direction on the LOKIBASE device with cylindrical beam damper ($F_{2,LOKIBASE}^c$ in the Table 6.7) is made.

$$\frac{F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}}{F_{2,LOKIBASE}^c} = \frac{2373}{3486} = 0.68 \quad [7.1]$$

7.2.8 Theoretical bilinear cycles of the LOKIBASE device

In the Figure 7.2, the theoretical elastic behavior of the LOKIBASE device in Y-direction is shown.

Note: In the Figure 7.2 (^{dc*}) superscript and (_{LOKIBASE}) subscript are not reported.

In the Table 7.4 the data of the theoretical bilinear cycle of the optimized LOKIBASE device in Y-direction are summarize.

In Figure 7.3, the theoretical elastic behavior of the LOKIBASE device in Z-direction is shown.

Note: In the Figure 7.3 (^{dc*}) superscript and (_{LOKIBASE}) subscript are not reported.

In Table 7.5 the data of the theoretical bilinear cycle of the optimized LOKIBASE device in Z-direction are summarize.

7.3 Conclusions

In section 7.2 is shown that, in the down-aisle direction (Z-direction) a reduction in the stiffness value of the LOKI devices (from $k=6$ N/mm to $k=5$ N/mm) and the shape optimization of the segments at the top and at the bottom of the cylindrical beam damper allow to reduce the horizontal force on the LOKIBASE device from $F_{2,LOKIBASE}^c=3486$ N (LOKI devices with $k=6$ N/mm and LOKIBASE beam damper with circular cross section diam.16 mm – Table 6.7) to $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}=2373$ N (optimized LOKIBASE device – Table 7.3.2). The ratio of the $F_{2,Z,LOKIBASE}^{dc*}$ to the $F_{2,LOKIBASE}^c$ is 0.68 (a reduction of 32% in the value of the $F_{2,LOKIBASE}^c$).

In the same section, is shown that, in the cross-aisle direction (Y-direction) a reduction in the stiffness value of the LOKI devices (from $k=6$ N/mm to $k=5$ N/mm) and a shape optimization of the segments at the top and at the bottom of the cylindrical

beam damper allow to rise the equivalent viscous damping coefficient $\xi_{e,Y,LOKIBASE}$ from 23.5% (LOKI devices with $k=6$ N/mm and LOKIBASE cylindrical beam damper with circular cross section diam.16 mm – Table 6.7) to 29% (optimized LOKIBASE device – Table 7.3.1). In the cross-aisle direction the LOKIBASE device displacement value is reduced about of 8.0%.

In the Table 7.6 the percent reductions in the horizontal force acting on the optimized LOKIBASE device (code C) with reference

to the standard configuration (code B) and to the theoretical configuration (code A) are given.

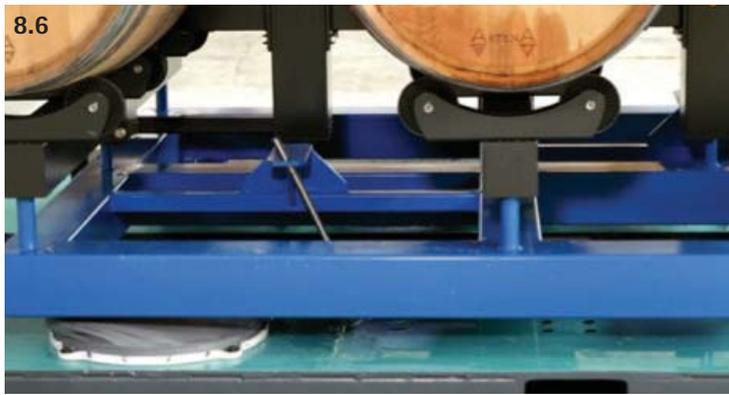
Manufacturer:

Girardini S.r.l. - Via Fabbrica 90/92 - 38079 Tione di Trento (TN)
 tel.0465/339111 - mail: girardini@girardini.it - website: www.girardini.it

8 LOKIBASE TESTING (PICTURES)



Picture 8.1 – Cyclic flexural testing on LOKI devices by ALGA. Picture 8.2 – Shaking table testing on LOKI devices by National Technical University of Atene
 Picture 8.3 – Shaking table testing on LOKIBASE devices by Girardini Laboratory. Picture 8.4 - Shaking table testing on Pallet Racking System (with LOKIBASE devices) by Girardini Laboratory. Picture 8.5 – Cylindrical beam damper with double-circular cross section.



Picture 8.6 - Shaking table testing on Wine Barrel Rack (with LOKIBASE devices) by Girardini Laboratory. Picture 8.7 - Shaking table testing on Wine Barrel Rack (without LOKIBASE devices) by Girardini Laboratory. Picture 8.8 -Shaking table testing on Pallet Racking System (without LOKIBASE devices)by Girardini Laboratory. Picture 8.9 -LOKI device. Picture 8.10 - Cylindrical beam damper with double- circular cross section.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Camporesi G., Ceroni P. (2014). Relazione di verifica delle performance e specifiche del dispositivo antisismico per scaffalature tipo LOKI;
- [2] Castiglioni C, Quaglini V. (2010). Linea Guida per il rilascio dell'Attestato di Qualificazione per Isolatori Antisismici per Scaffalature Industriali BASE GFMI;
- [3] Castiglioni C, Quaglini V. (2010). Rapporto di Valutazione per Isolatori Antisismici per Scaffalature Industriali BASE GFMI;
- [4] NTC (2018). Norme tecniche per le costruzioni, DM 17 gennaio 2018, published in the Gazzetta Ufficiale n.42 of 20 February 2018 - Suppl. Ordinario n.8;
- [5] Zandonini R., Molinari M (2015). Certificato di prova n°LPMS 045/2015 - Prova di barre d'acciaio inox diam.16mm a trazione, a flessione monotona e ciclica a frequenza 0.5 Hz in un vincolo metallico e inghisate con resina in calcestruzzo
- [6] NTC (2018). Norme tecniche per le costruzioni, DM 17 gennaio 2018, published in the Gazzetta Ufficiale n.42 of 20 February 2018 - Suppl. Ordinario n.8.

DALLE TENSOSTRUTTURE AL FREE FORM DESIGN: FASCINO E RISCHI PER L'INGEGNERIA STRUTTURALE

Intervista a Massimo Majowiecki

(Proponiamo una intervista a Massimo Majowiecki, derivata da quella, a cura di Roberto Masiero e David Zannoner, riportata nel volume "Massimo Majowiecki Strutture" edito da Mimesis Architettura nel 2015. Il volume è stato recensito da Costruzioni Metalliche nel numero 5/2018).

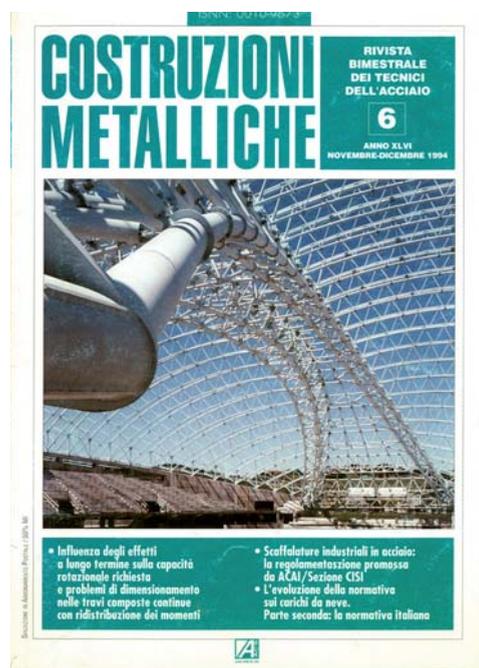
Cosa ti ha spinto ad indagare il tema delle tensostrutture dedicando a questo campo operativo e di ricerca buona parte della tua attività professionale?

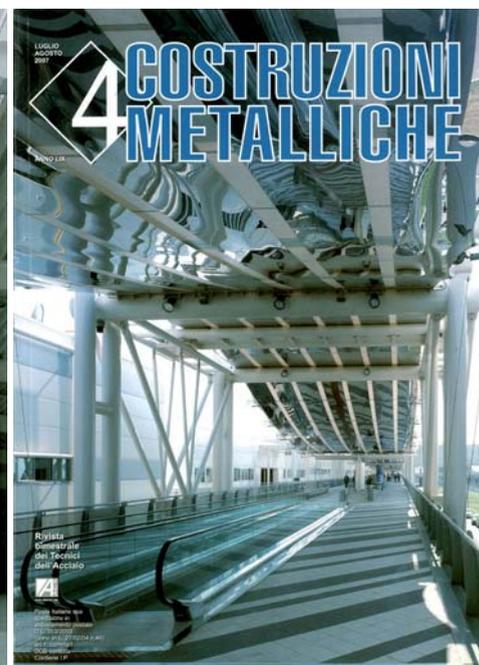
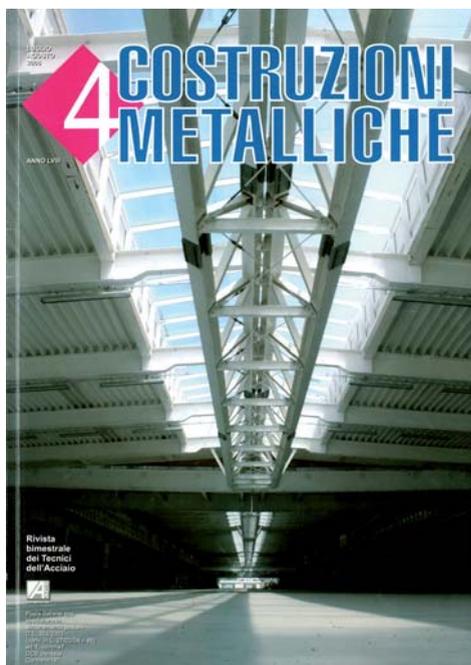
Penso che questo si possa ricondurre ad una questione di "momento storico", ad una fortunata coincidenza fra il punto di arrivo nei miei studi universitari e quanto stava accadendo nel mondo dell'ingegneria. Iniziai ad occuparmi di tensostrutture quando scelsi l'argomento della tesi di laurea. Forse per caso, o per curiosità, mi capitò fra le mani il libro di Frei Otto: *Das hängende Dach*.

Avevo un'età nella quale ci si innamora immediatamente dell'innovazione concettuale; subito fui attratto dalla leggerezza dei "sistemi sospesi" e dei nuovi materiali, tutto molto diverso da quanto si insegnava all'università, dove si parlava essenzialmente di strutture "pesanti", in cemento armato, secondo un approccio, a quel tempo, tipico della scuola di Bologna.

Perciò chiesi di poter sviluppare la tesi di laurea sui nuovi sistemi strutturali leggeri. I docenti mi avvisarono che non sarebbero stati in grado di aiutarmi sull'argomento, così mi misi a studiare ed a sviluppare un metodo di analisi per strutture che funzionano in campo di non linearità geometrica ed in trazione pura: le tensostrutture. Decisi quindi di sviluppare il metodo numerico della ricerca della forma (il *form finding*) con un programma elettronico dotato d'interattività grafica 3D, primo al mondo nel 1970 per il quale ho avuto il *Pioneer Award*, che permetteva di visualizzare quanto elaborato teoricamente. Eravamo a cavallo tra gli anni Sessanta e gli anni Settanta e, anche in questo caso, credo si debba parlare di un "momento storico": l'inizio dell'applicazione delle tecniche informatiche nell'ingegneria strutturale. Oggi siamo arrivati al *free form*.

Quali conseguenze ha avuto, nel campo dell'ingegneria, questa





tendenza che potremmo riassumere con la definizione anglosassone di free form?

Una cosa è il *form finding*, ricerca morfologica strutturale tipica della scuola Italiana del 900: le impostazioni concettuali di Nervi, Morandi e Musmeci richiedono alla struttura un “linguaggio” espressivo in termini di funzionalità statica. Per le tensostrutture la ricerca della forma strutturale non può essere dettata da un’impostazione geometrica, ma è il risultato imposto da condizioni di equilibrio. Al contrario il *free form design* (FFD) emerso con forza nella metà degli anni Novanta, non risponde ad alcun requisito statico. Il FFD nasce con la diffusione di potenti programmi di grafica 3D come Rhinoceros o Catia, messi a punto nel campo aeronautico; questi software sviluppano particolari applicazioni nell’ambito della geometria analitica e descrittiva, facendo largo uso delle curve di Bézier, delle Splines e, per le superfici, delle B-splines e le Nurbs. Con l’IT, l’architettura entra nell’era del FFD introducendo, per contro, notevoli incertezze in termini di affidabilità e richiede un ripensamento nel processo progettuale dell’ingegneria strutturale. Ciò è confermato dal fatto che vi è stata, a causa di tali problematiche, tutta una serie di documentati insuccessi progettuali e costruttivi. *Questi errori sembrano legati ad una mancata interazione tra ingegneria strutturale e progetto architettonico. Tutto questo ha portato, nel passato, e porta tuttora a soluzioni terribilmente deludenti. Qual è a tuo avviso la ragione di tali problematiche?*

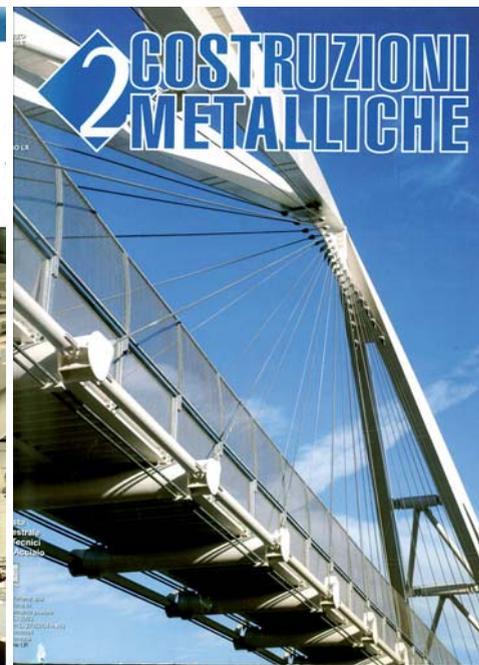
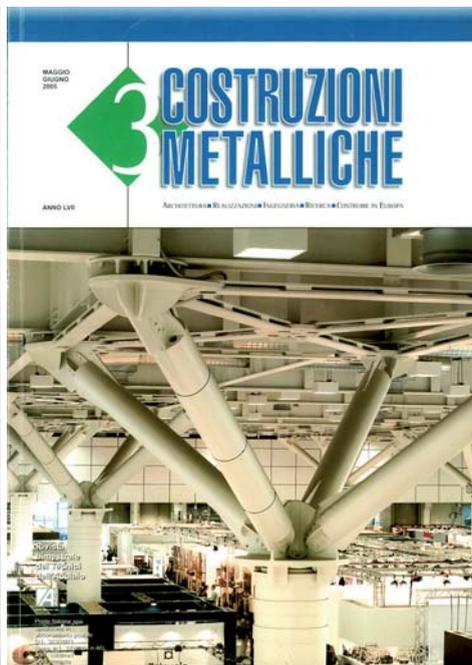
Attualmente si assiste ad una libera espressività formale che origina degli “oggetti architettonici” (torri inclinate, ponti scultura, nuvole) la cui forma, in alcuni casi, non ha nessun nesso con i principi di tipo strutturale. In questo caso le incertezze fenomenologiche della progettazione svolgono un ruolo molto importante.

In accordo con l’impostazione filosofica tecnico-scientifica di Nervi, questi sarebbero “falsi strutturali”. Allo stesso tempo non si può negare che alcune costruzioni raggiungano livelli di arte

architettonico-scultorea dove il ruolo della struttura è unicamente quello di ente resistente dell’oggetto architettonico. Una chiara immagine di questo ruolo è rappresentata dalla statua della libertà, nella quale tutti vedono esternamente una formale scultura mentre all’interno della stessa esiste una complicata struttura resistente progettata da Eiffel.

Gli esempi moderni non sono chiaramente disaccoppiati in termini disciplinari; l’influenza pittorico-scultorea, scenografica, fumettistica genera virtuali realtà, dove la correlazione disciplinare architettonico-strutturale, intesa come linguaggio progettuale integrato, può dichiaratamente non esistere o essere falsamente dichiarata. Molti di questi nuovi oggetti architettonici ci hanno meravigliato nel nome della definizione stessa del termine architettura come attività tecnico-intellettuale volta a modificare l’ambiente fisico relativamente alle esigenze della vita associata. Possono comunque risultare didatticamente devianti: un “bel” falso strutturale può infatti indurre studenti e progettisti ad elaborare imitazioni progettuali con l’introduzione di pericolosi “equilibrismi strutturali”. Per evitare il diffondersi di stereotipi architettonico-strutturali che sacrificano la stabilità strutturale alla generazione di uno “stupore tecnologico” è necessario e determinante, a mio parere, l’attivazione di un insegnamento interdisciplinare di architettura strutturale, allo scopo di introdurre una metodologia progettuale che proponga tipologie strutturali adatte ad ogni tipo di architettura, da quella litoide alla Hi-tech fino al FFD.

In passato, la suddivisione delle strutture in tipologie (il telaio, le volte, la membrana, ...) e l’individuazione del singolo elemento strutturale (la trave, il pilastro, il solaio...), erano le basi stesse della concezione strutturale. Si tratta di aspetti legati alla tradizione dell’ingegneria strutturale in termini fisico-intuitivi: un sapere e concezioni progettuali sviluppate nel corso di migliaia di anni, oggi in via d’estinzione.



Quale importanza ha la concezione del dettaglio nell'ambito dei tuoi progetti e come pervieni alla definizione di una soluzione che ti soddisfi, per un certo particolare costruttivo?

Nell'ingegneria strutturale convenzionale, il dettaglio non ha mai ricevuto particolare attenzione. Nelle strutture ridondanti, iperstatiche, spesso il particolare ha un'importanza relativa: il suo difetto provoca problemi locali, non inficia il funzionamento dell'intera struttura.

Ma se noi consideriamo la struttura come una catena di resistenza disposta in serie, come accade nelle strutture isostatiche o ipostatiche, la resistenza dell'intera catena è condizionata dalla resistenza di un singolo elemento, di un anello. L'anello della catena deve quindi essere studiato con cura e la sua funzione, a mio avviso, dev'essere evidenziata e resa chiara. È per questo che ho sempre prestato molta cura nel disegnare i particolari costruttivi: voglio sia evidente il loro ruolo, la loro importanza nel funzionamento dell'intera struttura.

Esistono oggi problemi strutturali ancora aperti, nel senso che non hanno ancora trovato una soluzione soddisfacente a livello scientifico e teorico?

I problemi strutturali che più spesso ci troviamo ad affrontare nella nostra professione sono quelli che riguardano l'identificazione dell'ente sollecitante: il vento, la pioggia, la neve, il sisma, etc.

La distribuzione della neve alla presenza di vento (*wind storm*) è una combinazione di carico che non riusciamo ancora a simulare teoricamente: è necessaria una simulazione in galleria del vento. L'azione della neve e del vento dà luogo, nelle grandi coperture, a comportamenti simili a quelli che governano la formazione delle dune nel deserto, con la possibilità dello sviluppo di accumuli locali che potrebbero essere in certi casi molto pericolosi e generatori di collassi progressivi. Nel caso dei ponti strallati e sospesi abbiamo invece problemi di interazione aeroelastica, di instabilità di tipo

aerodinamico per distacco dei vortici (VIV), di interazione antropica risonante nel caso di ponti pedonali, problemi che richiedono pertanto il *design assisted by testing*.

Nel caso di progettazione antisismica una delle guide concettuali principali è la cosiddetta regolarità strutturale; è chiaro che quest'aspetto è in aperto contrasto con le morfologie *free form*; si aprono per contro, rimedi strutturali quali l'isolamento sismico in caso di SLO (stato limite operativo).

L'innovazione riapre problemi che si consideravano ormai risolti, in questo tipo di strutture, al fine di garantire il livello di affidabilità richiesto, sono necessarie competenze speciali in fase di progettazione e costruzione; le cosiddette *advanced analysis* richiedono competenze specialistiche.

I sistemi strutturali morfologicamente "liberi" tendono ad essere parametricamente sensibili e questa sensibilità dev'essere analizzata con metodi di analisi di II o III livello; infatti, considerando i tre livelli di analisi esistenti previsti dalla normativa sulla sicurezza: il livello I o semiprobabilistico, il livello II o probabilistico approssimato ed il livello III o probabilistico completo, solo il primo è studiato ed utilizzato diffusamente: i due successivi non fanno parte della pratica corrente.

Contrariamente all'ingegnere meccanico o aeronautico, che possono permettersi di testare un modello in scala reale del loro progetto, l'ingegnere civile deve spesso operare in presenza di un margine d'incertezza maggiore, dibattuto tra il concetto di "sfida" e quello di "ansietà" nei confronti dei rischi che potrebbero derivare dall'accettare la sfida progettuale.

I vantaggi apportati dai processori elettronici stanno determinando nel periodo recente una progressiva esaltazione delle possibilità del calcolo automatico e danno l'impressione che in questo settore, l'uomo potrà un giorno essere superato dalla macchina. Si tratta di una possibilità reale?

C'è stato indubbiamente un periodo di "plagio elettronico", una sorta di "condizionamento psicologico" in cui la cieca fiducia nella potenza di calcolo delle macchine calcolatrici impediva di eliminare gli errori operativi con l'intuitivo ed esperto "something is going wrong", filtro principale dei "human gross errors" secondo la teoria della sicurezza.

Ormai siamo consapevoli che in fondo la progettazione è interattiva: al computer deve essere data la funzione di "analisi e calcolo" mentre l'operatore deve essere capace di "sintesi progettuale" e di controllo dei risultati in base alla propria conoscenza di base.

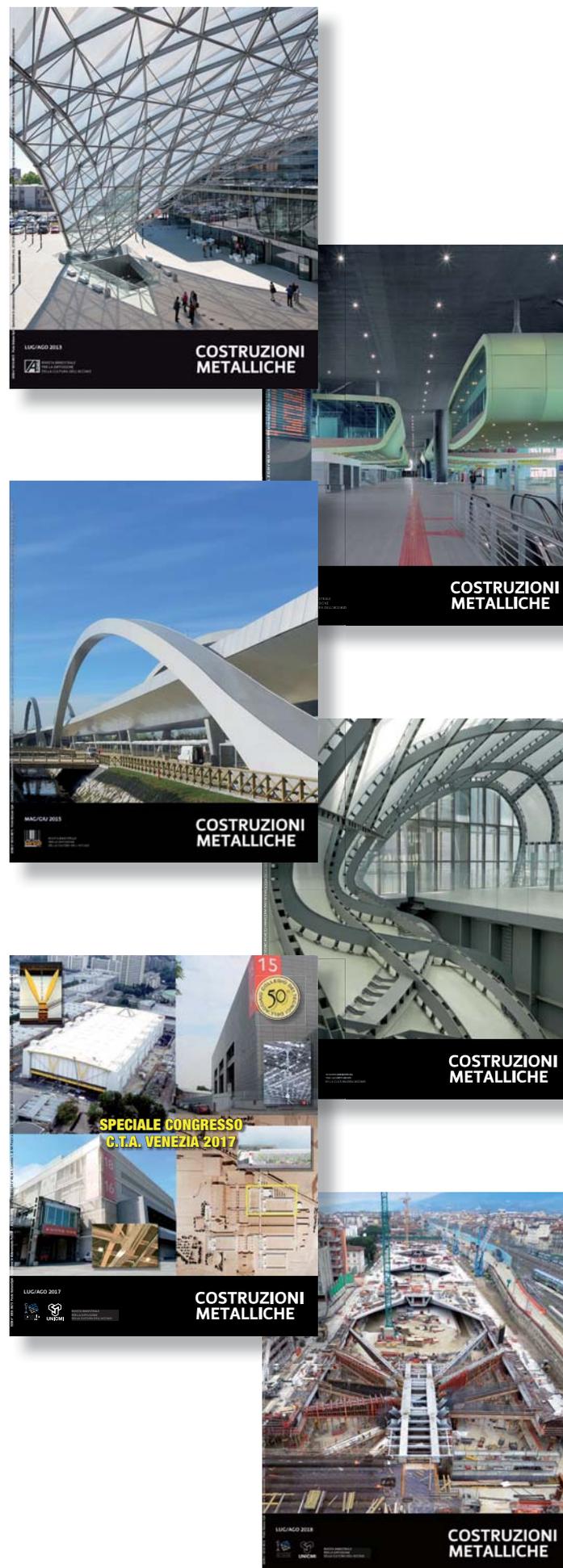
Oggi il suo uso, anche per merito di una normativa iper-conservativa, è così diffuso che anche per un semplice elemento strutturale è necessario il calcolo automatico. Dopo gli anni Ottanta sono state provate esperienze semantiche di intelligenza artificiale AI che tuttavia, sino ad oggi, non hanno retto. Attualmente software indirizzati alla grafica parametrica sono di notevole aiuto nella progettazione architettonica e strutturale mentre il BIM permette di controllare i processi di progettazione, costruzione e manutenzione. *Qual è la tua visione del futuro? Quale futuro per la tecnica strutturale? Quale futuro per la progettazione?*

Un tempo si progettava un edificio con una relazione tecnica di poche pagine e con calcoli interamente fatti a mano. Oggi non è più possibile progettare nemmeno il più semplice elemento strutturale senza usare il computer; sarebbe interessante valutare il beneficio in termini di sicurezza rispetto all'incremento di complicazioni indotte dalla babelica tendenza normativa.

Ad esempio il metodo di calcolo classico di una trave appoggiata si basa su una formula trinomia, che lega tra loro parametri meccanici e di sollecitazione. La verifica si condensa nel controllo di un singolo indice, un unico coefficiente di sicurezza relativo ad un puntuale stato tensionale di riferimento. Il problema sta nel fatto che i metodi di verifica, anche nel caso degli elementi strutturali di base, sono del tutto convenzionali.

Nella realtà questo tipo di controllo convenzionale si incarica di tener conto, in forma fortemente approssimata, di aspetti molto complessi che riguardano: le condizioni al contorno, il comportamento della sezione trasversale, la correlazione fisica fra i diversi parametri meccanici in gioco mentre le sei componenti di sollecitazione risultano topologicamente scorrelate.

Ci sarebbe allora la possibilità di utilizzare la potenzialità del computer per riacquisire il senso fisico dei fenomeni strutturali. In futuro, mediante l'analisi di sensibilità parametrica, incluse le incertezze costruttive, sarà possibile identificare: le zone più deboli della struttura, la combinazione di carico con minore indice di sicurezza, visualizzare la storia di carico di collasso più probabile sulla scorta di quello che descrive ad esempio Wai-Fah Chen nei suoi testi sull'instabilità dell'equilibrio e, come richiesto dai nuovi Eurocodici a riguardo della alla robustezza strutturale, la sensibilità locale e globale contro il *chain collapse*.





L'UOMO ALL'OPERA
LA GRANDEZZA
DEL COSTRUIRE

Ed. ITACA - 2019
pagg.110 - € 16

La pubblicazione che si segnala è il testo proposto nell'ambito della mostra svoltasi a Rimini in occasione del 40esimo Meeting per l'amicizia tra i popoli.

I curatori ed autori della mostra sono Riccardo Castellanza, Francesca Giussani, Martino Negri, Maddalena Sala e Fabio Tradigo, ingegneri e architetti coinvolti in vari modi nella ricerca, progettazione ed esecuzione di opere civili, affiancati da un gran numero di collaboratori.

La mostra, attraverso testi, immagini, suoni e filmati, voleva mettere in evidenza il ruolo estremamente importante del progettista architettonico e strutturale nel concepimento e nello sviluppo del progetto sino alla sua concreta realizzazione.

Lo spunto di tutto ciò è nato dagli eventi di Genova e Parigi (rogo di Notre Dame). Da quelli e da altri fatti minori è innegabile che nella visione comune l'immagine del costruttore e progettista di opere civili risulta infatti un po' scossa. Anche il senso del costruire e dell'opera dell'uomo sono oggi rimessi in discussione da più punti di vista.

Il libro passa in rassegna le fasi principali che sottendono alla creazione di una costruzione che, per i problemi che pone, indipendentemente dalla sua entità, è sempre un'opera d'arte, un'opera dell'uomo.

All'inizio, prendendo spunto da un pensiero di M. E. Giuliani, si dice:

Costruire è un'attività primigenia, determinante nel definire la natura umana. Non siamo gli unici esseri viventi che costruiscono: pensiamo ad esempio alle tele del ragno o ai nidi degli uccelli, o alle meravigliose strutture dei radiolari o dei coralli. L'ovvia differenza consiste nella consapevolezza del fare: costruire come frutto di uno sforzo intellettuale, determinato da una consapevole immaginazione.

Il costruire umano è preceduto dal pensiero: questo è il progetto. Progettare significa immaginare il futuro, inventare ciò che prima non c'era, attingendo alla natura delle cose.

Costruire è una cosa grande. Questa è l'idea di fondo, che poi si declina in molteplici sfaccettature.

Costruire è innanzitutto avere uno scopo. E dividerlo insie-

me ad altri.

Costruire è anche essere guidati da qualcuno che detta la rotta e che, volenti o nolenti, va seguito.

Per costruire occorre ordine.

È necessario seguire l'ordine che già c'è ed è anche necessario fare con ordine.

E, come dice P. L. Nervi (Costruire Correttamente, 1955): *il costruire è, senza confronti, la più antica ed importante delle attività umane...per il fatto stesso di creare l'ambiente per le nostre città, esercitata una muta, ma efficacissima, azione educativa su tutti.*

Ricorrendo ad esempi di strutture ancora in ottimo stato dopo centinaia d'anni, vengono rivisitati i problemi che l'uomo ha dovuto via via scoprire (purtroppo quasi sempre in modo drammatico) per rendere le sue opere solide, utili e belle (secondo il canone palladiano *firmitas, utilitas et venustas*).

Ecco quindi passare in rassegna con suggestive immagini le opere preistoriche giunte a noi, le opere degli egiziani, dei romani, la splendida cupola del Brunelleschi, fino all'avvento delle tecniche dell'era industriale con materiali di conoscenza consolidata come l'acciaio ed il cemento armato, analizzando le opere di maestri come Eiffel, Freyssinet, Nervi e Torroja, gli studi di De Saint Venant e Morsch che hanno posto le basi del calcolo ed aperto la ricerca del comportamento di materiali e strutture che è ben lontano dall'essere concluso, e sul lato architettonico vengono richiamate le figure di L. Mies van der Rohe, Giò Ponti fino a Gehry e Zaha Hadid.

Si entra poi nel campo delle applicazioni, a cominciare dall'analisi di esempi come City Life, nuovo spazio urbano a Milano ancora in fase di completamento nella zona della vecchia Fiera Campionaria, arricchito da tre edifici alti ormai divenuti elementi simbolici della città, firmati da A. Isozaki, Zaha Hadid e D. Libeskind. Seguono poi l'illustrazione di altre grandi opere realizzate di recente come il terzo ponte sul Bosforo progettato da M. Virlogeux e Jean Francois Klein, la ricostruzione del centro delle Twin Towers a New York con la torre One World Trade di Daniel Libeskind e l'Eurotunnel, opera che ha dato poi l'impulso a creazioni di nuovi trafori che permettono di unire varie nazioni e regioni dell'Europa.

Conclude l'esposizione delle grandi opere dell'uomo quella che è un po' il simbolo dell'agire dell'uomo: la costruzione della cattedrale. E viene mostrata l'infinita passione creativa di Gaudì, architetto, sperimentatore ed ingegnere, riversata nella costruzione della Sagrada Família, attualmente in fase di completamento che, si spera, possa avvenire nel centenario della morte del suo fondatore.

Ci piace condividere con chi legge, questo pensiero finale: *...abbiamo visto cosa significa costruire nel senso più concreto del termine. Anche se non tutti facciamo questo lavoro, la possibilità di vivere la vita costruendo qualcosa e di gustare quel che si ha nelle mani è esperienza possibile per tutti...*

(A cura di Riccardo De Col e Daniela Zucchetti)

BALAUSTRE GARDA

MASSIMA TRASPARENZA E MASSIMA RESISTENZA,
PER VIVERE AL 100% OGNI EVENTO SPORTIVO

SCOPRI IL SISTEMA GARDA E I SUOI VANTAGGI.

PROVA DI
SPINTA FINO A

4,5 kN/m

Milano - Allianz Cloud



www.aluveltro.it

 **ALUVETRO**
LO SGUARDO OLTRE

 **Irongdom**
Steel frame

Il benessere ha trovato casa

La casa **Irongdom** è stata concepita per il massimo benessere e comfort della famiglia. Il nostro involucro è costruito interamente a secco, in acciaio alleggerito con l'uso di termoriflettoni, isolato termicamente ed acusticamente, antisismico e dotato di domotica d'avanguardia. Irongdom progetta e realizza case **nZEB**, anticipando i tempi della **Direttiva Europea N. 31 del 2010 - Art. 9**.



Saremo presenti al

 **SAIE**
SARL 24/26 ottobre 2019

Irongdom Srl | C.da Cesine, 8 | 83040 Chiusano di San Domenico AV | T. 0825 988 952 | info@irongdom.it - www.irongdom.it

Proteggi e risparmi con Hempafire Pro 315



Hempafire Pro 315 è un rivestimento intumescente altamente efficace, ottimizzato per offrire 60 minuti di protezione contro gli incendi da fuoco cellulosico. Può, inoltre, fornire qualche protezione al fuoco aggiuntiva sino a 90 minuti. Grazie alle sue tabelle di carico eccezionalmente basse (in media richiede uno spessore del film inferiore del 20% sulla maggior parte dei profili in acciaio) è una soluzione che fa risparmiare tempo e che consente di ridurre i costi in fase applicativa.

hempafirepro.hempel.com

- **Risparmia sui costi** con tabelle di carico di spessore eccezionalmente basse
- **Aumenta la produttività** con una resa elevata
- **Riduci la complessità** con un unico prodotto per tutti i profili
- **Aumenta l'efficienza** con proprietà di applicazione versatili



Da più di settant'anni in prima linea

per gli approfondimenti
tecnico scientifici della cultura
del costruire con l'acciaio

I QUADERNI DEL CTA BULLONERIA STRUTTURALE

**PREZZO DI COPERTINA € 15;
Prezzo per gli abbonati € 10;
prezzo per gli studenti abbonati € 5.
La pubblicazione viene spedita gratuitamente
a tutti i Soci di C.T.A.**



NPS[®] SYSTEM

PER L'AMPLIAMENTO DELL'AEROPORTO MARCO POLO DI VENEZIA



Travi e pilastri NPS[®] a struttura mista acciaio-calcestruzzo scelti perché in grado di garantire :

- > Portata di carichi elevati
- > Sezioni compatte
- > Robustezza
- > Grandi luci
- > Ottima gestione nell'interfaccia con strutture in opera e in acciaio
- > Montaggi notturni e affidabilità logistica

ingenio

Informazione
tecnica e progettuale



Abbiamo creato un sistema di informazione globale per gli appassionati di ingegneria

- **INGENIO** è una Testata tecnica che nasce dalla volontà di rispondere alle esigenze di informazione e aggiornamento tecnico nel settore delle costruzioni.
- Il cuore del sistema di informazione è il portale: www.ingenio-web.it, integrato da un Magazine digitale e cartaceo, una Newsletter tematica di approfondimento e un'area video.
- Il motore di INGENIO è la diffusione delle conoscenze tecniche, per questo ha puntato sulla pubblicazione di articoli tecnici di approfondimento, e non solo sulle news del settore.
- Oggi INGENIO conta su una banca dati di oltre 10.000 articoli, tutti disponibili gratuitamente sul portale.



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.



www.iis.it



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

CDJ *Win*

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

Novità BIM: CLUSTER di nodi
Possibilità di "espandere"
***l'unione inglobando**
nodi adiacenti

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:

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

**Acquista CDJ *Win* con la
Super Rottamazione
Sconto 50%**

ad es. CDJ *Win* Light LifeTime a soli € 300,00!
**(offerta riservata ad utenti di software
strutturali non STS, valida fino al 31/12/2019)**

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



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



Software Tecnico Scientifico®